



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République algérienne démocratique et populaire  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
جامعة العربي التبسي - تبسة  
Université Larbi Tebessi – Tébessa  
معهد المناجم  
Institut des mines  
قسم المناجم والجيوتكنولوجيا  
Département des mines et de la géotechnologie



## MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention d'un diplôme de Master  
académique

Filière : Génie minier

Option : Géotechnique

### Etude géotechnique pour la réalisation des logements promotionnels à la wilaya d'Annaba

Présenté et soutenu par

Brahim Atghana Kbeidich

Devant le jury:

	Grade	Etablissement
<b>Président :</b> DJELLALI Adel	MCA	Université Larbi Tebessi – Tébessa
<b>Encadreur :</b> AMRANI Dounia	MAA	Université Larbi Tebessi – Tébessa
<b>Examineurs :</b> BRAHMI Serhane	MAA	Université Larbi Tebessi – Tébessa

Promotion 2019-2020

Année universitaire : 2019-2020

Tébessa le : 23/09/2020

### Lettre de soutenabilité

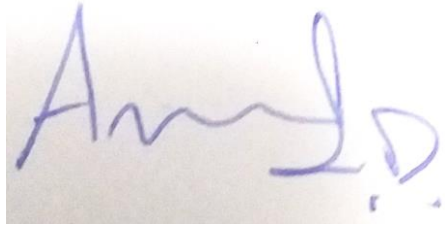
Nom et prénom de l'étudiant :

1-Brahim Atghana Kbeidich

**Niveau** : 2<sup>ème</sup> année master**Option** : Géotechnique.

**Thème** : Etude géotechnique pour la réalisation des logements promotionnels à la wilaya d'Annaba.

**Nom et prénom de l'encadreur** : AMRANI Dounia.

Chapitres réalisés	Signature de l'encadreur
Chapitre I : Recherche bibliographique sur les bâtiments.	
Chapitre II : Etude géologique et géotechnique du site.	
Chapitre III : Les méthodes de calcul de la capacité portante et calcul du tassement avec les essais in situ et au laboratoire.	
Chapitre V : Modélisation numérique.	

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
جامعة العربي التبسي - تبسة

مقرر رقم 241 المؤرخ في 2020/05/21 يتضمن الترخيص بمناقشة مذكرة ماستر.

إن مدير جامعة العربي التبسي - تبسة،  
- بمقتضى القرار الوزاري رقم 351 المؤرخ في 29 أوت 2019 والمتضمن تعيين السيد بودلاعة عمار  
مديرا بالنيابة لجامعة العربي التبسي - تبسة،  
- وبمقتضى المرسوم التنفيذي رقم: 12-363 المؤرخ في 8 أكتوبر 2012، المعدل والمتمم للمرسوم التنفيذي  
رقم 08-09 المروج في: 04 جانفي 2009 والمتضمن إنشاء جامعة العربي التبسي - تبسة،  
- وبمقتضى المرسوم التنفيذي رقم 08-265 المؤرخ في 17 شعبان عام 1429 الموافق 19 غشت سنة 2008 الذي  
يحدد نظام الدراسات للحصول على شهادة الليسانس وشهادة الماستر وشهادة الدكتوراه، لاسيما المادة 9 منه،  
- وبموجب القرار رقم 362 المؤرخ في 09 جوان 2014 الذي يحدد كفاءات إعداد ومناقشة مذكرة الماستر، لاسيما  
المادة 7 منه،  
- وبموجب القرار رقم 1080 المؤرخ في 13 أكتوبر 2015 والمتضمن تأهيل جامعة العربي التبسي - تبسة  
لضمان التكوين لنيل شهادة الماستر تخصص جيوتقني بعنوان السنة الجامعية 2019 / 2020،  
- وبموجب المقرر رقم 241 المؤرخ في 2020/05/21 والمتضمن تعيين لجنة مناقشة مذكرة الماستر،  
- وبعد الاطلاع على تقرير لجنة المناقشة المؤرخ في 2.4.2020  
يقرر ما يأتي:  
المادة الأولى: يُرخص للطالب (ة) أكبيديش إبراهيم أتقان، المولود (ة) بتاريخ 19/12/1993 ب لكصر -  
موريتانيا، بمناقشة مذكرة الماستر والموسومة ب

**Etude géotechnique pour la réalisation des logements promotionnels à la wilaya d'Annaba**  
المادة 2: يكلف رئيس قسم المناجم والجيوتكنولوجيا بتنفيذ هذا المقرر الذي يسلم نسخة عنه إلى الطالب  
المعني بالمناقشة وأعضاء لجنة المناقشة فور توقيعه، وبضمن نشره عبر فضاءات المؤسسة المادية والرقمية.  
المادة 3: تُحفظ نسخة عن هذا المقرر ضمن الملف البيداغوجي للطالب المعني وينشر في النشرة الرسمية  
لجامعة العربي التبسي - تبسة.

حُرر بتبسة، في: 2020/05/21

عن المدير، ويتفويض منه  
مدير المعهد

جامعة العربي التبسي  
مدير المعهد  
عولمي زويير

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

مؤسسة التعليم العالي : جامعة العربي التبسي - تبسة

تصريح شرفي  
خاص بالالتزام بقواعد النزاهة العلمية لانجاز بحث

أنا الممضي أدناه،

السيد إبراهيم أبقان اكبيديش      الصفة : طالب : بجامعة العربي التبسي - تبسة

الحامل لبطاقة التعريف الوطنية رقم : 9551667407 و الصادرة بتاريخ : 03/03/2012  
المسجل بمعهد المناجم      قسم المناجم والحيوتكنولوجيا  
و المكلف بانجاز أعمال بحث ( مذكرة ماستر)، عنوانها :

Etude géotechnique pour la réalisation des logements promotionnels à la wilaya d'Annaba

أصرح بشرفي أنني ألتزم بمراعاة المعايير العلمية و المنهجية و معايير الأخلاقيات المهنية و النزاهة الأكاديمية  
المطلوبة في انجاز البحث المذكور أعلاه.

التاريخ: 22/09/2020

إمضاء المعني





الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

جامعة العربي التبسي - تبسة

مقرر رقم 241 مؤرخ في 2020/05/21 يتضمن تعيين لجنة مناقشة مذكرة ماستر.

إن مدير جامعة العربي التبسي - تبسة،

- بمقتضى القرار الوزاري رقم 351 المؤرخ في 29 أوت 2019 والمتضمن تعيين السيد بودلاعة عمار مديرا بالنيابة لجامعة العربي التبسي - تبسة،

- وبمقتضى المرسوم التنفيذي رقم: 12-363 المؤرخ في 8 أكتوبر 2012، المعدل والمتمم للمرسوم التنفيذي رقم 09-08 المروج في: 04 جانفي 2009 والمتضمن إنشاء جامعة العربي التبسي - تبسة،

- وبمقتضى المرسوم التنفيذي رقم 08-265 المؤرخ في 17 شعبان عام 1429 الموافق 19 غشت سنة 2008 الذي يحدد نظام الدراسات للحصول على شهادة الليسانس وشهادة الماستر وشهادة الدكتوراه، لاسيما المادة 9 منه،

- وبموجب القرار رقم 362 المؤرخ في 09 جوان 2014 الذي يحدد كفايات إعداد ومناقشة مذكرة الماستر، لاسيما المادتان 10 و 11 منه،

- وبموجب القرار رقم 1080 المؤرخ في 13 أكتوبر 2015 والمتضمن تأهيل جامعة العربي التبسي - تبسة لضمان التكوين لنيل شهادة الماستر تخصص جيوتقني بعنوان السنة الجامعية 2019 / 2020،

- وبعد الإطلاع على محضر المجلس العلمي لمعهد المناجم المؤرخ في 2020/05/20،  
يقرر ما يأتي:

المادة الأولى: تُعيّن بموجب هذا المقرر لجنة مناقشة مذكرة الماستر المحضرة من طرف الطالب (ة):

أكبيديش إبراهيم أنقان، المولود (ة) بتاريخ 19/12/1993 ب لكصر - موريتانيا، والموسومة ب

Etude géotechnique pour la réalisation des logements promotionnels à la wilaya d'Annaba

والمسجل (ة) بمعهد المناجم

المادة 2: تتشكل اللجنة المشار إليها في المادة الأولى من الأعضاء الآتي ذكرهم:

رقم	الاسم واللقب	الرتبة	مؤسسة الانتماء	الصفة
1	عادل جلالي	أستاذ محاضر - أ	جامعة العربي التبسي - تبسة	رئيسا
2	دنيا عمراني	أستاذة مساعدة - أ	جامعة العربي التبسي - تبسة	مشرفة
3	سرحان براهمي	أستاذ مساعد - أ	جامعة العربي التبسي - تبسة	ممتحنا

المادة 3: يكلف رئيس قسم المناجم والجيوتكنولوجيا بتنفيذ هذا المقرر الذي يُسلم نسخة عنه إلى كل من الطالب المعني والمشرف على المذكرة وأعضاء لجنة المناقشة فور توقيعه.

المادة 4: تحفظ نسخة عن هذا المقرر في الملف البيداغوجي للطالب المعني، وينشر في النشرة الرسمية لجامعة العربي التبسي - تبسة.

حُرر بتبسة، في: 2020/05/21

عن المدير، وتفويض منه

مدير المعهد

مدير معهد المناجم بالنيابة  
ب. كولسي







## ***Dédicace :***

*Tout d'abord je tiens à remercier Dieu le Tout Puissant de  
m'avoir donné le courage, la patience et la santé qui m'ont  
permis de réaliser ce travail que*

*Je dédie :*

*À Mon très cher père Atghana qui a sacrifié toute sa vie  
afin d'avoir ce que je suis aujourd'hui,*

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

*À feu oncle tgeira qui me conseillé d'aller toujours le plus  
loin dans mes études,*

*À Mon cher oncle Ethman qui m'a toujours conseillé de  
continuer mes études,*

*À mes chers frères Ethman, soule, cheikh et le nouveau  
membre de la famille la petite Isselembouha,*

*À Tous mes amis sans exception*

*Toute la promotion du Master spécialité géotechnique*

*2019-2020.*

## *Remerciements*

Je remercie tout d'abord le bon dieu qui m'a aidé de terminer ce travail «Alahamdo li ALLAH».

Je tiens à remercier mon encadreur D. AMRANI DOUNIA pour m'avoir proposé un sujet intéressant et pour la confiance quelle m'a accordée. Elle m'a dirigé tout au long de cette étude et m'a donné les grands axes de recherche. Je la remercie aussi pour sa disponibilité et sa gentillesse.

Mes remerciement vont ensuite aux membres de jury : pour avoir accepté de présider le jury de mon mémoire et qui m'ont fait l'honneur d'accepter d'être mes examinateurs. Leurs idées me seront sans nul doute très utiles pour la suite de cette recherche.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements ainsi que ma grande gratitude reconnaissance envers tous mes enseignants de «l'Institut des mines» (option : géotechnique) à l'université de Larbi Tebessi/ Tébessa.

Je souhaite également remercier mes collègues et amis avec qui j'ai passé des bons moments.

Je tiens à remercier enfin toute ma famille surtout Mon Père, Ma Mère, et tous ceux qui par leur compétence, leur amitié, leur soutien, leurs encouragements ou tout simplement leur présence ont contribué à la réalisation de ce travail.

Qu'ils trouvent ici l'expression de ma reconnaissance.



## Liste des symboles

- B = Largeur de la fondation  
D = Diamètre d'une semelle circulaire  
L = Longueur de la fondation  
Df = Profondeur d'assise de la fondation  
A = Surface de la fondation  
Qu = Charge ultime  
qu = Contrainte de rupture  
qa = Contrainte admissible  
F = Coefficient de sécurité  
Dw = Profondeur de la nappe d'eau dans le sol  
e = Excentrement de la charge  
 $\delta$  = Inclinaison de la charge  
C = Cohésion du sol  
Cu = Cohésion non drainée  
 $\varphi$  = Angle de frottement interne du sol  
 $\varphi_u$  = Angle de frottement non drainé  
 $\Psi$  = Angle de dilatance du sol  
ro = Rayon extérieur de la fondation annulaire ri Rayon intérieur de la fondation annulaire  
kn = Raideur normale  
ks = Raideur de cisaillement G Module de cisaillement  
E = Module d'Young  
 $N_c$  = Facteur de capacité portante, terme de cohésion  
 $N_q$  = Facteur de capacité portante, terme de profondeur  
 $N_\gamma$  = Facteur de capacité portante, terme de surface  
 $s_c, s_q$  et  $s_\gamma$  = Coefficients dépendant de la forme des fondations  
 $d_c, d_q$  et  $d_\gamma$  = Coefficients de profondeur  
 $i_c, i_q$  et  $i_\gamma$  = Coefficients d'inclinaison de la charge  
K = Modules volumiques  
 $\beta$  = Angle d'inclinaison de la surface du sol par rapport à l'horizontale  
q = Surcharge au-dessus du niveau des fondations  
 $\gamma$  = Poids volumique du sol

$S$  = tassement

$Q$  = contraintes appliquées sur la fondation (uniforme ou moyenne),

$\nu$  = Coefficient de Poisson du massif de sol

$B$  = largeur ou diamètre de la fondation,

$C_f$  = Coefficient dépendant de la forme de la fondation, de sa rigidité et de la position du point considéré.

$\alpha$  = coefficient rhéologique, dépendant de la nature, de la structure du sol (ou de la roche) et du temps.

$R_0$  = dimension de référence égale à 30 cm.

$P$  = contrainte due à la fondation.

$R$  = Demi-largeur de la fondation.

$H$  = épaisseur de la couche de sol compressible.

$e_0$  = Son indice des vides initial (avant consolidation),

$\sigma'_{v0}$  = Contrainte verticale effective initiale au milieu de la couche

$\Delta\delta_z$  = Accroissement de contrainte apporté par la fondation au milieu de la couche

$\sigma'_p$  = Pression de préconsolidation

$K$  = Facteur de portance.

$P_{le}$  = pression limite.

$q_0$  = pression verticale totale des terres au niveau de la base de l'ouvrage étant terminé.

$P_0$  = pression horizontale totale des terres au repos au moment de l'essai.

$Q_{adm}$  = contrainte admissible

$W_1$  = tassement instantané lié aux conditions d'exécution du fond de fouille.

$W_2$  = domaine déviatorique

$W_3$  = domaine sphérique

$\lambda_1 ; \lambda_2$  = Coefficients de forme.

$EA, EB$  = Modules préssiométriques moyens pondérés dans les domaines sphériques et déviatoriques.

### **Résumé**

L'étude géotechnique du site pour la construction de tout type de fondation est basée sur le rapport final et les conditions de tassement, la localisation de notre projet au centre d'Elhadjar nécessite la construction de fondations peu profondes sur un sol compressible avec un tassement acceptable de la structure. Pour atteindre cet objectif, nous procédons à l'étude géotechnique de l'emplacement choisi, La première étape est la caractérisation des matériaux (géologique, classification des sols), puis la prédiction du comportement du sol dans différentes conditions repose sur des outils de modélisation numérique utilisé dans le modèle choisi, les conditions aux limites et les conditions initiales) nous calculerons dans un premier temps la capacité portante d'une fondation peu profonde avec des paramètres géotechniques favorables et défavorables.

Pour valider les calculs analytique, les résultats de ces calculs sont comparait avec d'autre resultat de la modélisation numérique par le logiciel PLAXIS 8.2, Les résultats obtenus sont représentés par des courbes pour lire les différentes variations et facilite l'interprétation.

### **Mots clés :**

Capacité portante , tassement, modélisation numérique, PLAXIS 8.2.

### **Abstract**

The etude geotechnical of site for construction of all kind of foundation is based on the ultimate bearing ration and settlement conditions, the location of our project in the center of Elhadjar requires the construction of shallow foundations on compressible soil with an acceptable settlement of structure.

The reach this goal we proceed to the geotechnical studying of chosen location, First step is material characterization (geological, soil classification) is achieved, then the prediction of the soil behavior under different conditions is based on numerical modeling tools (the characteristics of the materials used in the chosen model, boundary conditions and initial conditions) we will initially calculate the bearing capacity of a shallow foundation with favorable and unfavorable geotechnical parameters.

To validate the analytical calculations, the results of these calculations are compared with other results of numerical modeling by the PLAXIS 8.2, software. The results obtained are represented by curves to read the different variations and facilitate interpretation.

**Key words:** Ultimate bearing capacity, allowable settlement, Plaxis8.2.

### ملخص

تعتمد الدراسة الجيوتقنية للموقع لبناء أي نوع من الأساسات على حصص التحمل النهائية وظروف الاستقرار ، ويتطلب موقع مشروعنا في وسط الحجار بناء أسس سطحية على تربة قابلة للانضغاط مع تسوية هيكل مقبول.

لتحقيق هذا الهدف نشرع فيالدراسة الجيوتقنية للموقع الذي تم اختياره ، والخطوة الأولى هي توصيف المواد (الجيولوجية ، تصنيف التربة) ، ثم يستند التنبؤ بسلوك التربة في ظل ظروف مختلفة يعتمد على أدوات النمذجة العددية في النموذج المختار ، وشروط الحدود والشروط الأولية) سنقوم أولاً بحساب قدرة تحمل اسس سطحي مع معلمات جيوتقنية مواتية وغير مواتية.

للتحقق من صحة الحسابات التحليلية ، تتم مقارنة نتائج هذه الحسابات مع النتائج الأخرى للنمذجة العددية بواسطة برنامج PLAXIS 8.2 ، ويتم تمثيل النتائج التي تم الحصول عليها بمنحنيات لقراءة الاختلافات المختلفة وتسهيل التفسير.

**الكلمات المفتاحية** PLAXIS 8.2 ، قدرة التحمل ، التسوية ، النمذجة العددية

---

**Listes des figures**

<b>Figure I.1:</b> La profondeur critique entre fondation	5
<b>Figure I.2:</b> Une fondation type semelle	6
<b>Figure I.3:</b> Les différents types de radier	7
<b>Figure I.4 :</b> Schéma et courbe de tassement d'une fondation superficielle	8
<b>Figure I.5 :</b> Schéma de rupture d'une fondation superficielle	8
<b>Figure I.6:</b> Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique De.	10
<b>Figure I.7 :</b> Puits avec une base élargie, ou « patte d'éléphant »	11
<b>Figure I.8 :</b> Appuis multiformes usuels.	12
<b>Figure I.9 :</b> Définition d'un pieu.	12
<b>Figure I.10 :</b> Reprises-en sous œuvres des fondations superficielles	14
<b>Figure I.11 :</b> Composantes du tassement.	15
<b>Figure I. 12 :</b> Tassement uniforme.	16
<b>Figure I. 13:</b> Tassement différentiel	17
<b>Figure I. 14 :</b> Structure élémentaire de la Kaolinite	21
<b>Figure I. 15 :</b> Structure élémentaire de la Montmorillonite	22
<b>Figure I. 16 :</b> Structure élémentaire de L'Illite	22
<b>Figure I.17 :</b> Formes et Directions de Fissuration, Bâtiment reposant sur un sol sujet au gonflement ou au retrait)	25
<b>Figure I.18 :</b> Dégradations de chaussées	26
<b>Figure II.1 :</b> Situation géographique de la wilaya d'Annaba	28
<b>Figure II.2 :</b> Situation géographique d'El-Hadjar centre	29
<b>Figure II.3 :</b> Carte de zonage sismique de l'Algérie du Nord établie après le séisme du 21 mai 2003. (Source CGS)	32
<b>Figure II.4 :</b> Les séismes majeurs de l'Algérie du Nord de la période 1365-2003 (CRAAG, 1994 ; Modifiée).	32
<b>Figure II.5 :</b> Coupe schématique du système aquifère d'Annaba	33
<b>Figure II.6 :</b> Schéma hydrogéologique de la plaine de Kherraza	36
<b>Figure II.7 :</b> Ecoulements interannuels moyens dans la zone d'étude (1965-1995)	37
<b>Figure II.8 :</b> Histogrammes des précipitations moyennes mensuelles (mm)	39
<b>Figure II.9 :</b> Courbe ombrothermique des salines (1972-2005)	41
<b>Figure II.10 :</b> Coupe géologique du sondage carotté SC1	44

<b>Figure II.11</b> : Coupe géologique du sondage carotté SC2	45
<b>Figure II.12</b> : Les courbes de l'essai pressiométrique	46
<b>Figure III.1</b> : Particularités des calculs de stabilité dans l'approche cinématique de L'analyse limite	51
<b>Figure III.2</b> : Définitions de la rupture pour le calcul en déplacements, l'analyse limite et l'analyse d'équilibre limite	53
<b>Figure III.3</b> : Equilibre de Rankine.	55
<b>Figure III.4</b> : Mécanisme de rupture d'une fondation de base lisse	57
<b>Figure III.5</b> :Mécanisme de rupture d'une fondation de base rugueuse	59
<b>Figure III.6</b> : Schéma de principe de la théorie de Terzaghi	60
<b>Figure III.7</b> : Méthode de superposition de Terzaghi	60
<b>Figure III.8</b> : Modèle utilisé par Terzaghi pour la détermination des facteurs de portance	62
<b>Figure III.9</b> : Facteurs de capacité portante en fonction de $\nu$ (Terzaghi : fondation rugueuse)	63
<b>Figure III.10</b> : La surface de rupture pour une fondation filante	64
<b>Figure III.11</b> : Facteurs de capacité portante de Hansen.	66
<b>Figure V.1</b> : Présentation du cas étudié.	77
<b>Figure V.2</b> : Les propriétés et paramètres des matériaux	78
<b>Figure V.3</b> : Position des noeuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.	79
<b>Figure V.4</b> : Génération du maillage.	80
<b>Figure V.5</b> : Les contraintes initiales.	81
<b>Figure V.6</b> : Valeur par défaut du module $K_0$ selon la formule de Jacky.	81
<b>Figure V.7</b> : Les contraintes initiales.	82
<b>Figure V.8</b> : Fenêtre de calcul.	82
<b>Figure V.9</b> : Maillage déformé.	83
<b>Figure V.10</b> : Information sur le calcul	84
<b>Figure V.11</b> : Déplacement total.	84
<b>Figure V.12</b> : Déplacement vertical.	85
<b>Figure V.13</b> : Déplacement horizontal.	85
<b>Figure V.14</b> : Courbe déplacement vs le temps	86
<b>Figure V.15</b> : Courbe déformation vs le temps	86

## Listes des tableaux

<b>Tableau I.1:</b> Classification des pieux (MCIF, 2006)	13
<b>Tableau II.1 :</b> Les coordonnées Lambert des stations étudiées	36
<b>Tableau II.2 :</b> Précipitations annuelles dans les stations des Salines, Pont Bouchet et El Kerma (mm)	38
<b>Tableau II.3 :</b> Température moyenne mensuelle (°C) à la station des salines (1972-2005)	40
<b>Tableau II.4 :</b> Moyenne mensuelle de l'humidité relative à la station des Salines en % (1984-2005)	41
<b>Tableau II.5 :</b> Moyenne mensuelle de la vitesse des vents en m/s à la station des Salines (1984-2005)	41
<b>Tableau II.6 :</b> Description lithologique du Sondage carotté SC1	43
<b>Tableau II.7 :</b> Description lithologique du Sondage carotté SC2	43
<b>Tableau II.8 :</b> Les caractéristiques préssiométriques mesurées	44
<b>Tableau II.9 :</b> Résultats et interprétations des essais au laboratoire	46
<b>Tableau III.1:</b> Coefficients de capacité portante de Terzaghi pour uncisaillement générale.	62



## Sommaire

<b>Dédicace :</b>	<b>i</b>
<b>Remerciements</b>	<b>ii</b>
<b>Liste des symboles</b>	<b>iii</b>
<b>Résumé</b>	<b>v</b>
<b>Listes des figures</b>	<b>iv</b>
<b>Listes des tableaux</b>	<b>ix</b>
<b><i>Introduction général</i></b>	<b>1</b>
<b><i>Chapitre I : Recherche bibliographique sur les bâtiments</i></b>	
I.1.Introduction	3
I.2.Généralité sur les fondations	4
I.2.1.Définition d'une fondation	4
I.2.2.Fonctionnement des fondations	4
I.2.3.La limite entre superficielles et profondes	4
I.2.4.Le choix du type de fondation	5
I.3.Les fondations superficielles	5
I.3.1.Principaux types de fondations superficielles	6
I.3.1.1.Les semelles	6
I.3.1.1.1.Les semelles filantes	6
I.3.1.1.2.Les semelles isolées	6
I.3.1.2.Les radiers	6
I.3.1.2.1.Radier plat d'épaisseur constante	7
I.3.1.2.2.Radier nervuré	7
I.3.1.2.3.Radier champignon	7
I.3.1.2.4.Radier voute	7
I.3.2. Comportement d'une fondation superficielle	8

## Sommaire

---

I.3.2.1. Courbe typique obtenue lors d'un chargement d'une fondation superficielle	8
I.3.2.2. Comportement à la rupture	8
I.4. Les fondations profondes	9
I.4.1. Les différents types de fondations profondes	10
I.4.1.1. Puits	10
I.4.1.2. Les barrettes	11
I.4.1.3. Les Pieux	12
I.4.1.3.1. Classification des pieux	13
I.4.1.3.1.1. Classification du Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations (MCIF, 2006)	13
I.5. Problèmes généraux liés à l'étude d'un projet de fondation	13
I.5.1. Autres problèmes	13
I.6. Tassements	14
I.6.1. Définition	14
I.6.2. Composantes du tassement	15
I.6.3. Les différents types de tassements	16
I.6.3.1. Les tassements uniformes	16
I.6.3.2. Les tassements différentiels	16
I.6.4. Les tassements suivant le type de sol	17
I.6.4.1. Tassement des sols grenus	18
I.6.4.2. Tassement des sols fins	18
I.6.5. Cause des tassements	18
I.7. Gonflement	19
I.7.1. Définition	19
I.7.2. Caractéristiques des argiles gonflantes	20
I.7.2.1. Structure moléculaire microscopique des argiles	20
I.7.2.1.1. Kaolinite : $(\text{Si}_4\text{O}_{10})\text{Al}_4(\text{OH})_8$	21
I.7.2.1.2. Montmorillonite : $(\text{OH})_4\text{Si}_8(\text{Al}_3+10/3, \text{Mg}_2/3)\text{O}_{20}, n\text{H}_2(6)$	21

## Sommaire

---

I.7.2.1.3. Illite : $(K,H_2O)_2 Si_8 (Al,Fe,Mg)_{4,6} O_{20} (OH)_4$	22
I.7.3.Mécanismes de gonflement	22
I.7.4.Causes et conséquences du gonflement	23
I.7.4.1.Causes du gonflement	23
I.7.4.2.Conséquences du gonflement	24
I.7.4.2.1.Cas des bâtiments	24
I.7.4.2.2.Cas des voiries et réseaux divers	25
I.7.4.2.3.Cas des chaussées	25
I.7.5.Nature et manifestation du gonflement	26
I.7.5.1.Facteurs influençant l'apparition du gonflement	26
I.8.Conclusion	27

## ***Chapitre II : Etude géologique et géotechnique du site***

II.1 Introduction	27
II.2.Situation géographique	27
II.2.1.Situation et topographie du site :	27
II.3.Géologie de la région	28
II.3.1.Géologie local	29
II.3.1.1.Tectonique :	29
II.3.1.2.Déformations synmétamorphiques	29
II.3.1.3.Déformations tardives :	30
II.4.Sismicité	30
II.4.1.Zone sismique	30
II.4.2. La sismicité historique	31
II.5.Etude Hydrogéologique	32
II.5.1.Les nappes superficielles :	33
II.5.2.Les nappes profondes	34
II.6. Climatologie de la zone d'étude	35
II.6.1. Les facteurs climatiques	36

## Sommaire

---

II.6.1.1. Les précipitations	36
II.6.1.2. La température :	39
II.6.1.3. L'humidité :	41
II.6.1.4. Le vent :	41
II.7.Travaux de Reconnaissance géotechnique	41
II.7.1.Les essai in situ	41
II.7.1.2.Interprétations des résultats	42
II.7.1.2.1.Description lithologique du site	42
II.7.1.2.2. Résultat du forage préssiométriques : (NF P 94-110)	44
II.7.2.Les essais en laboratoire	46
II.8.Conclusion	47

## ***Chapitre III : Les méthodes de calcul de la capacité portante et calcul du tassement avec les essais in situ et au laboratoire.***

III.1.Introduction	48
III.2.Bases conceptuelles des calculs de stabilité	48
III.2.1L'analyse d'équilibre limite	48
III.2.2.L'analyse limite	49
III.2.2.1.Le théorème des bornes supérieures	50
III.2.2.2.Le théorème des bornes inférieures	50
III.2.2.3.Mécanisme de rupture correspondant pour les bornes supérieures	50
III.2.2.4.La différence entre l'analyse limite et l'analyse d'équilibre limite	51
III.2.3.Les calculs en déformations	52
III.2.4.Comparaison entre les calculs en déplacements et les autres méthodes	52
III.2.5.Méthodes de calcul de la capacité portante pour le cas d'un chargement vertical	53
III.2.6.Les méthodes dérivées des essais en place	54
III.3.Méthodes de calcul de la capacité portante	55
III.3.1.Méthodes classiques	55

## Sommaire

---

III.3.1.1.Théorie de Rankine (1857)	55
III.3.1.2.Théorie de Prandtl (1920)	57
III.3.1.3.Théorie de Terzaghi (1943)	59
III.3.1.4.Théorie de Meyerhof (1963)	63
III.3.1.5.Théorie de Hansen (1970)	65
III.3.1.6.Théorie de Vesic (1973)	69
III.4.Les méthodes de calcul de tassement des fondations superficielles	69
III.4.1.Distribution de la contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ avec la profondeur	69
III.4.2.Méthode de Calcul direct du tassement	70
III.4.3.Méthode de calcul du tassement par l'essai pressiométrique Ménard	71
III.4.4.Méthode de calcul du tassement par l'essai œdométrique	72
III.4.5.Calcul de la contrainte admissible	73
III.4.6.Calcul du tassement d'après les résultats de l'essai pressiométrique Ménard	74
III.5.Conclusion	75
<b><i>Chapitre V : Modélisation numérique</i></b>	
V.1.Introduction	76
V.2.PLAXIS 8.2	76
V.2.1.L'histoire en bref de la méthode des éléments finis	76
V.2.2.Présentation du programme PLAXIS	76
V.3.Procédure de la simulation numérique.	77
V.3.1.L'objectif de modélisation par PLAXIS	77
V.3.2.Présentation de la géométrie de l'ouvrage.	77
V.3.3.Caractéristiques géotechniques des matériaux.	78
V.3.4.Maillage et conditions aux limites	79
V.3.5.Conditions initiales	80
V.4.Le Programme de Calculs	82
V.5. Le programme de resultat (Output)	83

## Sommaire

---

V.7.Conclusion	86
<b><i>Coclusion général</i></b>	<b>87</b>
<b>Références Bibliographiques</b>	<b>88</b>
<b>Les Annexes</b>	<b>I</b>



Introduction général



## Introduction général

A travers l'histoire, les constructeurs ont toujours exprimé leurs soucis de la nécessité de réaliser des fondations suffisamment stables afin d'assurer une sécurité suffisante à leurs constructions.

La capacité portante a toujours été l'un des sujets les plus intéressants en mécanique des sols et des fondations. On appelle pression admissible, la pression ou contrainte maximale qui puisse être appliquée par une structure sur un sol, sans qu'il y ait des tassements excessifs et de risque de rupture du sol. En pratique, l'incertitude sur ce problème fait introduire un coefficient de sécurité ( $F_s$ ).

La plupart des méthodes d'estimation de la capacité portante sont basées sur des études effectuées originalement sur une semelle filante, Prandtl (1921) et Reissner (1924), corrigées et modifiées plus tard afin de les adapter à d'autres conditions, comme par exemple, la forme de la fondation, l'inclinaison de la charge, l'excentrement de la charge, etc.

Outre autres méthodes d'estimation de la capacité portante sont basées sur les essais in situ (essai de pénétration, essai chargement à la plaque et l'essai pressiométrique etc).

L'essai pressiométrique de type Ménard présente de nombreux avantages. En effet, cet essai est praticable dans tous les types de sols et de roches et c'est le seul essai fournissant à la fois un critère de rupture et un critère de déformabilité du sol.

L'essai permet d'obtenir une courbe de variation des déformations volumétriques du sol en fonction de la contrainte appliquée, et de définir une relation contrainte-déformation du sol en place dans l'hypothèse d'une déformation plane ; à partir des résultats des essais pressiométriques L. Ménard calculé la contrainte de rupture du sol ( $q_u$ ) sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale

Les outils de modélisation numérique ont permis de prévoir le comportement du sol dans les différentes conditions (les caractéristiques des matériaux employés dans le modèle de comportement choisi, les conditions aux limites et les conditions initiales)

Les résultats de calcul obtenus seront représentés par des courbes pour lire les différentes variations et faciliter l'interprétation.

Dans ce mémoire, on va au départ les méthodes de calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle par des paramètres géotechniques favorables et défavorables, ensuite le calcul du tassement par l'essai pressiométrique de l'ouvrage qu'on doit vérifier sa stabilité est ce que le tassement est acceptable.

Ce mémoire est composé de quatre chapitres classés comme suit :

*Le premier chapitre* commence par une recherche bibliographique sur les bâtiments.

Dans lequel on va discuter les principaux types de fondation superficielle et profonde leur fonctionnement, le choix du type de fondation, le mode de rupture d'une fondation superficielle, les problèmes liés aux différentes sollicitations sur une fondation superficielle, leur comportements et la profondeur critique qui est entre les deux extrêmes, fondations superficielles et fondations profondes, puis les types et causes du tassement et les problèmes liés au gonflement des terrains argileux (causes et conséquences).

*Le deuxième chapitre* est divisé en deux parties la partie étude géologique de la zone d'étude au on va parler de la situation et topographie du site du projet et la situation géographique de la wilaya et on va parler encore de (l'hydrogéologie régionale, la climatologie de la zone d'étude, la sismicité, la tectonique), la deuxième partie c'est les travaux de Reconnaissance géotechnique, au on va interpréter les résultats des différents essais réalisés au laboratoire et in situ puis on a fait des sondages carotés de la description lithologique du site sur le logiciel (STRATER 3).

*Dans le troisième chapitre* on parlera, sur les méthodes de calcul de la capacité portante et le tassement de fondation superficielle, aux quels sont les méthodes classiques et les méthodes basées sur les résultats des essais in situ ou au laboratoire puis on a choisi la méthode pressiométrique (W) pour le calcul du tassement.

*Le quatrième chapitre* consacré à l'outil de simulation numérique, le code de calcul (PLAXIS 8.2).

Après la définition de la géométrie du modèle et des caractéristiques des matériaux ; on passe au calcul par PLAXIS.; Pour valider la reponse du modèle numérique implanté.



## Chapitre I :

Rcherche bibliographique sur les bâtiments

## **I.1.Introduction**

Fonder une construction est une des plus anciennes activités du bâtiment et des travaux publics, et le problème de géotechnique le plus courant encore aujourd'hui.

Les fondations forment la partie la plus basse d'un bâtiment, son infrastructure, leur principale fonction est de porter et d'ancrer la superstructure du bâtiment et de transmettre en toute sécurité ses charges à la terre. Puisqu'elles jouent un rôle vital dans la répartition et la décomposition des charges sur le bâtiment, les fondations doivent à la fois correspondre à la forme et au déploiement de la structure et s'adapter aux caractéristiques variées du sol, de la roche et de l'eau souterraine, en bref du sous-sol.

Selon la capacité portante du sol ou de la roche à supporter les structures (bâtiments, usines, barrages, ponts.....etc.), les fondations peuvent être : Superficielles, semi-profondes, ou profondes.

Lorsque le terrain résistant se trouve à une faible profondeur, et qu'il est facilement accessible [nappe phréatique absente ou rabattue à l'intérieure d'un batardeau par exemple], on établit la fondation directement sur le sol à proximité de la surface. On réalise alors, en générale, un empattement ou élargissement de la base des murs ou des piliers. La plus part des ouvrages construites dans l'antiquité ont été fondés sur des massifs avec empattement. Ce type des fondations appelé : fondation superficielle.

Lorsque le sol de la surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter l'ouvrage par l'intermédiaire d'une fondation superficielle, les fondations profondes sont mises en place. Ce type de fondation (puits, pieux forés ou battus, micro-pieux, barrettes ou parois moulées porteuses....etc.) permet de reporter les charges, dues à l'ouvrage qu'elle supporte, sur des couches de sol situées à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable de posséder des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain de fondation, et ceci à une profondeur suffisante qui

dépend des dimensions de l'ensemble du système de fondation projeté (bulbes de pression).

## **I.2.Généralité sur les fondations**

### **I.2.1.Définition d'une fondation**

On appelle fondation, la partie enterrée d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol de toutes les charges permanentes et variables supportées par l'ouvrage. Les particularités naturelles et artificielles du site, la topographie, la structure, le sol, les eaux souterraines, les ouvrages voisins..., doivent orienter le choix de la fondation à mettre en place. [1]

### **I.2.2.Fonctionnement des fondations**

Un ouvrage, quel que soit sa forme et sa destination, s'appuie toujours sur un sol d'assise, et comme tout autre élément solide, les constructions obéissent toujours aux lois générales d'équilibres ; autrement dit l'ensemble ouvrage - sol d'assise doivent écrire que la somme des forces suivant les axes principaux est égale à 0. Les parties de l'ouvrage en contact avec le sol s'appellent Fondations, qui existent, quel que soit les matériaux, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau.

Les fondations doivent ainsi assurer l'équilibre entre la pression engendré par les sollicitations (Décente des charges permanentes et variables des constructions) et la résistance du sol (contrainte admissible). Ces dernières sont donc une partie importante de l'ouvrage car de sa bonne réalisation résulte la tenue de l'ensemble.

### **I.2.3.La limite entre superficielles et profondes**

Cette limite découle de l'équation simplifiée ci-dessus.

Lorsque l'assise de la Fondation est proche de la surface, le terme constitué par le poids des terres formant la vague est suffisamment faible pour être négligé.

On est en fondations superficielles.

Lorsque la profondeur d'assise augmente, ce terme devient significatif et l'on passe en Fondations profondes.

Une fondation est dite superficielle

$$\checkmark \text{ si } D < 1,5 B$$

- ✓ Si  $D > 6B$  la fondation est dite profonde ;
- ✓ Si  $1,5B < D < 6B$  la fondation est semi profonde.

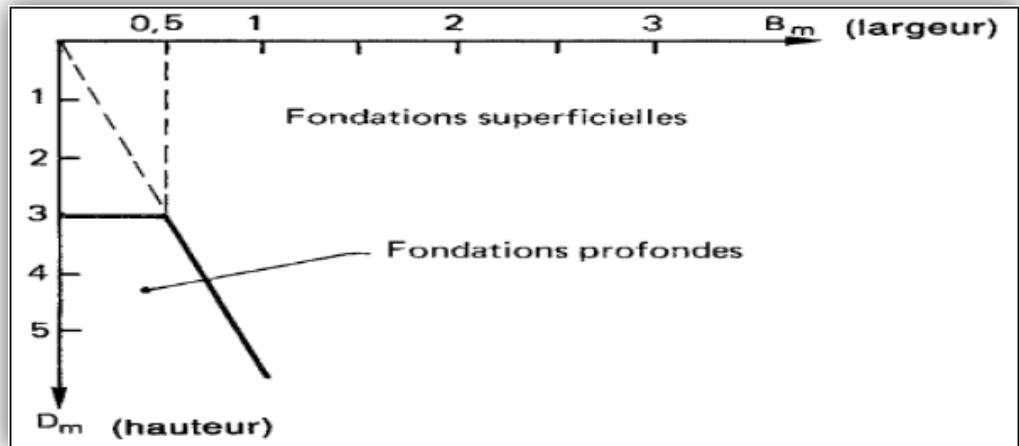


Figure I.1: La profondeur critique entre fondation [4]

#### I.2.4.Le choix du type de fondation

Le choix du type de fondation la plus appropriée est gouverné par certains facteurs importants tels que :

- La nature de la structure
- Les charges appliquées par la structure
- Les caractéristiques du sol sous la fondation
- Les coûts des fondations

#### I.3.Les fondations superficielles

Appelées aussi fondations directes, Les fondations superficielles sont considérées comme des ouvrages simples et d'exécution facile. Néanmoins, de très nombreux travaux leur ont été consacrés depuis près d'un siècle pour établir, valider et améliorer leurs méthodes de calcul, car les paramètres à prendre en compte sont variés et ces calculs mettent en jeu nombre de facettes du comportement mécanique des sols et des roches. [7]

### I.3.1.Principaux types de fondations superficielles

#### I.3.1.1.Les semelles

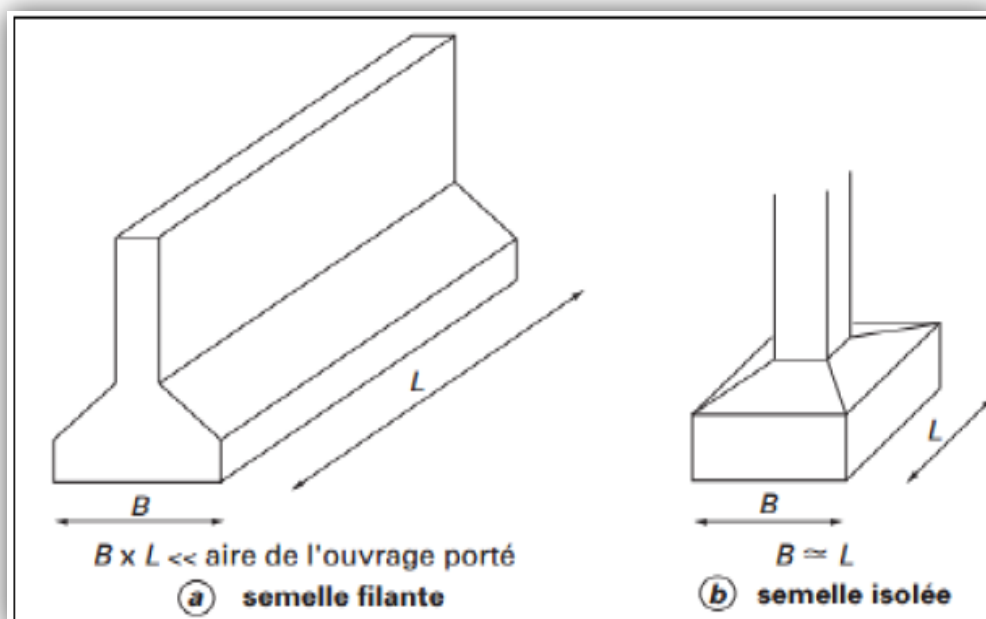
##### I.3.1.1.1.Les semelles filantes

Lorsque la descente de charges n'est plus concentrée, on met logiquement en œuvre une fondation de type filante, c'est à dire continue sous l'objet fondé. Les fondations filantes, généralement de largeur  $B$  modeste et de grande longueur  $L$ .

##### I.3.1.1.2.Les semelles isolées

On entend par isolée, une fondation présentant une géométrie proche du carré (ou du rond). Ce type de fondation est mis en oeuvre dans le cadre d'un bâtiment présentant des descentes de charges concentrées, on distingue :

- les semelles circulaires  $B=2R$
- les semelles carrées  $L=B$  ;
- les semelles rectangulaires  $B<L<5B$



**Figure I.2:** Une fondation type semelle [7]

##### I.3.1.2.Les radiers

Le radier est une semelle générale étendue à toute la surface du bâtiment en contact avec le sol, Elle comporte parfois des débords.



### I.3.1.2.1.Radier plat d'épaisseur constante

Convient aux charges assez faibles et aux constructions de petite emprise.

### I.3.1.2.2.Radier nervuré

Lorsque les charges sont importantes, pour que l'épaisseur du radier ne devienne pas excessive, on dispose des travures de poutres (nervures) pour rigidifier la dalle ; elles peuvent être disposées dans un seul sens ou dans deux ; cela dépend de la portée, de la disposition des murs ou des poteaux.

### I.3.1.2.3.Radier champignon

Dans le cas d'une construction ossature on peut traiter le radier selon le principe des planchers champignons ; il ne comporte pas de nervure, ce qui permet d'avoir une surface plate et dégagée pour de grandes portées.

### I.3.1.2.4.Radier voûte

Les voûtes permettent d'augmenter les portées (distance entre les éléments porteurs) sans augmenter sensiblement l'épaisseur du radier.

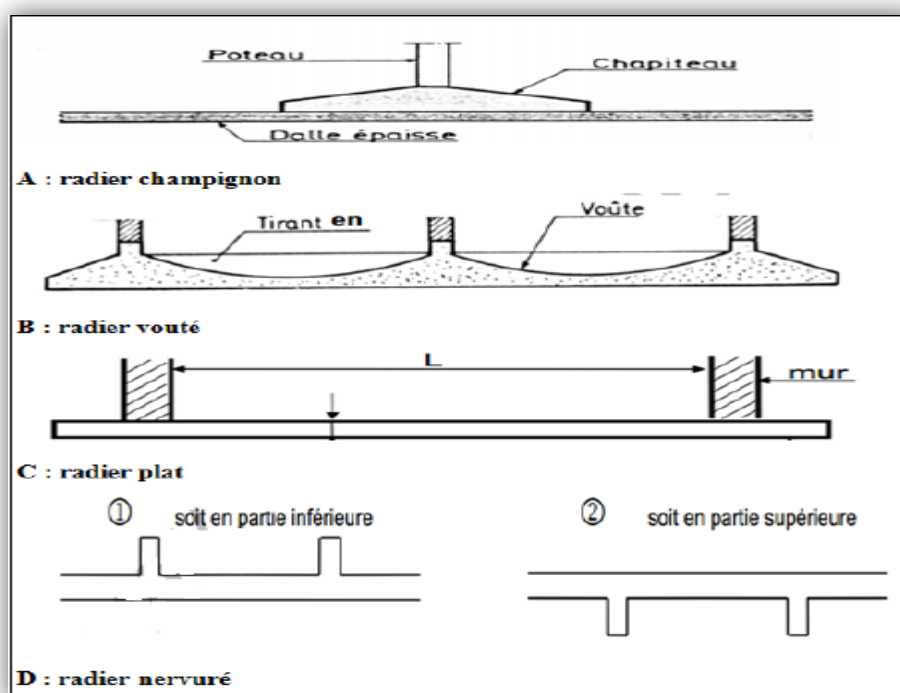


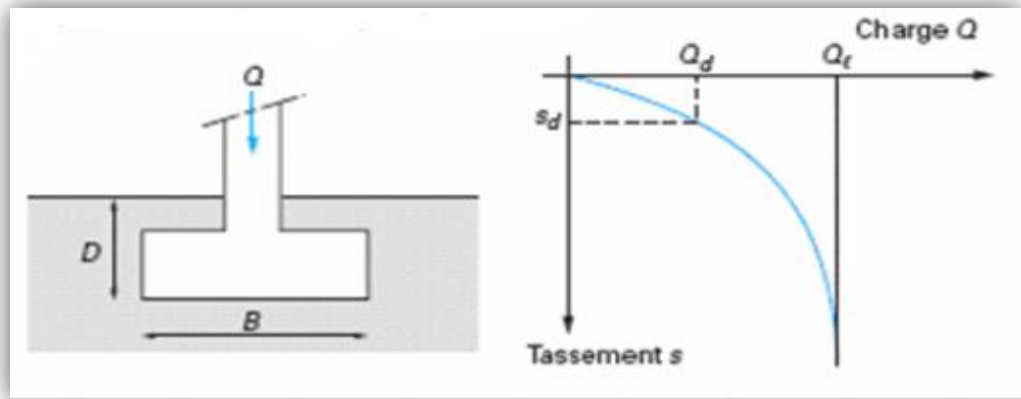
Figure I.3: Les différents types de radier [30]

### I.3.2. Comportement d'une fondation superficielle

#### I.3.2.1. Courbe typique obtenue lors d'un chargement d'une fondation superficielle

Les notions de capacité portante et de tassement sont clairement illustrées par la figure ci-dessous (Figure I.4) qui représente une courbe typique obtenue lors du chargement d'une fondation superficielle. La largeur de la fondation est notée « B » et la profondeur où est située sa base est « D ».

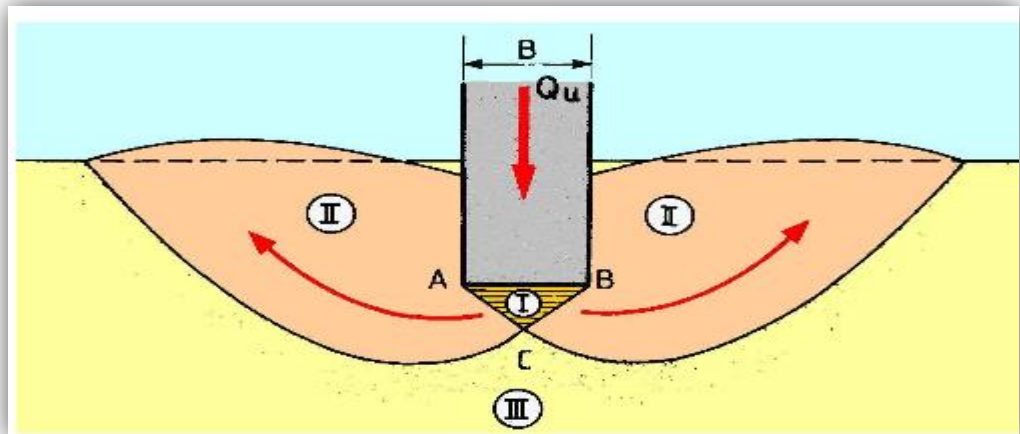
Appliquons une charge monotone croissante, d'une manière quasi statique, à une fondation posée à une profondeur « D » donnée et relevons les tassements « s » obtenus en fonction de la charge appliquée « Q ».



**Figure I.4 :** Schéma et courbe de tassement d'une fondation superficielle [2]

#### I.3.2.2. Comportement à la rupture

Lors du chargement d'une fondation superficielle le sol se comporte comme le montre la (Figure I.5) :



**Figure I.5 :** Schéma de rupture d'une fondation superficielle [2]

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.

#### **I.4. Les fondations profondes**

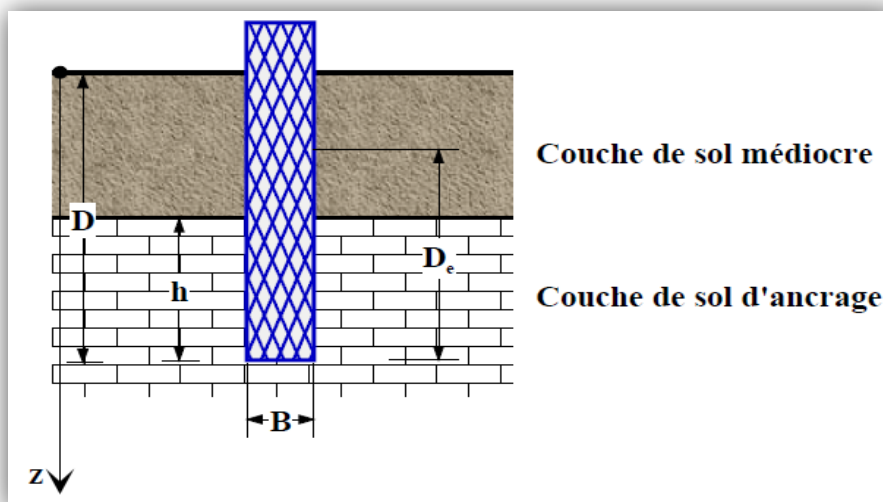
Souvent, les couches superficielles d'un terrain sont compressibles, molles, peu résistantes et l'amélioration de leur portance s'avère difficile voire impossible ou trop coûteuse alors que les couches sous-jacentes sont résistantes à partir d'une certaine profondeur. Si la fondation est exécutée directement sur des couches de faible résistance, des tassements incompatibles à la stabilité de l'ouvrage pourraient se produire. Il est donc naturel, et parfois nécessaire, d'aller loin en profondeur ou même de fonder l'ouvrage sur le substratum. [3]

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter depuis la surface les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter les charges par l'intermédiaire de fondations superficielles.

La définition la plus habituelle est de considérer une fondation profonde celle dont le rapport entre l'encastrement  $D$  et la base  $B$  est supérieur à 10. [5]

Les fondations profondes, ont leur base située au-dessous de la profondeur critique : ce sont les pieux, les puits et les barrettes.

Entre les deux extrêmes, fondations superficielles et fondations profondes, on trouve les fondations semi-profondes, dont la base se situe au-dessus de la profondeur critique : il s'agit des puits ou parois de faible longueur et de tous les types de caissons. [32]



**Figure I.6 :** Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique  $D$  et mécanique  $D_e$ . [8]

#### I.4.1. Les différents types de fondations profondes

Pour atteindre le substratum résistant ou la couche de sol d'ancrage, on réalise, soit des puits relativement peu profonds, soit des pieux ou soit des barrettes, qui sont les types de fondation profonde existante.

##### I.4.1.1. Puits

Pour un sol d'assise stable en faible profondeur compris entre 3 et 8 m, les puits sont la technique de fondation recommandée. Les puits se placent en limite des deux domaines de fondations. Ils se rattachent, par le principe de réalisation, aux fondations profondes, mais sont généralement calculés suivants les règles des fondations superficielles.

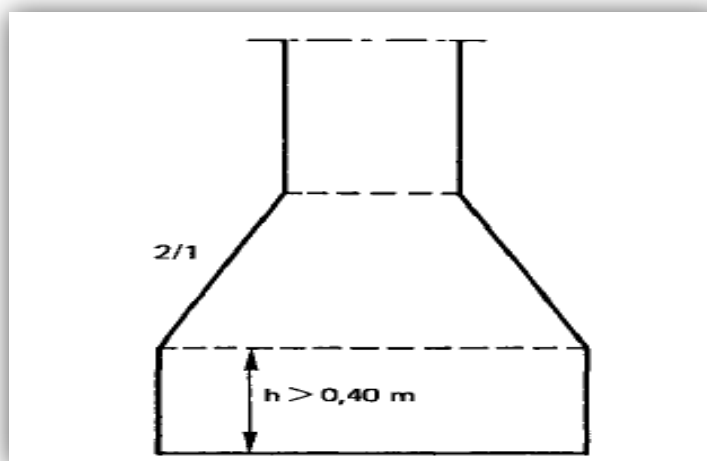
Les puits sont creusés à l'aide d'une pelle mécanique ou d'une benne preneuse, pour le réglage du fond il est nécessaire de procéder à une intervention manuelle. Selon la qualité des sols le blindage peut être prévu, provisoire (bois ou cercle métallique) ou définitifs (viroles en béton) pour soutenir les parois de forage.

Il faut noter que l'exécution de puits sous la nappe phréatique dans des sols peu cohérents est interdite, sauf si la nappe est rabattue à l'extérieur du puits.

Les puits présentent plusieurs caractéristiques :

- La section des puits est très variable : circulaire, carrée, rectangulaire, semi-circulaire, en angle...etc.

- Les puits de section circulaire ont un diamètre supérieur ou égal à 1.20m,
- Les puits de section quelconque ont une largeur minimale de 0.80m et une section minimale de 1.1m<sup>2</sup>,
- La force portante des puits est fonction de leur section,
- Leur profondeur est limitée par les conditions d'exécution en ce qui concerne les puits manuels (problèmes de ventilation, venues d'eau) ou par la capacité des engins de terrassement (pelle mécanique, tarière gros diamètre, ...),
- Ils peuvent être munis d'une base élargie (voir Figure I.7) qui ne peut être réalisée que dans les sols de cohésion suffisante, car son blindage est impossible. Le diamètre de la base élargie est limité au double du diamètre du puits. [6], [32]



**Figure I.7 :** Puits avec une base élargie, ou « patte d'éléphant »

#### **I.4.1.2. Les barrettes**

On a vu que la technique des puits est limitée notamment par le rayon d'action des engins de terrassements. Afin d'étendre cette technique, des engins spéciaux ont été construits. Ces engins permettent la réalisation d'excavations de petites sections (largeur 50 à 120 cm) jusqu'à des profondeurs importantes (plusieurs dizaines de mètres). On parle alors de barrettes.

Ce dispositif permet de reporter les charges de fondations directement sur un bon sol exactement suivant le schéma des puits. La totalité de la charge est transmise par la base de la barrette.

Les dimensions habituelles des barrettes sont de l'ordre de 2,5 m x 1 m. Elles peuvent être groupées afin d'augmenter la capacité portante. La capacité portante d'une barrette peut atteindre plusieurs centaines de tonnes.

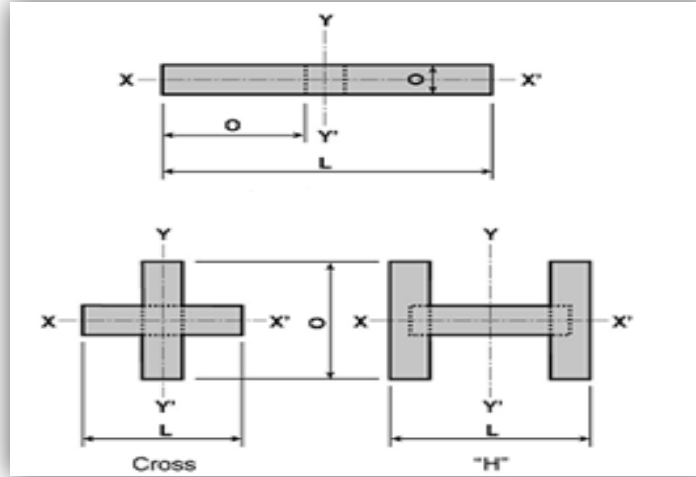


Figure I.8 : Appuis multiformes usuels. [31]

#### I.4.1.3. Les Pieux

Un pieu est une fondation élancée, qui reporte les charges de la structure, sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol.

Les trois parties principales d'un pieu sont : la tête, la pointe, et le fût compris entre la tête et la pointe. [8]

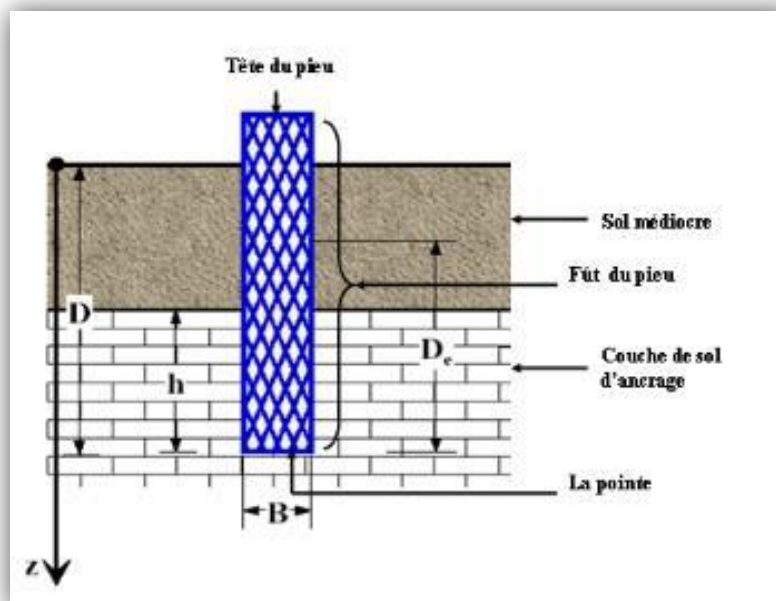


Figure I.9 : Définition d'un pieu. [8]

#### **I.4.1.3.1. Classification des pieux**

On a assez de documents techniques qui classent les pieux selon plusieurs critères.

##### **I.4.1.3.1.1. Classification du Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations (MCIF, 2006)**

Le Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations (MCIF, 2006) classe les pieux selon plusieurs paramètres qui sont regroupés dans le tableau I.1 ci-dessous :

**Tableau I.1:** Classification des pieux (MCIF, 2006)

Classification selon	Type de pieu
Mode d'installation	battu, foré, tubé, vissé, moulé
Nature de matériau	acier, béton, bois, béton précontraint
Géométrie de forme	vertical (section variable ou uniforme, base élargie), incliné
Rigidité	long (flexible), court (rigide)
Type de structures	tour, machinerie, bâtiment
Déplacement du sol	subissant un grand déplacement, un faible déplacement, ne subissant pas de déplacement.
Mode de fonctionnement	Friction, pointe

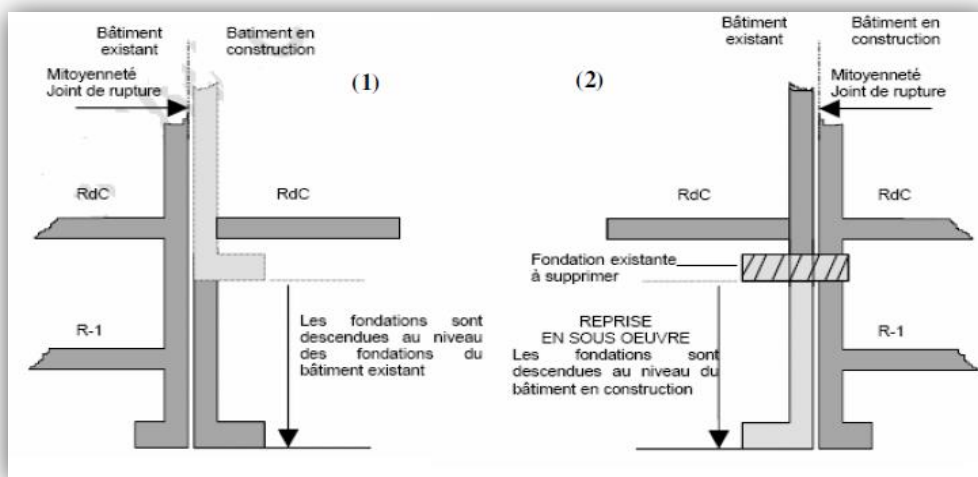
#### **I.5. Problèmes généraux liés à l'étude d'un projet de fondation**

Il est impératif de connaître des renseignements très précis sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches constituant les terrains de fondation, pour cela des sondages en nombres suffisants et à différentes profondeurs doivent être exécutés.

##### **I.5.1. Autres problèmes**

- **Effet du gel :** il faut encasturer la fondation à une profondeur convenable, afin de la protéger contre l'effet du gel.
- **Fondation sur terrain en pente :** il faut vérifier en premier lieu que les charges n'entraînent pas de mouvement de l'ensemble du terrain.

- **Bâtiments mitoyens** : si on envisage de réaliser des fondations à un niveau plus bas que celui des fondations des anciens bâtiments il faut utiliser soit :
  - ✓ la technique de reprise en sous-œuvre.
  - ✓ Les fondations d'un bâtiment en construction doivent descendre au niveau de celles du bâtiment voisin existant (1) dans la Figure (I.10).
  - ✓ Les fondations du bâtiment voisin doivent être descendues au niveau du bâtiment en construction. On parle alors de reprise en sous-œuvre (2) dans la Figure (I.10).



**Figure I.10** : Reprises-en sous œuvres des fondations superficielles [30]

## I.6.Tassements

### I.6.1. Définition

Sous l'action des charges appliquées, il se développe dans les sols des contraintes qui entraînent des déformations. Les déplacements verticaux vers le bas sont appelés tassements. Dans la plupart des cas, la surface du sol est horizontale et les charges appliquées sont verticales; les tassements sont donc des déplacements prépondérants.

Les tassements du sol sont dus à l'application de contraintes extérieures comme les remblais, les fondations ou son propre poids. L'amplitude des déformations peuvent aller de quelques millimètres à quelques mètres, suivant la nature du terrain et les charges qui lui 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 quelque 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.

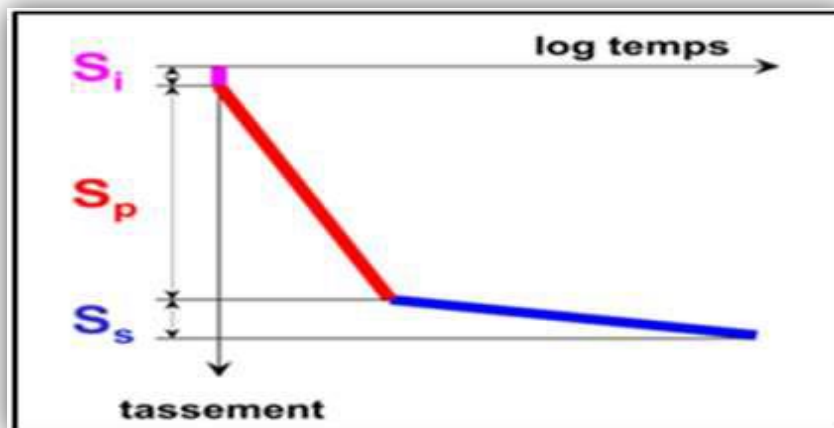
Le tassement est dû à la compressibilité du sol, c'est à dire au fait qu'il peut diminuer de volume.

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 subit une diminution de volume correspondant au volume d'eau expulsée (le sol est supposé 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.6.2.Composantes du tassement

Le tassement total d'un sol se décompose en tassement immédiat, tassement de consolidation primaire et tassement de consolidation secondaire (Figure I.11).



**Figure I.11** : Composantes du tassement.

D'où :

$S_t$ : Tassement total ;

$S_i$ : Tassement immédiat ;

$S_p$ : Tassement de consolidation primaire ;

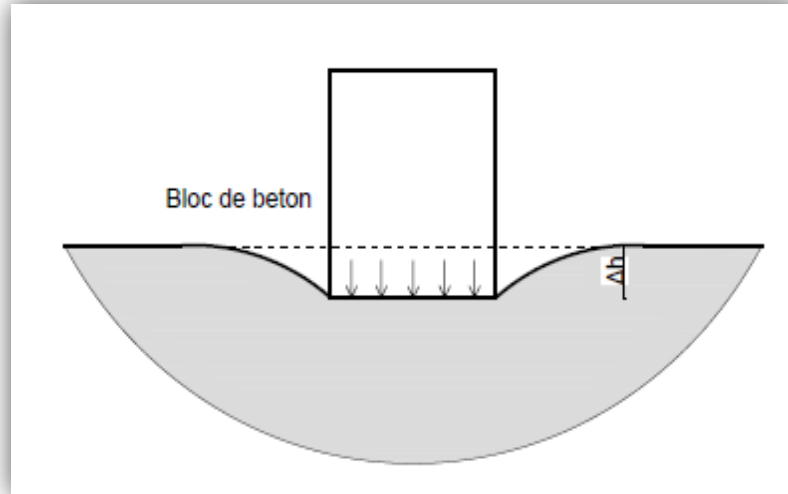
$S_s$ : Tassement de consolidation secondaire.

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 perméabilité. Le tassement secondaire se produit à contrainte effective constante, on le définit alors comme un phénomène de fluage du sol.

### I.6.3. Les différents types de tassements

#### I.6.3.1. Les tassements uniformes

Les tassements uniformément répartis 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.

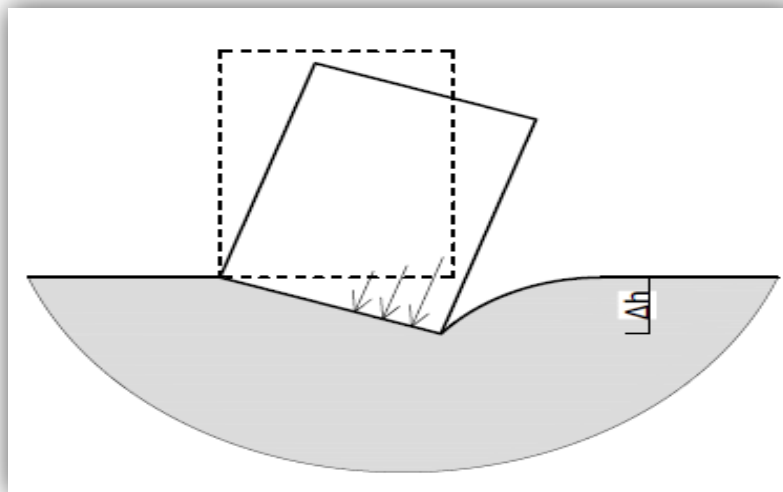


**Figure I. 12** : Tassement uniforme. [10]

#### I.6.3.2. Les tassements différentiels

Un tassement différentiel est un mouvement d'enfoncement du sol qui n'est pas uniforme. Il peut de ce fait provoquer : basculement, voire renversement des constructions, augmentation importante des efforts dans les structures. C'est un grave facteur de désordre qui est la plupart du temps irrémédiable. Même lorsque le sous-sol est assez uniforme, les charges

unitaires différentes sur les fondations peuvent provoquer un tassement différentiel très important.



**Figure I. 13:** Tassement différentiel [10]

Les tassements différentiels peuvent avoir plusieurs origines :

❖ **Origine liée au chargement**

- Inégalité de l'intensité des charges d'un appui à l'autre ;
- Répartition non uniforme des charges sous un appui ;
- Aires des surfaces chargées différentes d'un appui à l'autre.

❖ **Origine liée aux appuis**

- Géométrie des appuis (dimensions, profondeur) ;
- Rigidité des appuis.

❖ **Origine liée au site**

- Variations des caractéristiques géométriques des couches;
- Variabilité de lithologie.

Bien sûr, ce qui est très préjudiciable à une structure, ce sont les tassements différentiels. C'est Pour cette raison que l'on redoute toujours les variations de la nature du sol de fondation, et que l'on est amené à placer des joints de tassements lorsque le bâtiment est grand sur un sol présentant une variabilité mécanique avérée.

#### **I.6.4. Les tassements suivant le type de sol**

On peut classer les tassements en deux types :

#### **I.6.4.1 Tassement des sols grenus**

Dans les sols à gros grains (sables et gravier), la majorité de leurs propriétés est associée à leur granulométrie, l'importance des tassements de ces sols dépendent de l'arrangement et de la grosseur des particules.

Les sols ayant un indice des vides plus petit sont à priori moins compressibles que ceux dont l'indice des vides plus élevé, puisque leur volume potentiel de vides à réduire est moindre. Comme la stabilité des sols à gros grains est assurée par la friction et l'enchevêtrement des particules, de fortes vibrations causées par des séismes ou par l'activité humaine (dynamitage, enfoncement des pieux ...) peuvent y entraîner des tassements.

Quelle qu'en soit la source, les tassements surviennent très vite dans les sols à gros grains. Comme il s'agit des sols à perméabilité importante, l'eau quitte rapidement les vides sous la poussée des particules solides. Les tassements dans ces sols ont donc lieu essentiellement pendant les travaux de construction : ce sont des tassements immédiats. Il n'y aura pas de tassement supplémentaire, à moins qu'un phénomène naturel ou artificiel n'entraîne une nouvelle augmentation des contraintes. [11]

#### **I.6.4.2. 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. [11]

#### **I.6.5. Cause 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.7.Gonflement**

### **I.7.1.Définition**

Les sols argileux sont constitués de minéraux variés dont l'affinité à l'eau dépend de plusieurs paramètres, entre autre la structure minéralogique. Quand ils sont humidifiés à partir d'un état sec, ils subissent des gonflements dus d'une part, à l'absorption des molécules d'eau sur la surface extérieure des particules et d'autre part, à la pénétration des molécules d'eau entre les feuillets dont, l'empilement constitue les particules d'argile.

Ce gonflement des argiles dépend des conditions de l'état de compacité du sol et des conditions hydriques. Inversement, si la quantité d'eau diminue

dans le sol, il subit une diminution de volume relativement importante. Ceci provoque en particulier le développement d'un réseau de fissures dû au retrait/gonflement en surface.

Ces phénomènes de gonflement et de retrait sont à l'origine de nombreux désordres tant pour les constructions en surface (bâtiments, ouvrages de soutènement, remblais) que pour les ouvrages enterrés (tunnels, pieux).

Le gonflement est un problème complexe qui touche plusieurs pays tels que l'Afrique du sud, l'Algérie, l'Arabie Saoudite.

### **I.7.2 Caractéristiques des argiles gonflantes**

Les argiles sont des sols très sensibles à d'eau. Elles sont à l'origine de nombreux désordres dans les constructions. Elles peuvent être classées en deux grandes catégories :

- Argiles plastiques : indurées et très déformables.
- Argiles raides : indurées et présentent un comportement plus fragile que de la limite d'élasticité. Ceci à cause de la présence des carbonates et du quart microscopique.

Les argiles sont formées par l'assemblage de particules de taille inférieure à 2  $\mu\text{m}$  chargées négativement comme la Smectite, l'Illite et la Kaolinite. La présence de tels minéraux rend l'argile fortement sensible aux molécules polaires d'eau. [12]

#### **I.7.2.1.Structure moléculaire microscopique des argiles**

Le feuillet élémentaire se compose d'un empilement de 2 ou 3 unités de base. Les liens covalents et les liaisons ioniques assurent l'assemblage des feuillets élémentaires.

Les forces de liaison entre feuillets sont principalement :

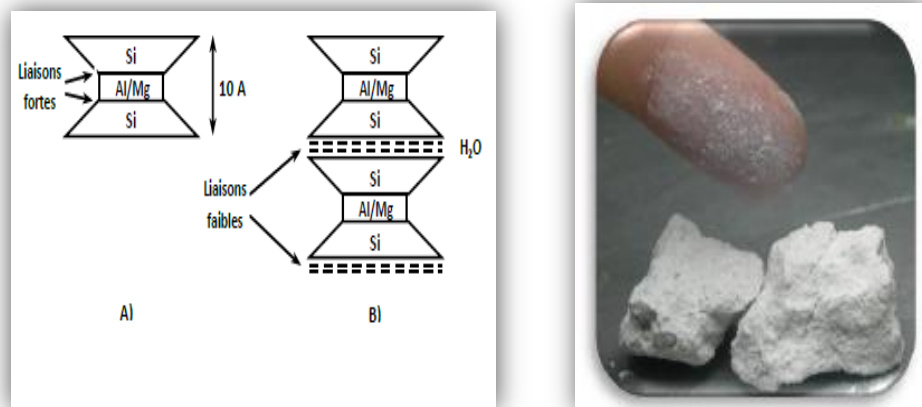
- ✓ forces d'attraction moléculaires de qui sont des liaisons faibles
- ✓ liaisons hydrogènes qui apparaissent avec des atomes fortement électronégatifs, comme l'oxygène.
- ✓ substitutions isomorphes qui consistent en le remplacement de certains cations constitutifs du réseau cristallin par d'autres de moindre valence. Ce dernier phénomène crée des déficits de charge qui affaiblissent les forces ioniques de liaison entre les feuillets (remplacement d'un ion  $\text{Si}^{4+}$  par in ion  $\text{Al}^{3+}$  dans la couche octaédrique d'aluminium).

Les particules sont donc soumises à un ensemble de forces d'attraction et de répulsion qui varient avec la teneur en eau et dépendent des substitutions isomorphes. Malgré la simplicité apparente de la structure des argiles, on en compte un grand nombre d'espèces, qui se distinguent par les défauts liés aux substitutions isomorphes au moment de la formation.

Trois types d'argile sont couramment rencontrés : la Kaolinite, la Montmorillonite et l'Illite. [13]

#### I.7.2.1.1.Kaolinite : $(Si_4O_{10}) Al_4 (OH)_8$

C'est un empilement de feuillet double tétraédrique et octaédrique. Les liaisons sont dues à  $H^+$  et à des valences secondaires elles sont fermes. La kaolinite résulte d'une altération en climat chaud et humide ces caractéristiques sont relativement peu influencées par l'eau. (Figure I.14)



**Figure I. 14** : Structure élémentaire de la Kaolinite [13]

#### I.7.2.1.2.Montmorillonite : $(OH)_4 Si_8 (Al_3+10/3, Mg_2/3) O_{20}, n H_2O$ (6)

C'est un empilement de feuillets triples composés d'un feuillet octaédrique compris entre deux feuillets tétraédriques. La liaison entre les trois couches se fait par des valences secondaires et des liaisons ioniques elle est très faible et l'eau peut entrer entre les feuillets triples et causer ainsi un gonflement. (Figure I.15)



Figure I. 15 : Structure élémentaire de la Montmorillonite [13]

**I.7.2.1.3. Illite :  $(K,H_2O)_2 Si_8 (Al,Fe,Mg)_{4,6} O_{20} (OH)_4$**

Formée des mêmes feuillets triples que la montmorillonite mais solidarisés avec des (ions  $K^+$ ) fermement, L'illite n'est pas gonflante. Elle provient de l'altération des sols des régions arides et aussi tempérées, Sa susceptibilité à l'eau est entre celle de kaolinite et de la montmorillonite. (Figure I.16)

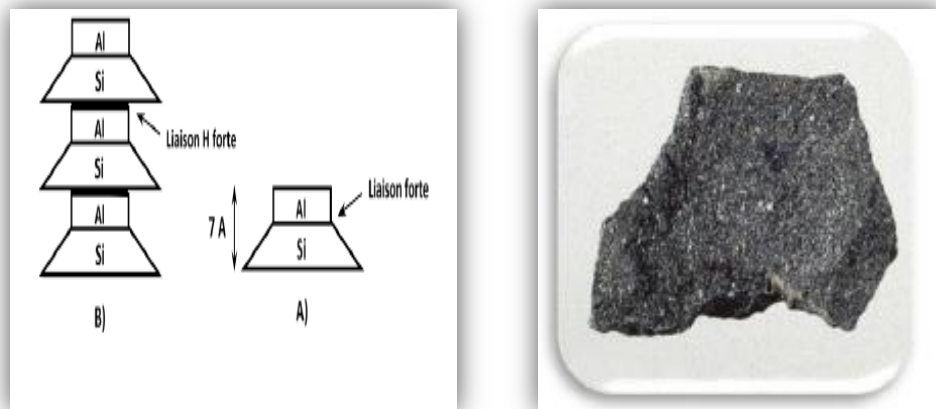


Figure I. 16 : Structure élémentaire de L'illite [13]

**I.7.3.Mécanismes de gonflement**

Les matériaux susceptibles de gonfler sous l'action de l'eau sont les sols argileux naturels, les marnes, les roches argileuses et les roches composées d'anhydrite. Le processus de gonflement du taux d'absorption de l'eau. Il met en jeu séparément ou de façon combinée des phénomènes physico-chimiques et mécaniques variés. Il dépend aussi de la texture du matériau. C'est-à-dire de l'organisation des plaquettes entre elles. [14]



#### **I.7.4.Causes et conséquences du gonflement**

Les argiles gonflantes se trouvent dans des régions arides ou semi-arides et dans des zones tempérées. Ces sols sont toujours dans un état sec ou très peu humide du fait de la position de la nappe phréatique. Dans certaines régions on assiste à deux saisons bien distinctes, l'une pluvieuse et l'autre sèche. En période sèche le matériau se fissure et présente des polyèdres. [12]

Dans de nombreux pays du monde, le gonflement est à l'origine de fréquents désordres des ouvrages légers. Aux Etats-Unis d'Amérique les dommages provoqués par le gonflement des sols présentent un coût supérieur à celui de toutes les catastrophes naturelles. En Algérie l'urbanisation de certains quartiers des villes et la construction des routes se heurtent aux problèmes que pose le phénomène de gonflement.

##### **I.7.4.1.Causes du gonflement**

Pour que le gonflement d'un sol se produise, il faut que des « minéraux expansifs » puissent entrer en contact avec de l'eau. En effet toutes les observations ayant portées sur les conséquences présumées du gonflement d'un sol, qu'il s'agisse de la construction de tunnels, d'habitats ou de voiries, ont abouti à la formation de cette équation :

**Minéraux expansifs + eau = gonflement**

Quand un ouvrage est mis en contact avec des terrains expansifs, les désordres qui peuvent l'affecter ou après sa construction et qui sont attribués au caractère gonflant des terrains encaissants résultent d'un changement de teneur en eau de ces terrains et trouvent généralement leur origine dans l'une ou l'autre des causes suivantes :

- L'ouvrage est construit dans une région à saison constatées (saison sèche - saison humide, en région tropicale par exemple).
  
- La méthode d'exécution ou de confortement de l'ouvrage utilisant l'eau.

- Lors des travaux de construction d'un tunnel par exemple, la ventilation est supprimée, ce qui a pour effet d'augmenter la teneur en eau de l'air ambiant.
- Des canalisations sont rompues ce qui fait que l'eau s'infiltré dans les terrains gonflants.
- La construction d'un ouvrage proche perturbe l'écoulement des eaux souterraines.
- Des travaux de drainage contribuent au retrait des sols gonflants.
- Des mesures d'imperméabilisation ne sont pas prises, ce qui contribue à rendre les terrains sensibles aux variations saisonnières (alternance saison sèche – saison humide).

#### **I.7.4.2.Conséquences du gonflement**

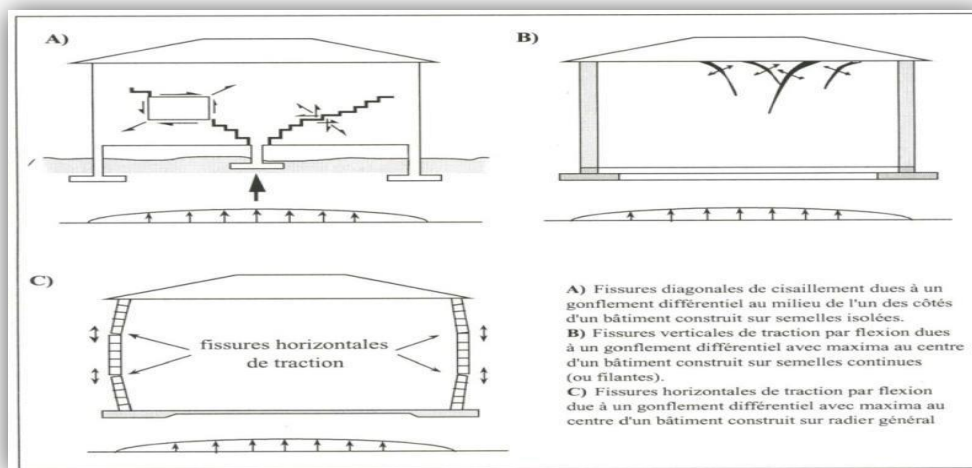
Les désordres provoqués par le gonflement affectent généralement les constructions apportant de faible contrainte sur le sol support. La pathologie dépend du type d'ouvrage.

##### **I.7.4.2.1.Cas des bâtiments**

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

Ces désordres résultent du caractère différentiel que prennent les mouvements du sol de fondation (terrassement ou gonflement) sollicitant la structure en flexion ou en cisaillement (Figure I.17), ces différences relatives de mouvement proviennent par ailleurs de l'hétérogénéité des sols de fondation, de celle des forces appliquées par la structure sur le sol, ainsi que des perturbations hydriques que le bâtiment peut engendrer. [14]

Les dégâts causés aux structures des bâtiments reposant sur des sols gonflants aux U.S.A (1976) ont été chiffrés à environ 2,25 milliards de dollars. La (Figure I.17) illustre différent type de dégâts causés à un bâtiment qui repose sur un sol sujet au gonflement ou au retrait.



**Figure I.17 :** Formes et Directions de Fissuration, Bâtiment reposant sur un sol sujet au gonflement ou au retrait) [14]

#### I.7.4.2.2.Cas des voiries et réseaux divers

Les dommages touchent également les voiries et réseaux divers. Les réseaux de drainage peuvent par exemple subir des inversions de pente qui provoquent le débordement des drains alimentant de cette façon le phénomène de gonflement.

Les routes non conçues pour les sols gonflants peuvent facilement être détruites par enchaînement des phénomènes d'évaporation de l'eau, de retrait des sols, de fissuration d'infiltration de l'eau à travers les fissures, puis de gonflement plus en profondeur.

#### I.7.4.2.3.Cas des chaussées

Le gonflement peut provoquer des désordres importants à la structure de la chaussée. Ce phénomène est causé par des variations de teneur en eau du sous-sol. Il peut être attribué au climat et à la surcharge. D'autres auteurs signalent que sur les routes d'importance moyenne en Grèce malgré le

renouvellement d'asphalte il y'a apparition de divers type de fissures. Les désordres subits par la chaussée se résument (Figure I.18).



**Figure I.18 : Dégradations de chaussées [14]**

### **I.7.5.Nature et manifestation du gonflement**

Mouvements de terrain différentiels provoqués par des variations de volume de certains minéraux de la phase argileuse, soumis à des variations de teneur en eau.

- Concernent uniquement des sols argileux avec une ampleur particulière en présence de minéraux gonflants.
  
- En climat tempéré, phénomène consécutif surtout aux périodes de sécheresse (lié à l'évapotranspiration).
  
- Se manifestent surtout sur des constructions individuelles légères, peu profondément ancrées.

C'est un risque naturel qui coûte très cher à la collectivité mais qu'on peut facilement prévenir sans limiter la constructibilité des secteurs concernés.

#### **I.7.5.1.Facteurs influençant l'apparition du gonflement**

Un sol d'assise de fondation est toujours un mélange de différents constituants. Un sol argileux contient au moins 30% d'argiles (éléments fins < 2 $\mu$ m à structure).

- Toutes les argiles sont sujettes au retrait-gonflement (gonflement inter-particulaire, lié à l'adsorption d'eau entre les micro-agrégats de feuillets et dépendant de l'état de consolidation) mais certaines le sont beaucoup

plus que d'autres (gonflement intra-cristallin, lié à la surface des feuillets élémentaires concerne surtout les smectites et l'inter stratifiés).

- Une formation géologique sera d'autant plus sujette au retrait-gonflement qu'elle est riche en argiles (proportion, épaisseur et continuité des bancs argileux) et que sa phase argileuse est riche en minéraux gonflants.

### **I.8.Conclusion**

Cette synthèse bibliographique nous a permis d'acquérir des connaissances très utiles sur les différents types de fondation ainsi que la répartition des contraintes sous sa base et fortement liée à la nature et caractéristiques du sol sur lequel elle est fondée. Pour que la fondation joue pleinement le rôle auquel elle est conçue, elle doit répondre aux deux critères suivants :

D'une part, elle doit exercer sur le sol des contraintes qui doivent être compatibles avec la résistance de celui-ci, c'est le problème de la capacité portante qui va être traité d'une façon détaillée dans le troisième chapitre. D'autre part, le tassement de la fondation doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble afin d'empêcher l'apparition de fissures localisées qui cautionne l'utilisation adéquate de l'ouvrage qui est d'origine du gonflement du sol.



## CHAPITRE II :

Etude géologique et géotechnique du site

## II.1 Introduction

La reconnaissance des sols permet d'appréhender les problèmes qui se posent lors de l'étude d'un projet de construction ou lors de l'expertise de sinistres. La reconnaissance des propriétés d'un terrain constitue le lien entre la cause d'un sinistre et les remèdes que l'on se propose de mettre en place.

## II.2.Situation géographique

La wilaya d'Annaba appelée capitale industrielle de l'Est Algérien, est située entre les latitudes 36°30' Nord et 37°03' et longitudes 7°20' Est et 8°40' Est. D'une superficie de 1411.98 Km<sup>2</sup>. Annaba est bordée au Nord par la mer méditerranéenne, à l'Ouest par la wilaya de Skikda, au Sud et à l'Est par les wilayas de Guelma et d'El Tarf (Fig. II.1).

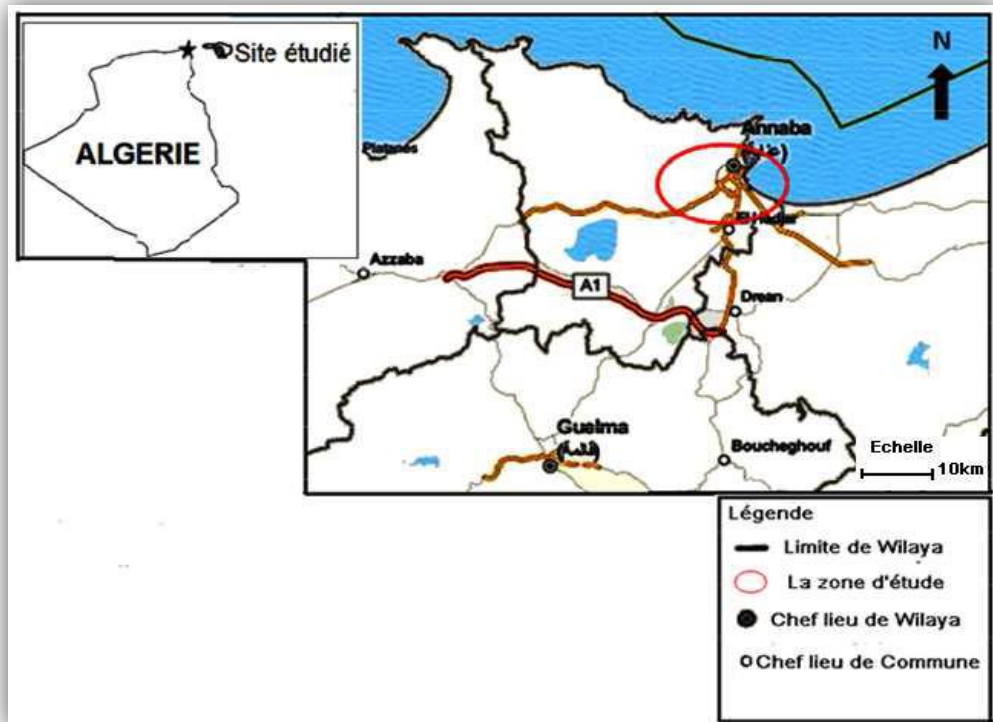
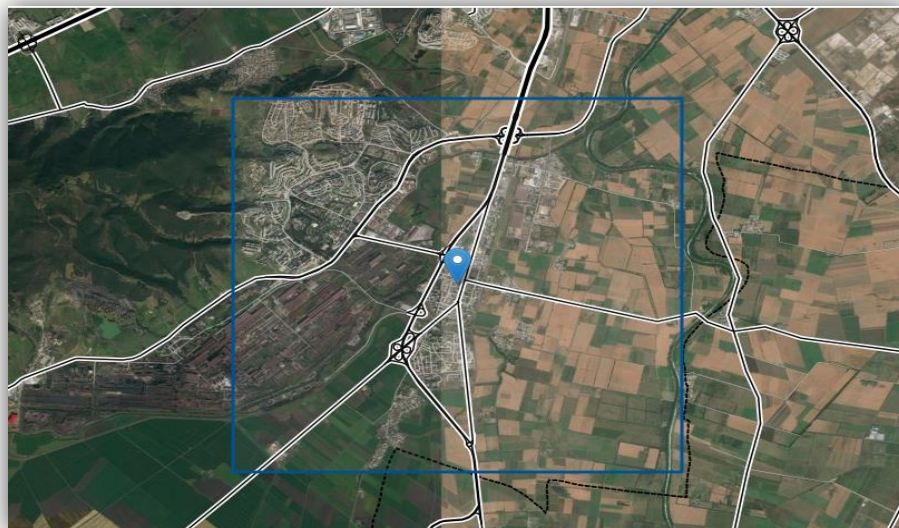


Figure II.1 : Situation géographique de la wilaya d'Annaba

### II.2.1.Situation et topographie du site :

Le terrain en question présente une topographie plane; il est situé à El-Hadjar Centre (Figure II.2).





**Figure II.2** : Situation géographique d'El-hadjar centre

### **II.3.Géologie de la région**

La géologie d'Annaba est caractérisée par deux types de formation :

- **Une Formation métamorphique** dont l'élément le plus caractéristique correspond au massif de l'Edough qui constitue la terminaison Est de la ligne des crêtes du massif Kabyle ; il forme un dôme anticlinal avec l'axe orienté en direction NE-SW. Au relief principal s'ajoutent à l'Est le Djebel Bougantas, le Kef N'sour et le Bouhamra, les coteaux de Annaba et enfin le promontoire du Cap de Gard qui est tranché brusquement par l'affaissement méditerranéen ; cet ensemble montagneux de structure complexe (faille et plissé) affecté par toutes les phases tectoniques depuis le paléozoïque apparaît comme tout à fait indépendant du reste de la région de Annaba dont l'orogénie se lie à la terminaison orientale de la chaîne Numidienne.
- **Une Formation sédimentaire** qui correspond aux plaines, vallées et les zone marécageuses correspondent à un bassin de remplissage alluvionnaire qui a débuté à la fin du tertiaire (pliocène) et se poursuit tout au long du Quaternaire suite aux phénomènes de néotectonique de l'orographie actuelle.



### **II.3.1.Géologie local**

Le terrain d'étude fait partie des terrains sédimentaire, généralement des argiles et argiles sableuse à sable argileux.

#### **II.3.1.1.Tectonique**

Selon J. M. Vila, 1977 ; la tectonique de l'Algérie orientale est particulièrement complexe, généralement, on peut subdiviser la région d'étude en deux grandes unités structurales :

- **Le massif de l'Edough :**

Il occupe la grande partie du terrain d'étude, formé d'un socle cristallophyllien et d'une couverture sédimentaire.

- **La plaine d'Annaba :**

Constitue la partie orientale de la zone d'étude, elle a connue deux événements tectoniques distincts :

- Durant le Miocène, un enfoncement progressif du grès Numidiens, une des conséquences de la phase alpine et continue jusqu'au Miocène supérieur.
- Durant le Plio-Quaternaire, s'est produit un remplissage des matériaux détritiques, ce remplissage correspond au dépôt de deux fosses d'effondrement d'âge Mio-Pliocène.

#### **II.3.1.2.Déformations synmétamorphiques :**

Le socle de l'Edough a subi une histoire tectonométamorphique complexe où deux séquences d'événements peuvent être individualisées :

- Plissements synschisteux contemporains d'un métamorphisme de type barrovien (disthène-staurotide-grenat).
- Plissements synschisteux et cisaillements ductiles contemporains d'un métamorphisme de basse pression (andalousite-sillimanite) dans le contexte distensif d'une faille de détachement (Brunel et al, 1989) d'âge burdigalien (Monié et al, 1992; Aissa et al. 1994; 1995).

### **II.3.1.3. Déformations tardives :**

Les déformations tardives se résument essentiellement en la formation de plis et de failles (Aissa, 1995):

- **plis** : Plis droits à N140°E et brachyanticlinal (N50-60°E) façonnant la forme actuelle du massif.
- **Failles** : Un premier type de failles (F1) constitue une famille dont l'orientation dominante varie de N120° à N150°E et correspondrait à des failles décrochantes dextres. Les failles N150° à N160°E contrôlent les minéralisations polymétalliques hydrothermales et paraissent par ailleurs avoir guidé la mise en place des rhyolites.

Un deuxième type de failles (F2), d'orientation NE-SW cette famille correspondrait à un système de failles décrochements senestres.

Un troisième type de failles (F3) moins important qui a une direction moyenne E-W et un quatrième type rare de direction moyenne N-S qui semble en liaison avec le premier type (F1).

## **II.4. Sismicité**

### **II.4.1. Zonage sismique**

Le territoire national est subdivisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte de zoning sismique (Figure II.3) (d'après la RPA 99/2003), On distingue :

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

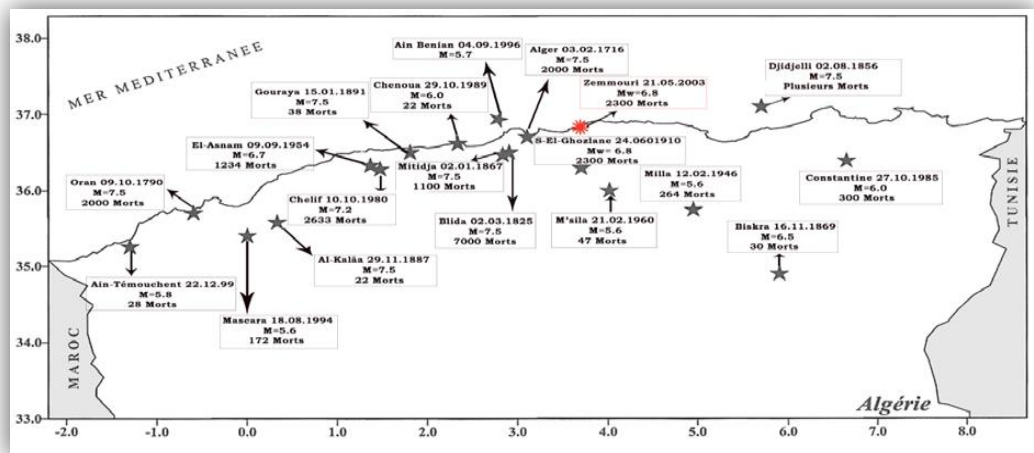


**Figure II.3 :** Carte de zonage sismique de l’Algérie du Nord établie après le séisme du 21 mai 2003. (Source CGS)

La région de El-Hadjar centre située à la Wilaya d’Annaba est classée dans une zone de sismicité moyenne (IIa), d’après le Centre National de Recherche en Génie Parasismique C.G.S, dans le Règlement Parasismique Algérien RPA 99 (version 2003).

#### II.4.2. La sismicité historique

La sismicité de l’Algérie est localisée sur la frange nord du pays formée par quatre domaines morpho-structuraux : L’Atlas Saharien et la partie nord de la plateforme saharienne, les hauts plateaux et l’Atlas Tellien.



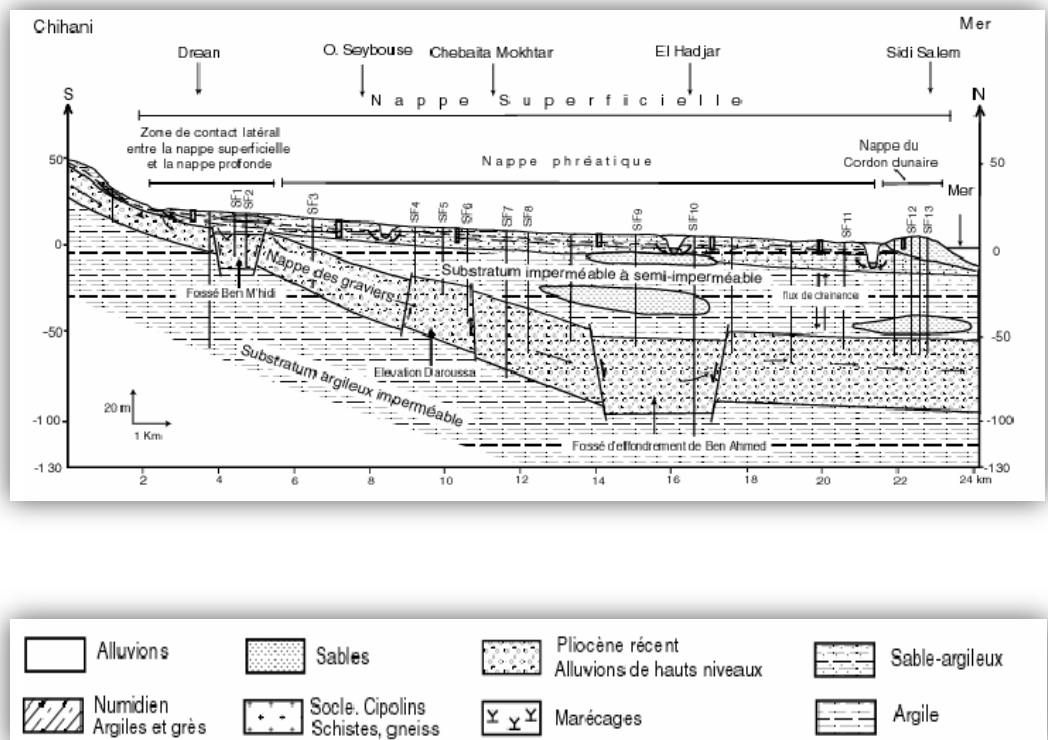
**Figure II.4 :** Les séismes majeurs de l’Algérie du Nord de la période 1365-2003 (CRAAG, 1994 ; Modifiée).

## II.5. Etude hydrogéologique

L'hydrogéologie permet la compréhension des processus d'alimentation des aquifères, la circulation des eaux souterraines grâce à la détermination du sens d'écoulement, la variation du gradient hydraulique et les caractéristiques hydrodynamiques : la perméabilité (K), la transmissivité (T) et le coefficient d'emménagement (S). La répartition spatiale des systèmes présents dans la zone d'étude, montre la succession suivante :

- ✓ Un aquifère superficiel exploité par des points domestiques et dont la lithologie varie d'une zone à l'autre.

Une nappe profonde au Nord, reconnue par les forages d'eau:



**Figure II.5 :** Coupe schématique du système aquifère d'Annaba

- L'une superficielle exploitée en grande partie par des puits domestiques et dont la lithologie varie d'une zone à l'autre.
- Une nappe profonde, occupant surtout la partie Nord, reconnue par les forages profonds.

### **II.5.1. Les nappes superficielles :**

Dans cette zone, le sol est constitué essentiellement par des alluvions récentes et actuelles, des argiles sableuses, des argiles limoneuses et des sables argileux. L'étude menée par la D. G. R. H. A, en 1967 et complétée par celles de A. N. R. H, en 1969 montre la succession des nappes libres suivantes au niveau de la plaine de Annaba.

#### ✓ **La nappe des dunes**

Elle est présente au Nord-Est de la plaine d'Annaba constituée de sable dunaires éoliens fins à moyens. Elle est alimentée à partir des précipitations, qui constituent la principale source et par le débordement des oueds pendant les crues. Cet aquifère est caractérisé par une transmissivité de l'ordre de ( $T = 10^{-3}$  à  $10^{-2}$ ) et une perméabilité variant entre ( $K = 10^{-3}$  et  $10^{-5}$  m/s).

#### ✓ **Les nappes de gneiss altérés**

Elle se situe dans la région Nord-Ouest, sur le flanc Est du massif métamorphique de Bouhamra et de Belelieta, elle est alimentée par les eaux de pluie. Son épaisseur est voisine 15m. Elle est exploitée par des puits et des forages. La perméabilité varie entre ( $K = 10^{-3}$  et  $10^{-5}$  m/s).

#### ✓ **La nappe superficielle d'Annaba**

Cette nappe est répandue sur la zone d'étude. D'après la géomorphologie de la région, on peut diviser la nappe en deux : région Est et région Ouest.

- La région présente une nappe superficielle continue localisée dans la plaine Ouest

D'El-Hadjar ainsi que dans la région d'Allelick

- La région Ouest correspond à une nappe superficielle discontinue qui entoure le lac Fetzara.

Ces deux régions communiquent entre elles à travers le cordon dunaire, de nature sableuse. L'épaisseur de l'aquifère varie généralement entre (H=2 et 10m) dont les potentialités hydrauliques sont limitées. La capacité d'infiltration de l'eau dans le sol est moyenne, de l'ordre de 0.05m/j à 0.10m/j (Debieche, 2002). La nappe superficielle est intensément exploitée par des forages et surtout par des puits, son alimentation se fait par les précipitations et par

l'apport à partir de la nappe des graviers et par les bordures latérales de la nappe des dunes. L'oued Seybouse assure l'alimentation de la nappe par l'intermédiaire de son lit. De Dréan à la mer, entre la nappe superficielle et la nappe des graviers sont séparés par un horizon semi-perméable argilo-sableux qui constitue à la fois le substratum semi-perméable de la nappe superficielle et le toit de la nappe des graviers.

### **II.5.2. Les nappes profondes**

Cette nappe peut être expliquée par une alimentation à partir des massifs de l'Edough et de Bellelieta situés respectivement au Nord et au Sud de la plaine de Kherraza, qui présente un réseau de faille (Kiniouar, 2006), à l'origine d'une fissuration pouvant favoriser l'infiltration des eaux superficielles. La profondeur de la majorité des forages exécutés dans la région va jusqu'à une profondeur maximum. Cette nappe est captée, elle est surmontée par une couche argileuse dont l'épaisseur varie de (H = 15 à 25 m). La plupart des forages captant cette nappe sont artésiens.

#### **✓ La nappe des cipolins**

Cette nappe se trouve au niveau des calcaires métamorphiques fissurés (Nord-Ouest), des massifs de Bouhamra, Bellelieta. Elle est exploitée par plusieurs forages. Cette nappe est en contact avec la nappe des graviers dans le secteur d'Annaba. Elle présente les caractéristiques hydrodynamiques suivantes :

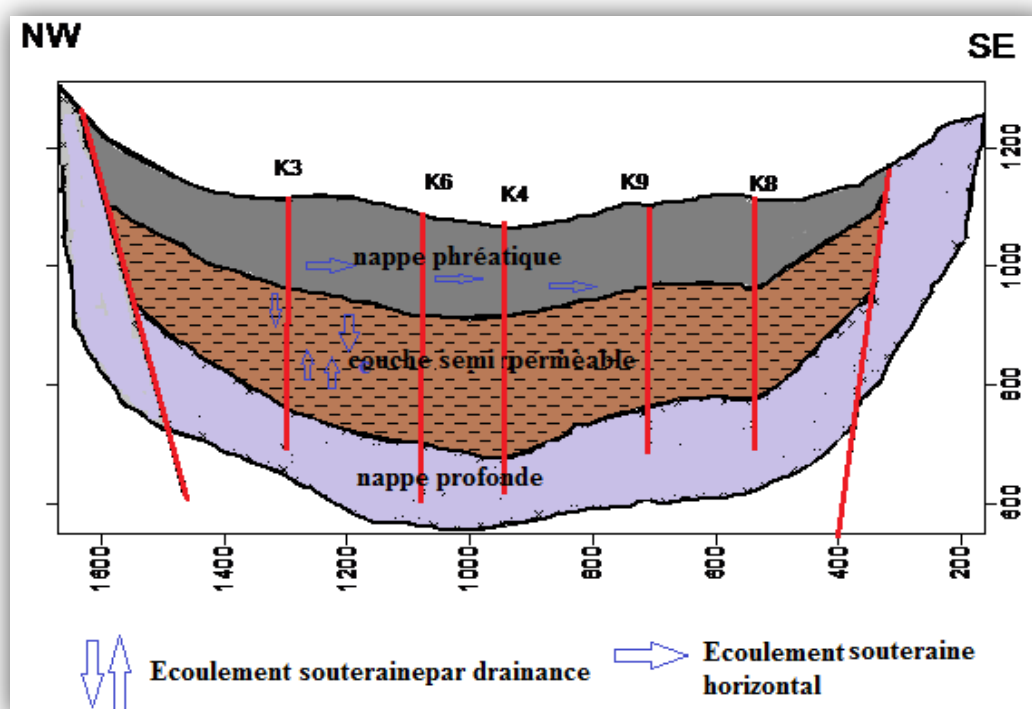
- Les débits extraits varient entre ( $Q = 0.3 \text{ l/s}$  et  $15 \text{ l/s}$ ).
- La transmissivité varie entre ( $T = 5.10^{-5}$  et  $10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ .)
- La perméabilité entre ( $K = 10^{-6}$  et  $10^{-4} \text{ m/s}$ .)

#### **✓ La nappe des graviers :**

Elle est présente sur toute l'étendue de la plaine et est contenue dans des graviers, des sables et des galets plio- quaternaires et encaissée dans un bassin d'effondrement. Son toit est perméable à semi-perméable, il disparaît complètement et laisse place à une nappe libre entre Chihani et Dréan, c'est la nappe la plus exploitée.

- Dans la région de Dréan la transmissivité de l'aquifère varie entre ( $T = 3.10^{-2}$  et  $3.5.10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ )

- Dans la région de Annaba entre ( $T = 4.6 \cdot 10^{-3}$  et  $5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$ ) témoignant ainsi de l'hétérogénéité des formations aquifères. Les coefficients d'emmagasinement sont parfois très faibles de l'ordre de ( $S = 10^{-4}$ ) dans les zones où la nappe est captive et atteignent ( $S = 10^{-2}$ ) dans les zones où elle est libre. La perméabilité de cette nappe varie entre ( $K = 10^{-4}$  et  $10^{-5} \text{ m/s}$ ).



**Figure II.6 :** Schéma hydrogéologique de la plaine de Kherraza

Les études antérieures (Nafâa, 1985) montrent que la nappe des graviers est tantôt alimentée partiellement par une drainance à partir de la nappe superficielle de la région qui s'étale entre El Hadjar et Allélik. Par fois elle peut alimenter verticalement la nappe superficielle qui se trouve entre Allélik et la mer.

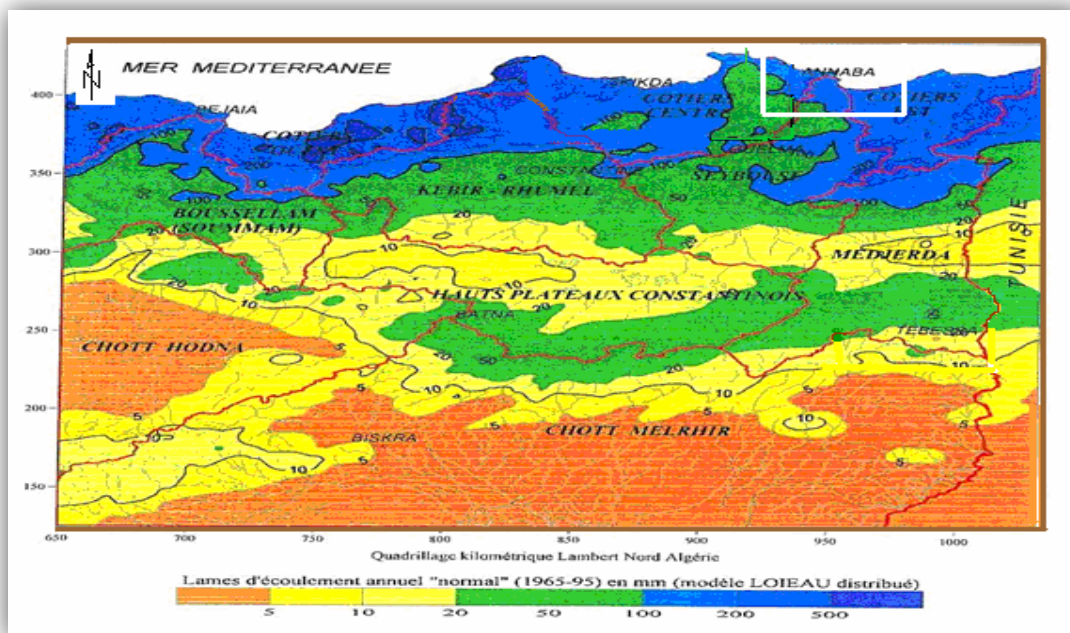
Le débit de drainance a été estimé ( $Q = 4.75 \text{ l/s}$ ) au Nord d'El Hadjar et ( $Q = 9.85 \text{ l/s}$ ) dans la région d'El Hadjar (Nafâa, 1985).

## II.6. Climatologie de la zone d'étude

Comptant parmi les régions les plus arrosées de l'Algérie (Figure II.7), la zone d'étude est soumise à un climat méditerranéen caractérisé par un hiver



doux et humide et un été chaud et sec et dont le régime dépend principalement de la précipitation et de la température.



**Figure II.7 :** Ecoulements interannuels moyens dans la zone d'étude (1965-1995)

Parmi les stations pluviométriques implantées dans la plaine d'Annaba, on s'est contenté des données pluviométriques des trois stations : les Salines, Pont Bouchet et El Karma (Tableau II.1) du fait de leur situation par rapport à la zone d'étude. Les données s'étalent sur la période de 1982 jusqu'à juin 2005.

**Tableau II.1 :** Les coordonnées Lambert des stations étudiées

Station	X (km)	Y (km)	Z (m)	Années d'observation
Les Salines	955.80	403.8	3	1972-2005
El Karma	944.60	395.50	14	1977-2005
Pont Bouchet	950.25	402.80	6	1972-2004

## II.6.1. Les facteurs climatiques

### II.6.1.1. Les précipitations

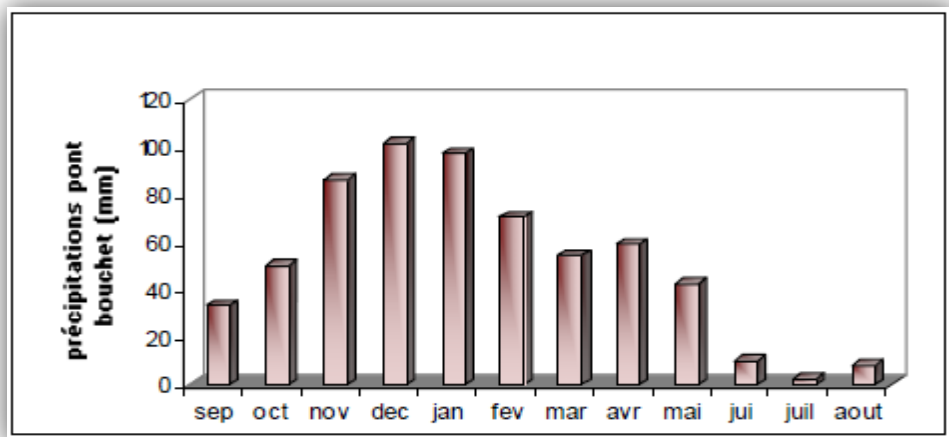
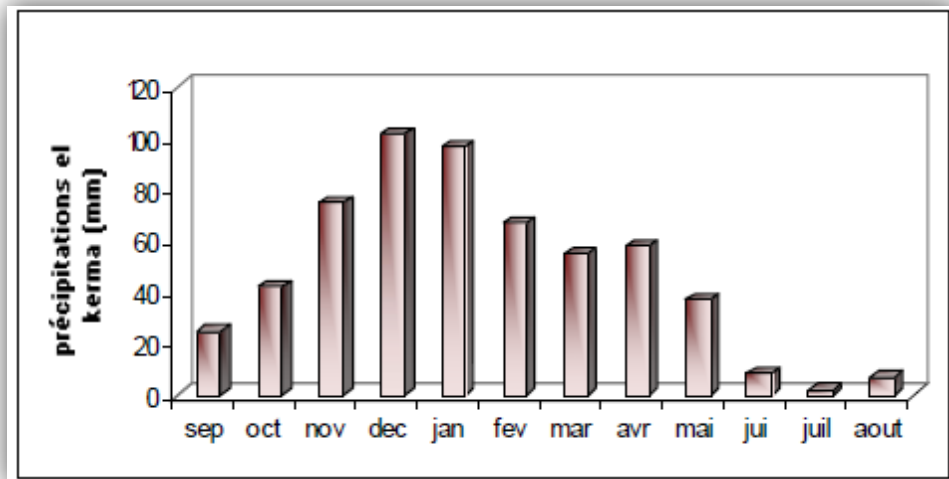
Constituant un facteur essentiel qui caractérise le climat d'une région, les précipitations jouent un rôle prépondérant dans le comportement hydraulique des cours d'eau et dans l'alimentation éventuelle des nappes souterraines.

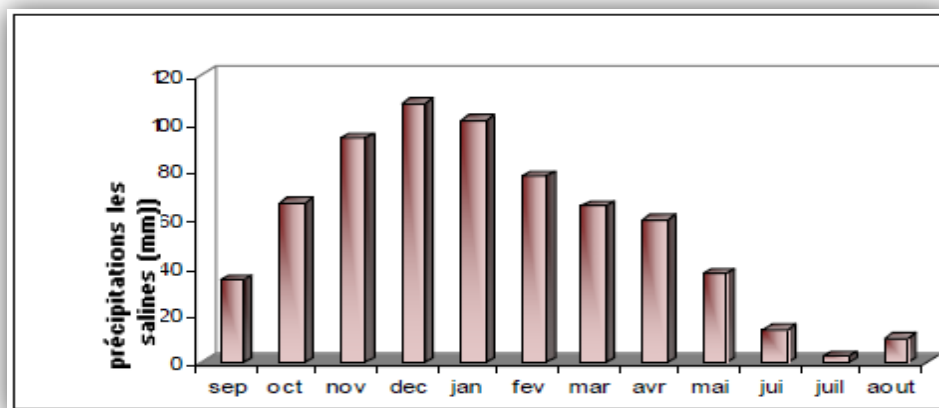


➤ **Les précipitations mensuelles :**

Sur une période d'observation qui s'étale sur plus de 27 ans (33 ans pour la station des salines, 28 ans pour celle de Pont Bouchet et 27 pour El Kerma), les précipitations moyennes mensuelles dans les trois stations sont représentées sur les histogrammes (Figure II.8) Ces histogrammes, donnent un aperçu sur les variations mensuelles et pluriannuelles des précipitations dans la région d'étude. Décembre est le mois le plus pluvieux au niveau des trois stations ou on a enregistré un maximum de l'ordre de 347.5 mm à la station des salines, 232.3 mm pour la station pont bouché et 217.6 mm pour la celle d'El Kerma.

Tandis que le mois de juillet est le mois le moins pluvieux auquel on marque un minimum de l'ordre de 0.1 mm, 0.4 mm et 1.9 mm respectivement pour les trois stations.





**Figure II.8 :** Histogrammes des précipitations moyennes mensuelles (mm)

➤ **Les précipitations annuelles :**

Les valeurs des précipitations annuelles moyennes dans les trois stations sont de l'ordre de 670.73 mm pour la station des salines, 611.88 mm pour celle de Pont Bouchet et 558.48 mm pour El Kerma (Tableau II.2)

**Tableau II.2 :** Précipitations annuelles dans les stations des Salines, Pont Bouchet et El Kerma (mm)

Année	Les Salines	Année	Pont Bouchet	El Kerma
1972/1973	709.2	1977/1978	457.5	512.2
1973/1974	458	1978/1979	505.23	549.7
1974/1975	459.6	1979/1980	520.3	442.4
1975/1976	496	1980/1981	468.9	308.9
1976/1977	759	1981/1982	665.4	512.9
1977/1978	544	1982/1983	858.3	331.9
1978/1979	679	1983/1984	843.4	582.8
1979/1980	609.2	1984/1985	659.33	825.9
1980/1981	633	1985/1986	604.7	419.1
1981/1982	760.4	1986/1987	677.6	784.7
1982/1983	678.1	1987/1988	372.4	362.3
1983/1984	945.1	1988/1989	487.8	493.1
1984/1985	1311.4	1989/1990	489.5	522.2
1985/1986	534.2	1990/1991	672.4	639.7

1986/1987	921.7	1991/1992	655.1	653
1987/1988	409.5	1992/1993	665.4	631.2
1988/1989	553.8	1993/1994	488.6	472.7
1989/1990	534.2	1994/1995	531.8	548.9
1990/1991	616.3	1995/1996	727.5	687.6
1991/1992	668.1	1996/1997	382.7	325.2
1992/1993	674.8	1997/1998	775.1	665.8
1993/1994	497.7	1998/1999	700.4	726.3
1994/1995	559.6	1999/2000	470.5	519.7
1995/1996	805.7	2000/2001	518.9	503.3
1996/1997	422.7	2001/2002	408.5	399.8
1997/1998	926.8	2002/2003	937.2	917.1
1998/1999	847.4	2003/2004	648.1	740.6
1999/2000	558.5	2004/2005	940.3	
2000/2001	543.9	Moyenne	611.88	558.48
2001/2002	471			
2002/2003	854.3			
2003/2004	704.4			
2004/2005	987.7			
Moyenne	670.73			

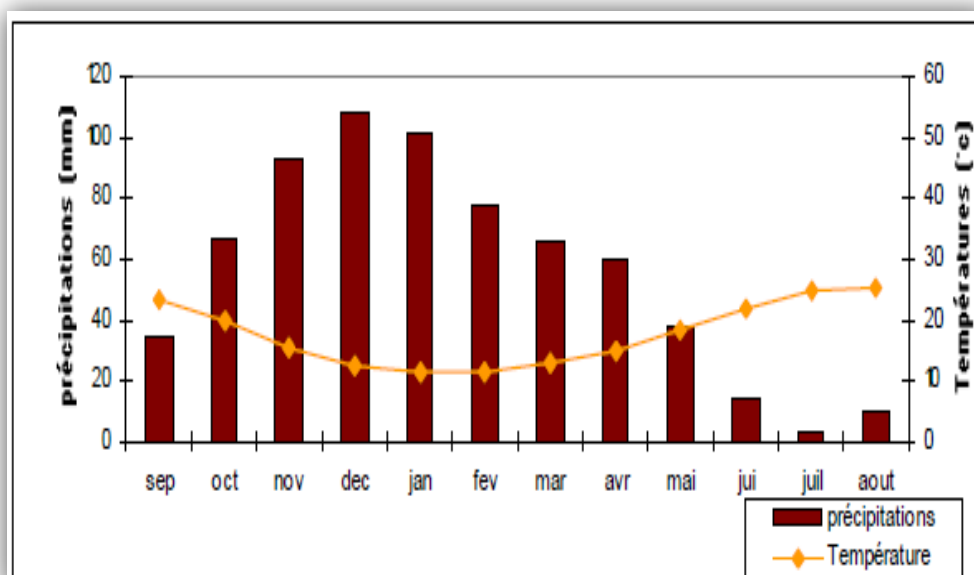
### II.6.1.2. La température :

Elle constitue un facteur essentiel et déterminant dans l'étude de l'évaporation et L'évapotranspiration. Les observations des températures extrêmes dont on dispose, sont prises au niveau de la station des Salines, qui est la seule à pouvoir enregistrer ces mesures, sur une Période de 33 ans. Les valeurs sont portées dans le (Tableau II.3).

**Tableau II.3** : Température moyenne mensuelle (°C) à la station des salines (1972-2005)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout
Minimale	21.1	13.3	13.3	10.19	9.1	10.1	10.9	13.3	15.8	19.9	22.1	22.5
Maximale	26.9	22.4	17.2	17.7	18	13.7	16	17.6	20.4	25.3	32.9	28.3
Moyenne	23.5	19.71	15.36	12.54	11.6	11.61	13.06	14.86	18.27	21.66	24.9	25.4

A partir de ce tableau on constate une variation progressive des températures au cours des mois de l'année, cette variation est bien représentée dans la courbe ombrothermique (Figure.II.9) de la station des Salines. On remarque que le mois le plus froid est janvier avec une température moyenne de l'ordre de 11.6°C alors que le mois le plus chaud est août avec une température moyenne de 17.74 °C.



**Figure II.9** : Courbe ombrothermique des salines (1972-2005)

### II.6.1.3. L'humidité :

L'humidité relative de l'air correspond au rapport de la tension de vapeur réelle observée à la tension de vapeur saturante à la même température.

La moyenne mensuelle de l'humidité relative varie de 70.64% en été (juillet) à 79.26% en hiver (janvier) avec une moyenne annuelle étant de 74.69% (Tableau II.4).

**Tableau II.4 :** Moyenne mensuelle de l'humidité relative à la station des Salines en % (1984-2005)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	aout
Moyenne	72.4	75	75.84	77.57	79.26	76.54	74.89	74.16	75.23	73.38	70.64	71.43

### II.6.1.4. Le vent :

Les vents ont un effet important sur les phénomènes d'évaporation de précipitation et à un degré moindre sur les températures. La région d'étude est prédominée par des vents de direction NW-SE et leur vitesse moyenne est de l'ordre de 3.75 m/s (Tableau II.5).

**Tableau II.5 :** Moyenne mensuelle de la vitesse des vents en m/s à la station des Salines (1984-2005)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	aout
Moyenne	3.64	3.28	3.63	3.94	3.79	3.9	3.8	3.89	3.65	3.75	4	3.78

## II.7. Travaux de Reconnaissance géotechnique

Dans cette partie on estime les différents travaux réalisés dans la campagne géotechnique et les essais in situ proposés :

### II.7.1. Les essais in situ

- ✚ Reconnaissance de surface.
- ✚ Sondages mécaniques.
- ✚ Essais pressiométriques

➤ **Reconnaissance de Surface**

Cette reconnaissance nous permet de prendre une information systématique des points d'intérêt géotechnique.

➤ **Sondages carottés**

Dans cette étude, une campagne de 02 sondages mécaniques à rotation a été réalisée, avec un total 30 mètres linéaires mesurés.

Les sondages disponibles ont été effectués à rotation, avec une récupération continue du témoin, en réalisant des prises d'échantillons pour leur analyse postérieure en laboratoire.

➤ **Essais pressiométriques**

Dans cette étude, une campagne de 01 sondage pressiométriques a été employée, réalisées pour l'étude de fondations d'une promotion immobilière.

L'objectif de base de l'essai pressiométrique est d'obtenir une réponse effort-déformation du terrain « in situ », de sorte qu'on puisse calculer le module de déformation pressiométrique du terrain et les paramètres en rapport avec la résistance de ce dernier.

Les essais préssiométrique ont été réalisés conformément aux dispositions de la Norme (NF P94 – 110).

C'est un essai de chargement in situ effectué aux seins même du terrain grâce à la réalisation préalable des forges. L'analyse des résultats permet d'obtenir, pour une profondeur donnée, les caractéristiques mécanique du sol et d'effectuer les calculs de fondation .Trois caractéristique du sol sont ainsi déduites :

- Le module préssiométrique EM qui définit le comportement pseudo-élastique du sol ;
- La pression limite PL qui caractérise la résistance de rupture de sol ;
- La pression de fluage Pf qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

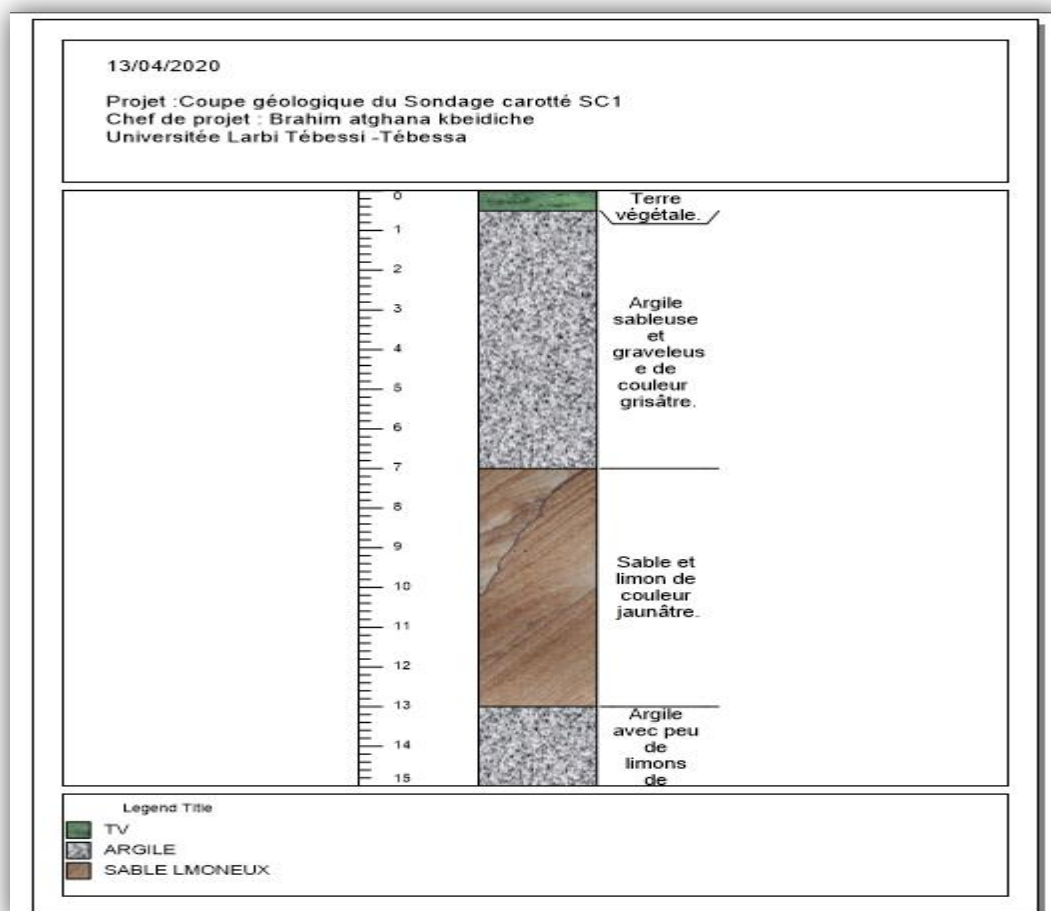
**II.7.1.2.Interprétations des résultats**

**II.7.1.2.1.Description lithologique du site**

La réalisation des sondages carottés a fait apparaître la nature du sol (Tableau II.6) et (Tableau II.7).

**Tableau II.6 :** Description lithologique du Sondage carotté SC1

COUPE GEOLOGIQUE	
Sondage carotté SC1	
Profondeur(m)	Nature du sol
0,0 à 0,50 m	Terre végétale.
0,5 à 7,0 m	Argile sableuse et graveleuse de couleur grisâtre.
7.0 à 13.0 m	Sable et limon de couleur jaunâtre.
13.0m à 15.0m	Argile avec peu de limons de couleur grisâtre.



**Figure II.10 :** Coupe géologique du sondage carotté SC1

**Tableau II.7 :** Description lithologique du Sondage carotté SC2

COUPE GEOLOGIQUE	
Sondage carotté SC2	
Profondeur(m)	Nature du sol
0,0 à 0,50 m	Terre végétale.
0,5 à 7,0 m	Argile sableuse et graveleuse de couleur grisâtre.
7.0 à 13.0 m	Sable et limon de couleur jaunâtre.
13.0m à 15.0m	Argile avec peu de limons de couleur grisâtre.

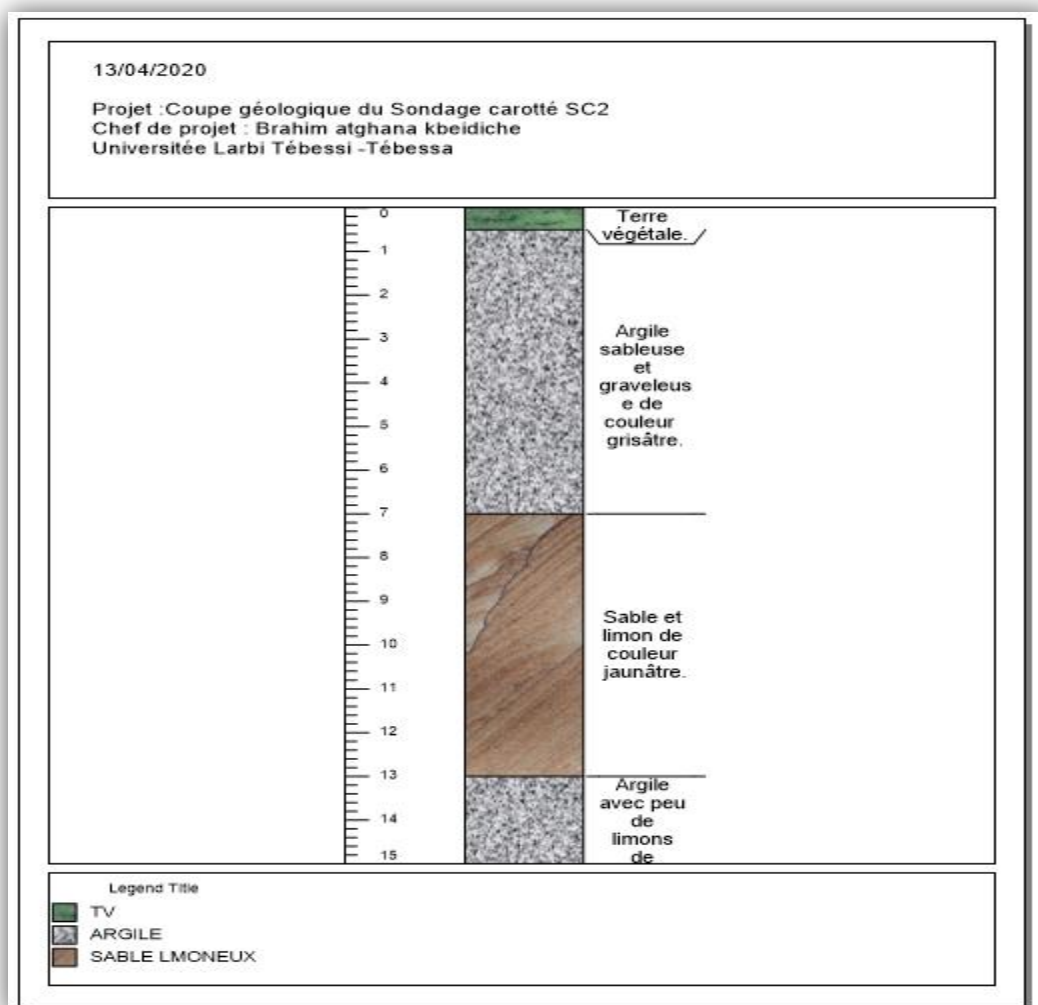


Figure II.11 : Coupe géologique du sondage carotté SC2

#### II.7.1.2.2. Résultat du forage préssiométriques : (NF P 94-110)

Tableau II.8 : Les caractéristiques préssiométriques mesurées

SP<sub>1</sub> :

Prof. M	Caractéristique mécanique		
	E (bar)	PL (bar)	E/PL
02	14.98	2.38	6.29
04	49.7	4.92	10.1
06	85.84	7.35	11.68
08	51.06	6.88	7.42
10	131.49	10.92	12.04
12	180.42	10.26	17.58



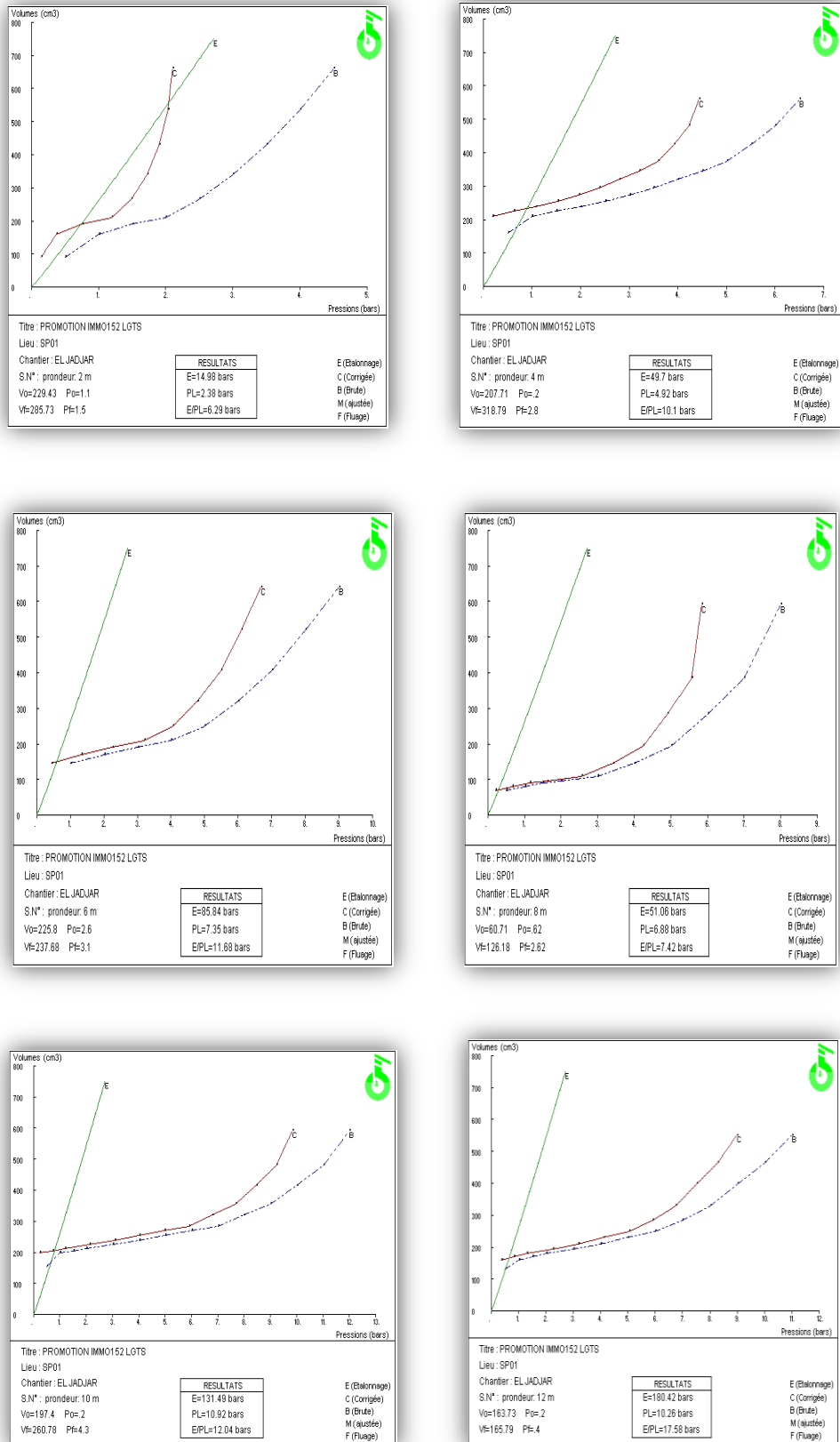


Figure II.12 : Les courbes de l'essai pressiométrique

### II.7.2. Les essais en laboratoire

En laboratoire de mécanique des sols, l'échantillonnage représentatif des terrains cités a été soumis à des essais de caractérisation, de manière à évaluer la capacité des matériaux, aussi bien au niveau de leur réutilisation dans des remblais, qu'au niveau de la fondation de la chaussée. Les essais en laboratoire exécutés à partir des échantillons recueillis, dans les puits de Prospection, ont été ceux qui figurent ci-dessus :

- ✚ Densité sèche  $\gamma_d$  t/m<sup>3</sup> (NF P 94-064).
- ✚ Teneur en eau **W** % (NF P 94-050).
- ✚ Densité humide  $\gamma_h$  t/m<sup>3</sup> (NF P 94-050).
- ✚ Analyse granulométrique (NF P 18-560).
- ✚ Limites d'Atterberg : (NF P 94-051)
  - Limite de liquidité **W<sub>L</sub>** en %
  - Limite de plasticité **W<sub>P</sub>** en %
  - Indice de plasticité **I<sub>p</sub>** =  $W_L - W_P$  en %
- ✚ Analyse chimique sommaire :
  - Carbonates (NF P 94-048).
  - Insolubles.
  - Gypse.
  - Agressivité.

L'interprétation des essais de Laboratoire est regroupée dans le (tableau II.9) :

**Tableau II.9** : Résultats et interprétations des essais au laboratoire

	SONDAGES N° Prof. (m)	SC1	
		1.7-2.0	3.1-3.5
Teneur en eau + densité	W %	20	31.2
	$\gamma_d$ t/m <sup>3</sup>	1.52	1.55
	Sr%	69	100
	$\gamma_h$ t/m <sup>3</sup>	1.82	2.04
Analyse granulométriques	2 mm	87.72	91.5
	0.080mm	57.55	86.16

Limites d'aterberg	Wl%	31	59
	WP%	21	27
	Ip %	10	32
Analyses chimique	INSOLUBLE		81.6
	CarbonatesCaCo3		13.8
	GypseCaSo4, 2H2O		Traces

## II.8.Conclusion

A la lumière des cartes géologique, tectonique et hydrogéologique et à l'aide des sondages et puits de reconnaissance, l'étude géologique du tracé montre que les formations prédominantes dans la partie étudiée sont les formations sédimentaires du appartenant au Quaternaire et (Pliocène) qui sont plus ou moins bien développés le long du tracé. ), La région d'étude est soumis à un climat méditerranéen.

Le terrain d'étude fait partie des terrains sédimentaire, généralement des argiles et argiles sableuse à sable argileux. D'après les résultats des différents essais et la nature géologique rencontrée, nous pouvons conclure que le terrain en question possède des caractéristiques géotechniques bonnes.



### Chapitre III :

Les méthodes de calcul de la capacité portante et calcul du tassement avec les essais in situ et au laboratoire

### III.1.Introduction

Le problème de détermination de la capacité portante d'une fondation constitue une des questions les plus anciennes et fondamentales de la géotechnique. La capacité portante ultime d'une fondation superficielle est définie comme la charge maximale que peut supporter le sol support. Sous l'effet de la charge appliquée sur la fondation, le sol va subir un tassement acceptable tant que la charge reste raisonnable. Mais dès que la pression appliquée sous la fondation atteint la capacité portante ultime alors le sol immédiatement sous la fondation et adjacent à cette dernière subit une rupture brusque.

Il existe deux approches pour déterminer la capacité portante du sol : les méthodes à partir des résultats des essais de laboratoire, à partir de la cohésion ( $C$ ) et de l'angle de frottement ( $\varphi$ ) (méthodes de la théorie de plasticité) et les méthodes à partir des résultats des essais in situ, c'est-à-dire à partir de la pression limite ( $pl$ ) du pressiomètre Menard ou à partir de la résistance de pointe ( $qc$ ) du pénétromètre statique SPT.

### III.2.Bases conceptuelles des calculs de stabilité

La stabilité des fondations superficielles et celle des autres ouvrages géotechniques peut être analysée de quatre façons différentes [9] :

- Par analyse d'équilibre limite,
- par analyse limite,
- par des calculs en déformations
- par des corrélations avec des essais en place.

#### III.2.1.L'analyse d'équilibre limite

L'idée est que tout solide ou toute partie de solide en équilibre (comme l'est un ouvrage géotechnique avant la rupture) est soumis(e) à un système de forces et moments en équilibre. La référence aux parties de solides en équilibre permet de raisonner aussi sur les forces internes, donc sur les contraintes, et de définir deux principes :

- ✓ Les charges (forces et moments externes, forces internes) appliquées à un solide en équilibre doivent être équilibrées (forces et moments résultants égaux à zéro);

- ✓ Les forces internes ou contraintes doivent être inférieures ou égales à la résistance des sols et des autres matériaux existant dans le solide considéré. Avec les concepts et les notations actuels, ces principes peuvent être exprimés par deux ensembles d'équations:

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sum F_i = 0 & (Forces) \\ \sum M_j = 0 & (moment) \end{array} \right. \quad (III. 1a)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Charge \leq Résistance \end{array} \right. \quad (III. 1b)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} div \vec{\sigma} + \vec{f}_i \end{array} \right. \quad (III. 2a)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma \text{ Satisfait les conditions aux limites en forces et contraintes} \\ Contraintes \sigma \leq Résistance \end{array} \right. \quad (III. 2b)$$

Les équations (III.1a) et (III.1b) s'appliquent aux cas où les sols et les ouvrages sont traités comme des solides soumis à des forces  $F_i$  et à des moments  $M_j$ . Les équations (III.2a) et (III.2b) s'appliquent dans les cas où l'on utilise la mécanique des milieux continus (contraintes  $\sigma$  et forces volumiques  $f_i$ ). Dans les deux cas, l'analyse d'équilibre limite définit l'équilibre dans un contexte de stabilité. Les conditions aux limites imposées aux déplacements ne sont pas prises en compte explicitement, mais elles sont intégrées de fait dans la géométrie des blocs dont on analyse l'équilibre. [15]

La formulation de l'analyse d'équilibre limite en termes de contraintes trouve ses précurseurs dans les travaux de Rankine (1856) et de Lévy (1867), Résal (1903,1910), Massau (1905), Caquot (1934) et Frontard (1936).

La résolution des équations (III.2a) et (III.2b) a fait l'objet de nombreuses recherches et est facilitée notamment par la méthode dite des caractéristiques. [22]

L'analyse d'équilibre limite est la méthode d'analyse de stabilité la plus couramment utilisée en géotechnique.

### III.2.2.L'analyse limite

L'évolution des concepts de la mécanique depuis le 18ème siècle a permis le développement d'une autre stratégie d'analyse de stabilité appelée « analyse limite ».

L'analyse limite utilise notamment les concepts de travaux virtuels et équilibre statique (Lagrange, 1788) et le principe du travail plastique local maximal (Kazinczy, 1914 ; Kist, 1917 ; Gvozdev, 1938, 1948 ; Markov, 1947 ; Hill,

1948, 1950 ; Drucker, 1951, 1962 ; Drucker et Prager, 1952). L'analyse cinématique régularisée, qui sera évoquée plus loin, s'appuie de plus sur les travaux de Moreau (1966) et Nayrolles (1970).

L'analyse limite admet que les sols et autres matériaux ont un comportement élastique (ou rigide) parfaitement plastique, avec une loi d'écoulement plastique associée. Notons que cette loi d'écoulement plastique associée n'est en fait utilisée que pour calculer les puissances virtuelles de la déformation du matériau à l'état limite de contraintes, ce qui est aussi la base du calcul à la rupture [21].

### **III.2.2.1. Le théorème des bornes supérieures**

Selon le théorème des bornes supérieures, si le travail d'une force externe associé à une cinématique de rupture est supérieur au travail des forces internes (bornées par la résistance des matériaux) pour la même cinématique de rupture, alors cette force est supérieure à la charge limite de rupture. Cette approche, dite cinématique, consiste donc à construire des cinématiques ou mécanismes de rupture respectant les conditions aux limites sur les déplacements, et à trouver pour chacun d'eux des forces ou combinaisons de forces trop grandes pour la résistance du sol. [16]

### **III.2.2.2. Le théorème des bornes inférieures**

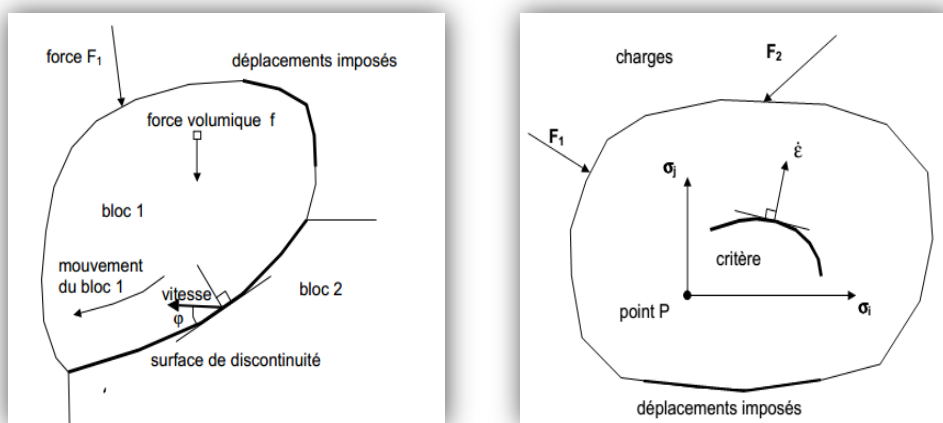
Selon le théorème des bornes inférieures, si l'on peut trouver dans les matériaux (sols et structures) un champ de contraintes qui équilibre la charge extérieure appliquée, tout en restant compatible avec les résistances des différents matériaux, alors cette charge ne peut être supérieure à la charge limite de rupture.

Cette approche, dite statique, consiste donc à chercher des champs de contraintes qui vérifient les conditions d'équilibre statique et les critères de résistance des matériaux et équilibrent la plus grande charge extérieure possible.

### **III.2.2.3. Mécanisme de rupture correspondant pour les bornes supérieures**

La méthode cinématique a connu une plus grande popularité que la méthode statique et de nombreuses bornes supérieures ont été proposées pour la portance des sols. Les mécanismes de rupture correspondant à ces bornes

supérieures comportent des surfaces de discontinuité, où la vitesse de déplacement instantané fait un angle  $\varphi$  avec la surface de contact (Figure III.1.a) et des zones de déformation plastique, où la loi d'écoulement plastique associée détermine la géométrie et l'extension de la rupture (Figure III.1.b) L'angle entre la vitesse de déplacement et la surface de discontinuité explique la forme de spirale logarithmique des surfaces de rupture dans de nombreux modèles de calcul à base de blocs.



(a) Rupture par blocs massif

(b) Rupture par déformation du massif

**Figure III.1:** Particularités des calculs de stabilité dans l'approche cinématique de L'analyse limite [17]

#### III.2.2.4. La différence entre l'analyse limite et l'analyse d'équilibre limite

La grande différence entre l'analyse limite et l'analyse d'équilibre limite réside dans la prise en compte de la cinématique des déformations dans l'analyse de la rupture. L'analyse des déformations permet d'une part de raisonner en termes de travail des forces internes et externes, et plus seulement en termes d'équilibres de forces, et d'autre part de tenir compte directement des conditions aux limites sur les déplacements. On ne peut comparer directement les analyses d'équilibre limite et les calculs d'analyse limite, qui ne résolvent pas les mêmes équations et posent différemment le problème de l'équilibre limite. Même si l'analyse limite paraît plus proche des concepts modernes de la mécanique, elle comporte aussi des approximations fortes qui peuvent l'éloigner de la réalité des sols, tandis que la force de l'analyse d'équilibre limite réside dans le choix de mécanismes de rupture inspirés des



modes de rupture observés et la grande expérience acquise dans son utilisation.[18]

### **III.2.3.Les calculs en déformations**

Dans les sols et les roches, la rupture est toujours précédée de déformations, plus importantes et visibles dans les sols, mais aussi présentes dans les roches. La rupture peut être repérée par l'amorce de grands déplacements lors de la rupture des matériaux (ruptures de remblais sur sols mous, glissements de terrain, par exemple), mais aussi par une augmentation des mouvements de terrain, sans instabilité réelle (fondations superficielles et fondations profondes), le cas des soutènements étant intermédiaire (la rupture côté poussée est généralement confinée et la rupture côté butée est la vraie cause de l'instabilité). La rupture peut donc être définie en termes de déplacements, à condition de savoir calculer des déformations non linéaires et qui se concentrent si nécessaire sur des surfaces de rupture. Il est évident que cette possibilité n'existait pas au début du 20ème siècle et qu'elle n'est offerte que depuis l'avènement du calcul élastoplastique sur ordinateur, notamment par le calcul en éléments finis.

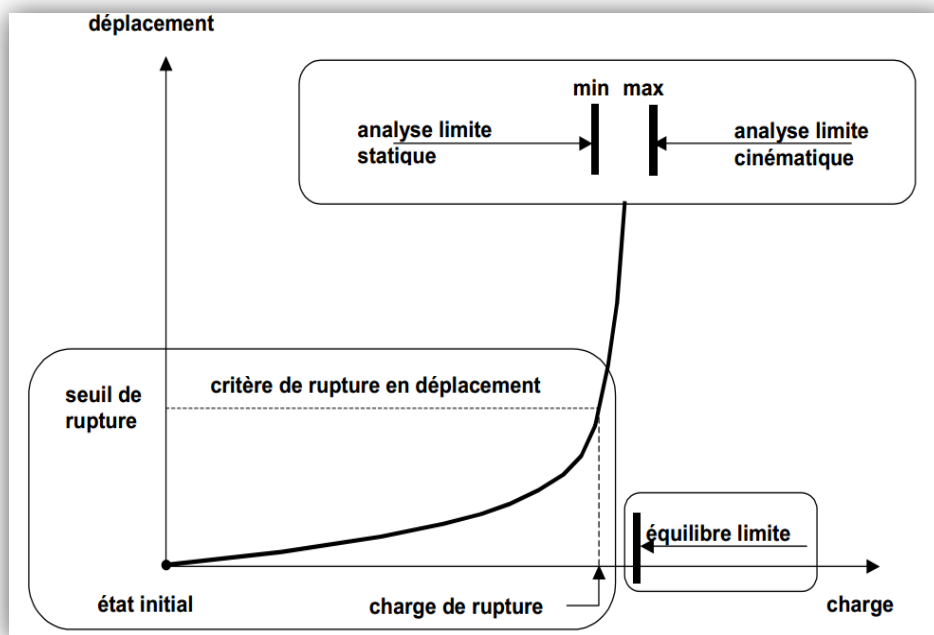
### **III.2.4.Comparaison entre les calculs en déplacements et les autres méthodes**

Les calculs d'équilibre limite et d'analyse limite supposent que l'instabilité ne dépend pas de l'état initial du sol et de sa réponse aux faibles valeurs des charges.

Dans les calculs en déplacements, la rupture est au contraire définie sur la courbe (les courbes) de variation des déplacements en fonction de la charge et/ou du temps (Figure III.2).L'approche en déplacements des calculs de stabilité est à la fois la plus naturelle, car elle suit l'évolution des terrains et des ouvrages depuis leur état initial jusqu'à la rupture (ou ce qui est défini conventionnellement comme la rupture), et la plus exigeante car elle nécessite de connaître la déformabilité des matériaux en plus de leur résistance. Les paramètres de déformabilité des sols sont particulièrement sensibles aux conditions de prélèvement des carottes pour les essais de laboratoire et aux conditions d'exécution des essais en place. Mais on rencontre aussi des

difficultés pour spécifier l'état initial des contraintes dans le sol, qui conditionne l'étendue de la plage élastique avant d'atteindre le critère de plasticité et le passage à un mode de déformation différent.

Le perfectionnement des outils de calcul de stabilité en déplacements est toutefois une voie d'avenir, notamment pour les ouvrages complexes.



**Figure III.2** : Définitions de la rupture pour le calcul en déplacements, l'analyse limite et l'analyse d'équilibre limite [17]

### III.2.5. Méthodes de calcul de la capacité portante pour le cas d'un chargement vertical

Aucune solution mathématique rigoureuse ne permet encore d'analyser le phénomène de la rupture. Bien des méthodes ont été proposées, mais toutes admettent quelques approximations simplificatrices quant aux propriétés du sol et aux déplacements qui se produisent, approximations non conformes aux phénomènes observés. En dépit de ces insuffisances, les comparaisons entre les capacités portantes limites de modèles réduits et de fondations en vraie grandeur montrent que la marge d'erreur est un peu plus grande que pour les problèmes de stabilité avec les autres matériaux.

Les études de stabilité à la rupture (habituellement dénommée cisaillement total) repose sur l'hypothèse que le sol se comporte comme un

matériau plastique idéal. Cette hypothèse fut avancée pour la première fois par Prandtl au sujet du poinçonnement des métaux, puis étendue à l'étude des sols par Terzaghi, Meyerhof, Buisman, Caquot & Kérisel et De Beer&Vesic, Leur approche générale du problème est identique : une fondation de longueur infinie et de largeur B exerce une pression moyenne que sur un sol homogène dont le poids spécifique est  $\gamma$ . La charge qui agit sur la fondation est verticale, constante, et s'exerce dans l'axe de la semelle. On se trouve donc en présence d'un problème à deux dimensions.

### III.2.6. Les méthodes dérivées des essais en place

Les essais en place (pénétromètre statique et dynamique, scissomètre, essais de pénétration de carottier-SPT, pressiomètre,...) complètent depuis plus de cinquante ans les essais de laboratoire pour la caractérisation mécanique des sols, notamment pour les sols où l'on ne peut prélever des échantillons représentatifs. Leurs résultats sont parfois exploités pour obtenir par corrélation ou par transformation analytique des paramètres de résistance utilisables pour l'analyse d'équilibre limite ou l'analyse limite ( $c_u$ ,  $c'$  et  $\varphi'$ ). Mais ils sont souvent utilisés directement pour évaluer la charge limite du massif de sol par des formules simples, de type utilisées pour déduire la portance de la pression limite pressiométrique (Ménard) :

$$q_{max} = (p_l - p_0) + q_0 \quad \text{(III. 3)}$$

Ces formules ne font plus référence à un équilibre quelconque de contraintes ou mécanisme de rupture et proviennent en général d'une étude de corrélation entre les résultats d'essai et la portance des massifs de sol. Elles sont souvent complétées par des coefficients correcteurs (d'inclinaison, d'excentrement, d'encastrement, etc..) directement inspirés de l'analyse d'équilibre limite ou d'analyse limite.

Ces méthodes sont très souvent utilisées pour l'étude des ouvrages courants.

Les méthodes de calcul qui ont résisté aux épreuves de la pratique et du temps sont toutes accompagnées d'un « mode opératoire » ou de facteurs correctifs qui les ont à l'expérience.

### III.3.Méthodes de calcul de la capacité portante

#### III.3.1.Méthodes classiques

##### III.3.1.1.Théorie de Rankine (1857)

Afin d'étudier l'équilibre qui règne sous la semelle, Rankine a considéré le cas le plus simple d'une semelle filante reposant sur massif homogène de sol ayant une cohésion ( $c$ ) et un angle de frottement ( $\phi$ ) donnés.

La fondation est de largeur ( $B$ ) et ancrée dans le massif à une profondeur ( $D_f$ )

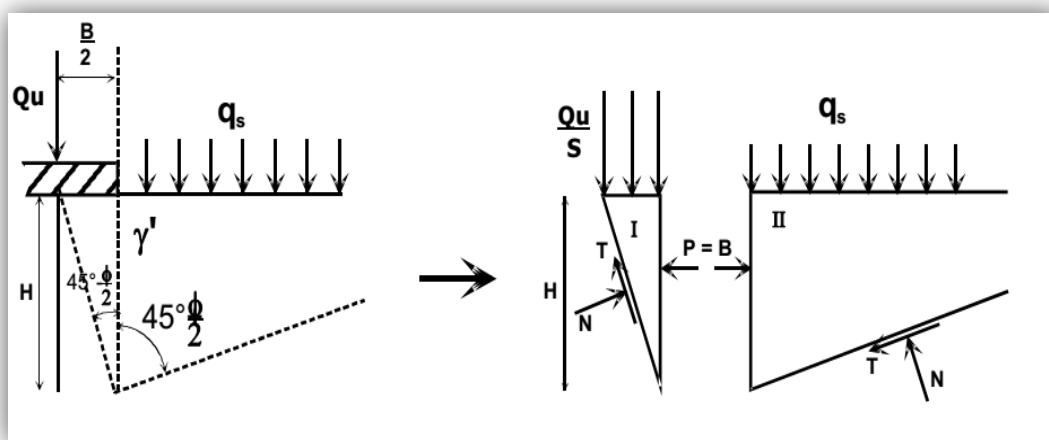


Figure III.3: Equilibre de Rankine [19]

Par symétrie par rapport à l'axe de la fondation, Rankine a formulé l'hypothèse d'existence sous la semelle de deux coins (I et II), le premier se trouvant directement sous la demi-semelle dans un état d'équilibre passif et le second se trouvant à l'extérieur dans un état d'équilibre actif. Le coin I agit donc en véritable écran de butée et de poussée à partir d'une approximation de l'état des contraintes dans le sol au contact d'un écran. Dans ces conditions, la détermination de la force de butée le long de la ligne qui limite les deux blocs I et II est aisée ;

Si on désigne par  $\vec{f}$  le vecteur contrainte exercé par le sol sur l'écran, la force de butée ou poussée par unité de longueur sera égale à :

$$\vec{f} = \int \vec{f} dz \quad (\text{III. 4})$$

Cette méthode repose sur l'hypothèse simplificatrice fondamentale suivante :

La présence de discontinuités, provoquées par l'existence de l'écran à la surface d'un massif de sol, ne modifie pas la répartition des contraintes

verticales dans le sol, et sur un plan parallèle à la surface du sol, la contrainte reste verticale et égale à :

$$\sigma_v = \gamma \cdot z \cdot \cos \beta \quad (\text{III. 5})$$

( $\beta$  : Angle d'inclinaison de la surface du sol par rapport à l'horizontale).

Pour le cas passif (coin II) nous avons :

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_p \cdot H^2 + 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_p} + q \cdot K_p \cdot H \quad (\text{III. 6})$$

D'où,

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{III. 7})$$

Pour le cas actif nous avons :

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot H^2 - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a} + q \cdot K_a \cdot H \quad (\text{III. 8})$$

D'où,

$$K_p = \tan^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{III. 9})$$

Les deux résultantes sont supposées avoir une même valeur, alors on peut écrire :

$$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_p \cdot H^2 + 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_p} + q \cdot K_p \cdot H = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_a \cdot H^2 - 2 \cdot c \cdot H \cdot \sqrt{K_a} + q \cdot K_a \cdot H \quad (\text{III. 10})$$

L'expression qui donne la charge maximum que supportera la semelle :

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H \cdot \left( \frac{1}{k_a} \right) \cdot (k_a - k_p) + \frac{2c}{k_a} (\sqrt{k_p} + \sqrt{k_a}) + q \cdot k_p^2 \quad (\text{III. 11})$$

Mais,  $k_p = \frac{1}{k_a}$  alors d'après la Figure III.3 :

$$H = \frac{B}{2 \tan \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right)} = \frac{B}{2 \sqrt{k_a}} \quad (\text{III. 12})$$

Alors, l'expression de  $q_u$  devient :

$$q_u = \frac{1}{4} \cdot \gamma \cdot B \cdot k_p^{\frac{3}{2}} \cdot (k_p - k_p^{-1}) + 2 \cdot c \cdot k_p \left( k_p^{\frac{1}{2}} + k_p^{-\frac{1}{2}} \right) + q k_p^2 \quad (\text{III. 13})$$

Ou bien ;

$$q_u = \frac{1}{4} \cdot \gamma \cdot B \cdot \left( k_p^{\frac{5}{2}} - k_p^{\frac{1}{2}} \right) + 2 \cdot c \cdot \left( k_p^{\frac{3}{2}} + k_p^{\frac{1}{2}} \right) + q k_p^2 \quad (\text{III. 14})$$

Qui s'écrit sous la forme condensée :

$$q_u = \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma + C \cdot N_c + q \cdot N_q \quad (\text{III. 15})$$

Et qui représente la capacité portante avec ;

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \cdot (k_p^{5/2} - k_p^{1/2}) \quad (\text{III. 16})$$

$$N_q = k_p^2 \quad \text{(III. 17)}$$

$$N_c = 2 \cdot (k_p^{3/2} + k_p^{1/2}) \quad \text{(III. 18)}$$

Où :

$N_\gamma$ : est le facteur de surface

$N_c$ : est le facteur de cohésion

$N_q$ : est le facteur de profondeur

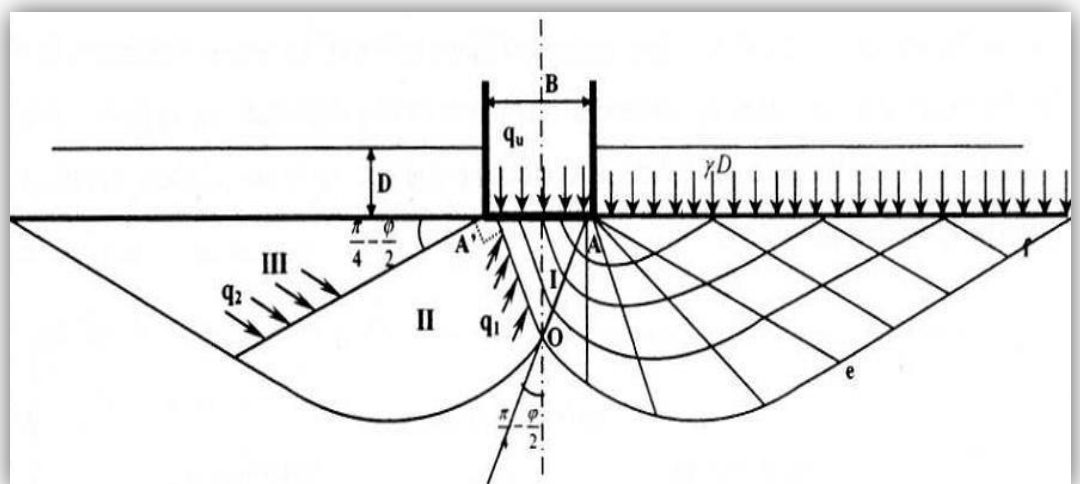
Le schéma de Rankine (Figure III.3) n'est qu'une approximation très grossière du véritable comportement du sol. En réalité, L'expérience sur modèles réduits montre que sous la fondation se forme un coin, limité par des faces planes inclinées qui s'enfoncent avec la semelle et se comporte en corps solide, Il exerce une poussée sur le sol adjacent qui réagit en butée avec frottement sol-sur-sol. [19]

### III.3.1.2. Théorie de Prandtl (1920)

D'après Prandtl, le mécanisme de rupture sous la fondation considère que la base de la fondation est lisse, donc un état actif de Rankine est développé dans le coin AA'O (Figure III.4).

Le système est formé par trois zones successives :

- La zone I en équilibre de poussée de Rankine.
- La zone II en équilibre de Prandtl.
- La zone III en équilibre de butée de Rankine.



**Figure III.4 : Mécanisme de rupture d'une fondation de base lisse [20]**

Dans la zone I et III, la famille de lignes de glissement est formée de droites.

Dans la zone II, une famille de ligne de glissement est constituée de courbe. Il s'agit de lignes de glissement appartenant à cette même famille et qui sont homothétiques entre elles et forment des spirales logarithmiques. L'autre famille des lignes de glissement est formée de droites, faisant un angle de  $\theta$  avec la normale aux points d'intersection avec les spirales, et ayant toutes un point de rebroussement à l'intersection des deux surcharges.

Il est à noter que les spirales logarithmiques peuvent s'écrire sous la forme, en coordonnées polaires, de :  $(r = r_0 \cdot e^{\theta \tan \varphi})$

Le problème se ramène à l'étude de l'équilibre du bloc (AOe) en écrivant que le moment en A de l'ensemble des forces est nul.

Le problème bidimensionnel d'un sol pulvérulent non pesant d'angle de frottement interne  $\nu$  et chargé normalement à sa surface par deux répartitions uniforme, a été résolu pour la première fois par Prandtl (1920).

On notera  $q_1$  et  $q_2$  les intensités des contraintes critiques qui agissent respectivement sur les rayons polaires AO et Ae. L'équilibre de poussée et de buttée de Rankine dans un milieu non pesant donne :

$$q_1 = q_u \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{et} \quad q_2 = \gamma \cdot D \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{(III.19)}$$

On peut traduire l'équilibre du bloc AOe en écrivant que le moment en A de l'ensemble des forces appliquées est nul.

$$\text{Soit, } \frac{AO}{2} \cdot q_1 \cdot \tan \varphi - \frac{Ae}{2} \cdot q_2 \cdot \tan \varphi = 0 \quad \text{(III. 20)}$$

$$\text{On a alors, } \frac{AO}{2} = e^{-\varepsilon \tan \varphi}$$

Donc,  $q_1$  et  $q_2$  sont liés par la relation suivante dans l'équilibre de Prandtl :

$$\frac{q_1}{q_2} = \left(\frac{AO}{Ae}\right)^2 = e^{-2\varepsilon \tan \varphi} = e^{-\pi \tan \varphi} \quad \text{(III. 21)}$$

Puisque l'angle  $\varepsilon$  que fait AO et Ae est égal à  $\frac{\pi}{2}$  :

On aboutit donc finalement ;

$$q_u = \gamma \cdot D \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \tan \varphi} \quad \text{C'est-à-dire : } N_q = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \tan \varphi}$$

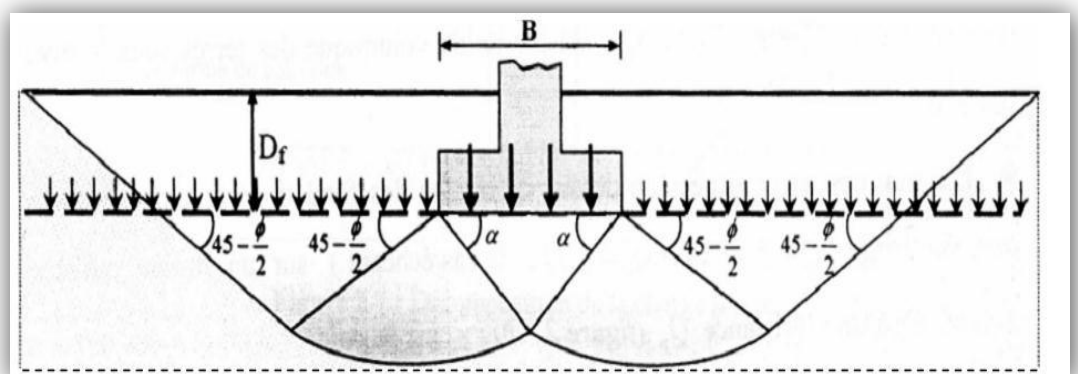
Cette formule est quelque fois appelée formule de Prandtl Caquot, car ces deux auteurs l'ont publié, indépendamment l'un de l'autre vers (1920).

### III.3.1.3. Théorie de Terzaghi (1943)

En 1943 Terzaghi améliora la solution de Prandtl 1920 pour inclure la rugosité de la fondation et le poids de la zone de rupture. Terzaghi était le premier à développer une théorie pour l'évaluation de la capacité portante ultime des fondations superficielles. La charge limite est déterminée en superposant trois états de résistance: la résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle, l'action des terres situées au-dessus du niveau de la fondation et l'action de la cohésion (Méthode de superposition de Terzaghi). Terzaghi a proposé un mécanisme de rupture d'une fondation filante, présentée ci-dessous (Figure III.5).

Il a basé sa théorie sur les conditions suivantes :

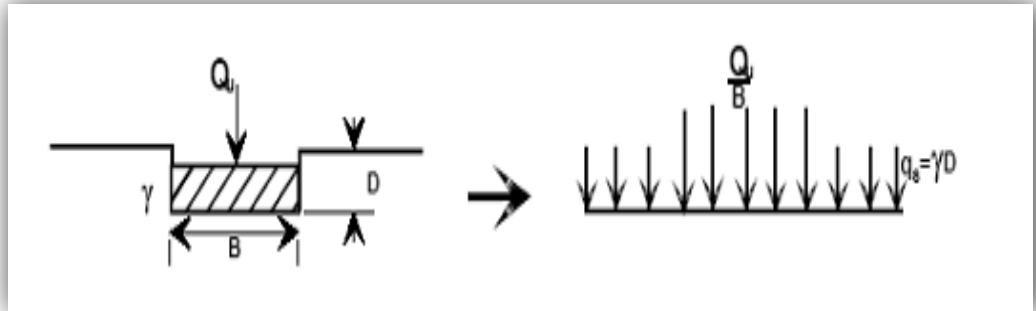
- Il a assumé que le coin au-dessous de la semelle est en équilibre élastique.
- Terzaghi a assumé que l'angle des surfaces du coin de rupture est  $\alpha$  supérieur à  $45^\circ + \frac{\varphi}{2}$ , qui résulte d'une préention des coins actifs de Rankine.
- La résistance au cisaillement du sol au-dessus du niveau de fondation  $D_f$ , a été ignorée et contribue seulement comme une surcharge.
- On assume que la semelle est rugueuse.



**Figure III.5:** Mécanisme de rupture d'une fondation de base rugueuse [23]



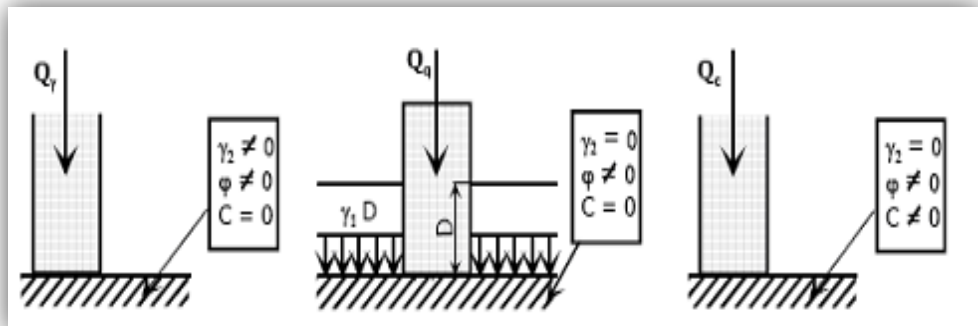
En règle générale, la semelle de fondation est placée, après creusement, à une profondeur  $D_f$  dans un sol de poids spécifique  $\gamma$  à surface horizontale. La base de la semelle est alors choisie comme plan de référence sur lequel s'exercent des contraintes de compression égale  $Qu/B$  à l'emplacement de la semelle et à  $q_s = \gamma D_f$  à l'extérieur (Figure III.6).



**Figure III.6:** Schéma de principe de la théorie de Terzaghi

Terzaghi a émis l'hypothèse que la charge maximum que l'on pouvait appliquer sur une fondation à la surface d'un sol pouvait être considérée approximativement comme étant la résultante des charges maximales applicables dans les états suivants (Figure III.7).

- Sol supposé sans poids et sans cohésion, la charge dépend alors uniquement de la surcharge  $q$  et de l'angle de frottement interne  $\varphi$  ;
- Sol pesant, mais sans cohésion;
- Sol non pesant, et cohérent.



**Figure III.7:** Méthode de superposition de Terzaghi

Utilisant l'analyse d'équilibre, Terzaghi a exprimé la capacité portante ultime sous la forme:

$$q_u = c \cdot N_c + q N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (\text{III. 22})$$

Où :  $N_c, N_q$  et  $N_\gamma$  sont les facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne  $\varphi$  du sol sous la base de la fondation.

$$N_c = \cos \varphi \left[ \frac{e^{2(3\pi)/(4-\frac{\varphi}{2}) \tan \varphi}}{2 \cdot \cos^2(\frac{\pi+\varphi}{4})} - 1 \right] = \cot \varphi (N_q - 1) \quad (\text{III. 23})$$

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi)/(4-\frac{\varphi}{2}) \tan \varphi}}{2 \cdot \cos^2(\frac{\pi+\varphi}{4})} \quad (\text{III. 24})$$

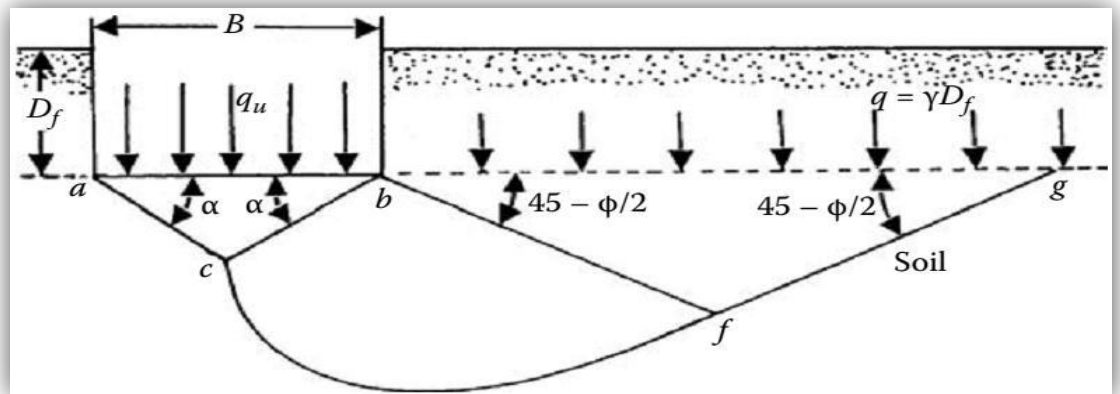
$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left( \frac{k_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right) \tan \varphi \quad (\text{III. 25})$$

Cette équation, cependant, est soumise aux restrictions suivantes: rupture générale, semelle filante, semelle de base rugueuse.

Toujours dans sa théorie, Terzaghi divise la zone de rupture sous la fondation en trois zones (Figure III.8).

- Une zone triangulaire ACB immédiatement sous la fondation ou le sol fortement comprimé est en équilibre surabondant et se déplace avec la fondation, il forme un coin limite par les points A, B, C avec les angles BAC et ABC sont égaux à l'angle de frottement interne du sol  $\varphi$ .
- Une zone de cisaillement radial BCF où CF est un arc spirale logarithmique définie par la fonction :  $r = r_0 \cdot e^{\theta \tan \varphi}$
- zone passive de Rankine triangulaire BFD.

Dans les zones de cisaillement radial et passif, les déplacements et les cisaillements sont très importants et il en résulte ainsi une rupture généralisée au-dessous de ces trois zones, le sol est peu ou non perturbé par la rupture. [24]

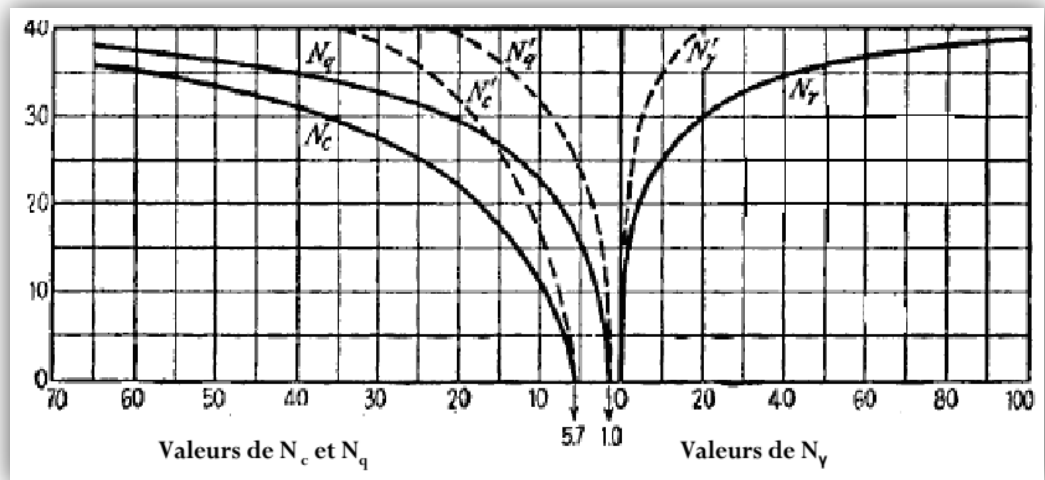


**Figure III.8:** Modèle utilisé par Terzaghi pour la détermination des facteurs de portance [23]

La variation des coefficients de capacité portante en fonction de l'angle de frottement interne  $\phi$  est donnée par le (Tableau III.1), et la (Figure III.9) donne les mêmes valeurs sous une forme graphique.

**Tableau III.1:** Coefficients de capacité portante de Terzaghi pour un cisaillement générale.

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	11.35
2	6.30	1.22	0.18	28	31.61	17.81	15.15
4	6.97	1.49	0.38	30	37.16	22.46	19.73
6	7.73	1.81	0.62	32	44.04	28.52	27.49
8	8.60	2.21	0.91	34	52.64	36.51	36.96
10	9.61	2.69	1.25	36	63.53	47.16	51.70
12	10.76	3.29	1.70	38	77.50	61.55	73.47
14	12.11	4.02	2.23	40	95.67	81.27	100.39
16	13.68	4.92	2.94	42	119.67	108.75	165.69
18	15.52	6.04	3.87	44	151.95	147.74	248.29
20	11.69	7.44	4.97	46	196.22	204.20	426.96
22	20.27	9.19	6.91	48	258.29	287.86	742.61
24	23.36	11.40	8.85	50	347.52	415.16	1153.15



**Figure III.9 :** Facteurs de capacité portante en fonction de  $\nu$  (Terzaghi : fondation rugueuse)

De nombreux auteurs ont résolu le problème en faisant des hypothèses différentes sur la rugosité de la semelle et la forme de la zone en équilibre limite. Bien que les valeurs numériques soient parfois assez différentes, toutes ces études conduisent à la formule générale de Terzaghi.

Ainsi le problème de la capacité portante se réduit à la détermination des facteurs de la capacité portante.  $N_c, N_q$  et  $N_\gamma$ . Après la proposition de cette approche, diverses études ont été faites pour l'évaluation de ces facteurs.

#### III.3.1.4. Théorie de Meyerhof (1963)

Meyerhof (1963) explique que la portance des semelles filantes est calculée en suivant la forme générale décrite par Terzaghi, avec des expressions établies par Prandtl (1920) pour  $N_c$ , Reissner (1924) pour  $N_c$  et par lui-même Meyerhof (1961) pour une valeur approchée de  $N_q$ , ces coefficients ne tiennent pas compte de la résistance au cisaillement dans le sol situé au-dessus de la base de la fondation.

Les expressions des facteurs de cohésion, profondeur et de surface s'expriment par :

En 1951, Meyerhof a publié une théorie de capacité portante qui pourrait être appliquée à la fondation superficielle dure et profonde. La surface de rupture à la charge ultime sous une fondation superficielle continue assumée par Meyerhof est montrée dans (Figure III.10)

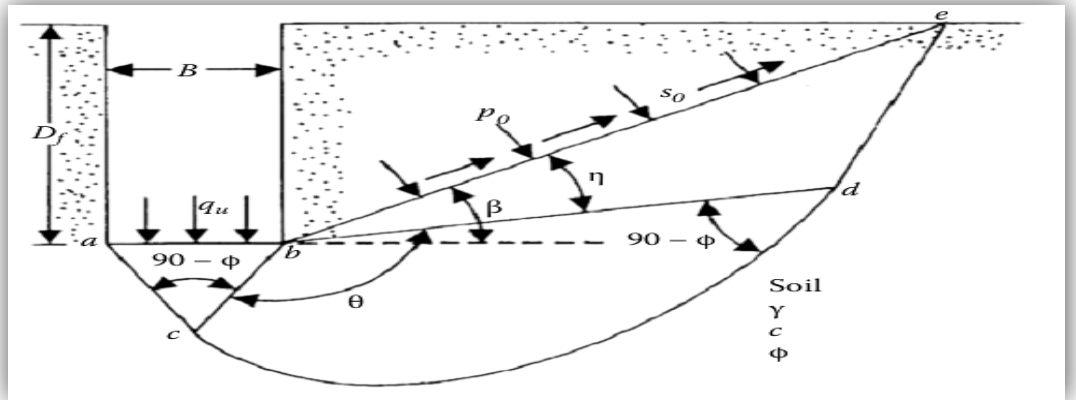


Figure III.10 : La surface de rupture pour une fondation filante [25]

$$\begin{cases} N_c = (N_q - 1) \cot \varphi & \text{(III. 26)} \\ N_q = \exp(\pi \tan \varphi) \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) & \text{(III. 27)} \\ N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4\varphi) & \text{(III. 28)} \end{cases}$$

Pour les semelles circulaires et rectangulaires de côtés B et L, des facteurs partiels ont été proposés, à l'initiative de Skempton (1951) pour les argiles, par interpolation entre le cas des semelles filantes et celui des semelles circulaires :

$$\begin{cases} s_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ s_q = s_\gamma = 1 & \text{si } \varphi = 0 \\ s_c = s_\gamma = 1 + 0,1 \frac{B}{L} \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) & \text{si } \varphi > 10 \text{ degrés} \end{cases} \quad \text{(III. 29)}$$

Pour les fondations rectangulaires, une interpolation est aussi proposée pour corriger la valeur de l'angle de frottement interne, plus forte de 10% dans les ruptures en déformations planes ( $\varphi_p$ ) que dans les essais triaxiaux ( $\varphi_t$ ) :

$$\varphi = \varphi_p = \left( 1,1 - 0,1 \frac{B}{L} \right) \varphi_t \quad \text{(III. 30)}$$

Pour tenir compte de la résistance du sol au-dessus de la base de la fondation, on utilise d'autres facteurs partiels :

$$\begin{cases} d_c = 1 + 0,2 \left( \frac{D_f}{B} \right) \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ d_q = d_\gamma = 1 & \text{si } \varphi = 0 \\ d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \left( \frac{D_f}{B} \right) \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) & \text{si } \varphi > 10 \text{ degrés} \end{cases} \quad \text{(III. 31)}$$

Meyerhof indique aussi que, pour les charges excentrées, la pratique consiste à faire le calcul de portance sur une semelle filante de largeur  $B'$  réduite :

$$B' = B - 2e \quad (\text{III. 32})$$

Il semble trop sévère par comparaison avec les résultats d'essais. Les observations sont intermédiaires entre ces valeurs et celles déduites d'une répartition triangulaire des pressions sous la semelle. [26]

Toutefois, en cas de double excentrement, la réduction de la longueur et de la largeur de deux fois les excentrements correspondants est jugée suffisante.

Pour les charges inclinées, les travaux de Meyerhof (1953) ont défini des coefficients réducteurs égaux à :

$$\begin{cases} i_c = i_q = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2 \\ i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 \end{cases} \quad (\text{III. 33})$$

Dans le cas général, la formule de calcul de la capacité portante du sol a donc la forme :

$$q_u = c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot N_c + q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot N_\gamma \quad (\text{III. 34})$$

Meyerhof attire l'attention du lecteur sur la liaison entre la résistance et le déplacement : sous une charge inclinée et excentrée, une fondation superficielle peut se déplacer horizontalement de  $s$  à 20% de la largeur de la fondation, et tourner de 1 à 5 degrés, selon la densité ou la rigidité du sol et la profondeur d'encastrement de la fondation. Ces déplacements sont nécessaires pour mobiliser la résistance du sol et peuvent avoir une influence importante sur les structures qu'il porte. Pour limiter les déplacements des fondations, il faut les élargir ou les encastrent plus profondément. D'autre part, si la rigidité de la fondation est faible par rapport à celle du sol, il faut utiliser une approche différente, par exemple avec des coefficients de réaction.

### III.3.1.5. Théorie de Hansen (1970)

Pour le calcul de la force portante des fondations superficielles, Brinch Hansen a utilisé la même équation de base que celle de Terzaghi, excepté que la largeur de la fondation a été prise égale à  $B$  au lieu de  $2B$ .

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (\text{III. 35})$$

Les trois facteurs de portance ont pour expressions :

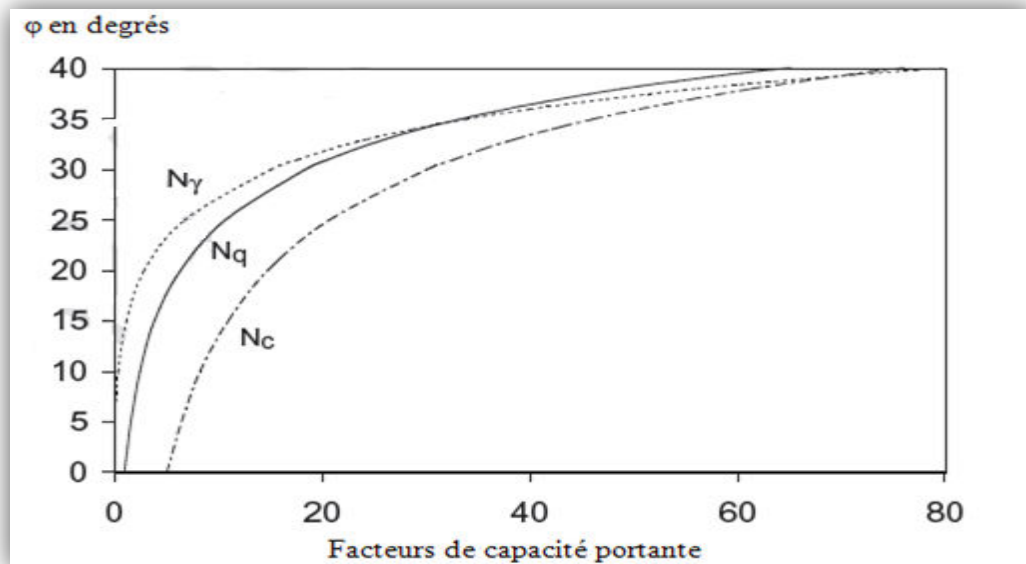
$$\begin{cases} N_c = (N_q - 1)\cot\varphi \\ N_q = \exp(\pi\tan\varphi)\tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \\ N_\gamma = 1,5(N_q - 1)\tan\varphi \end{cases} \quad (\text{III. 36})$$

Le dernier facteur  $N_\gamma$  est une borne inférieure calculée par Lundgren et Mortensen (1953). En 1961, Brinch Hansen proposait une expression différente:

$$N_\gamma = 1,8(N_q - 1)\tan\varphi \quad (\text{III. 37})$$

Le statut de cette expression n'est pas clair. Brinch Hansen (1961) indique que ce n'est qu'une borne inférieure parce qu'elle n'est que statiquement admissible.

Les facteurs de la capacité portante établis par Hansen pour une semelle filante sont présentés dans la (Figure III.11)



**Figure III.11:** Facteurs de capacité portante de Hansen.

A part l'excentrement des charges, qui est pris en compte en calculant la portance sur la surface effective de la fondation, tous les autres écarts par

rapport au cas de la semelle filante sous charge verticale centrée sont décrits aux moyens de coefficients correcteurs établis séparément et dont l'usage simultané constitue naturellement une approximation.

La capacité portante d'une fondation inclinée de forme quelconque, encastree dans un massif incliné et soumise à une charge inclinée, est égale à :

$$q_{max} = \frac{N}{A} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \quad \text{(III. 38)}$$

(Notation : s = forme ; d = profondeur ; i = inclinaison de la charge ; b = inclinaison de la base de la fondation ; g = inclinaison de la surface du sol ; N = composante de la charge normale à la base de la fonction ; A = aire de la fondation).

Pour une fondation sur sol cohérent (où  $\varphi=0$ , donc  $N_\gamma = 0$ ), Brinch Hansen indique qu'il vaut mieux écrire l'expression (2.33) sous la forme additive :

$$q_{max} = \frac{N}{A} = (\pi + 2) C_u [1 + s_c^a + d_c^a - i_c^a - b_c^a - g_c^a] \quad \text{(III. 39)}$$

Pour l'inclinaison de la charge, il recommande les formules approchées suivantes :

$$i_b^a = 0,5 - 0,5 \sqrt{1 - \frac{H}{AC_U}} \quad \text{(III. 40)}$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{0,5H}{N + Ac \cot\varphi} \right]^5 \quad \text{(III. 41)}$$

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{0,7H}{N + Ac \cot\varphi} \right]^5 \quad \text{(III. 42)}$$

L'expression  $i_c$  n'est pas donnée. Dans son article de 1961, Brinch Hansen donnait l'expression :

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan\varphi} \quad \text{(III. 43)}$$

Pour l'inclinaison de la base de la fondation, les coefficients correcteurs de Brinch Hansen ont pour expression :



$$b_c^a = \frac{2\alpha}{\pi+2} (\text{radian}) \text{ ou } \frac{\alpha}{147} (\text{degrés}) \quad (\text{Solution exacte}) \quad (\text{III. 44})$$

$$b_q = \exp(-2\alpha \tan \varphi) \quad (\text{Solution exacte}) \quad (\text{III. 45})$$

$$b_\gamma = \exp(-2.7\alpha \tan \varphi) \quad (\text{Expression empirique}) \quad (\text{III. 46})$$

L'expression  $b_c$  n'est pas donnée.

En cas d'inclinaison de la base de la fondation, le coefficient  $i_\gamma$  est modifié pour assurer la continuité des solutions :

$$i_\gamma = \left[ 1 - \frac{0,7 - \frac{\alpha}{450}}{N + Ac \cot \varphi} \right]^5 \quad (\text{III. 47})$$

Pour l'inclinaison de la surface du sol, *Brinch Hansen* suggère d'utiliser les formules approchées suivantes:

$$g_q = [1 - 0,5 \tan \beta]^5 \quad (\text{III. 48})$$

$$g_\gamma = g_q \quad \text{pour } \beta < \varphi \text{ et } \alpha - \beta: 90: \text{degrés} \quad (\text{III. 49})$$

L'expression  $g_c$  n'est pas donnée.

Les coefficients adoptés par *Brinch Hansen* pour décrire l'effet de la forme de la fondation, ont pour les fondations rectangulaires ( $B < L$ ) et carrées (coté  $B$ ) sous charge verticale les valeurs suivante:

$$s_c^a = 0,2 \frac{B}{L} \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \sin \varphi \quad s_\gamma = 1 + 0,4 \frac{B}{L} \quad (\text{2. 50})$$

Et pour les charges inclinées (dans le sens de  $B$  ou dans le sens de  $L$ )

$$s_{cB}^a = 0,2 i_{cB}^a \frac{B}{L} \quad s_{qB} = 1 + i_{qB} \frac{B}{L} \sin \varphi \quad s_{\gamma B} = 1 - 0,4 \frac{B i_{\gamma B}}{L i_{\gamma L}} \quad (\text{III. 51})$$

$$s_{cL}^a = 0,2 i_{cL}^a \frac{B}{L} \quad s_{qL} = 1 + i_{qL} \frac{B}{L} \sin \varphi \quad s_{\gamma L} = 1 - 0,4 \frac{L i_{\gamma L}}{B i_{\gamma B}} \quad (\text{III. 52})$$

Expression dans lesquelles on utilise l'expression en  $B$  (première ligne) ou en  $L$  (seconde ligne) selon le sens de l'inclinaison de la charge. Pour  $s_{\gamma B}$  ou  $s_{\gamma L}$  *Brinch Hansen* indique qu'il faut prendre la valeur supérieure à 0.6.

Enfin, pour l'effet de la profondeur, Brinch Hansen suggère les formules approchées suivantes :

$$d_\gamma = 1 \quad d_c^a = 0,4 \frac{D_f}{B} \quad d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D_f}{B} \quad \text{pour } D_f \leq B \quad (\text{III. 53})$$

$$d_\gamma = 1 \quad d_c^a = 0,4 \arctan \frac{D_f}{B} \quad d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \arctan \frac{D_f}{B} \quad \text{pour } D_f \geq B \quad (\text{III. 54})$$

On note que l'angle de frottement interne à utiliser pour les problèmes de déformations planes est l'angle  $\varphi_p$ , déduit de l'angle de frottement interne  $\varphi_t$  déterminé à l'appareil triaxial par la formule :

$$\varphi_p = 1.1 \varphi_t \quad (\text{III. 55})$$

### III.3.1.6. Théorie de Vesic (1973)

Vesic (1973) présente un panorama complémentaire du développement de l'analyse de la capacité portante des fondations superficielles. Il rappelle que l'histoire des premiers travaux sur le sujet, commençant à Rankine en 1857, a été décrite dans le premier traité de mécanique des sols de Terzaghi (1925, chapitre 24). Il propose des coefficients correcteurs appliqués à chacun des termes de la formule (2.17). Il évoque aussi l'effet de la compressibilité du sol et de la dimension de la fondation. La diminution de la résistance du sol lorsque la taille de la fondation augmente semble provenir de trois causes :

- L'enveloppe des cercle de Mohr n'est pas une droite ;
- La rupture se développe progressivement sur la surface de rupture ;
- Il existe des zones de plus faible résistance dans tous les sols naturels.

### III.4. Les méthodes de calcul du tassement des fondations superficiel

Il existe deux grandes classes de méthodes de détermination du tassement des fondations superficielles les méthodes à partir des essais de laboratoire : il s'agit essentiellement de l'essai œdométrique, surtout utilisé pour les sols fins cohérents les méthodes à partir des essais en place (essai de pénétration au carottier SPT, essai de pénétration statique CPT, essai au dilatomètre plat Marchetti DMT et essai pressiométrique Ménard), très utilisées notamment

pour les sols pulvérulents, à cause des difficultés évidentes de prélèvement et d'essai en laboratoire. [27]

#### **III.4.1. Distribution de la contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ avec la profondeur**

Il s'agit de connaître la distribution, avec la profondeur, de l'accroissement de contrainte verticale  $\Delta\sigma_z$ , par rapport à l'état de contrainte initial régnant dans le sol, apporté par une contrainte  $q$  appliquée en surface. Toutes les solutions couramment utilisées ont été obtenues par intégration de la solution classique de Boussinesq (pour une force ponctuelle appliquée en surface d'un massif semi infini élastique linéaire isotrope). Les solutions les plus utilisées pour les fondations superficielles sont :

- ✓ Contrainte sous une fondation filante ou carrée uniformément chargée figure 1 (voir annexe)
- ✓ contrainte sous l'axe d'une fondation circulaire uniformément chargée figure 2 (voir annexe)

Contrainte sous le coin d'une fondation rectangulaire uniformément chargée figure 3 (voir annexe). On peut trouver la contrainte verticale sous n'importe quel point de la fondation en superposant toutes les solutions (4 au maximum) pour lesquelles ce point joue le rôle de point de coin.

Dans certains cas, il peut être suffisant de se servir d'une méthode approchée consistant à supposer une diffusion de la contrainte  $q$  à 1 pour 2 avec la profondeur (la semelle fictive),

#### **III.4.2. Méthode de Calcul direct du tassement**

Le tassement  $s$  d'une fondation de forme circulaire, carrée ou rectangulaire, infiniment rigide (tassement uniforme) ou infiniment souple (contrainte uniforme), posée sur un massif semi-infini élastique linéaire et isotrope prend la forme générale suivante :

$$S = q \frac{1 - \nu^2}{B} BC_f \quad \text{(III. 56)}$$

S : tassement

Q : contraintes appliquées sur la fondation (uniforme ou moyenne),

E : module d'Young,

$\nu$  : Coefficient de Poisson du massif de sol

B : largeur ou diamètre de la fondation,

Cf: Coefficient dépendant de la forme de la fondation, de sa rigidité et de la position du point considéré.

Le tableau 6 (voir annexe 1) donne quelques valeurs de Cf pour les cas usuels tirées des tables de Giroud.

### III.4.3.Méthode de calcul du tassement par l'essai pressiométrique Ménard

La méthode de calcul des tassements à partir du pressiomètre Ménard, proposée par le (fascicule 62, titre V 1993), est la méthode de calcul originellement proposée par Ménard et Rousseau.

Le module pressiométrique EM est un module déviatorique, particulièrement adapté au calcul du tassement des fondations pour lesquelles le champ de contrainte déviatorique est prépondérant, à savoir les fondations « étroites », telles les semelles de bâtiments et d'ouvrages d'art (contrairement aux fondations de grandes dimensions au regard de la couche compressible, tels les remblais et les radiers).

Le tassement est donné par la formule :

$$W = W_1 + W_2 + W_3 \quad (\text{III. 57})$$

➤  $W_1$  = tassement instantané lié aux conditions d'exécution du fond de fouille (Non calculé)

➤  $W_2$  = domaine déviatorique

$$W_2 = \frac{1,33}{3EB} P \cdot R_0 \cdot (\lambda_1 \cdot R / R_0)^\alpha \quad (\text{III. 58})$$

➤  $W_3$  = domaine sphérique

$$W_3 = \frac{\alpha P \cdot \lambda_2 \cdot R}{4.5 \cdot EA} \quad (\text{III. 59})$$

La contrainte due à la fondation peut de calculer avec la méthode suivante :

$$P = \frac{1}{3} \times Q_{adm} \quad (\text{III. 60})$$

On peut calculer les deux modules équivalents EA et EB qui correspondent respectivement aux zones à tendance sphérique et déviatorique par les deux équations suivantes :

$$EB = \frac{3.6}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_3, E_4, E_5} + \frac{1}{2,5E_6}} \quad (\text{III. 61})$$

$$EA = E_1 \quad (\text{III. 62})$$

Avec :

P : contrainte due à la fondation

R : Demi-largeur de la fondation

$\lambda_1$  ;  $\lambda_2$  : Coefficients de forme. Donnés dans le tableau 1 (voir annexe),

EA, EB : Modules préssiométriques moyens pondérés dans les domaines sphériques et déviatoriques.

$\alpha$  : coefficient rhéologique, dépendant de la nature, de la structure du sol (ou de la roche) et du temps, donné dans le tableau 2(voir annexe),

Ro : dimension de référence égale à 30 cm

#### III.4.4.Méthode de calcul du tassement par l'essai œdométrique

L'essai de laboratoire le plus utilisé pour la détermination du tassement des fondations superficielles sur sols fins cohérents est l'essai œdométrique. Il s'agit d'un essai de consolidation uniaxial (déformations latérales nulles). À partir de la courbe de compressibilité déterminée par l'essai, on peut définir : soit des modules sécants, appelés modules « œnométriques » Eoed rapports des variations de contrainte effective aux variations de volume (ou les coefficients de compressibilité mv rapports des variations de volume aux variations de la contrainte effective, c'est-à-dire :

$$mv = 1/Eoed \quad (\text{III. 63})$$

Soit, dans le cas des sols fins, l'indice de compression Cc (respectivement l'indice de gonflement Cs) lorsqu'on linéarise la variation de l'indice des vides en fonction du logarithme décimal de la contrainte effective (diagramme semi logarithmique), dans le domaine normalement consolidé (respectivement surconsolidé)

À partir de la distribution avec la profondeur de l'un ou l'autre de ces paramètres, ainsi que de celle de la contrainte verticale sous la fondation (généralement estimée sur la base de l'élasticité linéaire isotrope), on calcule le tassement de consolidation unidimensionnelle bien connu, soed Dans le cas de

l'utilisation de l'indice de compression  $C_c$ , soed est calculé de la manière suivante pour chaque couche homogène. [28]

$$\text{soed} = H \frac{C_s}{1+e_0} \lg \frac{\delta'_{v0} - \Delta\delta_z}{\delta'_{v0}} \quad \text{Si} \quad \sigma'_{v0} < \sigma'_p \quad (\text{III. 64})$$

$$\text{soed} = H \frac{C_c}{1+e_0} \lg \frac{\delta'_{v0} - \Delta\delta_z}{\delta'_p} \quad \text{Si} \quad \sigma'_{v0} > \sigma'_p \quad (\text{III. 65})$$

Avec :

H : épaisseur de la couche de sol compressible.

$e_0$ : Son indice des vides initial (avant consolidation),

$\sigma'_{v0}$ : Contrainte verticale effective initiale au milieu de la couche

$\Delta\delta_z$ : Accroissement de contrainte apporté par la fondation au milieu de la couche,

$\sigma'_p$ : Pression de préconsolidation

$C_s$ , l'indice de gonflement, est nettement plus faible que  $C_c$  et le tassement dans le domaine surconsolidé peut être négligé dans certaines conditions, par rapport au tassement dans le domaine normalement consolidé

En théorie, pour l'application au calcul du tassement d'une fondation superficielle, il y aurait lieu de faire trois corrections. La première pour tenir compte des tassements qui se produisent avant la consolidation (tassement immédiat à volume constant, ou tassement non drainé, pour les sols fins saturés), la seconde pour tenir compte des déformations latérales (champ de déformation bidimensionnel ou tridimensionnel régnant sous la fondation, à opposer au champ unidimensionnel régnant sous l'axe d'un remblai de grande longueur, par exemple) et, enfin, la troisième pour tenir compte du tassement différé ou de fluage, encore appelé tassement secondaire  $S_\alpha$ . On aboutit alors à la formule générale suivante pour le tassement total  $S_t$

$$S_t = S_I + S_C + S_\alpha \quad (\text{III. 66})$$

#### III.4.5. Calcul de la contrainte admissible

- à partir des essais préssiométriques :( DTR-BC 3.331)

L'essai pressiométrique est un essai de cisaillement pur. La pression limite correspond à une rupture par cisaillement.

La capacité portante d'une semelle est donnée par la formule générale :

$$Q_{adm} = q_0 + k/3 (p_{le} - p_0) \quad (\text{III. 67})$$

**K** : Facteur de portance.

**P<sub>le</sub>** : pression limite.

**q<sub>0</sub>** : pression verticale totale des terres au niveau de la base de l'ouvrage étant terminé.

**P<sub>0</sub>** : pression horizontale totale des terres au repos au moment de l'essai.

$$D = 2,00\text{m}$$

$$Q_{adm} = 1.3 \text{ bars}$$

#### III.4.6. Calcul du tassement d'après les résultats de l'essai pressiométrique Ménard

Les fondations sont ancrés à une profondeur -2 mètres et chacune a une largeur de 7 mètres donc la demi largeur R est de R=3,5 mètres.

Semelle carrée : R=350 cm, R<sub>0</sub> =30 cm

$$\lambda_1 = 1,12 ; \lambda_2 = 1,1$$

$\alpha = 1$  (argile avec E/Pl supérieur à 16).

$$EA = \frac{3,6}{\frac{1}{14,98} + \frac{1}{(0,85 \times 49,7)} + \frac{1}{(85,84 + 51,06 + 13,49)} + \frac{1}{(2,5 \times 180,42)}}$$

$$EA = \frac{3,6}{0.106} = 34$$

$$EB = 34$$

$$EA = 14,98$$

$$P = \frac{1}{3} \times 1,3$$

$$P = 0,43$$

$$W_2 = \frac{1,33}{3 \times 34} \times 0,43 \times 30 \times (1,12 \times 350 / 30)^1$$

$$W_2 = 2,2$$

$$W_3 = \frac{1}{4,5 \times 14,98} \times 0,43 \times 30 \times (1,1 \times 350)$$

$$W_3 = 2,45$$

$$W = 2,2 + 2,45 = 2,65$$

$$W = 2,65 \text{ cm}$$

### III.5.Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté les différentes méthodes de calcul de la capacité portante. Les méthodes classiques existante, pour la détermination de la capacité portante, sont basées sur l'équilibre limite qui utilisant des hypothèses simplificatrices et souffrent de quelques difficultés et critiques. Le terrain d'étude réservé pour la réalisation d'une promotion immobilière 152 logements Diar el salem à el hadjar centre, est formé par une couche argile sableuse et graveleuse.

D'après la nature géologique rencontrée, nous pouvons conclure que le terrain en question possède des caractéristiques géotechniques bonnes.

A notre avis pour ce type de construction il serait possible de prévoir des fondations superficielle ancrées à partir de -2,0 mètres de profondeur avec un taux de travail égal à 1.3 bar.

- Les tassements prévisibles seront d'amplitude acceptable.
- Les analyses chimiques ont montrés que ces sols ne possèdent aucune agressivité.
- L'installation d'un système d'assainissement adéquat est impérative.





Chapitre V :Modélisation numérique

## **V.1.Introduction**

Comme dans tous les domaines la méthode des éléments finis est souvent utilisée dans la géotechnique pour vérifier les différents comportements tels que, la stabilité et l'interaction avec l'environnement, et pour contrôler les valeurs de déplacements admissibles, et d'aider au dimensionnement des structures.

L'analyse de projets géotechnique est possible grâce à de nombreux codes d'éléments finis.

L'ingénieur ayant de l'expérience dans ce domaine sais que le poids des hypothèses rend le passage de la réalité au modèle est difficile à réaliser. Plais nous permet le passage d'un projet réel complexe au modèle numérique et de faire l'étude paramétrique facilement et rapidement, il utilise plusieurs modèles de comportements qui dépendent de la nature du sol et du type d'ouvrage.

## **V.2.PLAXIS 8.2**

### **V.2.1.L'histoire en bref de la méthode des éléments finis**

En 1975, des travaux ont commencés dans le but d'appliquer la méthode des éléments finis aux problèmes de mécanique des sols. Les travaux de développement du Critical State Program (CRISP) commencent à l'Université de Cambridge, en Grande Bretagne.

Ces travaux ont étaient publiés en 1986 (Britto et Gunn), depuis, des approches similaires ont étaient utilisées par d'autres équipes de recherche pour développer des programmes informatiques basés sur la méthode des éléments finis.

L'un des plus modernes est le PLAXIS qui est un logiciel spécialement développé pour l'analyse des problèmes de mécanique des sols et des roches (Brinkgreve et Vermeer)

### **V.2.2.Présentation du programme PLAXIS**

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la

coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Les utilisateurs sont supposés être capables de travailler dans un environnement Windows. L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves).

Courant est considéré comme le premier scientifique à avoir développé la méthode moderne des éléments finis. Dans un article publié en 1940, Courant utilisa la discrétisation d'un système de plaques en éléments finis à forme triangulaires pour étudier les problèmes de torsion.

### V.3.Procédure de la simulation numérique.

#### V.3.1.L'objectif de modélisation par PLAXIS

Le programme permet de modéliser la fondation superficielle de notre projet, on s'intéresse beaucoup plus à la stabilité au tassement

#### V.3.2.Presentation de la géométrie de l'ouvrage.

La fondation utilisée ayant une largeur  $B=7\text{m}$ , est supposée parfaitement rigide, représentée par une interface avec le sol ( $R_{\text{inter}}=1$ ). Pour ce faire, un déplacement uniforme a été imposé à la fondation où les chargements correspondants sont déduits du calcul par éléments finis, Le modèle suppose un comportement en état de déformations planes (plane strain).

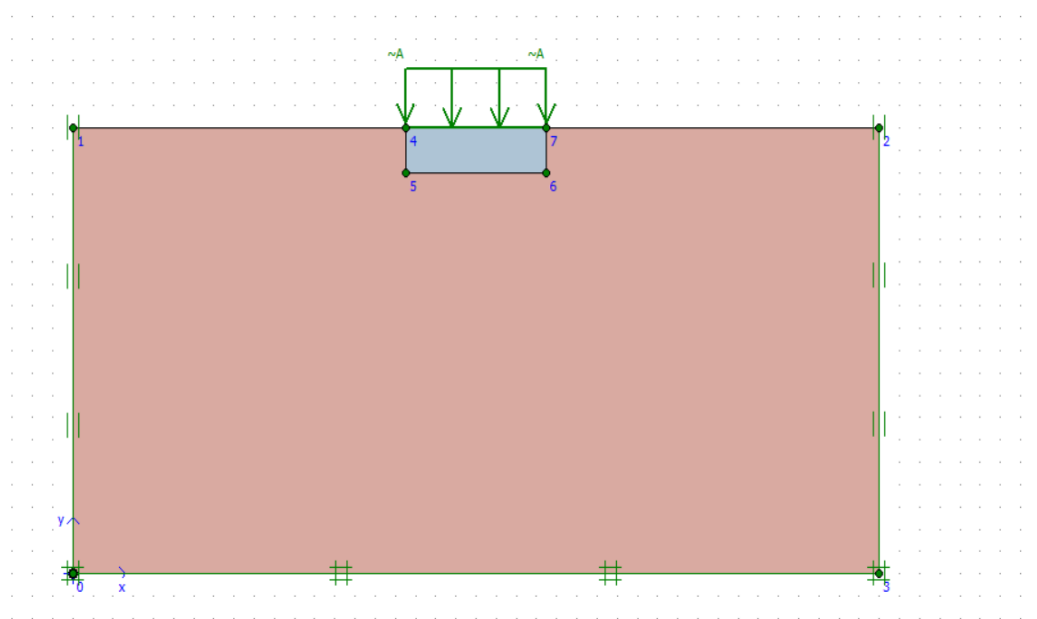


Figure V.1 : Présentation du cas étudié.

V.3.3. Caractéristiques géotechniques des matériaux

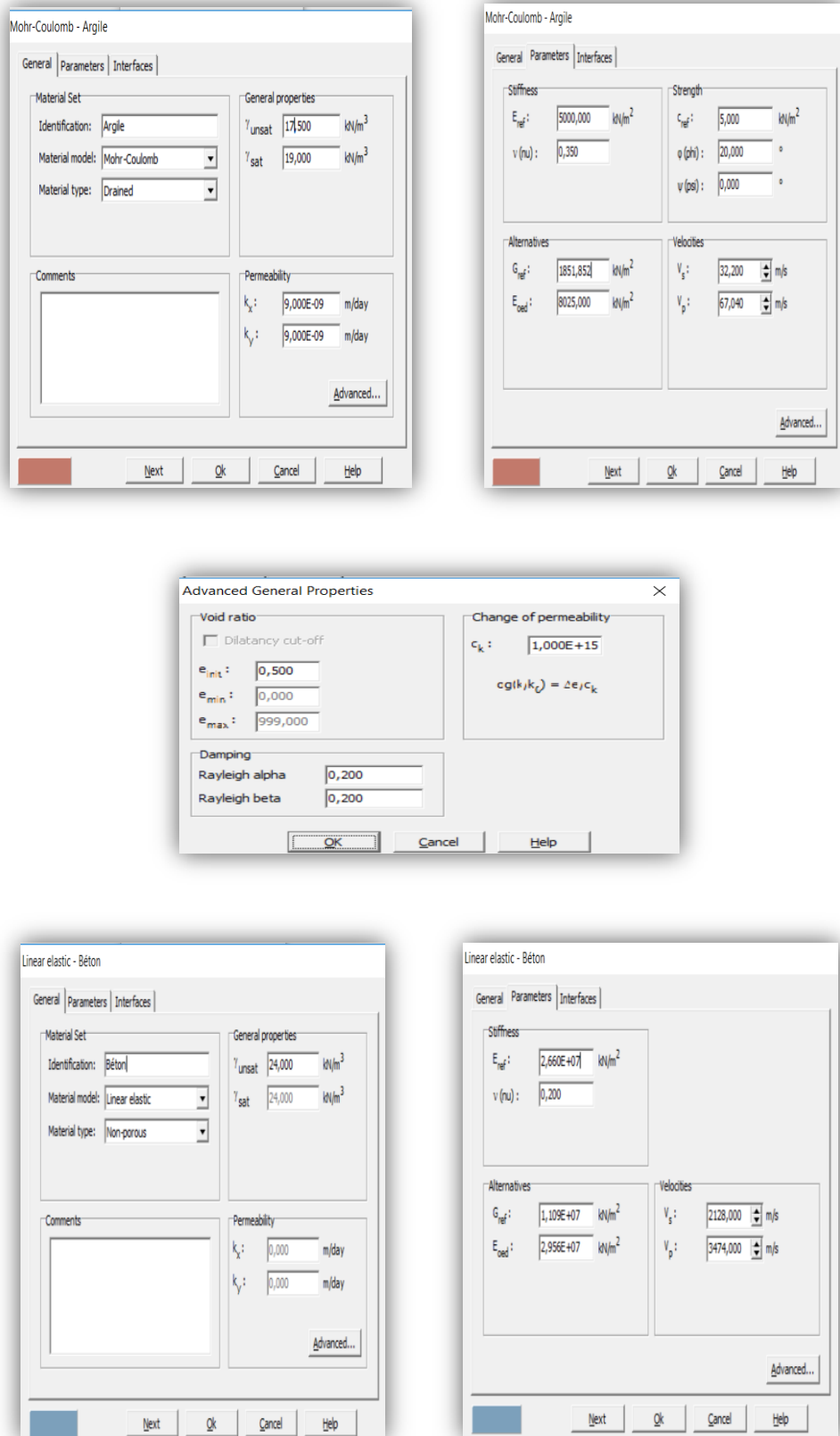
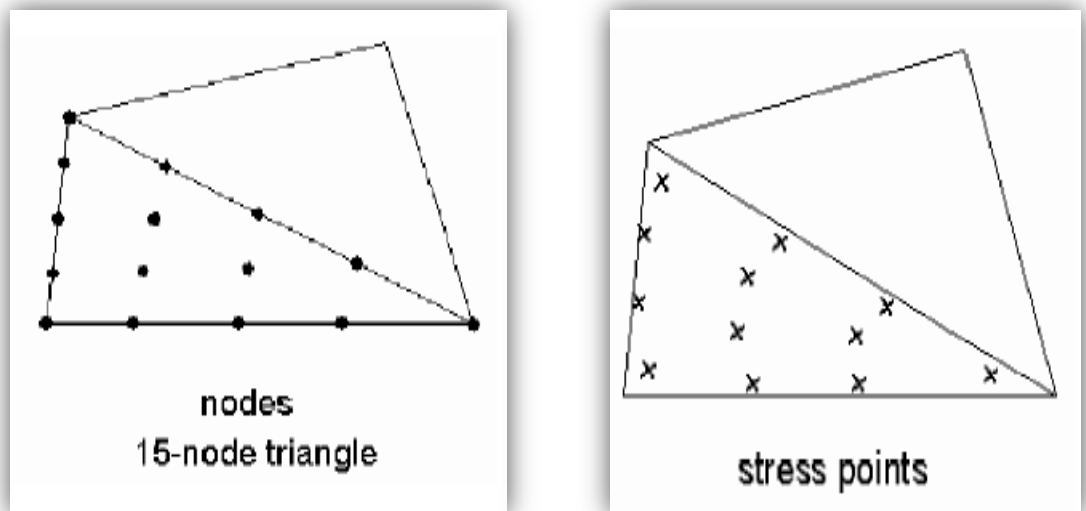


Figure V.2 : Les propriétés et paramètres des matériaux

- **Les charges** : dans le modèle on a simulé avec charge reparti type A (charge maximale de 50 KPa)
- **Blocage** : Les blocages sont des déplacements imposés nuls. les blocages horizontaux (Horizontal fixity) ( $u_x = 0$ ) dans tous les bordes de modèle et les blocages verticaux (Vertical fixity) ( $u_y = 0$ ).

#### V.3.4. Maillage et conditions aux limites

Plaxis offre un choix d'utiliser des éléments triangulaires à 6 ou 15 noeuds Figure (V.3) pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément choisi dans cette étude est le triangle à 15 noeuds qui fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et une intégration numérique qui se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte). Le triangle à 15 noeuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles. L'utilisation des triangles à 15noeuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. c'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible.

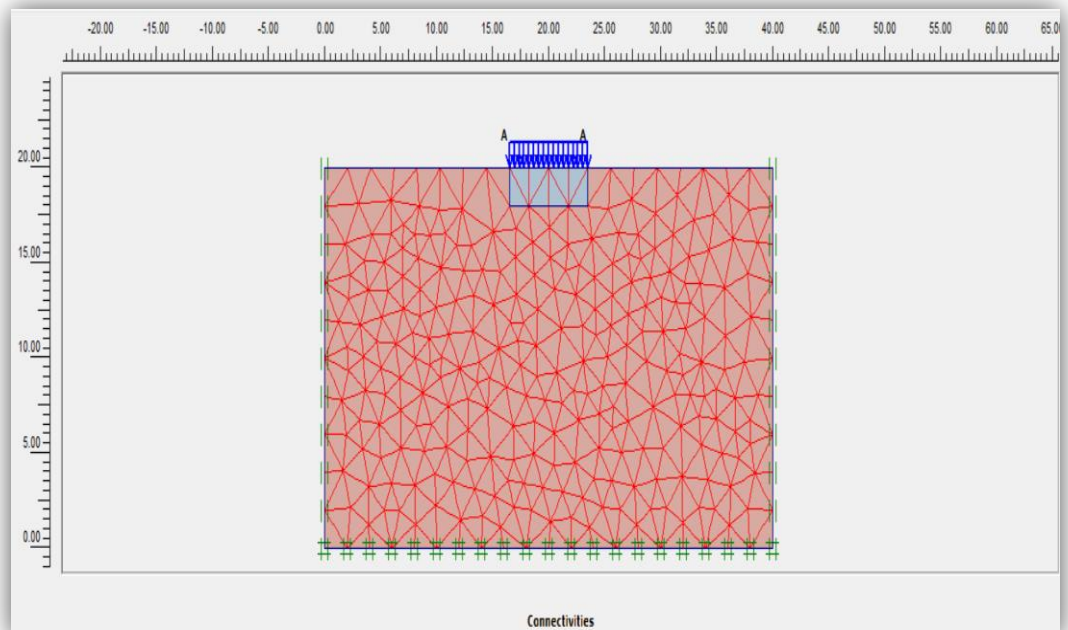


**Figure V.3** :Position des noeuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

Le maillage doit être resserré dans les régions situées directement au tour de la fondation où des concentrations de contraintes sont attendues. En dehors de ces zones, des éléments de taille plus importante sont mis en place pour atteindre les frontières extérieures.

La finesse du maillage (global coarseness) est réglée sur fine pour tout le sol, (figure V.4).

Les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant les déplacements horizontaux sur les faces verticales et en bloquant les déplacements horizontaux et verticaux pour la limite inférieure.



**Figure V.4 :** Génération du maillage.

### **V.3.5. Conditions initiales**

Par (Update) on accède au menu des conditions initiales.

- Accepter le poids volumique de l'eau.
- On met la nappe a 7,5 m de profondeur puis cliquez sur le bouton gauche pour générer les pressions interstitielles.

Les pressions interstitielles sont alors calculées.

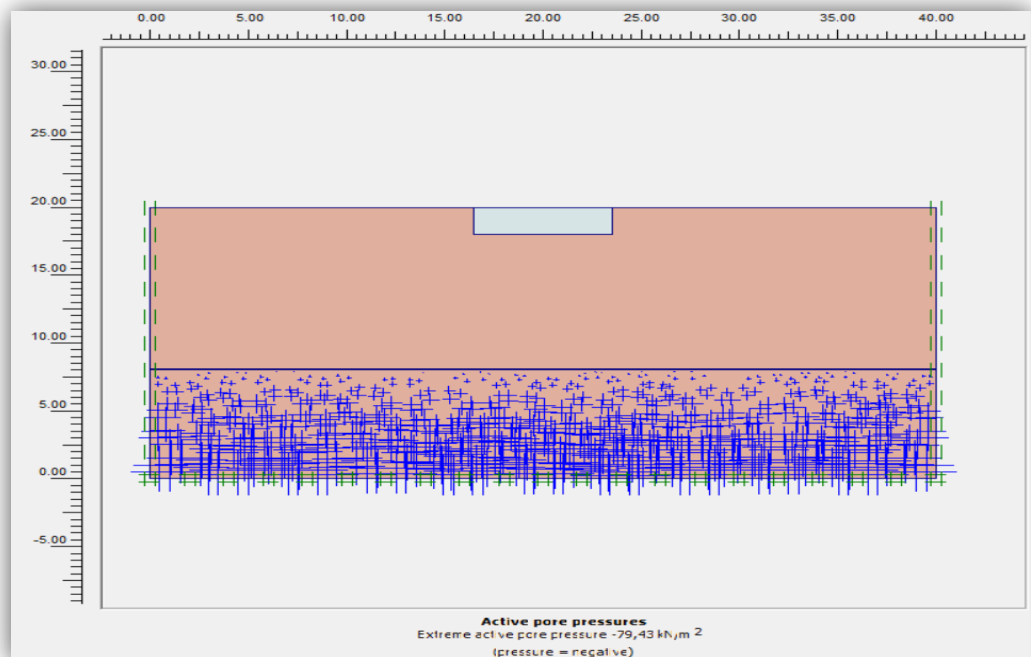


Figure V.5 : Les contraintes initiales.

➤ Cliquez sur le bouton droite pour générer les contraintes initiales :  
On obtient alors la fenêtre ci-dessous où le  $K_0$  est proposé en fonction de la formule de Jaky :

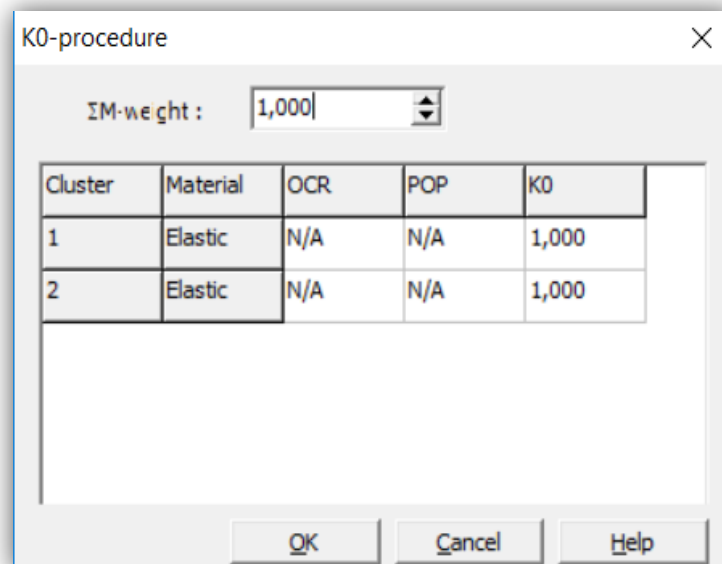


Figure V.6 :Valeur par défaut du module  $K_0$  selon la formule de Jacky.



Les contraintes initiales sont alors calculées.

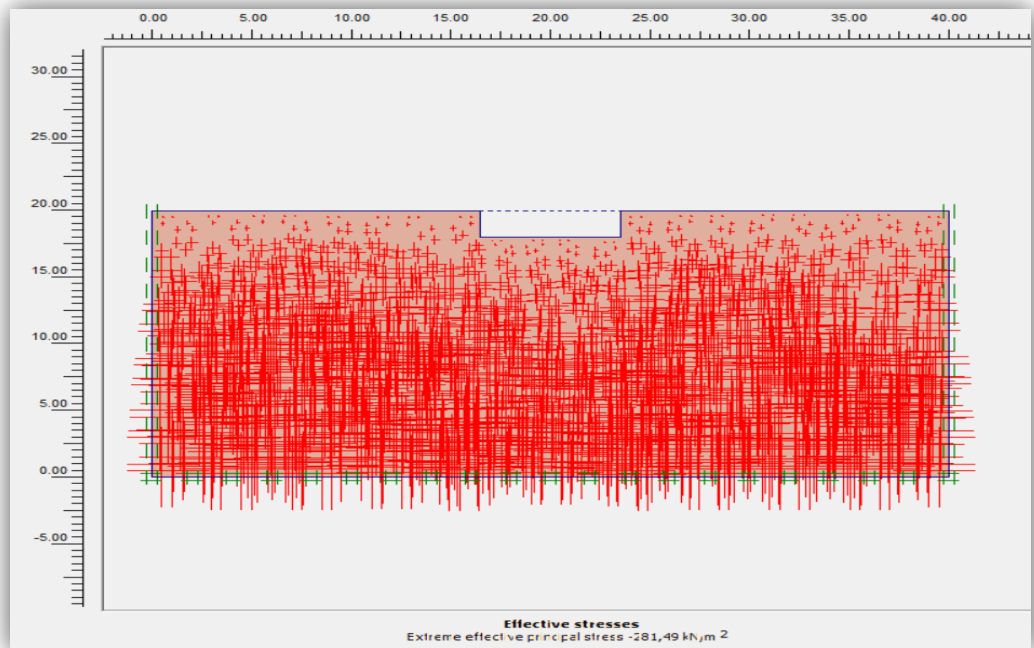


Figure V.7 : Les contraintes initiales.

On doit alors sauver les données avant de rentrer dans le programme de calcul (Calculations) : PLAXIS le propose automatiquement.

#### V.4.Programme des Calculs

Dans l'onglet général, on accepte les options proposées de même que dans l'onglet paramètres. Au niveau des multiplicateurs, on fixe le multiplicateur de la charge A ( $\Sigma MloadA$ ) à 50 pour avoir une valeur de chargement égale à  $50 \times 1kPa$  qui excède largement la force portante du sol.

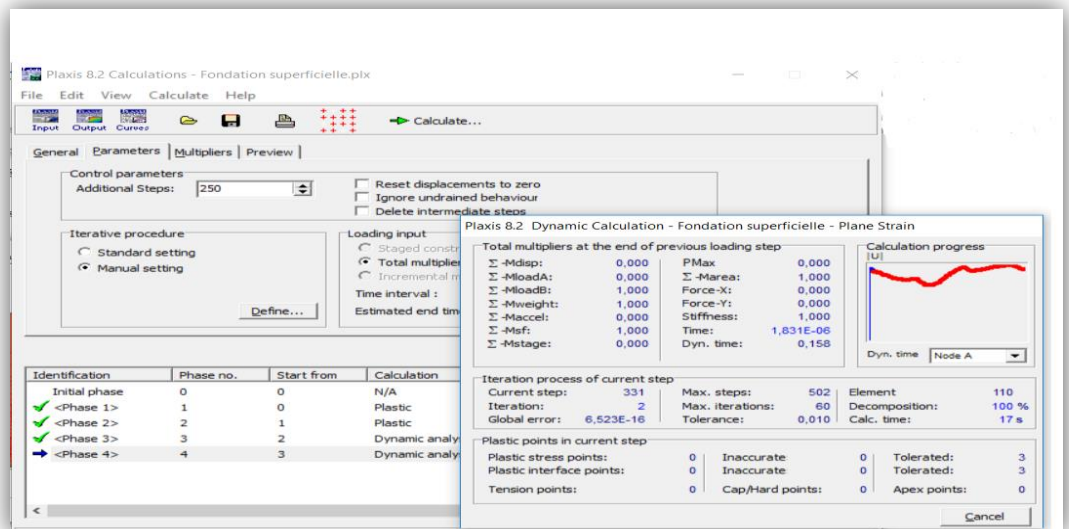


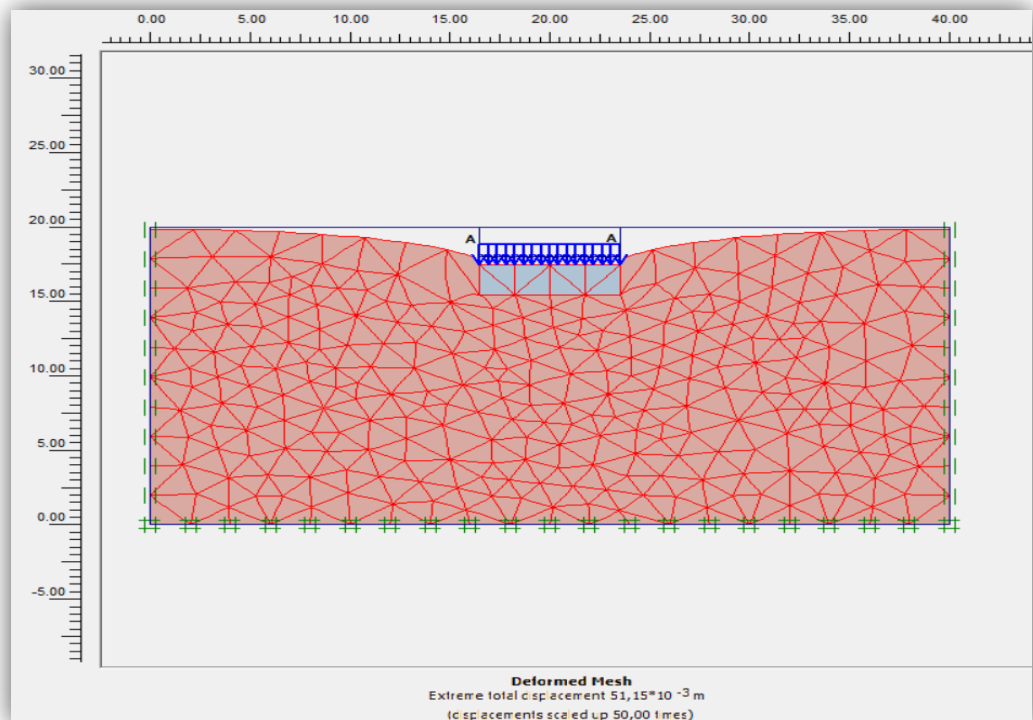
Figure V.8 : Fenêtre de calcul



### V.5. Le programme des résultats (Output)

Le programme de résultats (Output) contient tous les éléments qui permettent de visualiser les résultats des calculs aux éléments finis.

Le menu principal du programme Output contient des menus déroulants qui couvrent la plupart des options pour manipuler des fichiers, transférer des données, et voir des graphiques et des tableaux. Les principaux types de résultats d'un calcul aux éléments finis les contraintes et les déformations. Par conséquent, ces deux aspects constituent la majeure partie du menu des résultats. Lorsqu'un modèle géométrique complet est affiché, Les résultat sont présentés dans les figures suivantes :



**Figure V.9 : Maillage déformé**

Le tassement=  $51,15 \cdot 10^{-3} \text{m}$

On peut voir aussi dans le menu Edit, on peut obtenir des informations sur le déroulement du calcul :

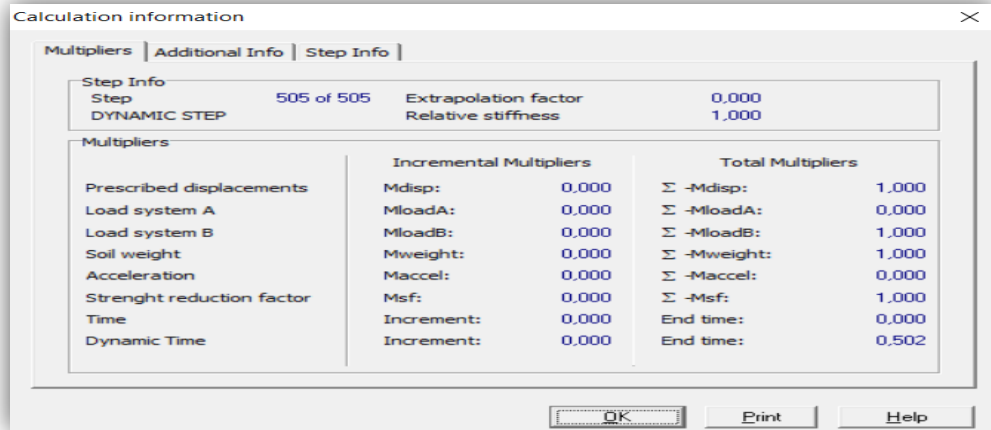


Figure V.10 : Information sur le calcul

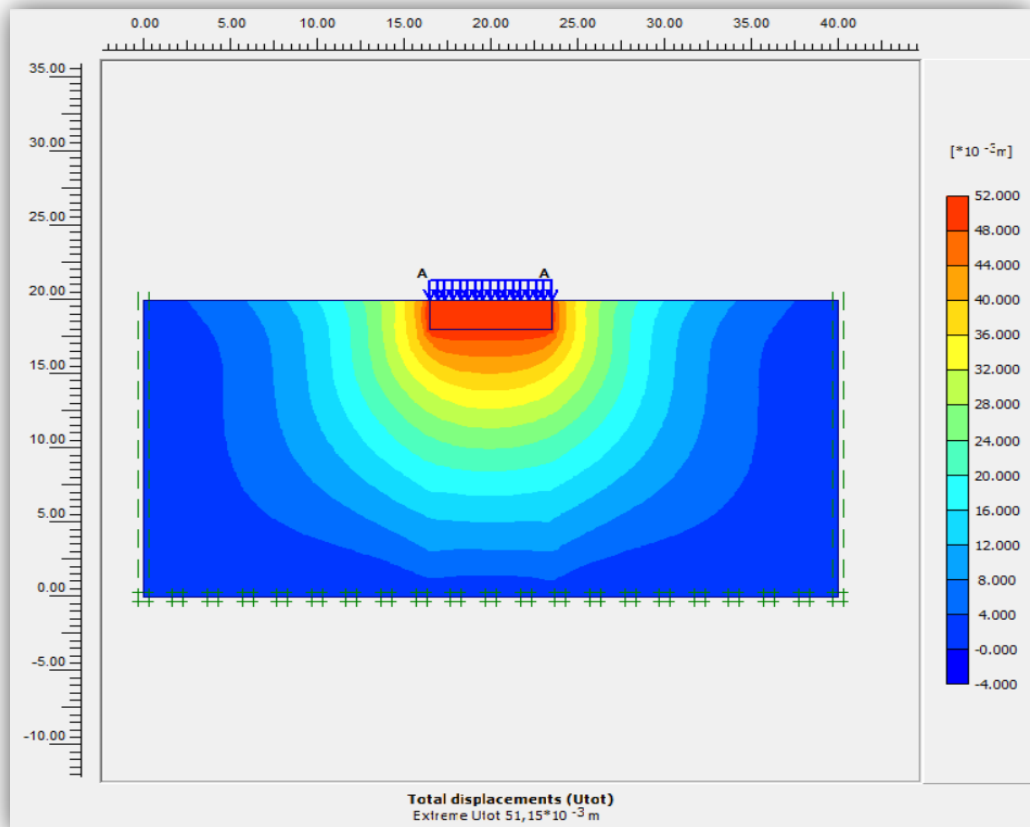


Figure V.11 : Déplacement total.

Le déplacement total =  $51,15 \cdot 10^{-3}$  m.

Les vecteurs des déplacements incrémentaux (c'est-à-dire les déplacements entre les deux derniers pas de calcul) fournissent la forme de la cinématique de rupture : celle-ci est en accord avec les résultats théoriques (coin rigide sous la fondation) (voir figure V.11).

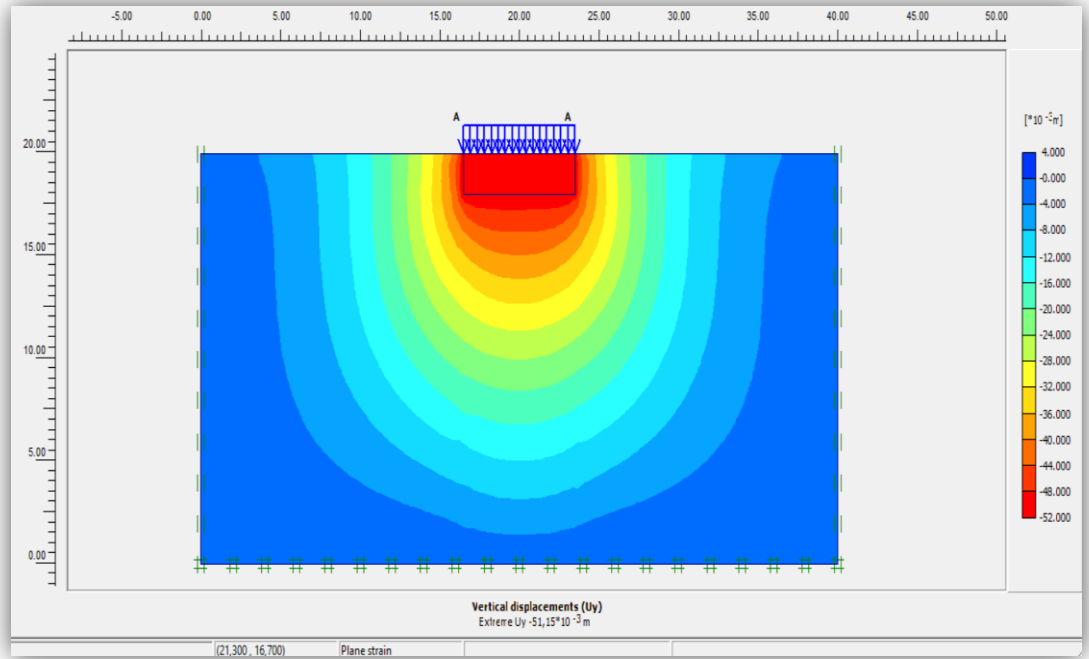


Figure V.12 : Déplacement vertical.

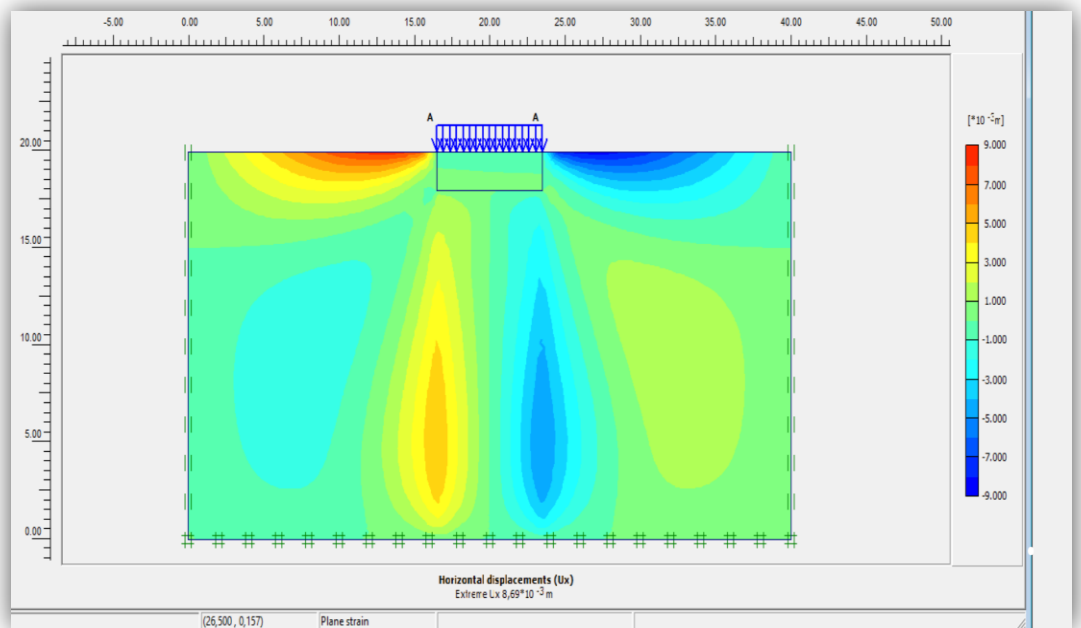


Figure V.13 : Déplacement horizontal.

## V.6. Le programme courbes (curves)

Ce programme contient toutes les options nécessaires pour générer des courbes charge déplacement, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations, après la sélection d'un projet existant, le graphique correspondant apparaît dans la fenêtre principale.

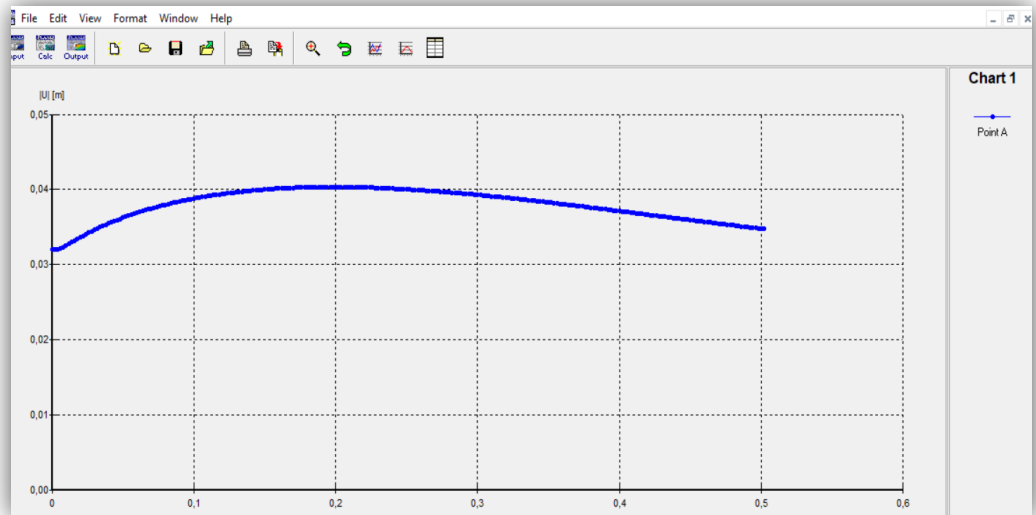


Figure V.14 : courbe déplacement vs le temps

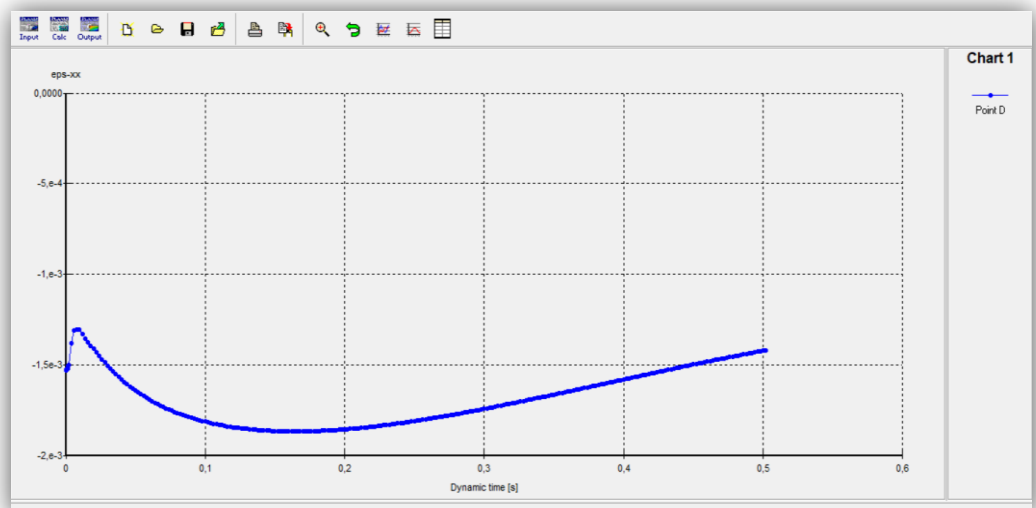


Figure V.15 : courbe déformation vs le temps

## V.7.Conclusion

Cet exemple montre certain des possibilités de PLAXIS : calcul d'interaction sol - structure, tracé des courbes et des résultats.

On remarque une petite différence entre les résultats de calcul par le logiciel (plaxis 8.2) et par la méthode pressiométrique nous montre un tassement de:

Par la méthode pressiométrique :  $W = 4,65$  cm

Par la méthode des éléments finis : 5,1 cm



Coclusion général

### **Coclusion général**

Ce travail s'inscrit dans le cadre de la recherche pour l'obtention d'un master génie mine, option : géotechnique et qui traite un problème très important dans le domaine de la géotechnique et qui est l'étude du tassement des fondations superficielles et spécialement le calcul de leur capacité portante dynamique sous chargement vertical, et d'offrir de nouveaux outils pour le traitement de problèmes pertinents, orientés vers la nouvelle philosophie de conception des structures et des fondations plus stable vis-à-vis les conditions géotechnique.

D'après les résultats obtenus par les essais in-situ et au laboratoire, et en se basant sur la lithologie du site, nous avons recommandé une contrainte admissible de 2 bars, pour des fondations superficielles de type radier. Néanmoins une étude de stabilité a été faite afin de s'assurer la bonne stabilité des terres, le tassement calculée par la méthode préssiométrique est de 4,65cm.

Le tassement dû aux charges ultimes est acceptable. La stabilité de l'ouvrage est assurée aussi par le calcul numérique ou la modélisation par EF (Plaxis 8.2) on note que les résultats obtenus par éléments finis donne un tassement estimé a 5,1cm.

Cette étude a présenté un recensement des méthodes d'évaluation de la capacité portante en conditions dynamiques. À l'heure actuelle, les codes se concentrent sur les méthodes de plasticité courantes et un chargement pseudo statique.

Lors du choix du type de la fondation pour les ouvrages autres que les ponts et les conduites, il faut éviter, sauf en cas de nécessité justifiée, les fondations du type mixte telles que par exemple les pieux et les semelles. Ces types sont par contre possible dans le cas d'un ouvrage comportant des structures dynamiquement indépendantes, la fondation doit être suffisamment rigide pour transmettre au sol d'une manière uniforme les actions localisées provenant de la structure.





Références bibliographiques

## *Références Bibliographiques*

- [1] (**Mongi BEN OUÉZDOU**), « cours d'ouvrages d'art Tome 1 : Conception (Roger Frank 1991) »
- [2] (**Frank R., (1999)**), « Calcul des fondations superficielles et profondes, Techniques de l'ingénieur et Presses des Ponts et Chaussées, 141 pages».
- [3] (**D. Gildas Sleeve MONTCHO**), PFE « Fondations Profondes Dimensionnement et conception d'un programme de calcul. », 73 pages.
- [4] (**DTU 13-2) 1988**), : « règles pour le calcul des fondations superficielles », AFNOR DTU Pages 11-711.
- [5] (**Moumouni IBRAHIM MOUMOUNI**), PFE « CHOIX ET Dimensionnement des fondations : Cas de l'échangeur Mali Béro de Niamey », 94 pages.
- [6] (**Fondations profondes pour le bâtiment**), « Norme expérimentale P11-212, sept. 1992, AFNOR Paris, 72 pages. (DTU no 13.2 CSTB) ».
- [7] (**Roger FRANK (1991)**), « FONDATIONS SUPERFICIELLES - © Techniques », De l'Ingénieur, traité Construction.
- [8] (**C. Plumelle**), « CHAPITRE XV : Fondations profondes, C.N.A.M-Géotechnique B1/B6 – 2004-2005 », 22 pages.
- [9] (**Magnan, J.P., Droniuc, N, Canepa, Y. (2004)**), « Les méthodes de calcul de la portance des Fondations superficielles. Symposium international FONDSUP 2003, Magnan (éd), Presse de l'ENPC, Paris, 2», 74–154 page.
- [10] (**Jean-Pierre. M**), déformabilité des sols tassements et consolidation, (technique de l'ingénieur, c214-2), 2000.
- [11] (**Robitaille V., Tremblay D**), « Mécanique des sols : théorie et pratique, Canada, Modulo éditeur, 1997».
- [12] (**Djaani Mabrouka et Benmansour Samah Farah (2011)**) « Stabilisation des sols gonflants de la région D'in amenas par ajouts des liants hydrauliques (chaux et ciment) », thèse présentée pour l'obtention du diplôme de master en génie-civil.



[13] (**Mazouz Badis (2010)**), « Modélisations par éléments finis d'une semelle filante flexible soumise à l'action des sols argileux gonflants" - thèse présentée pour l'obtention du diplôme de master en génie-civil».

[14] (**Ejjaaouani Houssine (2008)**) « Interactions des fondations et des sols gonflants : pathologie, calculs et études expérimentales" - Thèse présentée pour l'obtention du diplôme de docteur de l'école nationale des ponts et chaussées, Spécialité : Géotechnique».

[15] (**Absi E. (1993)**). Pathologie des fondations et ouvrages en terre. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, n° 516, Série « Sols et fondations », 220, 61-138 pages.

[16] (**Moreau J.J. (1966)**), « Fonctionnelles convexes. Séminaire sur les équations aux dérivées partielles. Collège de France, Paris ».

[17] (**Jean-Pierre MAGNAN, Niculai DRONIUC, Yves CANEPA 2003**), « The foundations calculation methods for the bearing capacity of shallow foundations».

[18] (**Magnan J.P., Droniuc N., Mestat Ph., Canepa Y. (2001)**), « Comparaison des calculs de portance des fondations superficielles. Comptes rendus, 15ème Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Istanbul, Turquie, pp », 735-738 pages.

[19] (**Rankine W.J.M. (1857)**), « On the stability of loose earth. Philosophical Transactions of the Royal Society, London, vol. 147, n°9».

[20] (**Prandtl, L. (1920)**), « Über die härte plastischer körper. Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen, Mathematisch-Physikalische Klasse, 1920», 74-85 pages.

[21] (**Salençon J. (1996)**), « Introduction à l'élasto-plasticité et au calcul à la rupture. École Polytechnique, Département de mécanique», 154 pages. ISBN 2-7302-0362-2.

[22] (**Sokolovskii, V. V. E. (1960)**), « Statics of soil media. London: Butterworths».

[23] (**Terzaghi K. (1943)**), « Theoretical soil mechanics. Wiley, New-York», 510 pages.

[24] (**Salençon J. (1974)**), « Théorie de la plasticité pour les applications à la mécanique des sols. Eyrolles, Paris».

- [25] (Meyerhof G.G. (1951), « The ultimate bearing capacity of foundations. Géotechnique, vol. 2», 301-332 pages.
- [26] (Brinch Hansen J. (1955), « Simpel beregning af fundamenters bæreevne. Ingeniøren, vol. 64, n°4», 95-100 pages.
- [27] AMAR (S.) et JÉZÉQUEL (J.F.). (1998), « Propriétés mécaniques des sols déterminées en place. C 220 Traité Construction, volume C 2I».
- [28] MAGNAN (J.P.) et SOYEZ (B.). (1988), « Compressibilité. Consolidation. Tassement. C 214 Traité Construction, volume C 2I».
- [29] ( MÉNARD (L.) et ROUSSEAU (J.), « L'évaluation des tassements, Tendances Nouvelles.Sols Soils 1», 13-30 pages, 1962.

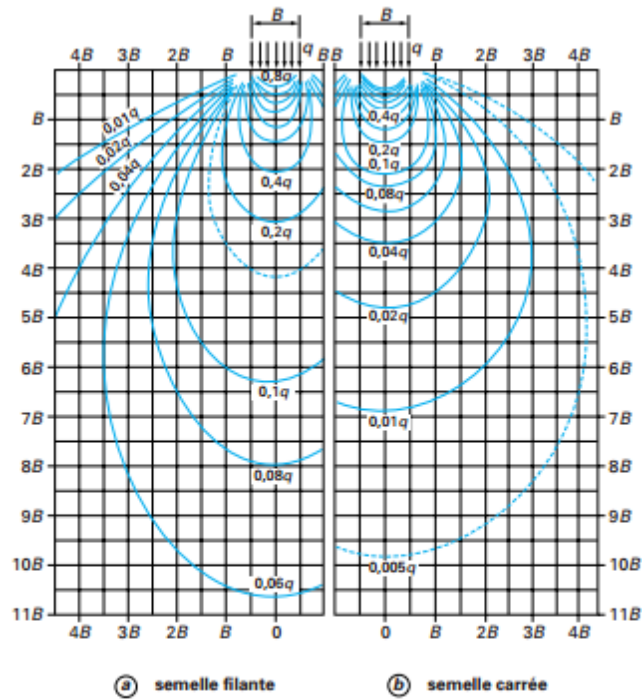
## *Netographie*

- [30] [http://www.cours-genie-civil.com/Les fondations superficielles](http://www.cours-genie-civil.com/Les_fondations_superficielles)
- [31] <http://www.soletanchebachy.com/sbf/referencesb.nsf/Tech/barrettes>
- [32] <http://fr.scribd.com/doc/11204521/Les-Fondations-Profondes>.



Les Annexes

## Les Annexes



Les contraintes sont données en fonction de la pression  $q$  appliquée à la surface

Les distances à l'axe et les profondeurs sont données en fonction de la largeur  $B$  de la fondation

Figure 1 : Courbes d'égalles contraintes verticales  $\Delta\sigma_z$  sous une fondation, dans un massif homogène, isotrope, semi-infini [29]

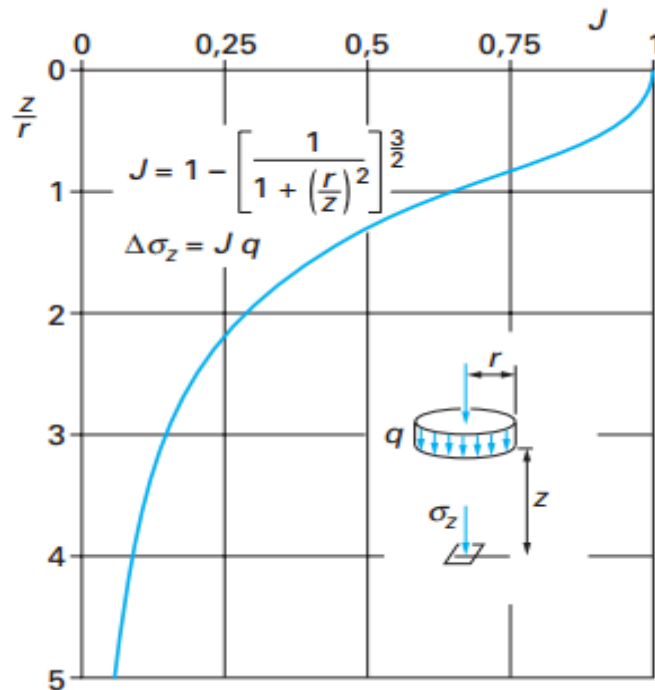


Figure 2 : Accroissement de contrainte verticale  $\Delta\sigma_z$  sous l'axe d'une fondation circulaire uniformément chargée (par la contrainte

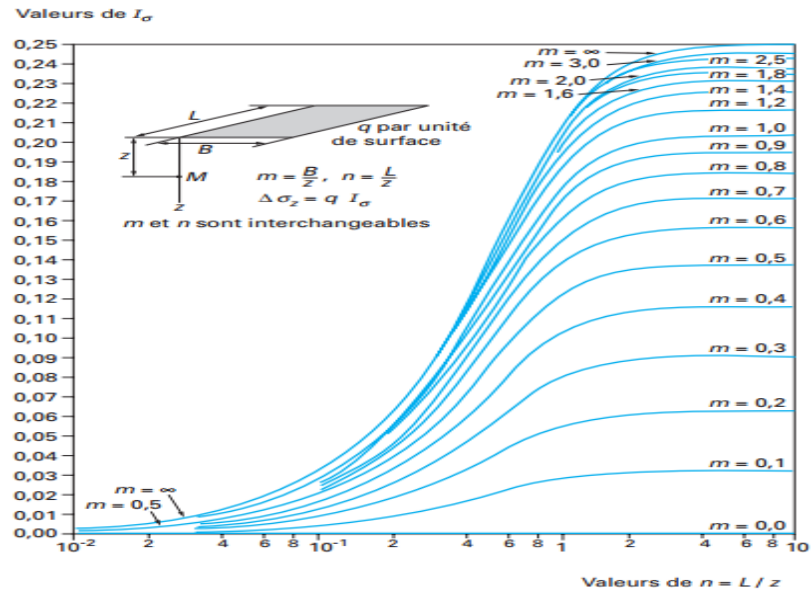


Figure 3 : Accroissement de contrainte verticale  $\Delta\sigma_z$  sous le coin d'une fondation rectangulaire uniformément chargée (par la contrainte  $q$ )

Tableau 1 : Coefficients de forme  $\lambda_c$  et  $\lambda_d$

Tableau 4 – Coefficients de forme $\lambda_c$ et $\lambda_d$						
$L/B$	cercle	carré	2	3	5	20
$\lambda_c$	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
$\lambda_d$	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

**Tableau 2 : Coefficient rhéologique  $\alpha$**

Tableau 5 - Coefficient rhéologique $\alpha$											
Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Type	Roche
	$\alpha$	$E/p_\ell$	$\alpha$	$E/p_\ell$	$\alpha$	$E/p_\ell$	$\alpha$	$E/p_\ell$	$\alpha$		$\alpha$
Surconsolidé ou très serré ....		> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3	Très peu fracturé.....	2/3
Normalement consolidé ou normalement serré .....	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4	Normal.....	1/2
Sous-consolidé altéré et remanié ou lâche .....		7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3			Très fracturé.....	1/3
										Très altéré.....	2/3

**Tableau 3 : Valeurs du coefficient  $C_f$  (d'après [16])**

Tableau 3 - Valeurs du coefficient $C_f$ (d'après [14])														
$L/B$	Circulaire	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20	
Fondation rigide	0,79	0,88	1,2	1,43	1,59	1,72	1,83	1,92	2,00	2,07	2,13	2,37	2,54	
Fondation souple	centre	1,00	1,12	1,53	1,78	1,96	2,10	2,22	2,32	2,40	2,48	2,54	2,80	2,99
	bord	0,64	0,56	0,76	0,89	0,98	1,05	1,11	1,16	1,20	1,24	1,27	1,40	1,49