

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République algérienne démocratique et populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

المركز الجامعي لعين تموشنت

Centre Universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain Témouchent

Institut de Technologie

Département de Génie Civil



Projet de fin d'études Pour l'obtention du diplôme de Master

Domaine : SCIENCE ET TECHNOLOGIE

Filière : GENIE CIVIL Spécialité : Travaux Publics

Thème

**Les Sols à Problèmes :**  
**Etude et expertise de deux cas à Ain Témouchent**

Présenté par :

**Zemmour Abd El Djawed & Fayçal Yousfi Walid**

**Devant Le Jury Composé De :**

Mme ABDESSELAM	Centre Univ Ain Témouchent	Présidente
Mr Bénamer Amraoui	Centre Univ Ain Témouchent	Examineur
Dr Houmadi Youcef	Centre Univ Ain Témouchent	Encadreur
Dr Kameche Zin El Abidine	Centre Univ Ain Témouchent	Co - Encadreur

**Année universitaire 2018/2019**

# Remerciement

Nous tenons tout d'abord à remercier **Dieu** le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir travail.

La première personne que nous tenons à remercier est notre encadreur Dr. Youcef Houmadi, pour l'orientation, la confiance, la patience qui ont constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait jamais pu être mené au bon port. Qu'il trouve dans ce travail un hommage vivant à sa haute personnalité.

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

Nos remerciements s'étendent également à Mr. Bénamer Amraoui pour ses bonnes explications qui nous ont éclairé le chemin de la recherche et sa collaboration avec nous dans l'accomplissement de ce modeste travail.

Nous tenons nos profondes reconnaissances à : Mr Kadour Hakim pour son soutien, Pr Aissa Mamoune Sidi Mohamed et tous les professeurs de génie civil au centre universitaire Belhadj Bouchaib sans oublier le personnel de laboratoire.

À Mr Zemmour Rachid Et Tous Les Ingénieurs de la Direction des Logements Publics.

Nous tenons aussi à exprimer nos sincères remerciements aux ingénieurs de laboratoire Sol Informations.

A Mme Belarbia Djamila et tout le personnel du la Direction des travaux publics.

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

# Dédicace

Tout d'abord je remercie Allah qui m'a couvert de sa gratitude et sa paix en me facilitant la Trache et en me donnant la force de surmonté tous les obstacles rencontrés.

J'offre les dédicaces de ce travaille à ceux qui m'ont donné la voie et ceux que je considère les artères coronaires de mon cœur et bougies qui brulent pour illuminer mon chemin ; ma mère, mon père ce travail est à vous c'est le fruit de votre dur labeur.

Votre prière et votre bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études.

Rien au monde ne vaut les efforts fournis, jours et nuits pour mon éducation et mon bien être je sais que les paroles ne suffiront jamais à décrire ce que je ressens envers vous ...

Mais je ne trouve pas mieux à dire que « o mon seigneur, fais-leur a tous deux miséricorde comme ils m'ont élevé tout petit » Al Israa 17-24

A Mon préféré le poussin Wassim qui a comblé notre maison de bonheur et de joie.

A Ma chère petite Sœur Abir qui m'aime différemment.

A Ma Grande chère Sœur Ghizlène et son mari sohayb.

A toute ma famille, du plus vieux jusqu'au plus jeune. Veuillez trouver dans ce modeste travail l'expression de mon affection.

A tous mes aimables cousins et cousines je vous aime.

Tous mes collègues de la promotion V.O.A 2019 avec lesquels j'ai partagé les sympas et les pires moments.

A mon frère Kamel et mon binôme Walid et tous mes amis qui mon aidée et mon encouragé je suis très reconnaissant de vos biens faits.



# Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents, sans eux je ne serai jamais arrivé, et je les remercie infiniment pour leur tendresse et leur soutien tout long de ma vie.

Mes chères sœurs, à toute ma famille.

À mon meilleur ami et compagnon d'étude Zemmour Abd El djawed, mes collègues, mes proches. En fin à toute personne susceptible d'avoir cet ouvrage entre les mains.

Fayçal Yousfi Walid

## Résumé

Le sol est un élément essentiel qui doit être pris et manipulé avec le plus grand soin possible dans la construction parce qu'il est le principal support des fondations et des structures en général, il est nécessaire de connaître les bases du calcul correct du champ géotechnique, qui résume les lois et les relations découvertes par les scientifiques dans ce domaine, en particulier dans la méthode de découverte, et d'analyser et traiter les différents problèmes du sol, afin de prévenir les catastrophes connexes, qui entraînent des dommages importants et des pertes matérielles et humaines.

Les Mots Clés : Sols, construction, géotechnique, problèmes, catastrophe, dommages importants,

---

## Abstract

Soil is an essential element that must be taken and handled with the greatest care in construction because it is the main support for foundations and structures in general, it is necessary to know the basics of the correct calculation of the geotechnical field, which summarizes the laws and relationships discovered by scientists in this field, especially in the method of discovery, and to analyze and treat the various soil problems, in order to prevent related disasters, which cause significant damage and material and human losses.

Keywords: Soil, construction, geotechnics, problems, disaster, major damage,

---

## ملخص

تُعتبر التربة عنصراً أساسياً يتوجب اخذه والتعامل معه بعناية فائقة في عمليات البناء والتشييد كونه يُعتبر الحامل الرئيس للأساسات والهياكل بصفة عامة لهذا وجب معرفة أساسيات الحساب الصحيحة المتعلقة بالميدان الجيوتقني والذي يُلخص كل القوانين والعلاقات المكتشفة من طرف العلماء في هذا الخصوص لا سيما المتعلقة منها بأساليب اكتشاف وتحليل والتعامل مع مشاكل التربة المختلفة وهذا من اجل تجنب الكوارث الناتجة عنها والتي تسبب غالباً بأضرار وخسائر مادية وبشرية فادحة.

الكلمات المفتاحية مشاكل التربة عمليات البناء اضرار وخسائر

---

*Table des Matières*

---

<b>RESUME.....</b>	<b>IV</b>
<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>XIII</b>
<b>I. CHAPITRE 1 : REVUE BIBLIOGRAPHIQUE.....</b>	<b>1</b>
I-1 INTRODUCTION.....	1
I-2 GENERALITE SUR LA GEOTECHNIQUE .....	2
I-2.1 <i>Définition de la géotechnique</i> .....	2
I-2.2 <i>Les domaines d'application de la géotechnique</i> .....	2
I-2.3 <i>Les disciplines de la géotechnique</i> .....	3
I-3 LES DIFFERENTS PROBLEMES DES SOLS .....	5
I-3.1 <i>Le Retrait-Gonflement</i> .....	5
I-3.2 <i>Le Tassement</i> .....	10
I-3.3 <i>Le phénomène de la liquéfaction</i> .....	14
I-3.4 <i>Les effondrements et les affaissements</i> .....	16
I-4 LES PARAMETRES CARACTERISTIQUES DES SOLS .....	19
I-4.1 <i>Les paramètre d'états</i> .....	19
I-4.2 <i>Les paramètres sans dimensions</i> .....	21
I-4.3 <i>Les paramètres dimensionnels (poids volumiques)</i> .....	24
I-4.4 <i>La relations entre les paramètres</i> .....	26
I-4.5 <i>Consistance des sols fins (limites d'Atterberg)</i> .....	26
I-5 PRINCIPE DES CLASSIFICATIONS DES SOLS .....	30
I-5.1 <i>CLASSIFICATION TRIANGULAIRE</i> .....	31
I-5.2 <i>CLASSIFICATION (LPC/USCS)</i> .....	31
I-5.3 <i>CLASSIFICATION LPC MODIFIEE</i> .....	34
I-5.4 <i>LA CLASSIFICATION GTR</i> .....	35
I-6 CONCLUSION .....	38
<b>II. CHAPITRE 2 : CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS.....</b>	<b>39</b>
II-1 INTRODUCTION.....	39
II-2 GENERALITES SUR LES FONDATIONS .....	40
II-2.1 <i>Les différents types des fondations</i> .....	40
II-2.2 <i>Fonctionnement des fondations</i> .....	40
II-2.3 <i>Divers types des fondations superficielles</i> .....	41
II-2.4 <i>Comportement d'une fondation superficielle</i> .....	42
II-2.5 <i>Pathologie des fondations</i> .....	43
II-3 DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES .....	45
II-3.1 <i>Méthodes basées sur les essais de laboratoire ou méthodes C-<math>\phi</math></i> .....	48
II-3.2 <i>Méthodes basées sur les essais in-situ « L'essai Pressiométrique »</i> .....	59
II-4 CONCLUSION .....	64
<b>III. CHAPITRE 3 : EVALUATION DE TASSEMENT .....</b>	<b>65</b>

III-1	INTRODUCTION.....	65
III-2	GENERALITE.....	66
	<i>III-2.1 Les diverses méthodes de calcul du tassement.....</i>	<i>66</i>
III-3	EVALUATION DU TASSEMENT A PARTIR DES ESSAIS IN-SITU « METHODE PRESSIOMETRIQUE » .....	68
	<i>III-3.1 Quelques Notions A prendre.....</i>	<i>68</i>
	<i>III-3.2 L'hypothèse de calcul selon la méthode semi-empirique « pressiométrique » ..</i>	<i>70</i>
III-4	CALCUL DE TASSEMENT A PARTIR DES ESSAIS DE LABORATOIRE « METHODE EDOMETRIQUE » .....	74
	<i>III-4.1 Cas d'un sol normalement consolidé.....</i>	<i>76</i>
	<i>III-4.2 Cas d'un sol surconsolidé.....</i>	<i>76</i>
	<i>III-4.3 Cas d'un sol consolidé avec.....</i>	<i>76</i>
	<i>III-4.4 Les paramètres de consolidations.....</i>	<i>76</i>
III-5	CONCLUSION.....	79
<b>IV. CHAPITRE 4 : PRESENTATION DE LA WILAYA DE AIN TEMOUCHENT... 80</b>		
IV-1	INTRODUCTION.....	80
IV-2	SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA REGION DE AIN TËMOUCHENT .....	81
IV-3	CADRE GEOLOGIQUE ET SISMICITE .....	83
	<i>IV-3.1 La géologie de la région.....</i>	<i>83</i>
	<i>IV-3.2 La sismicité.....</i>	<i>86</i>
IV-4	CONTEXTE HYDROGEOLOGIQUE.....	89
IV-5	CONTEXTE GEOTECHNIQUE.....	92
IV-6	LES PENTES A AIN TEMOUCHENT .....	93
IV-7	LE VOLCANISME .....	94
	<i>IV-7.1 Les Tufs.....</i>	<i>94</i>
	<i>IV-7.2 Les Brèches.....</i>	<i>94</i>
	<i>IV-7.3 Les Coulées.....</i>	<i>95</i>
IV-8	CONCLUSION.....	96
<b>V. CHAPITRE 5 : ETUDE ET ANALYSE GEOTECHNIQUE DE LA ZONE D'ACTIVITE INDUSTRIEL DE TAMAZOURA..... 97</b>		
V-1	INTRODUCTION.....	97
V-2	GEOMORPHOLOGIE, SITUATION ET DELIMITATION DU SITE : .....	98
V-3	CADRE GEOLOGIQUE DE LA REGION DE TAMAZOURA.....	102
V-4	HYDROLOGIE DE LA REGION DE TAMAZOURA.....	104
V-5	LA RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE D'APRES LES SONDAGE IN-SITU 106	
	<i>V-5.1 Les Sondages carottés.....</i>	<i>106</i>
	<i>V-5.2 Les Sondages pressiométriques.....</i>	<i>107</i>
V-6	RESULTATS DES ESSAIS DE LABORATOIRE.....	109
	<i>V-6.1 Les Essais Chimiques.....</i>	<i>109</i>
	<i>V-6.2 Essais physiques :.....</i>	<i>110</i>
	<i>V-6.3 ESSAIS MECANIQUE :.....</i>	<i>111</i>

V-6.4	<i>Interprétation et explication des résultats</i> .....	112
V-7	CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE .....	115
V-7.1	<i>Selon La Méthode œdométrique</i> .....	115
V-7.2	<i>Selon la méthode pressiométrique</i> .....	116
V-8	LES PROBLEMES DE SOL.....	118
V-8.1	<i>Calcul de tassement et de gonflement</i> .....	118
V-9	RECOMMANDATIONS.....	118
V-10	CONCLUSION .....	120
<b>VI.</b>	<b>CHAPITRE 6 : ETUDE ET ANALYSE GEOTECHNIQUE DU SITE URBAIN</b>	
	<b>DE GHAR EL BAROUD (REGION DE BENISAF).....</b>	<b>121</b>
VI-1	INTRODUCTION.....	121
VI-2	SITUATION GEOGRAPHIQUE ET DELIMITATION DU SITE .....	122
VI-3	TOPOGRAPHIE ET MORPHOLOGIE DU SITE.....	124
VI-4	CADRE GEOLOGIQUE DE SITE .....	128
VI-5	CONTEXTE GEOTECHNIQUE.....	130
VI-6	L'HYDROLOGIE DU SITE .....	131
VI-7	RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE DU POS GHAR EL BAROUD.....	131
VI-7.1	<i>Les sondages carottés</i> .....	131
VI-7.2	<i>Les essais chimiques</i> : .....	139
VI-8	CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DES DIFFERENTES FORMATIONS : .....	139
VI-9	LES GALERIES SOUTERRAINES DU POS GHAR EL BAROUD .....	140
VI-10	CALCUL DU COEFFICIENT DE SECURITE DU GLISSEMENT : .....	144
VI-11	SOLUTIONS ET RECOMMANDATIONS.....	146
VI-11.1	<i>Vis-à-vis la stabilité des talus</i> .....	146
VI-11.2	<i>Vis-à-vis les fondations</i> .....	147
VI-11.3	<i>Vis-à-vis les puits d'aérations et les galeries de roulements</i> .....	147
VI-11.4	<i>Divers</i> .....	148
VI-12	CONCLUSION.....	152
	<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>	<b>153</b>
	<b><i>LEXIQUE TRILINGUE DE GEOTECHNIQUE</i> .....</b>	<b>154</b>
	<b>LES ANNEXES .....</b>	<b>165</b>
	<b><i>REFERENCES &amp; BIBLIOGRAPHIES.</i> .....</b>	<b>180</b>



---

## *Listes des Figures*

---

Figure I-1 : Spécialisation de la Géotechnique .....	5
Figure I-2 : le Mécanisme de gonflement des argiles par l'hydratation.....	7
Figure I-3:Formes de dégâts sur des bâtiments reposant sur Des terrains gonflants. ....	8
Figure I-4: Apparition des premières fissures sur les accotements (Fin de saison sèche). ....	9
Figure I-5: Apparition des premières déformations et infiltration d'eau à travers les fissures.	10
Figure I-6: Chute de la portance dans les Zones saturées apparition des fissures longitudinales. .....	10
Figure I-7:Tassement instantané, de consolidation et secondaire. ....	11
Figure I-8 : Tassement uniforme. ....	12
Figure I-9 : Déformation d'un sol sableux dans des conditions œdométriques.....	13
Figure I-10 : représentation de liquéfaction a) et b) état initial, c) pendant la liquéfaction. ...	15
Figure I-11:les affaissements. ....	17
Figure I-12 : Types des effondrements. ....	18
Figure I-13 : Exemple de courbe granulométrique. ....	19
Figure I-14: Exemple d'angularité des grains .....	21
Figure I-15:Représentation conventionnelle d'un volume de sol (Poids et volumes des différentes phases). ....	21
Figure I-16: Degré de saturation $S_r$ [%]. ....	23
Figure I-17:Rapports entre les grandeurs caractéristiques des sols. ....	26
Figure I-18 : Les Etats de consistance.....	28
Figure I-19:Limite D'Atterberg indice de liquidité. ....	29
Figure I-20: Classification triangulaire des sols fins (contenant moins de 30% d'éléments de diamètre supérieur à 2 mm).....	31
Figure I-21: Classification LPC des sols fins en laboratoire. Diagramme de plasticité.....	33
Figure I-22 : Structure générale de la classification GTR pour les terrassements routiers. ....	36
Figure I-23 : Classification des sols LPC modifiée (1974/1980).....	36
Figure I-24 : Classification LPC/USCS des sols en laboratoire.....	37
Figure II-1 : une coupe verticale sur semelle superficielle. ....	40
Figure II-2 : Types des fondations superficielles. ....	42
Figure II-3 : Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle.....	42
Figure II-4 : les dégâts des Pathologies des fondations. ....	44
Figure II-5 : Semelles Rectangulaires. ....	46
Figure II-6 : schématisation de la profondeur hors gel. ....	47

Figure II-7 : Schéma de rupture d'une fondation superficielle. ....	49
Figure II-8 : Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (méthode « c-φ »)....	52
Figure II-9 : Valeurs de $N_c$ , $N_\gamma$ et $N_q$ recommandées par Terzaghi et Peck. ....	53
Figure II-10 : Valeur des facteurs de portance en fonction de $\phi$ [DTU13.1].....	54
Figure II-11 : Semelle fondée sur un bicouche. ....	57
Figure II-12 : Définition de l'encastrement équivalent d'une fondation superficielle.....	60
Figure II-13 : Facteur de portance pressiométrique selon le DTU 13.12 .....	63
Figure III-1 : les trois phases de la courbe pressiométrique.....	68
Figure III-2 : Évaluation de la pression limite $P_l$ à partir de la courbe pressiométrique. ....	69
Figure III-3 : Schématisation du sol pour interrogation. ....	73
Figure III-4 : Schéma de découpage du sol en des tranches. ....	74
Figure III-5 : Calcul de tassement à partir de la courbe œdométrique. ....	75
Figure III-6 : courbe œdométrique tassement cas d'un sol normalement consolidé. ....	75
Figure IV-1 : Situation géographique de la wilaya de Ain Témouchent [google earth].....	81
Figure IV-2 : carte d'état-major de l'oranaï [préparer par « the Army map service (RMALL) corps of engineer US. Army »]. ....	82
Figure IV-3 : carte géologique de la wilaya de Ain Témouchent. ....	83
Figure IV-4 : La carte géologique de Ain Témouchent (Extrait de la carte géologique d'Algérie au 1/5000.000. ....	85
Figure IV-5 : la légende de la carte géologique représenté dans la Figure IV-4.....	86
Figure IV-6 : Carte sismique de la région d'Algérie (RPA99). ....	87
Figure IV-7 : Les failles actives de la wilaya d'Ain Témouchent, F1 : faille de Stah Zilzila, F2 : faille de Djebel Djaddara, F3 : faille de la Sebkhia Sud. ....	89
Figure IV-8 : les cours d'eau dans la région de Ain Témouchent [google earth].....	91
Figure IV-9 : la carte hydrologique de la ville de Ain Témouchent .....	91
Figure IV-10 : la carte géotechnique du site urbain de Ain Témouchent. ....	92
Figure IV-11 : la carte des pentes de Ain Témouchent à l'échèle 1 :25000[Mr. Amraoui] ....	93
Figure V-1 : schématisation en 3D de la surface de site étudiant. ....	98
Figure V-2 : Situation géographique de la zone d'étude (google earth). ....	98
Figure V-3 : la carte des courbes de niveau de la zone étudiant. ....	99
Figure V-4 : profile d'élévation entre le point le plus haut et le plus bas.....	99
Figure V-5 : les courbes de niveau de la zone étudiant. ....	100
Figure V-6 : coupe lithologique en 2D Du terrain étudiant. ....	100
Figure V-7 : lithologie et situation des puits de sondage carotté en 3D Du terrain étudiant. ..	101
Figure V-8 : coupe lithologique en 3D Du terrain étudiant. ....	101

Figure V-9 : légende des coupes lithologiques des figures [Figure V-6,Figure V-7,Figure V-8] .....	102
Figure V-10 : cadre géologique de la région de Tamazoura. ....	102
Figure V-11 : extrait de la carte du réseau hydro-climatologique et de la surveillance de la qualité des eaux du nord de l'Algérie .....	105
Figure V-12 : la carte de chevelu hydrographique de l'oued Ibel Tamazoura au 1/25000. ....	106
Figure V-13 : Extrait du document technique unifié D.T.U 13.1 (1968). ....	116
Figure VI-1 : situation géographique de Ghar El Baroud [google earth]. ....	122
Figure VI-2 : la zone d'étude de pos Ghar el baroud. ....	123
Figure VI-3 : Morphologie du POS Ghar el Baroud. ....	124
Figure VI-4 : présentation des courbes de niveaux de POS Ghar el Baroud. ....	125
Figure VI-5 : Schématisation en 3D du terrain étudié. ....	125
Figure VI-6 : susceptible des effondrements de la ville de béni saf. ....	126
Figure VI-7 : carte du potentiel d'effondrement de sol du site urbain de la ville de Bénisaf. ....	127
Figure VI-8 : carte géologique du site urbain de la ville de Bénisaf. ....	129
Figure VI-9 : carte géotechnique du site urbain de la ville de Bénisaf. ....	130
Figure VI-10 : représentation de la chaaba entre les deux collines. ....	131
Figure VI-11 : position des points sondages dans le pos de Ghar el Baroud. ....	132
Figure VI-12 : la coupe lithologique entre les points de sondage SC1 et SC2 .....	133
Figure VI-13 : la coupe lithologique entre les points de sondage SC2 et SC3 .....	133
Figure VI-14 : la coupe lithologique entre les points de sondage SC3 et SC4 .....	134
Figure VI-15 : la coupe lithologique entre les points de sondage SC4 et SC5 .....	134
Figure VI-16 : la coupe lithologique entre les points de sondage SC5 et SC6 .....	134
Figure VI-17 : la coupe lithologique entre les points de sondage SC6 et SC7 .....	135
Figure VI-18 : la coupe lithologique entre les points de sondage SC7 et SC8 .....	135
Figure VI-19 : la coupe lithologique entre les points de sondage SC8 et SC9 .....	135
Figure VI-20 : Coupe Lithologique. ....	136
Figure VI-21 : schématisation en 3D des couches de sol. ....	136
Figure VI-22 : La carte à Risque. ....	137
Figure VI-23 : les cartes des Inondations .....	138
Figure VIII-24 : carte de réseau souterrain de pos Ghar el baroud. ....	142
Figure VI-25 : légende de la carte représentée dans la Figure VI-26 .....	143
Figure VI-26 : carte représentative des galeries souterraines et les positions de sondages carottés. ....	143
Figure VI-27 : carte des pentes du site étudié. ....	146

---

*Table des Tableaux*

---

Tableau 1 : Echèle de granulométrie selon Cu.....	20
Tableau 2 : Propriétés typiques de certains sols naturels. ....	24
Tableau 3 : Les groupes des sols.....	32
Tableau 4:Classification des sols grenus (plus de 50 % d'éléments > 0,08 mm) .....	34
Tableau 5 : intervalle des valeurs de la capacité portante pour quelques sols. ....	45
Tableau 6 : conditions drainées et non drainées.....	48
Tableau 7 : Facteurs de profondeur, $d_c$ , $d_q$ , $d_\gamma$ . Fondation peu profonde ( $D/B > 1$ ) .....	51
Tableau 8 : Facteurs de pente de surface $g_c$ , $g_q$ , $g_\gamma$ .....	51
Tableau 9 : facteurs de pente de base $b_c$ , $b_q$ , $b_\gamma$ ( $\Phi$ = pente de la base).....	51
Tableau 10 : Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi. (Conditions non drainées et drainées) .....	55
Tableau 11 : Coefficients de forme. ....	55
Tableau 12 : Facteurs d'inclinaison $i_c$ , $i_q$ , $i_\gamma$ composante de force horizontale, $Q_v$ composante de la force verticale (source VESIĆ : 1975). ....	56
Tableau 13 : Valeur des Facteurs de forme selon Vesic. ....	59
Tableau 14 : Variation de $K_o$ pour quelque type de sols. ....	60
Tableau 15 : Définition des catégories conventionnelles des sols. ....	61
Tableau 16 : Facteur de portance pressiométrique [fascicule 62-V, 1993].....	63
Tableau 17 : Coefficient d'influence $I_s$ pour la formule.....	67
Tableau 18 : Valeurs de $\alpha$ pour les argiles, limons et sables. ....	70
Tableau 19 : Coefficients de forme pour une semelle rectangulaire.....	72
Tableau 20 : Ordres de grandeur de l'indice de compression pour différents types de sols.....	77
Tableau 21 : Classification des sols selon l'indice de compressibilité. ....	77
Tableau 22 : les principaux évènements sismiques de la région de Aïn Témouchent. ....	88
Tableau 23 : Tableau récapitulatif des résultats pressiométriques.....	107
Tableau 24 : la classification des sols selon les paramètres pressiométriques.....	108
Tableau 25 : Résultats des essais chimiques sur sol.....	109
Tableau 26 : Résultats des essais chimiques sur l'eau. ....	109
Tableau 27 : Résultats des Analyses granulométriques et sédimentations. ....	110
Tableau 28 : Résultats des essais d'Atterberg.....	110
Tableau 29 : Résultats de classification LCPC des Couche de Sols. ....	111
Tableau 30 : Les Intervalles de la cohésion et l'angle de frottement.....	111
Tableau 31 : Résultats de l'essai Odométrique.....	111

Tableau 32 : détermination de la compressibilité de sol selon le coefficient.....	112
Tableau 33 : l'état de consolidation du sol .....	113
Tableau 34 : estimation du potentiel de gonflement selon $C_g$ .....	113
Tableau 35 : Evaluation du potentiel de gonflement à partir de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité. ....	114
Tableau 36 : classification du gonflement à partir de l'indice de gonflement et la limite de liquidité.....	114
Tableau 37 : résultats de calcul de la capacité portante selon les méthodes de laboratoire. ...	115
Tableau 38 : résultats de la portance de sol selon le calcul pressiométrique. ....	116
Tableau 39 : Tableau Récapitulatifs des résultats des essais des sondages carotté.....	117
Tableau 40 : résultats de calcule de tassement et le taux de gonflement. ....	118
Tableau 41 : résultats des essais chimique site de Ghar el Baroud. ....	139
Tableau 42 : Résultats de calcul de la capacité portante pos de Ghar el baroud.....	140
Tableau 43 : Résultats de calcul de facteur de sécurité.....	145
Tableau 44 : Tableau récapitulatif globale des résultats .....	151

# Introduction Générale

Le sol est un matériau hétérogène avec des caractéristiques très variables. Les principaux problèmes liés aux sols de façon générale se manifestent par une capacité portante faible, des déformations sous forme de tassement (absolu ou différentiel) importants ou bien un taux de gonflement-retrait élevé, une liquéfaction, un effondrement ou un glissement..., Sous charges soit statiques ou dynamiques (séisme) surtout pour quelques types de sol argileux ou sableux lâches et/ou saturés.

La mécanique des sols étudie plus particulièrement le comportement des sols sous leurs aspects résistance et déformabilité. À partir des essais de laboratoires et in situ, la mécanique des sols fournit aux bureaux d'études et constructeurs les données nécessaires pour étudier les sols supports des ouvrages de génie civil pour assurer leur stabilité. Cette stabilité dépend de plusieurs paramètres dont la pente, la nature du sol, le niveau de la nappe, les contraintes externes, ...etc. La compréhension du comportement des sols et leurs interactions avec les ouvrages joue un rôle important pour assurer la stabilité des constructions en conséquence éviter tous types de défaillances dans les ouvrages.

Notre travail de mémoire de fin d'étude s'inscrit dans le cadre d'une expertise et diagnostique des problèmes des sols pour des cas existants dans la région de Ain Témouchent dans le but de d'identifier les risques géotechniques des sites des cas d'étude.

Le premier chapitre de ce mémoire présente les résultats d'une recherche bibliographique. Cette recherche s'est intéressée à la discipline de la géotechnique et aux différents problèmes géotechniques ainsi que le principe de la classification des sols et les paramètres de la mécanique des sols.

Le deuxième et le troisième chapitre s'attachent à citer les différentes méthodes de dimensionnement des fondations et les calculs des tassements en utilisant les paramètres géotechniques du laboratoire et in-situ (pressiométriques).

Le quatrième chapitre de ce mémoire présente la wilaya de Ain Témouchent. Dans le même chapitre, la géologie la sismicité et autres caractéristiques de la région ont été détaillées.

A la fin, la dernière partie a été consacrée à l'étude et l'expertise de deux cas réels des sols à problèmes dont le site de Ghar el Baroud à Bénisaf et le site de la zone d'activité industriel de Tamazoura ont été étudiés.

# 1<sup>ère</sup> Phase : Etude Théorique

Dans cette phase, nous collecterons des théories et des informations générales qui nous permettront d'avoir une idée globale sur la géotechnique et de ses composantes, les différents problèmes du sol ainsi que les caractéristiques de la mécanique des sols et le principe des classifications des sols.

Au terme de cette phase, le lecteur sera en mesure de maîtriser toutes les théories de la géotechnique et aura la capacité de réaliser une étude géotechnique complète ainsi que la capacité de traiter les différents problèmes du sol et de connaître leurs origines.

## I. Chapitre 1 : Revue Bibliographique

### I-1 INTRODUCTION

Comme pour les autres branches de l'ingénierie, les principaux problèmes sont la stabilité et la facilité d'entretien. Lorsqu'une structure est construite, elle applique une charge sur son sol support, si la charge est trop importante, la résistance du sol sera dépassée et une rupture peut se produire. A cet effet, il est important de savoir que la défaillance ou la rupture d'un ouvrage (Bâtiment, pont, silos, barrage, ...) peut créer des conséquences catastrophiques, tout comme les glissements des terrains en pente bâtis. Les bâtiments ou les structures en terre peuvent être rendus inutilisables par des déformations excessives des sols support dont on peut citer les phénomènes des tassements, des Retrait-gonflement et la liquéfaction.

Les critères de tassement admissible varient d'un cas à un autre ; par exemple, le tassement autorisé dans une usine qui contient des équipements sensibles sera probablement beaucoup plus rigoureux que celui d'un entrepôt. Un autre aspect important à considérer lors de la conception est l'effet de toute construction sur les structures adjacentes, par exemple l'excavation d'un sous-sol, puis la construction d'un grand bâtiment causera des déformations dans le sol environnant et peut avoir un effet nuisible sur les bâtiments adjacents ou d'autres structures comme les tunnels.



Dans ce chapitre, nous essaierons de trouver des réponses aux questions posées ci-dessous, afin de fournir une meilleure connaissance et une précision développée.

Qu'est-ce que le génie géotechnique, quelle est son importance, quelles sont ses disciplines ?

Quels sont les phénomènes qui causent des désordres au sol quels sont ces désordres... ?

## **I-2 GENERALITE SUR LA GEOTECHNIQUE**

### **I-2.1 Définition de la géotechnique**

La géotechnique est l'ensemble des activités associées aux domaines d'application de la mécanique des sols, de la mécanique des roches et de la géologie de l'ingénierie. La mécanique des sols étudie plus précisément le comportement des sols en matière de leur résistance et de leur déformabilité.

S'appuyant sur des essais en laboratoire et in situ de plus en plus sophistiqués, la mécanique des sols apporte aux constructeurs les éléments qui leur permettent d'étudier les ouvrages de génie civil et de construction et d'assurer leur stabilité selon les sols sur lesquels ils sont ou seront construits (barrage en remblais) ; ceci tant durant la progression des travaux (grands terrassements) qu'après mise en service des ouvrages.<sup>1</sup>

### **I-2.2 Les domaines d'application de la géotechnique**

Pour tous les travaux de bâtiment et de génie civil liés aux sols ou à leur mise en œuvre, la mécanique des sols joue un rôle essentiel dans l'acte de construction. Les sols peuvent :

- Supporter les ouvrages : fondations superficielles, fondations profondes.
- Être supportés : murs de soutènement, rideaux de palplanches.
- Constituer l'ouvrage lui-même : remblais, digues, barrages.

On peut citer par exemple :

- Les fondations des bâtiments, des ouvrages d'art, des ensembles industriels ...
- Les ouvrages de soutènement (murs, rideaux de palplanches, ...).
- Les tunnels et travaux souterrains dans les sols.
- Les barrages et digues en terre.
- La stabilité des pentes naturelles et des talus et les travaux de stabilisation.

- Les ouvrages portuaires et maritimes.
- Les terrassements des routes, autoroutes, voies ferrées...
- L'amélioration et le renforcement des sols.
- La protection de l'environnement.

### I-2.3 Les disciplines de la géotechnique

La géotechnique est une discipline qui regroupe des méthodes et des outils de caractérisation et de dimensionnement issus des sciences appliquées et des techniques en relation avec les sols et les terrains sur lesquels l'ingénieur s'appuie pour construire les ouvrages du bâtiment et des travaux publics. Ce vaste domaine fait appel aux disciplines suivantes : <sup>2</sup>

- ✚ **La géologie** : elle revêt une importance particulière dans les ouvrages de génie civil, les tunnels et les tours d'habitation, car les charges transmises se diffusent dans le sol sur une grande surface, tant en largeur qu'en profondeur.
- ✚ **La mécanique des solides et des fluides** : Cette discipline est indispensable pour estimer les actions mécaniques dans le sol générées par les contraintes que les structures transmettent au sol, elle assure que le sol reprend ses actions dans des meilleures conditions.
- ✚ **La topographie** : elle permet la réalisation d'une topologie représentative du terrain sur lequel la structure sera construite.
- ✚ **La chimie** : Cette discipline est peu importante dans le cas de la réalisation des structures existantes (petits bâtiments). Elle est très présente dans le cas de structures plus grandes car il est nécessaire d'évaluer l'évolution du sol en présence d'un milieu qui peut parfois être agressif pour le sol (par exemple, la dissolution de la roche à la suite de la modification du débit dans le terrain après la construction des structures).
- ✚ **Les techniques des travaux de construction** : Tous les outils d'ingénierie permettant de choisir les solutions technologiques mises en œuvre pour assurer la stabilité et la pérennité des ouvrages sur la base de critères technologiques et financiers font partie de cette discipline.

Il est souvent impossible d'utiliser tous les outils que les sciences appliquées mettent aujourd'hui à notre disposition dans le but de dimensionner les œuvres pour les raisons mentionnées ci-dessus ou simplement parce que l'importance de l'œuvre ne le justifie pas. Le concepteur doit quand même répondre à certaines questions soit avant la conception de la structure, soit au cours de sa vérification avant la conception. Voici les questions les plus fréquentes auxquelles les bureaux d'études doivent apporter des réponses :

- Comment reporter les charges de structure sur le terrain réciproquement par l'intermédiaire d'une interface qui garantit la stabilité mécanique de l'ouvrage dans le cas de fondation tunnel ?
- Quelles sont les actions exercées par le sol sur l'ouvrage (tranchée mur de soutènement) ?
- Comment réaliser des terrassements offrant toutes les garanties de stabilité dans le temps et par voie de conséquence de stabilité des ouvrages ?

En phase de vérification les questions que le bureau de contrôle s'impose sont un peu différentes dans la mesure où l'ouvrage est déjà défini :

- La transmission des charges entre l'ouvrage et terrain est-elle assurée en garantissant la stabilité mécanique de l'ouvrage et sa tenue dans le temps ?
- Quels sont les outils les plus appropriés pour effectuer des vérifications ?

Répondre à ses interrogations suppose que le géotechnicien possède de multiples connaissances qu'il doit mobiliser à différentes étapes de l'étude géotechnique.

De nature naturaliste : il doit savoir reconnaître le sol et les terrains.

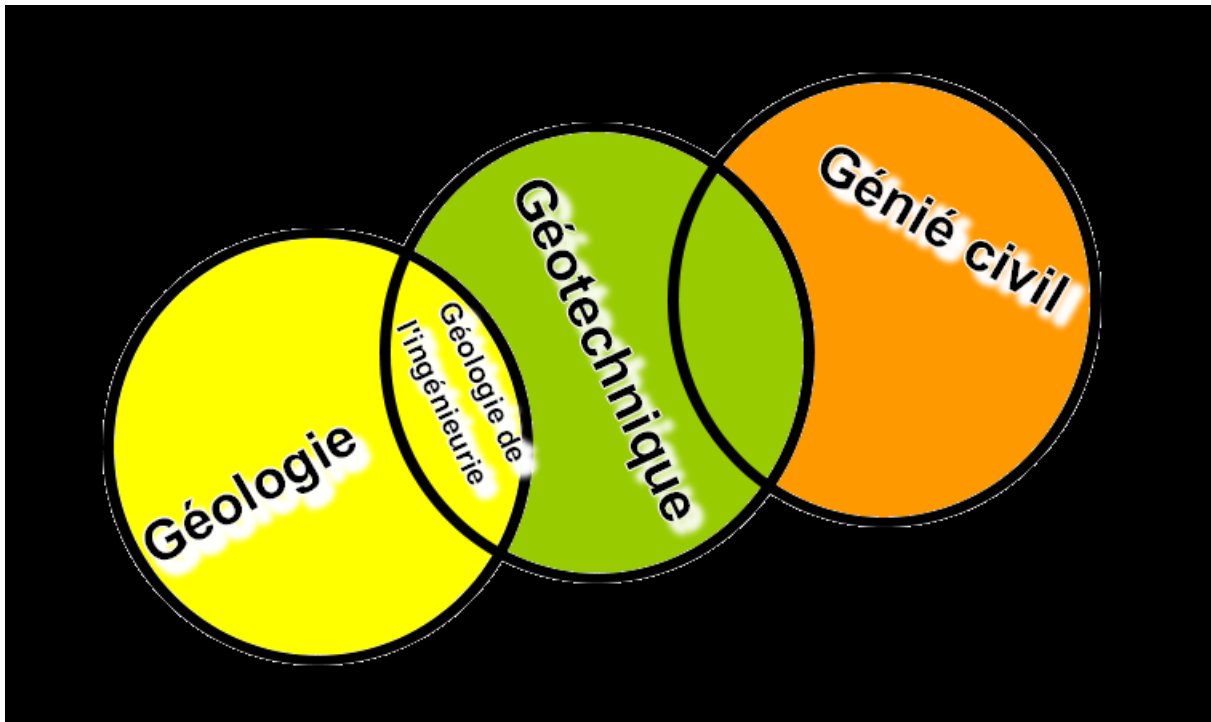
D'expérimenter : il doit connaître et mettre en œuvre les essais pour caractériser le sol.

De conception mécanique : il doit maîtriser les outils de la mécanique des milieux continus afin de déterminer les sollicitations sur le sol et l'ouvrage et vérifier que le sol et l'ouvrage reste stable.

Les géotechniciens doivent également maîtriser les principes de construction et d'organisation du chantier qui sont essentiels pour proposer des solutions économiquement viables.

On peut donc mesurer ici le très vaste éventail de compétences qu'un géotechnicien doit acquérir pour pouvoir devenir fonctionnel, ce qui est à la fois une difficulté et un défi, mais

une fois surmonté, il permet ensuite pour lui d'exercer un métier enthousiasmant et pluridisciplinaire.



*Figure I-1 : Spécialisation de la Géotechnique*

### I-3 LES DIFFERENTS PROBLEMES DES SOLS

#### I-3.1 Le Retrait-Gonflement

##### I-3.1.1 Introduction au gonflement

Le gonflement est le terme employé pour décrire le fait que le volume du sol augmente en absorbant de l'eau. Ce phénomène est au moins partiellement réversible et un sol gonflé subit un retrait (diminution en volume) quand sa teneur en eau diminue. Dans les pays au climat sec, l'accent est mis sur le gonflement, mais dans les pays au climat humide, on privilégie le retrait. Les études sur le gonflement ne doivent pas être séparées des études sur le retrait.

Les argiles, les marnes, les roches argileuses sont les matières "gonflantes" les plus fréquemment rencontrées.

Le gonflement implique des phénomènes physico-chimiques et mécaniques distincts ou combinés. Cela dépend aussi du type de texture du matériau, c'est-à-dire de la répartition des plaquettes entre elles.

### **I-3.1.2 Mécanisme du gonflement**

Le gonflement est le prolongement des doubles couches qui entourent les particules d'argile.

Les principaux facteurs régissant le gonflement des argiles peuvent être classés en deux catégories, les facteurs mécaniques et les facteurs physico-chimiques.

### **I-3.1.3 Composantes mécaniques du gonflement**

Dans la masse du sol gonflant, sous l'action d'un chargement, certaines particules se trouvent déformées selon deux chemins de déformations :

- La compression volumétrique des particules solides, souvent négligeables.
- La courbure des particules a un effet sur le changement de volume souvent appréciable.

L'approche mécanique du gonflement est analogue à l'extension mécanique et est reliée à l'énergie emmagasinée dans la structure solide [Terzaghi,1941], dans cette approche, l'imbibition par l'eau est attribuée à un gradient hydrostatique induisant un écoulement de l'eau à travers l'échantillon, ce qui provoque une diminution de la succion matricielle et par conséquent un déchargement de la masse du sol.

### **I-3.1.4 Composantes physico-chimiques du gonflement**

L'approche physico-chimique est basée sur la théorie de la double couche de Gouy-Chapman, 1910, cette approche tient compte des forces inter particulaires qui sont fonction :

- Des forces électriques
- De la texture de la surface des particules.
- De la composition du fluide interstitiel.
- Les effets physico-chimiques sont fonction des propriétés d'hydratation et d'absorption des cations. En effet, les particules d'argile ont une texture superficielle qui assure une forte liaison à l'eau. Cette affinité pour l'eau est la cause du gonflement du sol.

### **I-3.1.5 Les différents types de gonflement**

L'amplitude de gonflement d'une argile dépend, entre autres, de la structure minéralogique et du type de solution hydratante. Au point de vue mécanisme d'expansion, deux types de gonflement sont distingués :

### I-3.1.5.1 Gonflement inter particulaire

Le gonflement interparticulaire peut se présenter dans toutes les catégories d'argile. C'est un processus de réaction entre l'eau ionisée et des groupes de feuilles d'argile appelés plaquettes. Lorsque les dipôles d'eau se fixent à toutes les faces des plaquettes, un gonflement se produit.

### I-3.1.5.2 Gonflement inter-foliaire

La structure minéralogique de certaines argiles, telles que les smectites et quelques chlorites, permet l'admission de molécules d'eau entre les feuillets.

En effet, leur écartement inter-foliaire est assez grand pour que les molécules d'eau puissent être incluses. Selon Didier (1972), l'eau pénètre entre les feuilles à l'intérieur des particules et est répartie en couches monomoléculaires. Compte tenu de la taille des espaces intercalaires, le gonflement dont il est question est significativement plus important que le gonflement interparticulaire. En fait, chaque distance entre les feuilles est augmentée. La multitude de distances amplifie le résultat.

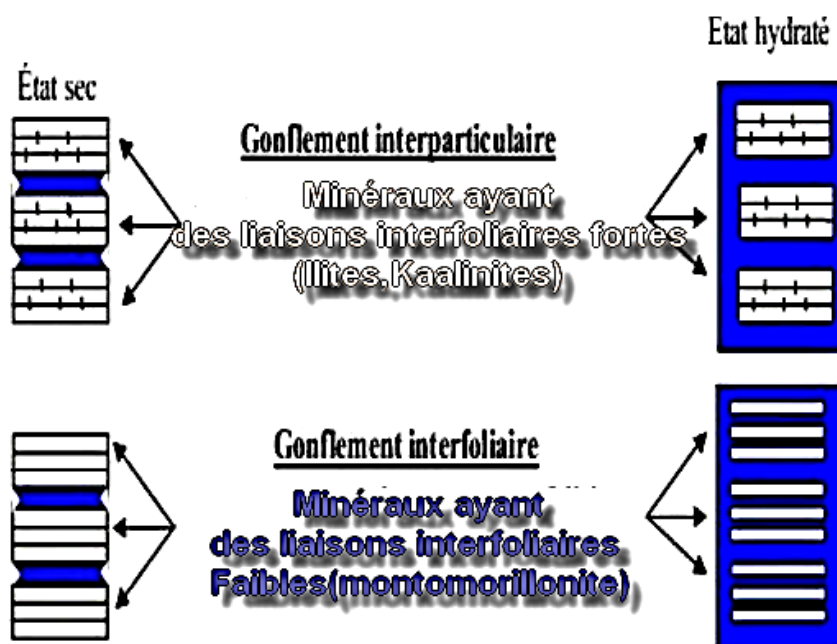


Figure I-2 : le Mécanisme de gonflement des argiles par l'hydratation.<sup>3</sup>

### I-3.1.6 Les causes du gonflement

Pour qu'il y ait gonflement du sol, les "minéraux expansifs" doivent pouvoir entrer en contact avec l'eau. En effet, toutes les observations qui ont porté sur les conséquences présumées du

gonflement des sols, que ce soit dans la construction des tunnels, des habitats ou des routes, ont conduit à l'élaboration de cette équation :

$$\ll \text{Minéraux expansifs} + \text{eau} = \text{gonflement} \gg$$

### I-3.1.7 Les conséquences du gonflement sur les bâtiments

Les bâtiments et particulièrement les maisons individuelles construits sans précautions sur des sols gonflants présentent souvent des figures de dégradation telles que fissures des murs porteurs, voire des murs de remplissage, bombement de l'éventuel radier, etc. qui conduisent parfois à l'instabilité générale du bâtiment par rupture ou déboisement de ses éléments porteurs.

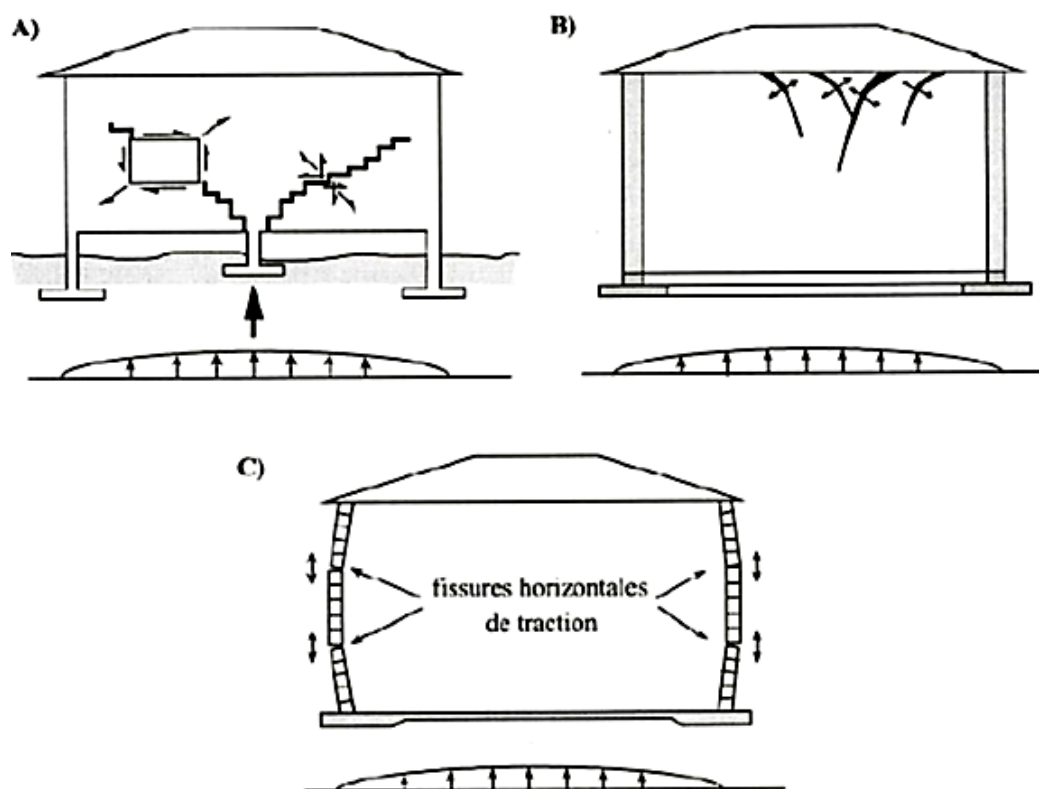


Figure I-3: Formes de dégâts sur des bâtiments reposant sur des terrains gonflants.

Les dégâts causés aux structures des bâtiments reposant sur des sols gonflants ont été chiffrés à environ **2.25** milliards de dollars, aux **U.S.A.**, en 1976 [Leveron, 1984].

La Figure I-3 illustre les différents types de dégâts causés à un bâtiment qui repose sur un sol sujet au gonflement ou au retrait.

- A) Fissures diagonales de cisaillement dues à un gonflement différentiel au milieu de l'un des côtés d'un bâtiment construit sur un semelles isolés
- B) Fissure verticale de traction par flexion dues à un gonflement différentiel avec maxima au centre d'un bâtiment construit sur semelles continues.
- C) Fissures horizontales de traction par flexion due à un gonflement différentiel avec maxima au centre d'un bâtiment construit sur radier générale.

### I-3.1.8 Conséquences du gonflement sur les chaussées

Le gonflement peut causer des dommages importants à la structure de la chaussée. Ce phénomène est causé par les variations de la teneur en eau du sous-sol.

Les désordres subis par la chaussée sont principalement des fissures qui apparaissent à la fin de la saison sèche et sur les épaules de la chaussée pendant la saison des pluies. Ces fissures permettent à l'eau de s'infiltrer plus facilement, ce qui entraîne la saturation de ces zones et, par conséquent, le gonflement, entraînant ainsi une déformation de la surface de la chaussée.

Et aussi l'apparition de fissures longitudinales qui peuvent être assimilées à la chute de la portance dans les zones latérales de la chaussée entraînant l'affaissement des bords.

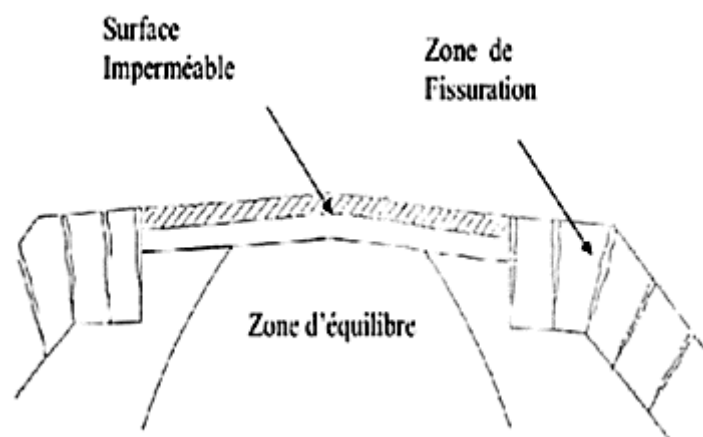


Figure I-4: Apparition des premières fissures sur les accotements (Fin de saison sèche).



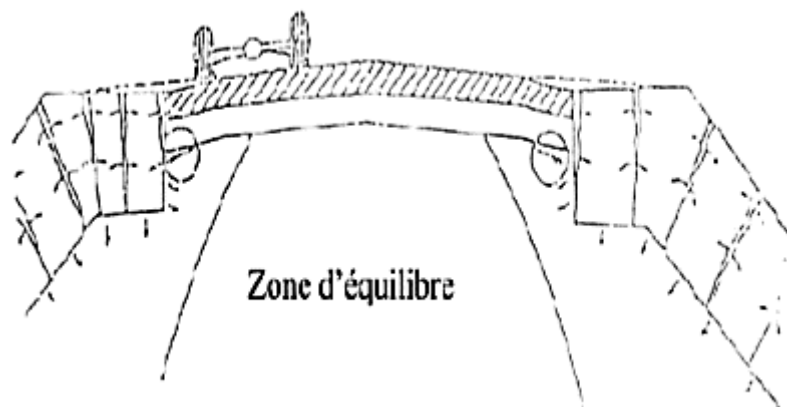


Figure I-5: Apparition des premières déformations et infiltration d'eau à travers les fissures.

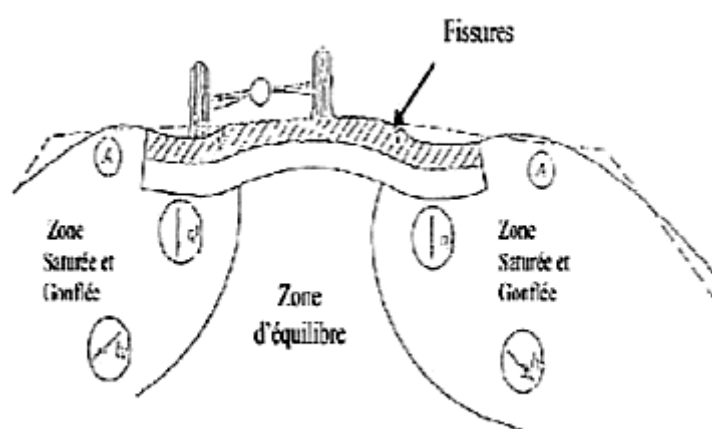


Figure I-6: Chute de la portance dans les Zones saturées apparition des fissures longitudinales.

### I-3.2 Le Tassement

#### I-3.2.1 Introduction au Tassement

Le sol, comme tous les autres matériaux, se déforme lorsqu'une charge lui est appliquée. Un sol soumis à une contrainte extérieure se comprimera. Si les dimensions de la zone chargée sont grandes par rapport à l'épaisseur de la couche, on peut supposer que les déformations au milieu de la zone chargée ne sont que verticales, dans la plupart des cas la surface du sol est horizontale et les charges appliquées sont verticales ; le tassement est donc le déplacement dominant.

Le tassement du sol est dû à l'application de contraintes externes telles que le remblai, les fondations ou son propre poids. L'amplitude des déformations peut varier de quelques millimètres à quelques mètres, selon la nature du terrain et les charges qui y sont appliquées.

Les tassements peuvent être uniformes ou différentiels selon la nature du sol en place. Dans les sols non saturés, les tassements sont presque instantanés mais dans les sols saturés, ils peuvent

s'étendre sur quelques secondes dans les sols sableux-graveleux, jusqu'à plusieurs dizaines d'années dans les argiles peu perméables. Pour vérifier la conformité des structures vis-à-vis des conditions de sécurité et de service, on doit faire un calcul de tassement. Le tassement est dû à la compressibilité du sol, c'est à dire au fait qu'il peut diminuer de volume.

### La compressibilité du sol résulte de :

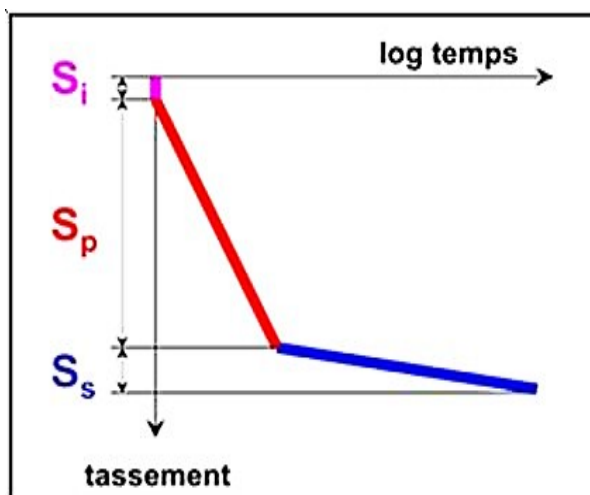
La compression de l'air qui remplit des vides. L'eau est supposée incompressible, provoquera un tassement quasiment instantané.

L'évacuation de l'eau contenue dans les vides. C'est la consolidation primaire, elle produit le tassement le plus important : le sol est soumis à une diminution de volume en fonction du volume d'eau expulsé (le sol est considéré saturé).

La compression du squelette solide. C'est la consolidation secondaire, elle correspond au tassement des grains qui s'arrangent entre eux de façon à occuper un volume plus réduit. Il se produit un fluage dû au déplacement des couches adsorbées.

### I-3.2.2 Les composantes du tassement

Il se subdivise en trois composantes à savoir le tassement instantané, le tassement de consolidation primaire et le tassement de consolidation secondaire.



D'où :

$S_t$  : Tassement total ;

$S_i$  : Tassement immédiat ;

$S_p$  : Tassement de consolidation primaire ;

$S_s$  : Tassement de consolidation secondaire.

Le tassement immédiat est indépendant du temps, par contre le tassement primaire et secondaire sont en fonction du temps. Le tassement de consolidation se produit dans les sols fins à faible

Figure I-7: Tassement instantané, de consolidation et secondaire.

### I-3.2.3 Les types des tassements

#### I-3.2.3.1 Les tassements uniformes

Les tassements uniformément repartis affectent peu la structure, les mouvements qui en résultent peuvent cependant endommager les services et accessoires tels que les conduites d'eau et le passage souterrain.

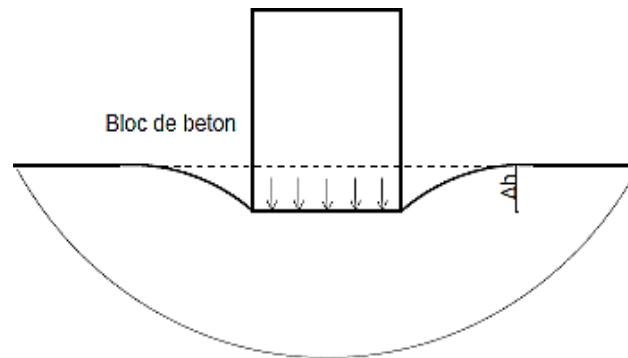


Figure I-8 : Tassement uniforme.

#### I-3.2.3.2 Les tassements suivant le type de sol

On peut classer les tassements en deux types :

#### I-3.2.3.3 Tassement des sols grenus

Dans les domaines usuels de contraintes, les déformations des sols grenus sont, comme toujours, celles du squelette solide, qui entraînent un réarrangement des grains avec un enchevêtrement supplémentaire lors du chargement et la possibilité d'un désenchevêtrement partiel au déchargement.

Ces déformations sont instantanées ou quasi instantanées, compte tenu de la grande perméabilité de ces matériaux, et en amplitude elles sont identiques quel que soit l'état de saturation initial du sol.

Les courbes de contraintes-déformations ne sont ni linéaires ni réversibles au premier chargement. [Figure I-9 : Déformation d'un sol sableux dans des conditions œdométriques.] Par contre, lors de « boucles » de chargement-déchargement (BCD), postérieures au premier chargement, les matériaux montrent un comportement quasi-réversible. L'amplitude des déformations dépend évidemment de l'état initial du sol et de l'état de contrainte appliquée.

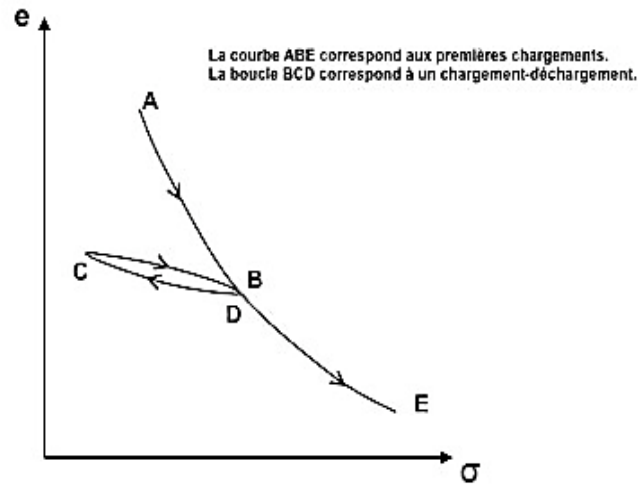


Figure I-9 : Déformation d'un sol sableux dans des conditions œdométriques.

Lorsque les contraintes appliquées au massif ou à l'éprouvette deviennent plus élevées, il y a une concentration de contrainte aux points de contacts entre les grains. Ceci peut induire tout d'abord de petites déformations élastiques des grains aux points de contact, ce qui contribue à une part de la réversibilité décrite plus haut. Au-delà, en fonction de la nature des grains, une détérioration des particules se produit, avec création de fines et des tassements spécifiques. Dans les ouvrages classiques de génie civil, on atteint rarement des valeurs entraînant ces phénomènes. On peut rencontrer des ruptures de grains et une modification de la granularité des sols lors du compactage de matériaux grossiers.

En résumé, dans les sols grenus, les déformations sont instantanées. Dans le cas d'une construction, ces tassements seront stabilisés dès la fin de la construction.

#### I-3.2.3.4 Tassement des sols fins

Les sols fins présentent une faible perméabilité, par conséquent l'évacuation des pressions interstitielles est un processus très lent, qui peut s'étendre sur une durée importante et l'évacuation permet au terrain de se déformer. Ainsi, les tassements dans les argiles peu perméables peuvent se poursuivre pendant des mois, voire des années, après l'application des charges.

#### I-3.2.4 Les causes des tassements

- La dessiccation des couches superficielles ;
- L'affouillement du sol de fondation consécutif à la rupture de réseaux enterrés ;

- L'apport de liquides dans les zones au voisinage immédiat du bâtiment agit également sur l'assise des fondations, le sol devient saturé et perd une grande partie de sa résistance mécanique la reprise des charges n'est plus uniforme et entraîne des tassements différentiels.
- Fondations inadaptées : Le rapport inadéquat entre la pression exercée sur le sol d'assise et la portance du terrain est une cause fréquente de tassement. La présence de sols compressibles ou sous-consolidés est également une cause de graves désordres. Les tassements ne sont pas immédiats et s'opèrent lentement sous l'effet de la descente de charge du bâtiment. La stabilisation des tassements peut prendre de nombreuses années, voire des décennies, pour les sols organiques compressibles ;
- Remblais : Les terrains remaniés ou rapportés perdent leur capacité portante ; les tassements différentiels qui en résultent peuvent causer des désordres importants à moyen ou à long terme.

De nombreuses autres causes peuvent entraîner des désordres aux bâtiments tels que :

- Les éboulements et glissements de terrain, la modification des niveaux hydriques dus par exemple à la réalisation d'ouvrages voisins, de drains, de rabattement de nappe etc., la combinaison de modes de fondation différents, cas d'un bâtiment sur sous-sol et d'un agrandissement sur vide sanitaire.
- La surcharge de remblais à la limite d'une construction, cas d'un rez-de-chaussée surélevé où l'on crée un talus pour porter une terrasse.
- Les vibrations produites par le trafic routier ou par des machines.
- L'hétérogénéité du niveau de consolidation des différentes couches sols constituant l'assise d'un même bâtiment.

### **I-3.3 Le phénomène de la liquéfaction**

#### **I-3.3.1 Introduction à la liquéfaction :**

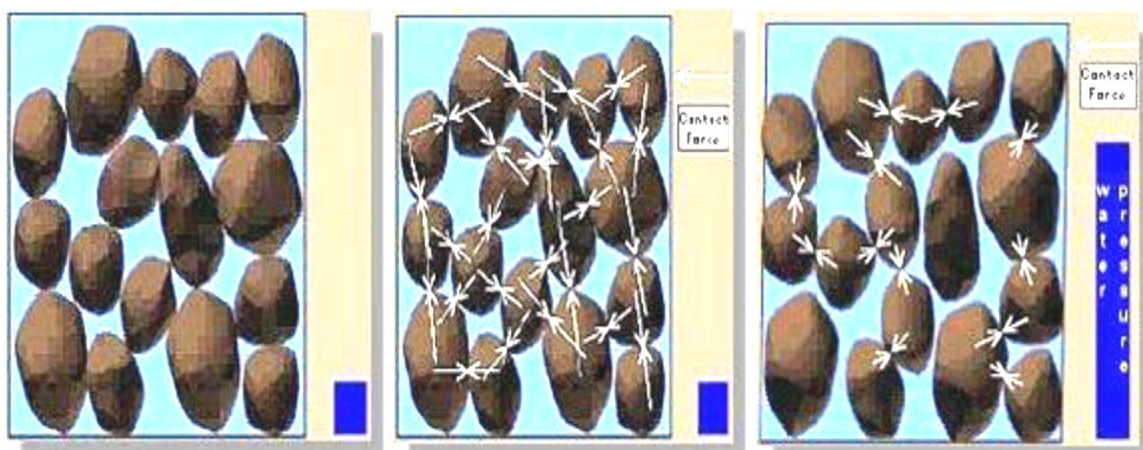
La liquéfaction est un phénomène dans lequel la résistance au cisaillement d'un sol est réduite par les secousses d'un séisme ou d'un autre chargement rapide. Ce phénomène se produit dans les sols pulvérulents saturés d'eau ; la présence d'eau provoque une pression interstitielle sur les particules de sol, ce qui fait la diminution des contraintes effectives régnant dans le sol et donc une diminution de sa résistance au cisaillement qui, à l'état ultime, peut devenir nulle.

Les études menées montrent que la granulométrie du matériau a une certaine importance, les sols susceptibles de liquéfier sous chargement cyclique étant limoneux à sableux et à granulométrie serrée. C'est généralement des sables propres ou limoneux situés dans les vingt (20) premiers mètres de profondeur, saturés d'eau et présentant une granulométrie relativement uniforme.

### I-3.3.2 Explication de phénomène de liquéfaction

Le passage d'une onde sismique provoque, dans certaines formations géologiques, la perte de résistance d'un matériau sableux saturé en eau dans un état lâche, liée à une augmentation de la pression interstitielle engendrée par les déformations cycliques.

La déconsolidation brutale du matériau se traduit par la déstructuration du sol, rendant particulièrement instables les constructions reposant sur ces formations. À l'échelle microscopique le phénomène peut être représenté comme sur La Figure I-10



#### Indic :



-  : Représente La force de contact entre les particules
-  : Représente le niveau de la pression interstitielle

Figure I-10: représentation de liquéfaction a) et b) état initial, c) pendant la liquéfaction.

À l'état initial les grains sont au repos, ils sont dans un environnement saturé et dans un état relativement lâche, ils sont en contact les uns avec les autres permettant la transmission des efforts s'exprimant à plus grande échelle par la notion de contraintes effectives. Lors d'un chargement dynamique une réorganisation des grains se produit, en conditions non drainées cette Réorganisation se traduit par une montée en pression de l'eau interstitielle puisque les grains n'occupent plus un volume suffisant pour entretenir la transmission des contraintes

effectives initiales. Celles-ci s'annulent donc ce qui a pour conséquence l'augmentation de la pression de l'eau jusqu'à égaler les contraintes totales.

Le contact entre les grains est alors très faible et l'ensemble se comporte comme un liquide

### **I-3.3.3 Les effets induits par la liquéfaction :**

La liquéfaction des sols est un problème sérieux capable de causer des dégâts Souvent irréparables, tant à des ouvrages existants qu'à des nouvelles Constructions, ainsi la liquéfaction peut provoquer :

- Une perte de capacité portante du sol de fondation, (basculement d'immeuble).
- Un glissement des terrains en pente.
- Des ruptures superficielles sous forme de fissures, ou étalement latéral.
- Un développement des forces de poussées.
- Un soulèvement des ouvrages enterrés et rupture des canalisations.
- Des ruptures des barrages (remblais hydrauliques).

### **I-3.3.4 Les Sols sensibles à la liquéfaction**

Les sols sensibles à la liquéfaction sont généralement les suivants :

- Sables et limons sableux.
- Sols saturés.
- Sols lâches.

## **I-3.4 Les effondrements et les affaissements**

### **I-3.4.1 Qu'est-ce qu'un affaissement ?**

Les affaissements, sont des dépressions topographiques en forme de cuvette plus ou moins profonde dues au fléchissement lent et progressif des terrains de couverture, avec ou sans fractures ouvertes, consécutif à l'évolution d'une cavité souterraine. Il n'y a pas de rupture en surface. Des efforts de flexion, de traction et de cisaillement, et des tassements différentiels peuvent se manifester dans les zones de bordure. Dans certains cas, les affaissements peuvent être le signe annonciateur d'effondrements.<sup>4</sup>

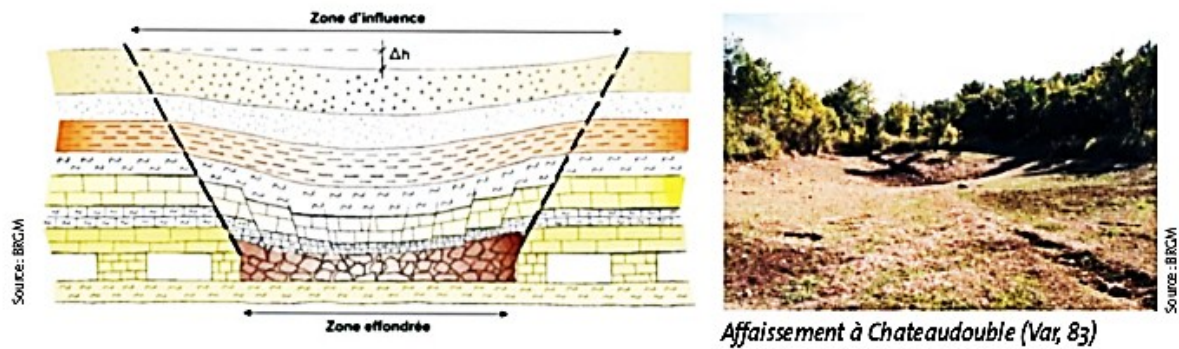
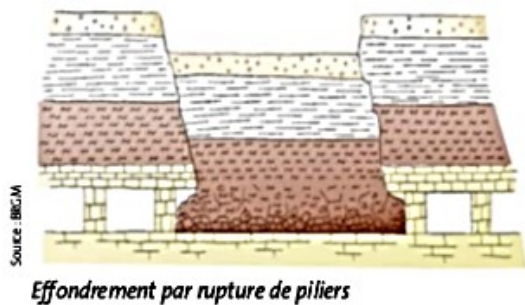


Figure I-11: les affaissements.

#### I-3.4.2 Qu'est-ce qu'un effondrement ?

Les effondrements, se produisent de façon brutale. Ils résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine, rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus ou moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique. Les dimensions de cette excavation dépendent des conditions géologiques, de la taille et de la profondeur de la cavité ainsi que du mode de rupture. Le phénomène peut être ponctuel (fontis, diamètre inférieur à 50 m, occasionnellement 100 m) ou généralisé (plusieurs hectares). La présence d'un banc raide dans les terrains recouvrant la cavité favorise les effondrements généralisés. Selon la profondeur de l'effondrement, un glissement de ses flancs peut se produire après l'événement <sup>5</sup>





*Figure I-12 : Types des effondrements.*

Dans le cas des cavités dues au travail de l'homme, l'effondrement résulte de la rupture progressive du toit (fontis), de la rupture locale d'un pilier (effondrement localisé), de la rupture de plusieurs piliers (effondrement généralisé) ou de la rupture des murs de la cavité (poinçonnement). Dans le cas des cavités naturelles, l'effondrement est le plus souvent dû à l'instabilité des voûtes souvent favorisée par la présence de failles ou de diaclases. Des phénomènes de débouffage brutal du remplissage sableux ou argileux des poches karstiques se produisent fréquemment à la suite de précipitations exceptionnelles et peuvent remonter jusqu'à la surface.

Pour caractériser les sols nous distingueront les paramètres d'état et les propriétés mécaniques.

## I-4 LES PARAMETRES CARACTERISTIQUES DES SOLS

### I-4.1 Les paramètres d'états

#### I-4.1.1 La granulométrie

La granulométrie est la mesure dimensionnelle des grains de n'importe quel sol. L'étude granulométrique consiste à déterminer les proportions relatives pondérales des différentes fractions granulométriques ; elles seront représentées sur une courbe appelée courbe granulométrique représenté sur La Figure I-13.

- ❖ Les Grains de dimension supérieure à 100  $\mu\text{m}$  → tamisage (à sec ou par voie humide)
- ❖ Les Grains de dimension inférieure à 100  $\mu\text{m}$  → sédimentométrie.

Le tamisât est le pourcentage en poids des grains qui passent au travers du tamis considéré. <sup>6</sup>

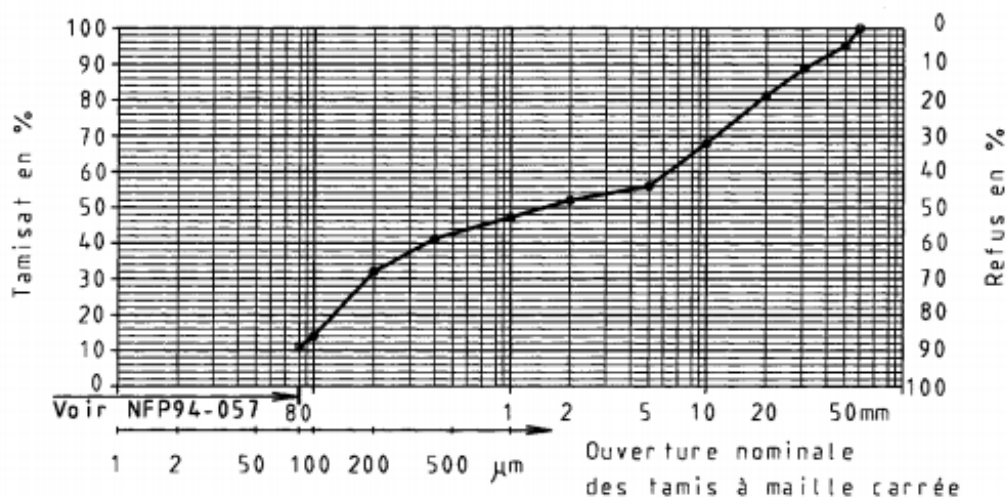


Figure I-13 : Exemple de courbe granulométrique. <sup>7</sup>

A partir de la courbe granulométrique d'un sol, un certain nombre de paramètres peuvent être définis dont :

- Le coefficient d'uniformité (ou coefficient de Hazen)  $C_u$

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1)$$

D'où :

- $D_{60}$  : diamètre effectif des particules qui correspond à 60% du passant.
- $D_{10}$  : diamètre effectif des particules qui correspond à 10% du passant.

Selon la valeur du coefficient d'uniformité, on reconnaît cinq classes de granulométrie (Tableau 1).

*Tableau 1 : Echelle de granulométrie selon  $C_u$ .*<sup>8</sup>

Coefficient d'uniformité	Classes de granulométrie
$C_u \leq 2$	Granulométrie très serrée.
$2 < C_u \leq 5$	Granulométrie serrée.
$5 < C_u \leq 20$	Granulométrie semi-étalée.
$20 < C_u \leq 200$	Granulométrie étalée.
$200 < C_u$	Granulométrie très étalée.

Lorsque  $C_u$  est inférieur à 5 le sol présente une granulométrie non uniforme, on dit qu'il est mal gradué, ce qui lui confère en général une plus grande porosité et une plus forte perméabilité.

- Coefficient de courbure  $C_c$

$$C_c = \frac{d^2_{30}}{d_{10} \times d_{60}} \quad (2)$$

Un sol de granulométrie étalée qui présentera une faible porosité a un coefficient de courbure  $C_c$  entre 1 et 3

#### I-4.1.1.1 Forme des grains angularité

La forme des particules qui composent un sol va conditionner ses propriétés mécanique et hydrauliques : un sol composé des particules arrondies présentera une faible résistance au cisaillement et une forte perméabilité. A l'universel un sol composé de particules très argileuses aura une résistance au cisaillement plus importante et une plus faible perméabilité pour évaluer l'angularité des grains composant un sol, il n'existe pas de paramètre facile à

mesurer. La méthode la plus simple consiste à observer les grains composant un sol et à les classer selon des chartes du type de celle reproduite la Figure I-14.

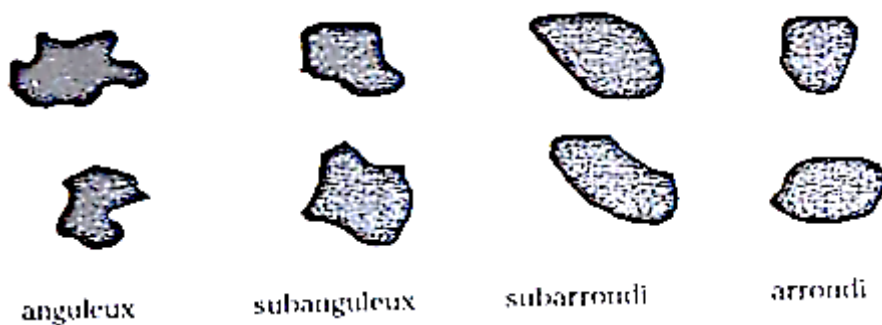


Figure I-14: Exemple d'angularité des grains<sup>9</sup>

I-4.2 Les paramètres sans dimensions

Schématiquement un sol est composé de grains solides(s), d'eau interstitielle (w) et d'air (a). Dans des proportions variables [Figure I-15]

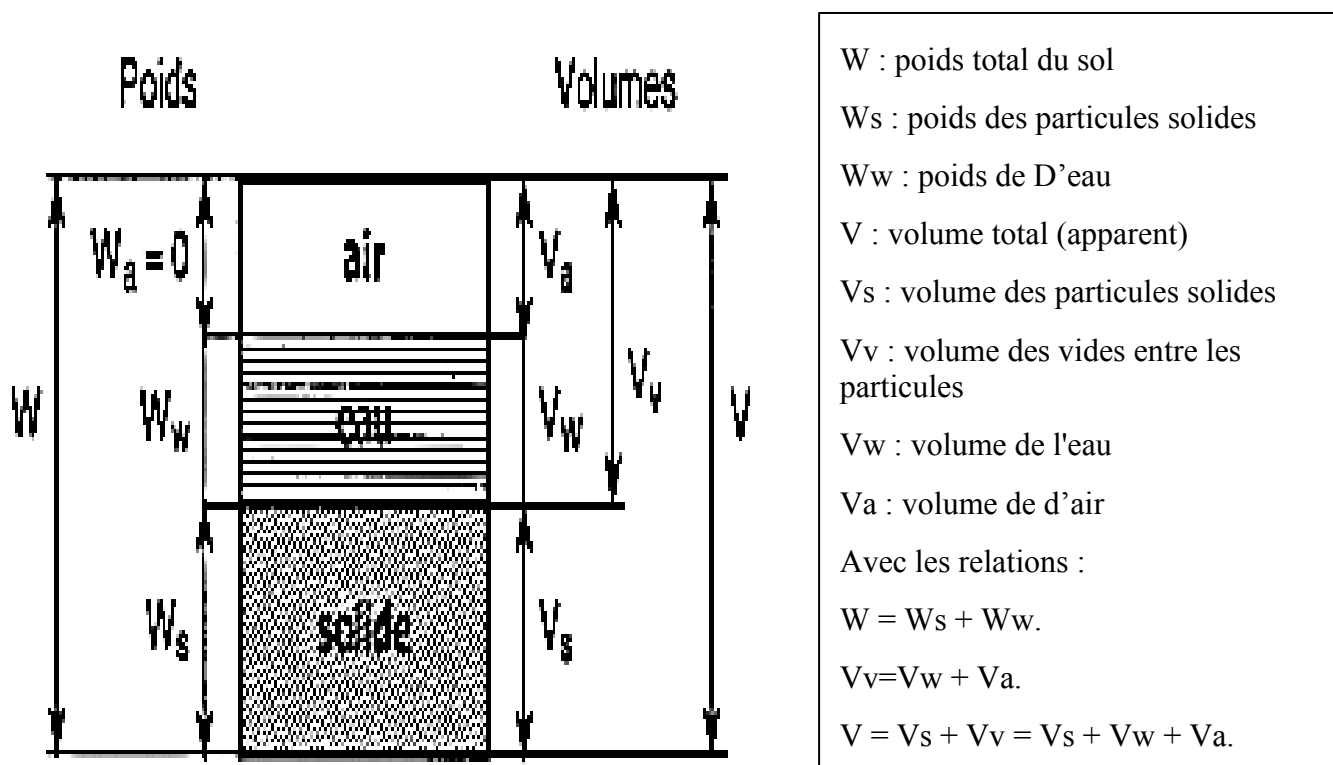


Figure I-15: Représentation conventionnelle d'un volume de sol (Poids et volumes des différentes phases).

**I-4.2.1 L'indice des vides(e) :**

Noté  $e$ , dont la signification est analogue à celle de la porosité. Il est défini par la relation :

$$e = \frac{Va + Vw}{Vs} \quad (3)$$

Sable :  $e = 0.5$  à  $1$ , argile :  $n = 0,3$  à  $1$  l'indice des vides peut être supérieur à  $1$  et même atteindre la valeur  $13$  (cas extrême des argiles de Mexico).<sup>10</sup>

**I-4.2.2 La porosité (n) :**

Notée  $n$ , qui permet de connaître l'importance des vides c'est-à-dire de savoir si le sol est dans un état lâche ou serré. Elle est définie comme étant le rapport du volume des vides au volume total.

$$n = \frac{Va + Vw}{V} \quad (4)$$

Le cas des sables :  $n = 0.25$  à  $0.5$ , cas des argiles :  $n = 0,20$  à  $0.80$ , La porosité est toujours inférieure à  $1$ . Elle peut aussi être exprimée en pourcentage.

**I-4.2.3 Densité relative ou indice de densité :**

Noté  $I_d$ , est définie par l'expression :

$$I_d = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad (5)$$

Où :

- $e_{min}$  : est l'indice des vides correspondant à l'état le plus compact.
- $e_{max}$  : est l'indice des vides correspondant à l'état le plus lâche.
- $e$  : est l'indice des vides du sol en place.

L'indication de l'indice de densité permet d'avoir une idée sur l'état de compacité d'un sol donné :

$I_d = 0$  pour l'état le plus lâche ( $e = e_{max}$ ) et  $I_d = 1$  pour l'état le plus compact ( $e = e_{min}$ ).

#### I-4.2.4 Le degré de saturation :

Noté  $S_r$ , indique dans quelle proportion les vides sont remplis par l'eau. Il est défini comme le rapport du volume de l'eau au volume des vides. Il s'exprime en pour-cent.

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \cdot 100 \quad (6)$$

Le degré de saturation peut varier de 0% (sol sec) à 100% (sol saturé).

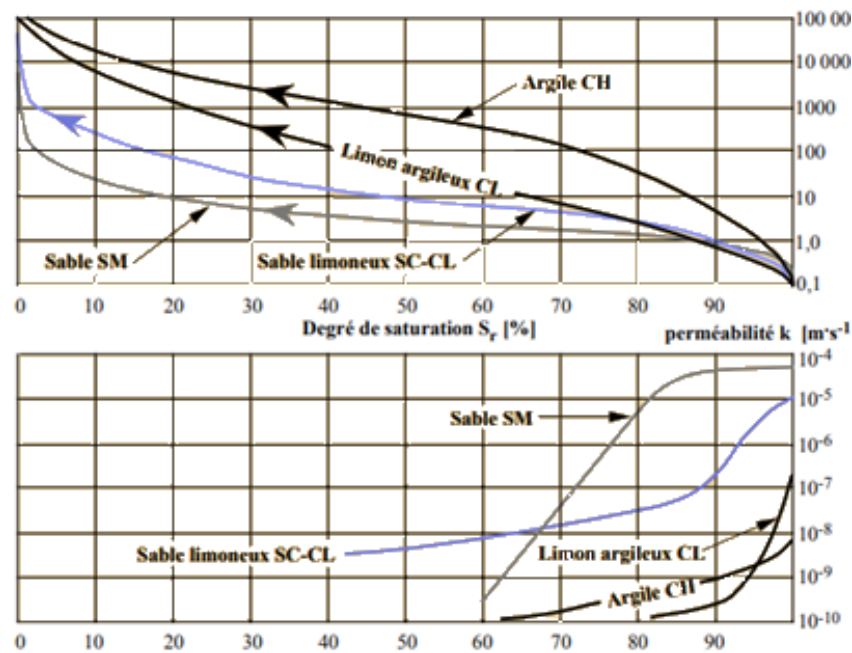


Figure I-16: Degré de saturation  $S_r$  [%].<sup>11</sup>

#### I-4.2.5 La teneur en eau :

Notée par le symbole  $w$ , est déterminée par la relation du poids de l'eau au poids des particules consistantes d'un volume donné de sol. Elle s'exprime en pour-cent. Elle est simplement nombrable en laboratoire.

$$w = \frac{W_w}{W_s} \cdot 100 \quad (7)$$

Pour les sables :  $w$  est entre 1 à 15%, et pour les argiles :  $w = 10$  à 20%.

Tableau 2 : Propriétés typiques de certains sols naturels. <sup>12</sup>

Description	n porosité %	Indice des vides	Teneur en eau W %	Densité	
				$\rho_d$	$\rho$
Sable lâche	46	0.85	32	1.4	1.8
Sable dense	34	0.51	19	1.7	2.1
Sable meuble	40	0.67	25	1.6	2
Sable dense et bien gradué	30	0.43	16	1.8	2.2
Argile tendre	55	1.2	45	1.2	1.8
Argile raide	37	0.6	22	1.7	2.1
Argile tendre très organique	75	3	110	0.7	1.4

### I-4.3 Les paramètres dimensionnels (poids volumiques)

#### I-4.3.1 Le poids volumique des particules solides

Caractériser  $\gamma_s$  ;

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s} \quad (8)$$

Pour les Sables et les argiles  $\gamma_s = 26$  à  $27 \text{ kN/m}^3$

#### I-4.3.2 Le poids volumique de l'eau

Noté  $\gamma_w$  ;

$$\gamma_w = \frac{W_w}{V_w} = 9,81 \text{ kN/m}^3 \quad (9)$$

On prend souvent  $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ . Ce qui entraîne d'emblée 2% d'erreur relative.

**I-4.3.3 Le poids volumique du sol**

Ou bien le poids volumique apparent ou poids volumique humide symbolisé par  $\gamma$ . C'est la somme des poids des particules solides et de l'eau d'un volume unité de sol.

$$\gamma = \frac{W}{V} \quad (10)$$

Les Sables = 17 à 20kN/m<sup>3</sup>, Les Argiles = 16 à 22kN/m<sup>3</sup>

**I-4.3.4 Le poids volumique du sol sec**

Noté  $\gamma_d$

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad (11)$$

Sable= 14 à 18k N/m<sup>3</sup>, argile = 10 à 20 kN/m<sup>3</sup> Si le sol est sec :  $\gamma = \gamma_d$

**I-4.3.5 Le poids volumique du sol saturé**

Noté  $\gamma_{sat}$  : quand la majorité des vides sont remplis d'eau.

$$\gamma_{sat} = \frac{W}{V} = \frac{W_s + \gamma_w \cdot V_v}{V} \quad (12)$$

Sable et argile = 19 à 22 kN/m<sup>3</sup>

**I-4.3.6 Le poids volumique du sol déjaugé**

Marqué  $\gamma'$  Il est pris en compte quand le sol est complètement immergé. Il tient compte de l'existence de l'eau qui remplit tous les vides et de la poussée d'Archimède :

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad (13)$$

Les sables et les argiles  $\gamma' = 9$  à 12 kN/m<sup>3</sup>

On introduit aussi la notion masse volumique, signée  $\rho_i$ , et plus rarement celle de densité par rapport à l'eau, notée  $D_i$  : Densité



$$D_i = \frac{\gamma_i}{\gamma_w} \quad (14)$$

Densité Sèche  $D_d$

$$D_d = \frac{\gamma_d}{\gamma_w} \quad (15)$$

#### I-4.4 La relations entre les paramètres

Tous les paramètres précédemment déterminés ne sont pas indépendants. Les rapports les plus indispensables existant entre ces divers paramètres sont données comme suit :

$n = \frac{V_v}{V}$	$e = \frac{V_v}{V_s}$	$w = \frac{W_w}{W_s}$
$n = \frac{e}{1+e}$	$e = \frac{n}{1-n}$	$w = e \cdot Sr \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s}$
$n = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}$	$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$	$w = \frac{\gamma}{\gamma_d} - 1$
$n = \frac{\gamma_s - \gamma_{sat}}{\gamma_s - \gamma_w}$	$e = \frac{\gamma_s - \gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w}$	$w = Sr \cdot \gamma_w \left( \frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$
$Sr = \frac{V_w}{V_v}$	$Sr = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \cdot \frac{w}{e}$	$Sr = \frac{w}{w_{sat}} \quad (\gamma_d \text{ constant})$
$\gamma = (1 + w)(1 - n) \cdot \gamma_s$	$\gamma = \frac{1+w}{1+e} \cdot \gamma_s$	$\gamma = (1 + w) \gamma_d$
$\gamma = \gamma_d + n \cdot Sr \cdot \gamma_w$	$\gamma = \frac{\gamma_s + e \cdot Sr \cdot \gamma_w}{1+e}$	$\gamma = (1 - n) \cdot \gamma_s +$ $n \cdot Sr \cdot \gamma_w$
$\gamma_d = (1 - n) \gamma_s$	$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1+e}$	$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$
$\gamma' = (1 - n)(\gamma_s - \gamma_w)$	$\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e}$	$\gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_s} \cdot \gamma_d$

Figure I-17: Rapports entre les grandeurs caractéristiques des sols.

#### I-4.5 Consistance des sols fins (limites d'Atterberg)

La consistance que l'on peut déterminer comme un état de fermeté, est liée aux forces de cohésion entre les molécules et ne concerne donc que les sols cohérents. Elle a une influence sur la résistance aux déformations. La consistance dépend essentiellement de la distance qui divise les particules d'un sol (plus l'indice des vides est élevé, plus la distance est grande). En

effet, les vides étant remplis d'eau, la mesure de la teneur en eau permet d'évaluer l'indice des vides et, par conséquent, la distance entre les particules.

«  $W \nearrow \Rightarrow e \nearrow \Rightarrow$  particules éloignées  $\Rightarrow$  consistance mole  $\Rightarrow$  sol déformera facilement »

#### **I-4.5.1 Les états de consistance**

On distingue quatre états de consistance [Figure I-18] :

##### **I-4.5.1.1 L'état solide :**

Quand le sol est à l'état solide, ses molécules sont en contact les unes avec les autres, et les films d'eau adsorbée sont très minces et se touchent : il n'y a pas d'eau libre entre les particules. L'assèchement du sol ne produit aucun retrait. Le sol manifeste une très grande résistance au cisaillement et, sous l'effet d'une charge, les déformations sont faibles avant qu'il ait rupture. En génie civil, on parle de sol ayant un comportement fragile, semblable à celui de la brique.

##### **I-4.5.1.2 L'état semi-solide**

Un sol à l'état semi-solide, a une faible teneur en eau, et les liens de cohésion entre ses molécules sont très forts. Les films d'eau adsorbée, quoiqu'encore minces, séparent légèrement les particules, de telle sorte qu'un assèchement du sol causerait un retrait. Il s'ensuit que les déformations du sol provoquées par des charges sont toujours accompagnées de fissures.

##### **I-4.5.1.3 L'état plastique**

Quand le sol est à l'état plastique, sa teneur en eau est plus grande et ses particules sont plus espacées les unes des autres. Les films d'eau adsorbée sont beaucoup plus épais, mais ils s'émouvent encore ; la cohésion du sol est plus faible qu'à l'état semi-solide. Sous de petites charges, le sol se déforme sans fissures. Sa consistance varie de celle du beurre amorphe à celle du massif ferme : c'est un sol qu'on peut façonner à la main.

##### **I-4.5.1.4 L'état liquide**

Lorsque le sol est à l'état liquide, sa teneur en eau est si grande qu'il n'existe pratiquement plus aucune cohésion entre les particules, qui sont entourées de leur film d'eau adsorbée et

isolées les unes des autres par l'eau libre. Le sol peut alors se comporter comme un liquide visqueux d'une consistance variant de celle de la soupe aux pois à celle du beurre mou.

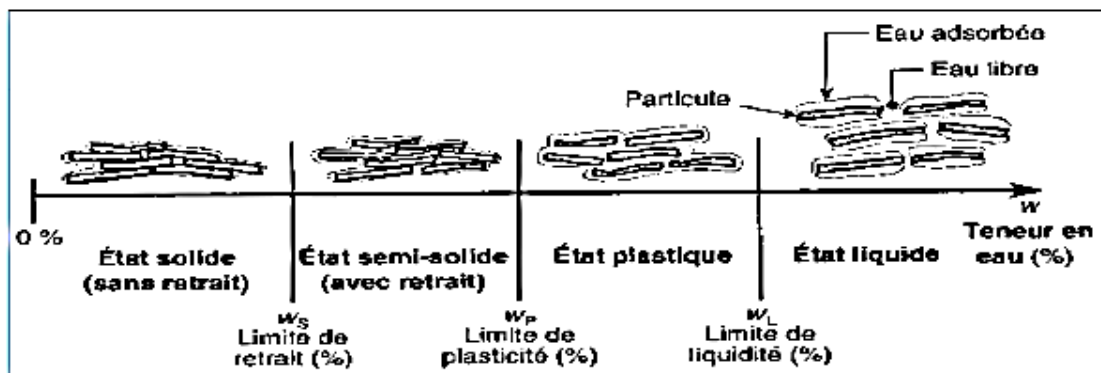


Figure I-18 : Les Etats de consistance.

### I-4.5.2 Les limites d'Atterberg

Les teneurs en eau qui délimitent les quatre états de consistance sont appelées limites de consistance ou limites d'Atterberg. Ces limites, qui s'expriment en pourcentages, sont les suivantes :

#### I-4.5.2.1 La limite de retrait ( $W_s$ )

Est la teneur en eau maximale que le sol peut avoir sans changer de volume. Cette limite sépare l'état solide de l'état semi-solide.

#### I-4.5.2.2 La limite de plasticité ( $W_p$ )

On la détermine comme la teneur en eau d'un sol qui a perdu sa plasticité et se fissure en se déformant lorsqu'il est soumis à de faibles charges. Cette limite divise l'état plastique de l'état semi-solide. Elle varie de 0 % à 100%, mais elle demeure généralement inférieure à 40%.

#### I-4.5.2.3 La limite de liquidité ( $W_l$ )

Est la teneur en eau qui sépare l'état liquide de l'état plastique. Elle peut aboutir 1000% dans le cas de certaines argiles, néanmoins dans la plupart des cas elle ne dépasse pas 100%. Les limites de plasticité et de liquidité servent à reconnaître et à classer les sols à grains fins. Quant à la limite de retrait, elle sert à l'étude de certains sols dont le volume varie fortement à

cause des changements de la teneur en Eau la teneur en eau qui sépare l'état liquide de l'état plastique.

C'est surtout dans les régions arides, où se trouvent des dépôts de la montmorillonite (problème de Retrait-gonflement).

### I-4.5.3 Les indices de plasticité et de liquidité

#### I-4.5.3.1 L'indice de plasticité ( $I_p$ )

Qui s'exprime en pourcentage, correspond à la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité :  $I_p = W_L - W_p$ .

Il permet de déterminer une zone dans laquelle on considérera que ce sol est à l'état plastique. [Figure I-19].

#### I-4.5.3.2 L'indice de liquidité ( $I_L$ )

Permet de savoir rapidement si un sol est à l'état liquide, plastique, semi-solide ou solide. Pour établir cet indice, on compare la teneur en eau naturelle (in situ) ( $W$ ) d'un sol à ses limites de plasticité et de liquidité :

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{W - W_p}{I_p} \quad (16)$$

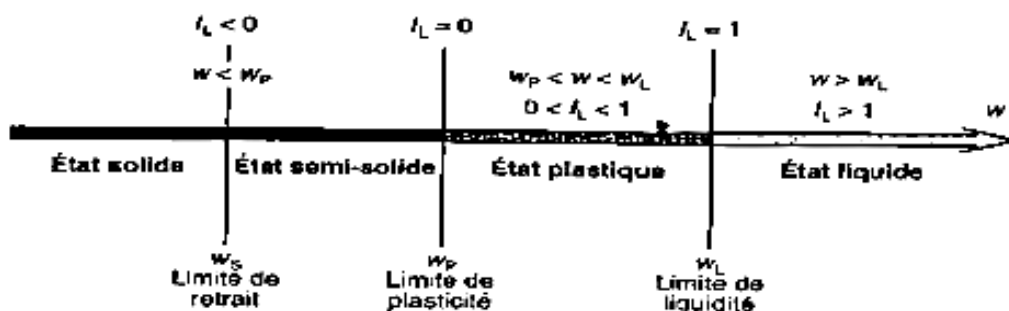


Figure I-19: Limite D'Atterberg indice de liquidité. <sup>13</sup>

## I-5 PRINCIPE DES CLASSIFICATIONS DES SOLS

Les systèmes de classification des sols sont nés du besoin des ingénieurs civils de disposer de renseignements suffisamment fiables sur le comportement des sols pour pouvoir prendre des décisions rapides et efficaces, surtout dans les domaines de construction routière et des infrastructures des pistes d'atterrissage ou des barrages. Les systèmes de classification des sols ont pour but de ranger les sols en familles présentant les mêmes caractéristiques géotechniques ou des caractéristiques très voisines. Ils permettent de grouper de très nombreux échantillons recueillis au cours d'une campagne de sondages et d'établir des coupes géotechniques du terrain. Ces coupes sont précieuses pour l'ingénieur. Elles viennent compléter les données de la géologie, qui n'entraînent pas celles de la géotechnique : des sols de même origine géologique peuvent avoir des propriétés géotechniques très différentes, et réciproquement. Cependant, un système de classification ne peut remplacer ni la reconnaissance géotechnique sur le site ni les essais de mesure des propriétés mécaniques du sol, sur place ou en laboratoire. Il existe de très nombreux systèmes de classification des sols :

- Les uns sont basés sur l'aptitude du sol pour un emploi particulier du génie civil. Ces classifications présentent en général l'inconvénient de ne pouvoir être étendues à d'autres usages que celui pour lequel elles ont été établies
- Les autres sont basés sur certains essais d'identification. Parmi ces systèmes, plusieurs se réfèrent uniquement à la granularité du sol (diagramme triangulaire, par exemple) et diffèrent par les seuils granulométriques adoptés. D'autres utilisent simultanément la granularité et la plasticité du sol. On décrira ici l'une de ces classifications, dite « classification des laboratoires des ponts et chaussées » ou « classification LPC », qui n'est autre que la classification USCS (Unified Soil Classification System), adaptée aux seuils granulométriques utilisés en France (1965), puis la classification LPC modifiée pour mieux décrire les sols contenant des Matières organiques (1974/1980). La classification des sols pour les terrassements routiers, qui est utilisée en France pour les études de terrassements et est souvent utilisée dans les rapports d'études géotechniques de tracés, sera ensuite présentée.

### I-5.1 CLASSIFICATION TRIANGULAIRE

Les systèmes de classification triangulaire prennent la forme de triangles dont les côtés portent des échelles représentant les proportions de sable, de silt et d'argile mesurées sur un échantillon de sol. [Figure I-20] Ces triangles sont divisés en zones portant une appellation conventionnelle selon les proportions relatives des types de sols. Seules les échelles des proportions d'argile, de sable et de silts (Limon) figurent sur le triangle. Utilisons le diagramme de la Figure I-20 pour classer un sol comportant 41% d'argile, 42% de sable et 17% de silt, c'est-à-dire un sable argileux avec un peu de silt. C'est le point sur le diagramme qui correspond à ces proportions, mais il est situé dans la zone des argiles ; on attribue donc à ce sol l'appellation d'argile, malgré que sa fraction argileuse ne soit pas la plus grande. La classification triangulaire reconnaît ainsi l'importance de la matrice argileuse dans le comportement des sols.

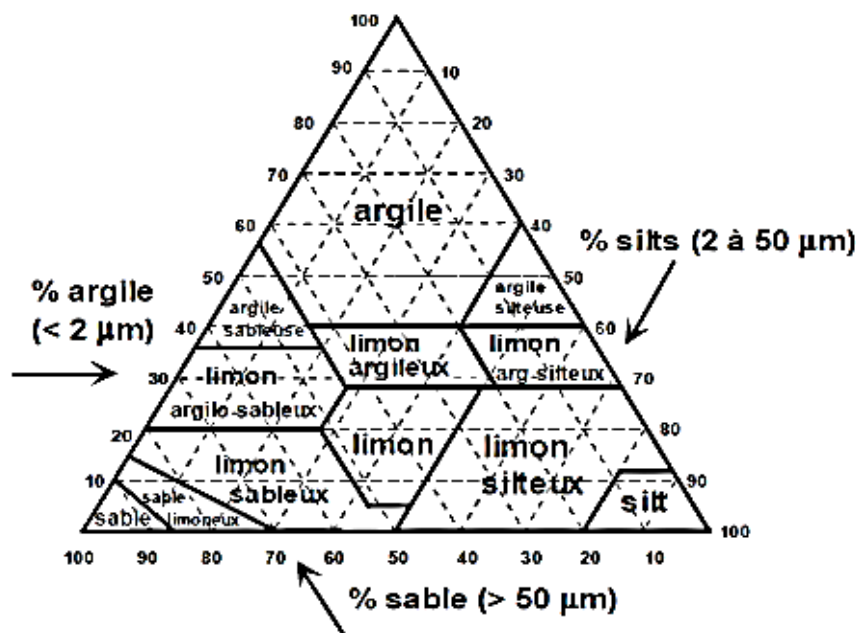


Figure I-20: Classification triangulaire des sols fins (contenant moins de 30% d'éléments de diamètre supérieur à 2 mm).

### I-5.2 CLASSIFICATION (LPC/USCS)

La classification LPC (1965) utilise les résultats d'essais classiques d'identification des sols :

- Des critères granulométriques :
  - Les pourcentages de gravier, sable et particules fines (tamisats à 2 mm et 0,08 mm)
  - La forme de la courbe granulométrique :

- Coefficient d'uniformité ou de Hazen Cu.
- Coefficient de courbure Cc (ou Cz).
- Les caractéristiques de plasticité WL et IP, et la ligne A d'équation :

$$IP = 0,73[WL - 20] \quad (\text{Relation de Cazagrande}) \quad (17)$$

- La teneur en matières organiques. La classification peut également s'effectuer à partir de l'observation visuelle du sol et de tests simples de chantier. Mais il faut une grande expérience pour appliquer correctement cette méthode de classification de chantier.

### I-5.2.1 Les groupes de sols :

Le système de classification LPC débouche sur 15 sols types, affectés chacun d'un symbole à deux lettres, prises dans les trois ensembles suivants :

*Tableau 3 : Les groupes des sols.*

Éléments du sol	Granularité du sol	Plasticité du sol
<b>G : Gravier. Le gravier est la fraction principale</b>	b : Bien gradué m : Mal gradué	t : Très plastique p : Peu plastique
<b>S : Sable. Le sable est la fraction principale</b>		
<b>L : Limon ou limoneux</b>		
<b>A : Argile ou argileux</b>		
<b>T : Tourbe</b>		
<b>O : Organique. Le sol contient des matières organiques</b>		

### I-5.2.2 La procédure de classification

La classification LPC globale exprimée sur la Figure I-21 Donne la classification des sols  **fins** et le Tableau 4 définit la classification des sols  **grenus**.

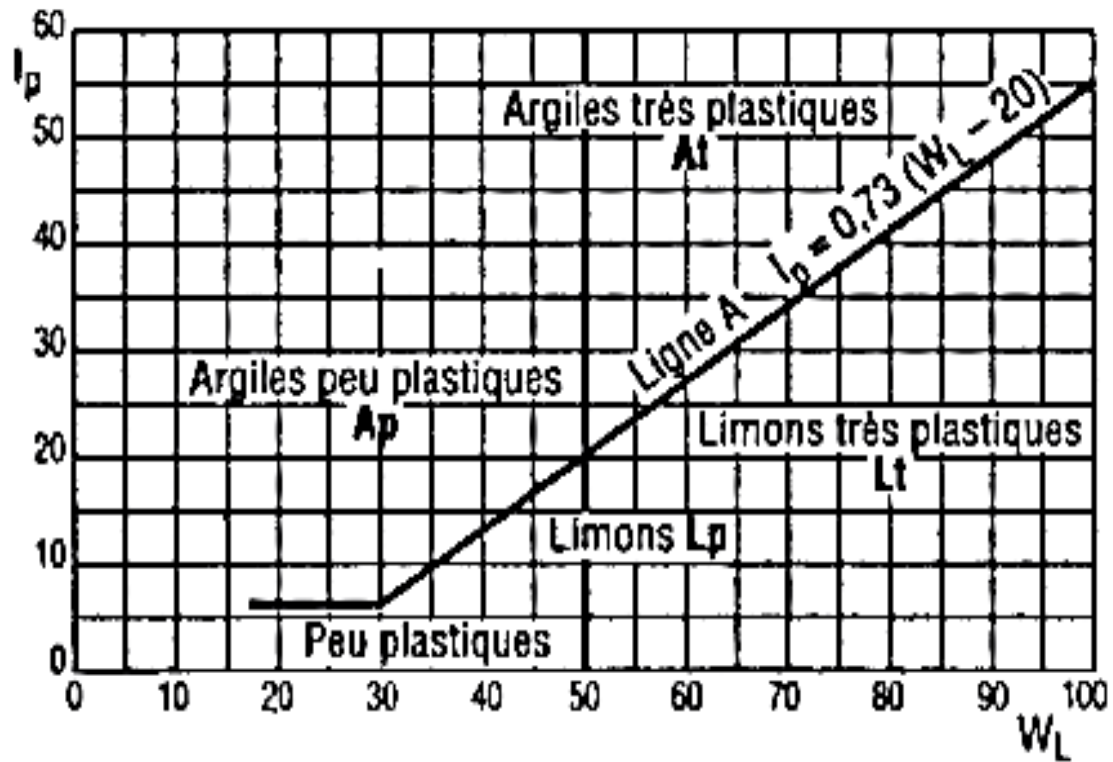


Figure I-21: Classification LPC des sols fins en laboratoire. Diagramme de plasticité.<sup>14</sup>



Tableau 4: Classification des sols grenus (plus de 50 % d'éléments > 0,08 mm) <sup>15</sup>

Définitions			Symbole LPC (USCS)	Conditions	Appellations
Graves	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2mm	moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	Gb (GW)	$Cu = D_{60}/D_{10} > 4$ et $1 < Cc = (D_{30})^2/D_{10}D_{60} < 3$	Grave propre bien graduée
			Gm (GP)	Une des conditions de Gb n'est pas satisfaite	Grave propre mal graduée
		plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	GL (GM)	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A	Grave limoneuse
			GA (GC)	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A	Grave Argileuse
Sable	Plus de 50% des éléments >	moins de 5% d'éléments	Sb (SW)	$Cu = D_{60}/D_{10} > 6$ et $1 < Cc = (D_{30})^2/D_{10}D_{60} < 3$	Sable propre bien gradué
	0,08 mm ont un diamètre < 2mm	< 0,08 mm	Sm (SP)	Une des conditions de Sb n'est pas satisfaite	Sable propre mal gradué
			SL (SM)	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A	Sable limoneux
		plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	SA (SC)	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A	Grave Argileux
Lorsque la teneur en particules fines (< 0,08 mm) est comprise entre 5% et 12% on utilise un double symbole. Par exemple : Sb-SL					

### I-5.3 CLASSIFICATION LPC MODIFIEE

Les modifications apportées à la classification LPC/USCS portent exclusivement sur la description des sols organiques (teneur en matières organiques supérieure à 3 %). Seuls les sols comportant moins de 10 % de matières organiques continuent d'être classés comme les sols

fins. Pour les teneurs en matières organiques plus fortes, l'accent est mis sur le degré de décomposition (d'humification) des fibres organiques, évalué au moyen du test de von Post. La classification débouche sur vingt-deux types de sols, qui sont :

- ✓ Des sols grenus : Gb, Gm, GA, GL, Sb, Sm, SA, SL
- ✓ Des sols fins : At, Ap, Lt, Lp
- ✓ Des sols faiblement organiques : fO-At, fO-Ap, fO-Lt, fO-Lp
- ✓ Des sols moyennement organiques : Mo-a, Mo-Sf, Mo-f
- ✓ des sols très organiques: to-a, to-sf, to-f.

Les symboles des sols grenus et des sols fins sont les mêmes que dans la classification LPC/USCS. Pour les sols organiques, les symboles : a, sf et f signifient « à matière organique amorphe », « à matière organique semi fibreuse » et « à matière organique fibreuse ». La Figure I-23 représente le schéma global de la classification des sols LPC modifiée (1974/1980), et détaille les changements apportés par rapport à la classification LPC/USCS.

#### **I-5.4 LA CLASSIFICATION GTR**

Cette classification est la seule présentant un réel intérêt pratique et utilisée dans les travaux de terrassement. Son utilisation est détaillée dans le Guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme ; C'est pour cette raison qu'elle est désignée par classification GTR. Cette classification, définit des classes de sols corrélées avec l'aptitude au compactage des matériaux en fonction des conditions de chantiers et leur comportement mécanique ultérieur. Elle tient compte des mêmes caractéristiques de base que la classification LPC/USCS, mais elle est beaucoup plus précise pour les particules argileuses, qui ont une grande influence sur la conduite des terrassements, et tient compte de l'altérabilité des matériaux au cours du temps. Les principes généraux de cette classification sont présentés sur [Figure I-22]

La classification détaillée est décrite dans un guide technique du LCPC et du SETRA et dans la norme NF P 11-300.

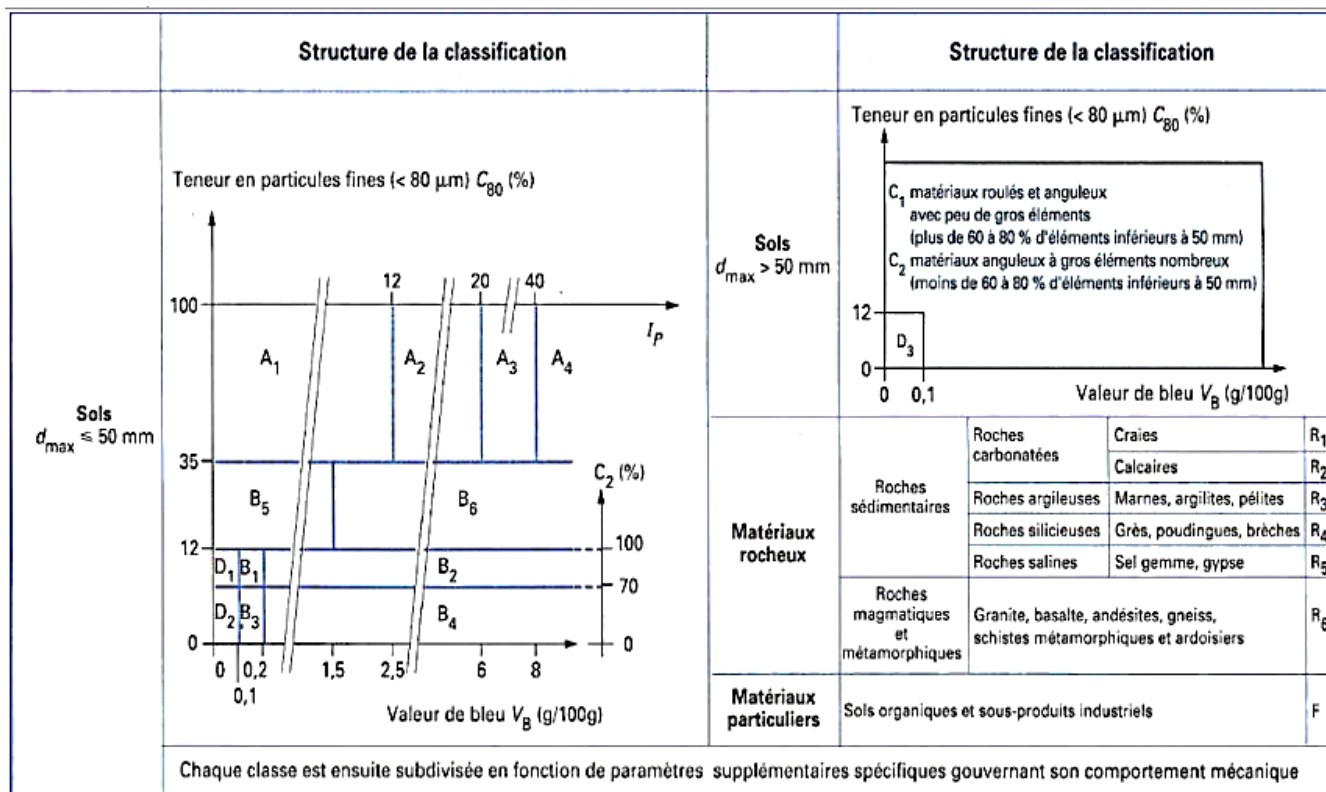


Figure I-22 : Structure générale de la classification GTR pour les terrassements routiers.

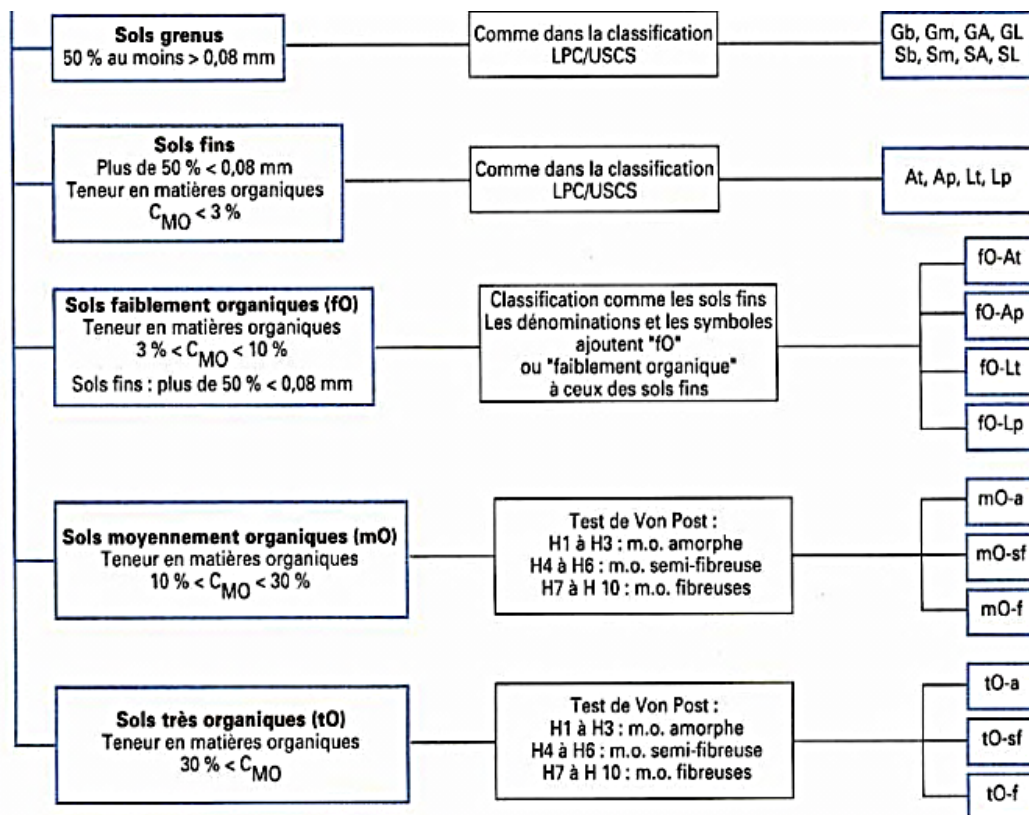


Figure I-23 : Classification des sols LPC modifiée (1974/1980)

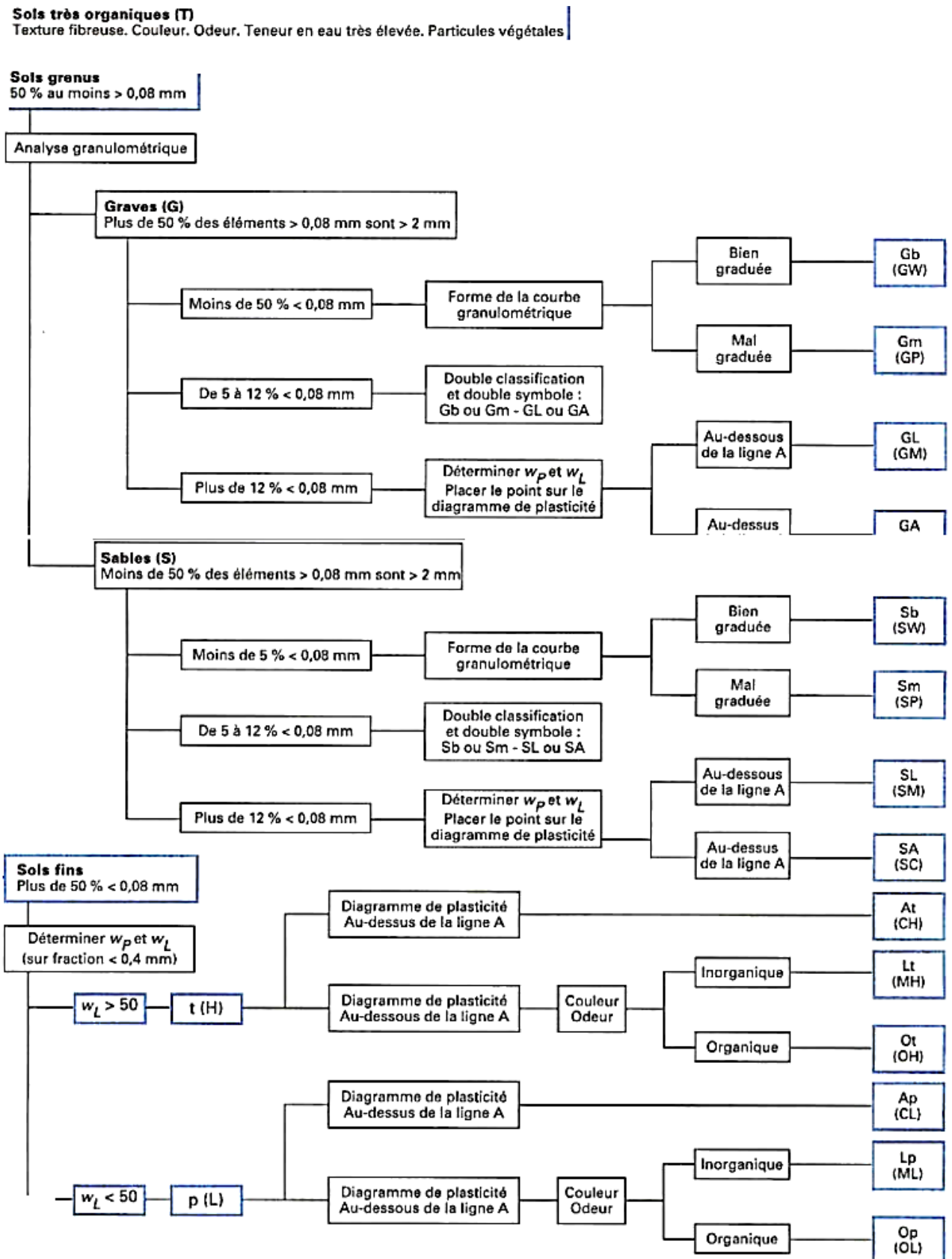


Figure I-24 : Classification LPC/USCS des sols en laboratoire.

## I-6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les caractéristiques essentielles du génie géotechnique. Par cette recherche bibliographique, la définition et le rôle ainsi que les disciplines ont été présentés, puis nous avons essayé d'aborder les différents problèmes qui influencent le sol et qui peuvent causer des dégâts considérables aux ouvrages de génie civil.

L'établissement d'une classification générale des sols est nécessaire avant de commencer une expertise géotechnique, c'est pourquoi nous avons été obligés de ne pas aller sans couvrir cette étape.

On peut dire que ce chapitre résume la base du domaine géotechnique.

## II. Chapitre 2 : Capacité portante des fondations

### II-1 INTRODUCTION

Les fondations superficielles sont un système adéquat pour la transmission superficielle de la surcharge d'une structure au sol sous-jacent. En raison de leur facilité de mise en œuvre et de leur faible coût de mise en œuvre, ils sont largement utilisés dans la construction civile et les projets de construction.

L'accumulation de l'expérience des troubles structuraux, suite à l'inadéquation de la capacité portante du sol, a permis de présenter aux ingénieurs de précieuses études de cas et de les sensibiliser à l'importance du calcul de la capacité portante du sol, qui constitue la base de la caractérisation expérimentale des sols. Le dimensionnement des fondations doit répondre à deux exigences principales de sécurité. La première est que les contraintes transmises au sol de fondation doivent être inférieures aux contraintes de l'état limite ultime, c'est-à-dire correspondant à la rupture du matériau du sol ou à la rupture du matériau de fondation. La seconde est que les déformations du sol causées par les contraintes transmises ne doivent pas faire descendre la fondation en dessous de celles correspondant à l'état limite de la structure.

Il est nécessaire que l'ingénieur ait une connaissance utile des méthodes utilisées pour faire une estimation réaliste de la pression limite verticale (ou capacité portante) supportée par le sol, ainsi que du tassement de la fondation, en tenant compte du fait que la structure, la fondation et le sol forment un tout indivisible régi par les lois d'interaction sol/structure.

Ce qui suit a pour but d'expliquer les méthodes de calcul de la capacité portante du sol de fondation, tout en simplifiant la présentation de la base théorique de ces méthodes.

## II-2 GENERALITES SUR LES FONDATIONS

La fondation est appelée la base des structures qui sont en contact direct avec le sol et dont la fonction est de transmettre au sol le poids de la structure, les surcharges prévues et accidentelles auxquelles la structure peut être soumise.

Les fondations sont construites en béton armé et enterrées pour réduire les effets du gel, du soulèvement de certains sols ou d'autres dommages provenant de la surface.

### II-2.1 Les différents types des fondations

On peut distinguer deux grands types de fondations ; les fondations superficielles et les fondations profondes. La distinction entre ces deux types de fondations se fait généralement en adoptant les critères suivants :<sup>16</sup>

- Si  $D < 4 B$  la fondation est dite **superficielle**.
- Si  $4 B < D < 10 B$  la fondation est **semi-profonde**.
- Si  $D > 10 B$  la fondation est dite **profonde**.

Avec :

**D** : profondeur de la base de la fondation par rapport au terrain naturelle (l'ancrage)

**B** : largeur ou diamètre de la fondation.

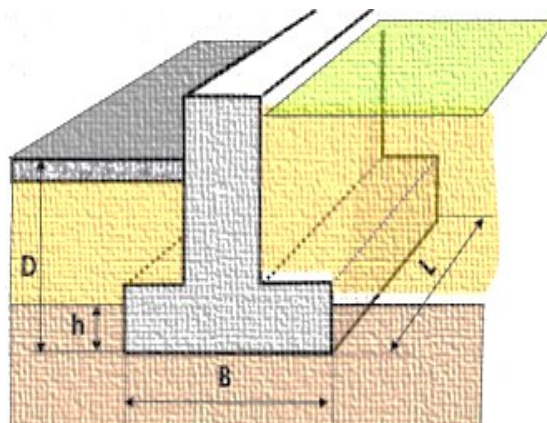


Figure II-1 : une coupe verticale sur semelle superficielle.

### II-2.2 Fonctionnement des fondations

La fonction d'une fondation est de transmettre au sol les charges qui résultent des actions appliquées sur la structure qu'elle supporte. Cela suppose donc que le concepteur connaisse :

- La capacité portante de la semelle de fondation. Le sol ne doit pas rompre, ni tasser de façon inconsidérée sous la semelle.
- Les actions amenées par la structure au niveau du sol de fondation. La semelle doit résister aux actions auxquelles elle est soumise.

Un mur ou un poteau supporte une partie des charges de l'ouvrage et compte-tenu de ses faibles dimensions, risquent de poinçonner le sol. C'est pour cela que sous un mur et un poteau, on place une fondation qui permet de répartir la même charge mais sur une surface horizontale plus importante et donc de diminuer la pression exercée sur le sol, c'est à dire de diminuer la force exercée sur le sol par unité de surface.

### II-2.3 Divers types des fondations superficielles

Les fondations superficielles les plus courantes sont des semelles de forme quelconque qui correspondent normalement à la structure de l'ouvrage à construire [Figure II-2].

Sous un mur porteur on aura le plus souvent une semelle allongée, « **filante** », c'est-à-dire dont la longueur est nettement supérieure à la largeur ( $L \gg B$ ), tandis que sous un point d'appui isolé on envisage plutôt **une semelle carrée** ou **rectangulaire**, habituellement ces semelles sont plus larges que l'organe à supporter, de façon à diminuer la pression transmise au sol. Éventuellement on peut trouver des **semelles circulaires** ou encore en **couronne**.

**Les radiers** : Le radier est une semelle générale étendue à toute la surface du bâtiment en contact avec le sol,

Il existe plusieurs types des radiers : **nervuré, champignon, voûté...**

**Il est employé lorsque :**

- La surface des semelles isolées ou continues est très importante.
- Le sol a une faible capacité portante, mais il est relativement homogène.
- Les charges de la structure sont élevées (immeuble de grande hauteur)
- La profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- Il est difficile de réaliser des fondations profondes.



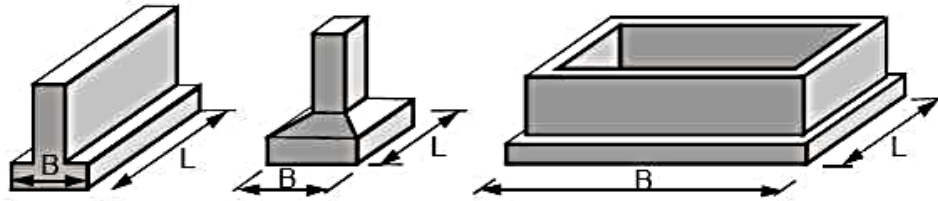


Figure II-2 : Types des fondations superficielles<sup>17</sup>.

#### II-2.4 Comportement d'une fondation superficielle

Les notions de capacité portante et de tassement sont clairement illustrées par la figure ci-dessous [Figure II-3 : Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle.] qui représente une courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle, Appliquons une charge monotone croissante, d'une manière quasi statique, à une fondation posée à une profondeur «  $D$  » donnée et relevons les tassements «  $s$  » obtenus en fonction de la charge appliquée «  $Q$  ».

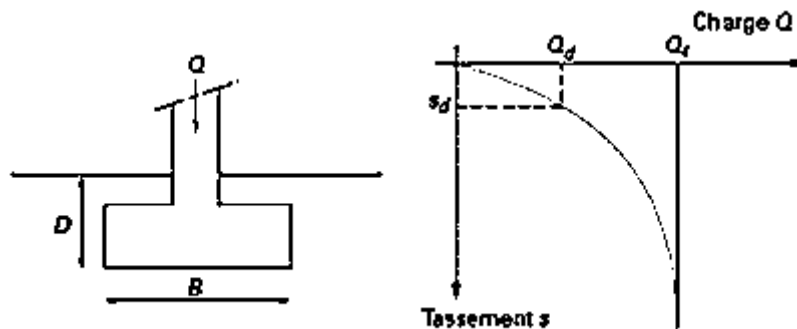


Figure II-3 : Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle.

Au début du chargement, le comportement est sensiblement linéaire, c'est-à-dire que le tassement croît proportionnellement à la charge «  $Q$  » appliquée. Puis le tassement n'est plus proportionnel (on peut dire qu'il y a création et propagation de zones de sol plastifiées sous la fondation). À partir d'une certaine charge «  $QL$  », il y a poinçonnement du sol ou tout du moins un tassement qui n'est plus contrôlé. Le sol n'est pas capable de supporter une charge supérieure (on peut dire que l'on a atteint l'écoulement plastique libre). Cette charge «  $QL$  » est la capacité portante de la fondation (on parle aussi souvent de charge limite, de charge de rupture ou encore de charge ultime).

### II-2.5 Pathologie des fondations

En général, les désordres dus à des problèmes de fondation entraînent des frais importants. Ils sont très variés et d'origines diverses. Leurs effets peuvent aller de la fissuration de la structure du bâtiment jusqu'à sa mise en péril, c'est à dire son abandon pur et simple, la construction devenant impropre à sa destination initiale. Les désordres peuvent être dus à : <sup>18</sup>

Une **reconnaissance de sol incomplète** et donc souvent un sol mal adapté :

- profondeur insuffisante des sondages,
- présence de cavités non détectées,
- nappe d'eau insoupçonnée,
- agressivité de l'eau,
- point dur sous un radier,
- terrain d'assise non homogène ou peu résistant et très compressible,
- sol compressible d'épaisseur variable sous radier,
- sols différents sous un même bâtiment,

Une **erreur de calcul ou de conception** :

- fondations inadaptées ou mal calculées,
- fondations différentes sous un même ouvrage,
- radier charger inégalement,
- fondations sur un remblai récent non stabilisé,
- chargement dissymétrique de l'ouvrage,

Une **mauvaise exécution** :

- fondation non mise hors gel car profondeur trop faible,
- ferrailage de la fondation mal positionné,
- bétonnage des pieux mal surveillé,
- oubli du drainage,
- présence de terre dans le béton des fondations

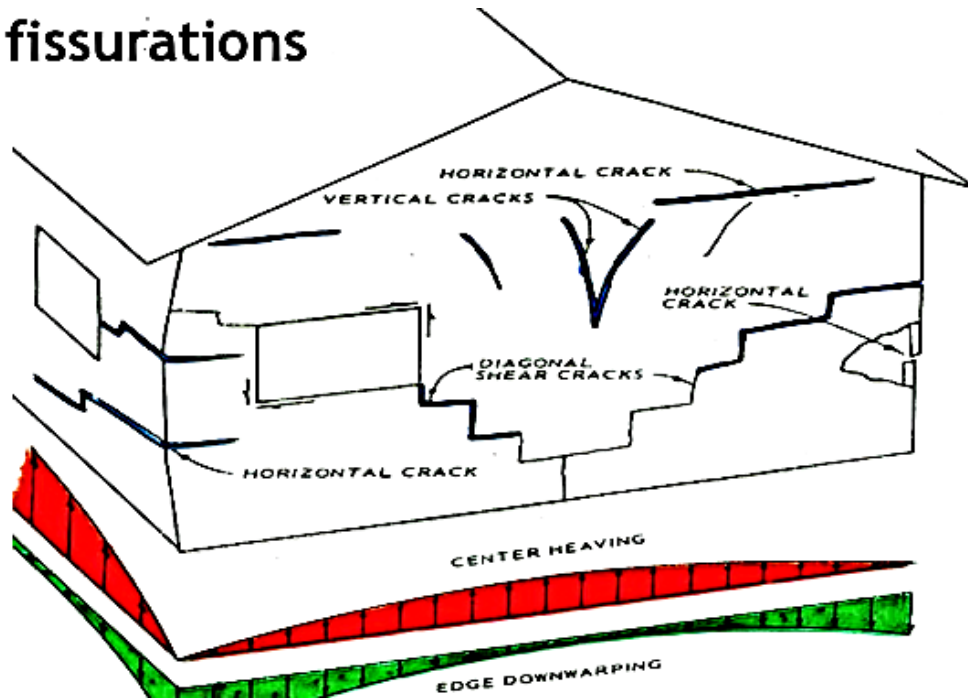
Une **cause extérieure** :

- vibrations importantes lors du battage des pieux d'une construction voisine,
- pieux pouvant être endommagés par les charges apportées par une fondation superficielle à proximité,

Une **modification des conditions existantes** :

Reprises en sous-œuvre mal exécutées. Il en résulte un tassement plus ou moins uniforme de la construction, des tassements différentiels occasionnant des désordres dans la structure et dans le second œuvre ou des désordres dans les constructions existantes voisines.

## ❖ Les fissurations



*Figure II-4 : les dégâts des Pathologies des fondations.*

### II-3 DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

La surface de la semelle doit être suffisante pour distribuer les charges apportées par les porteurs verticaux sur le sol.

Répartir une force sur une surface, c'est exercer une pression :

$$Pression [Pa] = \frac{Force[N]}{Surface[S]} \quad (18)$$

La capacité portante du sol doit être supérieure par rapport à la pression exercée par les fondations.

La surface S d'une semelle s'exprime comme suit :

$$S[mm^2] \geq \frac{Nu[N]}{q[MPa]} \quad (19)$$

D'où :

Nu représente l'effort ultime apporter par l'ouvrage,  
q représente la contrainte (capacité portante) du sol.

*Tableau 5 : intervalle des valeurs de la capacité portante pour quelques sols.*

Nature de sol	Q capacité portante du sol [MPa]
Argile, limons	0.15 à 0.30
Alluvions ancienne, sable, gravier	0.60 à 0.90
Crie	0.90 à 1.00
Calcaire grossier, roches	1.80 à 4.5

La valeur de q est identifiée par une campagne de reconnaissance de sol (essais en laboratoire) et/ou les semelles isolées sont les fondations des poteaux. Leurs dimensions de surface sont homothétiques à celles du poteau que la fondation supporte :

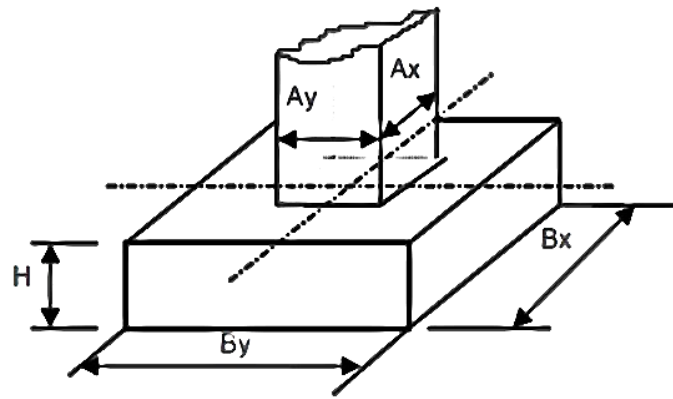


Figure II-5 : Semelles Rectangulaires.

Homothétie :

$$\frac{Bx}{By} = \frac{Ax}{Ay} \quad (20)$$

Hauteur H :

$$\frac{Bx - Ax}{4} \leq H - 100 \text{ mm} < Bx - Ax \quad (21)$$

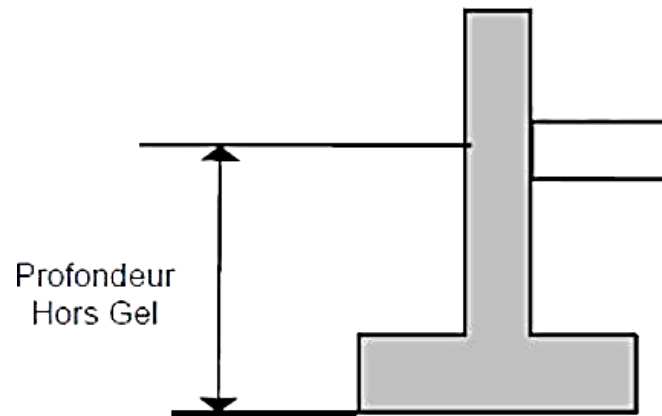
A vérifier dans le plan Y.

### Semelles circulaires :

Les semelles sont axées sur le poteau, la hauteur H est définie pareillement, en fonction des diamètres du poteau et de la semelle.

### La Profondeur hors gel des semelles des fondations.

Afin d'éviter que le sol d'assise des semelles ne soit détruit par les cycles gel dégel du sol, le niveau d'assise des fondations doit être descendu à un niveau suffisant : profondeur hors gel. Cette profondeur varie selon la zone climatique et l'élévation :



*Figure II-6 : schématisation de la profondeur hors gel.<sup>19</sup>*

Deux méthodes sont développées dans ce qui suit : les méthodes à partir des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement méthode classique « C et  $\varphi$  », et les méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est à dire à partir de la pression limite Pl.

### II-3.1 Méthodes basées sur les essais de laboratoire ou méthodes C- $\varphi$

Condition drainée et non drainée :

Tableau 6 : conditions drainées et non drainées

Non drainé comportement à court terme des sols fins saturés : $\Delta u > 0$	Drainé comportement à long terme des sols fins saturés : $\Delta u = 0$
$C_u$	$C'$
$\varphi_u$	$\varphi'$
$\sigma$ (Contrainte totale)	$\sigma'$ (Contrainte effective)

#### II-3.1.1 Mécanisme de rupture du sol sous une fondation

Le comportement d'un sol fin saturé diffère suivant que les excès de pression interstitielle (surpression) provoquée par l'application des charges ont eu ou non le temps de se dissiper. Il y a donc lieu de se préoccuper du calcul à court terme et à long terme <sup>20</sup>

Le calcul à court terme fait intervenir les contraintes totales et les caractéristiques non drainées du sol et ( $C = C_u$  et  $\varphi = \varphi_u$ )

Le calcul à long terme fait intervenir les contraintes effectives et les caractéristiques drainées du sol ( $C = C'$  et  $\varphi = \varphi'$ )

A court terme

$$q_t = \gamma_{sat} (D + \pi + 2) \cdot C_u \quad (22)$$

Puisque  $N_\gamma = 0$  et  $N_q = 1$  et  $N_c = 5.14$  pour  $\varphi = 0$

A long terme

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma(\varphi') + \gamma' D N_q(\varphi') + C' N_c(\varphi') \quad (23)$$

**Remarque :** Le dimensionnement à court terme est généralement plus défavorable que celui à long terme.

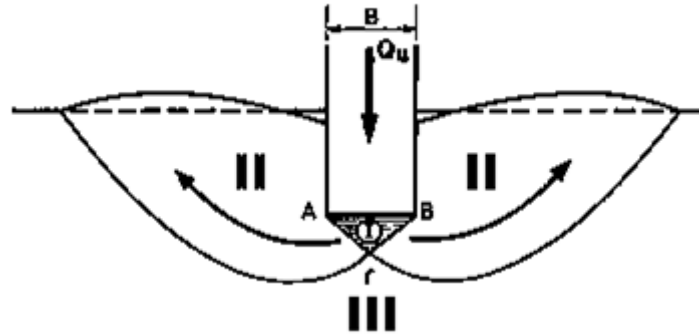


Figure II-7 : Schéma de rupture d'une fondation superficielle.

On définit :

- **Zone I :** Il se forme sous la base de la semelle un poinçon rigide qui s'enfonce dans le sol en le refoulant de part et d'autre jusqu'à la surface.
- **Zone II :** Le sol de ces parties est complètement plastifié et il est refoulé vers la surface. Déplacements et cisaillement importants → rupture généralisée.
- **Zone III :** Les zones externes ne sont soumises qu'à des contraintes beaucoup plus faibles qui ne le mettent pas en rupture.

**Capacité portante rupture(c'-φ') :**

**Démonstration de l'équation de Terzaghi**

$$\sin\Phi = \frac{\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}}{c \cot\Phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2c \cot\Phi + \sigma_1 + \sigma_3} \quad (24)$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2c \cos\Phi + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin\Phi \quad (25)$$



$$\sigma_1 = 2c \frac{\cos\Phi}{(1 - \sin\Phi)} + \sigma_3 \frac{1 + \sin\Phi}{1 - \sin\Phi} = 2c \tan \alpha + \sigma_3 \tan^2 \alpha \quad \text{et} \quad \alpha = 45 + \frac{\Phi}{2} \quad (26)$$

On a 4 équations

$$\sigma_3(1) = \gamma(a + D) \quad (27)$$

$$\sigma_3(II) = \sigma_1(I) = 2c \tan \alpha + \sigma_3(1) \tan^2 \alpha \quad (28)$$

$$\sigma_1(II) = qult + \gamma a \quad (29)$$

$$\sigma_1(II) = 2c \tan \alpha + \sigma_3(II) \tan^2 \alpha \quad (30)$$

Donc :

$$\sigma_1(II) = (2c \tan \alpha + \sigma_3(1) \tan^2 \alpha + 2c \tan \alpha) = qult + \gamma a \quad (31)$$

$$qult = -\gamma a + 2c \tan^3 \alpha + \gamma(a + D) \tan^4 \alpha + 2c \tan \alpha \quad (32)$$

$$qult = 2c(\tan^3 \alpha + \gamma D \tan^4 \alpha + \frac{\gamma B}{2} (\tan^5 \alpha - \tan \alpha)) \quad (33)$$

$$qult = f(\Phi) + \gamma D f(\Phi) + \frac{\gamma B}{2} f(\Phi) \quad (34)$$

$$qult = cNc + \gamma DNq + \frac{\gamma B}{2} N\gamma \quad (35)$$

L'équation générale de la capacité portante est donnée par <sup>21</sup> :

$$q_{max} = c \cdot Sc \cdot Ic \cdot dc \cdot gc \cdot bc \cdot hc \cdot Nc + \gamma d(Sq \cdot Iq \cdot dq \cdot gq \cdot bq \cdot hq \cdot Nq - 1) + \frac{\gamma' B}{2} (S\gamma \cdot i\gamma \cdot d\gamma \cdot g\gamma \cdot b\gamma \cdot h\gamma \cdot N\gamma) + P_0 \quad (36)$$

Où :

S : facteur de forme Voir [Tableau 10, Tableau 11]

i : facteur d'inclinaison de la surface Voir [Tableau 12]

d : facteur de profondeur Voir [Tableau 7]

g : facteur de pente de surface Voir [Tableau 8]

b : facteur de pente de base Voir [Tableau 9]

h : facteur d'épaisseur de la couche

Avec :

Tableau 7 : Facteurs de profondeur,  $d_c$ ,  $d_q$ ,  $d_\gamma$ . Fondation peu profonde ( $D/B > 1$ )<sup>22</sup>

$d_c$	$d_q$	$d_\gamma$
$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{Nc \tan\Phi}$	$[1 + 2 (\tan\Phi (-\sin\Phi)^2 \arctg(D/B))]$	1

Tableau 8 : Facteurs de pente de surface  $g_c$ ,  $g_q$ ,  $g_\gamma$ .

$g_c$	$g_q$	$g_\gamma$
$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{Nc \tan\Phi}$	$(1 - \tan\omega)^2$	$(1 - \tan\omega)^2$

$[\omega = \text{pente de surface (radians, } \omega < \frac{\pi}{4} \text{ et } \omega < \Phi)]$

Tableau 9 : facteurs de pente de base  $b_c$ ,  $b_q$ ,  $b_\gamma$  ( $\Phi = \text{pente de la base}$ ).

$b_c$	$b_q$	$b_\gamma$
$1 - \frac{2\alpha}{(\pi + 2)}$	$(1 - \alpha \tan\Phi)^2$	$(1 - \alpha \tan\Phi)^2$

*juste pour  $\Phi = 0$*

Remarque :  $\Phi < \frac{\pi}{4}$

### II-3.1.2 Fondation continue exerçant une charge verticale centrée sur un sol homogène infiniment épais :

Dans le cadre des méthodes d'équilibre limite, la capacité portante  $q_l$  est traditionnellement estimé selon la méthode de superposition de terzaghi, donnant d'ailleurs une solution

sécuritaire, à la base de la théorie de poussé/butée des terres sur un écran. On suppose en effet que  $q_l$  résulte de trois effets séparés : de la profondeur (ou de la surcharge  $q_0$  ou  $\gamma_1 D$  au niveau de la base de la fondation)  $q_l^q$ , de la cohésion  $q_l^c$ , et enfin de la densité  $q_l^\gamma$ .

$$q_l = q_l^q + q_l^c + q_l^\gamma \quad (37)$$

Ce principe consiste à superposer trois états (Figure II-8) :

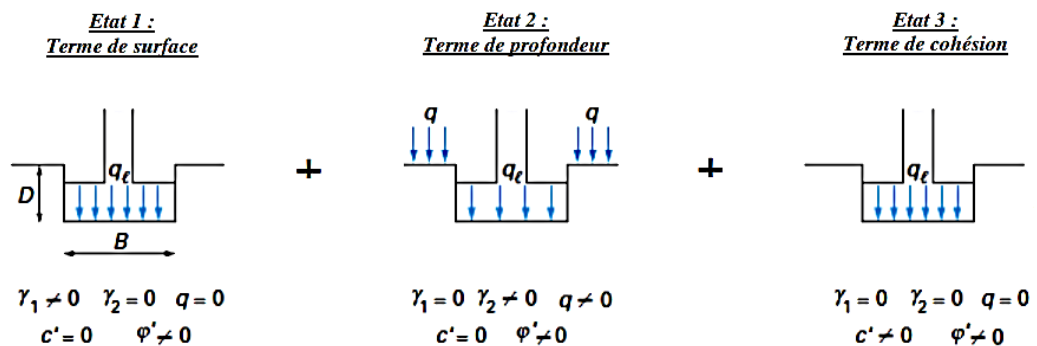


Figure II-8 : Capacité portante. Méthode de superposition de Terzaghi (méthode « c-φ »)<sup>23</sup>

- Etat 1 : Résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle → entraîne une résistance «  $Q_\gamma$  »
- Etat 2 : Action des terres situées au-dessus du niveau des fondations et supposées agir comme une surcharge → entraîne une résistance «  $Q_p$  »
- Etat 3 : Action de la cohésion → entraîne une résistance «  $Q_c$  »

La pression verticale limite  $q_l$  est définie par l'équation suivante :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma + \gamma_1 D N_q + C N_c \quad (38)$$

$\gamma_1$  Est le poids volumique du sol au-dessus de la base et  $\gamma_2$  en dessous. Les coefficients  $N_q, N_c, N_\gamma$  sont appelés facteurs de portance et ne dépendent dans le cadre de cette théorie que de l'angle de frottement interne du sol  $\varphi$ .<sup>24</sup>

Avec :

$$Nq = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (39)$$

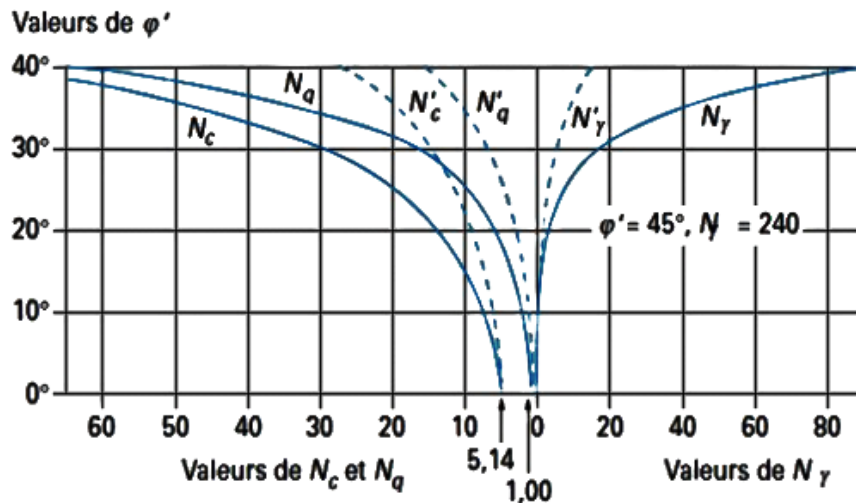
Et

$$Nc = (Nq - 1) \cos \varphi' \quad (40)$$

$N_\gamma$  n'a pas une formulation analytique exacte, mais il peut être calculé avec une bonne approximation par l'expression de Vesic (1973) :

$$N_\gamma = 2(Nq + 1) \tan \varphi \quad (41)$$

Le tableau issu de règlement français DTU 13.1 [Figure II-10] donne les valeurs tabulées de ces facteurs de portance, il est à noter qu'il existe une légère différence entre les valeurs réglementaires de  $N_\gamma$  et celles calculées selon Vesic.



Pour les semelles filantes sur sols mous ou lâches, Terzaghi et Peck recommandent d'utiliser  $\frac{2}{3} c'$  et  $\frac{2}{3} \varphi'$  en lieu et place de  $c'$  et  $\varphi'$ , pour tenir compte de la rupture localisée et non généralisée. Les valeurs des courbes en tiretés ( $N'_c$ ,  $N'_q$ , et  $N'_\gamma$ ) correspondent à  $\frac{2}{3} \varphi'$ .

Figure II-9 : Valeurs de  $N_c$ ,  $N_\gamma$  et  $N_q$  recommandées par Terzaghi et Peck.<sup>25</sup>

Angle $\phi$	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$	Angle $\phi$	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$
0		1	5,14	30	21,8	18,4	30,1
5		1,56	6,47	31	25,5	20,6	32,7
10	1,0	2,49	8,43	32	29,8	23,2	35,5
11	1,20	2,71	8,80	33	34,8	26,1	38,7
12	1,43	2,97	9,29	34	40,9	29,4	42,2
13	1,69	3,26	9,80	35	48,0	33,3	46,1
14	1,99	3,59	10,4	36	56,6	37,8	50,6
15	2,33	3,94	11,0	37	67,0	42,9	55,7
16	2,72	4,33	11,8	38	79,5	48,9	61,4
17	3,14	4,77	12,3	39	94,7	56,0	67,9
18	3,69	5,25	13,1	40	113,0	64,2	75,4
19	4,29	5,80	13,9	41	133,0	73,9	83,9
20	4,97	6,40	14,8	42	164,0	85,4	93,7
21	5,76	7,07	15,8	43	199,0	99,0	105,0
22	6,68	7,83	16,9	44	244,0	115,0	118,0
23	7,73	8,66	18,1	45	297,0	135,0	135,0
24	8,97	9,60	19,3	46	366,0	159,0	152,0
25	10,4	10,7	20,7	47	455,0	187,0	174,0
26	12,0	11,8	22,2	48	570,0	223,0	199,0
27	13,9	13,2	24,0	49	718,0	265,0	230,0
28	16,1	14,7	25,8	50	914,0	319,0	267,0
29	18,8	16,4	27,9				

Figure II-10 : Valeur des facteurs de portance en fonction de  $\phi$  [DTU13.1]<sup>26</sup>

### II-3.1.2.1 Influence de la forme de la fondation avec une charge verticale et centré

La relation (37) est transformée par l'introduction des éléments multiplicatifs  $S_\gamma$ ,  $S_c$  et  $S_q$  pour tenir compte de la forme de la fondation. Les valeurs de ces coefficients multiplicateurs sont données dans

Tableau 10 et Tableau 11:

Les Travaux de plusieurs chercheurs, notamment Hansen (1970), VESIĆ (1975), et l'importante contribution de Meyerhof. Ont Bien prouvé qu'il existe des solutions valides pour bon nombre des effets basés sur un modèle en plastique rigide, il faut beaucoup d'interprétation lorsqu'on applique les résultats sur un sol réel.

On notera que les facteurs de forme cohésive,  $S_c$ , et le facteur de forme du mort-terrain,  $S_q$ , dans le pli lorsque le rapport longueur-largeur diminue, mais que l'inverse est vrai pour le facteur de forme du poids,  $S_\gamma$ .

$$ql = \frac{1}{2} s_{\gamma} \gamma 1. BN \gamma(\varphi) + s_q (q + \gamma 2 D). Nq(\varphi) + s_c CNc(\varphi) \quad (42)$$

Tableau 10 : Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi. (Conditions non drainées et drainées)<sup>27</sup>

Fondation	Rectangulaires ou carrées ( $\frac{B}{L} = 1$ )	Circulaires	
$S_{\gamma}$ (1)	$1 - 0,2 \frac{B}{L}$	0,8	0,6
$S_c$	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2	1,3
$S_q$	1	1	1
(1)	Conditions drainées, seulement		

Tableau 11 : Coefficients de forme.<sup>28</sup>

/ Fondations	Conditions non drainées		Conditions drainées	
	Rectangulaires	Carrées ou circulaires	Rectangulaires	Carrées ou circulaires (B/L=1)
$S_{\gamma}$			$1 - 0,3 \frac{B}{L}$	0,7
$S_c$	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2	$\frac{(1 + \frac{B}{L} \sin \varphi') Nq - 1}{Nq - 1}$	$\frac{(1 + \sin \varphi') Nq - 1}{Nq - 1}$
$S_q$	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'$	$1 + \sin \varphi'$

### II-3.1.3 Fondation continue exerçant une charge inclinée sur un sol homogène infiniment épais

En plus de la charge verticale, il arrive que la fondation soit soumise à une charge horizontale (tremblement de terre, vent...) dans le cas d'une charge centrée et inclinée Meyerhof 1973 corrige l'expression précédente de  $q_l$  (Relation N°38) comme suit :

$$q_l = 0.5\gamma_2 B N_\gamma i_\gamma + \gamma_1 D N q i_q + C N c i_c \quad (43)$$

Avec :

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 \quad (44)$$

Et

$$i_q = i_c = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2 \quad (45)$$

Tableau 12 : Facteurs d'inclinaison  $i_c$ ,  $i_q$ ,  $i_\gamma$  composante de force horizontale,  $Q_v$  composante de la force verticale (source VESIC : 1975).

$i_c$	$i_q$	$i_\gamma$
$i_q - \frac{1 - i_q}{N c \tan \varphi}$	$\left(1 - \frac{Q_h}{Q_v + B' L' c \cot \varphi}\right)^m$	$\left(1 - \frac{Q_u}{Q_v + B' L' c \cot \varphi}\right)^{m+1}$

Les valeurs des facteurs d'inclinaison  $i_c$ ,  $i_q$ ,  $i_\gamma$ , cités dans le Tableau 12, sont la recommandation de VESIC et HANSEN, à base d'essais sur terrain à grande échelle et d'études théoriques antérieures, et il est prouvé que les facteurs dépendent de la direction de l'inclinaison relative à la dimension courte (largeur) du chargement,  $B$ , le facteur «  $m$  » proposé par VESIC est

$$m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \quad (46)$$

Et pour l'inclinaison dans la direction de la dimension la plus longue,  $L$ .

$$mL = \frac{2 + L/B}{1 + L/B} \quad (47)$$

De sorte que « m » est typiquement de l'ordre de 2 si l'inclinaison de la charge est dans une direction  $\theta$  par rapport à l'axe.

### II-3.1.4 Fondation continue exerçant une charge verticale excentrée sur un sol homogène infiniment épais

Outre la charge verticale, l'existence d'un moment de flexion par rapport à un des axes horizontaux de la fondation cause un soulèvement d'une partie de la fondation, ce qui réduit la surface de contact avec le sol et a la capacité portante du sol. Ainsi dans le cas général d'une pression verticale excentrée « e » par rapport à l'axe central de la fondation, on admet selon Meyerhof que la pression est centrée sur une fondation continue fictive ayant une largeur réduite B telle que :

$$B' = b - 2e \quad (48)$$

Ainsi on aura :

$$ql = 0.5\gamma_2 B' N_\gamma + \gamma_1 D N_q + C N_c \quad (49)$$

### II-3.1.5 Fondation continue exerçant une charge verticale centrée sur un sol multicouche :

La Figure II-11 représente une semelle fondée sur un bicouche. Le cas qui pose un problème est celui où la couche inférieure a des caractéristiques mécaniques inférieures à celles de la couche **supérieure**. Il est recommandé de procéder comme suit :

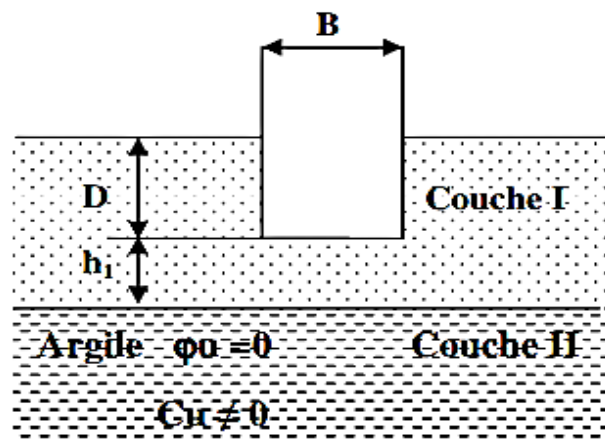


Figure II-11 : Semelle fondée sur un bicouche.<sup>29</sup>



Selon Tcheng (1958), trois cas peuvent se présenter en fonction de la distance relative H/B

Cas I : Si  $\frac{H}{B} < 1.5$  <sup>30</sup>

La semelle poinçonne la couche I et l'ensemble de bicouche se comporte comme un milieu purement cohérent, mais dont la cohésion est légèrement améliorée :

$$ql = \gamma_1 \cdot D + \frac{(\pi + 2)Cu}{1 - 0.3 \frac{H}{B}} \quad (50)$$

Cas II : Si  $\frac{H}{B} > 3.5$

L'influence de la couche II est négligeable.

Cas III : Si  $1.5 < \frac{H}{B} < 3.5$  <sup>31</sup>

On évalue la capacité portante du sol comme suit :

$$ql = q_0 + 0.5BN_\gamma^* + N_c^*Cu \quad (51)$$

D'où :

$$N_c^* = 15.75 - 4.5 \frac{H}{B} \quad (52)$$

Le coefficient de portance modifié  $N_\gamma^*$  est donné par la figure en fonction de l'angle de frottement interne du sol et de H/B

### II-3.1.6 Fondation isolée exerçant une charge verticale centrée sur un sol homogène infiniment épais

Sous une assise continue, le comportement au sol est bidimensionnel et n'implique pas la longueur de la fondation. Sous une fondation isolée, le comportement est plutôt tridimensionnel et dépend donc de la longueur. La capacité portante est donc altérée par un effet de forme de la base de la fondation dont il est important de tenir compte.

Ce problème a été analysé expérimentalement par plusieurs chercheurs, dont De-Beer (1967) et Vesic (1970) qui ont introduit des facteurs empiriques [Tableau 13] pour corriger la capacité portante d'une assise continue, comme suit :

$$q_l = 0.5 \gamma_2 B N_\gamma f_\gamma + \gamma_1 D N_q f_q + C N_c f_c \quad (53)$$

Tableau 13 : Valeur des Facteurs de forme selon Vesic.

Forme	L/B	$f_c$	$f_q$	$f_\gamma$
Rectangle	>5	1	1	1
Rectangle	≤5	$1 + N_q B / (N_c L)$	$1 + tg\varphi \cdot B / L$	$1 - 0.4B/L$
Cercle	1	$1 + N_q / N_c$	$1 + tg\varphi$	0.60

### II-3.2 Méthodes basées sur les essais in-situ « L'essai Pressiométrique »

Une certaine analogie est à constater entre l'expansion d'une sonde pressiométrique transmettant un champ de contraintes cylindrique, aux parois du forage et le comportement d'une semelle continue dans un sol homogène.

On s'attend a priori à une proportionnalité entre la pression verticale limite  $q_l$  et la pression pressiométrique limite  $P_l$

Les méthodes semi empirique exposée ci-dessous sont formulée par louis Ménard en 1955 l'inventeur de l'essai pressiométrique suite à des essais de chargement de fondations en vraie grandeur.

On propose dans ce qui suit d'exposer les grandes lignes de cette méthode extrait de document DTU 13-12 [Figure V-13], la méthode se base sur le concept de l'homogénéisation, en remplaçant le système sol/fondation par un système équivalent dans lequel le sol est caractériser par une pression limite  $Pl^*$  et la fondation a une fiche équivalente «  $D_e$  »

### II-3.2.1 Quelques notions et définitions importantes

#### II-3.2.1.1 Hauteur d'encastrement équivalente « De »

Elle est déterminée à partir des résultats des essais de sols en place : pressiomètre ou pénétromètre. On considère la courbe représentant la variation de la pression limite ou de la résistance de pointe en fonction de la profondeur Z [Figure II-12]

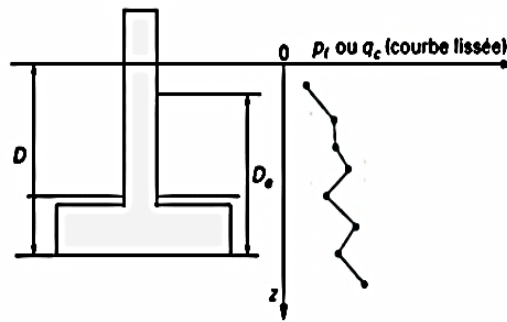


Figure II-12 : Définition de l'encastrement équivalent d'une fondation superficielle.<sup>32</sup>

Soit, dans le cas du pressiomètre, la pression limite nette :

$$Pl^* = P_1 - P_0 \quad (54)$$

$P_1$  : pression limite mesuré

$P_0$  : pression horizontale des terres au repos a une profondeur donnée, au moment de l'essai.

$$P_0 = k_0 \sigma_{v_0} \quad (55)$$

$k_0$  Est le coefficient de pression des terres au repos au niveau de l'essai [Voir Tableau 14 : Variation de  $K_0$  pour quelque type de sols.].

Tableau 14 : Variation de  $K_0$  pour quelque type de sols. <sup>33</sup>

Type de sol	Valeur de $K_0$
Sable lâche .....	0,45 à 0,50
Sable compact.....	0,40 à 0,45
Argile normalement consolidée .....	0,50
Argile surconsolidée .....	> 0,50

### II-3.2.1.2 Classification des sols selon les caractéristiques pressiométriques

Pour le calcul de la portance à partir du pressiomètre Ménard on distingue les catégories de sols suivants :

Tableau 15 : Définition des catégories conventionnelles des sols.<sup>34</sup>

	Class des sols	PI (MPa)
<b>Argiles Limons</b>	A-Argiles et Limons	<0.7
	B-Argiles et Limons fermes	1.2 à 2.0
	C-Argiles Très fermes à dures	>2.50
<b>Sables, graves</b>	A-Lâches	<0.50
	B-Moyennement compacts	1 à 2
	C-Compacts	>2.50
<b>Craies</b>	A-Molles	<0.7
	B-Altérées	1 à 2.5
	C-Compact	>23.0
<b>Marnes</b>	A-Tendre	1.5 à 4.0
	B-Compacts	>4.5
<b>Roches (1)</b>	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

La hauteur d'encastrement équivalente « De » est définie par la formule suivante

$$De = \frac{1}{Pl^*} \int_0^D Pl^*(z) dz \quad (56)$$

### II-3.2.1.3 Pression limite nette équivalente $Pl^*$

En le cas d'une couche porteuse homogène, d'épaisseur au moins égale à  $1,5B$  au-dessous de la base de la fondation (c'est-à-dire que le sol est de nature unique et les pressions limites  $pl$  sont dans un rapport de 1 à 2, au plus, dans la couche), on établit un profil linéaire de la pression limite nette  $Pl^*$  et l'on prend pour pression limite nette équivalente  $Pl^*$  la valeur à la profondeur  $D + 2/3 B$ .<sup>35</sup>

$$Pl^* = Pl^*(D + \frac{2}{3} \cdot B) \quad (57)$$

Dans le cas de sols de fondation non homogènes, ayant toutefois des valeurs de pression limite du même ordre de grandeur jusqu'à au moins «  $1,5B$  » au-dessous de la base de la fondation, on retient «  $Pl^*$  » pour la moyenne géométrique :<sup>36</sup>

$$Pl^* = \sqrt[n]{pl_1^u pl_2^u pl_3^u \dots \dots \dots pl_n^u} \quad (58)$$

$pl_1^u, pl_2^u \dots pl_n^u$  Étant les valeurs de la pression limite nette équivalente dans les couches situées de  $D$  à  $D+1.5B$  après avoir écarté, si besoin est des valeurs singulières.

### II-3.2.2 La capacité portante sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale et centrée

$$ql = k_p Pl^* + q_0 \quad (59)$$

$q_0$  Est la contrainte verticale initiale a la base de la fondation après travaux de fondations.

$k_p$  Est dit facteur de portance pressiométrique en fonction de la nature du sol sous la base de la fondation, et des dimensions de la fondation il est calculé par la formule suivante :

$$k_p = kP_p^1 \frac{B}{L} + kP_p^0 \left(1 - \frac{B}{L}\right) \quad (60)$$

$kP_p^1$  Et  $kP_p^0$  correspondent respectivement à une semelle carrée et continue, et sont donnés par (Figure II-13 : Facteur de portance pressiométrique selon le DTU 13.12)

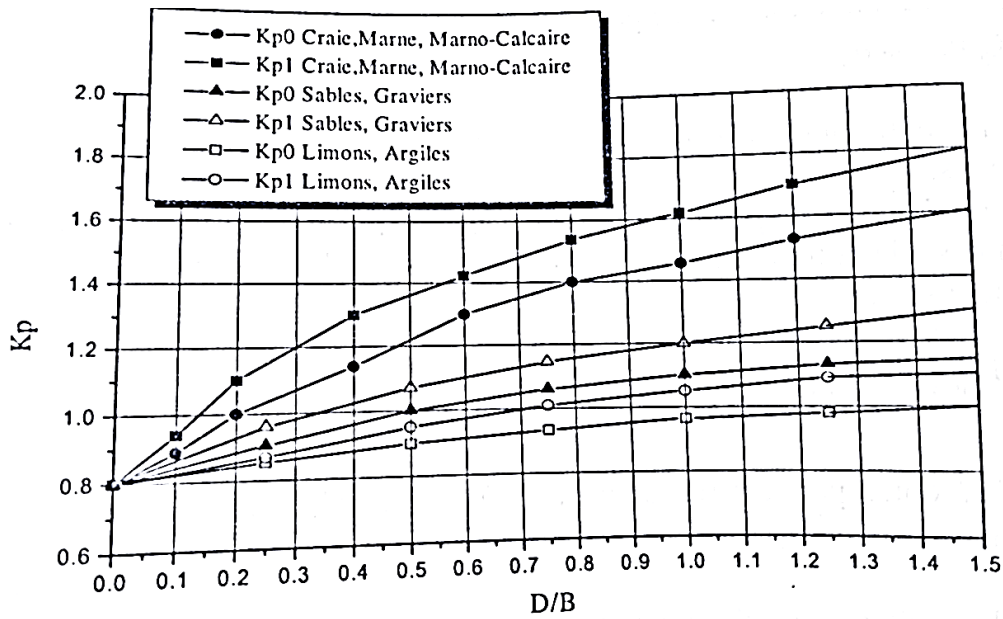


Figure II-13 : Facteur de portance pressiométrique selon le DTU 13.12<sup>37</sup>

Tableau 16 : Facteur de portance pressiométrique [fascicule 62-V, 1993]

Type de sol	Expression de $k_p$
Argiles et limons A crais A	$0.8 \left[ 1 + 0.25 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \right] \frac{De}{B}$
Argiles et limons B	$0.8 \left[ 1 + 0.35 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \right] \frac{De}{B}$
Argiles C	$0.8 \left[ 1 + 0.5 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \right] \frac{De}{B}$
Sables A	$\left[ 1 + 0.35 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \right] \frac{De}{B}$
Sables et graves B	$\left[ 1 + 0.5 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \right] \frac{De}{B}$
Sables et graves C	$\left[ 1 + 0.80 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \right] \frac{De}{B}$
Crais B et C	$1.3 \left[ 1 + 0.27 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \right] \frac{De}{B}$
Marnes marno-calcaires, roches altérées	$\left[ 1 + 0.27 \left( 0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \right] \frac{De}{B}$

**II-4 CONCLUSION**

Dans ce chapitre nous avons exposé les différents types des fondations suivant les critères Etablis en plus de l'influence de la charge appliqué sur elle d'une part et d'autre part le sol ne doit pas rompre sous l'effet de cette charge en suivant un bon chemin de dimensionnement.

Nous avons aussi évalué les différentes méthodes pour calculer la capacité portante qui détermine la charge maximale du sol. Il est envisagé d'introduire les différents types de fondation selon la nature du sol.

## III. Chapitre 3 : Evaluation de Tassement

### III-1 INTRODUCTION

La transmission des surcharges de la structure au sol, à travers les fondations, induit systématiquement des déformations du sol sous-jacent, ce qui entraîne, entre autres, un tassement.

En plus de vérifier la capacité portante du sol, qui est la limite ultime de l'analyse en régime permanent, il est important d'évaluer le tassement des fondations sous les charges de service pour s'assurer que le sol ou le système de fondation fonctionne sous la limite de service en régime permanent.

Le matériau du sol a un comportement non linéaire complexe, contrairement aux lois de l'élasticité, limité aux massifs élastiques linéaires homogènes et isotropes. Ce fait explique l'utilisation quasi systématique par les femmes ingénieurs d'approches empiriques et semi-empiriques de l'évaluation de la sédentarisation, qui s'inscrit dans une logique pragmatique visant à éviter une telle complexité dans l'analyse théorique des déformations de la masse du sol.

La pose d'une fondation ne doit pas porter préjudice au bon fonctionnement de la structure de la structure. En d'autres termes, le tassement évalué sous les charges de service doit être inférieur à la valeur admissible par la structure. Il s'agit en fait d'un critère qui doit être absolument respecté lors du dimensionnement des fondations. L'accumulation des résultats d'accidents structurels montre qu'un bon nombre d'accidents auraient pu être évités si l'analyse de règlement avait été effectuée sérieusement.

Ainsi, cette phase de l'analyse des fondations doit être effectuée selon les meilleures pratiques, en utilisant des méthodes réalistes pour estimer le peuplement.

Ce qui suit est un examen des méthodes actuelles de calcul du tassement des fondations de surface, intégrant à la fois des méthodes d'essai en laboratoire et in situ et des valeurs de tassement acceptables.



### III-2 Généralité

La transmission des surcharges de l'ouvrage au sol par le biais des fondations induit systématiquement des déformations du sol sous-jacent. Ce qui se traduit entre autres par un tassement.

Le tassement est la composante verticale du déplacement du sol en surface, sous l'effet des charges qui lui sont appliquées. Le tassement est habituellement noté  $S$  ou encore  $S_t$ . Le tassement total ou global  $S$  peut être décomposé en trois termes liés chacun à un phénomène différent

$$S_t = S_i + S_c + S_s \quad (61)$$

$S_i$  : Tassement immédiat ou instantané pendant l'application de la charge, sans expulsion d'eau.

$S_c$  : Tassement de consolidation mesuré après la dissipation des pressions interstitielles.

$S_s$  : Tassement de compression secondaire qui se poursuit dans le temps après la dissipation de la suppression interstitielle

#### III-2.1 Les diverses méthodes de calcul du tassement

On se propose dans ce qui suit de faire une revue des méthodes courantes de calcul du tassement des fondations superficielles, en intégrant aussi bien les méthodes basées sur les essais de laboratoire, que celles basées sur les essais in-situ, ainsi que les valeurs admissibles de tassement.

##### III-2.1.1 Les méthodes rationnelles

Basées sur la théorie d'élasticité, et considérant le sol comme un matériau élastique composé d'un monocouche ou d'un multicouche, caractérisé par un module de déformation élastique  $E$  et d'un coefficient de poisson  $\nu$  qui égale à 0.33. Le tassement  $s$  d'une semelle rectangulaire ou circulaire de largeur  $B$  (ou de diamètre  $B$ ) sous une pression verticale  $q$  est donné par la formule générale <sup>38</sup>:

$$S_i = 2q \frac{1 - \nu^2}{E} B I_s \quad (62)$$

D'où

Le facteur  $I_s$  dit facteur d'influence de la pression, dépend de la forme de la fondation, de la rigidité de la fondation et de l'épaisseur de la couche du sol. Du fait que la plupart des méthodes de calcul du tassement sont issues de cette théorie fondamentale.

Tableau 17 : Coefficient d'influence  $I_s$  pour la formule.<sup>39</sup>

Forme de la semelle	Dimensions	Coefficient d'influence		
		Centre	Coin	Moyenne
<b>Carré</b>	--	1.12	0.56	0.95
<b>Rectangulaire</b>	L/B=2	1.53	0.77	1.30
	L/B=3	1.78	0.89	1.52
	L/B=5	2.10	1.05	1.83
	L/B=10	2.58	1.29	2.25
<b>Circulaire</b>		1.00	0.64	0.85

Remarque : lorsqu'il s'agit d'une semelle rigide, le coefficient d'influence est plus petit

Selon Giroud 1968 la relation pour calculer le coefficient d'influence  $I_s$  est comme suit <sup>40 41</sup>:

$$I_s = \frac{1}{\pi} \text{Ln} \left( \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 1} \right) + \frac{\alpha}{\pi} \text{Ln} \left( \frac{1 + \sqrt{\alpha^2 + 1}}{\alpha} \right) \quad (63)$$

Avec :  $\alpha = L/B$

### III-2.1.2 Les méthodes numériques

Telles que la méthode des élément finis, se sont récemment imposées en tant qu'un outil puissant de calcul, notamment des système sol/fondations a configuration complexe. Outre l'analyse traditionnelle des problèmes plant décrivant les déformations planes ou la symétrie axiale, certains logiciels d'éléments finis, tels que plaxis3D, lisace, ou Cesar, permettant une analyse tridimensionnelle assez sophistiquée avec prise en compte des lois de comportement non linéaires du sol.

### III-2.1.3 Les méthodes semi-empiriques

Développées à partir de l'analyse expérimentale du comportement en déformation des fondations en vraie grandeur ou en modèle réduit.

### III-3 Evaluation du tassement à partir des essais in-situ « Méthode Pressiométrique »

L'essai pressiométrique est pratiquement le seul essai in-situ qui permet d'obtenir la relation contrainte/déformation dans le sol. Il est couramment admis que les charges de service d'un ouvrage sollicitent le sol dans le domaine des petits tassements, c'est-à-dire celui de l'élasticité. Louis Ménard (1961) était le premier à proposer une méthode basée sur le module de déformation pressiométrique du sol pour évaluer le tassement. Dans ce qui suit, on se propose d'exposer sommairement les démarches aboutissant à cette méthode, tout en mettant l'accent sur son caractère semi empirique.

#### III-3.1 Quelques Notions A prendre

On doit d'abord passer par quelques définitions :

##### III-3.1.1 La courbe pressiométrique

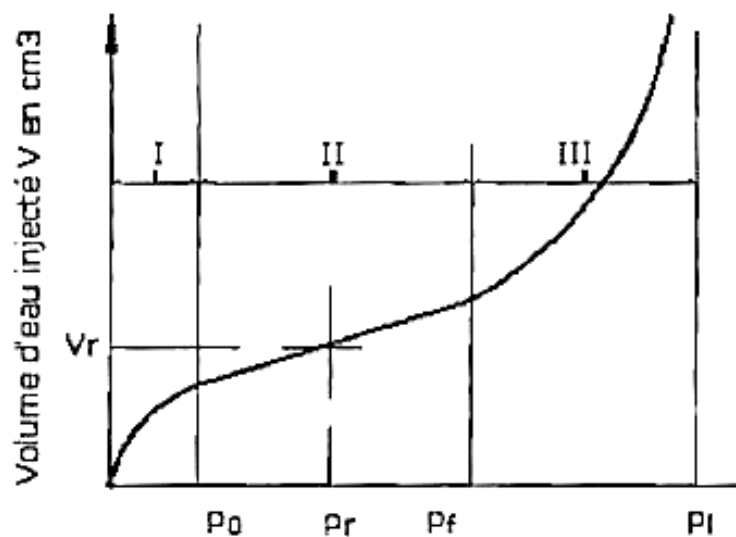


Figure III-1 : les trois phases de la courbe pressiométrique.<sup>42</sup>

La courbe pressiométrique comprend typiquement trois phases :

- La phase initiale qui est la phase de mise en contact de la paroi de la sonde avec le sol. A la fin de cette zone, la pression mesurée  $p_0$  est égale à la pression initiale horizontale au niveau du sol.
- La deuxième phase est la phase pseudo-élastique.
- La troisième phase est la phase des grands déplacements ou phase dite plastique.

La deuxième phase est la phase la plus importante. Au cours de cette phase, le volume augmente progressivement en fonction de la pression exercée. Une relation linéaire entre la pression et le volume peut être trouvée. Dans cette partie quasi-linéaire de la courbe, on détermine le module de déformation pressiométrique  $Em$

### III-3.1.2 Module de déformation pressiométrique (Em)

Le module E est directement lié à la compressibilité du sol ; c'est pourquoi il est utilisé dans les calculs de tassements des sols.

$$Em = 2(1 + \nu) \left[ \nu_s + \frac{V_1 + V_2}{2} \right] \frac{P_2 - P_1}{V_2 - V_1} \quad (64)$$

Avec :

$\nu$  : Coefficient de poisson fixé à 0.33

$V_s$  : le volume initial de la cellule central (535 cm<sup>3</sup> pour une sonde de 60 mm)

### III-3.1.3 La pression limite (Pl)

On peut aussi déduire la pression limite Pl à partir de la courbe pressiométrique Par projection on obtient Pl qui correspond à Vl.

$$Vl = V_s + 2 \nu_1 \quad (65)$$

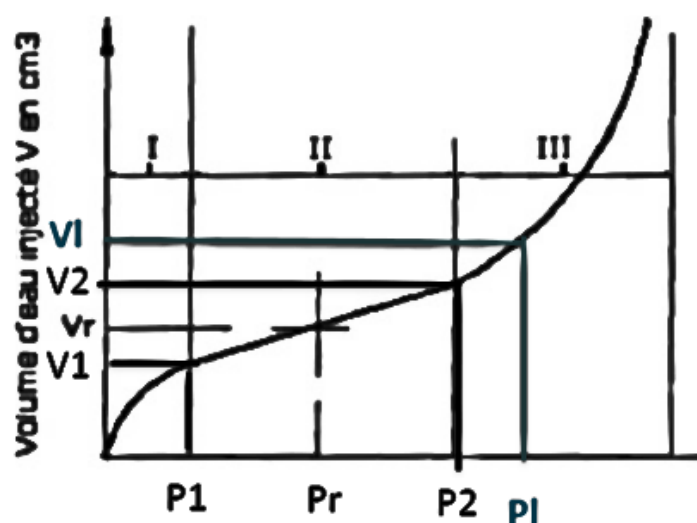


Figure III-2 : Évaluation de la pression limite Pl à partir de la courbe pressiométrique.<sup>43</sup>

Remarque :

On peut faire une Extrapolation de la courbe selon trois méthodes : méthode de la courbe inverse, méthode hyperbolique, et la méthode double hyperbole.

### III-3.2 L'hypothèse de calcul selon la méthode semi-empirique « pressiométrique »

#### III-3.2.1 Cas des radiers et remblais

Pour le calcul des tassements sous un remblai, on utilise la formule Globale proposé par Menard :

$$\Delta h = \frac{\alpha \cdot \Delta \sigma \cdot h}{E_m} \quad (66)$$

Avec :

$\Delta \sigma$  : contrainte appliquée

h : épaisseur de la couche de sol

$\alpha$  : coefficient dit rhéologique, fonction de la nature et de l'état du sol [Tableau 18]

EM = module pressiométrique

Tableau 18 : Valeurs de  $\alpha$  pour les argiles, limons et sables. <sup>44</sup>

Nature du sol	Argile		Limon		Sable	
	$\frac{E_m}{Pl}$	$\alpha$	$\frac{E_m}{Pl}$	$\alpha$	$\frac{E_m}{Pl}$	$\alpha$
Sur consolidé ou très serré	>16	1	>14	2/3	>12	1/2
Normalement consolidé ou serré	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3
Sous-consolidé et remanié ou lâche	7-9	1/2 (2/3)	5-8	1/2	5-7	1/3

**III-3.2.2 Cas d'un sol homogène**

Dans ce cas, le tassement final se calcule par cette formule :

$$Sf = Sc + Sd \quad (67)$$

Avec :

$$Sc = \frac{\alpha}{Ec} (q' - \sigma'_{v_0}) \lambda_c B \quad (68)$$

Et :

$$Sd = \frac{2}{Ed} (q' - \sigma'_{v_0}) B_0 \left( \lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \quad (69)$$

D'où

Sf : Tassement final

Sc : Tassement sphérique

Sd : Tassement déviatorique

Ec : Module pressiométrique sphérique

Ed : Module pressiométrique déviatorique

B<sub>0</sub> : Largeur de référence égale à 0,6 m

λ<sub>c</sub> : Coefficient de forme sphérique

λ<sub>d</sub> : Coefficient de forme déviatorique

q' : contrainte effective moyenne appliquée au sol par la fondation

σ'\_{v\_0} : Contrainte verticale effective calculée dans la configuration avant travaux au niveau de la fondation

B : La largeur de la fondation

α : Coefficient Rhéologique dépendant de la surface de sol [Tableau 18]

Tableau 19 : Coefficients de forme pour une semelle rectangulaire.

$\frac{L}{B}$	Cercle	Carré	2	3	5	$\infty$
$\lambda_d$	1	1.12	1.53	1.78	2.14	2.7
$\lambda_c$	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5

### III-3.2.3 Cas des sols hétérogènes

On entend ici par sols hétérogènes le cas de sols restant de même nature mais dont les caractéristiques varient de façon sensible. Dans certains cas spécifiques tels que, par exemple, celui d'une couche peu consistante intercalaire, des corrections peuvent être apportées à la méthode.

Dans ce cas, le module EM varie avec la profondeur, et le calcul des termes  $S_c$  et  $S_d$  nécessite l'emploi de modules pressiométriques équivalents  $E_c$  et  $E_d$  correspondant respectivement aux zones d'influence sphérique et déviatorique. On peut considérer que les déformations volumétriques sont prépondérantes juste sous la fondation jusqu'à environ  $B/2$ , alors que les déformations déviatoriques se manifestent jusqu'à une profondeur importante, de l'ordre de  $8.B$ .

Le calcul du tassement nécessite de diviser en tranches fictives le sol sous la fondation, chaque tranche ayant une épaisseur de  $B/2$ .

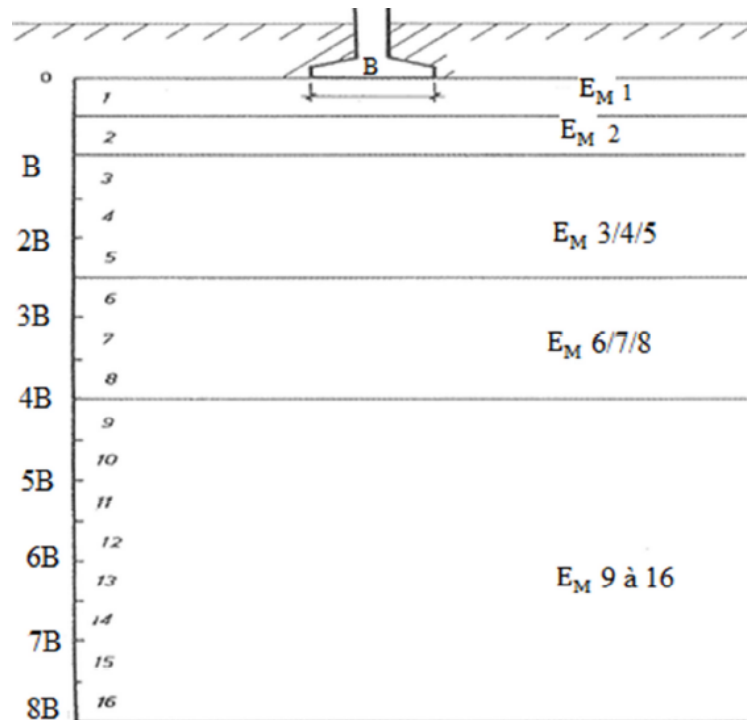


Figure III-3 : Schématisation du sol pour interrogation. <sup>45</sup>

Les modules équivalents  $E_c$  et  $E_d$  sont donnés par les formules suivantes :  $E_c = EM_1$

$E_c$  est égale à la valeur de  $EM_1$  mesurée dans la tranche d'épaisseur  $B/2$  située immédiatement sous la fondation.

$E_d$  est donné par la formule suivante :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{EM_1} + \frac{1}{0,85EM_2} + \frac{1}{EM(3,5)} + \frac{1}{2,5EM(6,8)} + \frac{1}{2,5EM(9,16)} \quad (70)$$

Où  $EM_{ij}$  est la moyenne harmonique des modules mesurés dans les tranches  $i$  à  $j$ ,

On aura ainsi, par exemple pour les couches 3,4,5 :

$$\frac{3}{E_d} = \frac{1}{EM_3} + \frac{1}{EM_4} + \frac{1}{EM_5} \quad (71)$$

Si les valeurs  $EM_9$  à  $EM_{16}$  ne sont pas connues, mais considérées supérieures aux valeurs subjacentes,  $E_d$  se calcule comme suit <sup>46</sup>:



$$\frac{3,6}{Ed} = \frac{1}{EM1} + \frac{1}{0,85EM2} + \frac{1}{EM(3,5)} + \frac{1}{2,5EM(6,8)} \quad (72)$$

De la même façon, si les modules E6 à E8 ne sont pas connus, Ed est donné par :

$$\frac{3,2}{Ed} = \frac{1}{E1} + \frac{1}{0,85E2} + \frac{1}{EM(3,5)} \quad (73)$$

#### III-4 Calcul de tassement à partir des essais de laboratoire « Méthode œdométrique »

Le calcul de tassement de consolidation se base généralement sur les résultats de l'essai de compressibilité œdométrique. La méthode d'intégration du tassement par tranche est souvent utilisée son principal avantage est qu'elle permet de faire une analyse non linéaire du tassement en fonction des contraintes.

Le tassement calculé correspond à la fin de consolidation primaire, et le raisonnement doit se faire par conséquent en contrainte effectives.

La référence des profondeurs correspond à la base de la fondation [Figure III-4]

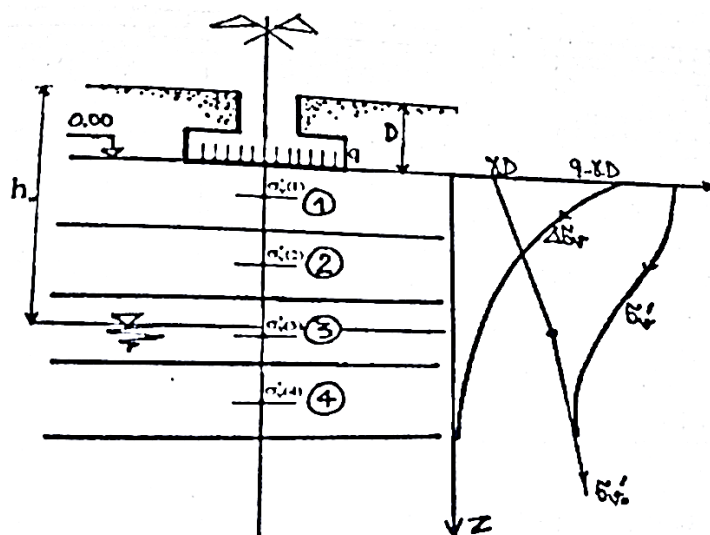


Figure III-4 : Schéma de découpage du sol en des tranches.

La méthodologie de calcul est comme suit :

- 1- Découper le sol en N tranches suffisamment minces telles que la contrainte effective  $\sigma'_v$  varie linéairement au sein de la tranche. Le découpage continue jusqu'à ce que  $\Delta\sigma'_v$  devient négligeable dans un massif semi-infini, ou jusqu'à la base du sol étudié dans le cas d'un massif d'épaisseur finie.
- 2- Calculer  $\Delta\sigma'_v$  au milieu de la tranche i à l'aide des méthodes d'élasticité <sup>47</sup>
- 3- Calculer la contrainte effective  $\sigma'_v = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v$
- 4- Calculer le tassement  $s_c(i)$  de la tranche i sous  $\sigma'_v(i)$ . Le calcul du tassement dépend de la position de  $\sigma'_v$  par rapport à la contrainte de pré consolidation  $\sigma'_c$ . En cas ou  $\sigma'_v > \sigma'_c$  voir la Figure III-5

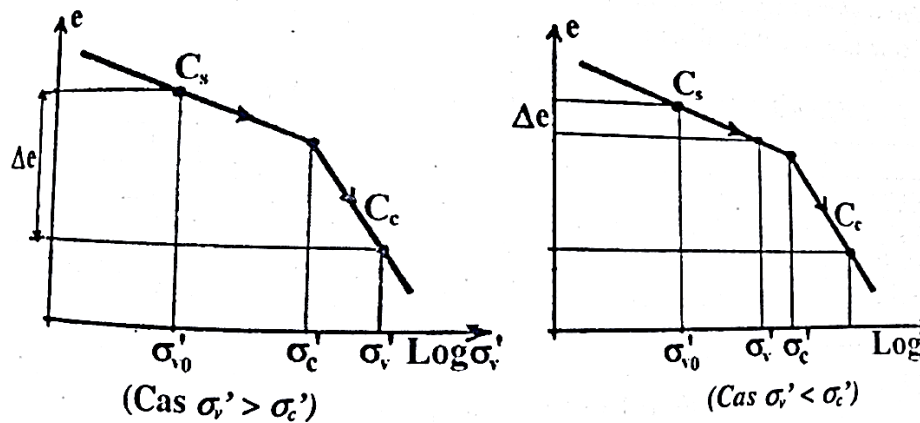


Figure III-5 : Calcul de tassement à partir de la courbe œdométrique.

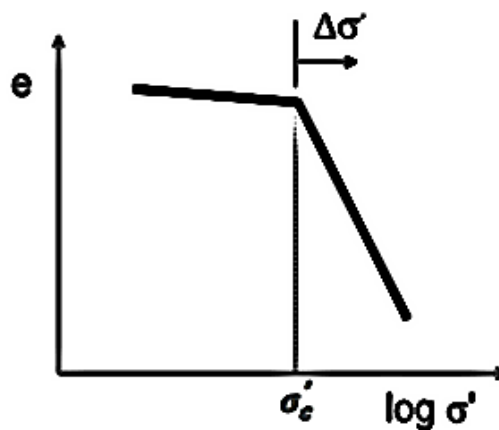


Figure III-6 : courbe œdométrique tassement cas d'un sol normalement consolidé.

A partir des résultats de l'essai œdométrique le tassement s d'un sol de hauteur  $H_0$  soumise à une contrainte  $\Delta\sigma'_v$  se calcule par l'une des expressions suivantes :

**III-4.1 Cas d'un sol normalement consolidé**

$$\sigma'_{v0} = \sigma'_c$$

$$s = \frac{H_0}{1 + e_0} Cc \cdot \log \left( \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (74)$$

**III-4.2 Cas d'un sol surconsolidé**

$$\sigma'_{v0} < \sigma'_c \quad [\text{Voir Figure III-5}]$$

$$s = \frac{H_0}{1 + e_0} Cs \cdot \log \left( \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (75)$$

**III-4.3 Cas d'un sol consolidé avec**

$$\sigma'_{v0} > \sigma'_c$$

$$s = \frac{H_0}{1 + e_0} \left[ Cs \cdot \log \left( \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}} \right) + Cc \cdot \log \left( \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_c} \right) \right] \quad (76)$$

Le tassement total est égal à la somme des tassements des n couches considérées

$$s = \sum_{i=1}^{i=n} s_i$$

**III-4.4 Les paramètres de consolidations**

La courbe œdométrique est représentée par les paramètres suivants :

Indice de gonflement (ou de compression)  $Cs$  : valeur absolue de la pente moyenne de la zone décharge/recharge. En de sol non remanié  $Cs$  correspond également à la première pente de la courbe.

Indice de compression  $Cc$  : valeur absolue de la pente de la zone finale de la courbe au-delà de  $\sigma'_c$

$$Cs \text{ ou } Cc = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (77)$$

Relation Empirique :

$$C_c = 0.009(WL - 10) \quad (78)$$

Tableau 20 : Ordres de grandeur de l'indice de compression pour différents types de sols.<sup>48</sup>

<b>Sable</b>	<b>0.01 &lt; C<sub>c</sub> &lt; 0.10</b>
<b>Kaolinites</b>	<b>0.10 &lt; C<sub>c</sub> &lt; 0.25</b>
<b>Illites</b>	<b>0.25 &lt; C<sub>c</sub> &lt; 0.80</b>
<b>Montmorillonites</b>	<b>0.80 &lt; C<sub>c</sub> &lt; 2.50</b>

On peut également se baser sur l'indice de compression pour faire une classification des sols selon leurs compressibilité [Tableau 21].

Tableau 21 : Classification des sols selon l'indice de compressibilité.<sup>49</sup>

<b>Sables</b>	<b>C<sub>c</sub> &lt; 0.02</b>	<b>Incompressible</b>
	<b>0.02 &lt; C<sub>c</sub> &lt; 0.05</b>	<b>Très peu compressible</b>
	<b>0.05 &lt; C<sub>c</sub> &lt; 0.10</b>	<b>Peu compressible</b>
<b>Kaolinites</b>	<b>0.10 &lt; C<sub>c</sub> &lt; 0.20</b>	<b>Moyennement compressible</b>
<b>Illites</b>	<b>0.20 &lt; C<sub>c</sub> &lt; 0.30</b>	<b>Assez fortement compressible</b>
	<b>0.30 &lt; C<sub>c</sub> &lt; 0.50</b>	<b>Très compressible</b>
<b>Montmorillonites</b>	<b>C<sub>c</sub> &gt; 0.50</b>	<b>Extrêmement</b>

Contrainte de préconsolidation  $\sigma'_c$  : contrainte effective correspondant au point d'intersection P des deux pentes.

Contrainte initial  $\sigma'_{v0}$  : contrainte initiale de l'échantillon in-situ

Indice des vides  $e_0$  : indice des vides initial de l'échantillon in-situ.

Les contraintes  $\sigma'_{v0}$  et  $\sigma'_c$  permettant de déterminer l'état de consolidation de sol

Sol normalement consolidé  $\sigma'_c = \sigma'_{v0}$

Sol surconsolidé  $\sigma'_{v0} < \sigma'_c$  on définit le rapport de consolidation  $R_{oc}$  par :

$$R_{oc} = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}} \quad (79)$$

**III-5 CONCLUSION**

Pour évaluer et calculer le tassement des ouvrages de génie civil il existe des diverses méthodes dont l'évaluation à l'aide des essais in situ surtout l'essai « pressiométrique », les essais de laboratoire peuvent être très utiles pour l'estimation de tassement « l'essai œdométrique » dans ce chapitre nous avons tous mentionné sur ses méthodes.

## 2<sup>ème</sup> Phase : Etude de cas

Dans cette phase on va faire une diagnostique des cas qui ont connue déjà des problèmes de sol on se basant sur les études et les expertises entamé par les laboratoires d'études actives dans le domaine géotechnique.

On va voir trois chapitres déferents et 2 cas différents dans des endroit différent de la wilaya de Ain Témouchent, d'abord on va commencer par une présentation de la wilaya de Ain Témouchent on se basant sur sa géologie son hydrologie sa situation géographique et le contexte géotechnique, après on vas passer vers les expertises de sol dans les régions suivantes :

-La daïra Bénisaf région de Ghar El Baroud

-La région de Tamazoura

Ces endroits-là ont connue des divers problèmes de sols on va les diagnostiquer et les étudier dans ce qui suit.

### **IV. Chapitre 4 : Présentation de la wilaya de Ain Témouchent**

#### **IV-1 INTRODUCTION**

Il est indispensable de reconnaitre quelques notions et informations spécifique tel que la géologie, la situation géographique, l'hydrologie ... ; avant de commencer n'importe quelle étude ou expertise géotechnique dans ce chapitre on va passer par ces informations concernant la wilaya de Ain Témouchent pour pouvoir faire nos cas qui se situe principalement dans la wilaya de Ain Témouchent.

#### IV-2 SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA REGION DE AIN TÉMOUCHENT

La région de Ain Témouchent se situe au Nord-ouest algérien, elle occupe du point de vue géographique une situation privilégiée en raison de sa proximité par rapport à trois grandes villes à savoir : Oran au Nord Est (70 km du Chef-lieu de la wilaya), Sidi Bel Abbés au Sud Est (70 km) et Tlemcen au Sud-Ouest (75 km), ainsi qu'à sa façade maritime d'une longueur de 80 km, traversant huit communes: Beni Saf, Bouzedjar, Terga, Sidi Ben Adda, Oulhaça El Gherraba, Sidi Safi, Messaid, Ouled Kihel. La wilaya d'Aïn Témouchent s'étend sur une superficie de 2376,35 km<sup>2</sup>. Son relief est constitué par les ensembles physiques suivants :

- ❖ La plaine de la Mleta.
- ❖ Le Sahel d'Oran (plateau de Guemra, les djebels Touilla, Hammar et Touita).
- ❖ Les hautes collines de Berkeche.

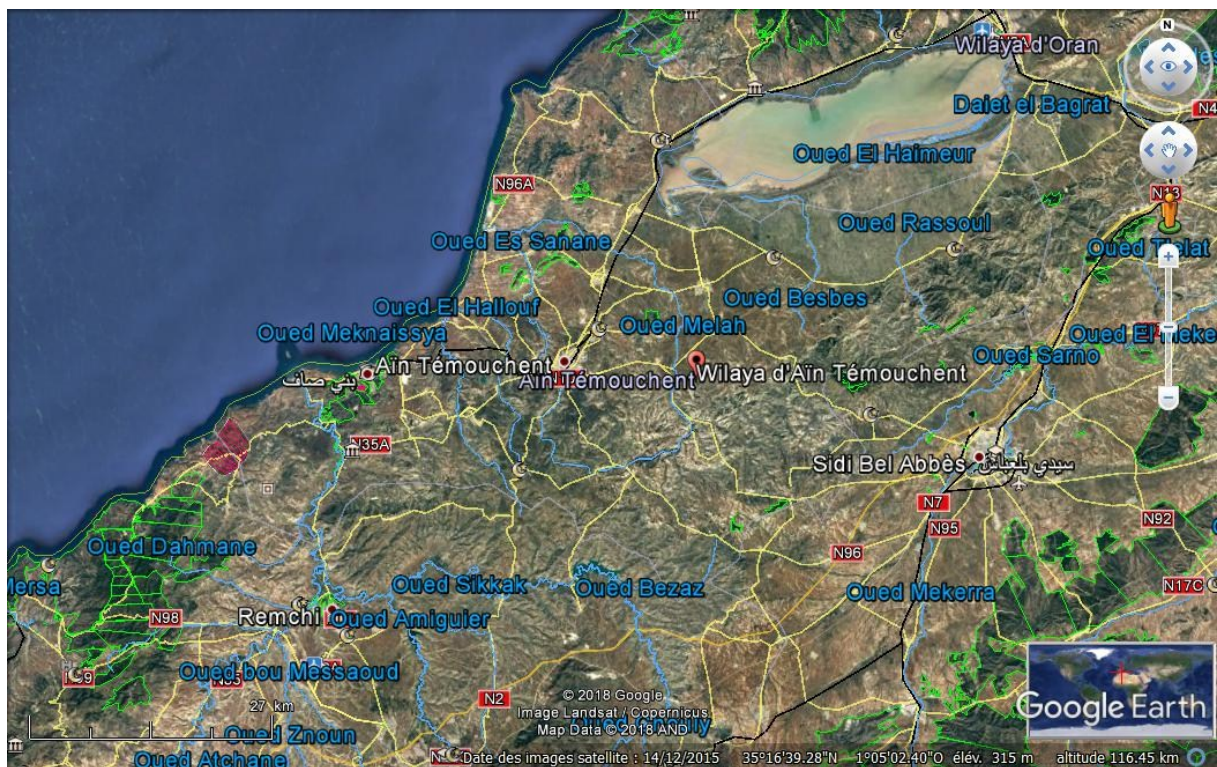


Figure IV-1 : Situation géographique de la wilaya de Ain Témouchent [google earth].



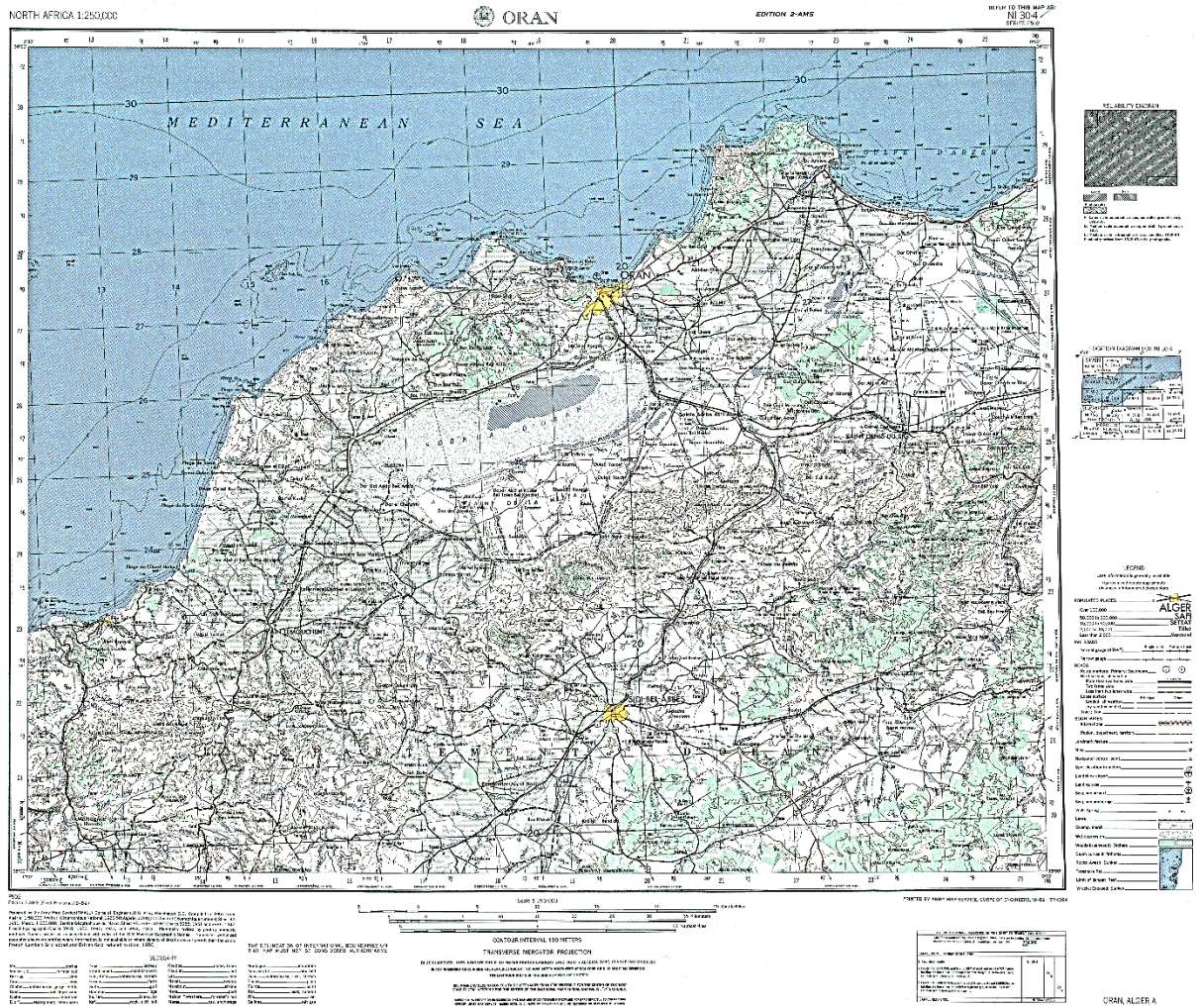


Figure IV-2 : carte d'état-major de l'oranais [préparer par « the Army map service (RMALL) corps of engineer US. Army »].

## IV-3 CADRE GEOLOGIQUE ET SISMICITE

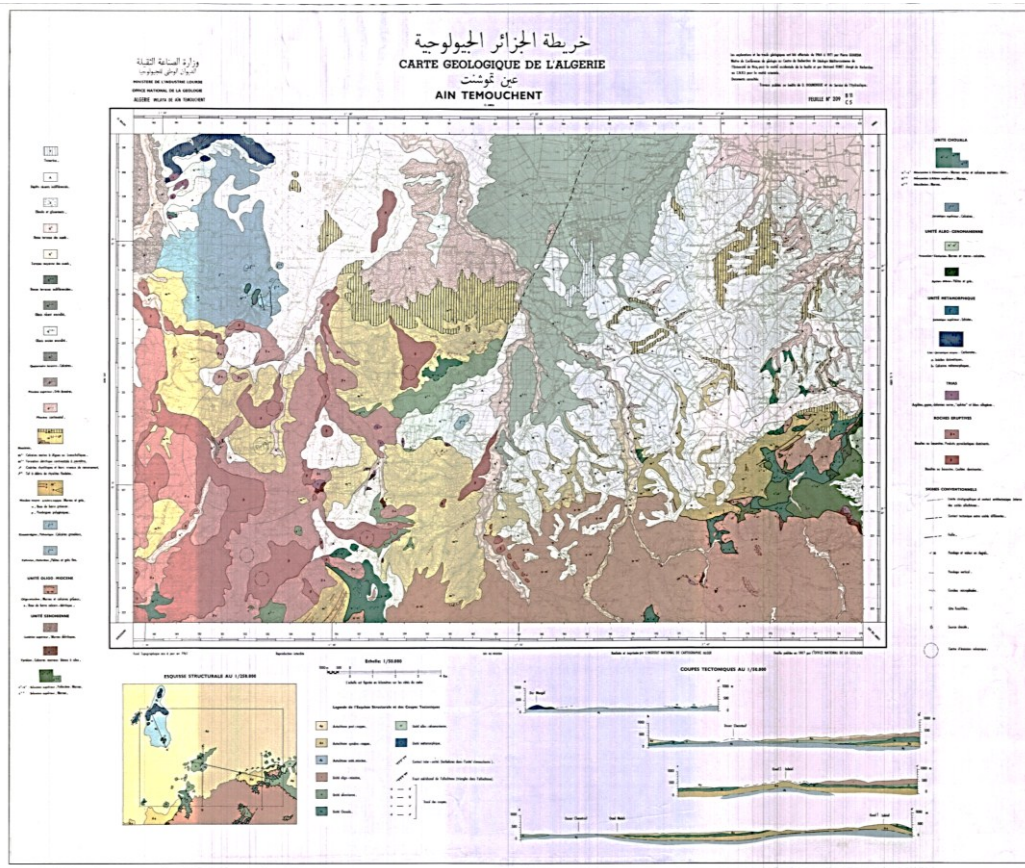


Figure IV-3 : carte géologique de la wilaya de Ain Témouchent.

## IV-3.1 La géologie de la région

**Les terrains sédimentaires :** Il affleure au Sud du massif de dhar el Mendjel. Il est représenté généralement par des argiles bariolées rougeâtres, lie de vin parfois vertes et violacées ; associées à du gypse et à du sel. Ces affleurements sont en effet nombreux, mais ils sont recouverts par des alluvions caillouteuses et poudingues tertiaires qui forment la plus grande partie du sol de la plaine d'Ain Témouchent.

**Le Trias :** Il est représenté généralement par des calcaires. Ils forment les deux principaux pointements de djebel tout et de dhar el Mendjel. Il s'agit de calcaires qui affleurent en grands bancs gris ou bleu grisâtre très fissurés ; et entrecoupés à l'échelle locale par de nombreux filons nets de calcite. Les calcaires passent plus haut à des dolomies du même âge, plus compactes et plus marmorisées.

**Les schistes d'âge Calvo-Oxfordien :** Il s'agit de schistes verdâtres intercalés de filon nets de calcite, parfois ferrugineuses et de lentilles de quartzites. Ces formations forment la base des massifs de djebel touita et de d'har el Mendjel.

**Le Néocomien :** Il correspond à des schistes et des quartzites, des schistes argileux avec des intercalations de lentilles de quartzites.

**Le Miocène :** Le Miocène post-nappe est discordant sur le Miocène synchro-nappe, il affleure au niveau de la Plâtrière (village Emir Abdelkader). Plusieurs critères sédimentaires permettent de le différencier : l'apparition du gypse, l'apparition des formations volcaniques (laves et pyroclastes), l'apparition des récifs et la disparition du Trias et des blocs exogènes.

**Pliocène discordant post-nappes :** Le pliocène est discordant sur le Miocène post-nappe. Il est constitué de grès jaunâtre mollassique. Ce grès Astien fossilifère renferme plusieurs espèces fauniques. Il est riche en pectens, en huîtres, et en autres bioclastes, telles que les débris de bivalves (Boucif, 2006).

#### **Le Quaternaire**

Il est représenté par un limon qui se dépose dans les courbes à fond plat.



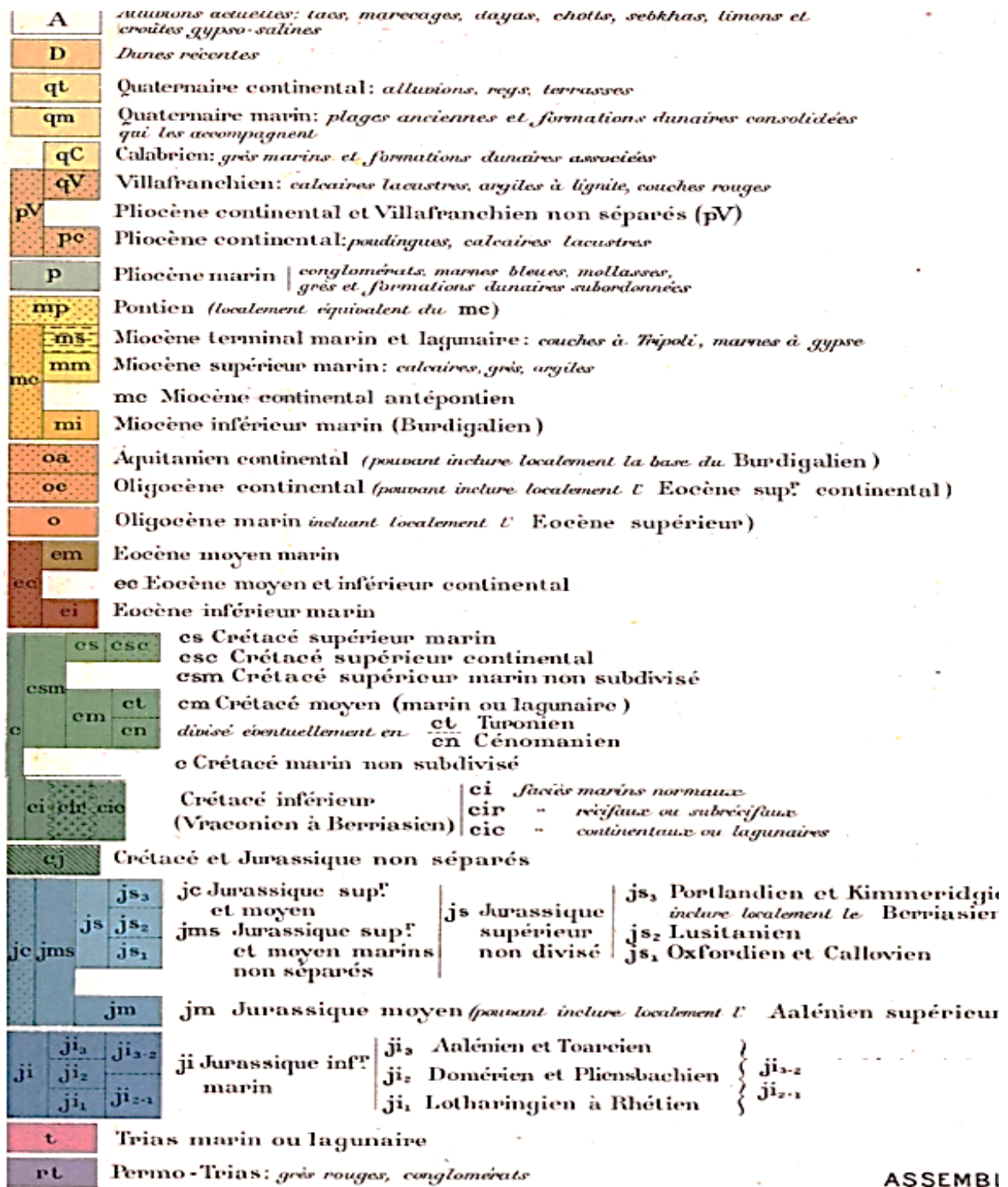


Figure IV-5 : la légende de la carte géologique représenté dans la Figure IV-4

### IV-3.2 La sismicité

La sismicité est un phénomène qui caractérise la région comme la plupart des régions du tell, notamment sa grange littorale soumise au degré d'aléas sismique le plus élevé. La synthèse des résultats des études géotechnique effectuées par les différents laboratoires dans plusieurs zones confirment l'hétérogénéité des sols et la recommandation de recouvrir souvent au radier général comme type de fondation dans toute la zone.

Un autre risque qui mérite d'être signalé concerne la nature de sols de moyenne portance qui peut être à l'origine phénomène d'affaissement de terrain lié à la présence de formation tendre sur des profondeurs allant jusqu'à dix mètres qui s'incrusteront sous des formations dures. Soumises à des mouvements des terrains peuvent être à l'origine d'un déplacement. Un zonage sismique actualisé a été établi par le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 2003) suite au séisme du 21 Mai 2003 qui a touché la région de Boumerdes et ses environs. Le territoire national a été subdivisé en cinq zones de sismicité croissante (Voir carte de zonage sismique ci-après), soit :

- Zone 0 : Sismicité négligeable
- Zone I : Sismicité faible
- Zone IIa et IIb : Sismicité moyenne
- Zone III : Sismicité élevée (ABH,2015)

Remarque : La wilaya de Ain Témouchent se situe dans la zone IIa

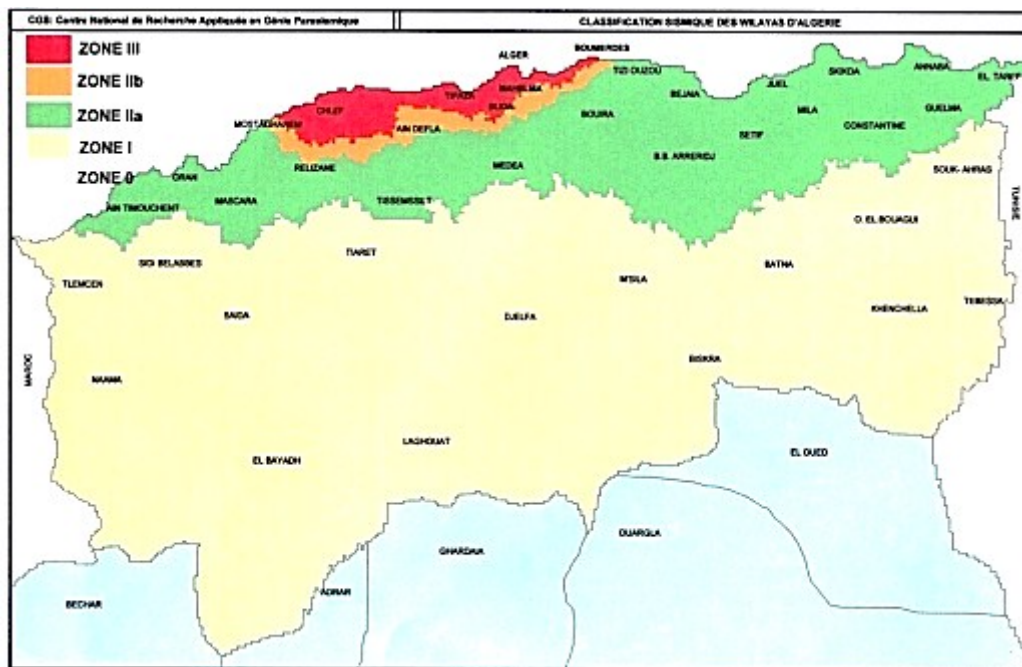


Figure IV-6 : Carte sismique de la région d'Algérie (RPA99).

*Tableau 22 : les principaux évènements sismiques de la région de Aïn Témouchent.*

<b>Année</b>	<b>Mois</b>	<b>Jour</b>	<b>Heure</b>	<b>Lat</b>	<b>Long</b>	<b>Ml</b>	<b>Int</b>
<b>1964</b>	5	13	13.46.21	35.5	-1,5	5,2	VII
<b>1967</b>	8	16	13.46.09	35.5	-1,3		
<b>1980</b>	1	16	21.40.00	35.35	-1,03		V
<b>1985</b>	7	15	11.22.00	35.58	-1,15	4,1	V
<b>1992</b>	10	17	20.43.21	35.18	-1,2	4,8	V
<b>1999</b>	12	22	17.36.53	35.21	-1,3	5,8	VII

#### **IV-3.2.1 Les failles sismiques**

Trois principales failles actives sont déterminées dans notre région. Notons, que toutes les failles sont reproduites des travaux antérieurs (Guardia 1975, Thomas 1985, Meghraoui 1988, Yelles Chaouche et al 2004, Boucif 2006 et autres auteurs).

##### **IV-3.2.1.1 Faille de Stah Zilzila (F1)**

La faille de Stah Zilzila localisée le long de la côte au Sud de Beni Saf, près de Souk Etnine (Oulhaça), est une faille supposée active de direction générale NE–SW, avec un pendage Sud–Est. L'érosion côtière et un important glissement de terrain ont caché la trace de la faille. Cette région côtière est soulevée par un large anticlinal, qui plonge, puis disparaît au Nord-Est vers Beni Saf (Yelles-Chaouche et al, 2006). La longueur totale de la faille est incertaine. Toutefois, on estime cette longueur entre 10 et 21 km.

##### **IV-3.2.1.2 Faille de Djebel Djaddara (F2)**

La faille de Djebel Djaddara est interprétée comme étant une faille inverse présentant un pendage vers le Nord-Ouest et une direction Nord-Est. Elle est visible sur au moins 10 km à partir d'un point situé à 1,5 km du village de Chentouf jusqu'au Nord de la ville de Hammam Bou Hadjar. Elle apparaît comme un alignement discontinu présentant des escarpements à facettes Sud-Est et un contraste linéaire très marqué. Cette faille est associée à des déplacements de surfaces alluviales d'âge Pléistocène supérieur et possiblement Holocène.

3. Faille de la Sebkha

### IV-3.2.1.3 Faille de la Sebkhia Sud (Faille de l'Ouest de la M'leta F3)

Un système de failles inverses discontinues à pendage Sud à sud-Est recoupe les surfaces de piémont représenté par des niveaux alluvionnaires d'âge Pléistocène inférieur à Holocène qui séparent le bassin de la M'leta au Nord des monts du Tessala au Sud. Les traces de la faille sont apparentes dans une carrière à l'ouest du village d'El Khemis (d'Ain EL Arbâa). Cette faille d'orientation Est-Ouest présente un plan sub-vertical sur lequel des stries ont été observées. Ce système de failles se prolonge, vers le Nord-Est, le long des Monts du Tessala sur une longueur d'environ 30 km jusqu'à la limite de la zone d'étude (Figure IV-7 : Les failles actives de la wilaya d'Ain Témouchent, F1 : faille de Stah Zilzila, F2 : faille de Djebel Djaddara, F3 : faille de la Sebkhia Sud.).

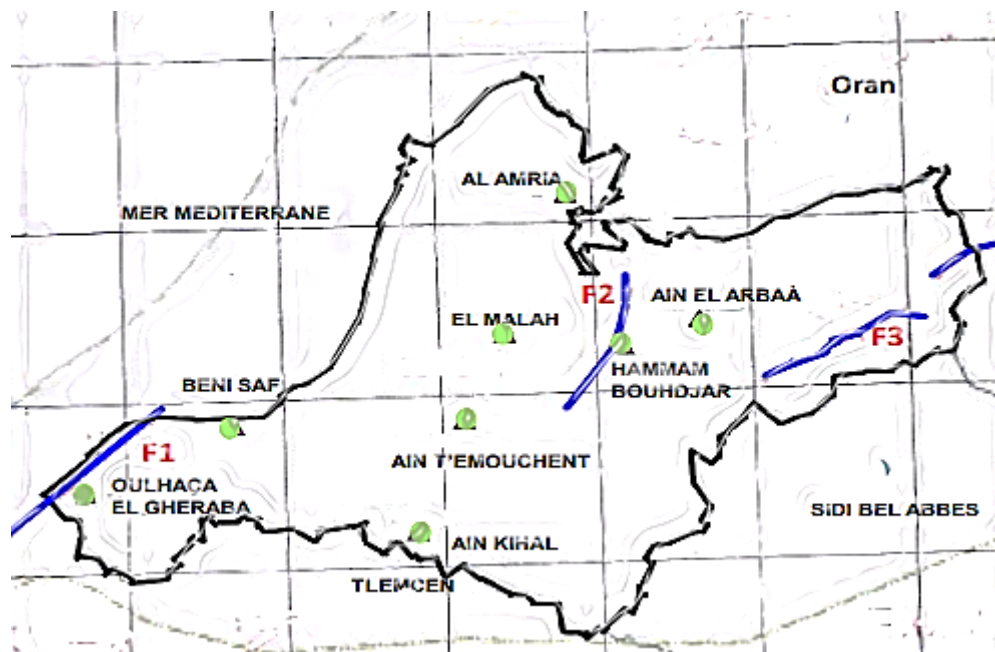


Figure IV-7 : Les failles actives de la wilaya d'Ain Témouchent, F1 : faille de Stah Zilzila, F2 : faille de Djebel Djaddara, F3 : faille de la Sebkhia Sud.

## IV-4 CONTEXTE HYDROGEOLOGIQUE

Les épisodes volcaniques du plateau Néogène de Ain Témouchent constituent le massif important de la région. Les massifs volcaniques, parfois fissurés, forment les aquifères notables de la région. Les nappes souterraines s'écoulent dans la même direction que les coulées volcaniques, soit vers l'Ouest (vallée de l'oued sennane), soit vers l'Est (oued souf El Tell), le Djebel Nécissa limitant l'oued sennane au Nord et Djebel Tounit formant une barrière à l'oued, sont constituées de substratum autochtone liasique formé de série carbonatée et marno-pélimitique. Les calcaires fissurés du Kimméridgien dans lequel s'accumule l'eau souterraine.



L'aquifère formé de calcaires, sous charge sous basaltes, se trouve plus proche de la surface (20 m de profondeur).

Les différents faciès rencontrés permettent de mettre en évidence plusieurs horizons, dont la présence en surface de couche d'argile beige-marron imperméable assurant l'étanchéité du site et par conséquent une protection des nappes souterraines contre la pollution. (ENCO, 2003)

### **Plateau de Sidisafi**

Cette unité hydrogéologique est une aquifère des calcaires du miocène supérieur, est située dans la zone littorale méditerranéenne. Elle est limitée à l'ouest par la basse vallée de L'Oued Tafna, à l'Est par le Plateau d'Ain-Témouchent et au Sud par les monts des Sebaa Chioukh.

### **Plateau d'Ain Témouchent**

C'est une nappe des roches volcanique, la plaine est limitée au Nord par la mer méditerranée, à l'Est par la Plaine de la Mleta, et à l'Ouest par la Vallée de la Tafna et au Sud par les vallonnements d'Oued Berkeche-Aghlal.

### **Ouled Taoui – Ouled Bou djemââ**

C'est une aquifère des sables dunaires, la plaine est limitée au Nord par la plaine de Ghamra, à l'ouest par la Mer Méditerranée, à l'Est par la Sebkhha d'Oran et au Sud par le Plateau de Ain Témouchent.

### **Plaine de la Mléta**

C'est des nappes alluvionnaires, la Plaine de la Mleta est limitée au Nord par la Sebkhha d'Oran, au Sud par les Monts du Tessala, à l'Est par la Plaine de Habra-Sig et par la région de Hammam Bouhadjar- Ain Larbaa à l'Ouest. (ABH, 2015)



IV-5 CONTEXTE GEOTECHNIQUE

La carte représentée ci-dessus résume le contexte géotechnique du site urbain de la ville de Ain Témouchent cette carte est réalisé par les bureaux d'étude français ME2I et TTI Production et le bureau d'étude américain GEOMATRIX Consultants Inc.

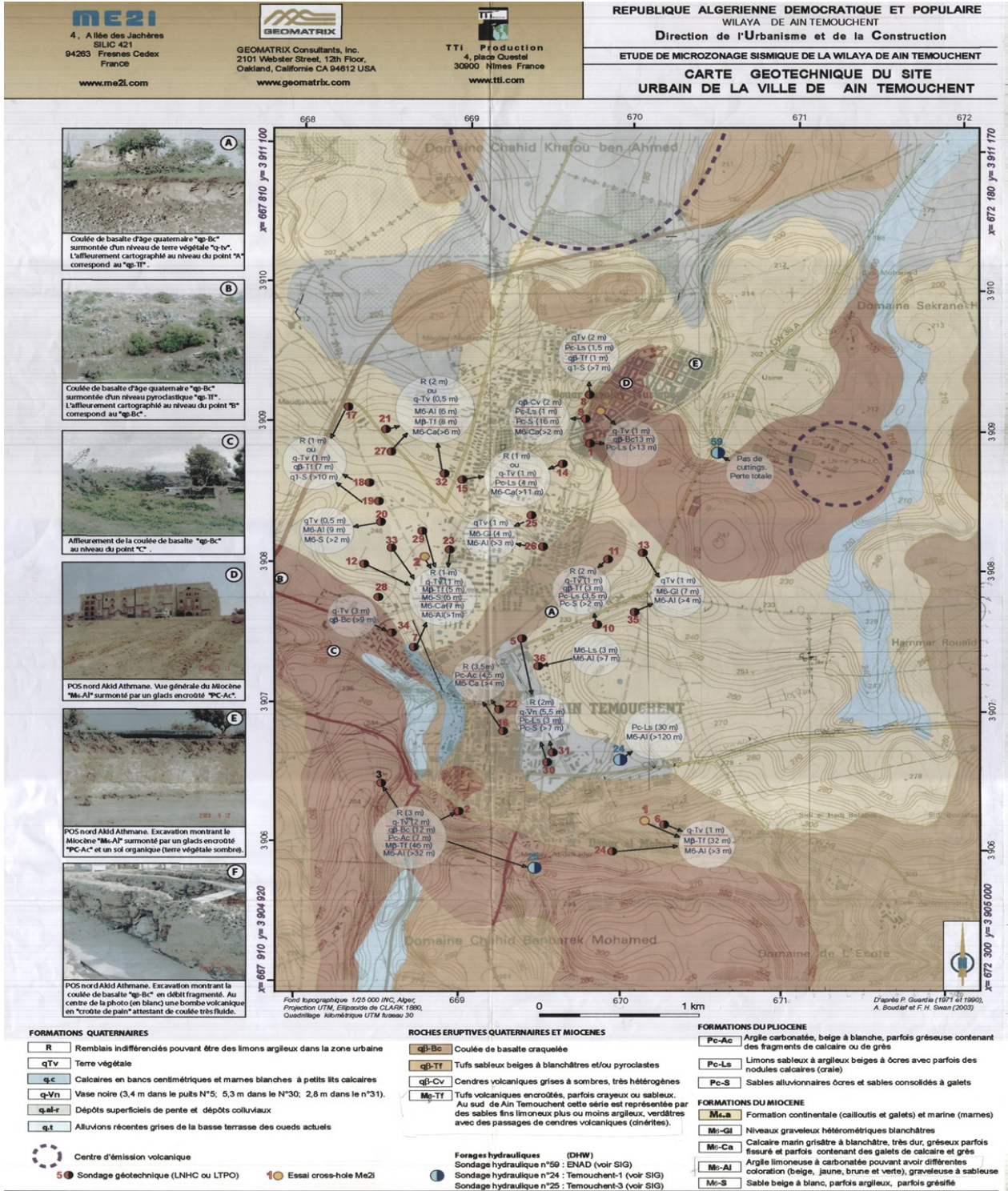


Figure IV-10 : la carte géotechnique du site urbain de Ain Témouchent.

#### IV-6 Les pentes à Ain Témouchent

La carte représentée ci-dessous illustre les pentes dans la ville de Ain Témouchent et les environs qui l'entourent.

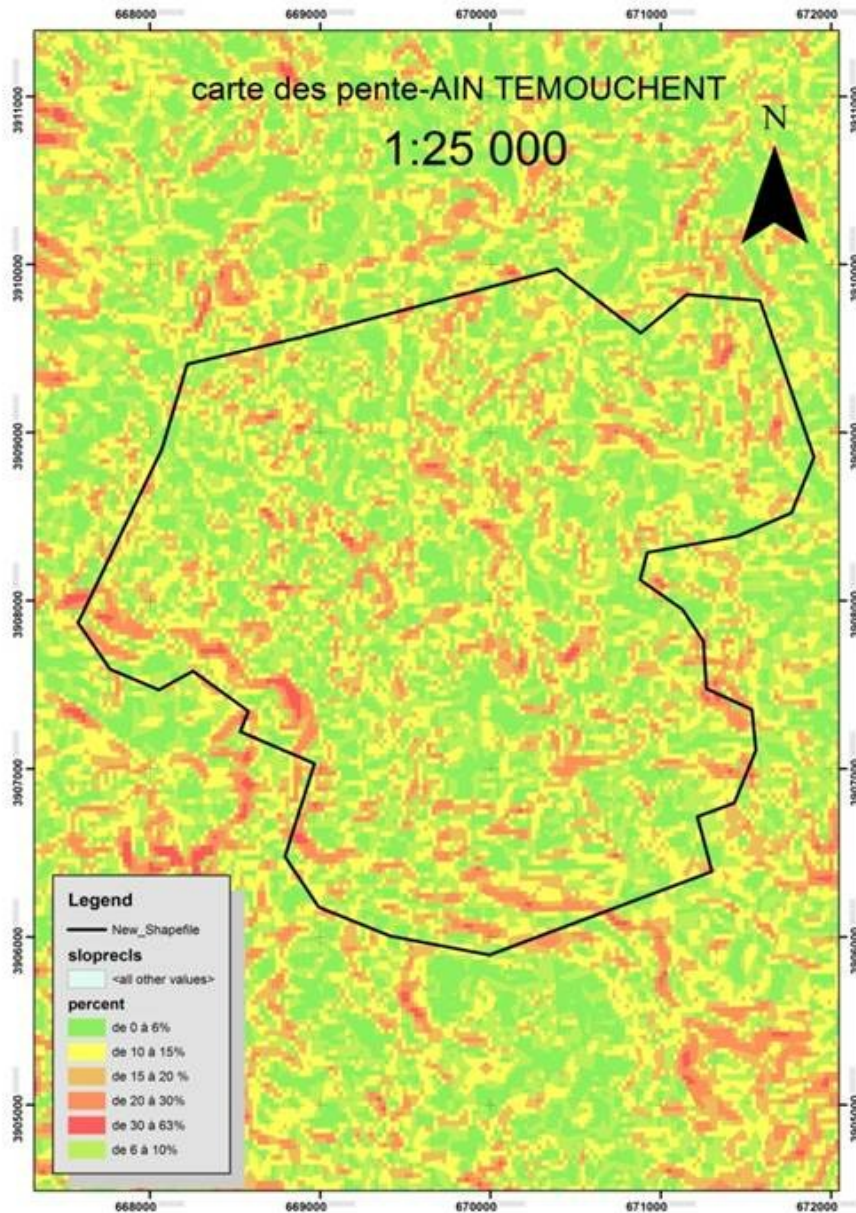


Figure IV-11 : la carte des pentes de Ain Témouchent à l'échèle 1 :25000[Mr. Amraoui]

#### **IV-7 Le volcanisme**

Dans la région d'Aïn Témouchent, la phase volcanique principale a été rapportée au Quaternaire.

Ces coulées ont en général un substratum miocène supérieur ou villafranchien (Oued El Hallouf)

Les émissions volcaniques du plateau néogène d'Aïn Témouchent couvrent une surface de 450 km<sup>2</sup> entre Chaabet El Leham, le Djebel de Sidi Kassem et Ain Kihal du Nord au Sud et entre l'Oued Souf et Tell et Sidi Safi de l'Est à l'Ouest (B. Hallouche, 1986). Bien que l'érosion ait été intense, elle est restée régulière, les appareils volcaniques sont en général bien conservés (volcan de Sidi Ben Adda 304m). La cuvette basaltique de Chaabet El Leham doit être apparemment attribuée à des épanchements fissurais locaux.

##### Descriptions des différentes formations volcaniques

Les formations volcaniques d'Aïn Témouchent sont formées de trois niveaux de produits de déjections, de bas en haut on a : Les tufs, les brèches et les coulées.

#### **IV-7.1 Les Tufs**

Les premières manifestations responsables de la formation des anneaux (Anneau de Beganna) de tufs sont de type phréatomagmatiques. D'après leur origine, on peut distinguer :

Les tufs d'origine volcano-sédimentaire : Ce sont les cendres et lapillis qui ont entraîné la formation de tufs ci néritiques très fertiles et parfois très fins présentant des enclaves (nodules à olivine, bombes à hornblendes brunes, fragments de gneiss à sillimanite) avec des cristaux d'orthoses, d'augites et de spinelles. Ces formations sont bien visibles à Oued Sennâne au Sud de Guentret Saboun.

Les tufs de retombée : Ils sont de couleur rougeâtre à aspect induré, de faible densité. Composés de bombes centimétriques à décimétriques, de nature scoriacée et renferment des minéraux ferromagnésiens, leur épaisseur varie de quelques décimètres à un mètre.

Les tufs d'origine explosive : C'est une formation litée, de couleur sombre contenant des blocs de calcaires, marnes ou grès et des blocs d'origine volcanique de taille variable, ce sont des fragments de coulée.

#### **IV-7.2 Les Brèches**

On distingue des brèches de base ou de sommet de coulées et des brèches stromboliennes :

Brèches de base ou de sommet de coulées : Scoriacées avec des éléments soudés entre eux. Elles sont de couleur rouge en raison du remaniement des tufs sous-jacents au moment du dépôt de la brèche.

Brèches stromboliennes : Ce sont des bombes très caractéristiques des volcans stromboliens, formées soit de cônes (Bengana) soit des pitons tels que Hammar Tizi, Snidig. Ces brèches sont bien litées avec des enclaves d'origine profonde (enclaves de péridotites) ayant une taille de quelques centimètres à un mètre.

#### **IV-7.3 Les Coulées**

Les coulées et les amas de roches pyroclastiques du massif d'Aïn Témouchent occupent de vastes étendues de très faible pente, légèrement inclinées vers la mer de direction du Sud au Nord. Ces coulées sont massives, rarement prismées, de couleur sombre quand elles affleurent. En raison de leur fluidité, elles s'y accumulent dans les thalwegs en formant de vastes plateaux autour des cratères, les coulées ayant par ailleurs empreintes les lits des anciens Oueds entraînant une profonde transformation du réseau hydrographique. Les produits de projection sont surtout des scories de laves basiques renfermant des nodules à olivine, de gros cristaux d'augite et parfois des enclaves constituées de "bombes à hornblende, nodules à olivine, fragments de gneiss à sillimanite", de même que l'absence des feldspaths.

#### **IV-8 CONCLUSION**

La wilaya Ain Témouchent a été exposée selon son contexte géotechnique et selon le plan géologique et géographique. Nous avons vu les différents mouvements sismiques, liés en particulier aux failles les plus actives, ainsi que l'activité volcanique.

## **V. Chapitre 5 : Etude Et Analyse géotechnique de la zone d'activité industriel de Tamazoura**

Projet de réalisation d'une unité de transformation de caroube

### **V-1 INTRODUCTION**

Dans ce chapitre nous allons réviser et corriger et enrichir une étude géotechnique réalisée par le laboratoire « sol information » dans le but de la réalisation d'une unité de transformation de caroube au niveau de la zone industrielle de Tamazoura en se basant sur les résultats des essais de laboratoire et in situ fournis dans le rapport géotechnique réalisé par le laboratoire « sol information », cette étude éclairci un ensemble d'états du site, lorsque cette dernière entame la géologie, l'hydrogéologie, la sismicité, et la morpho géologie, et décrit les différents aléas qui touchent la stabilité générale des ouvrages dans le site géotechnique, elle va, aussi, en mesurant les caractéristiques du sol, et en définissant les déformations et les résistances, permettre d'optimiser le dimensionnement de l'ouvrage et de son infrastructure.

Avec l'aide de certains logiciels qui nous aideront à expliquer une étude de projet à travers les cartes mentionnées ci-dessus.

Les logiciels que nous avons utilisés : Surfer, Rockworks, Google Earth.



## V-2 GEOMORPHOLOGIE, SITUATION ET DELIMITATION DU SITE :

Le site en question est un terrain nu plat fait partie de la région sebkha d'Oran et fait face aux monts de Tessala, se situe dans le parc de la zone d'activité industrielle de Tamazoura de la wilaya Ain Témouchent à une centaine de mètre de la RN 108.

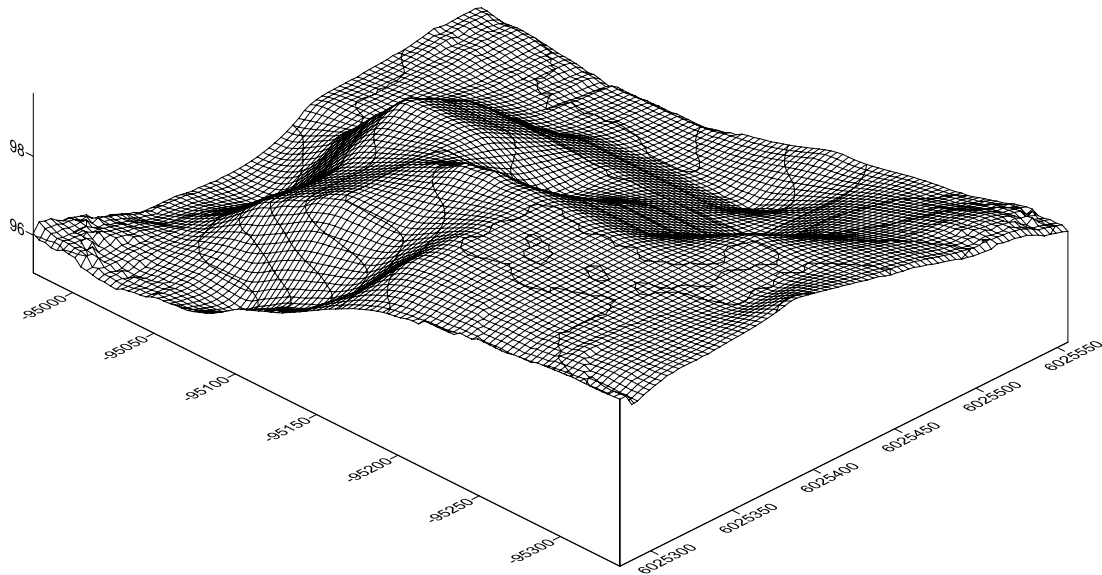


Figure V-1 : schématisation en 3D de la surface de site étudié.



Figure V-2 : Situation géographique de la zone d'étude (google earth).

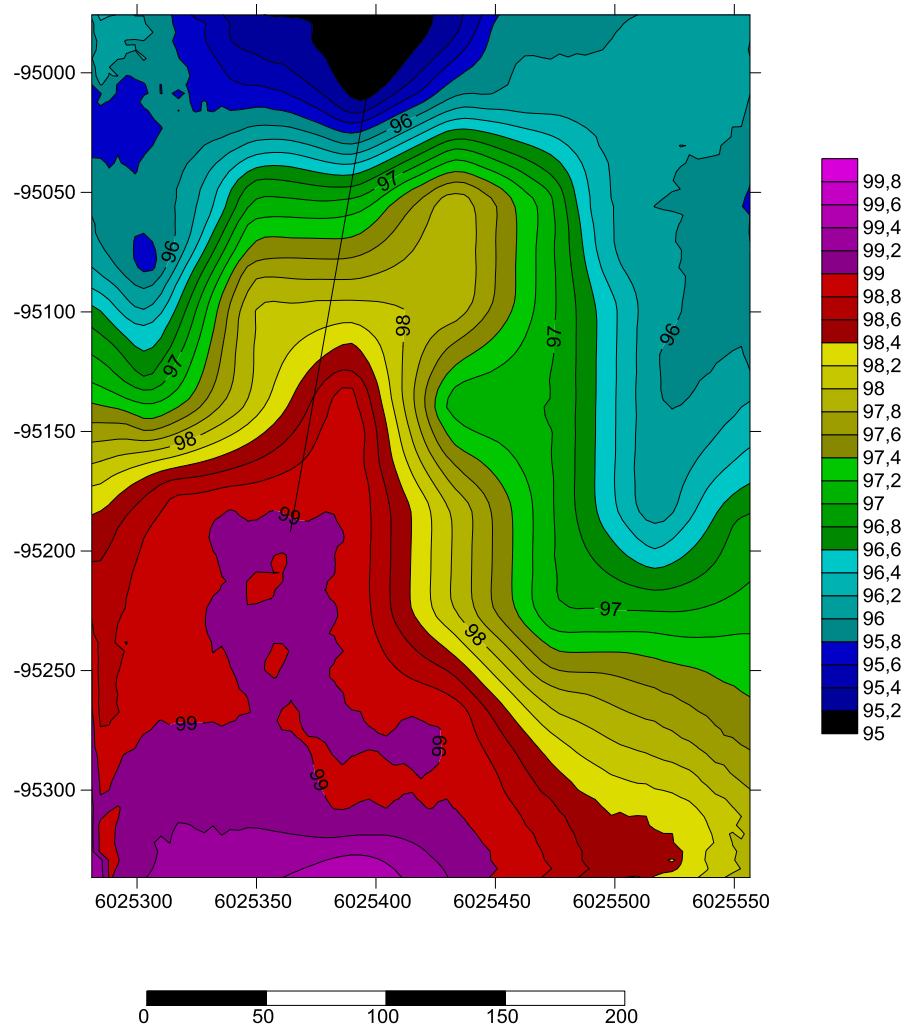


Figure V-3 : la carte des courbes de niveau de la zone étudiée.

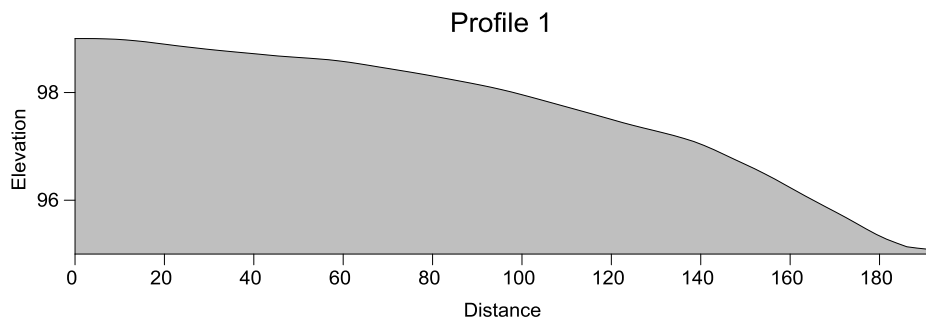


Figure V-4 : profile d'élévation entre le point le plus haut et le plus bas.

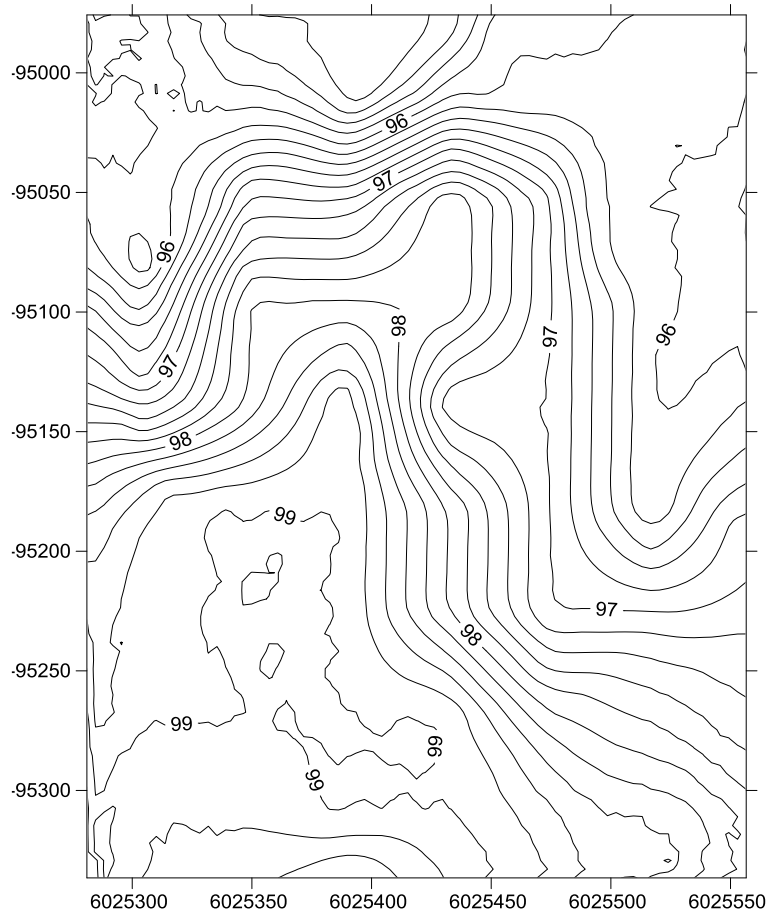


Figure V-5 : les courbes de niveau de la zone étudiée.

Cross-Section A-A'

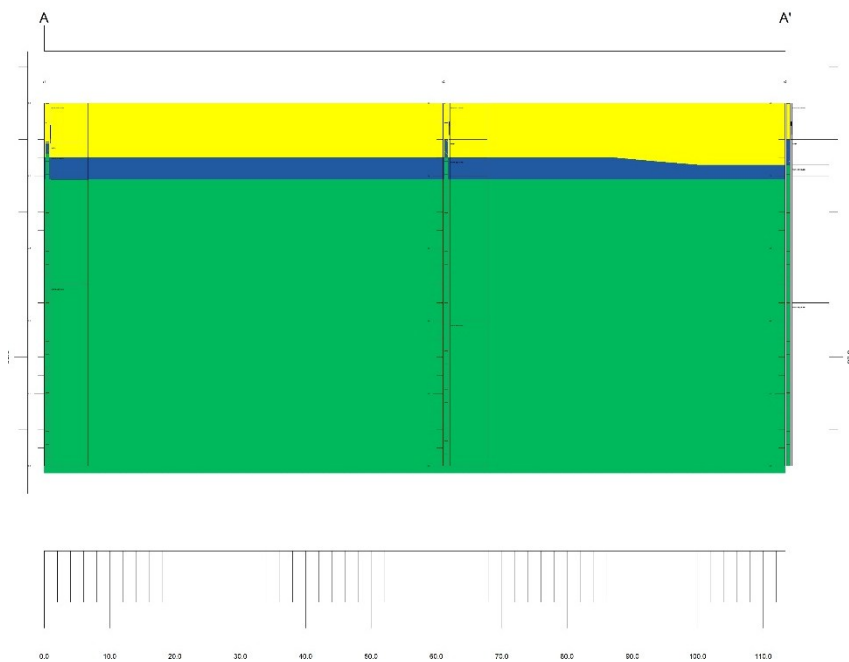


Figure V-6 : coupe lithologique en 2D Du terrain étudié.

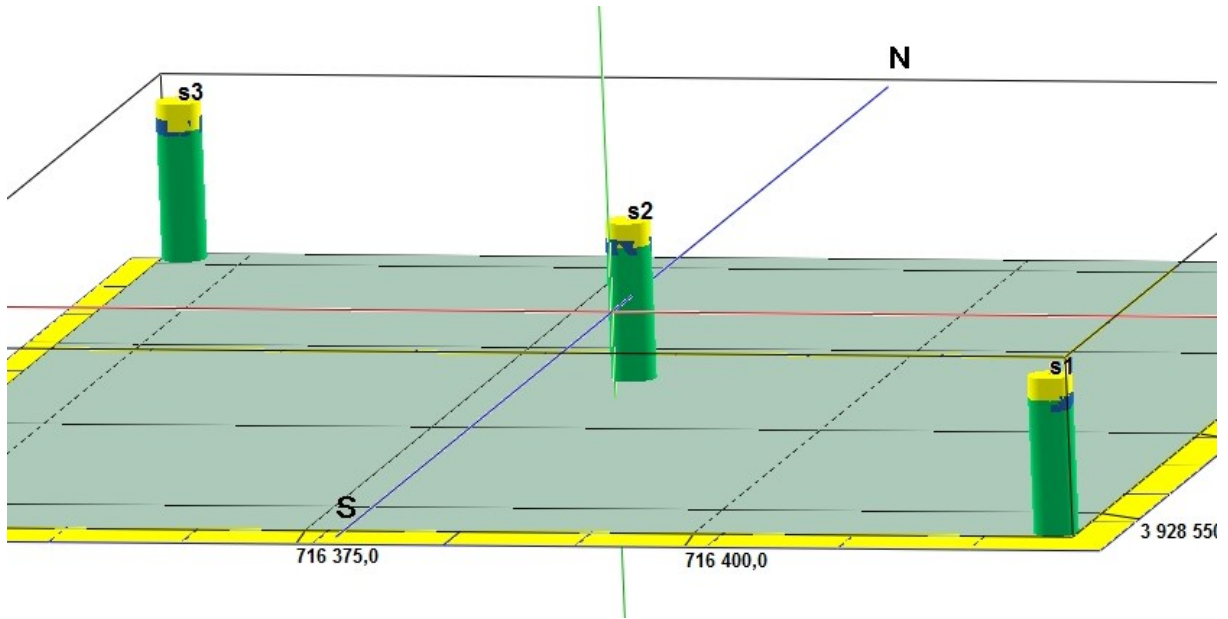


Figure V-7 : lithologie et situation des puits de sondage carotté en 3D Du terrain étudié.

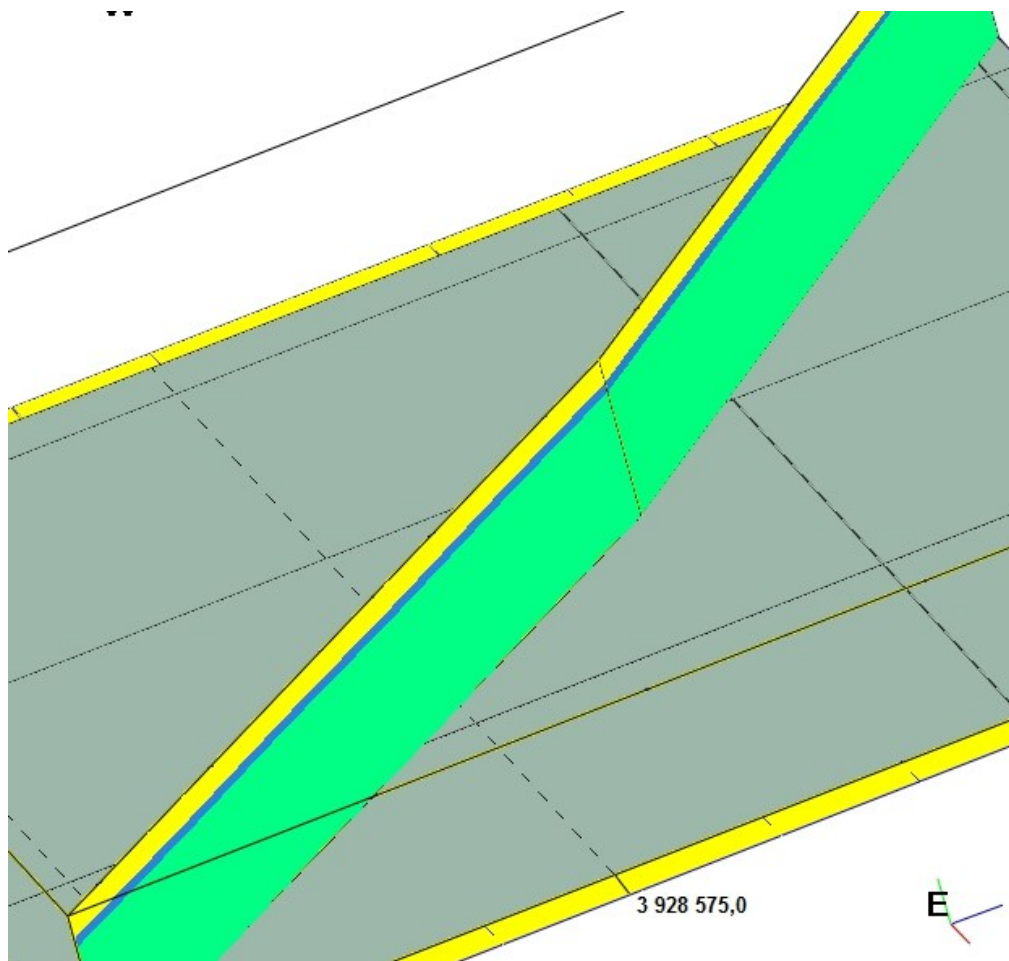


Figure V-8 : coupe lithologique en 3D Du terrain étudié.

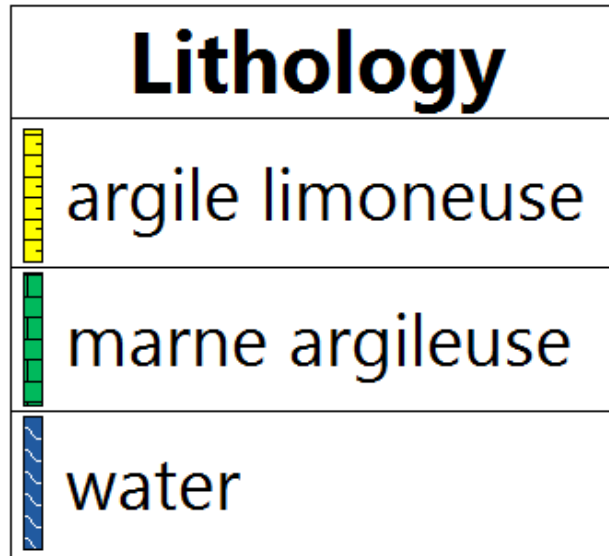


Figure V-9 : légende des coupes lithologiques des figures [Figure V-6, Figure V-7, Figure V-8]

### V-3 CADRE GEOLOGIQUE DE LA REGION DE TAMAZOURA

Dans les massifs littoraux d'Oran la série stratigraphique débute par les formations du substratum qui forme l'autochtone (la primaire, le jurassique, crétacé, trias et le miocène, le pléistocène et holocène)

Nous présentons dans ce cadre un extrait dans levés géologique régionale telle que présentée sur la carte géologique d'Oran à l'échelle 1/500000 (voir Figure V-10 : cadre géologique de la région de Tamazoura)

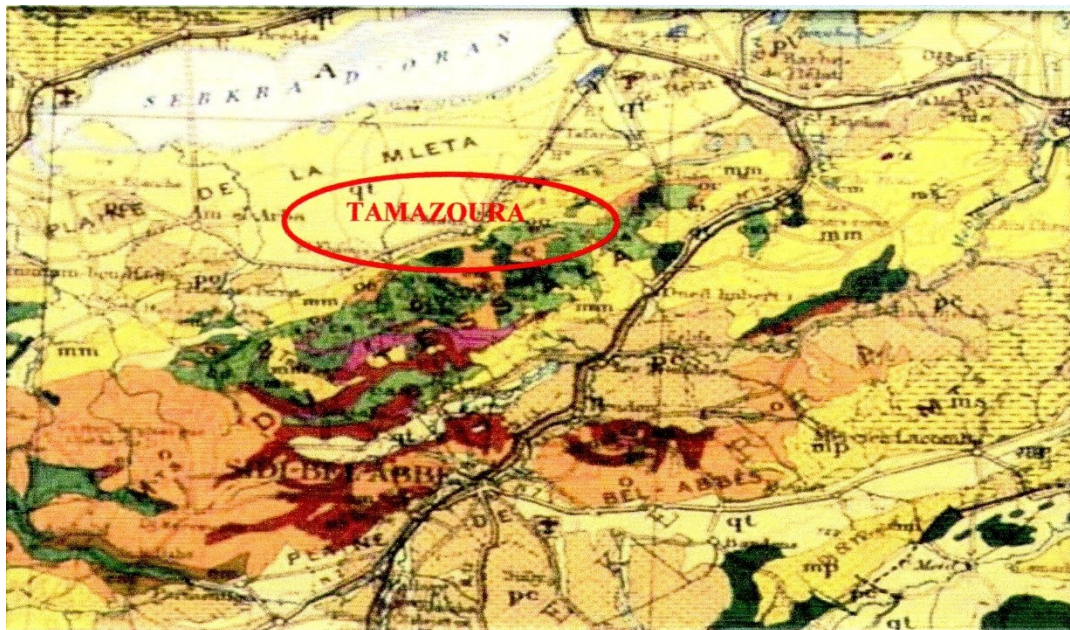


Figure V-10 : cadre géologique de la région de Tamazoura.

La description litho stratigraphique des terrains est la suivante :

**L'Holocène :** formé de limons gris souvent salée et gypseux (alluvions récent) pouvant atteindre 40m dans la plaine de Mléta, plaine d'el-kerma et les bordures de la sebkha dans les parties inondables de la sebkha sont recouverts par des alluvions actuelles salées et gypsifère.

**Le Pléistocène :** formé de

Le pléistocène supérieur : formé de limons sableux ou argileux rubéfiés appelée souvent formation des alluvions anciennes affleure dans les périphéries des dépressions ou dans les zones de piedmonts surtout ceux du Murdjadjou (G. THOMAS 1985)

Tufs et travertins liés à des d'anciennes source d'eau et calcaires lacustre parfois karstifiés au niveau de Brédeah et Ain el Baida.

Limons rubéfiés au niveau de Messreghin, Boutlelis, Tamazoura et Ain Larbaa.

Le pléistocène moyen : formé de

Alluvions au niveau de la partie ouest de la sebkha.

Sédiments fluviatiles à conglomérats polygénique grossier à hammam Bou Hadjar cette formation peut atteindre 30m.

Limon rubéfié encrouté dans la région d'el Maleh a altitude de 100 m.

Le pléistocène inférieur : dans le massif littoral d'Oran au niveau de la forêt de Msila affleure une fondation qui débute par des grés coquillers qui passe à des véritables calcaires lumachelliques reposant directement sur les schistes créacés surmonté par des grés dunaires a stratification entrecroisée.

Sables rouge brique à Hilix au niveau de la plaine de Mleta et à el Djezira

Limons rouges parfois conglomératique.

**Le Miocène :**

Miocène supérieur : formé de Gypse tripoli → (formation terminal).

Calcaires à litham niées. Marnes bleues → (formation médianes)

Grés marins → (formation de base).

Miocène inférieure : formé de Grés, conglomérats et formation rouges continentales au niveau de Tafraoui marnes pélagique au niveau de Debbie.

Marnes gris et schistes et marne schisteux (formation de base).

**Le Crétacé :** de puissance de 500m il est représenté par un faciès schisto-gréseux verdâtre plissé parfois intercalé par des blancs de quartzites du néocomien passe parfois à lentilles de calcaire qui ont fourni une belle faune d'ammonites pyriteuse barrémiennes.

Dans les monts des Tessala le substratum correspond à l'allochtone tellien avec ses différents unités ou nappes, ils sont essentiellement marno-schisteuse tous les étages allant du trias à l'Oligo-miocène sont présent.

**Le Jurassique :** à Ain Keffri, Santa-Cruz, Djorf Halia et Djebel Santon affleure une formation carbonatée formée de lentilles dolomitique massives accompagnées de calcaires schisteux et marmoréens. Cette formation chevauche des formations plus récentes. Elle a été attribuée au lias par M. DOUMERGUE (1912).

A l'est du djebel Murdjadjou et à santa-Cruz, le dogger est représenté par des schistes calcaires ardoisiers à posidonies, cette formation passe au sommet à des schistes rougeâtres qui ont livré en plusieurs points des ammonites de l'Oxfordien.

Le Malm et le Tectonique inférieure sont représentés par des bancs de calcaire intercalés de niveaux argileux, le tout épais d'une centaine de mètres. Les formations du jurassique moyen et supérieur correspondent aux écaillés para-autochtone schisteuse (B. FENET, 1975).

**Le Trais :** formé essentiellement de masses de gypse auxquelles sont associées des argiles versicolores et des éléments remaniés de l'autochtone en blocs allogènes. Ces formations du fait de leur affleurement en structure diapirique percent à travers les diverses formations géologiques et n'occupent ainsi jamais une position stratigraphique normal (Diapir d'Arbal)

Le Primaire : il affleure dans le massif des andalouses et de Madagh sous forme de schiste et conglomérats carbonifères.

#### V-4 HYDROLOGIE DE LA REGION DE TAMAZOURA

Dans les Tessalas, on est en présence d'une zone active positive à recouvrement marneux d'où un écoulement de surface est très important et l'infiltration des eaux de précipitation est négligeable. Au niveau de la plaine de la Mleta les travaux de géophysique réalisés par l'E.R.E.M en 1984 dont le but était d'estimer les réserves d'eau souterraines exploitables. Les

formations aquifères dans la région est au-delà de 25m de profondeur caractérisée par les formations carbonatées le bassin versant de l'oued Ibel (Tamazoura) qui fait objet de notre étude est un sous bassin versant de la grande sebkha d'Oran voir [Figure V-11 : extrait de la carte du réseau hydro-climatologique et de la surveillance de la qualité des eaux du nord de l'Algérie]

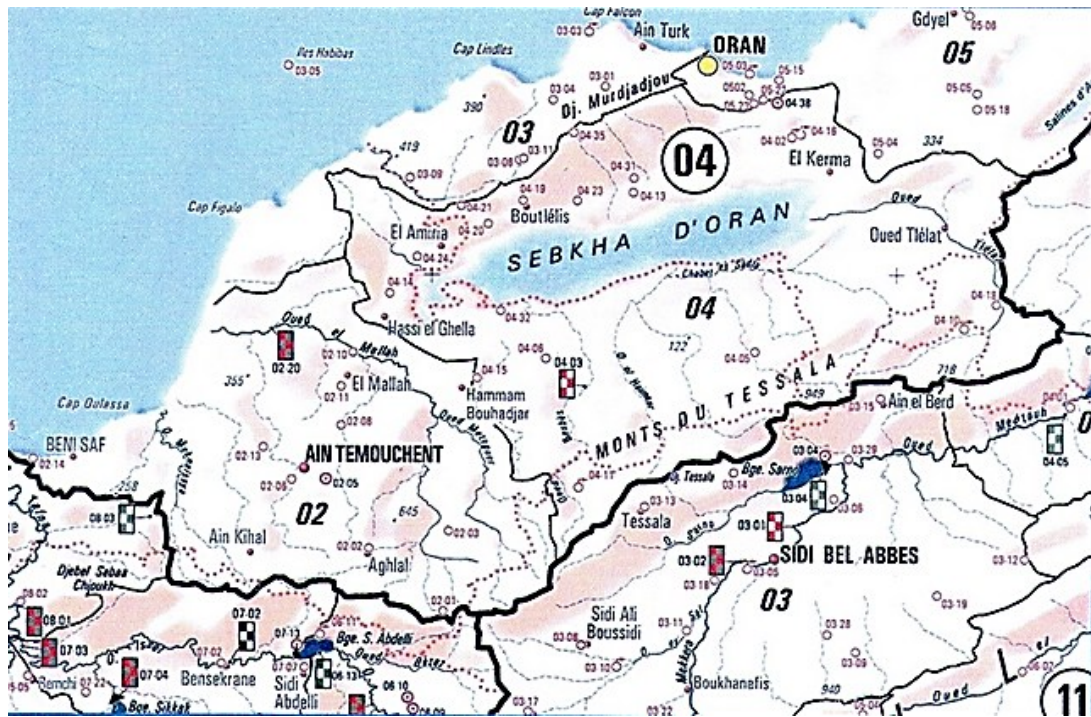


Figure V-11 : extrait de la carte du réseau hydro-climatologique et de la surveillance de la qualité des eaux du nord de l'Algérie

La particularité de ce bassin versant et l'influence des conditions naturelles se fait nettement sentir sur le réseau hydrographique qui se trouve désorganisé sous l'effet combiné de la tectonique récente et de l'assèchement du climat presque tous les cours d'eau ne présentent qu'un écoulement intermittent au régime très instable. Ils ne connaissent guère d'autre alternative que celle du lit à sec et des flots de crues dans le bassin versant d'Oued Ibel (Tamazoura) le réseau hydrographique est mal hiérarchisé avec prolifération de cours d'eau de 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> ordre ceci indique qu'il s'agit d'une surface néotectonique active en cours de soulèvement, la densité de drainage est élevée du fait de la lithologie essentiellement marneuse des Tessalès. Cette forte densité de drainage ainsi que la fréquence élevée des confluences favorisent d'autant mieux des crues rapides et puissantes voir [Figure V-12 : la carte de chevelu hydrographique de l'oued Ibel Tamazoura au 1/25000.]



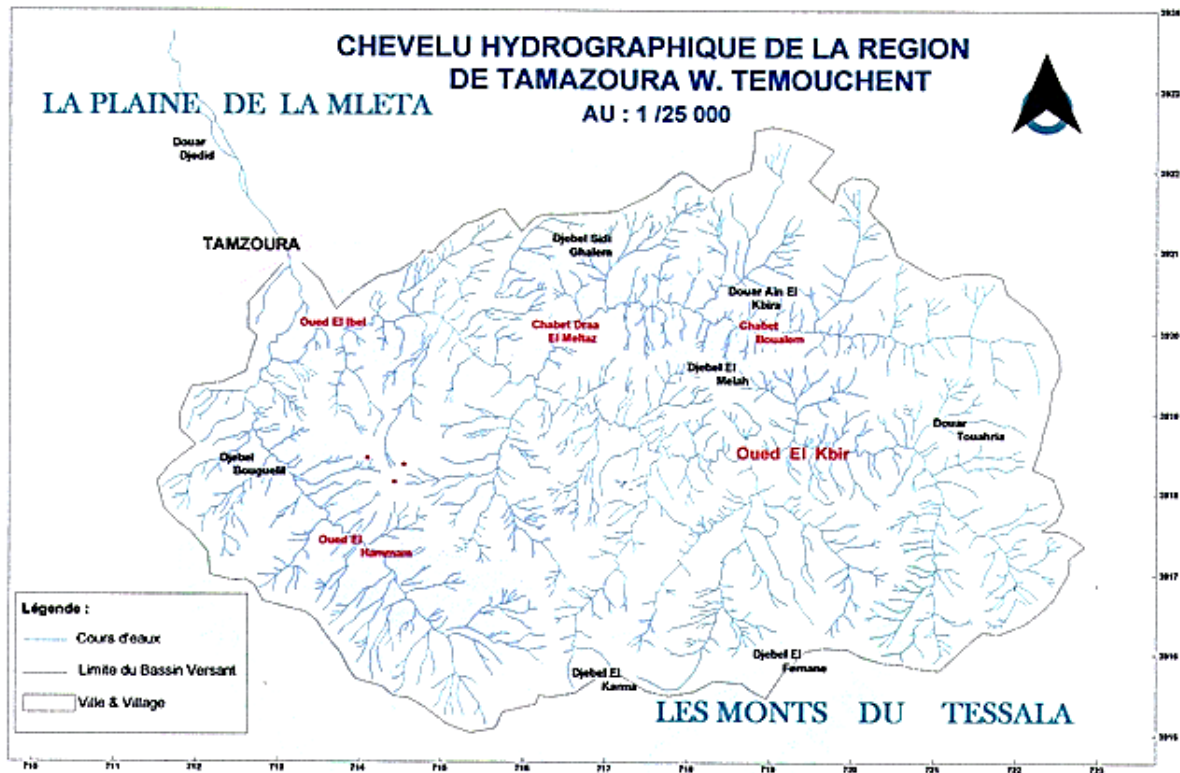


Figure V-12 : la carte de chevelu hydrographique de l'oued Ibel Tamazoura au 1/25000.

## V-5 LA RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE D'APRES LES SONDAGE IN-SITU

### V-5.1 Les Sondages carottés

03 sondages carottés ont été entamé par le laboratoire « sol information » sur la superficie du site d'une profondeur de 10 m chacun, pour désigner la géologie locale et la stratigraphie souterrain du site. [Annexe.1]

Les différentes coupes lithologiques indiquent en générale les informations suivantes :

Argile limoneuse marron verdâtre et parfois marneuse, plastique résultats des dépôts de sédiment fin (des vases), arrivé et stagné sur place par les eaux de ruissèlement des monts de Tessala.

Marne argileuse verdâtre plastique consistante, avec trace de matière organique et d'oxydation, saturé d'eau, et des galets en profondeur de différentes tailles.

### V-5.2 Les Sondages pressiométriques

Le même laboratoire a établi 02 essais pressiométriques selon la norme NF P94-110[Annexe.2], afin de détecter les caractéristiques géotechniques du sol, mètre par mètre et mètre et demi par mètre et demi, les caractéristiques pressiométriques déterminer par ce sondage sont les suivant :

*Tableau 23 : Tableau récapitulatif des résultats pressiométriques.*

<b>Essai</b>	<b>Profondeur</b>	<b>EM (MPA)</b>	<b>PI</b>	<b>Em/PI</b>
<b>SP1</b>	1	4.2	0.55	7.63
	2	4.8	0.52	9.23
	3	5.5	0.59	9.32
	4	6.7	0.75	8.93
	5	8.5	0.79	10.75
	6	5.1	0.65	7.84
	7	4.5	0.54	8.33
	8	9.1	0.88	10.34
	9	7.6	0.75	10.13
<b>SP2</b>	1	5.1	0.57	8.49
	2	5.9	0.68	9.51
	3	3.9	0.52	7.5
	4	4.8	0.49	9.79
	5	7.9	0.73	10.82
	6	6.0	0.62	9.67
	7	5.5	0.57	9.64
	8	6.9	0.61	11.31
	9	8.8	0.79	11.13

Les résultats révélés dans le tableau ci-dessus montrent qu'il s'agit d'une argile limoneuse marneuse **normalement consolidé** dont la majorité des résultats de rapport  $E_m/PI$  sont entre 8 et 12 [Tableau 24].

L'essai pressiométrique permet de faire une classification des sols grâce à un critère très souvent utilisé qui est le rapport  $\frac{E_m}{P_{lm*}}$  noté  $R_p$  (rapport pressiométrique).

*Tableau 24 : la classification des sols selon les paramètres pressiométriques.*

<b><math>R_p &lt; 5</math></b>	<b>Sols remaniés et triturés</b>
<b><math>5 &lt; R_p \leq 8</math></b>	Argiles sous consolidé ou légèrement remaniées
<b><math>8 &lt; R_p \leq 12</math></b>	Argiles normalement consolidées
<b><math>12 &lt; R_p \leq 15</math></b>	Argiles légèrement sur consolidées
<b><math>R_p &gt; 15</math></b>	Argiles sur consolidées
<b><math>6 &lt; R_p \leq 8</math></b>	Sables et gravier immergés
<b><math>R_p &gt; 10</math></b>	Sables, sables et graviers sec et serrés

## V-6 RESULTATS DES ESSAIS DE LABORATOIRE

### V-6.1 Les Essais Chimiques

#### V-6.1.1 Essai chimique sur sol

Des essais chimiques ont été réalisés dans l'objet de déterminer les constitutions chimiques des formations de sous-sol et voir par la suite le taux d'agressivité de ces constitutions chimiques le tableau ci-dessus montre le pourcentage moyen des ions chimiques des différentes couches :

*Tableau 25 : Résultats des essais chimiques sur sol.*

Formation	Matière organique	PH	Carbonate $\text{CaCO}_3$	Chlorure $\text{Cl}^-$	Sulfate $\text{SO}_4^{2-}$
<b>Argile limoneuse marron verdâtre</b>	1.82	7.13	30.56	0.0006	-
<b>Marne argileuse verdâtre</b>	2.05	6.78	45.67	0.0021	-

Ces résultats indiquent un PH normal et en dessous de la normale, une présence assez remarquable de chlorure de carbonate, tant dit le sulfate, et la matière organique, sont négligeable, c'est un sol agressif vis-à-vis le béton armé.

#### V-6.1.2 Les essais chimiques sur l'eau

Deux essais chimiques ont été effectués sur l'eau de la nappe phréatique, afin de déterminer les constitutions chimiques et évaluer le taux d'agressivité de ses constitution le tableau qui suit montre le pourcentage moyen des ions chimiques dans l'eau :

*Tableau 26 : Résultats des essais chimiques sur l'eau.*

Chlorure (Cl) (%)	Sulfate $\text{SO}_4^{2-}$ (%)
<b>0.0023</b>	-

Le tableau ci-dessus indique une présence importante de chlorure et négligeable de sulfate c'est une agressif vis-à-vis le béton armé.

## V-6.2 Essais physiques :

### V-6.2.1 Analyse granulométrique, Tamisage et sédimentation :

Des analyses de granulométrie ont été effectuées Par le laboratoire des études géotechnique « Sol Information » sur l'ensemble des échantillons recueillis, selon la norme XP P 94-041 et NF P 94-057, les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous, donnant la décomposition moyenne en fines, sable et gravier :

*Tableau 27 : Résultats des Analyses granulométriques et sédimentations.*

<b>Formation</b>	<b>% FINES</b>	<b>%SABLE</b>	<b>%GRAVIER</b>
<b>Argile limoneuse marron verdâtre</b>	91	9	0
<b>Marne argileuse verdâtre</b>	86	6	8

Les analyses de granulométrie et sédimentation montre que :

- La 1<sup>ère</sup> couche possède une quantité assez importation de limon et d'argile.
- La 2<sup>ème</sup> couche possède une importante quantité d'argile, des traces de sable, et de gravier.

### V-6.2.2 Les Limites d'Atterberg :

Les essais de limites d'Atterberg ont été réalisés sur tous les échantillons presque, provenant du site géotechnique, suivant la norme NF P 94-051, on a regroupé les résultats de chaque formation afin de comprendre leur comportement et l'influence de la teneur de la limite de liquidité, de l'indice de plasticité surtout, et aussi de pouvoir donné la classification géotechnique de chacune d'eux.

*Tableau 28 : Résultats des essais d'Atterberg.*

<b>Formation</b>	<b>WL%</b>	<b>WP%</b>	<b>IP%</b>
<b>Argile limoneuse marron verdâtre</b>	47	19	28
<b>Marne argileuse verdâtre</b>	65	23	42

On constat à un IP très élevé avec une limite de liquidité considérable, c'est une argile très plastique.

### V-6.2.3 Classification géotechnique des formations

Selon les normes de classification LCPC [Voir la Figure I-21 , page 33]

Tableau 29 : Résultats de classification LCPC des Couche de Sols.

Formation	Classification selon LCPC
Argile limoneuse marron verdâtre	At
Marne argileuse verdâtre	At

Le site géotechnique se compose par : une argileuse consistante très plastique.

### V-6.3 ESSAIS MECANIQUE :

#### V-6.3.1 Cisaillement direct à la boîte :

Plusieurs essais de cisaillement direct ont été réalisé en suivant la norme NF P 94-071-1, ceci en essayant de touché toutes les quantités absorbées par l'échantillonnage et d'avoir donné le maximum des résultats possible, selon la normalisation, on a pu rassembler ces résultats dans le tableau ci-dessous dans des intervalles de l'angle de frottement et de la cohésion :

Tableau 30 : Les Intervalles de la cohésion et l'angle de frottement.

Formation	Angle de frottement $\varphi$ (°)	Cohésion C (kg/cm <sup>2</sup> )
Marne argileuse verdâtre	$4 < \varphi < 8$	$0.22 < C < 0.32$

On peut remarquer que, les angles de frottements sont très réduits bien sur cela est dû à la forme architecturale des feuilles d'argiles, avec des cohésions moyennement importantes.

#### V-6.3.2 Compressibilités à l'odomètre :

Des essais de compressibilité à l'odomètre selon la norme NF P 94-090-1 ont été effectués sur un ensemble d'échantillons intacts, le tableau qui suit résume les résultats dans des intervalles afin de mieux comprendre le comportement mécanique de différentes couches.

Tableau 31 : Résultats de l'essai Odométrique.

Formation	Cc	Cg	$\sigma_{pc}$ (bar)	$\sigma_0$ (bar)	$\sigma_g$ (bar)
Marne argileuse verdâtre	$0.16 < Cc < 0.23$	$0.037 < Cg < 0.044$	$1.92 < \sigma_{pc} < 1.892$	$0.429 < \sigma_0 < 1.892$	$0.80 < \sigma_g < 1.00$

Les résultats des essais œdométriques indiquent les remarques suivantes :

#### V-6.4 Interprétation et explication des résultats

##### V-6.4.1 La compressibilité

Tableau 32 : détermination de la compressibilité de sol selon le coefficient.

Sondage N°	Profondeur (m)	Coefficient de compressibilité (Cc)	de Caractéristique de la couche
SC1	1.40 – 5.0	0.23	Couche 1 :
SC2	1.50 – 6	0.21	$0.20 < Cc < 0.30$
SC3	1.7 – 5.50	0.2	Assez fortement compressible
SC1	5-10	0.2	Couche 2 :
SC2	6 – 10	0.19	$0.10 < Cc < 0.20$
SC3	5.5 – 10	0.16	Moyennement compressible

- A partir des sondages carottiers on conclut que la couche marneux-argileuse qui se situent en dessous de la couche argileux-limoneuse a un comportement moyennement compressible à assez fortement compressible [Tableau 21 : Classification des sols selon l'indice de compressibilité.] avec un coefficient de compressibilité qui se varie entre

$$0.16 < Cc < 0.23$$

Les particules d'argile sont de type Kaolinites [Tableau 20 : Ordres de grandeur de l'indice de compression pour différents types de sols.]

NB : La Couche 1 a les caractéristiques suivantes : marne argileuse verdâtre très plastique consistante avec trace de matière organique et d'oxydation saturé d'eau.

La Couche 2 a les caractéristiques suivantes : marne argileuse verdâtre très plastique consistante saturé d'eau avec présence de galet de différente taille.

Tableau 33 : l'état de consolidation du sol

Sondage N°	Profondeur (m)	$\sigma'_{v0}$ (Bar)	$\sigma'_p$ (Bar)	Etat de consolidation
SC1	1.40 – 5.0	0.566	1.96	Surconsolidé
SC2	1.50 – 6	0.429	1.95	Surconsolidé
SC3	1.7 – 5.50	0.641	2.20	Surconsolidé
SC1	5-10	0.970	1.92	Surconsolidé
SC2	6 – 10	1.530	2.2	Surconsolidé
SC3	5.5 – 10	1.892	1.990	Surconsolidé

Rappel :

$\sigma'_{v0} = \sigma'_p$  Sol Normalement Consolidé

$\sigma'_{v0} > \sigma'_p$  Sol Consolidé

$\sigma'_{v0} < \sigma'_p$  Sol Surconsolidé

- Les différentes couches sont sur consolidé (et parfois normalement consolidé selon les résultats pressiométriques Voir Page 107 et 108)

#### V-6.4.2 Le Gonflement

Tableau 34 : estimation du potentiel de gonflement selon Cg.

Sondage N°	Profondeur (m)	Coefficient de gonflement (Cg)	Caractéristique de la couche
SC1	1.40 – 5.0	0.043	Couche 1 :
SC2	1.50 – 6	0.042	0.039<Cg<0.043
SC3	1.7 – 5.50	0.039	Gonflement considérable
SC1	5-10	0.041	Couche 2 :
SC2	6 – 10	0.044	0.037<Cg<0.44
SC3	5.5 – 10	0.037	Gonflement considérable



Le gonflement des matériaux est à considérer lorsque  $Cg \geq 4\%$  <sup>51</sup>.

*Tableau 35 : Evaluation du potentiel de gonflement à partir de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité.*<sup>52</sup>

Limite de liquidité WL %	Indice de plasticité IP	Classification
20 - 49	15 – 24	Faible à moyen
50 – 70	24 – 46	Elevé
> 70	> 46	Très élevé

Suivant le tableau qui représente l'évaluation du potentiel de gonflement à partir de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité Nous concluons que les particules argileuses dans les deux couches argileux-marneuses ont un gonflement considérable.

*Tableau 36 : classification du gonflement à partir de l'indice de gonflement et la limite de liquidité.*

Sondage	Profondeur	Ip (%)	WL (%)	Classification
SC1	1.4 – 5	42	68	On a :
SC2	5 – 10	41 – 42	65	Et :
SC3	1.7 – 10.5	38 - 41	65	50 < Wl < 70 Donc le gonflement est élevé.

## V-7 Calcul de la capacité portante

### V-7.1 Selon La Méthode œdométrique

Le tableau ci-dessous englobe les valeurs de la contrainte admissible pour les valeurs des trois sondages carottés.

Tableau 37 : résultats de calcul de la capacité portante selon les méthodes de laboratoire.

N° de Sondage	Contrainte admissible $\bar{\sigma}$		$\gamma_1$	$\gamma_2$	D	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$	C
Sc 1	1.094	<b>D'ou</b>	1.61	1.90	1.00	0.10	1.57	6.49	0.32
Sc 2	1.006		1.60	1.91	1.00	0.10	1.57	4.49	0.28
Sc 3	0.992		1.63	1.92	1.00	0.06	1.43	6.19	0.30

Le calcul a été établie selon les règles de document technique unifié D.T.U 13.1 (1968) (Voir Figure V-13 : Extrait du document technique unifié D.T.U 13.1 (1968).) en suivant la formule de calcul suivante

$$Q_{adm} = \gamma_1 D + \frac{\rho \gamma_2 N_\gamma + \gamma_1 D (N_q - 1) + 1.3 C' \cdot N_c}{3} \quad (80)$$

Avec :

$q_a$ : la charge limite du sol (capacité portante). (Kg/cm<sup>2</sup>)

$\gamma_1$  : poids volumique des terres en repos en dessus de la semelle. (Kg/m<sup>3</sup>)

$\gamma_2$ : poids volumique des terres en repos en dessous de la semelle. (Kg/m<sup>3</sup>)

D : encastrement. (m).

$C'$  : cohésion. (Kg/cm<sup>2</sup>).  $\rho = 0.5m$

K : coefficient de sécurité qui égal à 3

$N_\gamma$   $N_q$   $N_c$  Facteurs de portances dépendant de l'angle de frottement.

La contrainte admissible sous une semelle continue ( $\frac{L}{B} > 5$ ) caractérisée par un rayon moyen  $\rho = 0.5 \times B / (\frac{1+B}{L})$  est calculée comme suit :

Comportement avec  $\rho = 0$  (comportement à court terme, comportement non drainé durable) :

$$q_{adm} = \gamma_1 D + \frac{5.14 \times C_u}{3}$$

Comportement avec  $\rho \neq 0$  (comportement à long terme, comportement drainé, sol fin ayant un long de frottement non nul) :

$$q_{adm} = \gamma_1 D + \frac{\rho \gamma_2 N\gamma(\rho') + \gamma_1 D(Nq(\rho') - 1) + C'Nc(\rho')}{3}$$

La contrainte admissible sous une semelle isolée ( $\frac{L}{B} \leq 5$ ) est donnée pour :

Comportement avec  $\rho = 0$  :

$$q_{adm} = \gamma_1 D + \frac{5.14 \times C_u(1 + 0.3 \frac{B}{L})}{3}$$

Comportement avec  $\rho \neq 0$  :

$$q_{adm} = \gamma_1 D + \frac{\rho \gamma_2 N\gamma(\rho') + \gamma_1 D.(Nq(\rho') - 1) + 1.3 C'Nc(\rho')}{3}$$

La contrainte admissible sous une semelle circulaire est telle que :

Comportement avec  $\rho \neq 0$  :

$$q_{adm} = \gamma_1 D + \frac{0.6 \times R. \rho \gamma_2 N\gamma(\rho') + \gamma_1 D(Nq(\rho') - 1) + C'Nc(\rho')}{3}$$

Comportement avec  $\rho = 0$  :

La semelle circulaire est assimilée à une semelle carrée ( $L/B=1$ ).

Figure V-13 : Extrait du document technique unifié D.T.U 13.1 (1968).<sup>53</sup>

## V-7.2 Selon la méthode pressiométrique

D'où :

$$ql = k_p Ple^* + q_0 \tag{81}$$

Tableau 38 : résultats de la portance de sol selon le calcul pressiométrique.

Essai	$q_{adm}$ (Bars)	$Ple^*$ (Bars)
SP1	2.42	8.65
SP2	2.36	2.36

Tableau 39 : Tableau Récapitulatifs des résultats des essais des sondages carotté.

SOND N <sup>0</sup>	PROF (m)	W %	$\gamma_h$ gr/cm <sup>3</sup>	GS gr/cm <sup>3</sup>	LIMITE			TAMISAGE			CISAIL		CONSOLOEDO			CLASS
					CONSISTANCE			SEDIMEN			DIRECT		$\sigma'_o$ Kg/Cm <sup>2</sup>	$\sigma'_c$ Kg/Cm <sup>2</sup>	CC	
					LL %	L %	IP%	G%	S%	F%	$\Phi$	Cu Kg/cm <sup>2</sup>				
SC1	0.00-1.40	41.39	1.61	2.63	47.45	19.89	27.56	0	8.33	91.67					AT	
	1.40-5.00	37.54	1.90	2.70	64.25	22.50	41.75	0	6.10	93.90	5	0.32	0.566	1.96	0.23	AT
	5.00-10.0	1.92	2.70	2.70	68.87	26.54	42.33	0	8	86	6	0.31	0.970	1.92	0.20	AT
SC2	0.00-1.50	42.82	1.60	2.62	45.67	16.52	29.15	0	9.57	90.43					AT	
	1.50-6.00	36.73	1.91	2.70	62.87	21.97	40.90	0	4.23	95.77	5	0.28	0.429	1.95	0.21	AT
	6.00-10.0	38.76	1.90	2.70	65.34	23.13	42.21	2.79	5.33	91.88	8	0.30	1.53	2.00	0.19	AT
SC3	0.00-1.70	40.75	1.63	2.63	48.40	19.89	28.51	0	7.13	92.87					AT	
	1.70-5.50	35.56	1.92	2.70	61.62	23.93	37.69	0	9.30	90.70	4	0.30	0.641	2.20	0.20	AT
	6.50-10.0	38.95	1.93	2.70	65.22	24.70	40.52	2.66	8.14	89.20	7	0.22	1.892	1.99	0.16	AT

## V-8 Les problèmes de sol

### V-8.1 Calcul de tassement et de gonflement

L'équation utilisé

$$\Delta_h = c_g \frac{h_0}{1 + e_0} \log \left( \frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} \right) + C_c \frac{h_0}{1 + e_0} \log \left( \frac{\sigma'_1}{\sigma'_c} \right) \quad (82)$$

*Tableau 40 : résultats de calcul de tassement et le taux de gonflement.*

Formation	Tassement (S) cm	Taux de gonflement Tg %
Marne argileuse verdâtre	7.82<S<12.40	3.7<Tg<4.4

#### V-8.1.1 Analyse des résultats :

Le tableau ci-dessus indique clairement que :

- ❖ La couche de marne argileuse a un tassement important.
- ❖ Le taux de gonflement est classé élevé.

## V-9 Recommandations

Les fondations seront de types filants ou un radier général.

L'utilisation du ciment sera de type CRS

Le dosage de béton armé est de l'ordre de 450 kg/m<sup>3</sup>

Voir la stratigraphie souterraine du site et 'après les analyses des différentes caractéristiques du sous-sol, il est clair que les couches de grand pourcentage d'argile possèdent des caractéristiques géomécaniques et géotechniques médiocres s'influe directement par le changement climatiques et thermique saisonnière, la conception de l'infrastructure sur ce géo matériaux doit prendre des dispositifs préventifs

Les dispositions préventives prescrites, sont les suivants :

- ✓ La conception d'une couche d'hérissongage en pierre taillé sur une épaisseur de 70Cm, surmonté par une couche de tuf sur une épaisseur de 150m, compacté par couches successives de 20 Cm.
- ✓ La réalisation d'un système de drainage adéquat

Les fondations doivent être ancrées de manière homogène sur tout le pourtour du bâtiment.

L'infrastructure de l'ouvrage doit être suffisamment rigide pour résister à des mouvements différentiels.

Peindre les fondations par une couche de bitume afin d'éviter tout contact avec l'eau.

La durée d'ouverture de la fouille dans tous les cas, devra être aussi courte que possible.

Un regard de collecte avec évacuation gravitaire des eaux pluviales ou mise en place des pompes de relevage afin de pouvoir gérer les arrivés ou les remontés des eaux.

Tout élément de nature à provoquer des variations saisonnières d'humidité du terrain

(Arbre, drain, pompage ou au contraire infiltration localisée d'eaux pluviales ou d'eaux usées) doit être le plus éloigné possible de la construction.

Sous la construction, le sol est en équilibre hydrique alors que tout autour il est soumis à l'évaporation saisonnière, ce qui tend à induire des différences de teneur en eau au droit des fondations. Pour l'éviter, il convient d'entourer la construction d'un dispositif, le plus large possible, sous forme de trottoir périphérique ou de géo membrane enterrée, qui protège sa périphérie immédiate de l'évaporation.

En cas de source de chaleur en sous-sol (chaudière notamment), les échanges thermiques ont travers les parois doivent être limités par une isolation adaptée pour éviter d'aggraver la dessiccation du terrain en périphérie.

Les canalisations enterrées d'eau doivent pouvoir subir des mouvements différentiels sans risque de rompre, ce qui suppose notamment des raccords souples au niveau des points dur, notamment mettre un lit de sable en dessous des conduites pas moins de 10cm d'épaisseur est obligatoire.

Veiller à une étanchéité correcte des canalisations afin d'éviter toute infiltration d'eau au niveau du sous-sol.

## V-10 CONCLUSION

Le parc industriel de Tamazoura se trouve au sein d'une sebkha qui fait partie de la grande sebkha d'Oran, et fait face aux monts de Tessala se qui favorise le phénomène d'inondation lors des précipitations saisonnière.

La région d'étude se localise dans une zone de moyenne sismicité classé Iia

La surface du sol jusqu'à 1.50 se traduit par des apports de sédiments fins se sont des vases arrivés et stagnés sur place par les ruissèlements des eaux durant les années précédente, classé sol très meuble S4

Le sous-sol un contexte géologique, défini par de la marne argileuse saturé d'eau surmonté par une couche d'argile limoneuse marron verdâtre en surface, d'où le sol est classé sol meuble S3

L'analyse physique qui englobe la granulométrie, la sédimentation et les limites d'Atterberg décrit un sol constitué par de la marne argileuse très plastique (At)

Les sondages ont détecté la présence d'une nape phréatique a une profondeur de 1m, le niveau statique de la nappe se varie par le changement saisonnier.

Les analyses chimiques sur sol et sur eau indiquent la présence de chlorure, c'est milieu agressif vis-à-vis le béton armé.

Les tassements et le gonflement sont importants dans la couche de marne argileuse, prendre en considération sur le moyen et le long terme.

La capacité portante dans le site géotechnique est de l'ordre de 0.8 bar, avec un ancrage de 1.00 m.

## **VI. Chapitre 6 : Etude Et Analyse Géotechnique du site urbain de Ghar El Baroud (Région de Bénisaf)**

### **VI-1 INTRODUCTION**

La conception, la réalisation et la maintenance d'ouvrages complexes ; bâtiment, route, ouvrage d'art, ouvrage souterrain, nécessite une connaissance fine du sol, de sa nature, et de son comportement. L'étude géotechnique d'urbanisation de Ghar El Baroud, éclairci un ensemble d'états du site, lorsque cette dernière entame la géologie, l'hydrogéologie, la sismicité, et la morpho géologie, et décri les différents aléas qui touche la stabilité générale des ouvrages dans le site géotechnique de Ghar El Baroud, cette étude vas, en mesurant les caractéristiques du sol, et en définissant les déformations et les résistances, permettre d'optimiser le dimensionnement des ouvrages et de leurs infrastructures, et de proposer des solutions efficaces.



## VI-2 SITUATION GEOGRAPHIQUE ET DELIMITATION DU SITE

Le site Ghar El Baroud est un terrain nu montagneux d'une superficie de 24 HA, se situe dans le sud Est de la ville de Bénisaf, destiné à un programme d'urbanisation et de développement de la région de Bénisaf par un plan d'habitats, établissements administratifs, équipements divers, et des espaces de détente.

Il est limité :

- Au nord par une forêt,
- Au sud par un tissu existant le village Ghar El Baroud
- A l'ouest par la zone de foudroyage.
- A l'est par une forêt.



*Figure VI-1 : situation géographique de Ghar El Baroud [google earth].*



*Figure VI-2 : la zone d'étude de pos Ghar el baroud.*

### VI-3 TOPOGRAPHIE ET MORPHOLOGIE DU SITE

Le site en question est composé par deux collines séparées par la route qui mène vers le village Ghar El Baroud, c'est un terrain accidenté en pente qui dépasse 10%, et parfois 15% dont le sens des reliefs vont vers la route, on note aussi que le site géotechnique Ghar El Baroud contient une petite ferme, et un nouveau lycée et des terrains agricoles en pleine exploitation, on signale aussi la présence d'une décharge publique dans les extrémités du site près du village où on remarque un talus de 90° dans le dos de ce dernier (village) tout le long du côté OEST du site géotechnique suivant la trajectoire de la zone de foudroyage, on indique aussi l'existence des galeries de roulement moyennement larges et profondes à très profondes qui sont été utilisé, comme moyen de circulation de wagon afin de transporté les terres de la mine défera à partir de la zone de la foudroyage jusqu'au port de Bénisaf, ces galeries de roulements sont aérés par des puits appelés puits d'aération, l'enquête sur site a pu ressortir cinq puits existant dans le site de Ghar El Baroud.

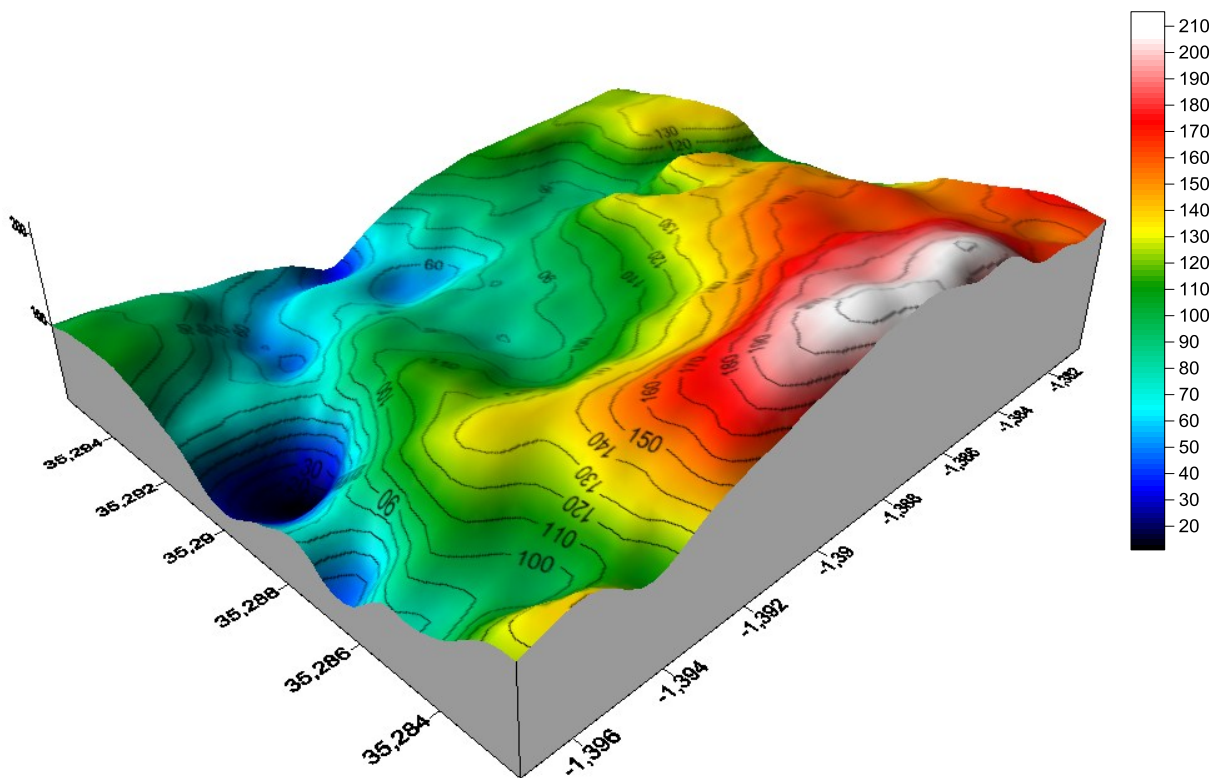


Figure VI-3 : Morphologie du POS Ghar el Baroud.

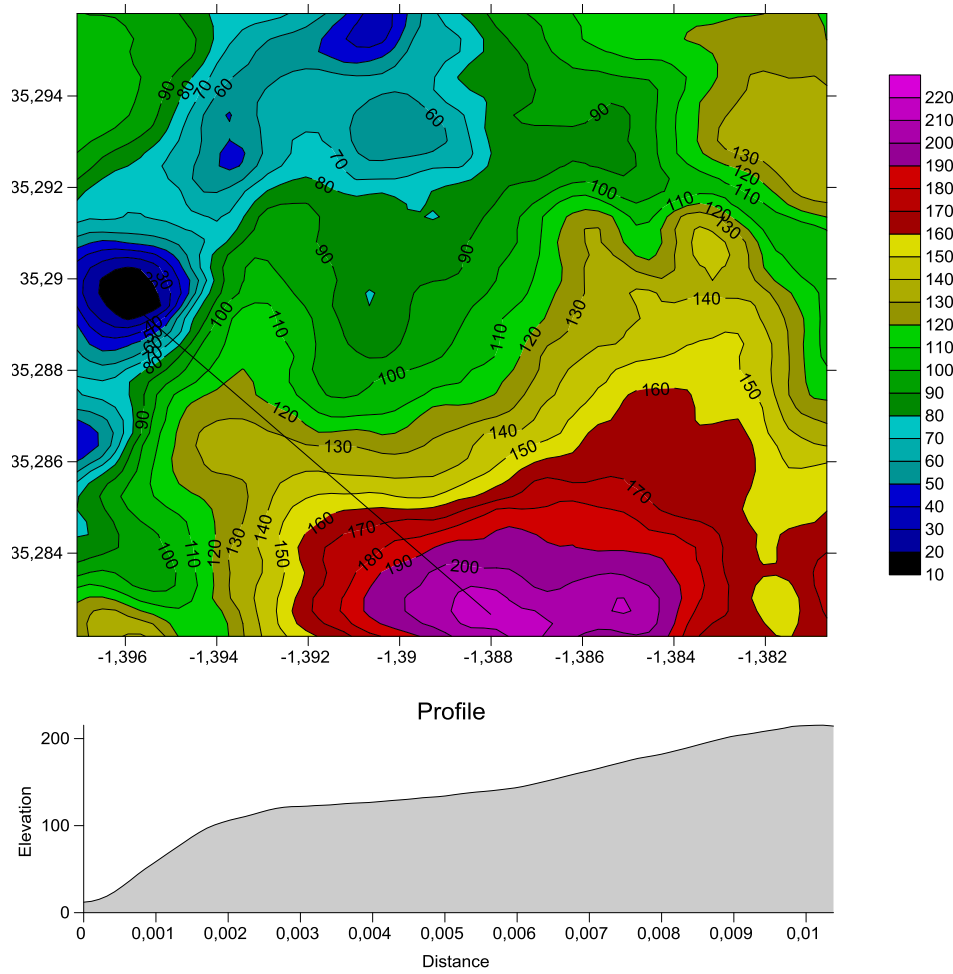


Figure VI-4 : présentation des courbes de niveaux de POS Ghar el Baroud.

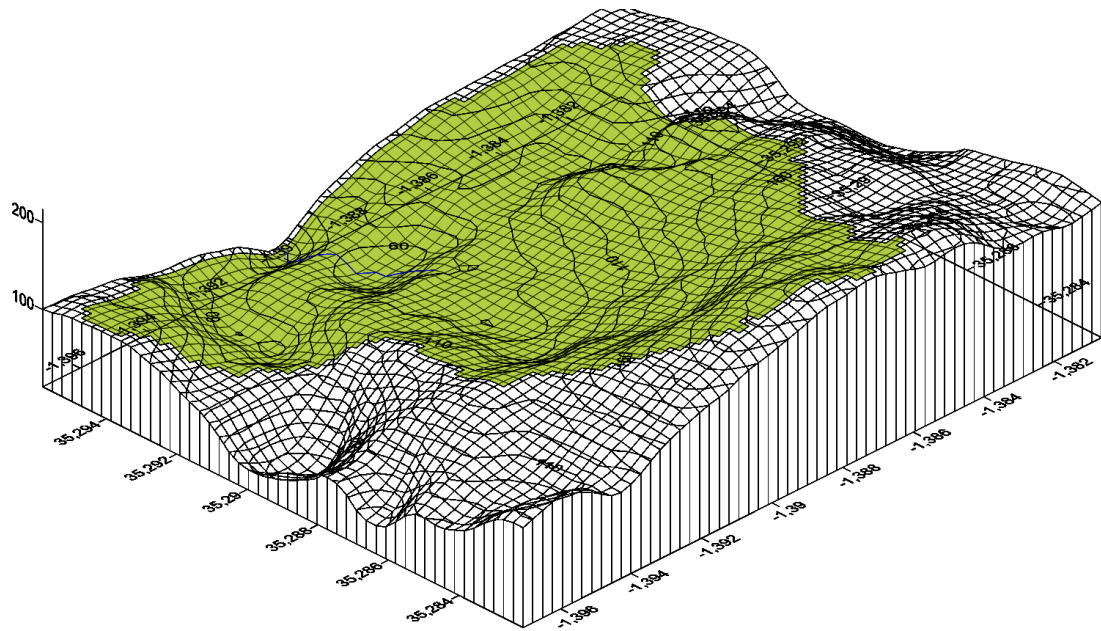
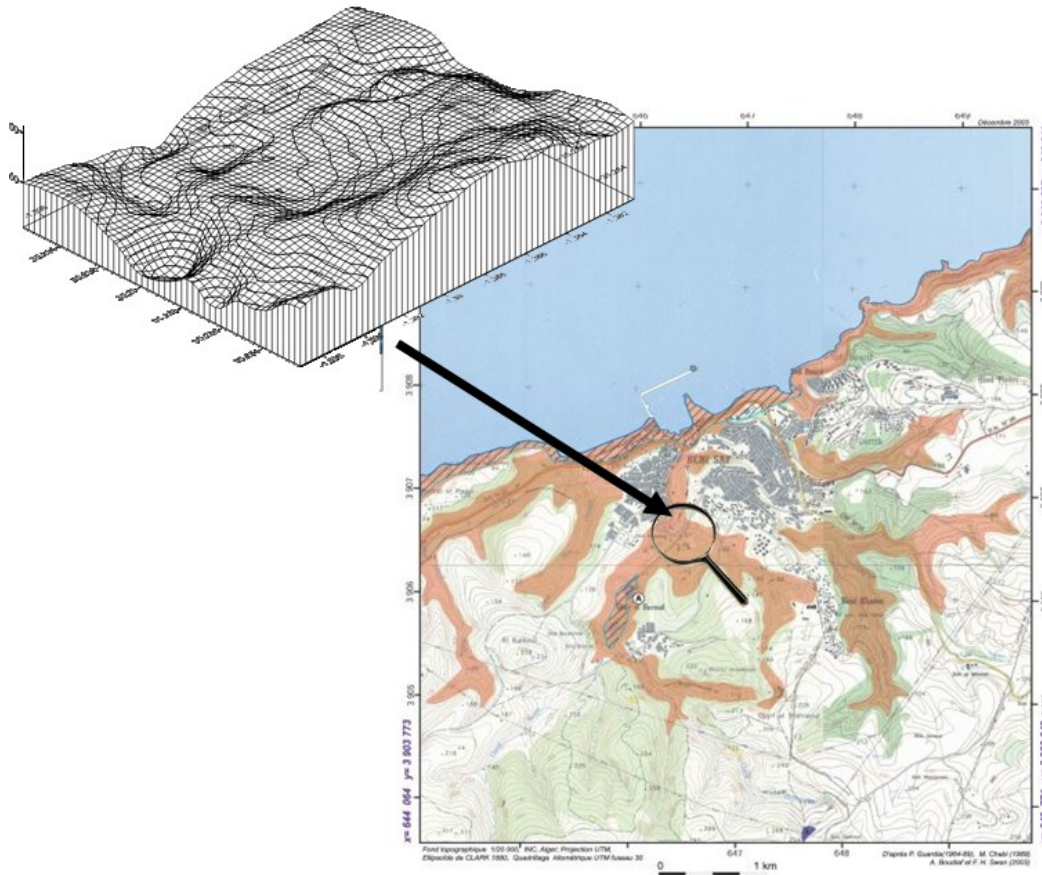


Figure VI-5 : Schématisation en 3D du terrain étudié.



*Figure VI-6 : susceptible des effondrements de la ville de béni saf.*

Le site Ghar el baroud est situé dans une zone caractérisée par un fort potentiel de glissements de terrain voire les pentes importantes qui caractérise le terrain.

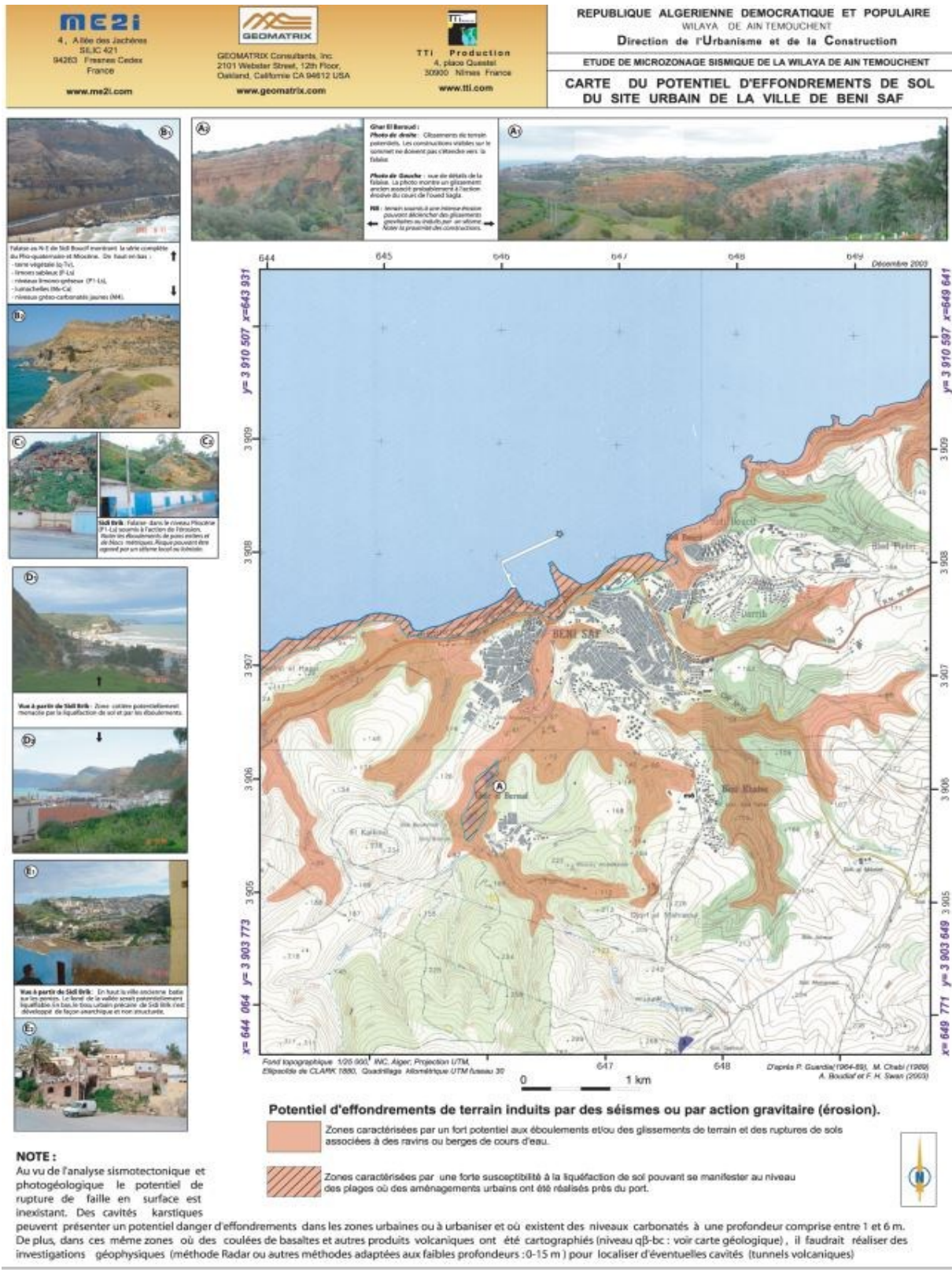
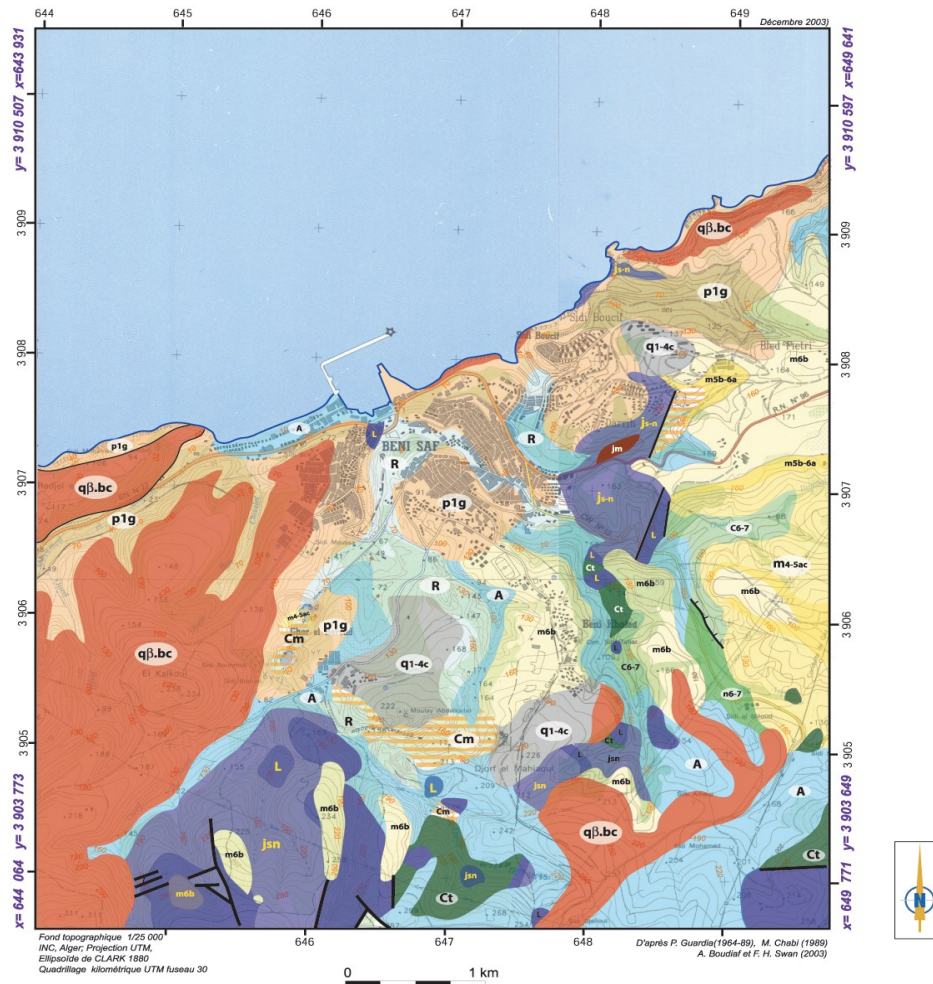


Figure VI-7 : carte du potentiel d'effondrement de sol du site urbain de la ville de Bénisaf.

#### VI-4 CADRE GEOLOGIQUE DE SITE

Du point de vue géologique, La géologie de la région d'Ain Témouchent et par la suite de notre site objet de l'étude, est caractérisée par un volcanisme intense à l'ère Primaire, où les coulées de basaltes prédominent. Sur ces coulées se superpose un Trias avec des argilites, des gypses, des dolomies noires, des ophites, et des blocs allogènes, puis vient de déposer des marnes de la limite Jurassique- Crétacé (Néocomien), surmontée par des marnes à silex au Sénonien supérieur, au Tertiaire, plus précisément au Paléogène, se dépose des calcaires marneux de l'yprésien, surmontée par une formation détritique continentale du Messénien. La géologie locale détaillée de Ghar El Baroud et ces environs, est basé sur deux types de formations lithologiques, la première est la couche de terre végétale qui sert comme terre agricole, moyennement épaisse de l'ordre de 20 cm à 5.00m, composée d'argile limoneuse. La deuxième est le calcaire mi-dur gypseux, sous forme de sable cimenté et des grés ou des tufs, très épaisse, allant de quelques mètres à une dizaine, employé dans la région, comme couche d'assiette parfaite au niveau des fondations des divers ouvrages, ainsi comme couche de base pour les travaux routiers et d'autres constructions en masse de remblai, il est à note que plusieurs affleurements de roches durs en surface du sol ont été remarquées.

 <p>4, A l'île des Jachères SILIC 421 94263 Fresnes Cedex France www.me2i.com</p>	 <p>GEOMATRIX Consultants, Inc. 2101 Webster Street, 12th Floor, Oakland, California CA 94612 USA www.geomatrix.com</p>	 <p>TTI Production 4, place Questel 30900 Nîmes France www.tti.com</p>	<p>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE WILAYA DE AIN TEMOUCHEM Direction de l'Urbanisme et de la Construction ETUDE DE MICROZONAGE SISMIQUE DE LA WILAYA DE AIN TEMOUCHEM <b>CARTE GEOLOGIQUE DU SITE URBAIN DE LA VILLE DE BENI SAF</b></p>
--	--	---	--



**FORMATIONS QUATERNAIRES**

- A - P** Dépôts colluviaux de pente non différenciés; P : plage actuelle
- R** Remblais indifférenciés
- q1-4c** Croûte sur glaciers d'ablation anciens polygéniques
- qβ.bc** Basalte ou basanite en coulée
- PLIOCENE**
- p1g** Pliocène inférieur gréseux et sableux ôcres (série épaisse)

**MIOCENE : 2ième cycle post-nappe**

- m6b** Messinien. Calcaire à algues et polyptiers
- m5b-6a** Miocène supérieur continental à saumâtre et marin

**MIOCENE : 1er cycle post-nappe**

- m4-5ac** Miocène moyen : formation détritque hétérogène rouge
- Faille ancienne non différenciée

**PARAUTOCHTONE ET ALLOCHTONE METAMORPHIQUE**

- Js-n** Jurassique supérieur : pélites, grès fin et pelites en petits lits, schistes
- L** Lias calcaire marmoréens massifs clairs
- Cm** Complexe mégabréchique minéralisé de Béni Saf
- n6-7** Aptien supérieur-Albien : calcaire argileux gris et marnes claires
- C6-7** Sénonien : marnes et pélites sombres
- Ct** TRIAS : complexe chaotique de type olistostrome

Figure VI-8 : carte géologique du site urbain de la ville de Bénisaf.





## VI-6 L'HYDROLOGIE DU SITE

Le régime hydraulique dans le site géotechnique est faible presque négligeable, sauf la présence d'un petit chaaba situé entre les deux collines au bord de la route mais reste (chaaba) en dehors du site objet de l'étude, Des traces d'érosion, vue la pente du site et les écoulements superficiels des eaux de précipitations, ont été remarquées lors de la visite sur place au sein du site. On se qui concerne la nappe phréatique il est a indiqué qu'elle est profonde et ne causera aucun risque pour la stabilité de la conception et l'urbanisme du site ; Mais il faut attirer l'attention surtout, sur les écoulements superficiels des eaux de précipitations dans la saison hivernale ou il sera un aléa très important à prendre en considération vu l'importance des pentes dans le site géotechnique. Un point remarqué est la présence d'un puits sec de 27m de profondeur non exploitée dans le site.

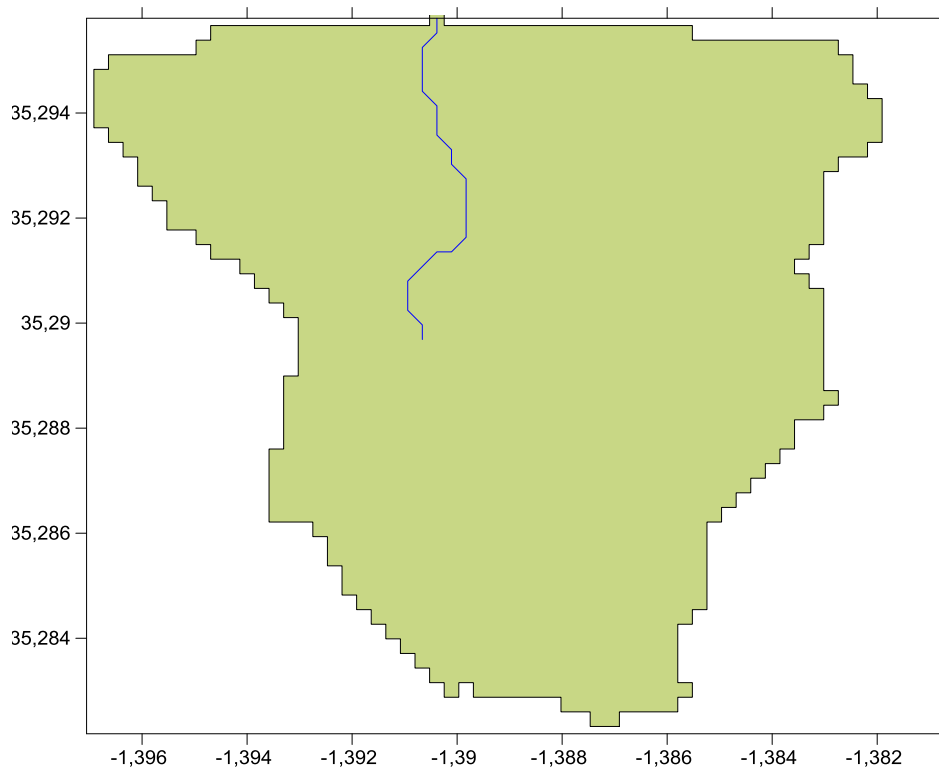


Figure VI-10 : représentation de la chaaba entre les deux collines.

## VI-7 RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE DU POS GHAR EL BAROUD

### VI-7.1 Les sondages carottés

Le Laboratoire « Sol Information » a entamé 09 sondages carottés répartis sur toute la superficie du site 24 Ha [voir Figure VI-11 : position des points sondages dans le pos de Ghar el Baroud.se basant sur la nature géologique du site voire que ce dernier est composé de diverses formations

importante. D'où nous constatons différentes formations lithologiques divisant le site du POS en deux classes de sol : Meuble et rocheux.

La première classe : meuble se constitue par une couche de terre végétale, marron brunâtre à rougeâtre, et une couche de tuf beige blanchâtre.

La deuxième classe : rocheux se constitue par du sable cimenté, et des grès.

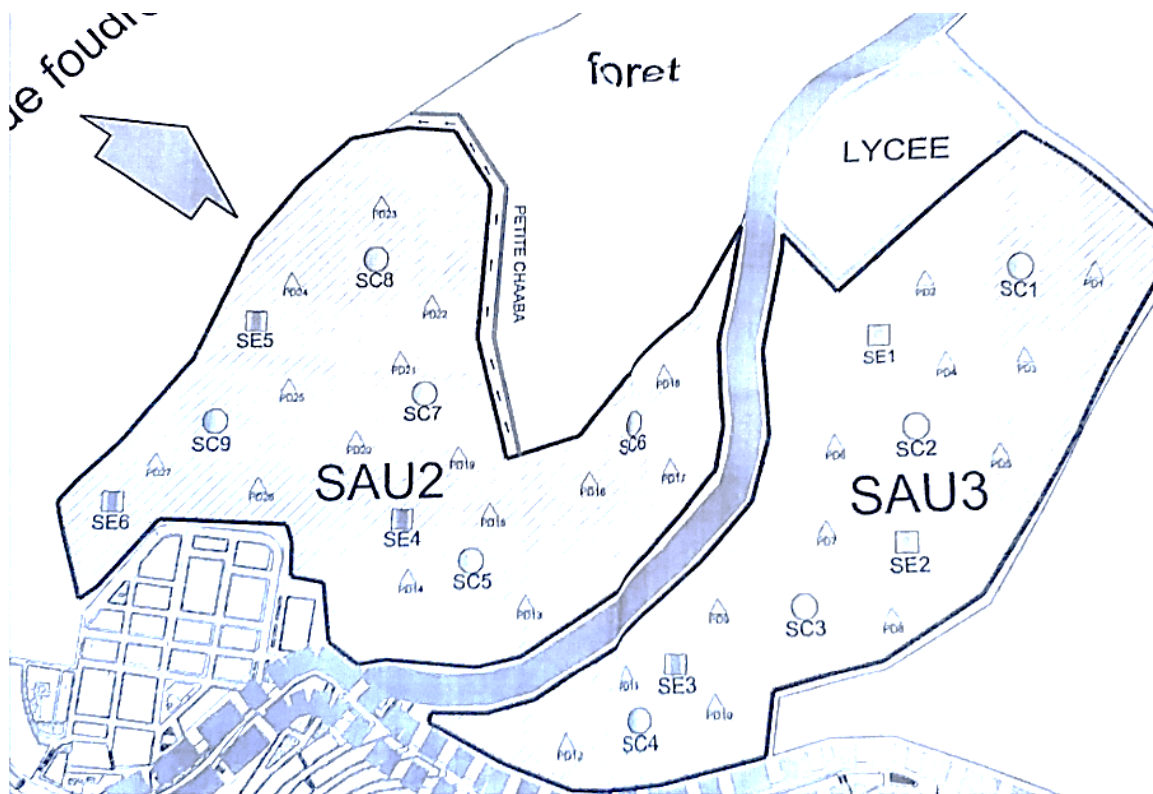


Figure VI-11 : position des points sondages dans le pos de Ghar el Baroud.

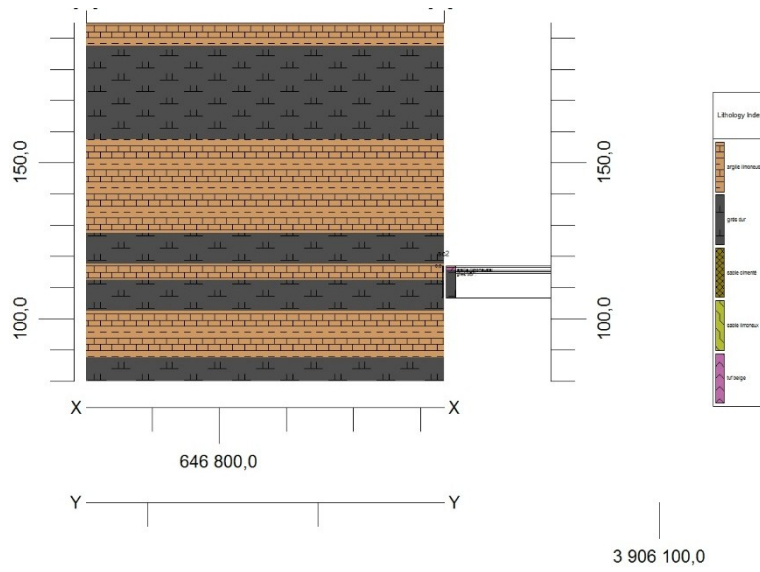


Figure VI-12 : la coupe lithologique entre les points de sondage SC1 et SC2

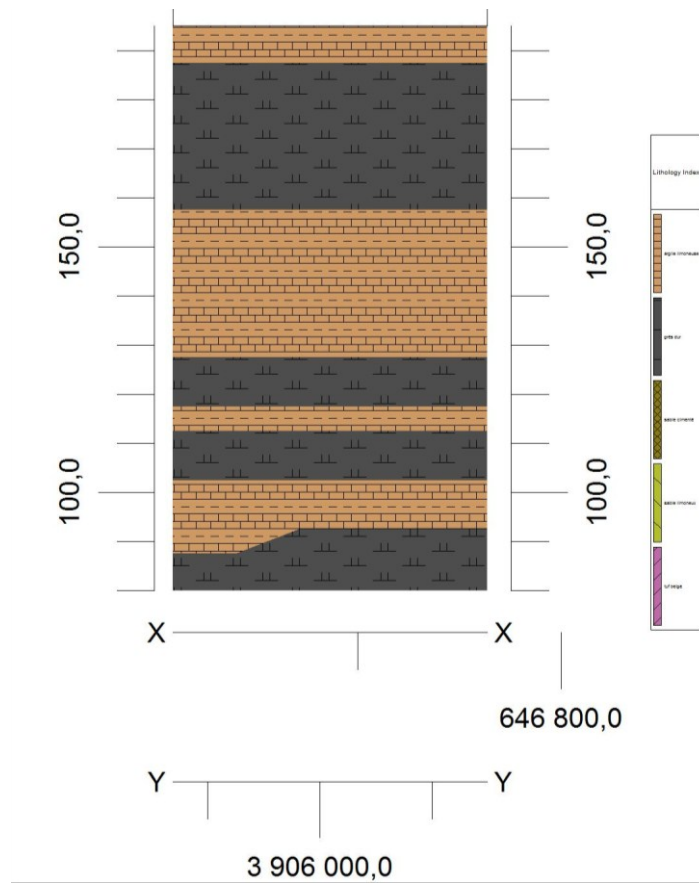


Figure VI-13 : la coupe lithologique entre les points de sondage SC2 et SC3

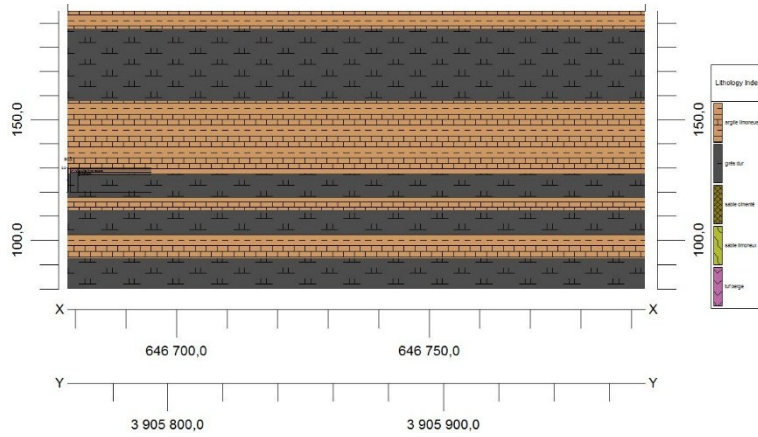


Figure VI-14 : la coupe lithologique entre les points de sondage SC3 et SC4

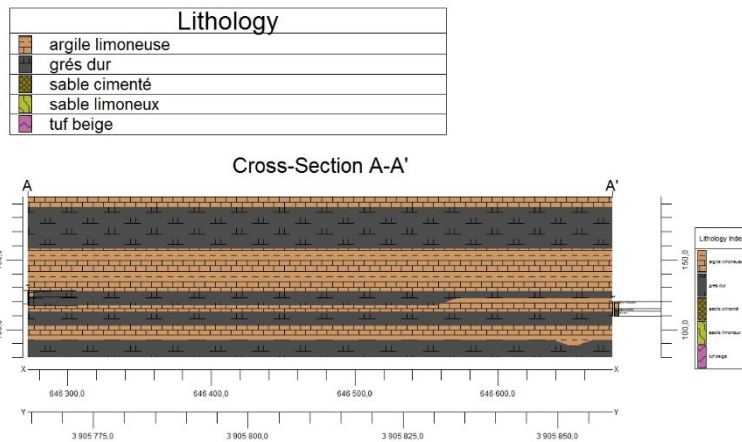


Figure VI-15 : la coupe lithologique entre les points de sondage SC4 et SC5

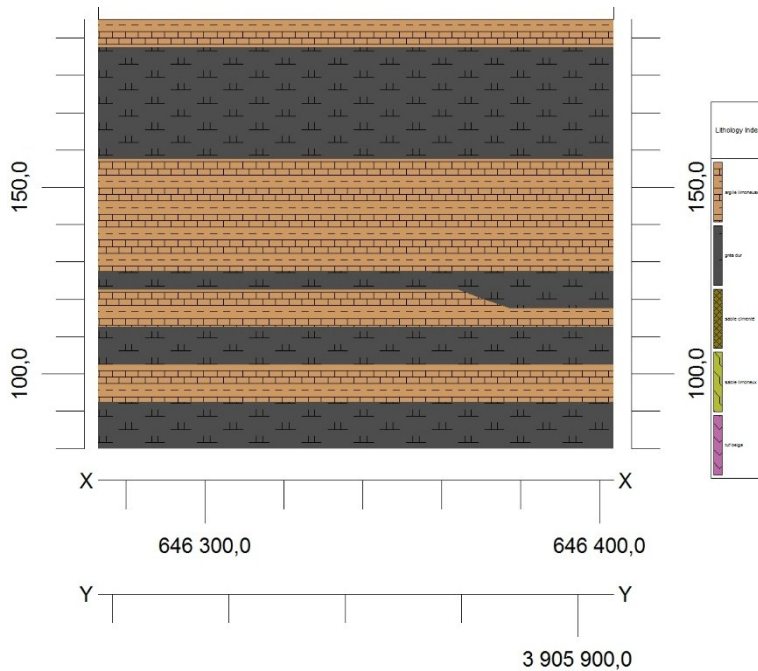


Figure VI-16 : la coupe lithologique entre les points de sondage SC5 et SC6

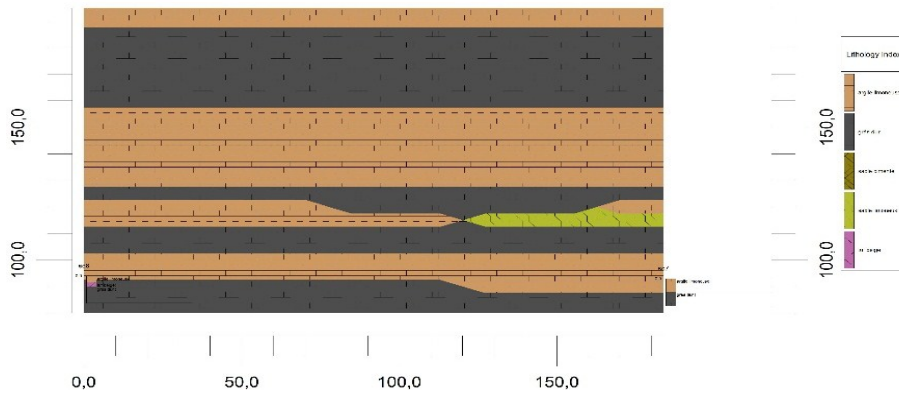


Figure VI-17 : la coupe lithologique entre les points de sondage SC6 et SC7

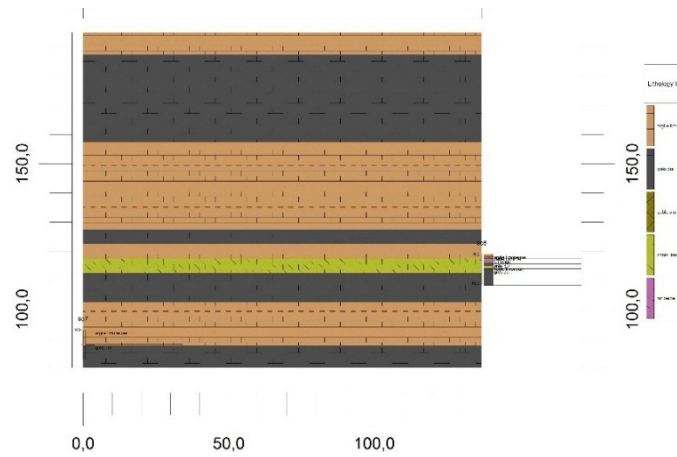


Figure VI-18 : la coupe lithologique entre les points de sondage SC7 et SC8

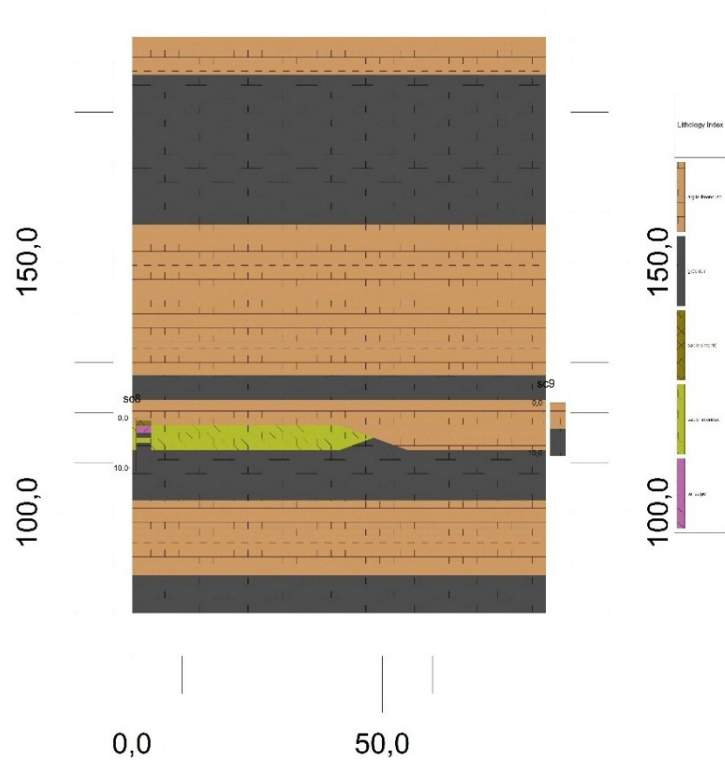


Figure VI-19 : la coupe lithologique entre les points de sondage SC8 et SC9

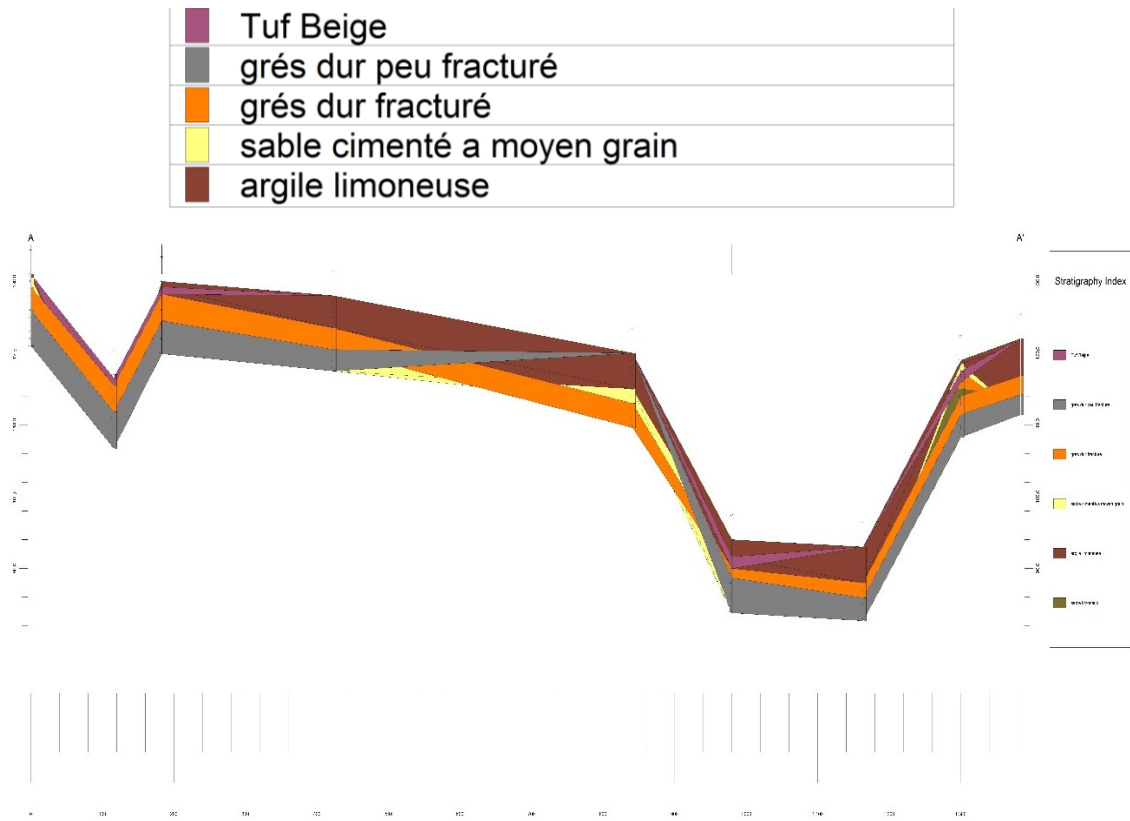


Figure VI-20 : Coupe Lithologique.

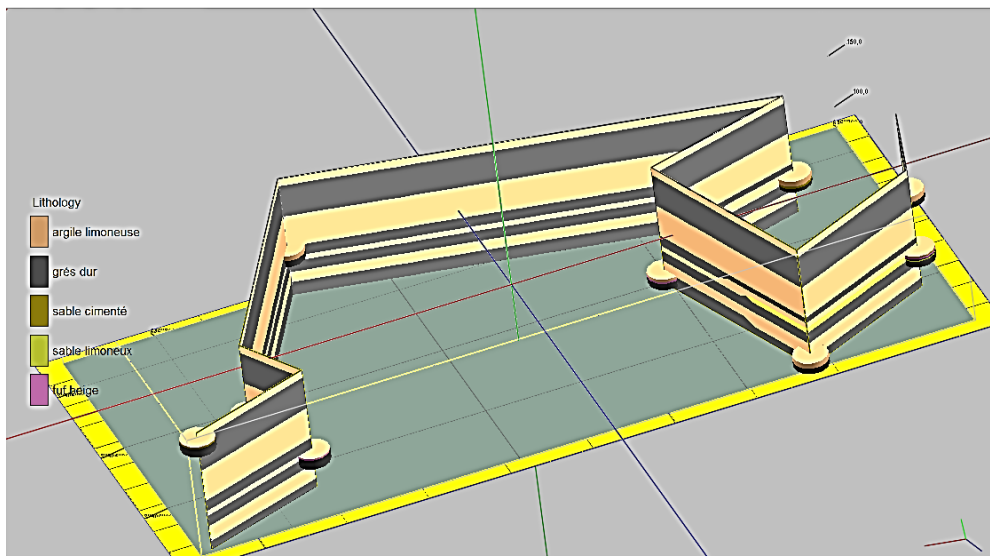


Figure VI-21 : schématisation en 3D des couches de sol.

D'après la coupe lithologique et la situation des pentes nous avons Réaliser une carte a risque qui englobe les risques susceptibles dans la zone d'étude.

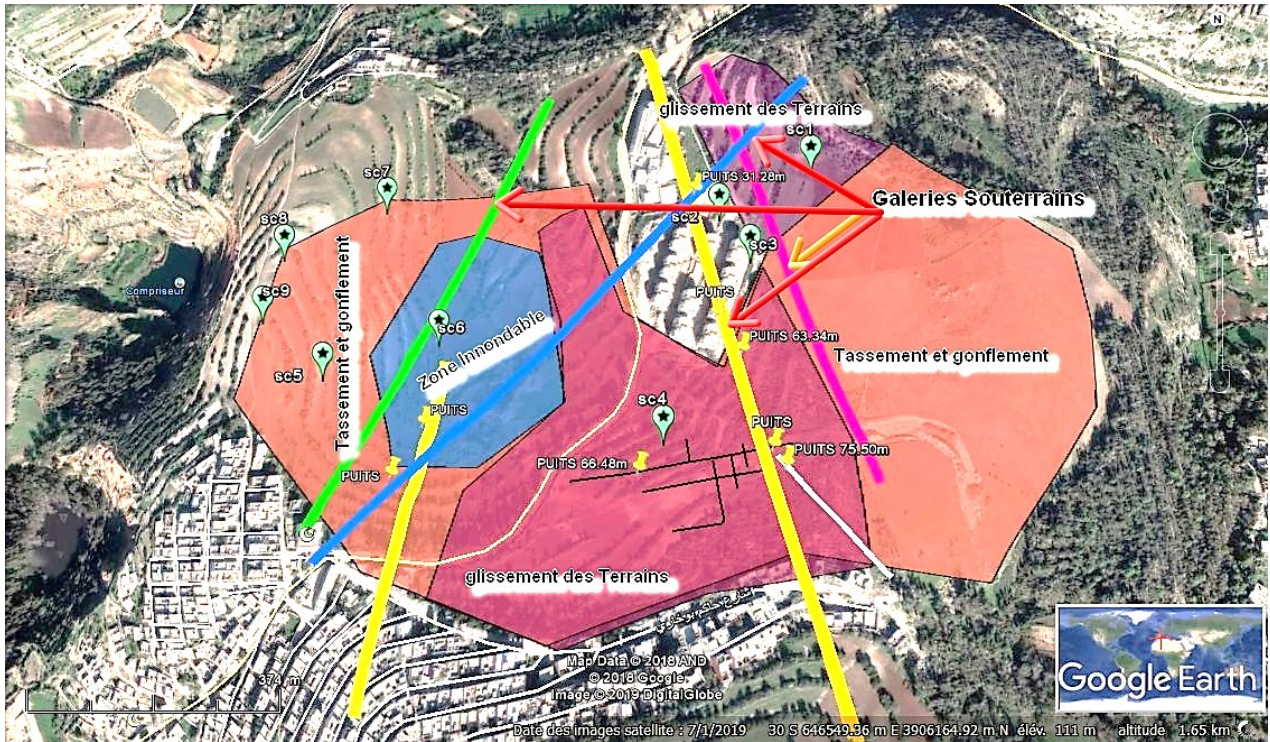
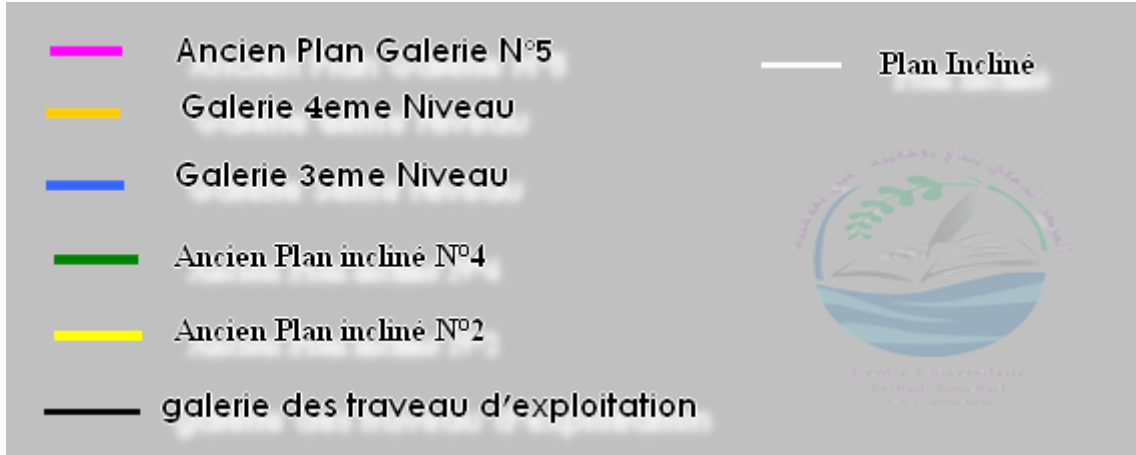


Figure VI-22 : La carte à Risque.



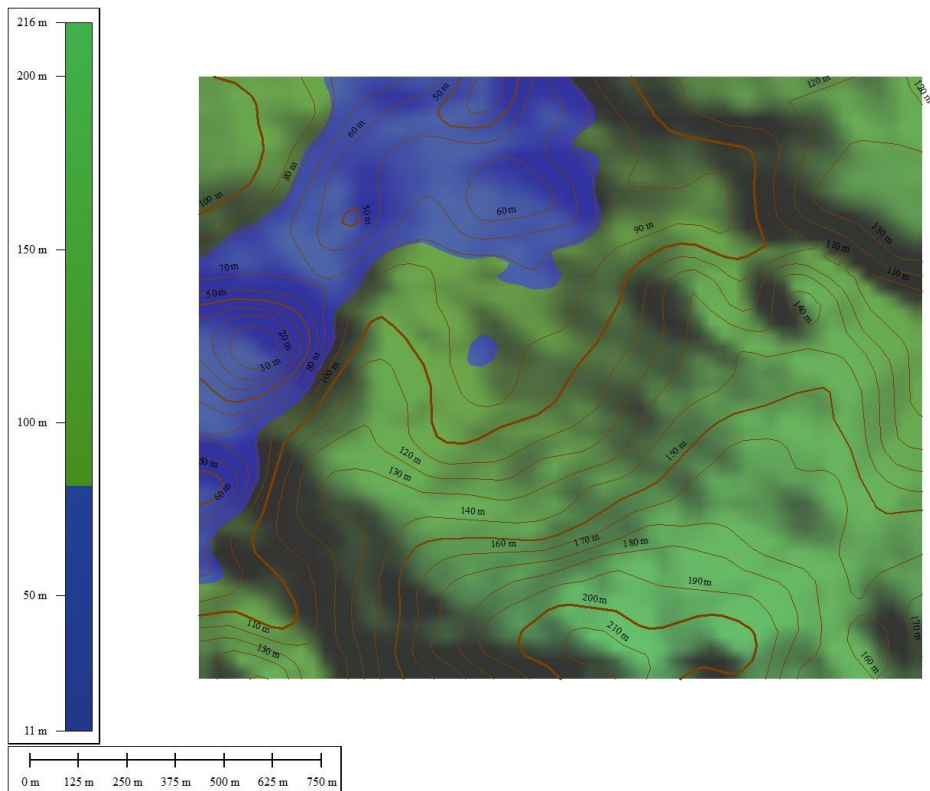
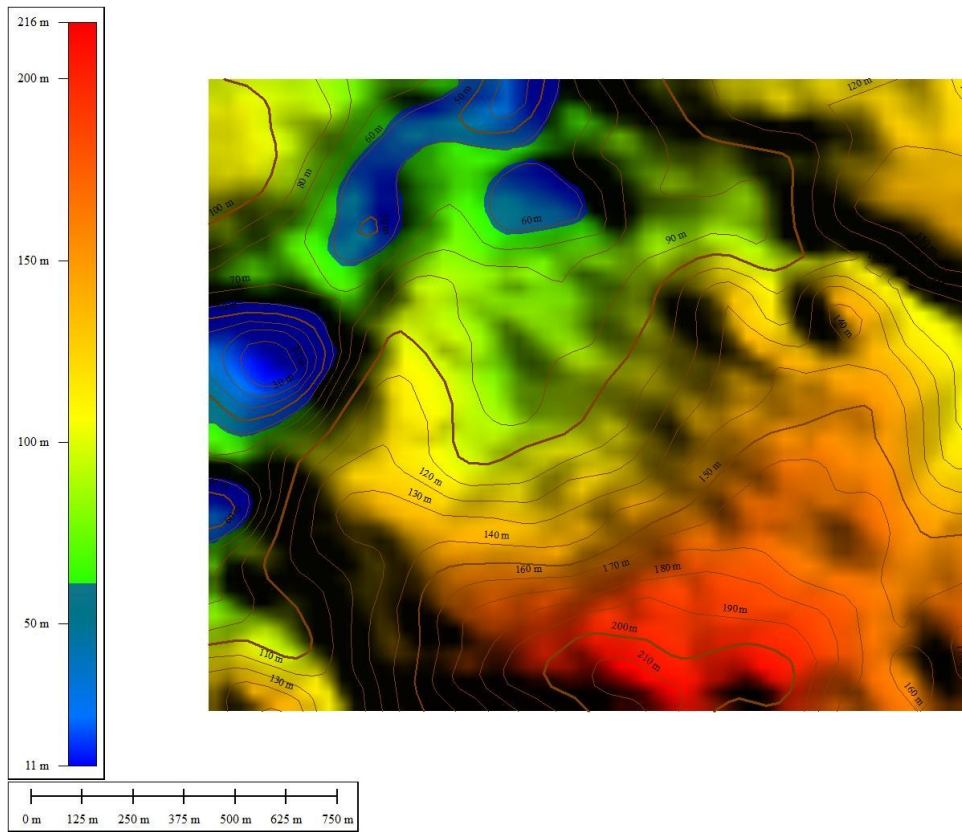


Figure VI-23 : les cartes des Inondations

**VI-7.2 Les essais chimiques :**

Des essais chimiques ont été réalisés afin de déterminer les constitutions chimiques des formations de Sous-sol, et voir par la suite le taux d'agressivité de ces constitutions chimiques, le tableau qui suit montre le pourcentage moyen des différentes couches, des ions chimiques :

*Tableau 41 : résultats des essais chimique site de Ghar el Baroud.*

Formation	Matière organique MO	PH	Carbonate CaCO <sub>3</sub>	Chlorure Cl	Sulfate SO <sub>4</sub>
Argile limoneuse peu sableuse marron brunâtre à rougeâtre : tv	1.15	7.85	20.30	Trace	Trace
Grave limoneux sableux beige blanchâtre : tut	0.10	9.85	80.55	Trace	Trace
Sable cimenté beige compacte	-	8.50	60.47	Trace	Trace
Grés compacte mi-dur	-	7.9	46.89	Trace	Trace

Les résultats des essais chimiques indiquent qu'il s'agit d'un sous-sol à une tendance basique où on constate un PH élevé, et une présence de carbonate assez remarquable, c'est un sol non agressif vis à vis le béton armé, où on constate qu'il est de faibles compositions de sulfate, de chlorure, et de matière Organique.

**VI-8 Calcul de la capacité portante des différentes formations :**

La capacité portante du sous-sol exerçant une charge ; est calculée à partir de la formule suivante : selon les règles de calculs D.T.U-13.12 (Voir Figure V-13 : Extrait du document technique unifié D.T.U 13.1 (1968).)

$$Q_{adm} = \gamma_1 D + \frac{\rho \gamma_2 N_\gamma + \gamma_1 D (N_q - 1) + 1.3 C' \cdot N_c}{3} \quad (83)$$

Avec :

$q_a$ : la charge limite du sol (capacité portante). (Kg/cm<sup>2</sup>)

$\gamma_1$  : poids volumique des terres en repos en dessus de la semelle. (Kg/m<sup>3</sup>)

$\gamma_2$ : poids volumique des terres en repos en dessous de la semelle. (Kg/m<sup>3</sup>)

D : encastrement. (m).

$C'$  : cohésion. (Kg/cm<sup>2</sup>).  $\rho = 0.5m$

K : coefficient de sécurité qui égal à 3

$N_\gamma$   $N_q$   $N_c$  Facteurs de portances dépendant de l'angle de frottement.

*Tableau 42 : Résultats de calcul de la capacité portante pos de Ghar el baroud.*

Formation	Contrainte admissible $\sigma$
<b>Argile limoneuse peu sableuse marron brunâtre, à rougeâtre : tv</b>	$1,75 < \sigma < 2.10$
<b>Grave limoneux sableux beige blanchâtre : tuf</b>	$2.57 < \sigma < 2.85$

Les résultats dans le tableau au-dessus indiquent que la capacité portante de la formation de grave sableux limoneux est élevée par rapport à la formation argileuse, ce qui favorise cette dernière de jouer le rôle d'une assiette parfaite des fondations superficielle.

#### VI-9 Les galeries souterraines du pos Ghar el Baroud

Dans le cadre de l'étude géotechnique d'urbanisation du POS Ghar El Baroud, et suite à la reconnaissance du sous-sol de ce dernier, établie par le laboratoire sol information, il s'est présenté un aléa assez embarrassant, provoquant une enquête très approfondie de l'activité minière à l'époque coloniale de la région de Ghar El Baroud. L'enquête a fait l'objet d'une révision très précise des cartes des travaux d'exploitation minières de la société SPA PHERFOS, avec l'aide et l'explication du directeur et l'ancien topographe, de l'état souterrain de Ghar El Baroud et ces environs. " convient que cette région a subi un grand transfert en matière de sous-sol (masse d'exploitation minière) lors de l'occupation française, vers les aires de stockages auprès du port de Bénisaf afin de le transporter vers les complexes de productions de fer. Cette situation a résulté une concentration importante de galeries souterraines au sein du POS de Ghar El Baroud, ce qui provoque un danger très grave vis-à-vis la stabilité générale des constructions. Les galeries, par une lecture technique minière, se traduit en plusieurs, d'où on trouve :

1. Les galeries de transport des matériaux de gisement : occupé par un chemin de fer et des wagons, ainsi d'un treuil en tête du gisement, ce type est présent dans le POS par LA GALERIE N°3 et LA GALERIEN°4.

2. Les galeries des travaux d'exploitation minière : ce sont des galeries réalisées pour ressortir les matériaux du fond de gisement, où ils se propagent dans tous les sens d'une façon très complexe, et à plusieurs niveaux (profondeurs), toute en suivant la matière (fer), ce type est aussi présent dans le sous-sol du POS.

3. Les puits ; se divise en deux catégories selon le fonctionnement ;

Le premier type est pour l'aération du sous-sol appelé cheminer d'aération,

Le deuxième est pour le transport de gisement d'un niveau supérieur à un niveau inférieur appelé puits aveugle (puits dans le sous-sol),

4. Les plans inclinés : ces derniers sont utilisés pour le transport de gisement a l'air libre (ajoure), et parfois en dessous -du sous-sol, toute en suivant une pente de 30%, jusqu'au l'aire du stockage.

5. Les galeries de transports d'eau souterrain ce sont établie afin de drainer les écoulements souterrains, source, nappe phréatique, interpelé lors des travaux d'exploitation de la mine.

Ces explications à conclu que le sous-sol de Ghar El Baroud se manifeste par une grandes concentration de galerie souterraine, exploité sous plusieurs forme; transport de gisement, drainage des eaux des écoulements souterraines, travaux de recherche et d'exploitation de matériaux (fer), se propageant dans tous les sens et à plusieurs niveaux (profondeurs), cette situation très complexe et critique du sous-sol de Ghar El Baroud (fourmilière) , met/a stabilité générale des ouvrages dans une menace fatale et permanente d'où par exemple, l'effondrement subi que d'un bâtiment. Pour cela il est conseillé de changer complètement l'assiette du POS Ghar El Baroud.

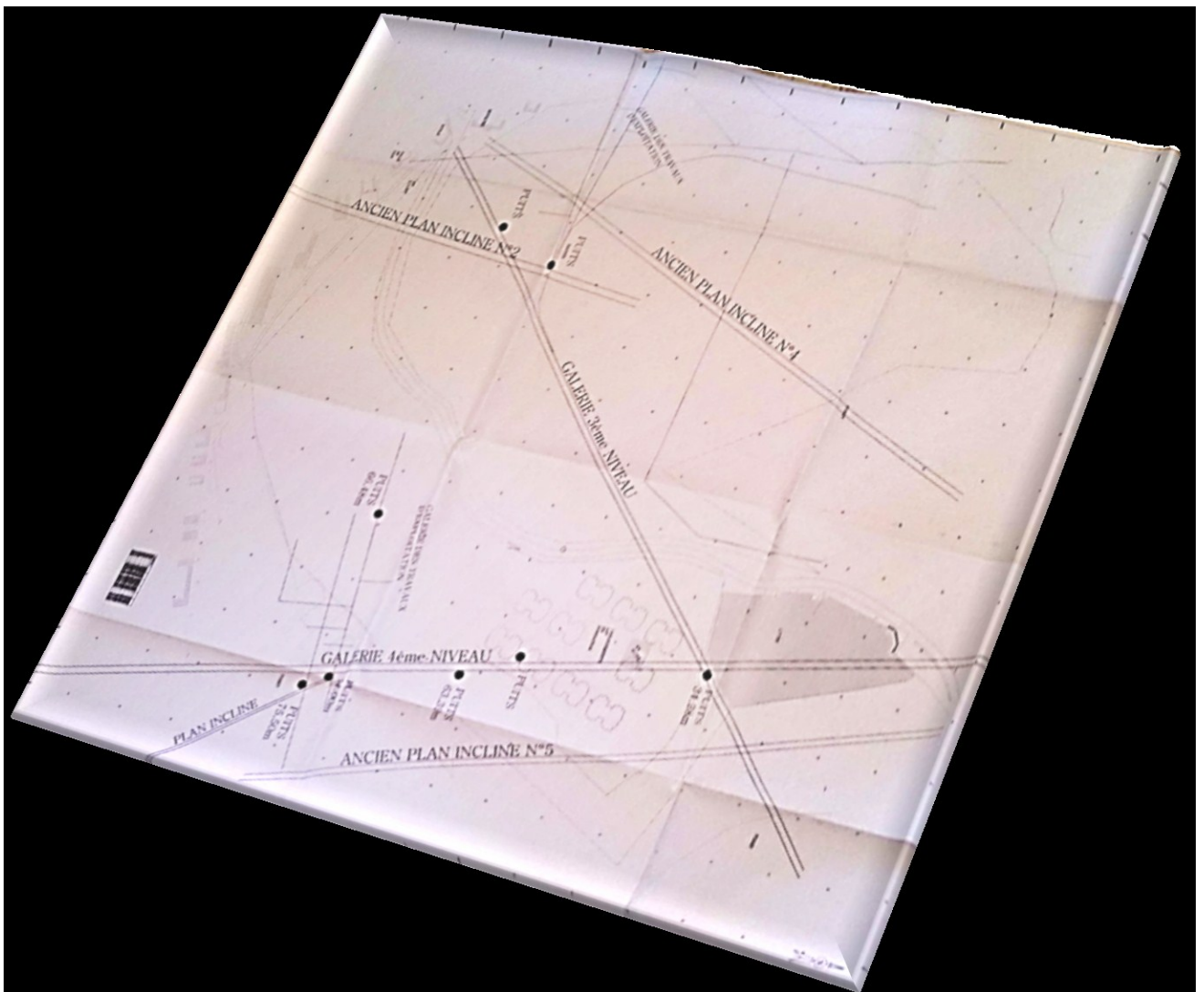


Figure VI-24 : carte de réseau souterrain de pos Ghar el baroud.

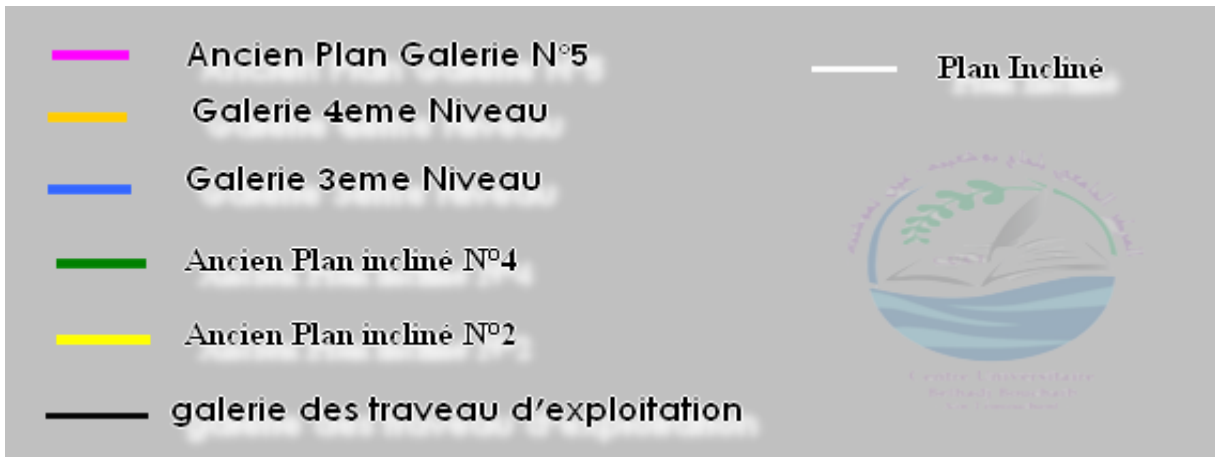


Figure VI-25 : légende de la carte représentée dans la Figure VI-26

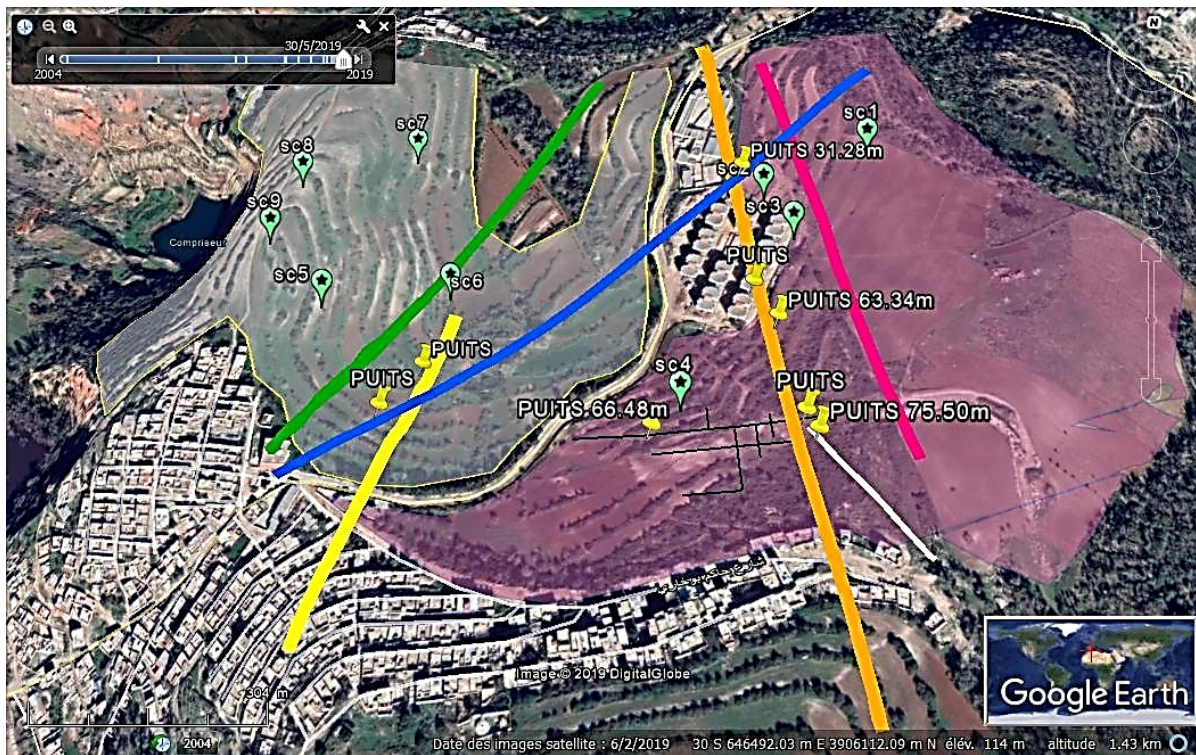
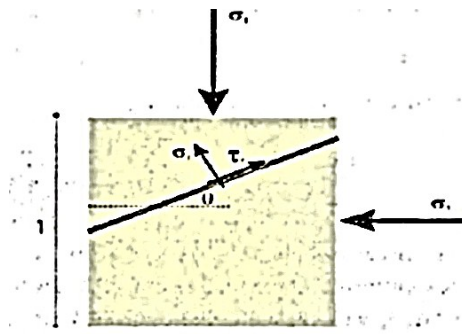


Figure VI-26 : carte représentative des galeries souterraines et les positions de sondages carottés.

### VI-10 Calcul du coefficient de sécurité du glissement :

Considérons un élément carré d'unité ( $dx = dy = 1$ ) exposé aux contraintes normales  $S1$  et  $S3$  appliquées aux cotés de l'élément. Comme l'élément est assez petit, il est donc logique d'accepter que le plan de rupture soit une ligne droite. L'inclinaison du plan de rupture est définie par l'angle  $\theta$ . La rupture du milieu est normalement due aux contraintes de cisaillement développées à la surface de rupture. A partir des équations d'équilibre, la contrainte mobilisée de cisaillement  $\tau_f$  et la contrainte normale mobilisée  $\sigma_f$  ou plan de rupture peuvent être déterminées en fonction de  $s1$  et  $s2$ .

Contrainte normale au plan de rupture :



Contrainte tangentielle au plan de rupture :

$$\tau_f = \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \sin 2\theta \quad (84)$$

On définit le facteur de sécurité FS comme le rapport de la résistance au cisaillement disponible à la résistance au cisaillement mobilisée, ce qui traduit la réserve de sécurité dispose le terrain sous cette sollicitation ( $S1, S3$ ) et en fonction du critère de rupture.

FS = Résistance au cisaillement disponible / Résistance au cisaillement mobilisée ; Donc, on peut écrire :

$$FS = \frac{c + \sigma_f \cdot \tan \Phi}{\tau_f} \quad (85)$$

En remplaçant les équations dans la dernière équation, on trouve :

$$FS = \frac{c + \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos 2\theta\right) \cdot \tan \phi}{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \sin 2\theta} \quad (86)$$

En mécanique et selon le critère de Mohr-coulomb, nous pouvons prouver que le plan de rupture est égale à  $45 + \phi/2$  par rapport à la direction principale  $\sigma_3$ . Il est uniquement fonction de l'angle de frottement. Nous pouvons donc calculer la valeur du facteur par rapport au plan potentiel de rupture. En remplaçant la valeur de  $\theta$  par  $45 + \phi/2$  dans la relation (86), nous trouvons :

$$FS = \frac{\tau_m}{\tau_d} = \frac{\left[ \frac{c}{\tan \phi} + 0.5 \times (\sigma_1 + \sigma_3) - 0.5 \times (\sigma_1 - \sigma_3) \times \sin \phi \right] \tan \phi}{0.5 \times (\sigma_1 - \sigma_3) \cos \phi} \quad (87)$$

Tableau 43 : Résultats de calcul de facteur de sécurité.

Formation	Facteur de sécurité FS
Argile limoneuse peu sableuse, marron brunâtre, à rougeâtre : tv	1.68
Grave limoneux sableux, beige blanchâtre : tuf	1.51



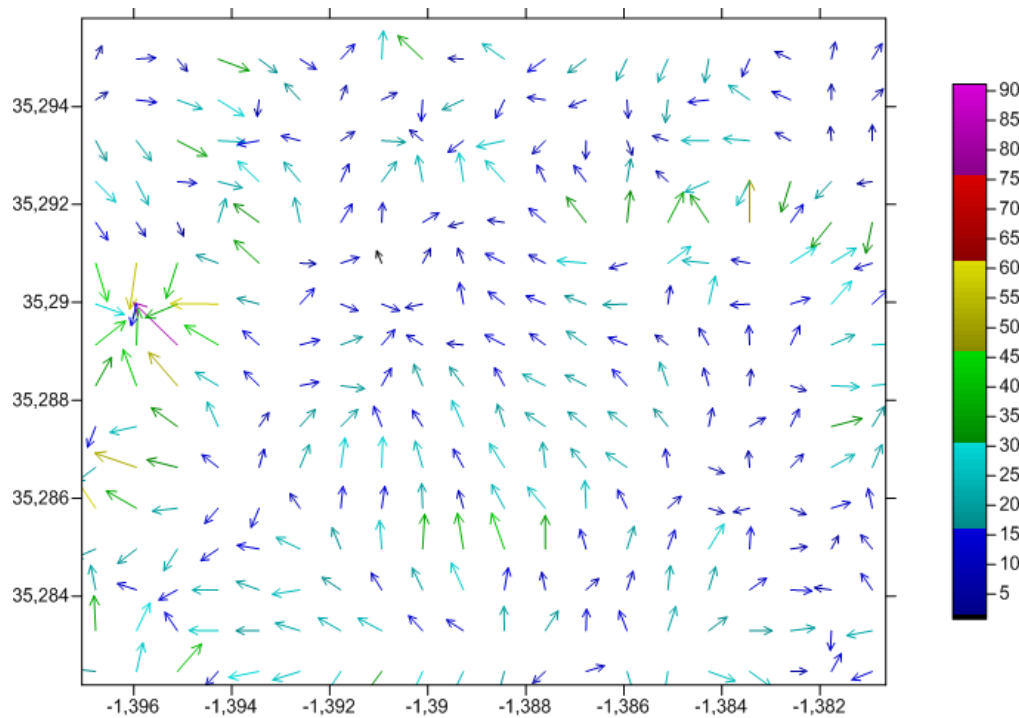


Figure VI-27 : carte des pentes du site étudié.

## VI-11 Solutions et recommandations

L'étude géotechnique d'urbanisation du pos de GHAREL BAROUD mène à dominer des recommandations et des dispositifs constructifs afin d'avoir un optimum de stabilité et de sécurité dans les meilleures conditions :

### VI-11.1 Vis-à-vis la stabilité des talus

Les conditions de stabilité des talus (pentes) sont liées au choix de la méthode de consolidation, or il est d'une grande importance de savoir ses dimensions et d'avoir une idée sur son origine : sur charge, écoulement d'eau, altération des sols ou simplement ruissellement exceptionnel.

On propose des techniques de stabilisation pratiques :

-les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied ;

-les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage ;

-les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

-Éviter l'alimentation en eau du site par : les drainages de surface et les ouvrages de collecte des eaux, ou les tranchées drainantes.

-expulser l'eau présente, dans le massif instable par les drains subhorizontaux, les drains verticaux, et les galeries et autres ouvrages profonds

#### **VI-11.2 Vis-à-vis les fondations**

-Les fondations doivent être reliées par un système de liaisons para sismiques : longrines, dallages renforcés, situé à moins de 1.20m au-dessus de la sous face des semelles.

-Changement des niveaux de fondations afin de ne pas porter des charges supplémentaires au celles des voisinages.

-Les semelles situées à des niveaux différents, doivent être liaisonnées par des longrines si la hauteur d'implantation est inférieure à 1.20m, dans le cas où la différence de niveaux entre les semelles dépasse 1.20m seul un mur voile peut garantir la cohésion entre les différents semelles.

-Les fondations doivent être ancrées de manière homogène sur tout le pourtour du bâtiment, ceci est dû notamment à la présence des pentes, où l'ancrage aval doit être au moins aussi important que l'ancrage amont.

-On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols, on distingue par cela : les ouvrages de soutènement, les tirants d'ancrages, et le clouage.

#### **VI-11.3 Vis-à-vis les puits d'aérations et les galeries de roulements**

Il est indispensable dans un premier acte de remblayer ces puits, puis éloigner les fondations des alentours des puits au minimum de 4m, ainsi qu'il est préférable d'éviter de construire des ouvrages de grandes masses près de ces derniers. On se qui concerne le réseau de galeries de roulements, le laboratoire recommande d'alléger les charges portées au sous-sol, ceci est possible par :

-La conception des bâtiments qui ne dépasse pas trois étages R+3,

-La réalisation des bâtiments en charpente métallique, ou autres matériaux légers.

-L'essai des espaces entre les ouvrages, comme espaces verts ou placettes de détente, D'une manière générale ii est recommander de ne pas concentrer les bâtiments dans un même endroit, et les répartir d'une façon à l'essai des espaces entre eux.

**VI-11.4 Divers**

-Les fondations sur semelle doivent être suffisamment profondes, pour s'affranchir de la zone superficielle où le sol est sensible à l'évaporation.

- La structure du bâtiment doit être suffisamment rigide pour résister à des mouvements différentiels, d'où l'importance des chaînages haut et bas.

-Deux éléments de construction accolés et fondés de manière différente, doivent être désolidarisés et munis de joints de rupture sur toute leur hauteur pour permettre des mouvements différentiels.

-Tout élément de nature à provoquer des variations saisonnières d'humidité du terrain (arbre, drain, pompage ou au contraire infiltration localisée d'eaux pluviales ou d'eaux usées) doit être le plus éloigné possible de la construction.

-il convient d'entourer la construction d'un dispositif sous/orne de trottoir périphérique ou de géo membrane enterrée, qui protège sa périphérie immédiate de l'évaporation. -Les canalisations enterrées d'eau doivent pouvoir subir des mouvements différentiels sans risque de rompre, ce qui suppose notamment des raccords souples au niveau des points dur, notamment mettre un lit de sable en dessous des conduites pas moins de 10 cm d. y épaisseur est obligatoire.

Tableau récapitulatif des résultats

Sond N°	Prof (m)	W %	$\gamma_h$ Gr/cm <sup>3</sup>	GS Gr/cm <sup>3</sup>	Limite de consistance				Tamisage Sédiment			COMP.SIMPLE			CISAILL DIRECT		CONSOL.OEDOMETRE			Class
					LL %	LP %	IP %		G %	S %	F %	$\varepsilon'$ %	C <sub>u</sub> kg/cm <sup>2</sup>	RC Kg/cm <sup>2</sup>	$\varphi$ °	C <sub>u</sub> kg/cm <sup>2</sup>	P' <sub>o</sub> Kg/Cm <sup>2</sup>	P' <sub>c</sub> Kg/Cm <sup>2</sup>	Cc-Cg	
S1	0.50/1.80			2.45									42.77							
	1.80/5.00			2.55									52.73							
	5.00/10.00			2.65									57.13							
S2	0.50/1.50	18.44	1.785	2.64	20.15	13.20	6.95		34	54	12			30	0.30					Gm-Sm
	1.50/6.20			2.54									50.87							
	6.20/10.30			2.66									54.65							
S3	0.80/1.60	20.57	1.755	2.63	19.80	10.40	9.40		32	54	14			28	0.40					Gm-SL
	1.60/5.50			2.48									52.33							
	5.50/10.10			2.57									56.65							

S4	1.00/4.50	19.55	1.850	2.68	31.55	15.25	16.30		08	42	50				11	1.00	0.416	3.52	0.020	Ap
	4.50/7.50			2.60										54.88						
	7.50/10.50			2.62										54.67						
S5	0.80/5.00	20.45	1.870	2.69	32.90	16.10	16.80		04	54	42				16	1.08	0.542	1.86	0.085	AP
	4.50/7.50			2.44										48.56						
	7.50/10.50			2.58										49.37						
S6	0.00/2.40																			
	2.40/4.00	17.56	1.720	2.64	18.10	10.30	7.80		36	50	04				27	0.45				Gb
	4.00/6.30			2.51										52.22						
	6.30/10.20			2.55										57.63						
S7	0.00/5.00	21.85	1.865	2.67	30.70	15.45	15.25		00	40	60									
	5.00/7.10			2.52										49.71	10	0.90	0.466	2.67	0.019	AP
	7.10/10.30			2.57										53.72						

S8	0.50/1.50			2.35									39.15						
	1.50/3.00	18.85	1.766	2.63	20.35	12.40	7.95	30	60	10				25	0.54				Gm-Sm
	3.00/4.00			2.47									42.02						
	5.00/7.50			2.55									55.09						
	7.50/10.70			2.57									52.82						
S9	0.70/5.20	22.25	1.890	2.68	34.20	17.15	17.05	00	44	56				19	0.82	0.491	2.750	0.082	Ap
	5.20/7.80			2.54									53.17						
	7.80/10.60			2.56									58.15						

*Tableau 44 : Tableau récapitulatif globale des résultats*

## VI-12 Conclusion

D'après les investigations géotechniques mené par le laboratoire Sol information sur le site géotechnique du POS GHAR EL BAROUD, ainsi les résultats des différents essais réalisés sur place et au laboratoire, On conclut ce qui suit :

Le site géotechnique de GHAR EL BAROUD se constitue par quatre formations essentielles deux sont meuble et les deux autres sont rocheux d'où on constate : la couche de terre végétale marron rougeâtre classé Ap, la couche du tuf beige blanchâtre classé Gm/SL, la couche de sable cimenté mi dur, compacte, et finalement la couche de grés très dur, compacte

1. La capacité portante de la formation argileuse classée Ap est de l'ordre de 1.5bar avec un tassement assez important moyennement égal à 7.5 cm, et un taux de gonflement de 2%, c'est une couche compressible moyennement gonflante, ainsi un facteur de sécurité vis-à-vis glissement est égal à 1.68

2. La capacité portante de la formation de TUF classée Gm/SL est de l'ordre de 2.5bar avec un tassement négligeable moyennement égal à 1.5 cm, et un taux de gonflement nu c'est une couche non compressible, non gonflante, avec un facteur de sécurité vis à vis glissement égal à 1.51

3. La capacité portante des deux formations rocheuses, le sable cimenté et les grés est de l'ordre de 3bar.

## Conclusion Générale

Grâce à ce travail, nous avons pu couvrir la plupart des problèmes que rencontre un ingénieur praticien lors de ses différentes interventions sur terrain. Les problèmes géotechniques sont divers et complexes, l'objectif de la synthèse bibliographique était d'établir une sorte de guide pour un jeune ingénieur où il peut avoir une idée globale des différents problèmes il peut aussi détecter le phénomène, comprendre son mécanisme, savoir le gérer et surtout trouver des solutions efficaces, pour cela, on a essayé d'expliquer dans la première phase, les paramètres du sol qui jouent un rôle important dans les études géotechniques afin de la détermination de la nature et l'état du sol et sa composition chimique et ses caractéristiques mécaniques. Ensuite, Nous avons discuté des différentes méthodes de classification des sols car il est indispensable de commencer n'importe quelle étude géotechnique sans passer par cette étape.

Dans la deuxième phase on a traité deux cas différents dans la wilaya de Ain Témouchent, celui de POS de Ghar el Baroud dans la région de Bénisaf ; ce site montagneux qui contient un sol argileux assez compressible avec beaucoup de problèmes dont un potentiel de Retrait-gonflement important, une susceptibilité aux glissements de terrain plus important aussi la probabilité élevée d'avoir des inondations par ruissellement vue la nature de terrain montagneuse ainsi que la présence des sols fins un peu partout. D'un autre côté, la présence des cavités souterraines qu'on doit les prendre en considération dans la construction afin d'éviter tout risque d'effondrements des terrains.

Comme propositions, un diagnostic détaillé de la région de Ghar el Baroud a été fait avec l'élaboration d'une carte de pentes et des risques pour délimiter ces problèmes géotechniques.

Nous avons traité aussi un cas dans la zone d'activité industriels de Tamazoura qui a été pour la réalisation d'une unité de transformation de carroube, ce terrain assez compressible a un fort potentiel de Retrait-gonflement, il existe aussi une forte probabilité d'avoir des inondations qui est due à la nature plate du terrain.



## ***Lexique trilingue de géotechnique***

L'émergence de la langue anglaise en tant qu'outil préférentiel de communication en géotechnique a fait que la littérature géotechnique mondiale est presque anglophone, ce qui nécessite de disposer d'un lexique permettant une traduction simultanée des principaux termes utilisés en pratique.

Sans prétendre être exhaustif, le présent lexique comporte une traduction trilingue des principaux termes géotechniques utilisés dans ce livre. Ces derniers ont été aussi traduits en langue Arabe en vue d'en faciliter la compréhension, d'autant que la langue Arabe, de par la richesse de ses termes, offre une meilleure assimilation des termes utilisés. Ce lexique a été mis au point à la base de certaines références listées ci-dessous. <sup>54 55 56</sup>

Français	عربي	English	Symbole الرمز Symbol	Unité الوحدة Unit
Effort horizontal limite d'un pieu	الحمولة الافقية الحدية لوتد	Limit lateral load of a pile		
Effort vertical limite (capacité portante)	الحمولة العمودية الحدية لوتد	Limit vertical load of a pile (bearing capacity)	$Q_l$	(kN)
Elancement d'une fondation	نسبة القضاة للأساس	Slenderness of a foundation	$D/B$	---
Élasticité	المرونة	Elasticity		
Equilibre limite	التوازن الحدي	Limit equilibrium		
Equilibre surabondant	التوازن الفائض	Overabundant equilibrium		
Espacement entre pieux	مسافة ما بين الاوتاد	Pile to pile spacing	$d$	(m)
Essai de chargement de pieu	فحص تحميل وتد	Pile loading test		
Essai de pénétration dynamique	فحص الاختراق الديناميكي	Dynamic probing test DPT		
Essai de pénétration statique	فحص الاختراق السكوني (أو المخروطي)	Static penetration test CPT		
Essai in-situ	فحص حقلي	In-situ testing		
Essai pressiométrique	فحص مقياس الضغط	Pressuremeter test PMT		
Essai de pénétration standard	فحص الاختراق النظامي	Standard penetration test SPT		
Etat actif	حالة توازن نشط	Active state		
Etat passif	حالة توازن سلبي	Passive state		
Etat $K_0$ (état de repos)	حالة توازن $K_0$ (حالة الراحة)	$K_0$ state (at-rest state)		

français	عربي	English	Symbole الرمز Symbol	Unité الوحدة Unit
Etat limite de service	الحالة الحدية للخدمة	Serviceability limit state		
Etat limite ultime	الحالة الحدية القصوى	Ultimate limit state		
Facteur d'influence des déformations	معامل تأثير التشوهات	Strain influence factor	<b>I<sub>z</sub></b>	---
Facteur de forme	معامل الشكل	Shape factor	<b>λ<sub>s</sub></b> <b>λ<sub>d</sub></b> <b>F<sub>s</sub></b> <b>f<sub>γ</sub></b> <b>f<sub>d</sub></b> <b>f<sub>c</sub></b>	---
Facteur de portance	معامل قدرة التحمل	Bearing capacity factor	<b>K<sub>p</sub></b> <b>K<sub>c</sub></b> <b>K<sub>d</sub></b> <b>N<sub>γ</sub></b> <b>N<sub>c</sub></b> <b>N<sub>q</sub></b>	---
Facteur de tassement par fluage	معامل الهبوط بالزحف	Factor of settlement by creep	<b>C<sub>2</sub></b>	
Facteur partiel de sécurité	معامل أمان جزئي	Partial factor of safety		
Fiche	الطول المغمور	Embedment length	<b>D</b>	(m)

Français	عربي	English	Symbole الرمز Symbol	Unité الوحدة Unit
Fiche critique	الطول الحرج	Critical embedment length	<b>D<sub>c</sub></b>	(m)
Fiche équivalente	الطول المكافئ	Equivalent embedment length	<b>D<sub>e</sub></b>	(m)
Fluage	الزحف	Creep		
Fondation circulaire	أساس دائري	Circular footing		
Fondation combinée	أساس موحد	Combined footing		
Fondation continue	أساس مستمر	Continuous (or strip) footing		
Fondation isolée	أساس معزول	Pad (or isolated) footing		
Fondation profonde	أساس عميق	Deep foundation		
Fondation superficielle	أساس سطحي	Shallow foundation		
Fondation sur puits	أساس بئري	Pier foundation		
Force capillaire	قوة الجذب الشعري	Capillarity force		
Force d'écoulement	قوة الجريان	Flow force	<b>P<sub>e</sub></b>	(kN/m <sup>3</sup> )
Fouille (excavation)	حفر	Excavation		
Fouille blindée	حفرة مثبتة	Braced excavation		
Frottement	احتكاك	Friction		
Frottement latéral limite	احتكاك جانبي حدي	Limit skin friction	<b>q<sub>s</sub></b>	(kPa)
Frottement négatif	احتكاك سلبي	Negative skin friction		
Glissement de terrain	إنزلاق التربة	Landslide		
Glissement général	انزلاق عام	Overall sliding		

<b>Français</b>	<b>عربي</b>	<b>English</b>	<b>Symbole</b> الرمز <b>Symbol</b>	<b>Unité</b> الوحدة <b>Unit</b>
Glissement plan	إنزلاق مستوي	Plane sliding		
Glissement rotationnel	إنزلاق دوراني	Rotational sliding		
Gonflement du sol	إنتفاخ التربة	Soil swelling (or soil heave)		
Gradient hydraulique	تدرج الجريان	Hydraulic gradient	<b>i</b>	---
Gradient hydraulique critique	تدرج الجريان الحرج	Critical hydraulic gradient	<b>i<sub>c</sub></b>	---
Granulaire	حبيبي	Granular		
Gravier	حصى أو حصباء	Gravel		
Hauteur critique	الارتفاع الحرج أو الحدي	Critical (or limit) height	<b>H<sub>c</sub></b>	(m)
Homogène	متجانس	Homogeneous		
Indice de compressibilité	قربنة الانضغاطية	Compressibility index	<b>I<sub>c</sub></b>	---
Indice de compression secondaire	قربنة الضغط الثانوي	Secondary compression index	<b>C<sub>α</sub></b>	---
Indice de consistance	قربنة المتانة	Consistency index	<b>I<sub>c</sub></b>	(%)
Indice de densité	قربنة الكثافة	Density index	<b>I<sub>D</sub></b>	(%)
Indice de fluage	قربنة الزحف	Creep index	<b>C<sub>f</sub></b>	---
Indice de plasticité	قربنة اللدونة	Plasticity index	<b>I<sub>p</sub></b>	(%)
Indice des vides	قربنة الفراغ	Void index	<b>e</b>	---
Interface sol/mur	سطح بيني تربة/جدار	Soil/wall interface		
Isotrope	موحد الخواص	Isotropic		

Français	عربي	English	Symbole الرمز Symbol	Unité الوحدة Unit
Lâche	سائب أو مرتخي	Loose		
Limite de liquidité	حد السيولة	Liquidity limit	$\omega_l$	(%)
Limite de plasticité	حد اللدونة	Plasticity limit	$\omega_p$	(%)
Limon	طمي	Silt		
Marne	صلصال	Marl		
Mécanisme de rupture	آلية الانهيار	Failure mechanism		
Méthode de calcul	طريقة حسابية	Design method		
Méthode de la pile fictive	طريقة الركيزة الافتراضية	Fictitious pier method		
Méthode des éléments finis	طريقة العناصر المنتهية	Finite elements method		
Méthode des tranches	طريقة الشرائح	Slices method		
Méthode empirique	طريقة تجريبية	Empirical method		
Méthode observationnelle	طريقة إستقرائية	Observational method		
Micropieux	ميكرووتد	Micropile		
Modélisation numérique	محاكاة رقمية	Numerical modelling		
Module de réaction latérale	معامل رد الفعل الجانبي	Lateral subgrade reaction modulus	$E_s$	(MPa)
Module de réaction verticale	معامل رد الفعل العمودي	Vertical subgrade reaction modulus	$E_s$	(MPa)
Moment de flexion limite	عزم الانحناء الحدي	Limit bending moment	$M_l$	(kN.m)
Moment moteur du glissement	العزم المحرك للانزلاق	Driving moment	$M_m$	(kN.m)

<b>Français</b>	<b>عربي</b>	<b>English</b>	<b>Symbole</b> الرمز <b>Symbol</b>	<b>Unité</b> الوحدة <b>Unit</b>
Moment résistant au glissement	العزم المقاوم للانزلاق	Resisting moment against sliding	<b>M<sub>r</sub></b>	(kN.m)
Mur de soutènement	جدار إستناد	Retaining wall		
Mur en batardeau	سد إنصاب	Cofferdam		
Gabion	قفة ترابية أو حجرية	Gabion		
Mur en terre armée	جدار من التربة المسلحة	Earth reinforced wall		
Nombre de coups du SPT	عدد ضربات الاختراق <b>SPT</b>	Number of blows (or N-value)	<b>N<sub>spt</sub></b>	---
Paroi moulée	جدار غشائي أو جدار رقي	Diaphragm wall		
Perméabilité	نفاذية	Permeability		
Pieu	وتد أو خازوق	Pile		
Pieu battu	وتد مدقوق	Driven pile		
Pieu flottant	وتد طافي أو عائم	Floating pile		
Pieu foncé	وتد مدفوع	Jacked pile		
Pieu foré	وتد محفور	Bored pile		
Pieu résistant en pointe	وتد مقاوم بالقاعدة	End bearing pile		
Pieu vissé	وتد لولبي	Screwed pile		
Plasticité	لدونة	Plasticity		
Poids volumique déjaugé	الوزن الحجمي المغمور	Submerged unit weight	<b>γ'</b>	(kN/m <sup>3</sup> )

Français	عربي	English	Symbole الرمز Symbol	Unité الوحدة Unit
Poids volumique humide	الوزن الحجمي الرطب	Wet unit weight	$\gamma_h$	(kN/m <sup>3</sup> )
Poids volumique saturé	الوزن الحجمي المشبع	Saturated unit weight	$\gamma_{sat}$	(kN/m <sup>3</sup> )
Poids volumique sec	الوزن الحجمي الجاف	Dry unit weight	$\gamma_d$	(kN/m <sup>3</sup> )
Porosité	المسامية	Porosity	<b>n</b>	(%)
Pression de butée	ضغط التربة السلبي	Passive earth pressure	<b>P<sub>p</sub></b>	(kPa)
Pression de poussée	ضغط التربة النشط	Active earth pressure	<b>P<sub>a</sub></b>	(kPa)
Pression des terres au repos	ضغط التربة في حالة الراحة	At-rest lateral earth pressure	<b>P<sub>0</sub></b>	(kPa)
Pression en pointe	ضغط قاعدة الوتد	Tip resistance	<b>q<sub>p</sub></b>	(kPa)
Pression globale	الضغط الكلي	Overall pressure	<b>P</b>	(kPa)
Pression Interstitielle	ضغط الفراغات	Pore water pressure	<b>u</b>	(kPa)
Pression limite nette	الضغط الحدي الصافي	PMT net limit pressure	<b>P<sub>l</sub>*</b>	(kPa)
Pulvérulent	غير متماسك	Cohesionless		
Radier	حصيرة	Raft (or mat) foundation		
Rapport de fluage	نسبة الزحف	Creep ratio	<b>R</b>	---
Rapport de surconsolidation	نسبة فوق التشديد	Over consolidation ratio	<b>OCR</b>	---
Remanié	معاد التشكيل	Remoulded		
Remblai	ردم	Backfill		
Résistance au cisaillement	مقاومة القص	Shear resistance	<b><math>\tau_{ult}</math></b>	(kPa)



Français	عربي	English	Symbole الرمز Symbol	Unité الوحدة Unit
Résistance au glissement	مقاومة الانزلاق	Sliding resistance		
Résistance dynamique	المقاومة الديناميكية	DPT dynamic resistance	$q_d$	(MPa)
Résistance en pointe	مقاومة الاختراق المخروطي	CPT cone (or tip) resistance	$q_c$	(MPa)
Résistance équivalente	المقاومة المكافئة	Equivalent resistance	$P_{le}^*$ $q_{ce}$ $N_{spt}^e$	(MPa)
Résistance pénétrométrique nette	مقاومة الاختراق الصافية	CPT net cone resistance	$q_c^*$	(MPa)
Rideaux de palplanches	جدار مستعرض من الألواح	Sheet pile wall		
Rigide	جاسئ	Stiff		
Rigidité relative	الجسوءة النسبية	Stiffness ratio	<b>K</b>	---
Rupture	إنهيار	Failure		
Sable	رمل	Sand		
Sol bicouche	تربة ثنائية الطبقات	Bi-layered soil		
Sol cohérent	تربة متماسكة	Cohesive soil		
Sol fin	تربة رقيقة	Fine soil		
Sol monocouche	تربة احادية الطبقات	Mono-layered soil		
Sol multicouche	تربة متعددة الطبقات	Multi-layered soil		
Sol normalement consolidé	تربة عادية التشديد	Normally consolidated soil		

Français	عربي	English	Symbole الرمز Symbol	Unité الوحدة Unit
Sol sous-consolidé	ترربة تحت مشددة	Under-consolidated soil		
Sol sur-consolidé	ترربة فوق مشددة	Over-consolidated soil		
Soulèvement du sol	إرتفاع التربة	Soil heave		
Souple (flexible)	مرن	Flexible		
Stabilité au glissement à la base du mur	إستقرار بالنسبة للانزلاق عند قاعدة الجدار	Stability against sliding at wall base		
Stabilité au glissement général	إستقرار بالنسبة للانزلاق العام	Stability against overall sliding		
Stabilité au renversement	إستقرار بالنسبة للانقلاب	Stability against overturning		
Stabilité d'ensemble	إستقرار عام	Overall stability		
Stabilité externe du mur	إستقرار خارجي للجدار	External wall stability		
Stabilité interne d'un mur	إستقرار داخلي للجدار	Internal wall stability		
Surface de rupture	سطح الانهيار	Failure surface		
Surface lisse	سطح أملس	Smooth surface		
Surface rugueuse	سطح خشن	Rough surface		
Surpression interstitielle	فائض ضغط الفراغات	Excess of pore water pressure	$\Delta u$	(kPa)
Talus	منحدر	Slope		
Tarrière	حفارة	Auger		
Tassement	هبوط	Settlement	<b>s</b>	(mm)

<b>Français</b>	<b>عربي</b>	<b>English</b>	<b>Symbole</b> الرمز <b>Symbol</b>	<b>Unité</b> الوحدة <b>Unit</b>
Tassement admissible	هبوط مسموح	Allowable settlement	<b>S<sub>adm</sub></b>	(mm)
Tassement déviatorique	هبوط إنحرافي	Deviatoric settlement	<b>S<sub>d</sub></b>	(mm)
Tassement différentiel	هبوط تفاضلي	Differential settlement	<b>δ</b>	(mm)
Tassement excessif	هبوط زائد عن الحد	Excessive settlement		
Tassement instantané	هبوط آني	Immediate settlement	<b>S<sub>i</sub></b>	(mm)
Tassement par fluage	هبوط بالزحف	Creep settlement	<b>S<sub>f</sub></b>	(mm)
Tassement sphérique	هبوط كروي	Spherical settlement	<b>S<sub>s</sub></b>	(mm)
Teneur en eau	نسبة الماء	Water content	<b>ω</b>	(%)
Tirant d'ancrage	مرساة	Anchorage		
Tranchée	خندق أو أخدود	Trench		
Valeur caractéristique	القيمة المميزة	Characteristic value	<b>X<sub>c</sub></b>	
Vibro-fonçage	دفع اهتزازي	Vibro-driving		

## **Les Annexes**

## LABORATOIRE ET BUREAU D'ETUDE GEOTECHNIQUE SOL INFORMATION




### COUPE LITHOLOGIQUE N°: 1

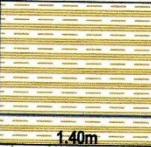
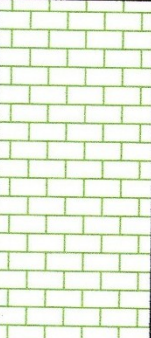
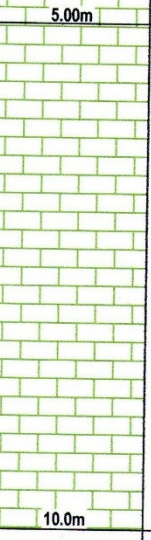
**projet:** Réalisation d'une unité de transformation de caroube

**Client:** SARL BAFMOUN

**localisation:** zone industrielle de tamazoura / AIN TEMOUCHENT

**prof du sondage:** 10.0 ( m )

**Type echantillon:** remanie:  intact:  perdue:  **Type carottier:** carottier fondue CF: carottier double CD: carottier roche CR: carottier simple CS: **niveau de la nappe NVN: 1.10 (m)**

Profondeur: (m)	Stratigraphie:	Type echantillon	Type carottier	% récupération:	NVN: 1.10(m)	RQD (m):	Description lithologique
1			CF	70	▼		Argile limoneuse par fois mameuse marron verdâtre plastique
2							
3							
4			CF	75			mame argileuse verdâtre très plastique consistante avec trace de matière organique et d'oxydation saturé d'eau
5							
6							
7							
8							
9							
10							
11			CF	72			mame argileuse verdâtre très plastique consistante saturé d'eau avec présence de galet de différent taille
12							
13							
14							
15							
16							
17							
18							
19							
20							

## LABORATOIRE ET BUREAU D'ETUDE GEOTECHNIQUE SOL INFORMATION




### COUPE LITHOLOGIQUE N°: 2

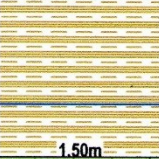

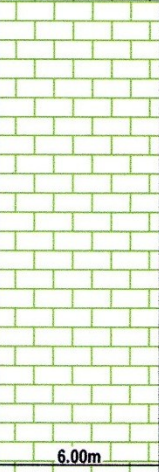
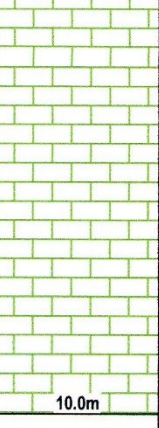
**projet:** Réalisation d'une unité de transformation de caroube

**Client:** SARL BAFMOUN

**localisation:** zone industrielle de tamazoura / AIN TEMOUCHENT

**prof du sondage:** 10.0 (m)

**Type échantillon:** remanié:  intact:  perdue:  **Type carottier:** carottier fondue CF: carottier double CD: carottier roche CR: carottier simple CS: **niveau de la nappe NVN: 1.00 (m)**

Profondeur: (m)	Stratigraphie:	Type échantillon	Type carottier	% récupération:	NVN: 1.00(m)	RQD (m):	Description lithologique
1	 1.50m		CF	68			Argile limoneuse par fois mameuse marron verdâtre plastique
2							
3							
4	 6.00m		CF	74			mame argileuse verdâtre très plastique consistante avec trace de matière organique et d'oxydation saturé d'eau
5							
6							
7							
8							
9							
10							
11							
12	 10.0m		CF	71			mame argileuse verdâtre très plastique consistante saturé d'eau avec présence de galet de différent taille
13							
14							
15							
16							
17							
18							
19							
20							

## LABORATOIRE ET BUREAU D'ETUDE GEOTECHNIQUE SOL INFORMATION




### COUPE LITHOLOGIQUE N°: 3



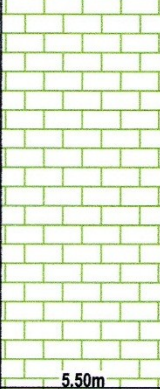

**projet:** Réalisation d'une unité de transformation de caroube

**Client:** SARL BAFMOUN

**localisation:** zone industrielle de tamazoura / AIN TEMOUCHENT

**prof du sondage:** 10.0 ( m)

**Type echantillon:** remanié:  intact:  perdue:  **Type carottier:** carottier fondue CF: carottier double CD: carottier roche CR: carottier simple CS: **niveau de la nappe NVN: 1.00 (m)**

Profondeur: (m)	Stratigraphie:	Type echantillon:	Type carottier:	% récupération:	NVN: 1.00(m)	RQD (m):	Description lithologique
1			CF	73			Argile limoneuse par fois mameuse marron verdâtre plastique
2							
3							
4	 1.70m		CF	77			mame argileuse verdâtre très plastique consistante avec trace de matière organique et d'oxydation saturé d'eau
5							
6							
7							
8							
9							
10							
11	 5.50m		CF	71			mame argileuse verdâtre très plastique consistante saturé d'eau avec présence de galet de différent taille
12							
13							
14							
15							
16							
17							
18							
19							
20							

## LABORATOIRE ET BUREAU D'ETUDE GEOTECHNIQUE SOL INFORMATION




### SONDAGE PRESSIOMETRIQUE N°:1 norme NF P 110

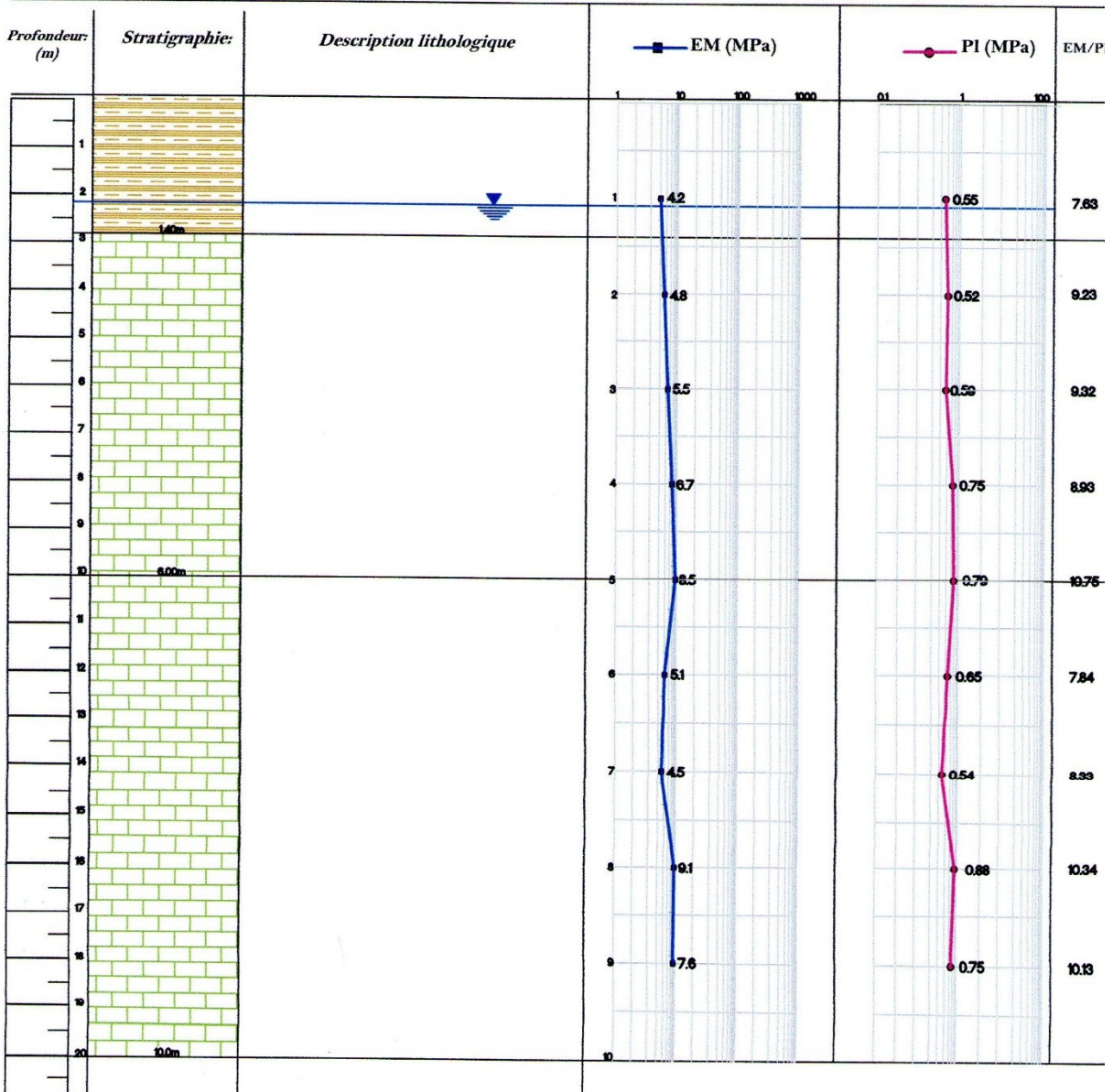
**projet:** Réalisation d'une unité de transformation de caroube

**Client:** SARL BAFMOUN

**localisation:** zone industrielle de tamazoura / AIN TEMOUCHENT

**prof du sondage:** 10.0 ( m)

**Type echantillon:** remanie:  **Type carottier:** carottier fondue CF: carottier double CD: niveau de la nappe NVN: 1.10 (m)  
intact:  carottier roche CR: carottier simple CS:  
perdue: 





# LABORATOIRE ET BUREAU D'ETUDE GEOTECHNIQUE SOL INFORMATION




## SONDAGE PRESSIOMETRIQUE N°:2 norme NF P 110

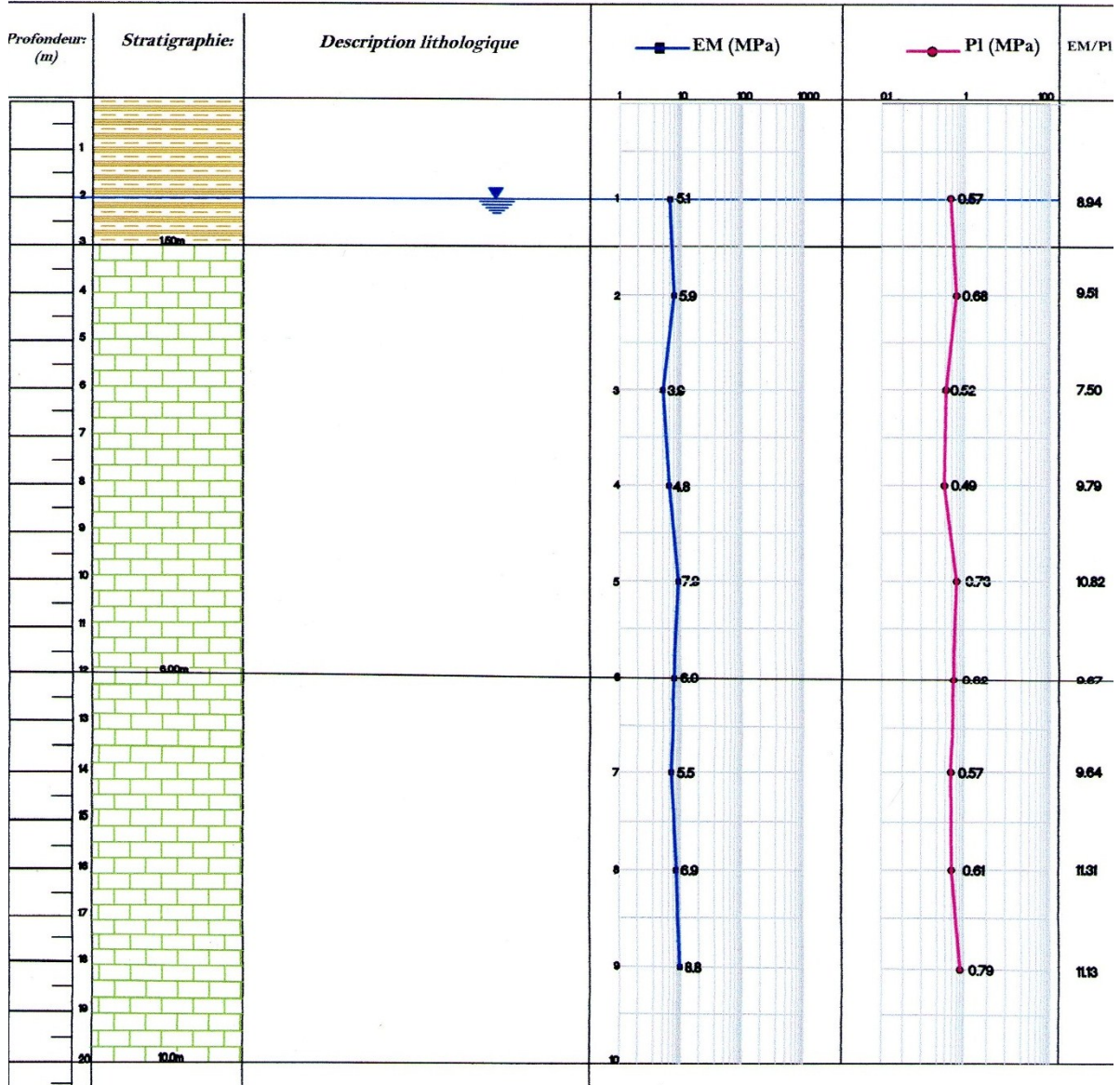
**projet:** Réalisation d'une unité de transformation de caroube

**Client:** SARL BAFMOUN

**localisation:** zone industrielle de tamazoura / AIN TEMOUCHENT

**prof du sondage:** 10.0 ( m )

Type echantillon: remanie:  Type carottier: carottier fondue CF: carottier double CD: niveau de la nappe NVN: 1.00 (m)  
 intact:  carottier roche CR: carottier simple CS:  
 perdue: 





## LABORATOIRE ET BUREAU D'ETUDE GEOTECHNIQUE SOL INFORMATION

**SONDAGE N°: 2**

**projet:** Etude Geotechnique d'urbanisation  
du GHAR EL BAROUD




**date:** 09/12/2010      **coordonnee:** x= 646761



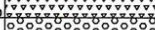






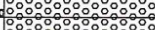






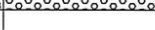


**localisation:** com/ BENI SAF  
wilaya/ Ain temouchent

**prof du sondage:** 10.30 (m)

y= 3906032

z= 117

**Type echantillon:** remanie:       **Type carottier:** carottier fondue CF: carottier double CD:      niveau de la nappe NVN: (m)  
intact:       carottier roche CR: carottier simple CS:  
perdue: 

Profondeur: (m)	Stratigraphie:	Type echantillon	Type carottier	% récupération:	NVN (m):	RQD (m):	Description lithologique
0.50			CF	58			Argile limoneuse, brunâtre, avec présence de racines végétales (N)
1			CF	67			tuf, beige blanchâtre, compacte, calcaireux, avec trace d'oxydation
2							
4			CR	60			grès, dur, fracturé, peu altéré, avec des intercalations de limon sableux, marron, calcaireux; et trace d'oxydation
5							
6							
7							
8			CR	71			grès, dur, peu fracturé, peu altéré, avec des intercalations de limon sableux, marron beige, calcaireux; et trace d'oxydation
9							
10							
11							
12							
13							
14							
15							
16							
17							
18							
19							
20							

## LABORATOIRE ET BUREAU D'ETUDE GEOTECHNIQUE SOL INFORMATION

**SONDAGE N°: 3**

**projet:** Etude Geotechnique D'urbanisation  
du GHAR EL BAROUD

**date:** 12/12/2010




**coordonnee:** x= 646793

**localisation:** com/ BENI SAF  
wilaya/ Ain temouchent

**prof du sondage:** 10.10 (m)

y= 390573

z= 130

Type echantillon: remanie:  Type carottier: carottier fondue CF: carottier double CD: niveau de la nappe NVN: (m)  
intact:  carottier roche CR: carottier simple CS:  
perdue: 

Profondeur: (m)	Stratigraphie:	Type echantillon	Type carottier	% récupération:	NVN (m):	RQD (m):	Description lithologique
0.05			CF	63			Argile limoneuse, brunâtre, avec présence de racines végétales (b)
1			CF	72			tuf, beige blanchâtre, compacte, calcaireux, avec trace d'oxydation
2			CR	60			grès, dur, fracturé, peu altéré, avec des intercalations de limon sableux, marron, calcaireux; et trace d'oxydation
3			CR	65			grès, dur, peu fracturé, peu altéré, avec des intercalations de limon sableux, marron beige, calcaireux; et trace d'oxydation
4							
5							
5.5							
7							
8							
9							
10							
10.1							
11							
12							
13							
14							
15							
16							
17							
18							
19							
20							

## LABORATOIRE ET BUREAU D'ETUDE GEOTECHNIQUE SOL INFORMATION

**SONDAGE N°: 4**




**projet:** Etude Geotechnique D'urbanisation  
du GHAR EL BAROUD



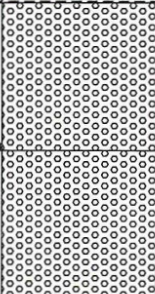



**date:** 13/12/2010    **coordonnee:** x= 646679

**localisation:** com/ BENI SAF  
wilaya/ Ain temouchent

**prof du sondage:** 10.50 (m)

y= 3905762  
z= 128

Type echantillon: remanie:  Type carottier: carottier fondue CF: carottier double CD: niveau de la nappe NVN: (m)  
intact:  carottier roche CR: carottier simple CS:  
perdue: 

Profondeur: (m)	Stratigraphie:	Type echantillon	Type carottier	% récupération:	NVN (m):	RQD (m):	Description lithologique	
1.00			CF	61			Argile limoneuse, rougeâtre, peu plastique, peu humide, avec présence de racines végétales (N)	
2			CF	67			Argile limoneuse, rougeâtre, peu plastique, peu humide, avec trace d'oxydation	
3								
4								
4.50			CR	70			grès, dur, fracturé, peu altéré, avec des intercalations de limon sableux, marron, calcaireux; et trace d'oxydation	
5			CR	66			grès, dur, peu fracturé, peu altéré, avec des intercalations de limon sableux, marron beige, calcaireux; et trace d'oxydation	
6								
7								
7.50								
8								
9								
10								
11								
12								
13								
14								
15								
16								
17								
18								
19								
20								

## LABORATOIRE ET BUREAU D'ETUDE GEOTECHNIQUE SOL INFORMATION

### SONDAGE N°: 5

**projet:** Etude Geotechnique D'urbanisation  
du GHAR EL BAROUD

**date:** 13/03/2010




**coordonnee:** x= 646272




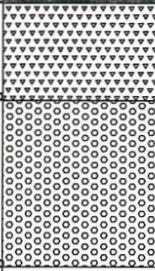


**localisation:** com/ BENI SAF  
wilaya/ Ain temouchent

**prof du sondage:** 10.40 (m)




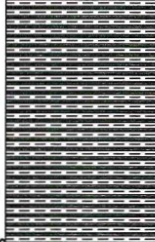

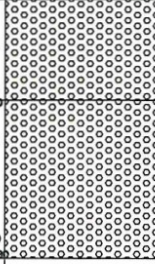

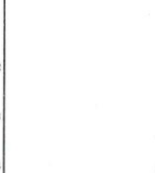

y= 3905859

z= 120

Type echantillon: remanie:  Type carottier: carottier fondue CF: carottier double CD: niveau de la nappe NVN: (m)  
intact:  carottier roche CR: carottier simple CS:  
perdue: 

Profondeur: (m)	Stratigraphie:	Type echantillon	Type carottier	% récupération:	NVN (m):	RQD (m):	Description lithologique
0.80			CF	55			Argile limoneuse, brunâtre, peu plastique, peu humide, avec présence de racines végétales (M)
1							
2			CF	68			Argile limoneuse, rougeâtre, peu plastique, peu humide, consistante, avec trace d'oxydation
3							
4							
5.00			CR	70			sable cimenté à moyen grain, beige blanchâtre, calcaireux, avec trace d'oxydation
6							
7.00			CR	65			grès, dur, fracturé, peu altéré, avec des intercalations de limon sableux, marron, calcaireux; et trace d'oxydation
8							
9							
10							
10.40							
11							
12							
13							
14							
15							
16							
17							
18							
19							
20							

<b>LABORATOIRE ET BUREAU D'ETUDE GEOTECHNIQUE SOL INFORMATION</b>							
<b>SONDAGE N°: 6</b>							
<b>projet:</b> Etude Geotechnique D'urbanisation du GHAR EL BAROUD		<b>date:</b> 14/03/2010		<b>coordonnee:</b> x= 646404			
<b>localisation:</b> com/ BENI SAF wilaya/ Ain temouchent		<b>prof du sondage:</b> 10.20 (m)		<b>y= 3905902</b> <b>z= 94</b>			
<b>Type echantillon:</b> remanie:  Type carottier: carottier fondue CF: carottier double CD: niveau de la nappe NVN: (m) intact:  carottier roche CR: carottier simple CS: perdue:							
Profondeur: (m)	Stratigraphie:	Type echantillon:	Type carottier:	% récupération:	NVN (m):	RQD (m):	Description lithologique
1			CF	70			Argile limoneuse, rougeâtre, peu plastique, peu humide, consistante, avec trace d'oxydation
2			CF	70			Argile limoneuse, rougeâtre, peu plastique, peu humide, consistante, avec trace d'oxydation
2.60			CF	70			Argile limoneuse, rougeâtre, peu plastique, peu humide, consistante, avec trace d'oxydation
3			CR	63			tuf, beige blanchâtre, compacte, calcaireux, avec trace d'oxydation
4.00			CR	63			tuf, beige blanchâtre, compacte, calcaireux, avec trace d'oxydation
5			CR	66			grès, dur, fracturé, peu altéré, avec des intercalations de limon sableux, marron, calcaireux; et trace d'oxydation
6			CR	66			grès, dur, fracturé, peu altéré, avec des intercalations de limon sableux, marron, calcaireux; et trace d'oxydation
6.50			CR	66			grès, dur, fracturé, peu altéré, avec des intercalations de limon sableux, marron, calcaireux; et trace d'oxydation
7			CR	66			grès, dur, fracturé, peu altéré, avec des intercalations de limon sableux, marron, calcaireux; et trace d'oxydation
8			CR	71			grès, dur, peu fracturé, peu altéré, avec des intercalations de limon sableux, marron beige, calcaireux; et trace d'oxydation
9			CR	71			grès, dur, peu fracturé, peu altéré, avec des intercalations de limon sableux, marron beige, calcaireux; et trace d'oxydation
10			CR	71			grès, dur, peu fracturé, peu altéré, avec des intercalations de limon sableux, marron beige, calcaireux; et trace d'oxydation
10.20			CR	71			grès, dur, peu fracturé, peu altéré, avec des intercalations de limon sableux, marron beige, calcaireux; et trace d'oxydation
11							
12							
13							
14							
15							
16							
17							
18							
19							
20							

<p align="center"><b>LABORATOIRE ET BUREAU D'ETUDE GEOTECHNIQUE</b> <b>SOL INFORMATION</b></p>							
<p align="center"><b>SONDAGE N°: 7</b></p>							
<p><b>projet:</b> Etude Geotechnique D'urbanisation du GHAR EL BAROUD</p>		<p><b>date:</b> 14/12/2010</p>		<p><b>coordonnee:</b> x= 646342</p>			
<p><b>localisation:</b> com/ BENI SAF wilaya/ Ain temouchent</p>		<p><b>prof du sondage:</b> 10.30 (m)</p>		<p>y= 3906075 z= 93</p>			
<p>Type echantillon: remanie:  Type carottier: carottier fondue CF: carottier double CD: niveau de la nappe NVN: (m)</p> <p>intact:  carottier roche CR: carottier simple CS:</p> <p>perdue: </p>							
Profondeur: (m)	Stratigraphie:	Type echantillon	Type carottier:	% récupération:	NVN (m):	RQD (m):	Description lithologique
1			CF	62			Argile limoneuse, rougeâtre, peu plastique, peu humide, consistante, avec trace d'oxydation
2							
3							
4							
5.00							
6			CR	60			grés, dur, fracturé, peu altéré, avec des intercalations de limon sableux, marron, calcaireux; et trace d'oxydation
7							
8							
7.10							
9			CR	74			grés, dur, peu fracturé, peu altéré, avec des intercalations de limon sableux, marron beige, calcaireux; et trace d'oxydation
10							
10.30							
11							
12							
13							
14							
15							
16							
17							
18							
19							
20							



## LABORATOIRE ET BUREAU D'ETUDE GEOTECHNIQUE SOL INFORMATION

**SONDAGE N°: 8**

**projet:** Etude Geotechnique D'urbanisation  
du GHAR EL BAROUD

**date:** 15/12/2010




**coordonnee:** x= 646221








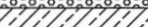


**localisation:** com/ BENI SAF  
wilaya/ Ain temouchent

**prof du sondage:** 10.70(m)

y= 3906011

z= 119

Type echantillon: remanie:  Type carottier: carottier fondue CF: carottier double CD: niveau de la nappe NVN: (m)  
intact:  carottier roche CR: carottier simple CS:  
perdue: 

Profondeur: (m)	Stratigraphie:	Type echantillon	Type carottier	% récupération:	NVN (m):	RQD (m):	Description lithologique
1			CF	61			Argile limoneuse, brunâtre, avec présence de racines végétales (M)
2			CR	73			sable cimenté à moyen grain, beige blanchâtre, calcaireux, avec trace d'oxydation
3			CF	60			tuf, beige blanchâtre, compacte, calcaireux, avec trace d'oxydation
4			CR	65			grès, dur, fracturé, peu altéré, avec passage de granite oxydé
5			CF	70			sable limoneux rougeâtre à beige, peu graveleux, compacte, avec présence de calcaire et trace d'oxydation
6			CR	66			grès, dur, fracturé, peu altéré, a, calcaireux; et trace d'oxydation
7			CR	66			
8			CR	60			grès, dur, peu fracturé, peu altéré, a, calcaireux; et trace d'oxydation
9			CR	60			
10			CR	60			
11							
12							
13							
14							
15							
16							
17							
18							
19							
20							

## LABORATOIRE ET BUREAU D'ETUDE GEOTECHNIQUE SOL INFORMATION

**SONDAGE N°: 9**

**projet:** Etude Geotechnique D'urbanisation  
du GHAR EL BAROUD




**date:** 16/12/2010





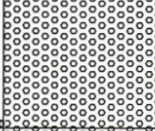

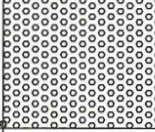

**coordonnee:** x= 646200

**localisation:** com/ BENI SAF  
wilaya/ Ain temouchent

**prof du sondage:** 10.60(m)

y= 3905931  
z= 122

Type echantillon: remanie:  Type carottier: carottier fondue CF: carottier double CD: niveau de la nappe NVN: (m)  
intact:  carottier roche CR: carottier simple CS:  
perdue: 

Profondeur: (m)	Stratigraphie:	Type echantillon:	Type carottier:	% récupération:	NVN (m):	RQD (m):	Description lithologique
0.20 1			CF	58			Argile limoneuse, brunâtre, avec présence de racines végétales (lv)
2 3 4			CF	60			Argile limoneuse, rougeâtre, peu plastique, peu humide, consistante, avec trace d'oxydation
5.20 6 7			CR	65			grès, dur, fracturé, peu altéré, avec des intercalations de limon sableux, marron, calcaireux; et trace d'oxydation
7.40 8 9 10 10.60			CR	71			grès, dur, peu fracturé, peu altéré, avec des intercalations de limon sableux, marron beige, calcaireux; et trace d'oxydation
11 12 13 14 15 16 17 18 19 20							

*Références & Bibliographies.*

---

- <sup>1</sup> W.D. KOVACS RD. HOLTZ, *INTRODUCTION A LA GEOTECHNIQUE* (Ecole Polytechnique de Montréal, 1991, s. d.).
- <sup>2</sup> Yves Berthaud, Patrick de buhan, Nicolas schmitt, *Aide-Mémoire de Mécanique des sols*, 2eme édition (DUNOD, PARIS, s. d.).
- <sup>3</sup> « Harrat Mohamed 2007 », s. d.
- <sup>4</sup> « [Http://observatoire-regional-risques-paca.fr/article/effondrements-affaissements](http://observatoire-regional-risques-paca.fr/article/effondrements-affaissements) », s. d.
- <sup>5</sup> « [Http://observatoire-regional-risques-paca.fr/article/effondrements-affaissements](http://observatoire-regional-risques-paca.fr/article/effondrements-affaissements) ».
- <sup>6</sup> Éric Gervreau, *Géotechnique Calcul des ouvrage*, chapitre I Elément Des Mécaniques des sols (Gaëtan Morin, s. d.).
- <sup>7</sup> « NFP94-057 », s. d.
- <sup>8</sup> EricGervreau, *Géotechnique Calcul des ouvrage*.
- <sup>9</sup> Éric Gervreau, *Géotechnique Calcul des ouvrages*.
- <sup>10</sup> Guettouche Amar Dr, « Identification et classification des sols, Chapitre 2 », s. d.
- <sup>11</sup> M. Dysli, « Géologie Appliquée à l'Ingénierie et à l'Environnement, Mécanique des sols », s. d.
- <sup>12</sup> Renato Lancellotta, *Geotechnical Engineering*, second edition (Taylor & Francis is an imprint of the Taylor & Francis Group, s. d.).
- <sup>13</sup> Dr. Guettouche Amar, « identification et classification des sols, chapitre 2 », s. d.
- <sup>14</sup> Youcef Houmadi, « cour de la liquéfaction », s. d.
- <sup>15</sup> F. Schlosser, *ELEMENTS DE LA MECANIQUE DES SOLS* (Presses de l'ENPC - 199219, s. d.).
- <sup>16</sup> Mr Laafer Kamel Mr Sellami Ilyes, « Mémoire fin étude Analyse de la capacité du sol et choix du type de fondation » (Université de khemis Miliana, 2012 2011).
- <sup>17</sup> Dr.Amel Souad Bourokba Mrabent, « Calcul pratique des fondations » (U.S.T.O, 2016 2015).
- <sup>18</sup> « Cour : Ossatures Bâtiment (2015/2016) – MASTER Génie Civil – Option : Structures civiles et industrielles- Prof. Amar KASSOUL -UHB Chlef », s. d.
- <sup>19</sup> Youcef Houmadi, *Cour Dimensionnement des fondations*, s. d.
- <sup>20</sup> G.G Meyerhof, *Bearing capacity and settlement of pile foundations* (USA: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1976).
- <sup>21</sup> Iank Lee, Weeks White, et Ingles Oweng, *GEOTECHNICAL ENGINEERING*, Pitmun (Boston. London. Melborne.Toronto, s. d.).
- <sup>22</sup> Lee, White, et Oweng.
- <sup>23</sup> Bourokba Mrabent, « Calcul pratique des fondations ».

- <sup>24</sup> DAS B.M, *Theoretical foundation engineering*, Elsevier sciences (collection devloppement in geotechnical engineering N°47, 1987).
- <sup>25</sup> Bourokba Mrabent, « Calcul pratique des fondations ».
- <sup>26</sup> Ali Dr. Bouafia, *Génie Civil Conception et Calcul des Ouvrages Géotechniques*, pages Bleues (Université de Blida, s. d.).
- <sup>27</sup> « Projet d'Eurocode 7-1 (1994) », s. d.
- <sup>28</sup> « Projet d'Eurocode 7-1 (1994) ».
- <sup>29</sup> Bouafia, *Génie Civil Conception et Calcul des Ouvrages Géotechniques*.
- <sup>30</sup> M Cassan, *Essai in-situ en mécanique des sols*, Eyrolles (Tome 2 : Applications et Méthodes de Calcul, 1978).
- <sup>31</sup> G Philipponnat et B Hubert, *Fondation et ouvrages en terre*, Eyrolles (Paris, 1998).
- <sup>32</sup> « Fascicule 62 Titre V (1993), Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil » (CCTG, Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports ; Texte officiel N° 93-3, 182 pages, s. d.).
- <sup>33</sup> Houmadi, « cour de la liquéfaction ».
- <sup>34</sup> « Fascicule 62 Titre V (1993), Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil ».
- <sup>35</sup> Louis Ménard, *Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques*, Sols-Soils, 5, (1963).
- <sup>36</sup> Louis Ménard, *Règles relatives à l'exécution des essais pressiométriques*, Sols Soils 27, 1976.
- <sup>37</sup> Groupes des coordinations des textes techniques, *CSTB (1988) D.T.U-13-12 : Règles pour le calcul des fondations superficielles*, éditions CSTB, cahier 2225, (1988).
- <sup>38</sup> Dr.Ali Bouafia, *Génie Civil Conception et Calcul des Ouvrages Géotechniques*, pages Bleues (Université de Blida, s. d.).
- <sup>39</sup> Bouafia.
- <sup>40</sup> H.G Poulos et E.H Davis, *Elastic solutions for soil and rock mechanics, series in soil Engineering* (john wileys & sons' editors, 1973).
- <sup>41</sup> J.P Giroud et E.H Davis, *Tables pour le calcul des fondations*, Dunod, 3 tomes (Paris, 1972).
- <sup>42</sup> Bru J-B et F Baguelin, *prévision de tassement au pressiomètre et constatations,compte rendus du 8 éme congrès international de mécanique des sols et de traveau de fondations CIMSTF* (Moscou, 1973).
- <sup>43</sup> J-B et Baguelin.
- <sup>44</sup> Philipponnat G, « DTR-BC 2.331 » (P 192, 2002).
- <sup>45</sup> Gambin, Magnan, et Mestat, *Les essais pressiométriques et leurs applications en France-Rappels historiques et état des connaissances*, Symposium International. 50 ans de pressiomètre (Gambian, Magnan, Mestat. Presses de l'ENPC/LCPC, 2005).

- <sup>46</sup> Bru J-B et F Baguelin, *prévision de tassement au pressiomètre et constatations, comptes rendus du 8 -ème congrès international de mécanique des sols et de travaux de fondations CIMSTF* (Moscou, 1973).
- <sup>47</sup> H.G Poulos et E.H Davis, *Elastic solutions for soil and rock mecanics, series in soil Engineering* (john Wileys & sons' editors, 1973).
- <sup>48</sup> Lérau Jacques, « Cours Géotechnique 1-Chapitre 3 » (Institut des sciences appliquées de Toulouse, 2006 2005).
- <sup>49</sup> Lérau Jacques, « Cours Géotechnique 1-Chapitre 3 » (Institut des sciences appliquées de Toulouse, 2006 2005).
- <sup>50</sup> Amraoui Bénamar et Pr Aissa Mamoune sidi Mohamed, « Elaboration de la carte géotechnique de la ville de Ain Témouchent », s. d.
- <sup>51</sup> G Philiponnat et Hubert, *Fondation et ouvrages en terre*.
- <sup>52</sup> Lamara M et Merah A, *Journées d'études sur les sols gonflants, Université Abou Bakr Belkaid Tlemcen* (Institut National de Génie Civil, Université de Laghouat. \*\*CTC Sud agence Laghouat, 2002).
- <sup>53</sup> Dr Ali. Bouafia, *Génie Civil Conception et Calcul des Ouvrages Géotechniques*.
- <sup>54</sup> Shafik El-Khateeb Ahmed, *A new dictionary of scientific & technical terms*, 6th edition, Librairie du Liban, Beirut (Liban, 1985).
- <sup>55</sup> P Singh et Sh Prakash, *Soil mechanics & foundation engineering Traduction en langue Arabe par Mohammed Omar El-Achou*, Université El-Mawsil (Iraq, 1986).
- <sup>56</sup> M Amrane et K Nazih, *الاساسات (foundations)* (Syrie : Université Tchrine, 1993).