



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République algérienne démocratique et populaire  
وزارة التعليم العالي و البحث 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

# Utilisation du plan d'expérience dans l'étude de compressibilité des terrains dans la région de Tébessa

Présenté et soutenu par

Ishak BENSAOUCHE

Abdelkarim BAHA

Devant le jury :

		Grade	Etablissement
Président :	Adel DJELLALI	MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Encadreur :	Yacine BERRAH	MCB	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Examineur :	Zied BENGHAZI	MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa

Promotion 2019-2020

Année universitaire : 2019-2020

Tébessa le :

## Lettre de soutenabilité

Noms et prénoms des étudiants :

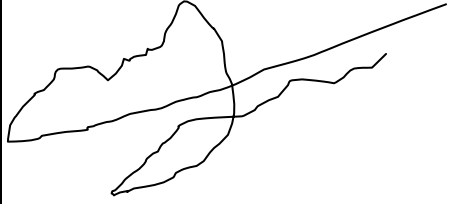
1- BENSAOUCHA Ishak

2- BEHA Abdelkerim

Niveau : 2ème Année Master      Option : -Géotechnique-

Thème : **Utilisation du plan d'expérience dans l'étude de compressibilité des terrains dans la région de Tébessa**

Nom et prénom de l'encadreur : BERRAH YACINE

Chapitres réalisés	Signature de l'encadreur
<b>CHAPITRE 1 : Recherche bibliographique sur la compressibilité et tassement des terrains</b>	
<b>CHAPITRE 2 : les paramètres qui affectent la compressibilité des terrains</b>	
<b>CHAPITRE 3 : Méthodes d'analyse et calcul des tassements des sols</b>	
<b>CHAPITRE 4 : Présentation et reconnaissances de la région d'études</b>	
<b>CHAPITRE 5 : Plans d'expérience appliqué dans l'analyse de compressibilité</b>	

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 (ة): بحة عبد الكريم      الصفة: طالب، أستاذ باحث، باحث دائم: طالب ماستر.

الحامل لبطاقة التعريف الوطنية رقم: 102077245 و الصادرة بتاريخ: 2016/11/26

المسجل بمعهد المناجم      قسم العلوم و الجيوتكنولوجيا

و المكلف بانجاز أعمال بحث (مذكرة التخرج، مذكرة ماستر، مذكرة ماجستير، أطروحة دكتوراه)، عنوانها :

Utilisation du plan d'experience dans l'étude de compressibilité des terrains dans la  
region de tébessa.

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

التاريخ: 29/09/2020

إمضاء المعني (ة)



عن رئيس المجلس الشبيبي البلدي  
ويتفويض منه  
قبايلي نورالدين  
محقق للإدارة الإقليمية

مصادق على الإمضاء الموقوع  
أعلاه السيد : بحة عبد الكريم  
عمي موسى في : 29 سبتمبر 2020

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

مؤسسة التعليم العالي : جامعة العربي التبسي - تبسة

**تصريح شرفي**  
**خاص بالالتزام بقواعد النزاهة العلمية لانجاز بحث**

أنا الممضي أدناه،

الصفة : طالب ماستر 2

السيد (ة) : بن صوشة اسحاق

و الصادرة بتاريخ 11.10.2019

الحامل لبطاقة التعريف الوطنية رقم: 115945935

قسم المناجم والجيوتكنولوجيا

المسجل بمعهد المناجم-تبسة

و المكلف بانجاز أعمال بحث (مذكرة التخرج، مذكرة ماستر، مذكرة ماجستير، أطروحة دكتوراه)، عنوانها :

**Utilisation du plan d'expérience dans l'étude de compressibilité des terrains dans la  
région de Tébessa**

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

التاريخ: ..... 27 سبتمبر 2020

إمضاء المعني (ة)



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

جامعة العربي التبسي - تبسة

مقرر رقم 282 مؤرخ 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 المرؤج 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 247 المؤرخ في 2020/05/21 والمتضمن تعيين لجنة مناقشة مذكرة الماستر،  
- وبعد الاطلاع على تقرير لجنة المناقشة المؤرخ في 21 ماي 2020  
يقرر ما يأتي:

المادة الأولى: يُرخصُ للطالب (ة) بحة عبد الكريم، المولود (ة) بتاريخ 1997/08/16 ب عمي موسى - غليزان، بمناقشة مذكرة الماستر والموسومة ب

Utilisation du plan d'expérience dans l'étude de compressibilité des terrains

dans la région de Tébessa

المادة 2: يكلف رئيس قسم المناجم والجيوتكنولوجيا بتنفيذ هذا المقرر الذي يسلم نسخة عنه إلى الطالب المعني بالمناقشة وأعضاء لجنة المناقشة فور توقيعه، وبضمان 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، وبتفويض منه

مدير المعهد

مدير المعهد المناجم بالنيابة  
د. عولمي زويير

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

جامعة العربي التبسي - تبسة

مقرر رقم 283 مؤرخ 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،  
- بمقتضى المرسوم التنفيذي رقم: 12-363 المؤرخ في 8 أكتوبر 2012، المعدل والمتمم للمرسوم التنفيذي رقم 08-09 المرّوج في: 04 جانفي 2009 والمتضمن إنشاء جامعة العربي التبسي - تبسة،  
- بمقتضى المرسوم التنفيذي رقم 08-265 المؤرخ في 17 شعبان عام 1429 الموافق 19 غشت سنة 2008 الذي يحدّد نظام الدراسات للحصول على شهادة الليسانس وشهادة الماستر وشهادة الدكتوراه، لاسيما المادة 9 منه،  
- بموجب القرار رقم 362 المؤرخ في 09 جوان 2014 الذي يحدّد كفاءات إعداد ومناقشة مذكرة الماستر، لاسيما المادة 7 منه،  
- بموجب القرار رقم 1080 المؤرخ في 13 أكتوبر 2015 والمتضمن تأهيل جامعة العربي التبسي - تبسة لضمان التكوين لنيل شهادة الماستر تخصص جيوتقني بعنوان السنّة الجامعية 2019 / 2020،  
- بموجب المقرر رقم 248 المؤرخ في 2020/05/21 والمتضمن تعيين لجنة مناقشة مذكرة الماستر،  
- وبعد الاطلاع على تقرير لجنة المناقشة المؤرخ في 2020/05/21،  
يقرر ما يأتي:  
المادة الأولى: يُرخصُ للطالب (ة) بن صوشة إسحاق، المولود (ة) بتاريخ 1995/11/10 ب برج بوعريريج، بمناقشة مذكرة الماستر والموسومة ب.

Utilisation du plan d'expérience dans l'étude de compressibilité des terrains

dans la région de Tébessa

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 الملفّ البيداغوجي للطالب المعني وينشر في النشرة الرسمية لجامعة العربي التبسي - تبسة.

حرر بتبسة، في: 2020/05/21

عن المدير، وبتفويض منه

مدير المعهد

جامعة العربي التبسي تبسة  
المدير  
مدير المعهد المناجم بالنيابة  
لاب عولمي زويير

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

جامعة العربي التبسي - تبسة

مقرر رقم 244 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 08-09 المؤرخ 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 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 الاطلاع 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):

بحة عبد الكريم، المولود (ة) بتاريخ 1997/08/16 ب عمي موسى - غليزان، والموسومة ب

Utilisation du plan d'expérience dans l'étude de compressibilité des terrains  
dans la région de Tébessa

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 جلاي	أستاذ محاضر - أ	جامعة العربي التبسي - تبسة	رئيسا
2	ياسين براح	أستاذ محاضر - ب	جامعة العربي التبسي - تبسة	مشرفا
3	زياد بن غازي	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، وبتفويض منه  
مدير المعهد

مدير معهد المناجم بالنيابة  
د. عبد الحميد زويبير



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

مقرّر رقم 248 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 08-09 المرؤج 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 يحدّد نظام الدراسات للحصول على شهادة الليسانس وشهادة الماستر وشهادة الدكتوراه، لاسيما المادة 9 منه،  
- وبموجب القرار رقم 362 المؤرخ في 09 جوان 2014 الذي يحدّد كفاءات 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 الاطلاع على محضر المجلس العلمي لمعهد المناجم المؤرخ في 2020/05/20،  
يقرّر ما يأتي:

المادة الأولى: تُعيّن بموجب هذا المقرّر لجنة مناقشة مذكرة الماستر المحضّرة من طرف الطالب (ة):  
بن صوشة إسحاق، المولود (ة) بتاريخ 1995/11/10 ب برج بو عريريج، والموسومة ب

Utilisation du plan d'expérience dans l'étude de compressibilité des terrains  
dans la région de Tébessa

والمسجل (ة) بمعهد المناجم

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

رقم	الاسم واللقب	الرتبة	مؤسسة الانتماء	الصفة
1	عادل جلاي	أستاذ محاضر - أ	جامعة العربي التبسي - تبسة	رئيسا
2	ياسين براح	أستاذ محاضر - ب	جامعة العربي التبسي - تبسة	مشرفا
3	زياد بن غازي	أستاذ مساعد - أ	جامعة العربي التبسي - تبسة	ممتحنا

المادة 3: يكلف رئيس قسم المناجم والجيوتكنولوجيا بتنفيذ هذا المقرّر الذي يُسلم نسخة عنه إلى كلّ من الطالب  
المعني والمشرّف على المذكرة وأعضاء لجنة المناقشة فور توقيعهم.

المادة 4: تحفظ نسخة عن هذا المقرّر في الملفّ البيداغوجي للطالب المعني، وينشر في النشرة الرّسمية  
لجامعة العربي التبسي - تبسة.

حُرر بتبسة، في: 2020/05/21

عن المدير، وبتفويض منه  
مدير المعهد

مدير معهد المناجم بالنيابة  
عبدالمسي زويير





بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ

الرَّحِيمِ

## **Dédicace**

*Je dédie ce modeste travail à :*

*A mes parents. Aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour dont ils ne cessent de me combler. Que dieu leur procure bonne santé et longue vie.*

*A ceux que j'aime beaucoup et qui m'a soutenue tout au long de ce projet : mon binôme « BENSOUCHA Ishak » et bien sûr à mon encadreur « Dr. BERRAH Yacine », sans oublié ma promotion 2020 surtout « MERAH Ibrahim » et « BELGOUT Seifeddine ».*

*Tout ma famille et mes amis et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible, je vous dis merci, à mes professeurs,*

*BAHA Abdelkrim.*

## **Dédicace**

*Ce travail est dédié à tous ceux qui ont contribué à surmonter les difficultés du chemin, à ma chère famille, A ma chère mère,*

*A mon cher père, et surtout ma grand-mère, Ma sœur mon frère et à toute la famille, A mon encadreur « Dr BERRAH Yacine »*

*Pour ses soutiens moral et leurs conseils précieux tout au long de mes études*

*A mon chère binôme « BAHA Abdelkarim » à mes collègues et mes amis « Seifeddine, Ibrahim, Youcef, M islam, Houssam, Mouad, Abderrezaq, Imed, Farouq et Islam »*

*A mes professeurs,*

*Je vous remercie tous d'avoir rendu ce voyage plus facile.*

**BENSAOUCHA Ishak**

## **TABLE DES MATIERES :**

### **TABLE DES MATIERES**

### **LISTE DES FIGURES**

### **LISTE DES TABLEAUX**

**Abstract ..... 01**

**ملخص ..... 01**

**Résumé.....02**

**Introduction générale..... 04**

## **CHAPITRE I : Recherche bibliographique sur la compressibilité et tassement des terrains**

**I.1 Introduction.....06**

**I.2 Les différents types de tassements.....07**

**I.2.1 Les tassements uniformes..... 07**

**I.2.2 Les tassements différentiels.....07**

**I.3 Les tassements suivant le type de sol..... 08**

**I.3.1 Tassement des sols grenus..... 08**

**I.3.2 Tassement des sols fins ..... 09**

**I.4 Cause des tassements ..... 09**

**I.5 Tassements admissibles .....10**

**I.6 Compressibilité des sols..... 12**

**I.7 Indice de compression ..... 12**

<b>I.8 Corrélations empiriques de l'indice de compression.....</b>	<b>13</b>
I.8.1 Théorie de la méthode d'Asaoka .....	13
I.8.2 Les équations empiriques développées par différents chercheurs .....	14

## **CHAPITRE II : Paramètres qui affectent la compressibilité des terrains**

<b>II.1 Introduction .....</b>	<b>25</b>
<b>II.2 Les fondations .....</b>	<b>25</b>
II.2.2 Classification des fondations .....	25
II.2.2.1 Fondation superficielle.....	26
II.2.2.2 Fondations profondes.....	27
<b>II.3 Essai au Dilatomètre plat de Marchetti (DMT) .....</b>	<b>27</b>
<b>II.4 Déterminions les paramètres géotechniques nécessaires au calcul du tassement .....</b>	<b>28</b>
<b>II.5 Relations entre le tassement, l'indice des vides et la contrainte effective .....</b>	<b>33</b>

## **CHAPITRE III : Méthodes d'analyse et calcul des tassements des sols**

<b>III.1 Introduction.....</b>	<b>36</b>
<b>III.2 Détermination des contraintes dues à une surcharge.....</b>	<b>36</b>
III.2.1 Cas d'une charge ponctuelle .....	37
III.2.2 Cas d'un sol à surface horizontale uniformément chargé.....	37
III.2.3 Cas d'une charge rectangulaire uniforme .....	38

III.2.4 Cas d'une charge circulaire .....	39
III.2.5 Charge triangulaire (en forme de talus) de longueur b .....	41
III.3 Calcul du tassement par la méthode œdométrique .....	42
III.3.1 Cellule œdométrique.....	42
III.3.2 courbe de compressibilité œdométrique .....	45
III.4 Calcul du tassement par la méthode préssiométrique .....	48
III.5 Méthode de l'essai de pénétration statique (CPT).....	51
III.6 Méthode de l'essai de pénétration au carottier (SPT).....	53
III.7 la méthode des éléments finis .....	56
III.7.1 Le programme d'entrée des données (SIGMA/W).....	56

## **CHAPITRE IV : Présentation et reconnaissances de la région d'études**

IV.1 Introduction.....	63
IV.2 géomorphologie de la région .....	64
IV.2.1 Les monts septentrionaux .....	66
IV.2.2 Les monts méridionaux .....	66
IV.3 Caractéristiques géologiques .....	66
IV.3.1 Stratigraphique .....	68
IV.4 Tectonique .....	69
IV.4.1 Plissements.....	70
IV.4.2 Failles .....	70

**IV.4.3 Fossés d'effondrements.....71**

**VI.5 Hydrogéologie de la région ..... 71**

**IV.5.1 Carte des conditions aux limites .....72**

**Chapitre V Plans d'expérience appliqué dans l'analyse de compressibilité**

**V.1 Introduction .....75**

**V.2 Modélisation du tassement..... 75**

**V.2.1 Analyse de variance (ANOVA) .....75**

**V.2.2 Méthodologie des surfaces de réponses .....77**

**V.3 Analyse de la variance (ANOVA) ..... 78**

***REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES* ..... 86**

## **LISTE DES FIGURES :**

<b>Figure I.1</b> Tassement uniforme .....	<b>07</b>
<b>Figure I.2</b> Tassement différentiel .....	<b>08</b>
<b>Figure I.3</b> La courbe de compression .....	<b>13</b>
<b>Figure II.1</b> Types de fondations superficielles .....	<b>26</b>
<b>Figure II.2</b> Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique de fondation profondes.....	<b>27</b>
<b>Figure II.3</b> Essai Dilatométrique .....	<b>28</b>
<b>Figure II.4</b> Profil du Module Contraint Drainé .....	<b>29</b>
<b>Figure II.5</b> Profil de l'Indice de Matériau .....	<b>30</b>
<b>Figure II.6</b> Profil de la Contrainte Verticale Effective ( $\sigma'_{v0}$ ) .....	<b>31</b>
<b>Figure II.7</b> Profil de la Pression de Préconsolidation ( $P_c$ ) .....	<b>32</b>
<b>Figure II.8</b> Profile du Taux de Surconsolidation (OCR).....	<b>32</b>
<b>Figure II.9</b> courbes : $e = f(\log \sigma')$ .....	<b>33</b>
<b>Figure III.1</b> Charge ponctuel.....	<b>37</b>
<b>Figure III.2</b> Massif uniformément chargé .....	<b>38</b>
<b>Figure III.3</b> Charge rectangulaire uniforme .....	<b>38</b>
<b>Figure III.4</b> Abaque de Steinbrenner .....	<b>39</b>
<b>Figure III.5</b> Charge circulaire.....	<b>40</b>
<b>Figure III.6</b> fonction de J .....	<b>40</b>
<b>Figure III.7</b> Charge trapézoïdale de longueur infinie .....	<b>41</b>
<b>Figure III.8</b> L'abaque de Fadum.....	<b>42</b>



<b>Figure III.9</b> Cellule œdométrique ouverte .....	<b>43</b>
<b>Figure III.10</b> Cellule œdométrique fermée .....	<b>44</b>
<b>Figure III.11</b> Principe de l'essai œdométrique.....	<b>45</b>
<b>Figure III.12</b> Courbe de variation de hauteur en fonction de $\lg t$ sous une contrainte $\sigma_1$ .....	<b>46</b>
<b>Figure III.13</b> Courbe œdométrique de compressibilité.....	<b>47</b>
<b>Figure III.14</b> Principe de calcul du tassement.....	<b>48</b>
<b>Figure III.15</b> Modules pressiométriques à prendre en compte pour le calcul du tassement d'une fondation .....	<b>50</b>
<b>Figure III.16</b> Estimation rapide du tassement des fondations superficielles sur les sables selon densité.....	<b>53</b>
<b>Figure III.17</b> Relation entre l'indice de compressibilité $I_c$ et $N_m$ .....	<b>55</b>
<b>Figure III.18</b> Dimensions géométriques caractéristiques d'un élément.....	<b>56</b>
<b>Figure III.19</b> la modification associée de la contrainte verticale dans le sol.....	<b>57</b>
<b>Figure III.20</b> choisir le type et les paramètres d'analyse .....	<b>58</b>
<b>Figure III.21</b> définir les unités et l'échelle.....	<b>58</b>
<b>Figure III.22</b> dessiner et maillage des régions.....	<b>59</b>
<b>Figure III.23</b> entrer des matériaux de chaque région .....	<b>59</b>
<b>Figure III.24</b> Tracer les conductions aux limites.....	<b>60</b>
<b>Figure III.25</b> Tassement sous forme de maille déformée.....	<b>61</b>
<b>Figure III.26</b> Profil de déplacement en fonction du temps.....	<b>61</b>
<b>Figure IV.1</b> Situation géographique de la région d'étude .....	<b>63</b>
<b>Figure IV.2</b> Croquis géomorphologique de la région de Tébessa .....	<b>64</b>
<b>Figure IV.3</b> Carte géologique de la région étudiée.....	<b>67</b>

<b>Figure IV.4</b> Colonne Stratigraphique des formations à l’affleurement (In Fehdi, 2008).....	<b>69</b>
<b>Figure IV.5</b> Carte piézométrique Juillet 2009/ Plaine de Tébessa ((GHRIEB Lassaad 2011).....	<b>72</b>
<b>Figure IV.6</b> Carte des conditions aux limites. (In Djabri 1987).....	<b>73</b>
<b>Figure V.1</b> les contributions des termes significatifs du modèle et la relation entre le tassement obtenu par modélisation et celui calculé.....	<b>80</b>
<b>Figure V.2</b> Contribution de tous les paramètres et l’interaction de chacun d’eux.....	<b>81</b>
<b>Figure V.3</b> Effet des paramètres de poids volumique sec et humide sur le tassement finale (S) avant optimisation .....	<b>82</b>
<b>Figure V.4</b> Effet des paramètres de poids volumique sec et humide sur le tassement finale (S) après optimisation et maximisation de réponse.....	<b>82</b>
<b>Figure V.5</b> Effet des paramètres de poids volumique sec et humide sur le tassement finale (S) après optimisation et minimisation de réponse .....	<b>83</b>

## ***LISTE DES TABLEAUX :***

<b>Tableau I-1 :</b> Tassements admissibles (d'après Sowers cité par Lambe) .....	<b>11</b>
<b>Tableau I-2</b> Équations de l'indice de compression avec fonction de la limite de liquide.....	<b>15</b>
<b>Tableau I-3</b> Équations de l'indice de compression avec fonction de l'indice de plasticité ; $C_c = f(I_p)$ : [17].....	<b>16</b>
<b>Tableau I-4</b> Équations de l'indice de compression en fonction de la teneur en humidité naturelle ; $C_c = f(w_n)$ .....	<b>17</b>
<b>Tableau I-5</b> Équations d'indice de compression avec fonction du taux de vide; $C_c = f(e)$ ....	<b>19</b>
<b>Tableau I-6</b> Équations de l'indice de compression avec fonction de la densité sèche, DFS, teneur optimale en humidité ; $C_c = f(\gamma_d), f(DFS), f(w_0)$ .....	<b>20</b>
<b>Tableau I-7</b> Équations de l'indice de compression avec fonction de variables multiples ; $C_c = f(w_L, w_n, e_o, I_p, G_s, \gamma_d, \gamma_w, \gamma_{dmax}, DFS)$ .....	<b>21</b>
<b>Tableau III-1</b> Coefficients de forme $\lambda_c$ et $\lambda_d$ .....	<b>49</b>
<b>Tableau III-2</b> Coefficient rhéologique $\alpha$ .....	<b>50</b>
<b>Tableau III-3</b> valeurs de $\alpha$ pour divers types de sols .....	<b>52</b>
<b>Tableau V.1</b> Analyse de la variance (ANOVA) pour le coefficient de sécurité (Fs) .....	<b>78</b>

## Abstract

The concept of the design of experiments method is used to generate approximate polynomial functions for the analysis of compressibility and settlement of soils in the Tebessa area, settlement denominated response which is a function of a range of variation expected input soil parameters; these geotechnical parameters are physical, such as density, and mechanical, such as preconsolidation pressure. Response surface models are developed using available conventional equations and numerical analysis. Considering the variations of the input soil parameters, a reliability analysis is performed using these response surface models to obtain an acceptable value of either minimized or maximized allowable settlements of the soils in question. The results of the reliability analysis are compared with the simulation results obtained using the modeling by the SIGMA program from Geostudio, it is shown that the application of the response surface method in the compressibility analysis can considerably reduce computational efforts. It is also concluded that conventional analysis using the available equations and numerical analysis when used in conjunction with reliability analysis allows rational choice of allowable settlement and helps decisionmaking.

Keywords: experimental designs, compressibility, settlement, geotechnical parameters, response surface.

## المخلص

يتم استخدام مفهوم طريقة التصميم التجريبي لتوليد وظائف متعددة الحدود التقريبية لتحليل الانضغاطية وانخفاض التربة في منطقة تبسة ، والاستجابة المقومة بالانخفاض والتي هي دالة لمجموعة من التباين معلمات التربة المدخلة المتوقعة ؛ هذه المعلمات الجيوتقنية هي فيزيائية ، مثل الكثافة ، وميكانيكية ، مثل ضغط التوحيد المسبق. تم تطوير نماذج سطح الاستجابة باستخدام المعادلات التقليدية المتاحة والتحليل العددي. بالنظر إلى الاختلافات في معلمات التربة المدخلة ، يتم إجراء تحليل الموثوقية باستخدام نماذج سطح الاستجابة هذه للحصول على قيمة مقبولة إما إلى الحد الأدنى أو الحد الأقصى من المستويات المسموح بها للتربة المعنية. تمت مقارنة نتائج تحليل الموثوقية بنتائج المحاكاة التي تم الحصول عليها باستخدام النمذجة بواسطة برنامج SIGMA من Geostudio ، ويتضح أن تطبيق طريقة سطح الاستجابة في تحليل الانضغاط يمكن تقليل الجهود الحسابية بشكل كبير. وخلص أيضًا إلى أن التحليل التقليدي باستخدام المعادلات المتاحة والتحليل العددي عند استخدامه جنبًا إلى جنب مع تحليل الموثوقية يسمح بالاختيار العقلاني للتسوية المسموح بها ويساعد في اتخاذ القرار.

الكلمات المفتاحية: التصميم التجريبي ، الانضغاطية ، التسوية ، المتغيرات الجيوتقنية ، سطح الاستجابة.

## Résumé

Le concept de méthode des plans d'expérience est utilisé pour générer des fonctions polynomiales approximatives pour l'analyse de compressibilité et le tassement des sols dans la région de Tébessa, le tassement a dénommé la réponse qui est une fonction d'une gamme de variation attendue des paramètres de sol d'entrée ; ces paramètres géotechniques sont d'ordre physique comme les poids volumique et mécanique comme la pression de preconsolidation. Les modèles de surface de réponse sont développés en utilisant les équations conventionnelles disponibles et l'analyse numérique. Compte tenu des variations des paramètres d'entrée du sol, une analyse de fiabilité est effectuée à l'aide de ces modèles de surface de réponse pour obtenir une valeur acceptable soit minimisé ou maximisé des tassements admissibles des sols en question. Les résultats de l'analyse de fiabilité sont comparés aux résultats de la simulation obtenu a l'aide de la modélisation par le programme SIGMA de Geostudio il est démontré que l'application de la méthode de surface de réponse dans l'analyse de compressibilité peut réduire considérablement les efforts de calcul. Il est également conclu que l'analyse conventionnelle utilisant les équations disponibles et l'analyse numérique lorsqu'elle est utilisée en conjonction avec l'analyse de fiabilité permet un choix rationnel du tassement admissible et aide à la prise de décision.

Mots clés : plans d'expérience, compressibilité, tassement, paramètres géotechniques, surface de réponse.

# *Introduction générale*

---

## Introduction Générale :

Le plan d'expérience (Design of experiments (DOE)) est un ensemble de techniques statistique utilisées dans l'étude empirique des relations. C'est le processus d'identification et d'ajustement d'un modèle de surface de réponse approximatif à partir des données d'entrée et de sortie obtenues à partir d'études expérimentales ou de l'analyse numérique où chaque essai peut être considéré comme une expérience. L'analyse par plan d'expérience en utilisant les surface de réponses (RSM) est utile dans trois techniques ou méthodes différentes ; conception expérimentale statistique, en particulier à deux niveaux plan factoriel ou fractionnaire, techniques de modélisation de régression et méthodes d'optimisation. Si la réponse du système est plutôt bien comprise, les techniques RSM sont utilisées pour quantifier l'ensemble des paramètres pour obtenir la valeur optimale de la réponse du système. Si l'identification de la meilleure valeur dépasse les ressources disponibles de l'expérience, les techniques RSM sont utilisé pour au moins acquérir une meilleure compréhension du système global de réponse. Et si l'obtention de la réponse du système nécessite une analyse très compliquée qui nécessite des heures d'exécution et des ressources de calcul avancées, alors une surface de réponse équivalente simplifiée peut être obtenue par quelques nombres d'exécutions pour remplacer l'analyse compliquée.

Ce mémoire de fin d'étude a pour but de contribuer dans l'analyse géotechnique des données en appliquant le plan d'expérience et l'optimisation du problème d'instabilité des terrains liés a la compressibilité des sols, dans cette étude on utilise un maximum de paramètres physique et mécanique pour pouvoir analyser la dépendance ainsi l'indépendance des paramètres entre autres. Ensuite ces paramètres seront utilisés comme des facteur d'entrés pour générer et estimé le paramètre caractéristique de la compressibilité du sol qui est choisi pour être le paramètre de sortie de l'étude. On a achevé un mémoire constituer de cinq chapitres où :

Le premier chapitre est consacré à la recherche bibliographique sur la compressibilité et tassement des terrains

Le deuxième chapitre est une étude des paramètres qui affectent la compressibilité des terrains

Le troisième chapitre s'intéresse aux méthodes d'analyse et calcul des tassement dans les sols

Un quatrième chapitre est une présentation et reconnaissance géotechnique sur la région d'étude

Et le dernier chapitre est la contribution par l'utilisation de la méthode des plans d'expérience

## ***CHAPITRE I***

---

# ***Recherche bibliographique sur la compressibilité et tassement des terrains***



## I.1 Introduction:

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 les déplacements prépondérants. Si les tassements uniformes peuvent être gênants lorsqu'ils sont trop importants, les tassements différentiels sont redoutables, car ils peuvent créer des désordres graves: basculement, voire renversement des constructions, augmentation importante des efforts dans les structures hyperstatiques.

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 se résulte dans :

- La compression de l'air qui remplit les vides. L'eau est supposée incompressible. L'air, très compressible, 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 expulsé (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.

Dans les calculs de consolidation primaire, on ne prend pas en compte la viscosité du sol. La viscosité entraîne un fluage appelé aussi consolidation secondaire qui ne peut pas être négligé pour les argiles très plastiques, les vases, les tourbes.

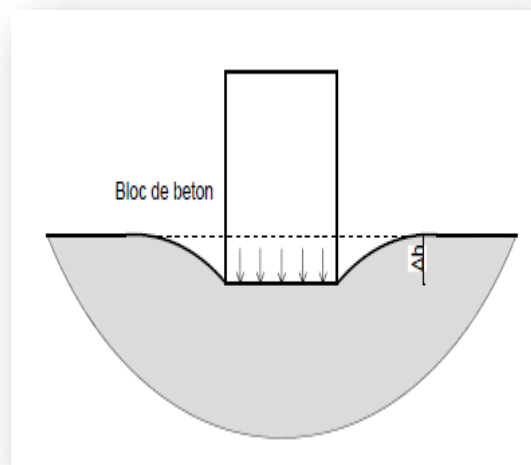
Le fluage est la variation du tassement ou de la déformation  $\varepsilon(t)$  en fonction du temps sous une contrainte effective constante  $\sigma' = \sigma'_0$ .

Classiquement, on sépare la consolidation primaire (tassement lent dû à l'expulsion d'eau) de la consolidation secondaire (tassement lent dû au fluage du squelette de particules de sol). Cette représentation est fautive. En effet, la consolidation primaire n'est pas instantanée, la contrainte effective se mobilisant lentement.

## **I.2 Les différents types de tassements:**

### **I.2.1 Les tassements uniformes:**

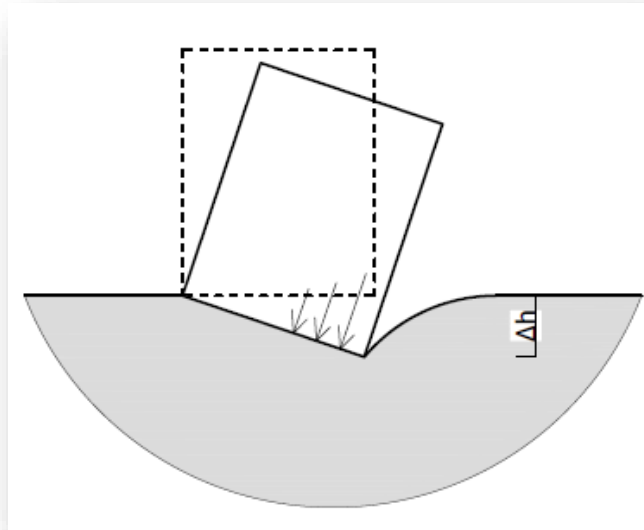
Les tassements uniformément repartis affectent peu la structure, les mouvements qui en résultent peuvent cependant endommager les services et accessoires tels que les conduites d'eau et le passage souterrain.[6]



**Figure I.1** Tassement uniforme

### **I.2.2 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.[6]



**Figure I.2** Tassement différentiel

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. [6]

### **I.3 Les tassements suivant le type de sol:**

On peut classer les tassements en deux types

#### **I.3.1 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[6].

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 forte vibration causée par des séismes ou par l'activité humaine (dynamitage, enfoncement des pieux ...) peuvent y entraîner des tassements[6].

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.[6]

### **I.3.2 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.[6]

### **I.4 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

décharge 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 de sols constituant l'assise d'un même bâtiment;

### I.5 Tassements admissibles:

L'amplitude des tassements absolus n'est en général pas préjudiciable aux structures elles-mêmes, mais elles provoquent des désagréments, voir des problèmes aux éléments de jonction entre les bâtiments notamment pour les canalisations (d'eau, de gaz, les égouts). Les tassements d'ensemble peuvent parfois être importants (7 m pour la ville de Mexico) sans provoquer des dégâts majeurs.

Les tassements différentiels et absolus sont considérés comme admissibles lorsqu'ils peuvent être absorbés sans inconvénient par la superstructure. Leur valeur dépend donc de la raideur de l'ouvrage et du matériau de construction de l'ouvrage.

Pour les constructions courantes, les tassements différentiels  $S_d$  doivent être limités à  $L/600$  pour des ouvrages en maçonnerie ( $L$  est distance entre 2 points qui tassent différemment) ; -  $L/1000$  pour des ouvrages en béton armé.

Remarque : le tassement différentiel de la tour de Pise est de l'ordre de 2 m.

**Tableau I-1** : Tassements admissibles (d'après Sowers cité par Lambe)[1]

Type de mouvement	Facteur limitant	Tassement maximum
Tassement total	Dispositif drainant	15 -30cm
	Accès	30 - 60cm
	Probabilité de tassement non uniforme :	
	Ouvrage en maçonnerie	2,5 - 5cm
	Charpentes	5 - 10cm
	Cheminées, silos, radiers	7,5 – 30 cm
Inclinaison	Stabilité au renversement	Dépend de la largeur et de la hauteur
	Inclinaison des cheminées et des tours	0,004 l
	Engins roulants	0,011
	Stockage de denrée	0,011
	Métiers à tisser	0,003 l
	Turbo générateur	0,0002 l
	Rails de grues	0,003 l
	Aire de drainage	0,01 l - 0,02 l
Mouvement différentiel	Murs de briques hauts et continus	0,0005 - 0,001 l
	Usine en brique à 1 étage, fissuration des murs	0,001 - 0,002 l
	Fissuration des murs en plâtre	0,001 l
	Immeuble ne béton armé	0,0025 - 0,004 l
	Immeuble ne béton armé avec des murs rideaux	0,003l
	Charpentes métalliques continues	0,002l
	Charpentes métalliques simples	0,005l

l : distance entre deux colonnes adjacentes ou deux points quelconques qui tassent différemment. Les valeurs les plus élevées correspondent aux tassements réguliers et aux structures les plus "tolérantes". Les plus faibles valeurs sont valables pour des tassements irréguliers et des structures fragiles.

## **I.6 Compressibilité des sols:**

Le dénouement de consolidation est le déplacement vertical de la surface correspondant à la variation de volume à n'importe quelle étape du processus de consolidation. Un tassement de consolidation se produit, par exemple, si une structure est construite sur une couche d'argile saturée ou si la nappe phréatique est abaissée de façon permanente dans une strate recouvrant une couche d'argile. D'autre part, si une excavation est faite dans une argile saturée, le soulèvement (l'inverse du tassement) entraînera dans le fond de l'excavation en raison du gonflement de l'argile. En cas de déformation latérale importante, il y aura un tassement immédiat dû à la déformation du sol dans des conditions non pluvieuses, en plus du tassement de consolidation.[5]

La progression de la consolidation in situ peut être surveillée en installant des piézomètres pour la pression de l'eau interstitielle avec le temps. L'ampleur de la être mesurée en enregistrant les niveaux de points de référence appropriés sur une structure ou dans sol : un nivellement précis est essentiel, à partir d'un benchmark non soumis même le moindre règlement. Il faut saisir toutes les occasions d'obtenir données de règlement, car ce n'est que par ces mesures que l'adéquation des méthodes peuvent être évaluées.[5]

## **I.7 Indice de compression:**

La courbe de compression est tracée pour le rapport entre la contrainte effective et le vide. Le rapport de vide est tracé à l'aide d'une échelle normale et la contrainte effective est tracée à l'aide d'une échelle logarithmique.

La pente tirée de la courbe de compression vierge est appelée indice de compression. Elle est désignée par le symbole  $C_c$ . La représentation de la courbe de compression vierge et la pente de l'indice de compression sont représentées dans figure I.3.

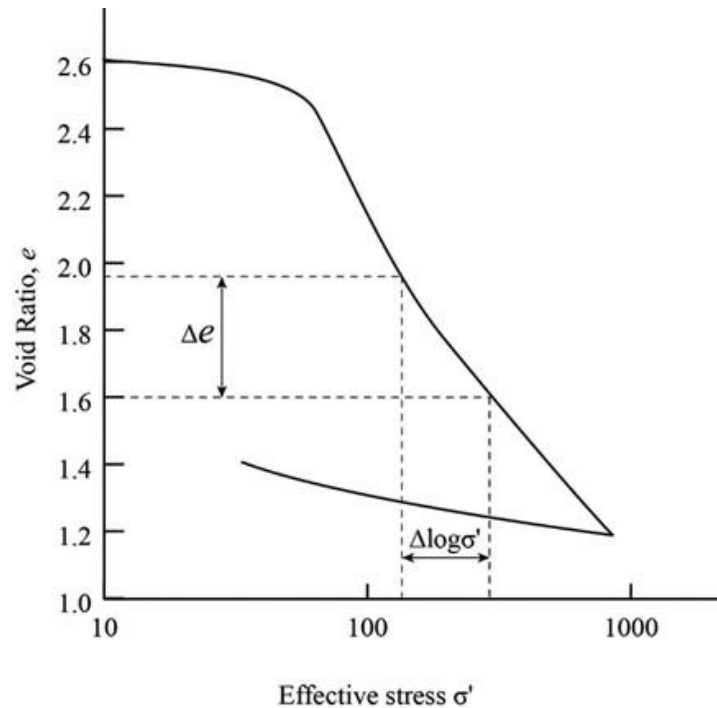


Figure I.3 La courbe de compression

### I.8 Corrélations empiriques de l'indice de compression:

La prévision de l'affaissement des sols est une question d'une importance capitale pour le bon fonctionnement des projets d'infrastructure, en particulier pour l'affaissement après la construction. Un certain nombre de méthodes ont été proposées pour prévoir le tassement ; cependant, toutes ces méthodes sont basées sur un paramètre, c'est-à-dire le moment initial. La différence du moment initial déterminé par les différents concepteurs peut certainement induire des erreurs dans la prévision du tassement des berges. Le tassement potentiel et une méthode simplifiée basée sur les données in situ. Le paramètre clé "b" de la méthode proposée a été vérifié à l'aide de la méthode théorique et des données de terrain. Enfin, un exemple a été utilisé pour démontrer les avantages de la méthode proposée en le comparant à d'autres méthodes et aux données d'observation.

#### I.8.1 Théorie de la méthode d'Asaoka:

En 1978, Asaoka a proposé une nouvelle méthode de prédiction des règlements, dont la philosophie est basée sur la "procédure d'observation", qui est dérivée de l'équation de consolidation 1D. Il a combiné l'équation de Mikasa (1965) avec celle de Terzaghi (1925) et a obtenu la contrainte verticale comme : [16]



$$\varepsilon(t, z) = T + \frac{1}{2!} \left( \frac{z^2}{c_v} T' \right) + \frac{1}{4!} \left( \frac{z^4}{c_v} T'' \right) + \dots + zF + \frac{1}{3!} \left( \frac{z^3}{c_v} F' \right) + \frac{1}{5!} \left( \frac{z^5}{c_v} F'' \right) + \dots$$

Où  $\varepsilon(t, z)$  est la contrainte verticale de  $z$  au temps  $t$  ;  $T$  et  $F$  sont des inconnues du temps ;  $\alpha$  est le coefficient de consolidation. Avec les deux conditions limites, c'est-à-dire le drainage des limites supérieures et inférieure et le drainage ascendant, les équations suivantes peuvent être dérivées :

$$S + \frac{1}{3!} \left( \frac{H^2}{c_v} S' \right) + \frac{1}{5!} \left( \frac{H^4}{c_v} S'' \right) + \dots = \frac{H}{2} (\bar{\varepsilon} + \varepsilon)$$

$$S + \frac{1}{2!} \left( \frac{H^2}{c_v} S' \right) + \frac{1}{4!} \left( \frac{H^4}{c_v} S'' \right) + \dots = H\bar{\varepsilon}$$

Où  $S$  est le tassement,  $H$  est l'épaisseur de la couche d'argile, et  $\bar{\varepsilon}$  est la déformation verticale au moment initial. Le temps discret peut être introduit comme:

$$t_j = \Delta t \cdot j \quad j = (0, 1, 2, \dots)$$

Où  $\Delta t$  est l'intervalle de temps équivalent.

### **I.8.2 Les équations empiriques développées par différents chercheurs :**

Dans la documentation, plusieurs corrélations ont été proposées pour les caractéristiques de compressibilité du sol telles que l'indice de compression  $C_c$  avec des propriétés d'indice en termes de régressions simples et multiples en utilisant la limite liquide, la teneur en humidité naturelle, le taux de vide initial, l'indice de plasticité, la densité, le taux de vide à la limite liquide et plusieurs autres propriétés du sol (exemple:

$$C_c = (w_L, w_n, e_0, I_p, G_s, \gamma_w, \gamma_{dmax} DFS).$$

Les équations empiriques résumées sont présentées dans les tableaux 1 à 6 sur la base de l'aperçu critique. Les équations empiriques développées par différents chercheurs sont résumées selon la région/conditions d'applicabilité et ces équations sont les suivantes :

## CHAPITRE I : Recherche bibliographique sur la compressibilité et tassement des terrains

**Tableau I-2** Équations de l'indice de compression avec fonction de la limite de liquide

$$C_c = (w_L) : [17]$$

Eq. N°	Equations empiriques	Référence	Région/Conditions de Applicabilité
1.	$C_c=0.007 (w_L -10)$	Skempton (1944)	Argiles remoulées, (Normalement consolidé, $St < 1,5$ )
2	$C_c=0.01(w_L-12)$	Murayama et al. (1958)	Argiles alluviales d'Osaka
3	$C_c=0.013(w_L -13.5)$	Yamagutshi (1959)	Toutes les argiles
4	$C_c=0.013w_L$	Kyushu Branch of JSSMFE (1959)	L'argile d'Ariake
5	$C_c=0.014(w_L -20)$	Taniguchi et al. (1960)	L'argile d'Ishikari
6	$C_c=0.0046(w_L -9)$	Cozzolino (1961)	Argiles brésiliennes
7	$C_c=0.004(w_L -10)$	Taniguchi (1962)	Argile de Rumoi
8	$C_c=0.017 (w_L -20)$	Shouka (1964)	Toutes les argiles
9	$C_c=0.009(w_L -10)$	Terzaghi et Peck (1967)	Normalement consolidé, (Modérément sensible, $St < 5$ )
10	$C_c=0.0083(w_L -9)$	Schofield et Wroth (1968)	Diverses argiles
11	$C_c = -0.0051(w_L^2 + 0.1328w_L - 6.412)$	Beverly (1975)	Sédiments profonds de la zone de la crête extérieure de Blake-Bahama
12	$C_c=0.0046(w_L -9)$	Azzouz et al. (1976)	Argile brésilienne, (modérément surconsolidée)
13	$C_c=0.006(w_L -9)$	Azzouz et al. (1976)	Toutes les argiles avec $w_L < 100\%$
14	$C_c=0.0092(w_L -13)$	Mayne (1980)	Argiles brésiliennes ; (modérément surconsolidées)
15	$C_c=0.008(w_L -10)$	Burghignoliet Scarpelli (1985)	Diverses argiles
16	$C_c=0.0046(w_L -9)$	Bowles (1989)	Les argiles molles italiennes
17	$C_c=0.01 (w_L -0.063)$	Hirata et al. (1990)	Sols naturels (cohésifs)
18	$C_c=0.063(w_L -10)$	Abdrabboet Mahmoud (1990)	L'argile égyptienne
19	$C_c=0.009(w_L -8)$	Tsuchida (1991)	L'argile de la baie d'Osaka

## CHAPITRE I : Recherche bibliographique sur la compressibilité et tassement des terrains

20	$C_c=0.008(w_L - 12)$	Sridharan et Nagaraj (2000)	Toutes les argiles
21	$C_c=0.006(w_L + 1), R = 0.509$	Lav et Ansal (2001)	Le sol en Turquie
22	$C_c=0.011(w_L - 6.36)$	Yoon et al. (2004)	Argiles marines côtières, Corée
23	$C_c = 0.0061 (w_L - 0.0024), R^2 = 0.8435$	Solanki et Desai 2008	Dépôts alluviaux, Surat, Inde
24	$C_c=0.0046 (w_L - 1.39)$	Arpan et Sujit (2012)	Le sol du campus d'Agartala du NIT et de Howrah, en Inde
25	$C_c=0.0055(w_L - 1.8364), R^2 = 0.970$	Vinod et Bindu (2010)	Argile marine remoulée, hautement plastique, Kerala, Inde
26	$C_c=0.014w_L - 0.168$	Park et Lee (2011)	Les sols en Corée
27	$C_c=0.5217(w_L - 1.30)$	Widodo et Abdelazim (2012)	Sol dans l'aéroport de Supadio à Pontianak
28	$C_c=0.01706(w_L - 1.29), R^2 = 0.349$	Widodo et Abdelazim (2012)	Argile tendre de Pontianak
29	$C_c = 0.026 w - 0.536, R^2 = 0.939$ $L$	Nesamatha et Arumairaj (2015)	Échantillon d'argile remoulée, Coimbatore, Inde
30	$C_c = 0.0067w_L - 0.0364, R^2 = 0.94$	Kumar et al. (2016)	Sol noir de coton. Sol rouge et sol jaune, Bhopal, Inde
31	$C_c = 0.001w_L - 0.013, R^2 = 0.863$	Shiva et Darga Kumar (2016)	Hyderabad, Andhra Pradesh (A.P.), Inde

**Tableau I-3** Équations de l'indice de compression avec fonction de l'indice de plasticité

;  $(I_p)$  : [17]

Eq. N°	Equations empiriques	Référence	Région/Conditions de Applicabilité
1	$C_c=0.02 + 0.014 (I_p)$	Nacci et al. (1975)	Argile de l'Atlantique Nord
2	$C_c=1.325(I_p)$	Wroth et Wood (1978)	Argiles remoulées
3	$C_c=I_p/74$	Wroth et Wood (1978)	Toutes les argiles
4	$C_c=1.325(I_p)$	Koppula (1981)	Argiles remoulées
5	$C_c=0.104(I_p) + 0.46$	Nakase et al. (1988)	Meilleur pour (IP < 50%)

## CHAPITRE I : Recherche bibliographique sur la compressibilité et tassement des terrains

6	$C_c=0.007(I_p+18)$	SridharanetNagaraj (2000)	Meilleur pour (IP<50%)
7	$C_c=0.014(I_p+3.6)$	SridharanetNagaraj (2000)	Argiles remoulées
8	$C_c=0.014(I_p)+0.165$	Yoon et al. (2004)	Argile de Busan, Corée
9	$C_c=0.0082 I_p+0.0915,$ $R^2=0.7862$	SolankietDesai (2008)	Dépôts alluviaux, Surat, Inde
10	$C_c=0.0086(I_p+24.2674),$ $R^2=0.970$	Vinod and Bindu (2010)	Argile marine remoulée, hautement plastique, Kerala, Inde
11	$C_c=0.0055(I_p+21.2364),$ $R^2=0.977$	VinodetBindu (2010)	Argile marine remoulée, hautement plastique, Kerala, Inde
12	$C_c=0.0058 (I_p -13.76)$	ArpanetSujit (2012)	Sol du campus d'Agartala du NIT et de Howrah, Inde
13	$C_c=0.0055(I_s+21.2364),$ $R^2=0.977$	Vinod et Bindu (2010)	Divers projets de vallée fluviale, Inde
14	$C_c=0.0058 (I_p -13.76)$	Arpan et Sujit (2012)	Échantillon d'argile remoulée, Coimbatore, Inde

**Tableau I-4** Équations de l'indice de compression en fonction de la teneur en humidité naturelle ;  $C_c=f(w_n)$  : [17]

Eq. N°	Equations empiriques	Référence	Région/Conditions de Applicabilité
1	$C_c=0,0001766w_n+0,00593w_n$ $-0,315$	Peck et Reed (1954)	Sous-sols de Chicago
2	$C_c=0.0054 (2.6w_n-35)$	Nishida (1956)	Argiles non perturbées
3	$C_c=0.0102 (w-9.15)$	Hough (1957)	Sol cohésif inorganique: limon, argile limoneuse
4	$C_c=0.0115w_n$	Moran etRutledge (1958)	Argiles molles
5	$C_c=0.01w_n$	Osterberg (1972)	Argile de Chicago, (normalement consolidée, St <1,5)
6	$C_c=0.01 (w_n-5)$	Azzouz et. al. (1976)	Argile américaine et grecque
7	$C_c=0.01(w_n-7.549)$	Herrero (1980)	Toutes les argiles
8	$C_c=0.01 w_n$	Koppula (1981)	Argiles de Chicago et d'Alberta, (normalement consolidées, St <1,5)

## CHAPITRE I : Recherche bibliographique sur la compressibilité et tassement des terrains

9	$C_c=0.0102(w_n-9.15)$	Serajuddin (1987)	Argile et limon alluviaux au Bangladesh
10	$C_c=0.0115 w_n$	Bowles (1989)	Limon organique et argiles; (Normalement consolidé, $St < 1,5$ )
11	$C_c=0.115 w_n$	Bowles (1989)	Limons organiques et argiles, (Normalement consolidés, $St < 1,5$ )
12	$C_c=0.0066 w_n$	Abdrabboet Mahmoud (1990)	Argiles égyptiennes avec ( $20\% < w_n < 140\%$ )
13	$\ln C_c = 1.235 \ln w_n - 5.65,$ $R^2 = 0.803$	Lav et Ansal (2001)	Sol en Turquie
14	$C_c = 0.4791 w_n - 1.367,$ $R^2 = 0.784$	Lav et Ansal (2001)	Sol en Turquie
15	$C_c = 0.012 w_n - 0.1,$ $R^2 = 0.758$	Lav et Ansal (2001)	Sol en Turquie
16	$C_c = 0.01 (w_n + 2.83)$	Yoon et al. (2004)	Argile de Busan
17	$C_c = 0.009 \ln w_n + 0.0522,$ $R^2 = 0.77$	Solanki et Desai (2008)	Dépôts alluviaux, Surat, Inde
18	$C_c = 0.0072 (w_n - 12.625),$ $R^2 = 0.878$	Vinodet Bindu (2010)	Remoulé, très plastique, argiles marines, Kerala, Inde
19	$C_c = 0.013 w_n - 0.115$	Park et Lee (2011)	Sols en Corée
20	$C_c = 0.0102 (w_n + 11.57),$ $R^2 = 0.238$	Widodo et Abdelazim (2012)	Argile molle Pontianak
21	$C_c = 0.0074 w_n - 0.007$	Kalantaryet Afshin (2012)	sols argileux, Māzandarān, Iran
22	$C_c = 0.5217 (w_n + 11.57)$	Widodo et Abdelazim (2012)	Sol de l'aéroport Supadio de Pontianak, Indonésie
23	$C_c = 0.0136 w_n + 0.0156,$ $R^2 = 0.4871$	Sari et Firmansyah, (2013)	Surabaya Soft sol, Indonésie ( $w_n = 0-150\%$ ; $I_p = 0-70\%$ )
24	$C_c = 0.0141 w_n + 0.0078,$ $R^2 = 0.4913$	Sari et Firmansyah, (2013)	Surabaya Soft Sol, Indonésie ( $w_n = 0$ à $150\%$ ; $I_p = 0$ à $120\%$ )
25	$C_c = 0.0143 w_n - 0.0165,$ $R^2 = 0.5102$	Sari et Firmansyah, (2013)	Surabaya Soft sol, Indonésie ( $w_n = 0$ à $100\%$ ; $I_p = 0$ à $70\%$ )
26	$C_c = 0.0327 w_n - 0.3819,$ $R^2 = 0.5265$	Sari et Firmansyah, (2013)	Surabaya Soft sol, Indonésie ( $w_n = 0\% - 30\%$ )

## CHAPITRE I : Recherche bibliographique sur la compressibilité et tassement des terrains

27	$C = 0.0179w - 0.1005,$ $R^2 = 0.5341$	Sari & Firmansyah, (2013)	Surabaya Soft sol, Indonésie ( $w_n = 30\% - 50\%$ )
28	$C_c = 0.0137w_n + 0.0034,$ $R^2 = 0.4980$	Sari et Firmansyah, (2013)	Surabaya Soft sol, Indonésie ( $w_n = 50\% - 70\%$ )
29	$C_c = 0.014(w - 22.7),$ $R^2 = 0.858$	Bryan et al. (2014)	Terres molles irlandaises

**Tableau I-5** Équations d'indice de compression avec fonction du taux de vide;  $C_c = f(e)$ : [17]

Eq. N°	Equations empiriques	Référence	Région/Conditions de Applicabilité
1	$C_c = 0.54(e_n - 0.35)$	Nishida (1956)	Toutes les argiles; normalement consolidées, $St < 1,5$
2	$C_c = 1.15(e - e_0)$	Nishida (1956)	Toutes les argiles (normalement consolidées, $St < 1,5$ )
3	$C_c = 0.29(e_0 - 0.27)$	Hough (1957)	Argile limono-sableuse inorganique ; Surconsolidée
4	$C_c = 0.35(e_0 - 0.5)$	Hough (1957)	Sols organiques
5	$C_c = 0.156 e_0 + 0.0107$	Hough (1957)	Sol cohésif, limon, argile, argile limoneuse et sol inorganique
6	$C_c = 0.4049(e_0 - 0.3216)$	Hough (1957) [40]	Sol cohésif inorganique : limon, argile limoneuse
7	$C_c = 0.256 + 0.43(e_0 - 0.84)$	Cozzolino, (1961)	Argile de Motley : Sao Paulo, Brésil
8	$C_c = 1.21 + 1.055(e_0 - 1.87)$	Cozzolino, (1961)	Plaine de Santos, Brésil
9	$C_c = 0.246 + 0.43(e_0 - 0.25)$	Cozzolino, (1961)	Argiles de Motley, Brésil
10	$C_c = 0.75(e_0 - 0.5)$	Sowers (1970)	Pour une faible plasticité
11	$C_c = 1.21 + 1.005(e_0 - 1.87)$	Azzouz et. al. (1976)	Argiles de Motley de la ville de Sao Paulo
12	$C_c = 0.208 e_0 + 0.0083$	Azzouz et. al. (1976)	L'argile de Chicago
13	$C_c = 0.4(e_0 - 0.25)$	Azzouz et. al. (1976)	L'argile aux États-Unis et en

## CHAPITRE I : Recherche bibliographique sur la compressibilité et tassement des terrains

			Grèce
14	$C_c = 0.3(e_0 - 0.27)$	Herrero (1980)	Tous les types de sol
15	$C_c = 0.2343 e_{Lc}$	NagarajetSrinivasaMurthy (1986)	Toutes les argiles remoulées normalement consolidées
16	$C_c = 0.75(e_0 - 0.5)$	Bowles (1989)	Sols à faible plasticité ; (modérément sensibles, $St < 5$ )
17	$C_c = 1.21 + 1.055(e_0 - 1.87)$	Bowles (1989)	Argile Motley de Sao Paulo ; (Très sensible, $St > 5$ )
18	$C_c = 0.208(e_0 - 0.0083)$	Bowles (1989)	Argiles de Chicago ; (modérément surconsolidée)
19	$C_c = 0.156 e_0 + 0.0107$	Bowles (1989)	Toutes les argiles ; (modérément surconsolidée)
20	$C_c = 0.256(e_{Lc} - 0.04)$	Burland (1990)	Argile reconstituée
21	$C_c = 0.302(e_0 - e_p) + 0.064$	Koumoto et park (1998)	Argiles naturelles remoulées
22	$C_c = n_0 (371.747 - 4.275n_0)$	Koumoto et park (1998)	Argiles naturelles remoulées
23	$C_c = 0.4 e_0 - 0.1,$ $R^2 = 0.765$	Lav etAnsal (2001)	Le sol en Turquie
24	$C_c = 0.485/n e_0 + 0.329,$ $R^2 = 0.785$	Lav etAnsal (2001)	Le sol en Turquie

**Tableau I-6** Équations de l'indice de compression avec fonction de la densité sèche, DFS, teneur optimale en humidité ;  $C_c = f(\gamma_d), f(DFS), f(w_0)$  : [17]

Eq. N°	Equations empiriques	Référence	Région/Conditions de Applicabilité
$C_c = f(\gamma_d)$			
1	$C_c = 0.5(\gamma_w/\gamma_d)^2$	Herrero (1980)	Tous les types de sol
2	$C_c = 0.5(\gamma_w/\gamma_d)^{1.2}$	Herrero (1980)	Systèmes de sols de toutes complexités et de tous types
3	$C_c = 0.618 - 0.975\gamma_d$	Vinod et Bindu(2010)	Le sol en Turquie
4	$C_c = 0.7045\gamma_w/\gamma_d - 0.4711$ $R^2 = 0.869$	Lav etAnsal (2001)	Argile marine remoulée, hautement plastique, Kerala, Inde
$C_c = f(DFS)$			

## CHAPITRE I : Recherche bibliographique sur la compressibilité et tassement des terrains

5	$C_c = 0.0029(DFS) + 0.1837$ $R^2 = 0.88$	Kumar et al. (2016)	Sol noir de coton. sol rouge et sol jaune, Bhopal, Inde
$C_c = f(w_0)$			
6	$C_c = 0.0404(w_0) - 0.3024$	Kumar et al. (2016)	Sol noir de coton. Sol rouge et sol jaune, Bhopal, Inde

**Tableau I-7** Équations de l'indice de compression avec fonction de variables multiples

$C_c = f(w_L, w_n, e_o, I_p, G_s, \gamma_d, \gamma_w, \gamma_{d_{max}}, DFS) : [17]$

Eq. N°	Equations empiriques	Référence	Région/Conditions de Applicabilité
1	$C_c = 0.37(e_o + 0.003w_L - 0.0004w_n - 0.34)$	Azzouz et. al. (1976)	Argiles: Grèce, parties des États-Unis
2	$C_c = 0.048(e_o + 0.001w_n - 0.25)$	Azzouz et. al. (1976)	Argiles: Grèce, parties des États-Unis
3	$C_c = -0.156 + 0.41e_o + 0.00058w_n$	Azzouz et. al. (1976)	Argile aux États-Unis et en Grèce
4	$C_c = 0.37(e_o + 0.003w_L - 0.34)$	Azzouz et. al. (1976)	Argile aux États-Unis et en Grèce
5	$C_c = 0.5 I_p G_s$	Wroth and Wood (1978)	Toutes les argiles remoulées normalement consolidées
6	$C_c = 0.185[G_s(\gamma_w/\gamma_d)^2 - 0.144]$	Herrero (1980)	Tous types de sols
7	$C_c = 0.009w_n + 0.005w_L$	Koppula (1981)	Toutes les argiles
8	$C_c = 0.2343(w_L - 100)G_s$	NagarajetMurthy (1986)	Argiles normalement consolidées
9	$C_c = 0.009w_n + 0.002w_L - 0.10$	NagarajetMurthy (1986)	Argiles normalement consolidées
10	$C_c = -0.156 + 0.411e_o + 0.00058w_L$	Al-KhafajietAndersl and (1992)	Toutes les argiles
11	$C_c = 0.007w_L + 0.0001w_n^2 - 0.18$	Kosasih et al. (1997)	Argile de Surabaya basée sur des tests en laboratoire
12	$C_c = 0.006w_L + 0.13 e_o - 0.13$	Kosasih et al. (1997)	Argile de Surabaya basée sur des tests en laboratoire
13	$C_c = -0.194e_o + 0.0098w_L - 0.0025 I_p - 0.256$	Yoon et al. (2004)	Argile de Busan, Corée
14	$C_c = 0.0022w_L + 0.0478, R^2 = 0.9063$	SolankietDesai (2008)	Dépôts alluviaux, Surat, Inde
15	$C_c = 0.0029 I_p + 0.0833$	SolankietDesai	Dépôts alluviaux, Surat, Inde



## CHAPITRE I : Recherche bibliographique sur la compressibilité et tassement des terrains

	$R^2 = 0.8579$	(2008)	
16	$C_c = 0.0035w_n + 0.0631, R^2 = 0.6735$	SolankietDesai (2008)	Dépôts alluviaux, Surat, Inde
17	$C_c = 0.002(I_p * G_s + 65.35), R^2 = 0.969$	VinodetBindu (2010)	Remoulé, très plastique, argiles marines, Kerala, Inde
18	$C_c = 0.002(I_p * G + 110.55), R^2 = 0.963$	VinodetBindu (2010)	Remoulé, très plastique, argiles marines, Kerala, Inde
19	$C_c = 0.2926(w_L / 100) * G_s$	Park et Lee (2011)	Sols en Corée
20	$C_c = 0.002w_L + 0.0025I_p - 0.005$	AmardeepetShahid, (2012)	Différents projets hydroélectriques indiens
21	$C_c = 0.7331 + 0.4152e_0 - 0.00134w_n - 0.3167G_s + 0.0007w_L$	KalantaryetAfshin (2012)	Sols argileux, Mazandaran, Iran.
22	$C_c = 6.23w_n + 0.115w_L, R^2 = 0.5099$	Sari etFirmansyah, (2013)	Surabaya Soft Soil, Indonesia (wn = 0-100%; Ip = 0-70%)
23	$C_c = 0.4044(e_0 + 0.01w_n) - 0.0795, R^2 = 0.5024$	Sari etFirmansyah, (2013)	Surabaya Soft Soil, Indonesia (wn = 0-100%; Ip = 0-70%)
24	$C_c = 1.094(0.123e_0 + 0.01w_n) - 0.415, R^2 = 0.5101$	Sari etFirmansyah, (2013)	Surabaya Soft Soil, Indonesia, (wn = 0-100%; Ip = 0 à 70%)
25	$C_c = 0.2867(1.567e_0 + 0.01w_n) - 0.0843, R^2 = 0.5001$	Sari etFirmansyah, (2013)	Surabaya Soft Soil, Indonesia (wn = 0-100%; Ip = 0-70%)
26	$C_c / (1 + e_0) = 0.1905[l_w - 3.03], R^2 = 0.623$	Bryan et al. (2014)	Terres molles irlandaises
27	$C_c(1 + e_0) = 0.173[l_w - 3.01], R^2 = 0.602$	Bryan et al. (2014)	Terres molles irlandaises
28	$C_c = 0.0128(w_L) - 0.008(I_p) - 0.1423, R^2 = 0.92$	Kumar et al. (2016)	Terre de coton noir. Sol rouge et sol jaune, Bhopal, Inde
29	$C_c = 0.0149(w_L) - 0.0092(I_p) - 0.00671(w_0) - 0.10692(\rho_{d \max}) + 0.0554, R^2 = 0.95$	Kumar et al. (2016)	Terre de coton noir. Sol rouge et sol jaune, Bhopal, Inde
30	$C_c = 0.0122(w_L) - 0.0069$	Kumar et al. (2016)	Terre de coton noir. Sol rouge et sol jaune, Bhopal, Inde

## CHAPITRE I : Recherche bibliographique sur la compressibilité et tassement des terrains

$(I_p + w_0) - 0.061(\rho_{dm} \\ a_x) + 0.0004(DFS) + \\ 0.0451 \\ R^2 = 0.94$		
---	--	--

### Notations ;

Cc- indice de compression

Cc'- rapport de compression=  $Cc/(1+ e_0)$

e<sub>0</sub>- rapport de vide initial ou in situ

e<sub>L</sub>- rapport de vide à la limite du liquide

w<sub>L</sub>- teneur en eau limite liquide

w<sub>n</sub>- teneur en eau naturelle

d- poids volumique sec en kN/m<sup>3</sup>

w - poids volumique de l'eau en kN/m<sup>3</sup>

S<sub>t</sub> - sensibilité de l'argile I<sub>s</sub> - Indice de retrait

n<sub>0</sub> - porosité

G<sub>s</sub>- gravité spécifique du sol

W<sub>0</sub>- Teneur optimale en humidité

γ<sub>dmax</sub>- densité sèche maximale en gm/cm<sup>3</sup>

DFS- Gonflement libre différentiel

## **CHAPITRE II :**

---

# ***Paramètres qui affectent la compressibilité des terrains***

## CHAPITRE II : Paramètres qui affectent la compressibilité des terrains

### II.1 Introduction:

Une fondation, un remblai, un barrage ou un mur de soutènement exercent sur le sol une charge qui produit des déplacements. Comme le laisse prévoir la loi de comportement du sol, suivant la valeur de cette charge le sol admettra des déplacements limités (comportement élastique du sol) ou bien très grands, le sol cède sous la charge (comportement plastique du sol). On voit apparaître les deux grandes classes de problèmes à résoudre :

- \_ La détermination de la charge limite (à ne pas atteindre) qui provoque la rupture,
- \_ L'estimation des déplacements provoqués par la charge lorsque celle-ci est inférieure à la charge limite.

Nous nous intéresserons ici à cette deuxième classe de problèmes ; les déplacements qui nous intéressent sont les déplacements verticaux de la surface du sol sous la fondation ou l'ouvrage envisagé : les tassements. Il s'agit de vérifier que ces tassements restent admissibles pour l'ouvrage. Plus que la valeur absolue du tassement, c'est celle des tassements différentiels qu'il faut limiter c'est-à-dire la différence entre les tassements des différents points du même ouvrage.

### II.2 Les fondations:

Les fondations sont essentielles pour transférer les charges provenant des superstructures telles que les bâtiments, les ponts, les barrages, les autoroutes, les murs, les tunnels, les tours et d'ailleurs chaque ingénierie structure. Généralement cette partie de la structure au-dessus de la fondation et s'étendant au-dessus du niveau de sol est appelé la superstructure. Les fondations sont à leur tour soutenues par un sol moyen. Ainsi, le sol est également la base de la structure et supporte toute la charge venant d'en haut. Par conséquent, la fondation structurelle et le sol, ensemble sont également appelés l'infrastructure. L'infrastructure est généralement sous la superstructure et fait référence à cette partie du système qui est sous le niveau du sol.

#### II.2.2 Classification des fondations:

Les fondations sont classées comme fondations superficielles et profondes en fonction de la profondeur à laquelle la charge est transmise au sol sous-jacent et / ou environnant par la fondation. Si les efforts sont reportés à la surface du sol les fondations seront dites superficielles ; si les efforts sont reportés en profondeur, il s'agira de fondations profondes. [7]

## CHAPITRE II : Paramètres qui affectent la compressibilité des terrains

### II.2.2.1 Fondation superficielle:

On désigne par fondation la partie enterrée d'un ouvrage, conçu pour transmettre au sol les charges provenant de la superstructure. Lorsque les caractéristiques mécaniques du sol sont convenables au voisinage de la surface, les fondations sont exécutées avec un encastrement minimum. Cette profondeur minimum est toutefois indispensable pour mettre la fondation à l'abri du gel, dans ce cas, on réalise des fondations superficielles dont l'encastrement  $D < 4$  ou 5 fois la largeur. La Figure VI-3 présente les différents types de fondations superficielles, on distingue:

- *Les semelles filantes*, généralement de largeur  $B$  modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur  $L$  ( $L/B > 10$ );
- Les semelles isolées, dont les dimensions en plan  $B$  et  $L$  sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ( $B/L = 1$ ) et les semelles circulaires (de diamètre  $B$ );
- □ *Les radiers ou dallages*, de dimensions  $B$  et  $L$  importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.[8]

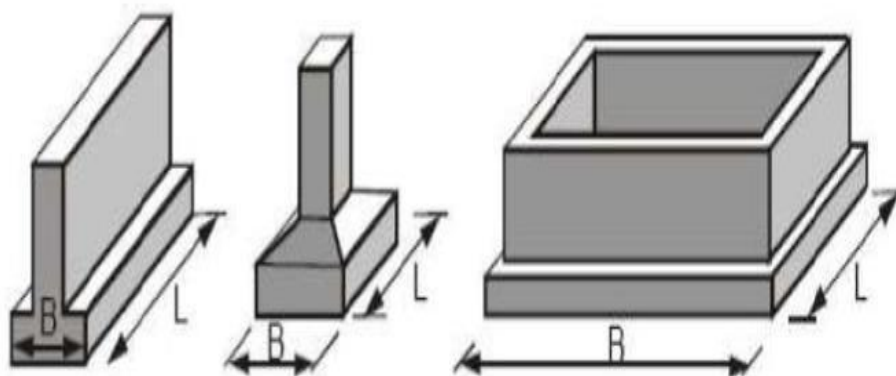


Figure II.1 Types de fondations superficielles

### II.2.2.2 Fondations profondes:

Lorsque les charges apportées par un ouvrage sont élevées et que les couches superficielles sont très compressibles (vases, tourbes, argiles moles.) on envisage des fondations profondes (Pieux) ou semi profondes (Puits) afin d'atteindre des couches résistantes en profondeur. 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 et limiter les déplacements à des valeurs très faibles (Figure II.1.2). Le mot pieu

## CHAPITRE II : Paramètres qui affectent la compressibilité des terrains

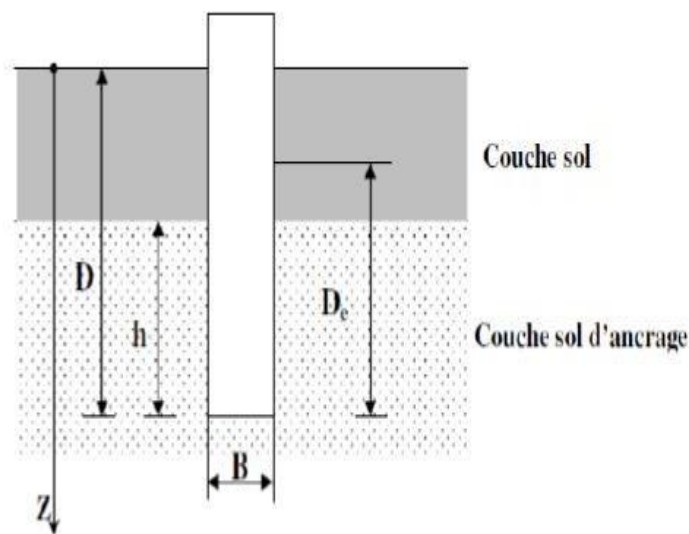
désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes. Une fondation profonde est caractérisée par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées.

- Résistance enpointe
- Par frottementlatéral
- Résistance de pointe et frottement latéral (cas courant)

Ses dimensions sont définies par:

1.  $D$  : Longueur de fondation enterrée dans lesol
2.  $B$  : largeur de la fondation oudiamètre

Au-delà de  $D/B > 6$ , et  $D > 3$ , nous sommes dans le domaine des fondations profondes. [9]



**Figure II.2** Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique  $D$  et mécanique de fondation profondes

### II.3 Essai au Dilatomètre plat de Marchetti (DMT):

Le but d'un essai au dilatomètre plat est de déterminer in situ les propriétés de résistance et de déformation d'un sol avec une sonde en acier en forme de lame, enfoncée verticalement dans le terrain, et comportant, sur une face, une fine membrane circulaire en acier affleurante que l'on dilate (Figure II-12).

L'essai consiste à mesurer la pression exercée par le terrain lorsque la membrane est affleurant avec la face de la lame et commence juste à se déplacer et lorsque le déplacement en direction du sol du centre de la membrane atteint 1,10 mm. L'essai doit être réalisé à des profondeurs choisies ou ensemi-continu.

## CHAPITRE II : Paramètres qui affectent la compressibilité des terrains

On peut utiliser les résultats des essais DMT pour obtenir des informations sur la stratigraphie du terrain, l'état de contrainte in situ, les propriétés de déformation et la résistance au cisaillement. [10]

Il convient d'utiliser l'essai DMT essentiellement dans les argiles, les limons et les sables où les particules sont petites par rapport à la dimension de la membrane. On peut utiliser les résultats des essais DMT pour obtenir des informations sur la stratigraphie du terrain, l'état de contrainte in situ, les propriétés de déformation et la résistance au cisaillement.

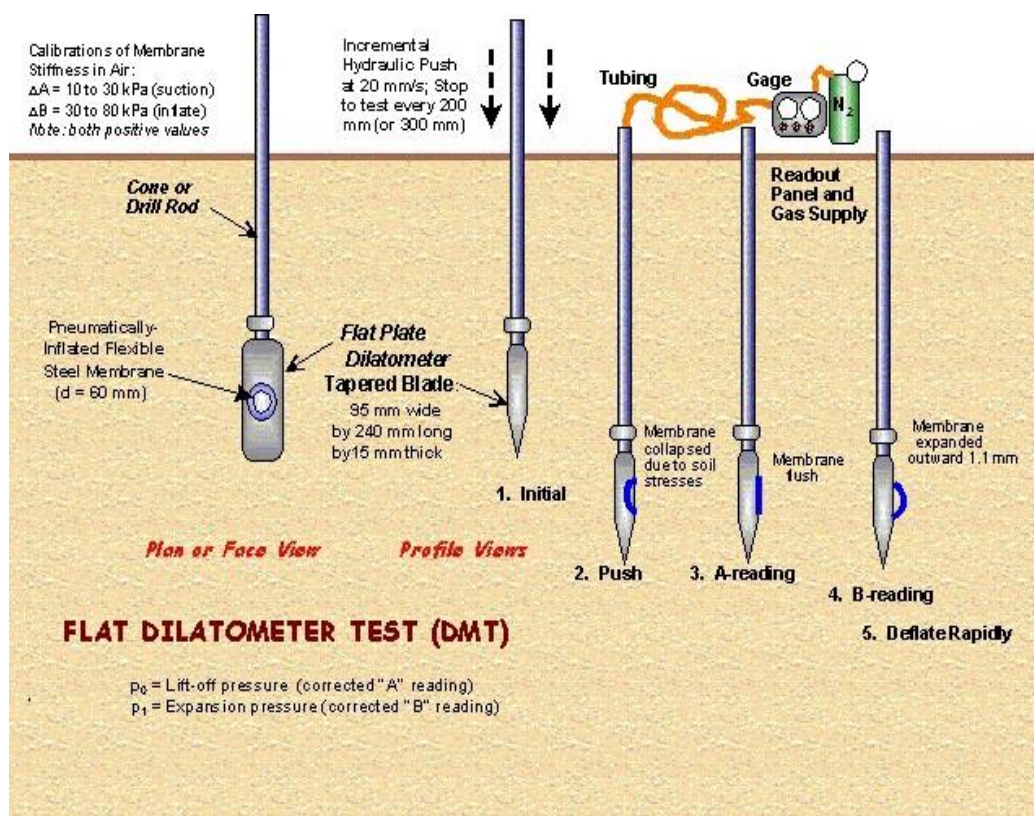


Figure II.3 Essai Dilatométrique

### II.4 Déterminons les paramètres géotechniques nécessaires au calcul du tassement:

L'essai dilatométrique permet de déterminer des paramètres géotechniques comme le Module contraint drainé « M », Taux de surconsolidation « OCR », l'indice de contrainte horizontale « KD », l'indice de matériaux « ID », et le module dilatométrique « ED ».

Ces paramètres sont généralement les plus significatifs à tracer sous un format graphique en fonction de la profondeur. Il est également recommandé de présenter les

## CHAPITRE II : Paramètres qui affectent la compressibilité des terrains

diagrammes côte à côte, pour avoir une idée suggestive sur l'ensemble du site et sur le comportement du sol.

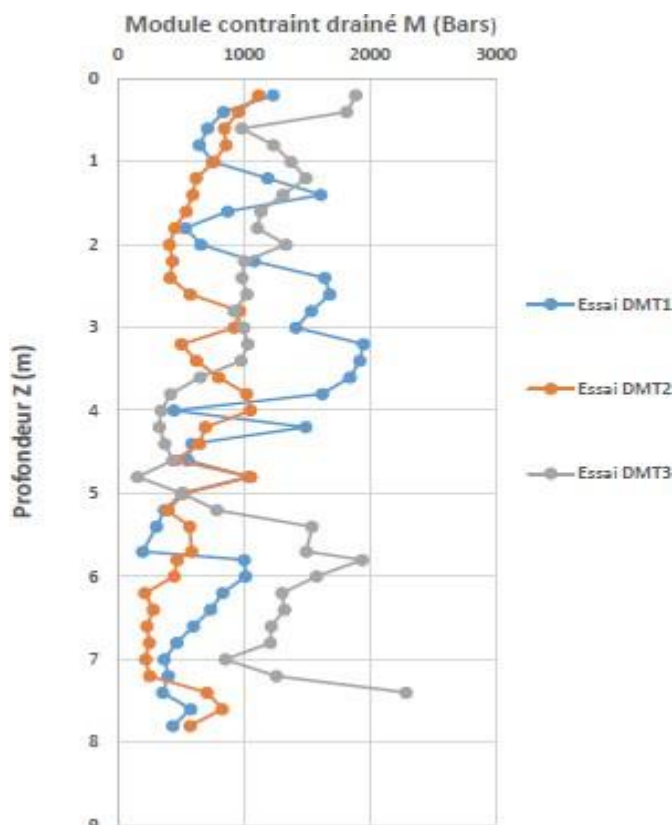
D'autres paramètres géotechniques peuvent être déterminés comme la Pression de préconsolidation  $P_c$ , la contrainte effective  $\sigma'_{v0}$  (SVP) le poids unitaire  $\gamma$  de sol.

Les graphes ci-dessous présentent les paramètres (M, OCR, ID,  $\sigma'_{v0}$  et  $p_c$ ) déduites des essais DMT.

Le module contraint drainé :  $M_{DMT} = R_{MD} \cdot E_D$

Avec  $R_{MD}$  un paramètre fonction de ID et de KD.

$U_0$  et  $\sigma'_{v0}$  : sont respectivement la pression interstitielle et la contrainte verticale effective avant l'insertion de la lame. Le profil du module contraint drainé est présenté dans la (Figure II.4) Ce module M varie en moyenne de 50 à 150 MPa.



**Figure II.4** Profil du Module Contraint Drainé



## CHAPITRE II : Paramètres qui affectent la compressibilité des terrains

L'indice de Matériau ID est un paramètre qui dépend de la taille de grain prédominante d'un sol. Il permet de classer le sol en quatre familles comme suit:

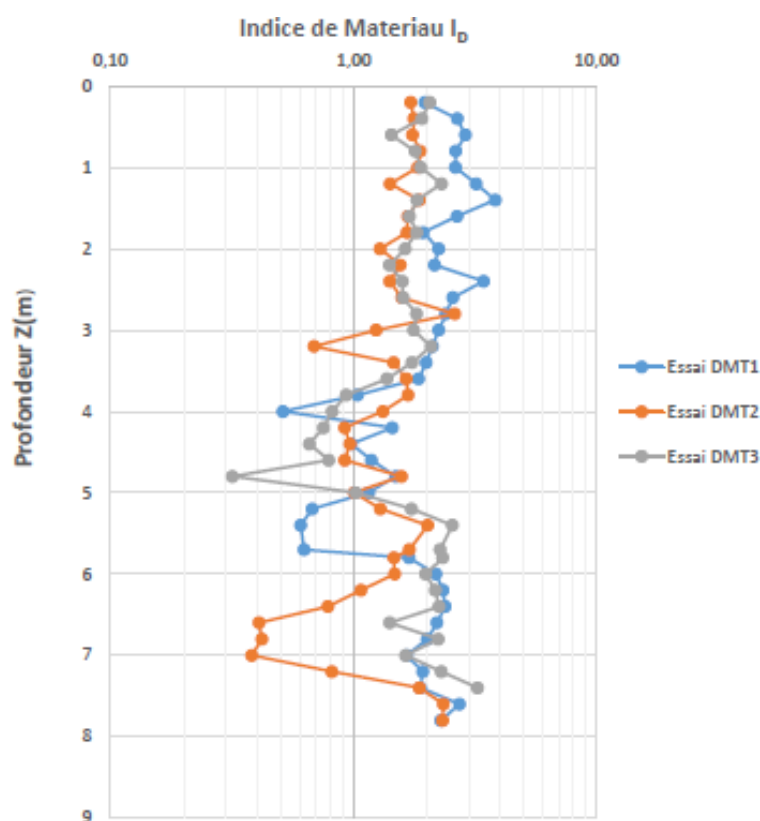
$ID < 0.1$  : (Tourbe)

$0.1 < ID < 0.6$  : (Argile)

$0.6 < ID < 1.8$  : (Limon)

$1.8 < ID < 10$  : (Sable)

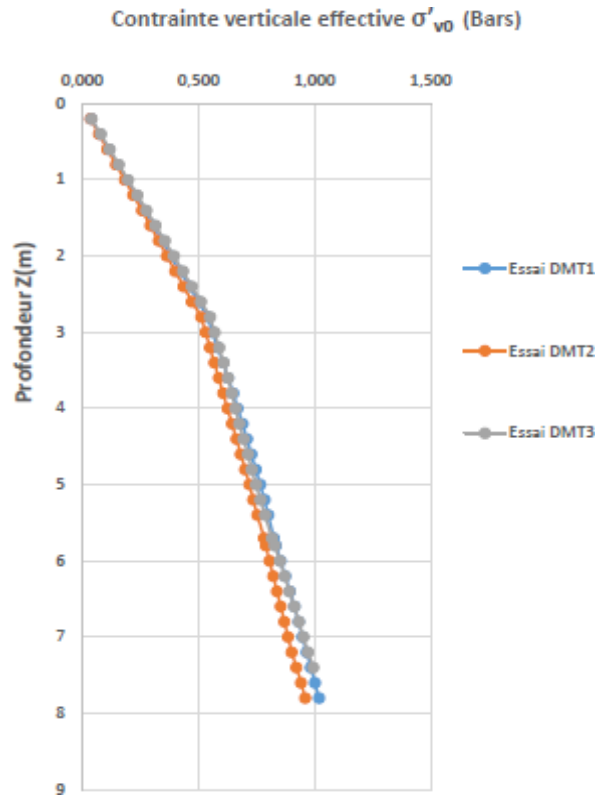
Dans notre cas, les valeurs de l'indice de matériau ID sont déterminées et observées d'après le graphe (Figure II.5). Ces valeurs montrent que le sol prédominant est un limon.



**Figure II.5** Profil de l'Indice de Matériau

La variation de contrainte verticale effective  $\sigma'_{v0}$  le long du profil (Figure II.6) dépend du poids unitaire de chaque lit de sol, de la présence de la nappe phréatique (niveau) et de la profondeur.

## CHAPITRE II : Paramètres qui affectent la compressibilité des terrains



**Figure II.6** Profil de la Contrainte Verticale Effective ( $\sigma'_{v0}$ )

La pression de préconsolidation  $P_c$  est montrée dans la Figure II.7, elle est élevée à la surface du sol et diminue en fonction de la profondeur. Cette pression varie entre 5 et 40 bars.

## CHAPITRE II : Paramètres qui affectent la compressibilité des terrains

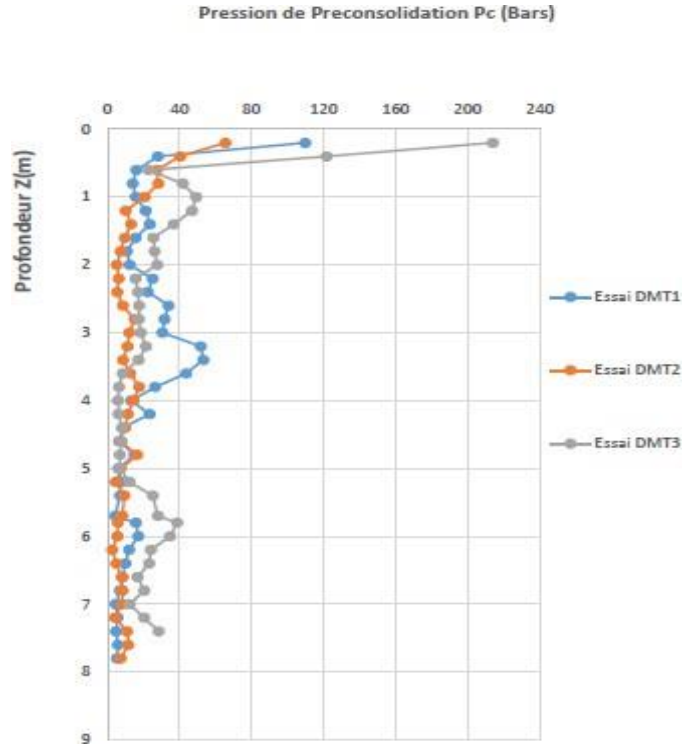


Figure II.7 Profil de la Pression de Préconsolidation (Pc)

Le taux de surconsolidation OCR est fonction de la profondeur.

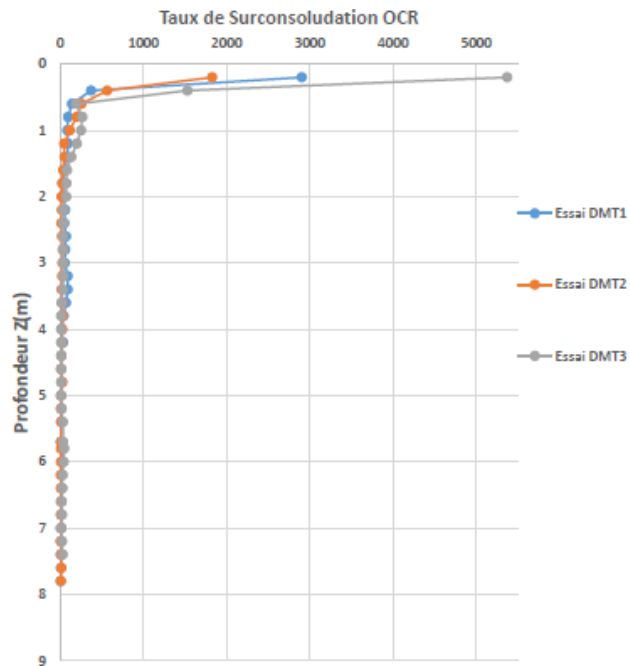


Figure II.8 Profile du Taux de Surconsolidation (OCR)

## CHAPITRE II : Paramètres qui affectent la compressibilité des terrains

### II.5 Relations entre le tassement, l'indice des vides et la contrainte effective:

Pour une couche de sol de hauteur « h » et d'indice des vides initial « e<sub>0</sub> », après un chargement donné et à un instant « t », on a ;

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

$\Delta h$  et  $e$  sont le tassement et l'indice des vides à l'instant « t »

Pour déterminer la relation entre l'indice des vides et la contrainte  $\sigma$  : due à l'action des charges », on doit réaliser un essai œdométrique qui permet d'étudier la consolidation des sols (amplitudes et durée des tassements pour une charge donnée) L'essai consiste à placer un échantillon de sol saturé dans un moule cylindrique indéformable (module œdométrique) et de le charger verticalement (charge constante) jusqu'à dissipation des surpressions interstitielles, tout en mesurant les tassements.[11]

En appliquant un chargement discontinu par paliers et en déterminant la contrainte effective  $s$  et l'indice des vides « e » pour chaque palier de chargement, on peut tracer la courbe :  $e = f(\log \sigma')$  appelée courbe œdométrique. Cette courbe peut être schématisée par la figure II.9 suivantes :

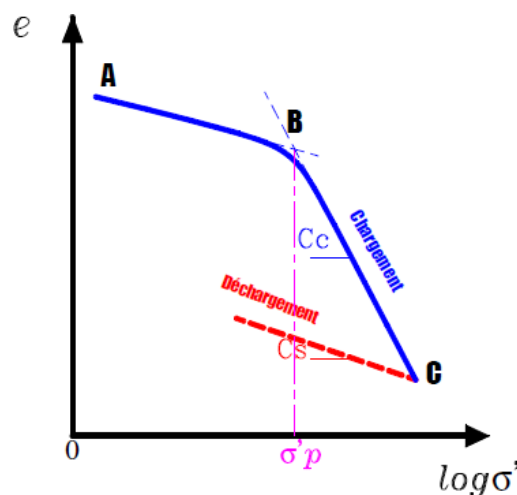


Figure II.9 courbes :  $e = f(\log \sigma')$

## CHAPITRE II : Paramètres qui affectent la compressibilité des terrains

On déduit de cette courbe :

- L'indice de compression (pente de la droite BC);
- L'indice de gonflement (pente de la droite DC).

La pression de préconsolidation :  $\sigma_p'$  C'est la plus grande contrainte qu'a supporté le sol durant son histoire géologique. Le rapport de surconsolidation (Roc) nous permet de connaître l'état de consolidation du sol. Il est défini par :

$$Roc = \frac{\sigma_p'}{\sigma_0'}$$

$\sigma_0'$  : Contrainte effective verticale du sol en place

Si **Roc = 1**, le sol est normalement consolidé, c.à.d. qu'il n'a jamais été le site d'une érosion ou supporté des surcharges qui en suite ont disparue. Ces sols sont sujets à développer des grands tassements, puisque toute surcharge peut augmenter la contrainte effective à un niveau que le sol n'a jamais atteint, ce qui pourra réduire considérablement l'indice des vides.

Si **Roc > 1**, le sol est surconsolidé. Dans ce cas les tassements seront très faibles tant que la contrainte effective finale est inférieure à la pression de préconsolidation. Dans le cas contraire les tassements seront plus prononcés.

Si **Roc < 1**, le sol est sousconsolidé. C'est le cas des sols en cours de formation (etc...). [11]

## ***CHAPITRE III :***

---

# ***Méthodes d'analyse et calcul des tassements des sols***

### III.1 Introduction:

Avant d'entreprendre le calcul des tassements proprement dit, il est nécessaire de préciser certaines données. Lorsqu'un sol est soumis à une surcharge il subit des déformations ; on dit qu'il tasse. En fait, les déformations sont de trois ordres que l'on distingue pour mieux en faire l'analyse:

Une déformation instantanée qui ne fait intervenir que les propriétés élastiques du sol, c'est le tassement élastique.

Une consolidation dite primaire, qui ne cesse que lorsque la pression interstitielle créée par la surcharge a pu se dissiper à travers le matériau : par écoulement de l'eau vers des zones de pression nulle. Cette consolidation provoque au bout d'un temps plus ou moins long un tassement.

Enfin une consolidation secondaire qui correspond à un réarrangement des grains du sol sous la charge résiduelle et constitue le tassement.

D'une manière générale le tassement élastique sera prépondérant pour des fondations sur semelles.

La consolidation dite primaire sera, par contre, prépondérant pour des fondation sur radier.

La consolidation secondaire est, en général, très peu sensible, sauf sur des couche très molles de grande épaisseur ou des fondations très lourdement sollicitées (le calcul de ce tassement ne sera pas envisagé ici).

Avant d'aborder le calcul des tassements, il est nécessaire de connaître la répartition des contraintes exercées par une surcharge à la surface du sol. Cette répartition correspond très sensiblement à la théorie de l'élasticité développée par Boussinesq que le milieu soit cohérent ou pulvérulent.

### III.2 Détermination des contraintes dues à une surcharge:

La détermination de la déformation d'un terrain nécessite la connaissance de la loi de comportement du sol. Les lois de comportement qui reproduisent bien le comportement des sols sont complexes ; c'est pourquoi il est courant de séparer la détermination des contraintes de celle des déformations.

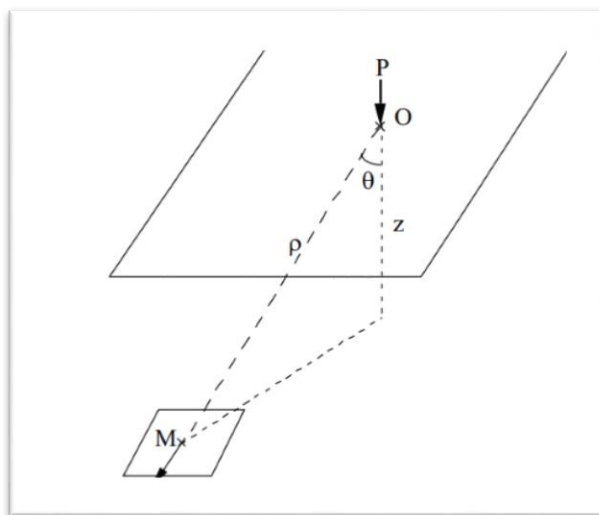
Pour déterminer les contraintes dues à une surcharge, on fait couramment l'hypothèse d'un sol élastique homogène et isotrope. C'est une hypothèse admissible pour la détermination de la composante verticale des contraintes dans le sol (c'est loin d'être le cas pour les contraintes horizontales). Les calculs de supplément de contrainte pour un milieu non pesant élastique ont été établis par BOUSSINESQ.

### III.2.1 Cas d'une charge ponctuelle:

Considérons un milieu élastique, non pesant, homogène et isotrope, limité à sa partie supérieure par un plan horizontal illimité et soumis à l'action d'une force verticale isolée P. Boussinesq a montré que la contrainte qui s'exerce sur une facette horizontale, centrée en M, a pour direction OM (O: point d'application de la force P) et que la composante normale à la facette a pour expression: [1]

$$\sigma = \frac{3P}{2\pi \cdot Z^2} \sin^5 \theta$$

Ou: 
$$\sigma = \frac{3Pz^3}{3\pi \cdot \rho^5} (\rho=OM)$$



**Figure III.1** Charge ponctuel

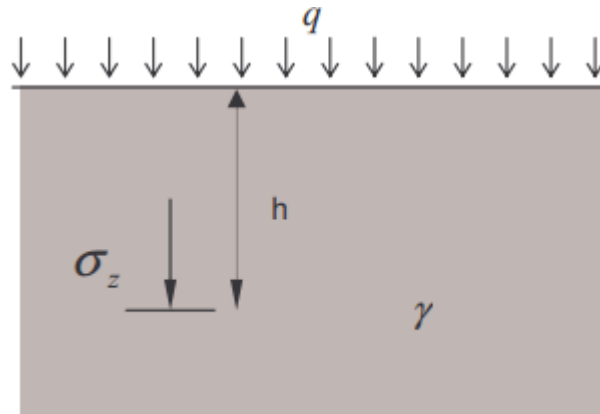
### III.2.2 Cas d'un sol à surface horizontale uniformément chargé:

Considérons un massif à surface horizontale uniformément chargé par une distribution de charge d'intensité. La contrainte totale à la profondeur H est d'après le principe de



superposition égale à la contrainte due à la pesanteur augmentée de la contrainte due à la surcharge. [1]

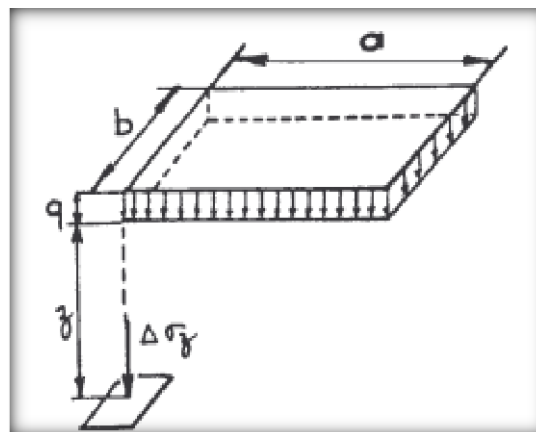
$$\sigma = \gamma h + \Delta\sigma_z = q + \gamma h$$



**Figure III.2** Massif uniformément chargé

### III.2.3 Cas d'une charge rectangulaire uniforme:

Pour un rectangle fini ou infini. La contrainte  $\Delta\sigma_z$  sous le coin d'un rectangle (de longueur  $a$  et de largeur  $b$ ) uniformément chargé par une charge  $q$  est :  $\Delta\sigma_z = I * q$  ;  $I$  est donné par des abaques en fonction de  $a/z$  et  $b/z$ . La contrainte à la verticale d'un point quelconque est obtenue en construisant 4 rectangles ayant chacun un sommet au point considéré. [2]



**Figure III.3** Charge rectangulaire uniforme

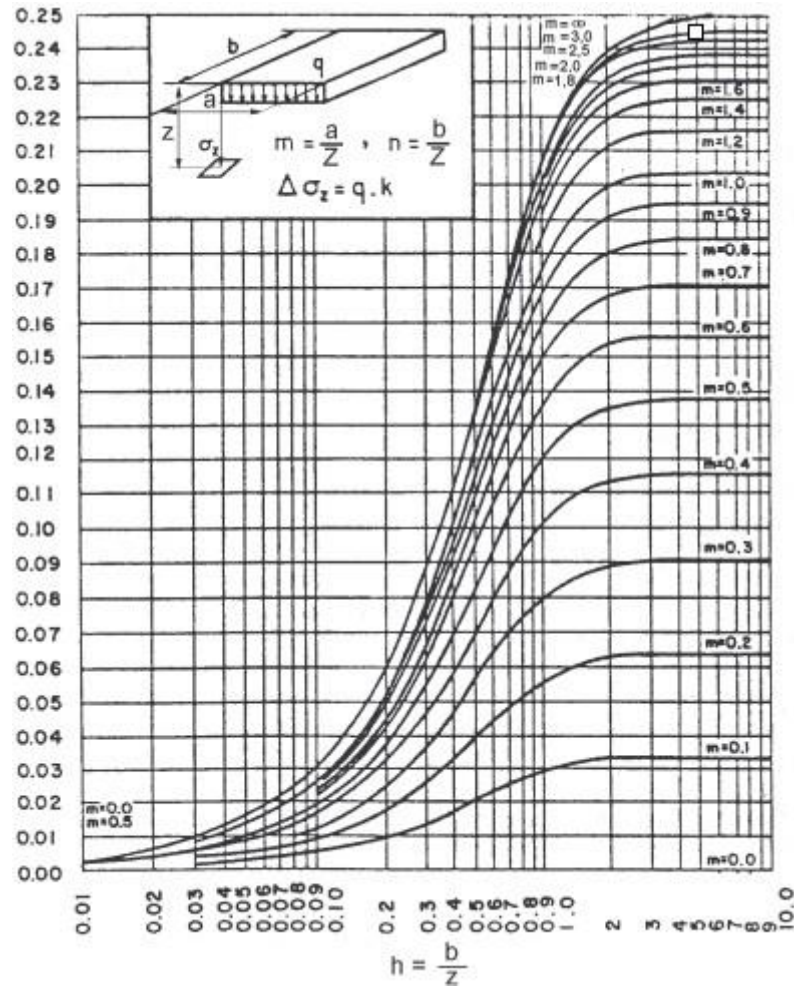


Figure III.4 Abaque de Steinbrenner [2]

### III.2.4 Cas d'une charge circulaire:

Dans l'axe d'une charge circulaire uniforme de rayon (figure III.5), l'augmentation de contrainte verticale à la profondeur  $z$  est :

$$\Delta\sigma_z = J * q$$

Avec:

$$J = 1 - \frac{1}{\left\{ 1 + \left( \frac{r^2}{z^2} \right) \right\}^{\frac{3}{2}}}$$

$J$  est donné par l'abaque de fonction de  $J$

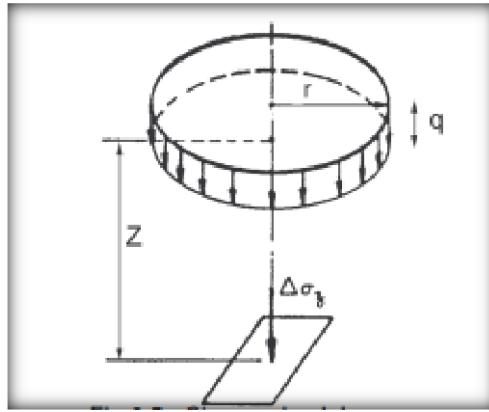


Figure III.5 Charge circulaire

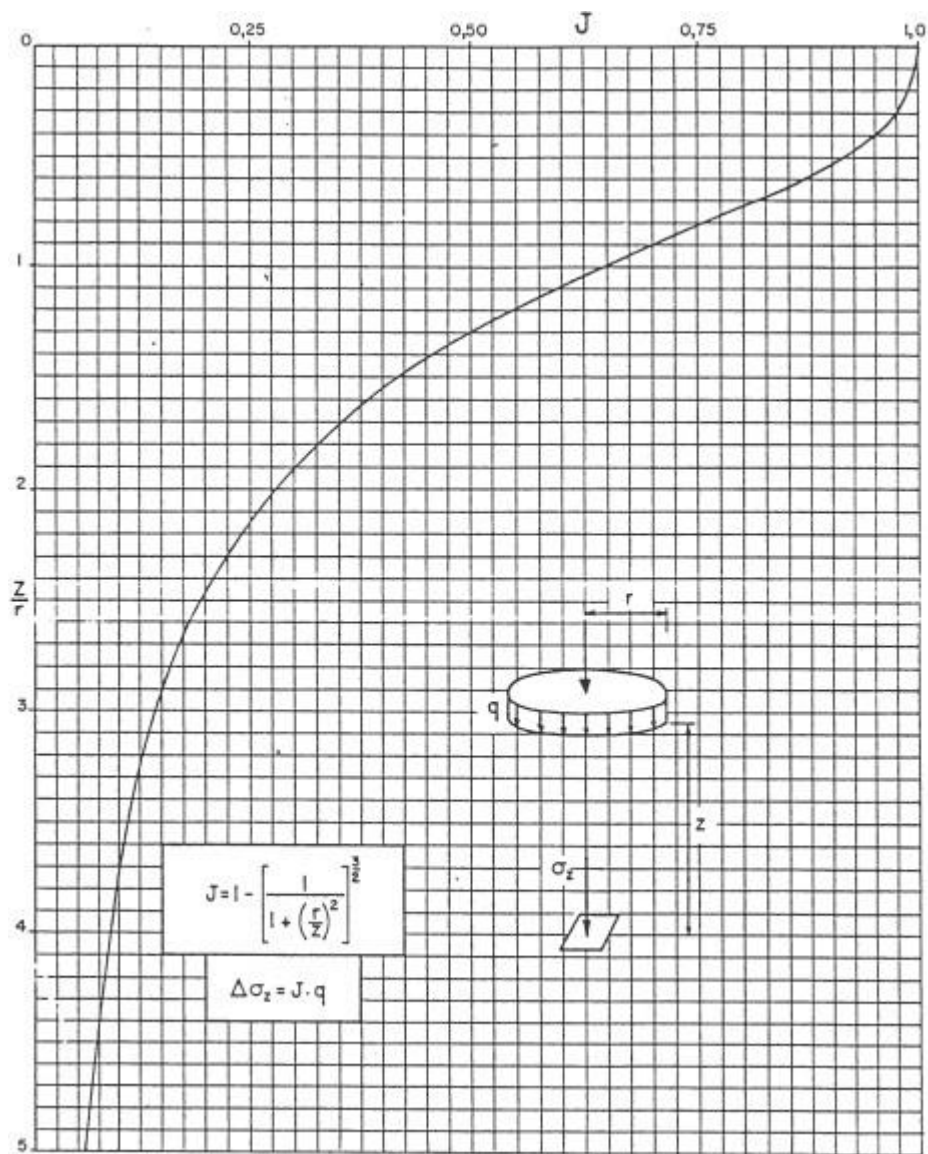
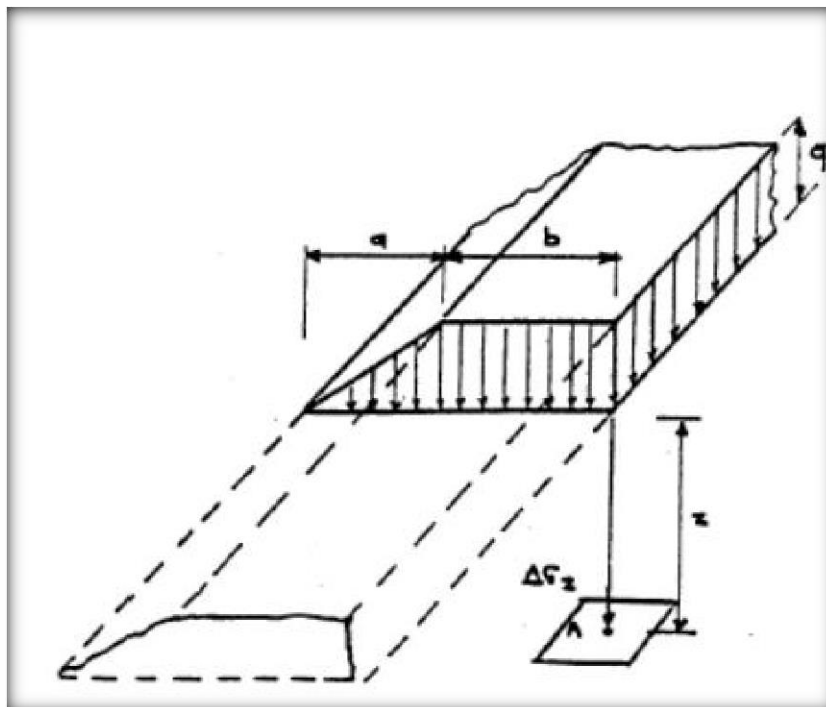


Figure III.6 fonction de J [2]

**III.2.5 Charge triangulaire (en forme de talus) de longueur b:**

L'abaque de Fadum (Figure III.8) donne I dans le cas d'une charge triangulaire répartie sur un rectangle de cotés a et b en fonction des paramètres a/z et b/z. Le point considéré est sous un angle de l'aire chargée.

$$\Delta\sigma_z = I * q$$



**Figure III.7** Charge trapézoïdale de longueur infinie

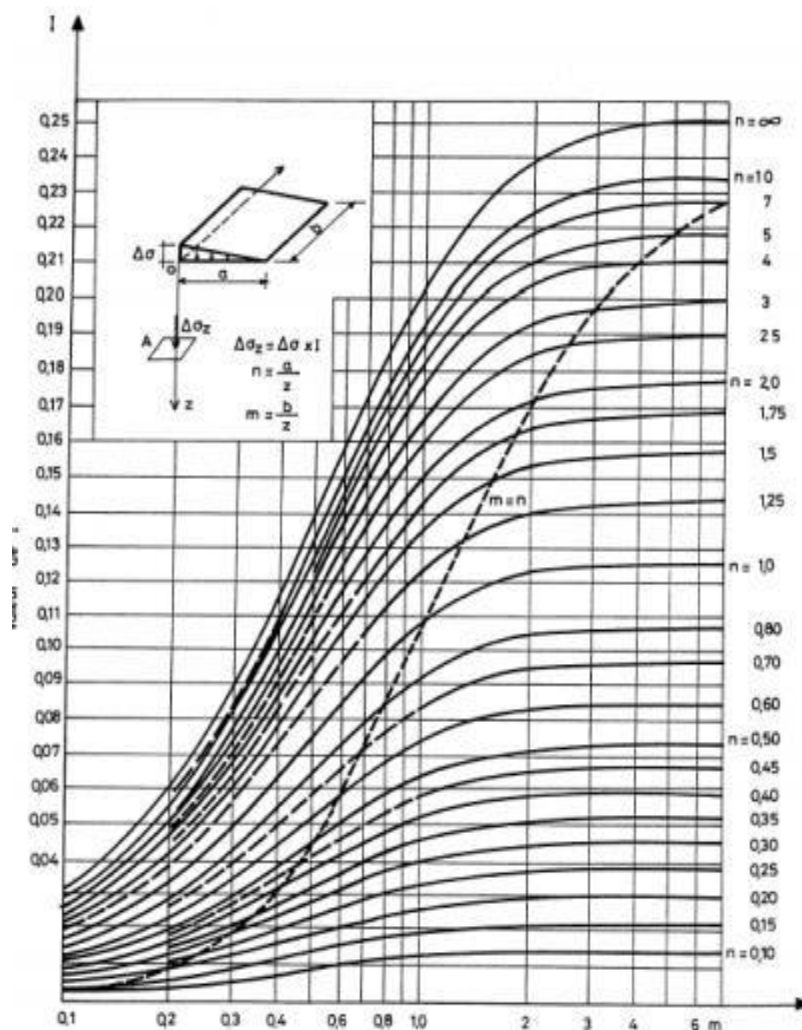


Figure III.8 L'abaque de Fadum

### III.3 Calcul du tassement par la méthode œdométrique:

L'œdomètre est un appareil de chargement permettant la réalisation de compressions verticales pour lesquelles les déformations horizontales sont empêchées par une bague (moule métallique rigide).

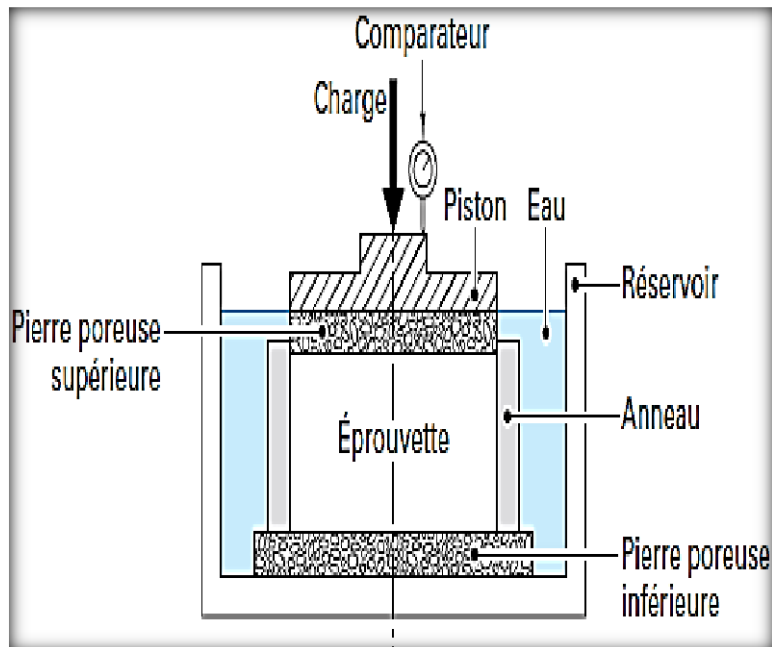
#### III.3.1 Cellule œdométrique :[3]

Deux types de cellules œdométrique sont utilisés à l'heure actuelle. Ils se différencient par le fait que, dans un cas, on peut contrôler l'écoulement de l'eau qui sort de l'éprouvette ou la pression de l'eau pendant l'essai, tandis que, dans l'autre cas, on ne le peut pas.

Les cellules œdométrique ouvertes, qui ne permettent pas de contrôler l'eau pendant l'essai, comportent (figure III.9) :

- une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette de sol;
- deux pierres poreuses assurant le drainage des deux faces supérieure et inférieure de l'éprouvette;
- un piston coulissant à l'intérieur de l'anneau et venant charger l'éprouvette;
- un réservoir d'eau dans lequel l'ensemble précédent est immergé;
- un ou deux comparateurs pour mesurer les déplacements verticaux du piston.

Si l'on remplace la pierre poreuse inférieure par une bague métallique, on peut réaliser les essais sur des éprouvettes drainées d'un seul côté.



**Figure III.9** Cellule œdométrique ouverte [3]

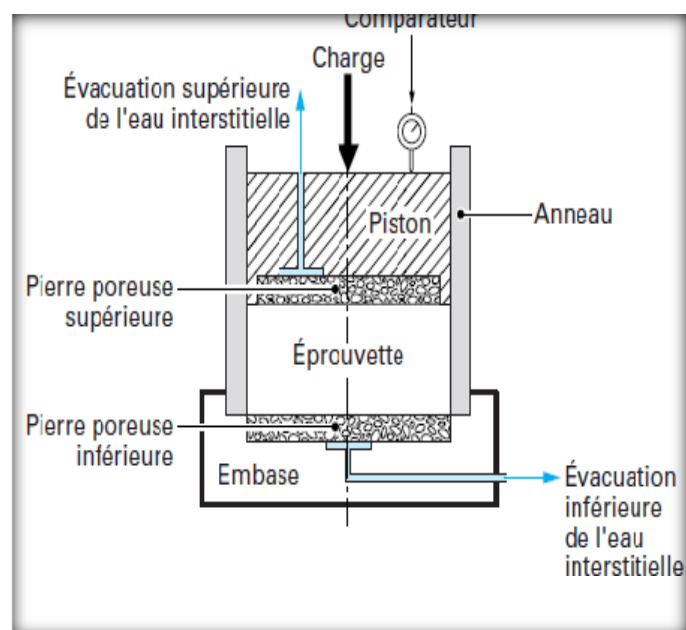
Les cellules œdométrique fermées, qui permettent de contrôler la quantité d'eau qui sort de l'éprouvette ou la pression de l'eau dans le sol, comprennent (figure III.10) :

- une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette de sol;
- une embase comportant un logement pour la pierre poreuse inférieure et un conduit pour l'évacuation de l'eau interstitielle;

- un piston coulissant à l'intérieur de l'anneau et comportant un logement pour la pierre poreuse supérieure et un conduit pour l'évacuation de l'eau interstitielle;
- deux pierres poreuses assurant le drainage des deux faces de l'éprouvette;
- un ou deux comparateurs pour mesurer les déplacements verticaux du piston.

Les éprouvettes œdométrique ont des dimensions variables selon le matériel utilisé. Les dimensions les plus fréquentes sont les suivantes :

- diamètre : 60 ou 70 mm;
- hauteur : 20 ou 25 mm.[3]



**Figure III.10** Cellule œdométrique fermée [3]

## III.3.2 Courbe de compressibilité œdométrique :

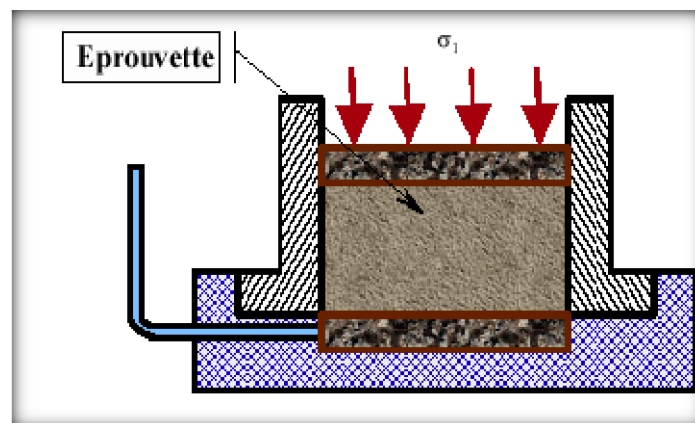
Pour les sols argileux, qui sont les plus compressibles en général, la relation entre la contrainte effective verticale et l'indice des vides que l'on obtient dans les essais œdométrique est bilinéaire en coordonnées semi-logarithmiques. Cette courbe de compressibilité œdométrique permet de définir les trois paramètres qui permettent de calculer les amplitudes de tassement dans la méthode œdométrique à savoir :

L'indice de compression  $C_c$ ,

L'indice de gonflement (ou recompression)  $C_s$  ;

La pression de préconsolidation (consolidation)  $\sigma'_p$ .

Le principe de l'essai consiste à mesurer le tassement d'une éprouvette de sol cylindrique soumise à une compression uni axiale  $\sigma_1$  croissante en empêchant toute déformation latérale ( $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$ ).

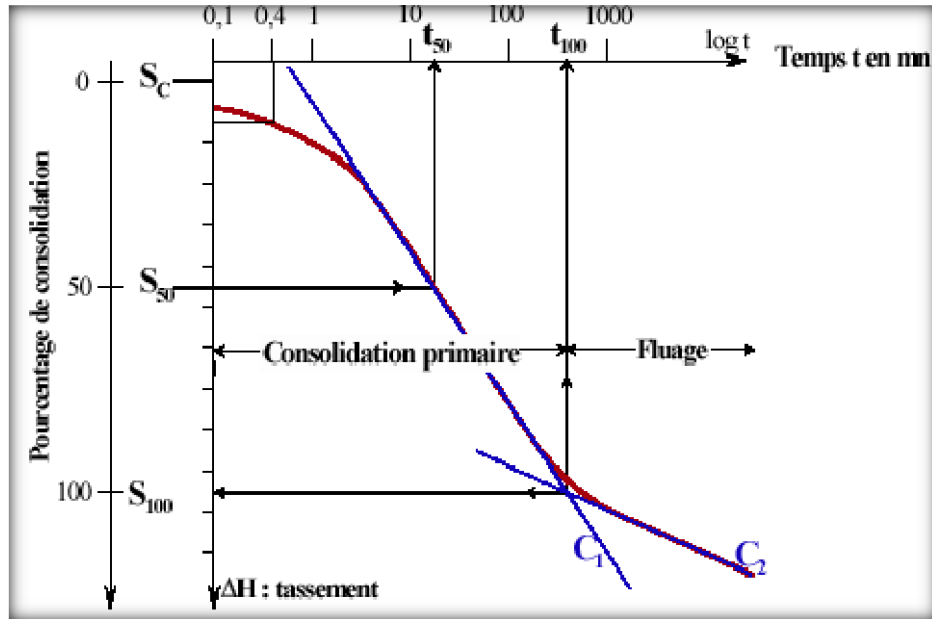


**Figure III.11** Principe de l'essai œdométrique

Les deux faces inférieure et supérieure de l'échantillon sont drainées. Généralement l'essai est réalisé sur des échantillons saturés.

Pendant l'essai on mesure, pour chaque palier de contrainte  $\sigma_1$ , le tassement en fonction du temps, du logarithme décimal du temps (figure III.12) (ou la racine carrée du temps).





**Figure III.12** Courbe de variation de hauteur en fonction de  $\lg t$  sous une contrainte  $\sigma_1$

Les deux faces inférieure et supérieure de l'échantillon sont drainées. Généralement l'essai est réalisé sur des échantillons saturés.

Pendant l'essai on mesure, pour chaque palier de contrainte  $\sigma_1$ , le tassement en fonction du temps, du logarithme décimal du temps (figure III.12) (ou la racine carrée du temps).

Pour l'ensemble de l'essai on trace la courbe œdométrique, variation de volume ou plus spécifiquement variation de l'indice des vides  $e$  en fonction du logarithme décimal de la contrainte (Figure III.13). En simplifiant, on obtient une première droite de faible pente et une seconde droite de pente beaucoup plus élevée. L'intersection des 2 droites est la contrainte de préconsolidation maximum que le sol a connu dans son histoire (c'est la plus grande contrainte effective verticale appliquée au sol au cours de son histoire). Cet essai permet de connaître l'état initial du sol ( $\sigma'_{v0}$  et  $e_{t0}$ ).

Si la contrainte effective actuelle  $\sigma'_{v0}$  est inférieure à la contrainte de préconsolidation  $\sigma'_p$ , dans ce cas le sol est surconsolidé;

Si la contrainte effective actuelle  $\sigma'_{v0}$  est égale ou supérieure à la contrainte de préconsolidation  $\sigma'_p$ , le sol est normalement consolidé.

Les pentes des deux (02) droites  $C_s$  et  $C_c$  rendent compte de la compressibilité du sol respectivement dans le domaine surconsolidé et dans le domaine normalement consolidé.

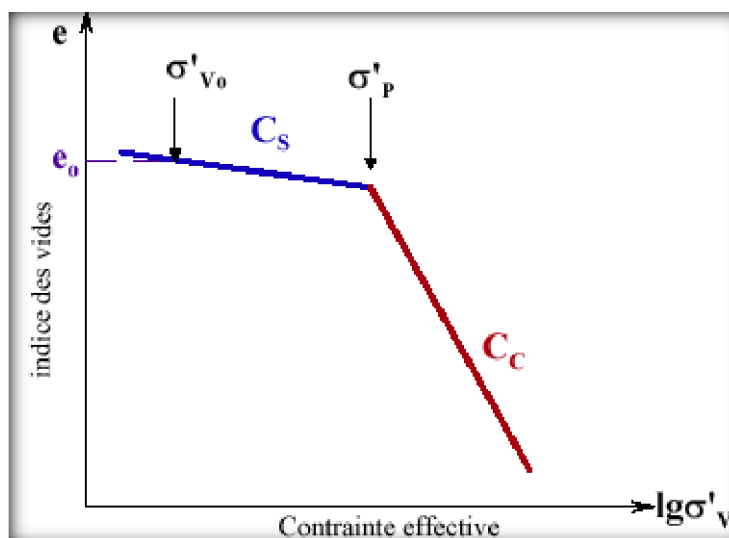


Figure III.13 Courbe œdométrique de compressibilité

Connaissant la contrainte effective verticale  $\sigma'_{v0}$  et l'indice des vides initial correspondant  $e_0$ , on calcule la variation de l'indice des vides par l'une des formules :

$$e=e_0 - C_s \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}}; \quad e=e_0 - C_c \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}}; \quad e=e_0 - C_s \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} - C_c \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p}$$

Suivant la position de  $\sigma'_{v0}$ ,  $\sigma'_{vf}$  et  $\sigma'_p$ .

Le calcul des tassements d'un point de la surface du sol s'opère en deux étapes :

1. Détermination de la variation avec la profondeur des contraintes effectives verticales sous le point considéré;
2. Calcul du tassement de surface par intégration des tassements élémentaires donnés par la formule œdométrique:

$$s=\Delta H = \int_{couche} \varepsilon_v \cdot dz = \int_{couche} \frac{\Delta e}{1+e} dz$$

Dans le cas courant où l'on considère le massif de sol comme un empilement de couches homogènes, on fait le calcul des contraintes verticales au milieu de chaque couche et on utilise la formule suivante pour le calcul du tassement de la couche, d'épaisseur initiale  $H_0$ .

$$s=\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_0} H_0 = \frac{H_0}{1+e_0} \left[ C \log \left[ \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \right] - C_c \log \left[ \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_p} \right] \right]$$

Pour certains ouvrages construits sur des sols argileux, on ajoute au tassement œdométrique un tassement à long terme, dit de fluage.

On suggère d'utiliser la procédure suivante pour le calcul des tassements par la méthode œdométrique.

**Etape 01 :** Définir la géométrie du problème et les points dont on calculera le tassement (point P sur la figure III.9). Déterminer les points situés au milieu des couches à la verticale de ces points (points A, B, C, D sous le point P, sur la figure III.14).

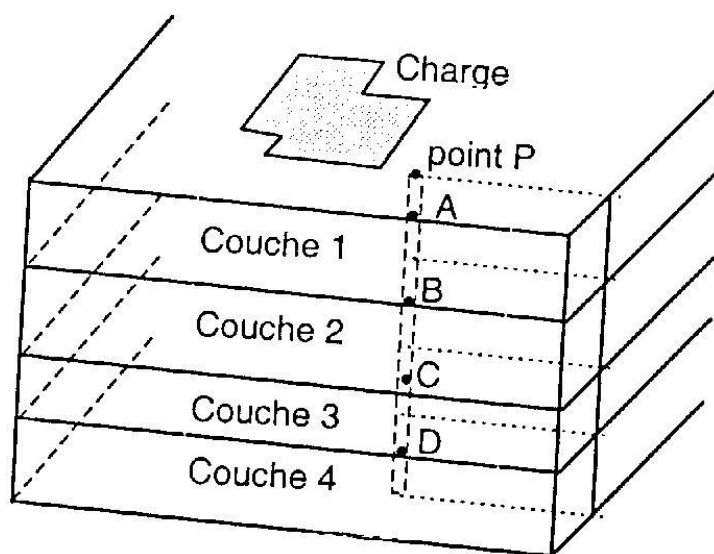
**Etape 02 :** Calculer l'augmentation de la contrainte verticale aux points choisis, en utilisant l'abaque adéquat.

**Etape 03 :** Calculer le tassement de chaque couche au niveau des points choisis.

$$s(\text{couche}) = \Delta H(\text{couche}) = f(\text{sol}, \Delta \sigma_v)$$

**Etape 04 :** Additionner les tassements des couches pour obtenir le tassement en surface.

$$s(\text{total}) = \Delta H(\text{total}) = \sum_{\text{couches}} \Delta H(\text{couche}).$$



**Figure III.14** Principe de calcul du tassement

### III.4 Calcul du tassement par la méthode préssiométrique:

La méthode de calcul des tassements à partir de l'essai au pressiomètre Ménard, proposée par le fascicule, et la méthode de calcul originellement proposé par Ménard et Rousseau [12].

Cette méthode est bien utile surtout pour les fondations étroites telles que les semelles de bâtiments et d'ouvrages d'art. Elle n'est pas bien adaptée pour les fondations de grandes dimensions relativement à la couche compressible telles que les radiers et les remblais.

Considérons une fondation ayant un encastrement supérieur ou égal à sa largeur  $B$ . Le tassement après dix ans de cette fondation est donné par :

$$s(10 \text{ ans}) = sc + sd$$

Si la fondation a un encastrement presque nul, il faut majorer le tassement obtenu de 20%.

Les termes figurant dans la formule du tassement sont donnés par :

$sc = (q - \sigma V) = \lambda_c B \alpha / 9 E_c$  est le tassement volumique

et  $sd = 2 (q - \sigma V) 0 (\lambda_d B / B_0) \alpha / 9 E_d$  est le tassement déviatorique.

Avec :

$q$  : contrainte verticale appliquée par la fondation,

$\sigma V$  : contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation,

$\lambda_c$  et  $\lambda_d$  : coefficients de forme, donnés dans le tableau III-1.

$\alpha$  : coefficient rhéologique, dépendant de la nature, de la structure de sol (roche) et du temps, donnés dans le tableau III-2

$B$  : largeur (ou diamètre) de la fondation,

$B_0$  : une dimension de référence égale à 0,60 m

$E_c$  et  $E_d$  : module préssiométrique équivalents dans la zone volumique et dans la zone déviatorique, respectivement.

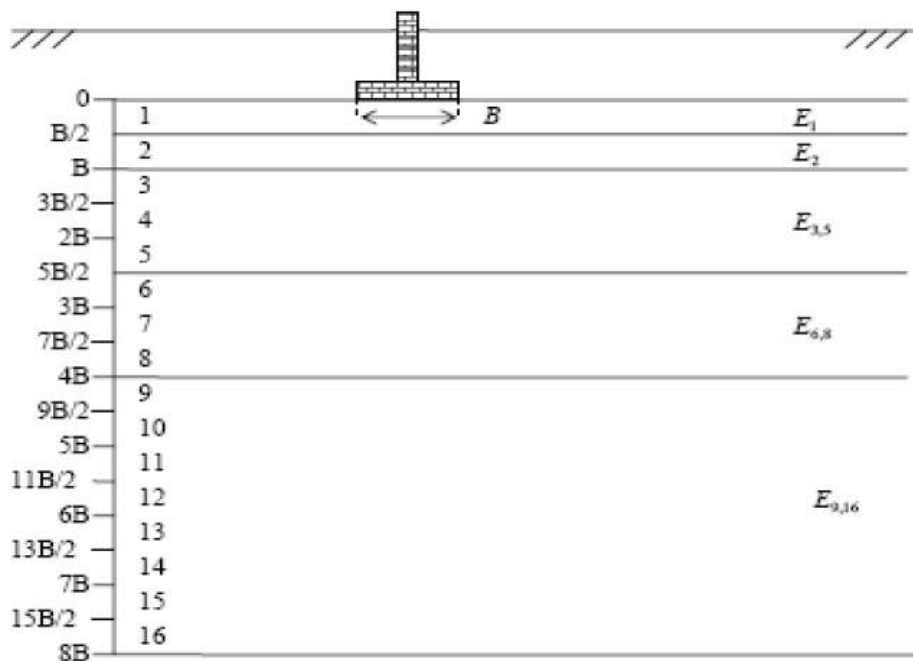
Le calcul des modules équivalents  $E_c$  et  $E_d$  est effectué, d'une part en utilisant la distribution de la contrainte verticale sous une fondation souple (contrainte uniforme), d'autre part en considérant que les déformations volumique sont prépondérantes sous prépondérants sous la fondation, jusqu'à la profondeur de  $8 B$  (Figure III.15). [13].

**Tableau III-1** 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 III-2** Coefficient rhéologique  $\alpha$

Type	Tourbe	Argile		limon		sable		Sable et gravier		Type	Roche
	$\alpha$	E/p <sub>L</sub>	$\alpha$	E/p <sub>L</sub>	$\alpha$	E/p <sub>L</sub>	$\alpha$	E/p <sub>L</sub>	$\alpha$		A
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	9à16	2/3	8à14	1/2	7à12	1/3	6à10	1/4	normal	1/2
Sous-consolidé altéré et remanié lâche		7à9	1/2	5à8	1/2	5à7	1/3			Très fracturé	1/3
			Très altéré							2/3	



**Figure III.15** Modules pressiométriques à prendre en compte pour le calcul du tassement d'une fondation

Le calcul des modules  $E_c$  et  $E_d$  se fait de la manière suivante :

$E_c$  est pris égale au module  $E_1$  mesuré dans la tranche d'épaisseur  $B/2$  située sous la fondation :  $E_c = E_1$

$E_d$  est obtenu par l'expression :

$$4/E_d = 1/E_1 + 10,85/E_2 + 1/E_{3,5} + 12,5/E_{6,8} + 12,5/E_{9,16}$$

Où  $E_{i,j}$  est la moyenne harmonique des modules mesurés dans les couches situées de la profondeur  $i$  à  $j$ . On a ainsi, par exemple :

$$3,0/E_{3,5} = 1/E_3 + 1/E_4 + 1/E_5$$

Si les valeurs de  $9B/2$  à  $8B$  ne sont pas connues, mais sont supposées supérieures aux valeurs sus-jacentes, on calcule  $E_d$  de la manière suivante

$$3,6/E_d = 1/E_1 + 10,85/E_2 + 1/E_{3,5} + 12,5/E_{6,8}$$

Il en est de même si les valeurs de  $3B$  à  $8B$  ne sont pas connues

$$3,2/E_d = 1/E_1 + 10,85/E_2 + 1/E_{3,5}$$

### III.5 Méthode de l'essai de pénétration statique (CPT):

L'essai de pénétration statique présente l'inconvénient de ne fournir qu'une caractéristique de rupture du sol à savoir la résistance de pointe ou de cône  $q_c$ .

Il existe de nombreuses corrélations entre module de déformation et résistance de pointe  $q_c$  la méthode de prévision des tassements de Sanglerat [14] est basée sur la relation suivante qui donne la valeur du module d'élasticité œdométrique en fonction de la résistance de pointe et d'un coefficient  $\alpha$  qui dépend du type de sol et de la teneur en eau pour les tourbes et les argiles très organiques:

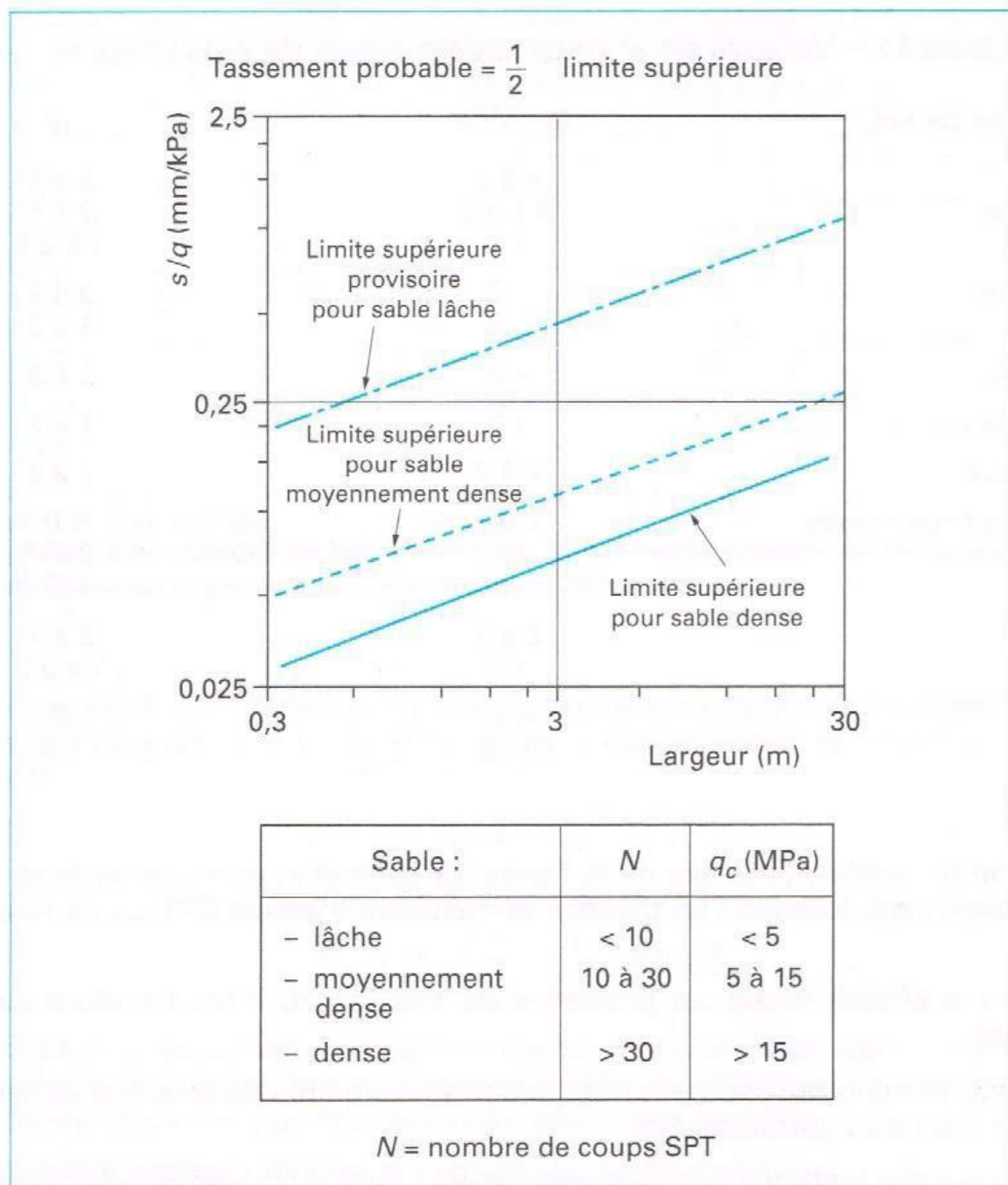
$$E_{oed} = \alpha q_c$$

Le Tableau III-3 donne les valeurs de  $\alpha$  recommandées par Sanglerat. Il permet une première estimation du tassement.

**Tableau III-3** valeurs de  $\alpha$  pour divers types de sols

Type de sol	Qc (MPa)	$\alpha$
Argile peu plastique	<0,7	3 à 8
	0,7 à 2	2 à 5
	>2	1 à 2,5
Limon peu plastique	<2	3 à 6
	>2	1 à 2
Argile très plastique	<2	2 à 6
Limon très plastique	>2	1 à 2
Limon très organique	<1,2	2 à 8
et argile très organiques (W est la teneur e eau)	<0,7	50% < w < 100% 1,5 < $\alpha$ < 100% < w < 200% 1 < $\alpha$ < 1,5 w > 300% $\alpha$ < 0,4
Craie	2 à 3	2 à 4
	>3	1,5 à 3
Sable	<5	2
	10 >	1,5

En ce qui concerne les sables l'abaque de la Figure III.16 permet également se faire une première estimation rapide du tassement lorsque l'on dispose de résultats d'essais CPT ou de résultats d'essais SPT.



**Figure III.16** Estimation rapide du tassement des fondations superficielles sur les sables selon densité

### III.6 Méthode de l'essai de pénétration au carottier (SPT):

L'essai de pénétration au carottier (Standard Pénétration Test :SPT) reste ,malgré son caractère pour le moins rudimentaire ,l'essai de reconnaissance et de détermination des caractéristique géotechnique des sols pulvérulents le plus répandu dans le monde .Tout commel'essaidepénétrationstatique(CPT),cetessainefournitqu'unparamétréde rupture



du sol , le nombre N de coups nécessaire pour enfoncer le carottier , difficile donc à relier , a priori , à un paramètre de déformation utilisable pour le calcul du tassement .

Dans le domaine des méthodes directes, la principal méthode pratique de calcul des tassements sur sables et graviers à partir du SPT est la méthode proposée par Burland et Burbidge [15]. Elle s'appuie sur l'examen statistique de plus de 200 cas de tassement de fondation, réservoir et remblais sur des sables et des graviers . Les autres proposent de calculer le tassement s par l'approche suivant:

$$S = f_s \cdot f_l \cdot f_t \cdot [q - (2\sigma'_v/3)] B^{0.7} I_c$$

$f_s$ ,  $f_l$  et  $f_t$  facteurs de correction de forme de la fondation, d'épaisseur de la couche et de tassement de fluage, respectivement . Leur expression est la suivante:

$$f_s = \frac{[1.25(\frac{L}{B})]^2}{[(\frac{L}{B}) + 0.25]^2}$$

Où L est la longueur de la fondation

$$f_l = (H_s/zI) / (2 - H_s/zI)$$

Où  $H_s$  est l'épaisseur de la couche de sable ou de gravier (pour les cas où  $H_s < zI$ ) ;

$$f_t = 1 + R3 + R \lg(t/3)$$

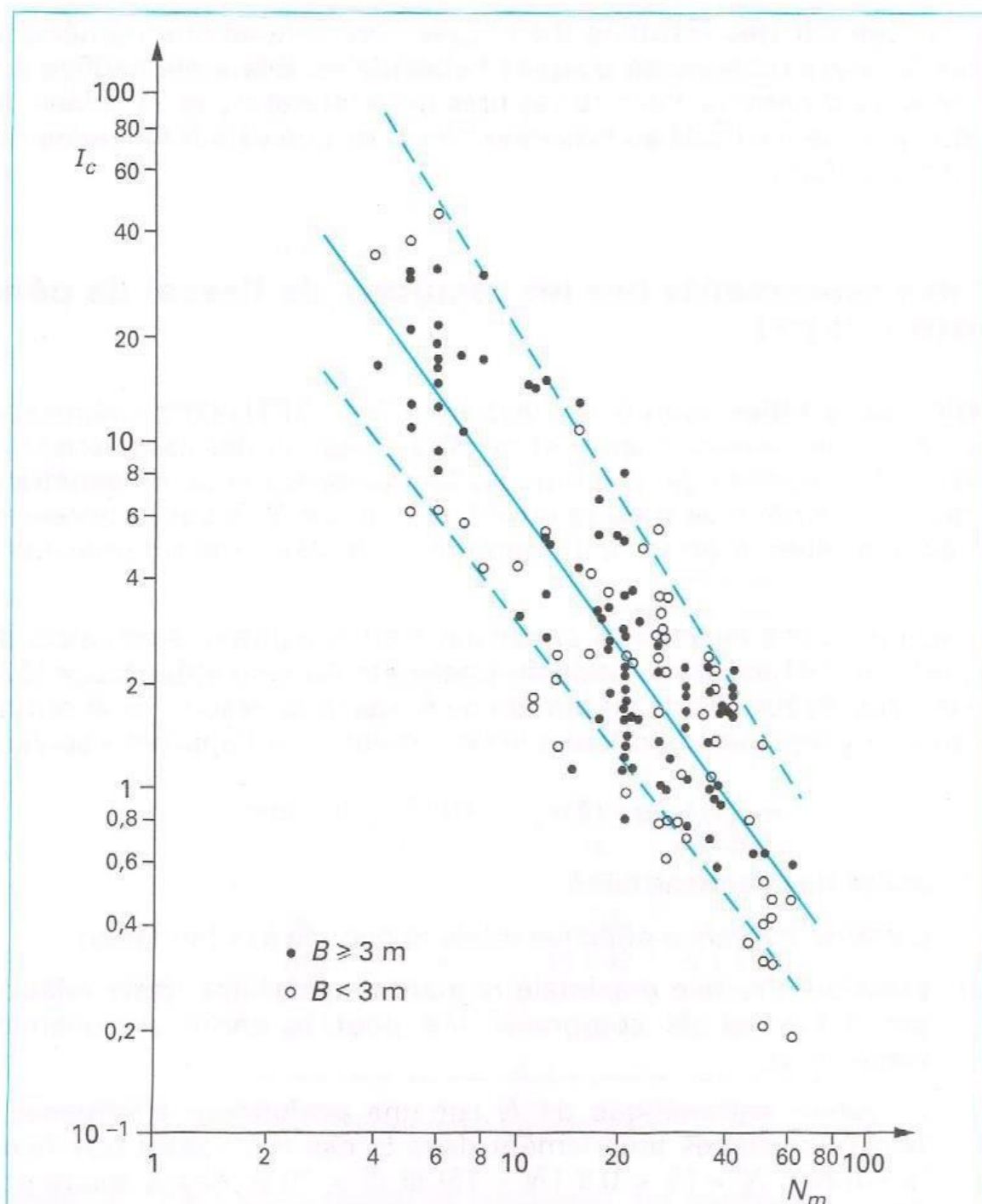
Où  $t > 3$  est temps (en années ) pour lequel on évalue le tassement ,

$R3 = 0.3$  pour les charges statiques et  $0.7$  pour les charges répétées,

$R = 0.2$  pour les charges statiques et  $0.8$  pour les charges répétées.

La figure III.17 est le diagramme bilogarithmique de  $I_c$  en fonction de  $N_m$ . Comportant les quelques 200 cas de l'étude statistique de Burland et Burbidge . La ligne continue est la ligne de régression  $I_c = 1.7 / N_m^{1.4}$  et les lignes en tirets sont les lignes situées à 2 écarts-types de part et d'autre . Cette figure permet d'apprécier la dispersion de la méthode , qui est assez importante : le rapport des tassements correspondant aux deux lignes en tirets est

d'environ 8 pour  $N_m = 6$  et d'environ 4 pour  $N_m = 40$ .



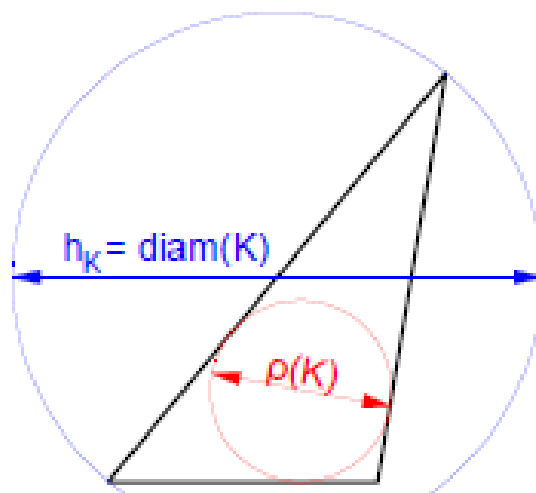
**Figure III.17** Relation entre l'indice de compressibilité  $I_c$  et  $N_m$

### III.7 la méthode des éléments finis:

En analyse numérique, la méthode des éléments finis (MEF) est utilisée pour résoudre numériquement des équations aux dérivées partielles. Celles-ci peuvent par exemple représenter analytiquement le comportement dynamique de certains systèmes physiques mécaniques, thermodynamiques, acoustiques.

On appelle élément fini la donnée d'un triplet  $(K, P_k, \sum_k)$  avec:

- $K$ : domaine géométrique
- $P_k$ : est une espèce de fonctions sur  $K$  qu'on appelle espèce de fonction de base
- $\sum_k$ : est un ensemble de formes linéaires sur  $P_k$  qu'on appelle degrés de liberté.



**Figure III.18** Dimensions géométriques caractéristiques d'un élément

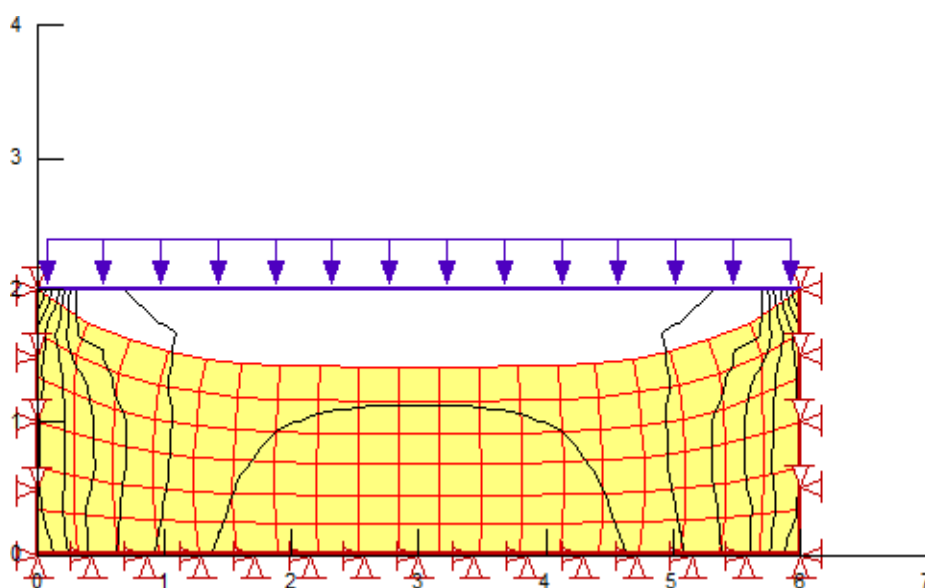
#### III.7.1 Le programme d'entrée des données (SIGMA/W):

SIGMA/W est un logiciel de calcul par éléments finis qui peut être utilisé pour calculer les contraintes et les déformations des analyses de structures terrestres. Sa formulation complète permet d'analyser des problèmes très complexes.

### a. Analyse de la déformation:

L'application la plus courante de SIGMA/W consiste à calculer les déformations causées par les travaux de terrassement tels que les fondations, les remblais, les excavations et les tunnels.

La figure III.19 montre la modification associée de la contrainte verticale dans le sol causée par la charge appliquée.



**Figure III.19** la modification associée de la contrainte verticale dans le sol

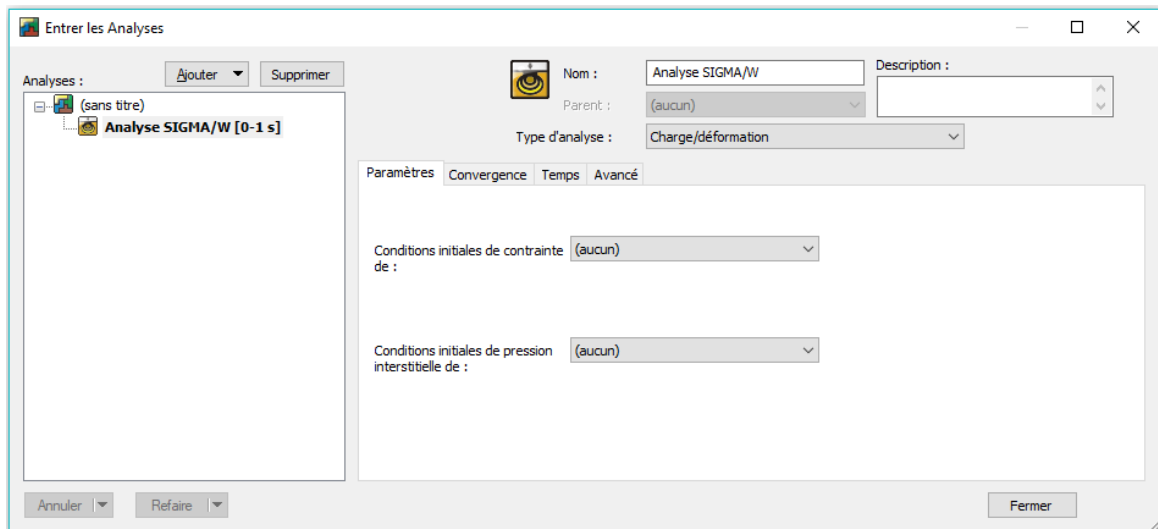
### b. Comment modéliser :

La modélisation numérique implique plus que la simple acquisition d'un produit logiciel. L'exécution et l'utilisation du logiciel est un élément essentiel.

- **Faites une hypothèse:**

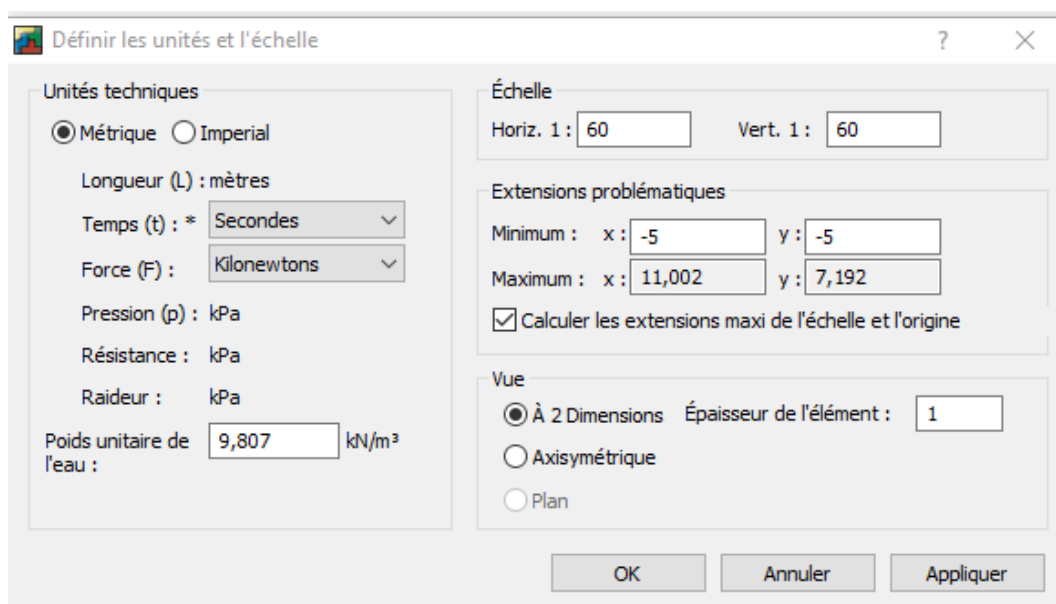
En général, une planification minutieuse est nécessaire pour caractériser un site ou effectuer des mesures du comportement observé.

**Primaire étape :** choisir le type et les paramètres d'analyse ;



**Figure III.20** choisir le type et les paramètres d'analyse

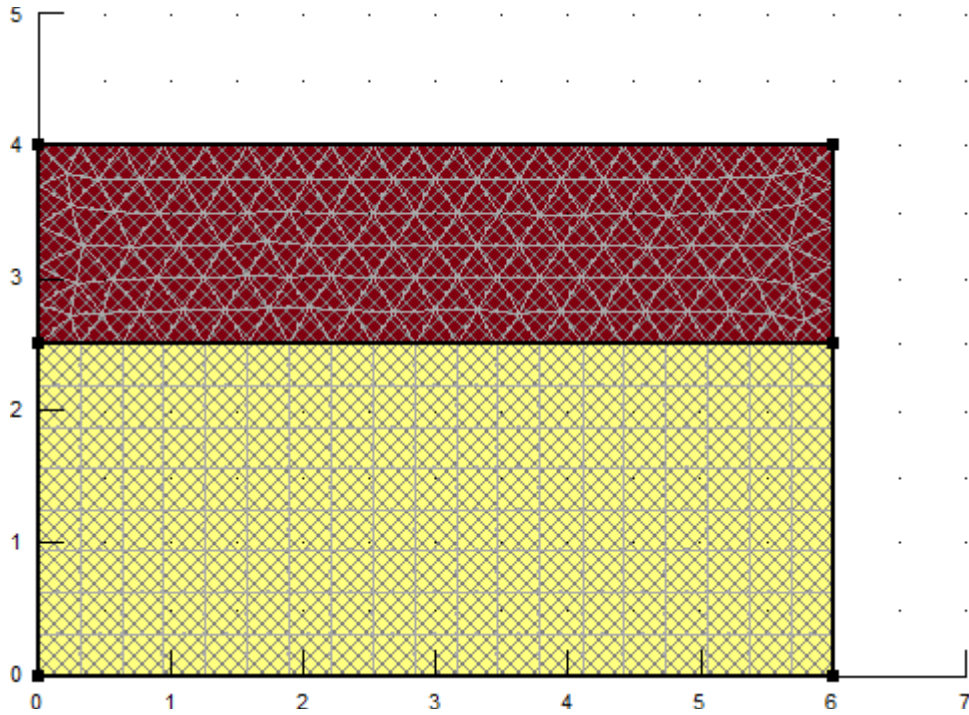
**Deuxième étape :** définir les unités et l'échelle ;



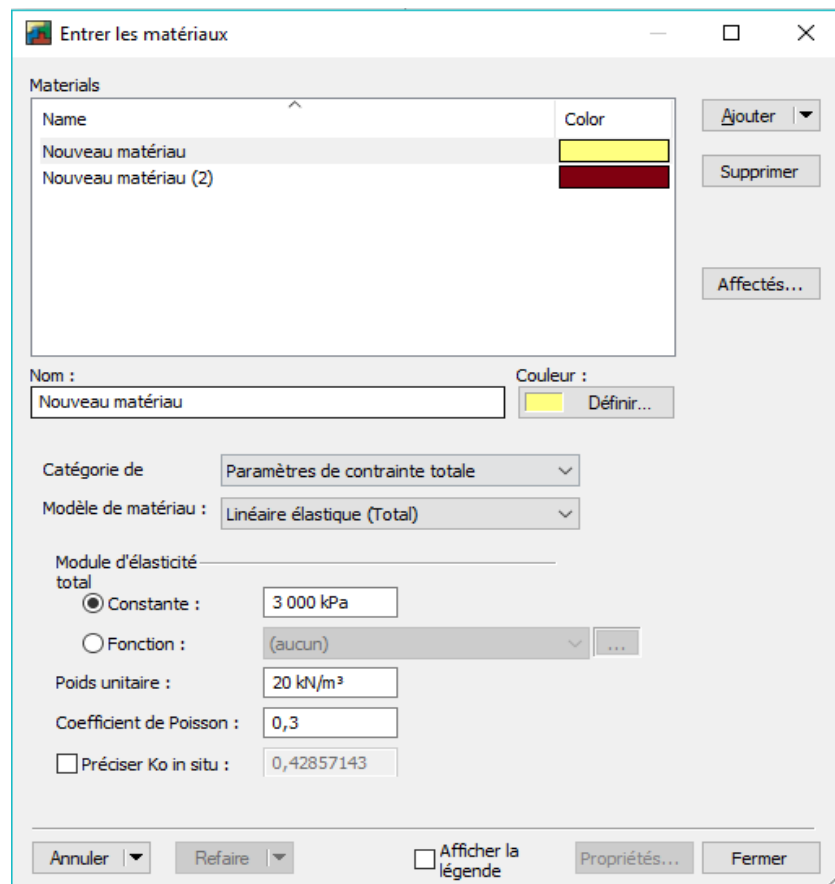
**Figure III.21** définir les unités et l'échelle

**Troisième étape :** dessiner et mailler les régions et entrer des matériaux de chaque région ;

Dans la modélisation numérique, ce n'est pas toujours vrai. Une complexité accrue ne conduit pas toujours à une solution meilleure et plus précise. Les détails géométriques peuvent, par exemple, même créer des difficultés numériques qui peuvent masquer la véritable solution.

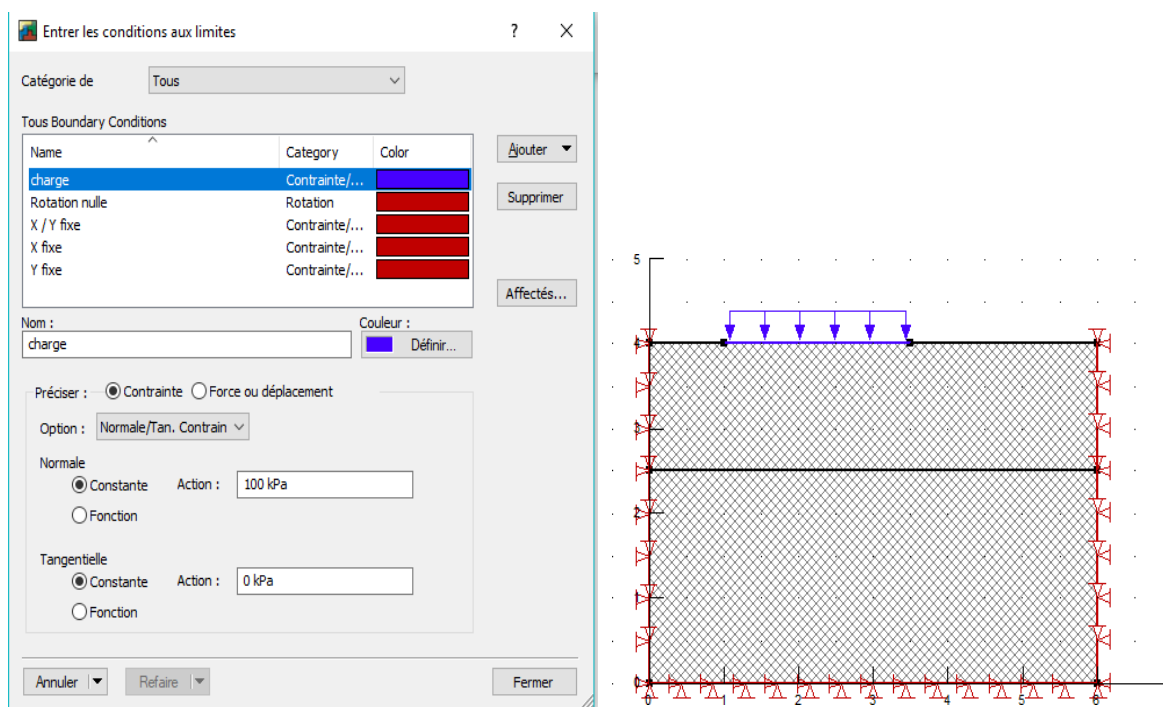


**Figure III.22** dessiné et maillage des régions



**Figure III.23** entré des matériaux de chaque région

*Quatrième étape* : Tracé les conductions aux limite ;



**Figure III.24** Tracé les conductions aux limites

- **Résoudre des analyses cochées:**

Dont cette étape consiste à cliquer sur le bouton Démarrer et à calculer la solution des équations aux éléments finis.

Le tassement est maximal d'environ 0,087 m (87 mm) sous le centre de la charge appliqué.

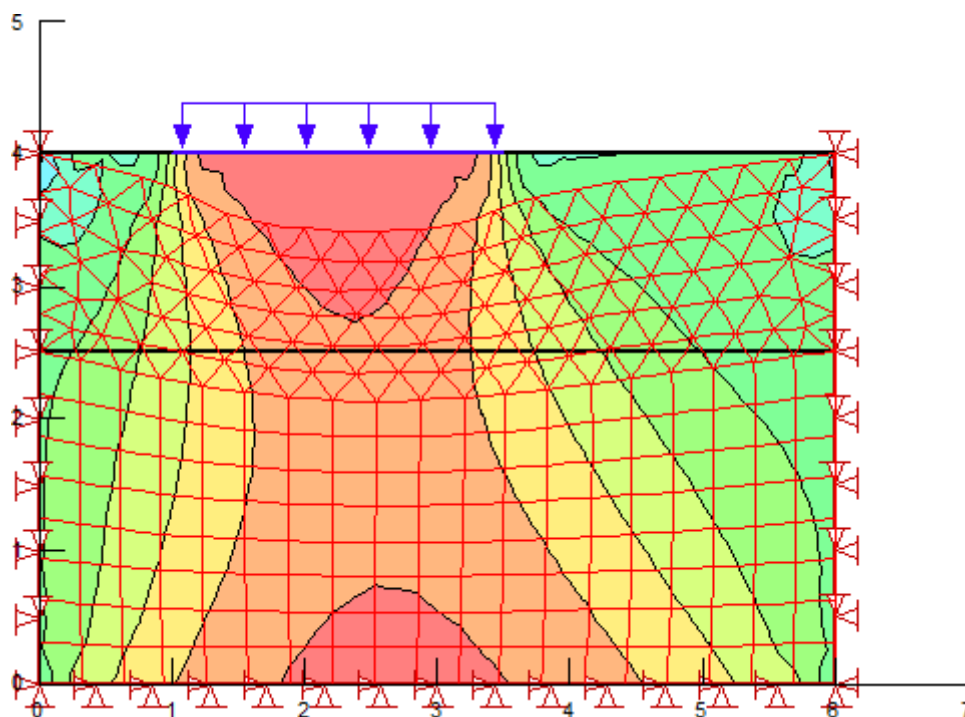


Figure III.25 Tassement sous forme de maille déformée

**Graphiques :**

En plus de considérer les résultats comme des tracés de contour ou des tracés de maille déformée

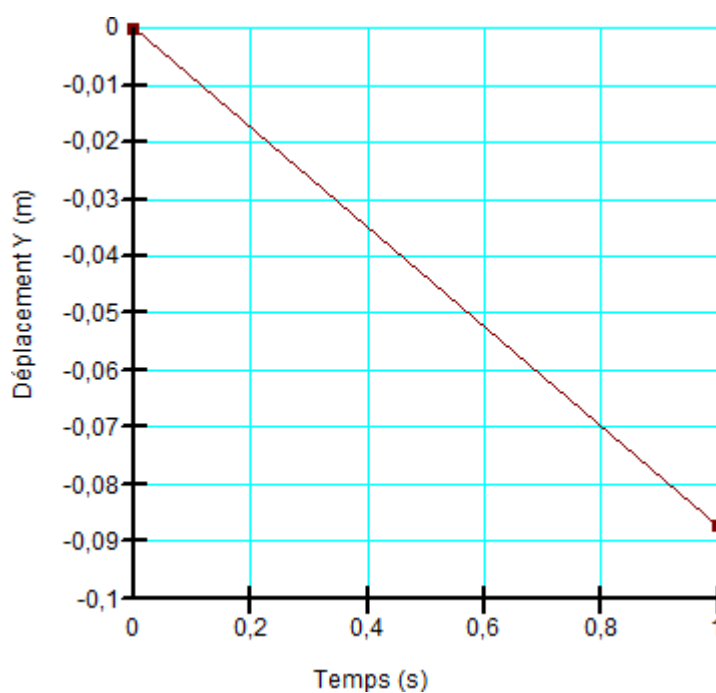


Figure III.26 Profil de déplacement en fonction du temps



## ***CHAPITRE IV :***

---

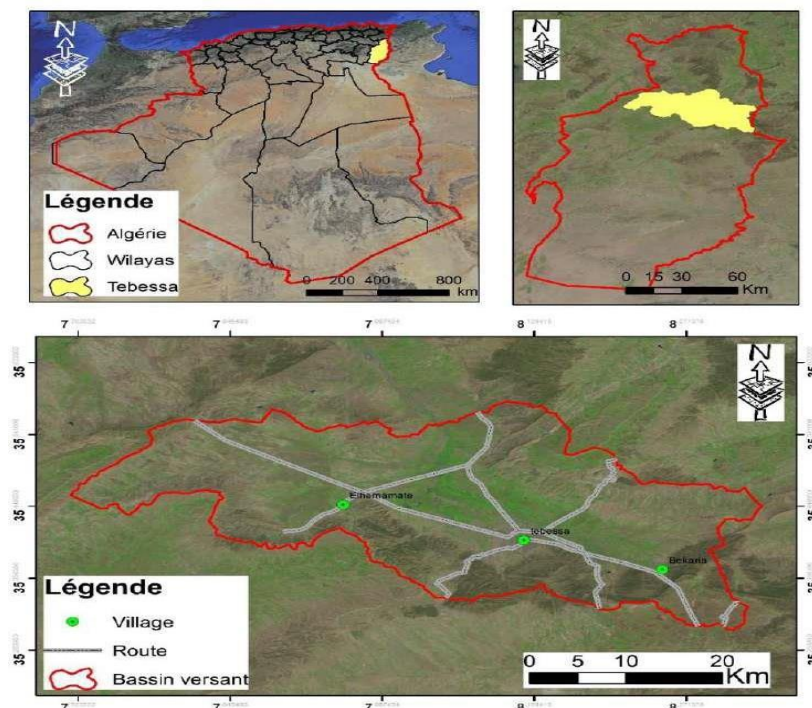
# ***Présentation et reconnaisances de la région d'études***

## IV.1 Introduction:

Tébessa, ville frontalière avec la Tunisie, est située à l'extrême Nord-Est algérien, aux portes du désert, à environ 230 km au Sud de Annaba sur la cote méditerranéenne. La région est limitée au Sud par le secteur de Biskra, à l'Ouest par celui de Constantine et à l'Est par la frontière Alghero-Tunisienne. Et elle appartient au domaine de l'Atlas Saharien Oriental, précisément, aux monts de Tébessa, qui constitue la partie orientale des monts de Nemmemcha.

Elle est constituée essentiellement des formations suivantes:

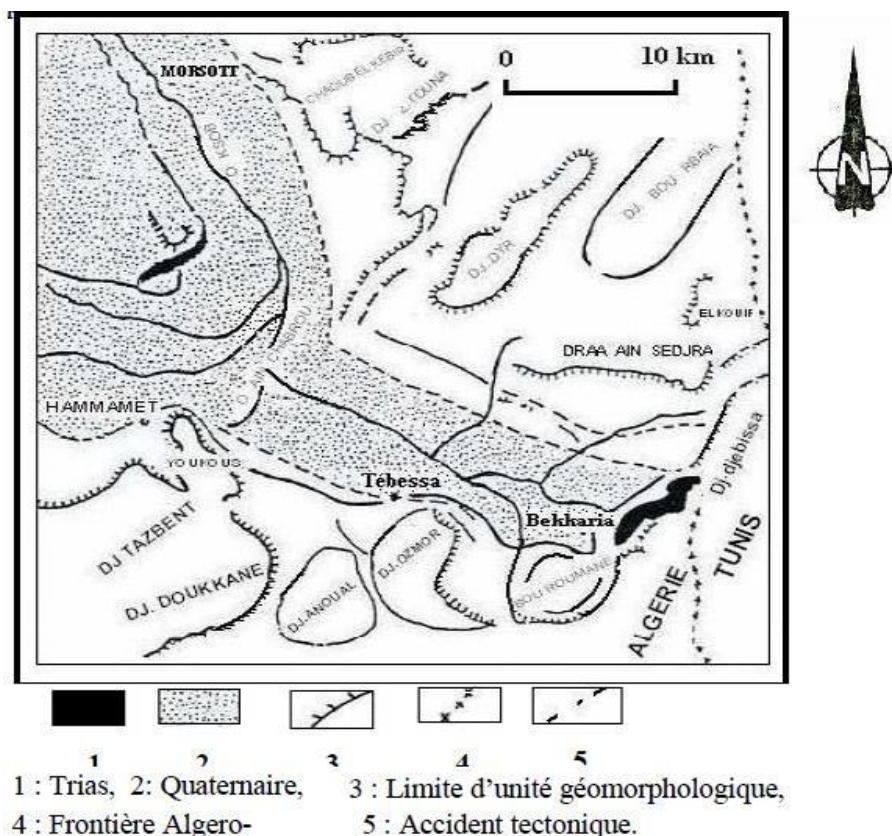
- Une formation triasique diapirique disloquant des formations subjacentes au niveau du Djebel Djebissa;
- Des formations carbonatées représentées par d'importantes couches calcaire-marneuses et de marnes d'Age Crétacé à Tertiaire. Certaines de ces formations sont observables au niveau des bordures de la plaine de Tébessa;
- Un important dépôt alluvionnaire Mio-Plio-quaternaire qui repose en discordance avec les formations précédentes et forme ainsi le remplissage de la dépression, actuellement la plaine. Cette formation est observable surtout au piedmont des reliefs accidentés.



**Figure IV.1** Situation géographique de la région d'étude

## IV.2 géomorphologie de la région:

La plaine de Tébessa correspond à une grande fosse d'effondrement qui recoupe orthogonalement des plis anticlinaux et synclinaux d'axes NE-SW. Les grands accidents disloquant ces structures, ont donné à la région sa physionomie actuelle. La plaine est entourée de part et d'autre par deux grands ensembles d'affleurements calcaires,



**Figure IV.2** Croquis géomorphologique de la région de Tébessa

Différents types de reliefs constituent la région d'étude. Ils se subdivisent en trois groupes:

- les montagnes ;
- les collines ;
- les plaines.

### a. Les montagnes :

Les montagnes de la région se présentent comme une chaîne continue dont les sommets varient de 1000m à 1500m. Elles occupent environ 40% de la superficie de la région et s'étendent de l'Ouest à l'Est Cette chaîne représente le reste des principales structures tectoniques atlasiques de la région. Une alternance de calcaires et de marnes d'une épaisseur

considérable favorisent le dégagement des formes structurales par érosion différentielle, souvent des replats structuraux comme c'est le cas des Djebels Gagaa, Troubia, Bouziane, Mestiri. Ce dernier domine notre zone d'étude et constitue sa limite Sud, C'est une petite unité montagneuse bien individualisée. Ses deux versants NE et SW ont une évolution morphologique assez différente probablement en raison du dispositif structural. En effet, son versant NE, est court et s'abaisse rapidement vers la plaine de Tébessa. Son versant SW est raide et escarpé au niveau de Bouakous (rive droite d'OuedBouakouss).

Au SE, une grande incision vient limiter Djebel Mestiri et Djebel Doukane. Sa linéarité et sa profondeur le classent comme un linéament orographique assez particulier.

### **b. Lescollines**

Ce type de relief se présente comme des structures réparties dans toute la région.

Cette répartition se fait de la manière suivante :

Une zone limitée par la montagne et la plaine de Hammamet, Djebel Serdiès au Nord et la bande comprise entre les revers monoclinaux de Troubia et Bouziane.

Sur le plan structural ces formes sont installées sur les formations argileuses du Néogène dans la partie septentrionale et sur les marnes d'âge Paléocène dans la partie méridionale. D'où leur morphologie plus ou moins monotone et leur moindre expression sur le paysage.

### **c. Lesplaines**

Sont localisés dans la dépression Tébessa-Morsott, dans la littérature (Dubourdiou G., 1956, Otmanine A. 1987), la dépression Morsott- Tébessa est scindée en deux segments ou branches: la branche de Morsott de direction N150-160°E et celle de Tébessa d'orientation E-W. On peut en effet observer trois branches bien distinctes :

- La dépression de Morsott de direction N160°E, symétrique aux bords raides.
- la dépression de Hammamet-Belkif de direction E-W, asymétrique au bord oriental raide et une limite occidentale peu pentue présentant une évolution graduelle du relief.
- Une troisième dépression, celle de Tébessa, de direction ESE-WNW (N120°E) limitée par une orographie variée dans son modelé et son démembrement.

### IV.2.1 Les monts septentrionaux :

Le passage des hautes plaines de Mellegue aux monts de Tébessa se manifeste par le rétrécissement des plaines et par l'accentuation des unités géomorphologiques tel que le val perche de Dyr et celui de Bou Rbaia. La majorité des plis dans cette bordure septentrionale sont tranches par des failles transversales NW-SE.

### IV.2.2 Les monts méridionaux:

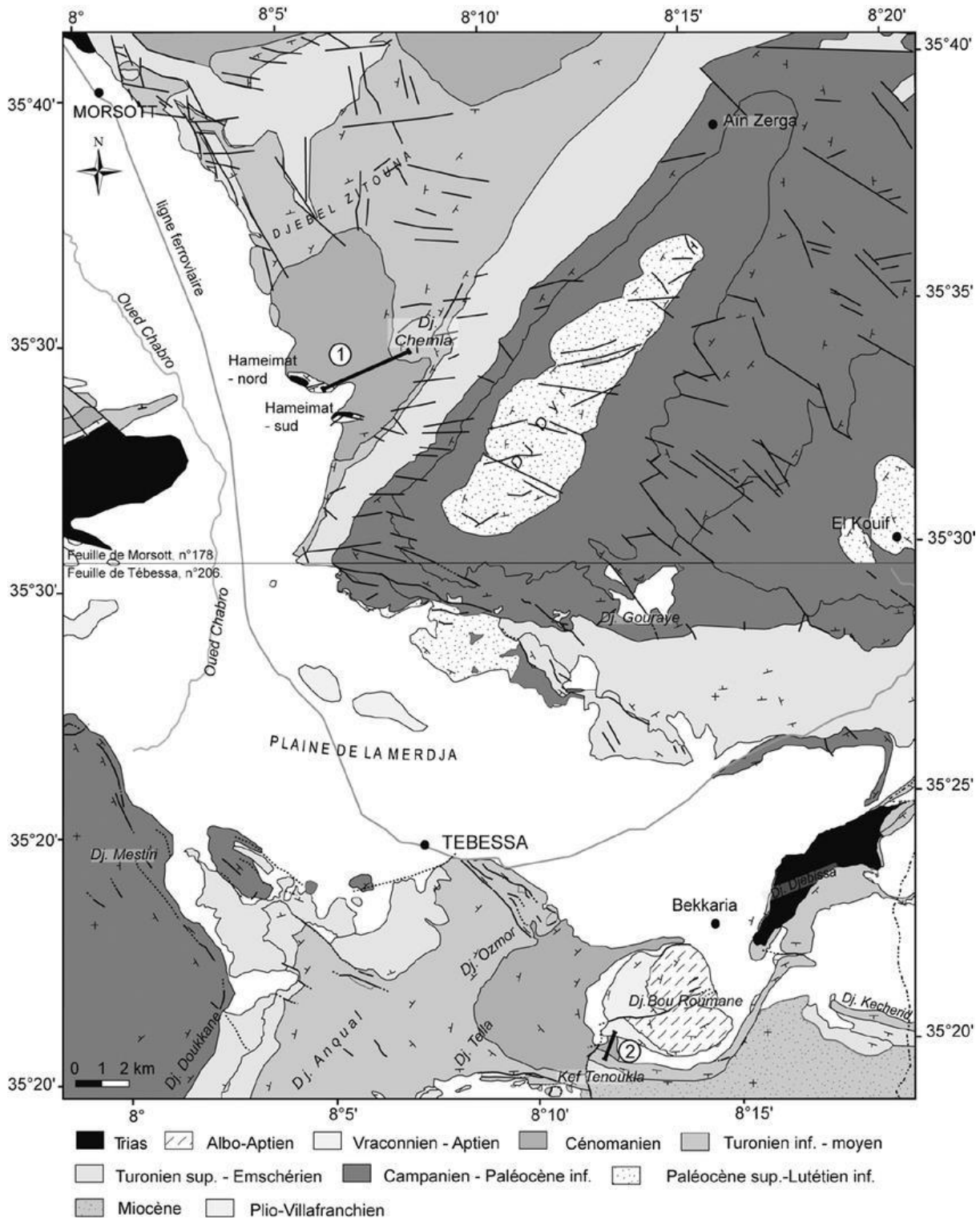
Au sud, la fosse d'Ain Chabro tranche les monts de Nememcha, interrompant les formes du relief qui possédaient, auparavant, une certaine symétrie. Le relief devient de plus en plus complexe à l'Est de Djebel Doukkane ; la barrière orientée E-W s'incline vers le Nord-Est ou elle ferme la plaine de Tébessa. Cette barrière se présente en petits massifs tels que Djebel Anoual, Djebel Azmor, Djebel Bouroumane et celui de Djebissa.

### IV.3 Caractéristiques géologiques:

La région de Tébessa appartient à l'Atlas Saharien, chaîne montagneuse linéaire, qui s'étend en Algérie d'ouest en est, et se prolonge au-delà de la frontière sous le nom d'Atlas Tunisien. Les séries rencontrées y sont uniquement sédimentaires, d'un âge compris entre le Crétacé inférieur (Barrémien) et le Miocène, le tout par endroit largement recouvert de dépôts quaternaires, notamment dans les plaines. Des séries intrusives, triasiques, percent assez fréquemment la couverture sédimentaire, provoquant divers bouleversements au sein des séries encaissantes (réduction d'épaisseur, modification, voire même inversion du pendage). C'est le cas notamment au niveau du Djebel Hameimat nord ou du Djebel Djebissa, ces deux diapirs étant situés à proximité des zones étudiées (le premier se trouve au point de départ de la coupe de Chemla).

Le relief caractéristique de la région se compose de plaines (de Morsott au nord et de Tébessa au sud), qui sont en réalité des fossés d'effondrement surmontés par des reliefs atteignant parfois l'altitude de 1700 m au sud de Tébessa (Djebel Doukkane). Généralement recouverts en plaine, les affleurements sont, au contraire, bien exposés sur les flancs des différents djebels, en raison notamment d'un faible couvert végétal. Les prélèvements ont été, le plus souvent, réalisés dans le lit des oueds, dont le cours incise parfois profondément la couverture pédologique.

Les dépôts étudiés, datés du Crétacé moyen, sont généralement très épais, ce qui s'explique par la transgression importante ayant affecté la région au cours du Cénomaniens. La zone de Tébessa est décrite comme faisant partie d'un domaine relativement profond, intermédiaire entre le talus et le bassin.



**Figure IV.3** Carte géologique de la région étudiée

### IV.3.1 Stratigraphique :

Cette région se caractérise par l'affleurement de formations triasiques qui constituent les terrains les plus anciens de la région. Les pointes triasiques ont depuis toujours fait l'objet d'une attention particulière, en raison de leur importance pour l'exploration des champs miniers et pétroliers. En Algérie nord orientale et en Tunisie, les nombreux diapirs triasiques évaporites sont sans sel affleurant. Toutefois, la présence du sel est souvent confirmée en profondeur. Dans la région de Tébessa, le Trias affleure sous forme d'extrusions et occupe généralement le cœur des structures anticlinales. Les affleurements les plus importants sont ceux de Djebissa, Ouenza, Boukhadra, Mesloul, Boujaber, Hameimat nord, Hameimat sud et El Ma Labiod. A l'échelle de l'affleurement, le Trias forme un ensemble chaotique non structuré. Ceci laisse supposer que les nappes d'eau sont sujettes à une salinisation provoquée par ces formations.

Le quaternaire affleurant au centre des plaines, est constitué de dépôts, ces derniers distribués dans les parties basses des reliefs et couvrent des surfaces importantes (plaines et vallées actuelles). Ils sont formés de croûtes calcaires, limons éboulis, cailloutis de gypse et poudingues. Ce matériel est remanié et est transporté par l'action éolienne et hydrique. Le Quaternaire, d'origine continentale, est d'une puissance de 10 à 30 m.

		Lithologie	Epaisseur (m)	Description lithologique		
CENOZOÏQUE	Quaternaire		⑥ 10-30	Dépôts clastiques d'origine continentale.		
	Néogène	Miocène		⑤ 10-150	Conglomérats à grains variés avec un ciment carbonaté, grès quartzeux et calcaire sableux avec intercalations d'argilites.	
		Paléogène	Eocène		200	Calcaires marneux à silex et intercalations de phosphates par endroits dans le mur.
	E U R O P E E N		Maest.		250-300	Calcaires gris clairs, calcaires crayeux et marnes argileuses avec intercalation d'argiles dans la partie supérieure.
					500-600	Marnes argileuses gris-foncées et des calcaires blancs dans la partie moyenne et supérieure.
			Con-Sant.		500-600	Marnes argileuses grises et grises bleuâtres.
					④ 180-250	Calcaires en bancs, partiellement marneux à teinte noire et gris-foncée.
			Cénom.		③ 900-1000	Marnes gris-verdâtres et grises dans la partie supérieure, avec intercalations de calcaires marneux.
				Vracon.		② 500-600
			Albien		480-600	Marnes grises et gris-foncées, noires dans la partie supérieure avec de minces intercalations de calcaires argileux.
				Clans		100-200
			Aptien		① 300-600	1- Faciès clastique, marnes argileuses avec intercalations de marnes sableuses et grès calcaires. 2- Faciès carbonaté, calcaires organo-détritiques, bioclastes, ooclastes et interclastes.
				Barriem		< 250
Jurassique			< 700	Formations marno-gypsifères bariolées avec peu d'intercalations de grès à grains fins, dolomies et calcaires marno-dolomitique.		
Trias		< 700	Formations marno-gypsifères bariolées avec peu d'intercalations de grès à grains fins, dolomies et calcaires marno-dolomitique.			

Figure IV.4 Colonne Stratigraphique des formations à l'affleurement (In Fehdi, 2008)

#### IV.4 Tectonique:

Les différentes phases tectoniques, ayant affecté l'Atlas Saharien oriental, ont engendré dans l'ensemble des zones atlasiques le percement du matériel triasique (diapirisme), les plissements des séries sédimentaires et la formation des fossés d'effondrement. Ces phases diffèrent d'une époque à une autre, en style et en direction. Les plus importantes sont détaillées dans ce qui suit:



### IV.4.1 Plissements:

La région frontalière algéro-tunisienne est caractérisée par des plis à grands rayons de courbures dont l'ossature est formée par des calcaires du crétacé. Les anticlinaux substitués par des vastes structures synclinales sont souvent percés dans leurs charnières par du trias diapir, leur orientation est NE- SW, les plus importants sont : l'Ouenza, Boudjaber, Def, Mesloul, Belkif qui forment les anticlinaux, pour les synclinaux on distingue oued El Ksob, Aichemia, Haouds'ghir.

Ces plis (anticlinaux, synclinaux), résultent des compressions Néogène dont la phase majeure a été considérée comme étant comprise entre l'éocène et le miocène, en raison de l'existence d'une discordance entre le miocène et les sédiments du crétacé et de l'éocène (Dubourdion, 1956 ; Dubourdion et Durozoy, 1950 ; Beles et Fleury, 1969 ; Villa, 1980). Morel (1955) a signalé, dans les environs de djebel Belkif, deux directions de plis plus récents que ceux de la phase finie.

Il existe deux phases de plissement post-Miocène dans les environs de Tébessa :

- les plissements du pliocène inférieur contemporains de l'effondrement du fossé de Morsott (contrainte maximale N20°E, direction des plis N90-135°E);
- les plissements du villafranchien, contemporains de l'effondrement du fossé de Tébessa (contrainte maximale N80°E, direction des plis N160-170°E°).

Le fossé de Hammamet a le même âge que celui de Tébessa, mais il est plus récent que celui de Morsott. Le substratum des fossés de Tébessa et de Hammamet est constitué d'une mosaïque de horst et de grabens.

### IV.4.2 Failles:

Les fracturations qui ont enregistré dans les couches de Maestrichtien sont des diaclases et se répartissent clairement en deux directions, le premier est de N110°E recoupée par la deuxième direction qui est N20°E. Le substratum de ce fossé basculé est constitué d'un système de horsts et de grabens orientés SW-NE, donc la fracturation ancienne ne semble pas jouer un rôle orographique important dans le paysage ; en revanche, elle a exercé une grande influence sur l'érosion.

Depuis l'éocène, ce sont ces failles qui ont accompagné les plissements facilitant ainsi les écrasements des charnières anticlinales. La Tectonique post-miocène a, par contre, joué un rôle orographique très important dans la région, et c'est à cette phase qu'on attribue les

grandes failles qui présentent des rejets importants à orientation NW-SE orthogonalement aux structures atlasiques de type jurassiens. Celles-ci ont défini de nombreux fossés d'effondrement dans la région (Hammamet-Morsott-Tébessa)

### **IV.4.3 Fossés d'effondrements:**

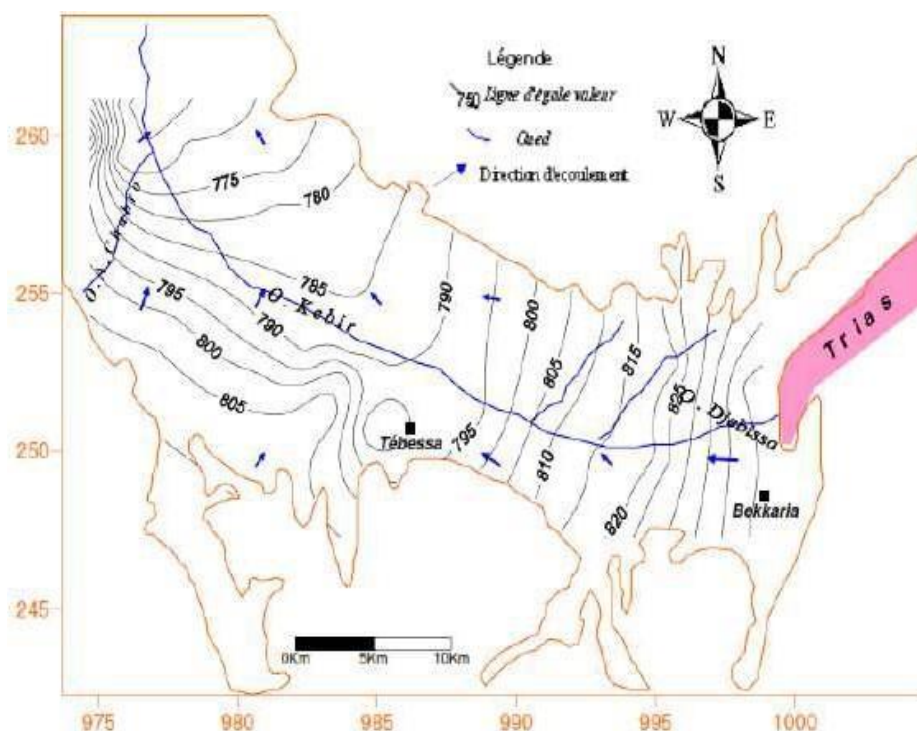
La réactivation d'anciens accidents au cours de la phase tectonique distensive a donné naissance à des fossés d'effondrements orientés NW-SE à E-W (Dubourdiou, 1956 ; Smati, 1986 ; Bouzenoune, 1993) qui se sont manifestés après les grands plissements post-miocène (Dubordiou et Durozoy, 1950). Selon Othmanine (1987) et Bonzenoune (1993), le graben de Tébessa-Morsott s'est ouvert par de petites failles orientées N140-160°E à la suite d'une phase tectonique distensive NE-SW postérieure pour Bismuth (1973), Chikhi (1984), et Benayed et al (1990).

Ces premières manifestations d'effondrements et les grabens ont commencé au cours de la distension crétacé et l'effondrement majeur a eu lieu durant le Miocène (Aquitanién-Turonien), comme de montrela.

### **VI.5 Hydrogéologie de la région :**

La plaine de Tébessa recèle trois niveaux d'eau (P1, P2 & P3), ces niveaux sont captés soit par des puits domestiques cas du niveau P1 soit par des forges, cas des autres niveaux. Notre travail porte sur le niveau P1, capté par des puits et le P3 capté par des forages profonds. Notons, que le niveau P2 a été exploité dans le cadre du Plan National de Développement Agricole et nous ne disposons d'aucun renseignement sur ces ouvrages.

La présente carte relative à la période des basses eaux (juillet 2009), comparée aux précédentes ne montre aucun changement.



**Figure IV.5** Carte piézométrique Juillet 2009/ Plaine de Tébessa (GHRIEB Lassaad 2011)

#### IV.5.1 Carte des conditions aux limites :

La cartographie piézométrique a montré un écoulement général de direction Est-Ouest, une partie de ces eaux converge vers l’oued Kebir, qui joue le rôle d’axe de drainage de la nappe superficielle. Les formations calcaires situées sur les bordures sont fissurées assurant ainsi une recharge de la nappe. L’étude géophysique combinée à l’interprétation piézométrique et à géologie locale, nous permet de dire:

Que l’alimentation de la nappe se fait par les bordures nord et sud.

À l’Est la nappe est légèrement alimentée (trias), tandis qu’à l’ouest une alimentation partielle existe par l’intermédiaire des calcaires turoniens.

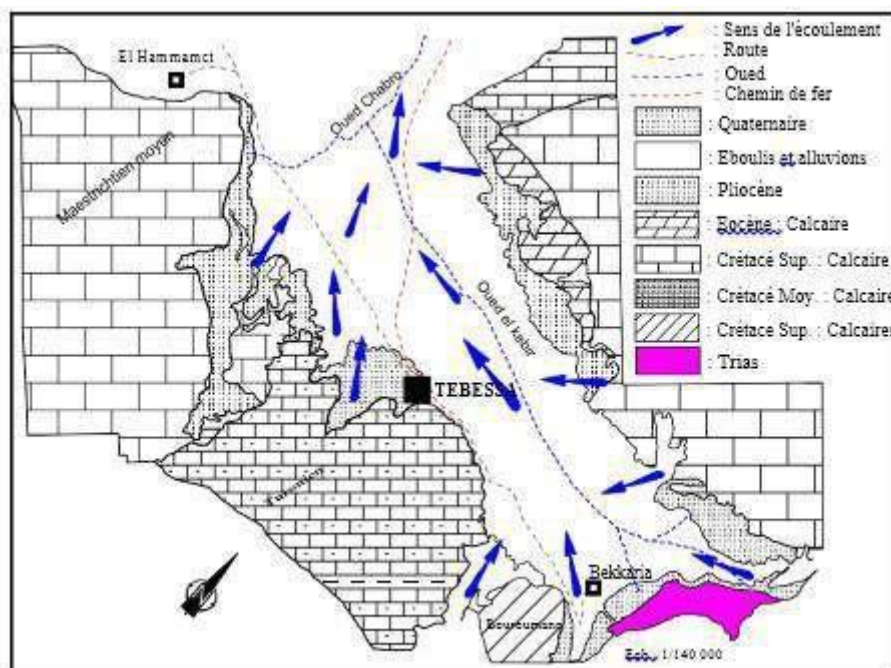


Figure IV.6 Carte des conditions aux limites. (In Djabri 1987)

*Chapitre V :*

---

*Plans d'expérience appliqué  
dans l'analyse de  
compressibilité*

### V.1 Introduction:

Dans ce chapitre nous présentons les résultats de l'application de la méthode des plans d'expérience (design of experiments (DOE)) où la méthodologie des surfaces de réponse (RSM) est celle qui nous a aidé à étudier et traiter la solution par modélisation et optimisation des paramètres qui affectent les problèmes liés au phénomène du tassement. La méthode aussi permet le développement des modèles par régressions multiples du tassement final  $S$  calculer analytiquement ou par modélisation, on peut aussi faire le choix du coefficient de compressibilité ( $C_c$ ) qui peut être décrit la réponse dans cette étude, les autres paramètres seront présent pour des facteurs dépendant ou indépendant d'entrée; ces paramètres sont le poids volumique sec et humide ( $\gamma_d$  ( $t/m^3$ ),  $\gamma_h$  ( $t/m^3$ )), la limite de liquidité (WL %), et l'indice de vide ( $e_0$ ), le degré de saturation ( $S_r$  %), le coefficient de compressibilité  $C_c$  et le coefficient de gonflement  $C_s$  et la pression de préconsolidation  $P_c$  (bar). Les données récoltées dans le laboratoire des travaux public de Tébessa, ont été traités statistiquement à l'aide du programme « Design Expert 11 ». afin de trier les paramètres optimaux pour la solution. Pour atteindre ces objectifs, nous avons utilisé l'analyse de la variance (ANOVA) qui a pour objectif de déterminer les facteurs et leurs interactions qui ont un effet statistiquement significatif sur les paramètres étudiés, aussi pour déduire les constantes des différents modèles mathématiques. Le but final de notre travail est d'optimiser la réponse du tassement final  $S$  en utilisant la fonction de désirabilité.

### V.2 Modélisation du tassement:

Pour étudier l'impact des différents paramètres géotechnique sur le tassement et la compressibilité des sols de la région de Tébessa, nous avons dressé un plan factoriel complet (PFC); ( $2^k$ ) pour les différents paramètres de sortie. Le traitement des résultats expérimentaux obtenus, nous a permis de déterminer des modèles mathématiques statistiques, exprimant la relation entre les différents paramètres étudiés et la réponse ou sortie obtenu par modélisation c'est le tassement ( $S$ ).

#### V.2.1 Analyse de variance (ANOVA):

L'analyse de la variance (ANOVA) est une technique statistique standard qui est couramment utilisée pour déterminer l'importance des variables indépendantes sur les réponses de sortie. Elle n'analyse pas les données directement, mais détermine le pourcentage

de contribution de chaque facteur dans la détermination de la variabilité (variance) des données. La table ANOVA est composée de la somme des carrés (SC) et degrés de liberté (DF).

Le (SC) est utilisé pour estimer le carré de l'écart par rapport à la moyenne. Il est exprimé par l'équation :

$$SC_f = \frac{N}{N_{nf}} \sum_{i=1}^{N_{nf}} (\bar{y}_i - \bar{y})^2 \quad \text{(IV.1)}$$

Où,  $\bar{y} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N y_i$  la moyenne des réponses,  $\bar{y}_i$  la réponse moyenne observée dans les expériences où le facteur  $f$  prend son niveau  $i^{ème}$ ,  $N$  : nombre total d'expériences,  $N_{nf}$  : niveau de chaque facteur  $f$ .

La moye des carrés ( $MC$ ) est estimée en divisant la somme des carrés sur le degré de liberté.

$$MC_i = \frac{SS_i}{df_i} \quad \text{(IV.2)}$$

Afin de vérifier l'adéquation du modèle, l'indice  $F$ -value est utilisé avec la base que les valeurs de  $F$ -calculées devraient être supérieures à celles obtenues à partir du  $F$ -table.

$$F_i = \frac{MC_i}{MC_e} \quad \text{(IV.3)}$$

Avec :  $MC_e$  les carrés moyens des erreurs.

La dernière colonne du tableau d'ANOVA (*Cont. %*), montre la contribution des facteurs (en pourcentage, %) sur la variation totale, indiquant le degré d'influence sur le résultat.

$$Cont. \% = \frac{SC_f}{SC_T} \times 100 \quad \text{(IV.4)}$$

### Fit Statistics

STD. DEV.	<b>5.11</b>	R <sup>2</sup>	<b>0.8173</b>
MEAN	6.95	<b>Adjusted R<sup>2</sup></b>	-0.0758
C.V. %	73.50	<b>Predicted R<sup>2</sup></b>	-2832.8687
		<b>Adeq Precision</b>	3.5496

A negative **Predicted R<sup>2</sup>** implies that the overall mean may be a better predictor of your response than the current model. In some cases, a higher order model may also predict better.

**Adeq Precision** measures the signal to noise ratio. A ratio of 3.55 indicates an inadequate signal and you should not use this model to navigate the design space.

**V.2.2 Méthodologie des surfaces de réponses:**

La méthode des surfaces de réponse est un ensemble de techniques mathématiques qui se base sur la conception expérimentale pour déterminer la portée des variables d'entrée indépendantes. Cette méthode permet, grâce à des modèles mathématiques empiriques, de déterminer une relation d'approximation entre les réponses de sortie (Y) ou dans notre cas le tassement S, et les variables d'entrée (  $\gamma_d$  (t/m<sup>3</sup>),  $\gamma_h$  (t/m<sup>3</sup>), WL %,  $e_0$ , Sr %, Cc, Cs, Pc (bar)) pour optimiser les paramètres du procédé afin d'atteindre des réponses souhaitables. Dans cette méthode, la réponse peut s'écrire sous la forme suivante:

$$Y = \varphi(\gamma_d, \gamma_h, WL, e_0, Sr, Cc, Cs, Pc) \tag{IV.5}$$

Où Y est l'aspect d'usinage souhaité et  $\varphi$  est la fonction de réponse. L'approximation de Y est proposée en utilisant un modèle mathématique quadratique, ce qui aide à étudier les effets d'interaction des paramètres de processus avec des caractéristiques d'usinabilité. Dans le présent travail, le modèle mathématique de second ordre basé sur RSM est donné par les éléments suivants:

$$Y = x_0 + \sum_{i=1}^k y_i X_i + \sum_{ij} y_{ij} X_i X_j + \sum_{i=1}^k y_{ii} X_i^2 + \varepsilon_{ij} \tag{V.6}$$

$$\left( \varepsilon_{ij} = y_{ij} - y \right)_{ij} \tag{V.7}$$

Où  $x_0$  est le terme libre de l'équation de régression, les coefficients  $Y_1, Y_2, \dots, Y_k$  et  $Y_{11}, Y_{22}, \dots, Y_{kk}$  sont les termes linéaires et quadratiques respectivement, tandis que  $Y_{12}, Y_{13}, \dots, Y_{k-1}$  sont les termes interactifs et  $\varepsilon_{ij}$  présente l'erreur d'ajustement pour le modèle de régression.

D'autre part, le coefficient de détermination  $R^2$  est défini par le rapport de la dispersion des résultats, donné par la relation :



$$R^2 = \frac{\sum (y_i - \bar{y})^2}{\sum (y_i - \bar{y})^2} \tag{V.10}$$

Où  $y_i$ : est la réponse calculée à la  $i^{ème}$  expérience ;

$\bar{y}$ : est la valeur moyenne des réponses mesurées.

L'analyse de variance (ANOVA) est utilisée pour tester la validité du modèle, ainsi qu'examiner la signification et l'adéquation du modèle. Le modèle est adéquat dans un intervalle de confiance de 95%. Lorsque les valeurs de  $P$  sont inférieures à 0,05 (ou 95% de confiance), les modèles obtenus sont considérés statistiquement significatifs. En d'autres termes, plus le  $R^2$  approche à la valeur 1, le modèle est compatible avec les valeurs réelles (expérimentales)

### V.3 Analyse de la variance (ANOVA):

*Le Tableau V.2* illustre les résultats de l'ANOVA pour le coefficient de sécurité (Fs) pour un niveau de confiance de 95%. Dans ce tableau, les valeurs de DF, la somme des écarts au carré (SS), le carré moyen (MS) et le pourcentage de contribution (Cont%) de chaque modèle sont présentés. Le but principal est d'analyser l'influence des paramètres géotechnique physique et mécaniques sur la variance totale des résultats. Les valeurs de «P» dans les modèles sont inférieures à 0,05 ce qui indique que les modèles sont adéquats et que les termes ont un effet significatif sur les réponses, ce qui est souhaitable.

**Tableau V.1** Analyse de la variance (ANOVA) pour le coefficient de sécurité (Fs)

#### ANOVA for Quadratic model

##### Response 1: S

SOURCE	SUM OF SQUARES	DF	MEAN SQUARE	F-VALUE	P-VALUE	
MODEL	1051.47	44	23.90	0.9152	0.0612	significant
A-ΓD	0.0027	1	0.0027	0.0001	0.0992	
B-ΓH	1.31	1	1.31	0.0504	0.0828	
C-WL	2.99	1	2.99	0.1145	0.0743	
D-E0	3.96	1	3.96	0.1516	0.0706	
E-SR	0.2287	1	0.2287	0.0088	0.0928	
F-CC	4.40	1	4.40	0.1684	0.0691	
G-CS	0.9091	1	0.9091	0.0348	0.0856	
H-PC	39.63	1	39.63	1.52	0.0249	
AB	13.35	1	13.35	0.5113	0.0493	
AC	4.51	1	4.51	0.1727	0.0688	
AD	19.02	1	19.02	0.7284	0.0416	
AE	0.2193	1	0.2193	0.0084	0.0929	
AF	22.70	1	22.70	0.8693	0.0376	
AG	4.43	1	4.43	0.1695	0.0690	

AH	23.76	1	23.76	0.9098	0.0365
BC	31.68	1	31.68	1.21	0.0299
BD	23.79	1	23.79	0.9109	0.0365
BE	8.99	1	8.99	0.3442	0.0572
BF	13.64	1	13.64	0.5223	0.0488
BG	15.23	1	15.23	0.5834	0.0465
BH	5.65	1	5.65	0.2162	0.0653
CD	0.0041	1	0.0041	0.0002	0.0990
CE	30.67	1	30.67	1.17	0.0307
CF	7.83	1	7.83	0.2999	0.0597
CG	38.17	1	38.17	1.46	0.0258
CH	1.97	1	1.97	0.0753	0.0790
DE	0.1495	1	0.1495	0.0057	0.0941
DF	0.0367	1	0.0367	0.0014	0.0971
DG	1.12	1	1.12	0.0429	0.0840
DH	15.09	1	15.09	0.5777	0.0467
EF	42.54	1	42.54	1.63	0.0234
EG	1.45	1	1.45	0.0557	0.0819
EH	19.12	1	19.12	0.7321	0.0414
FG	5.35	1	5.35	0.2050	0.0661
FH	37.74	1	37.74	1.45	0.0260
GH	49.11	1	49.11	1.88	0.0204
A <sup>2</sup>	37.51	1	37.51	1.44	0.0261
B <sup>2</sup>	12.83	1	12.83	0.4913	0.0501
C <sup>2</sup>	25.81	1	25.81	0.9885	0.0346
D <sup>2</sup>	4.14	1	4.14	0.1584	0.0700
E <sup>2</sup>	1.43	1	1.43	0.0548	0.0820
F <sup>2</sup>	0.7035	1	0.7035	0.0269	0.0873
G <sup>2</sup>	14.12	1	14.12	0.5408	0.0481
H <sup>2</sup>	17.41	1	17.41	0.6667	0.0435
RESIDUAL	235.01	9	26.11		
COR TOTAL	1286.49	53			

### Fit Statistics

<b>Std. Dev.</b>	<b>0.1937</b>	<b>R<sup>2</sup></b>	<b>0.6793</b>
<b>Mean</b>	0.9285	<b>Adjusted R<sup>2</sup></b>	0.8830
<b>C.V. %</b>	20.86	<b>Predicted R<sup>2</sup></b>	-606.6967
		<b>Adeq Precision</b>	8.4668

L'équation obtenu pour le facteur de sécurité est comme suit :

### Final Equation in Terms of Actual Factors


$$\begin{aligned}
 S &= \\
 &-2491.95604 \\
 &-2429.57760 \gamma d \\
 &+2947.07226 \gamma h \\
 &+5.51724 WL \\
 &+2434.68563 e0 \\
 &+9.33740 Sr
 \end{aligned}$$

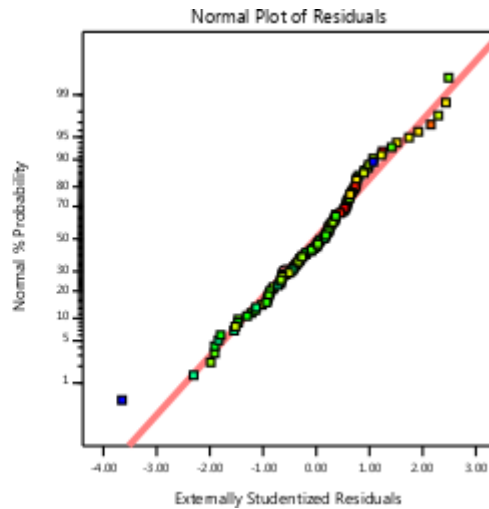
$$\begin{aligned}
 &+568.57190 Cc \\
 &-656.17473 Cs \\
 &+443.43978 Pc
 \end{aligned}$$

The equation in terms of actual factors can be used to make predictions about the response for given levels of each factor. Here, the levels should be specified in the original units for each factor. This equation should not be used to determine the relative impact of each factor because the coefficients are scaled to accommodate the units of each factor and the intercept is not at the center of the designspace.

**Design-Expert® Software**


**R1**

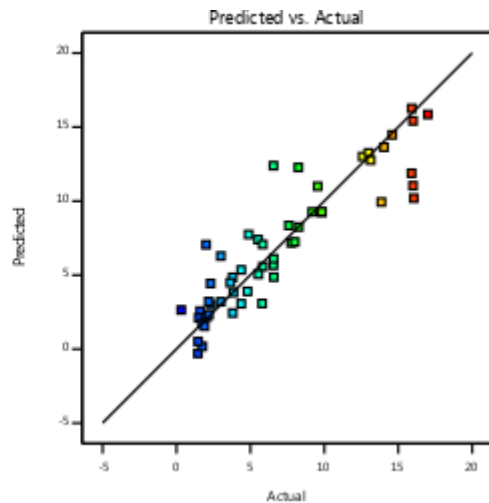
Color points by value of R1:  
 0.105  1.436



**Design-Expert® Software**

**S**

Color points by value of S:  
 0.32  17



**Figure V.1** les contributions des termes significatifs du modèle et la relation entre le tassement obtenu par modélisation et celui calculé

L'interaction ( $f \times ap$ ) et le produit ( $f^2$ ) ont des contributions inférieures à 1,5%. Les autres termes peuvent être supposés non significatifs.

La relation entre les facteurs d'entrée et de sortie est modélisée par une régression quadratique. Le modèle de régression obtenu est donné ci-dessous par l'équation figure dans le tableau ci-dessus avec un coefficient de corrélation  $R^2=81,73\%$ .

Les surfaces en 3D ont été tracés sur la **figure** à partir de l'équation du modèle pour mieux comprendre l'effet d'interaction des paramètres sur la réponse S.

**Design-Expert® Software**

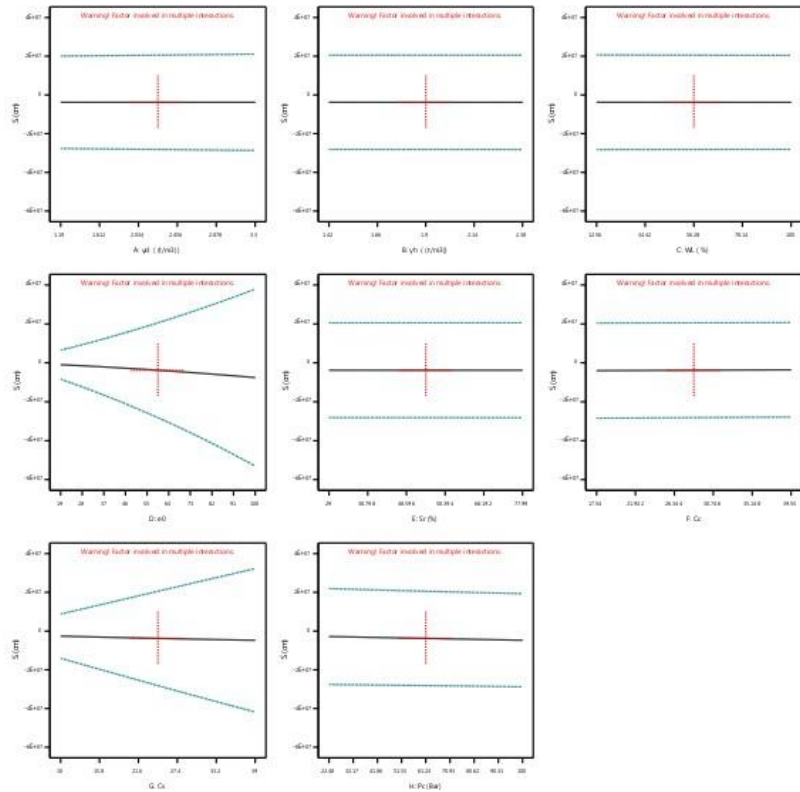
Factor Coding: Actual

**S (cm)**

-- 95% CI Bands


**Actual Factors**

- A:  $\gamma d = 2.245$
- B:  $\gamma h = 1.9$
- C:  $WL = 56.28$
- D:  $e0 = 59.5$
- E:  $Sr = 53.495$
- F:  $Cc = 28.545$
- G:  $Cs = 24.5$
- H:  $Pc = 61.24$



**Figure V.2** Contribution de tous les paramètres et l'interaction de chacun d'eux

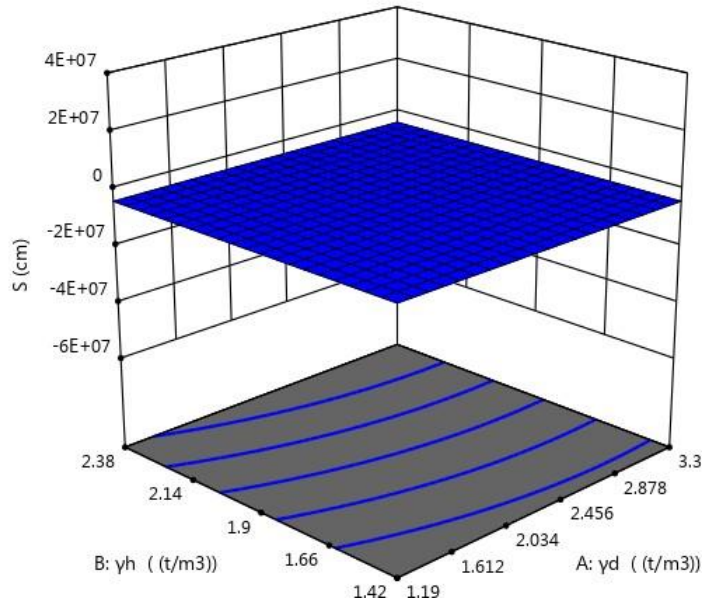
Design-Expert® Software  
Factor Coding: Actual

S (cm)  
0.32  17

X1 = A:  $\gamma_d$   
X2 = B:  $\gamma_h$


**Actual Factors**

C: WL = 56.28  
D:  $e_0$  = 59.5  
E: Sr = 63.9554  
F: Cc = 28.545  
G: Cs = 24.5  
H: Pc = 61.24



**Figure V.3** Effet des paramètres de poids volumique sec et humide sur le tassement finale (S) avant optimisation

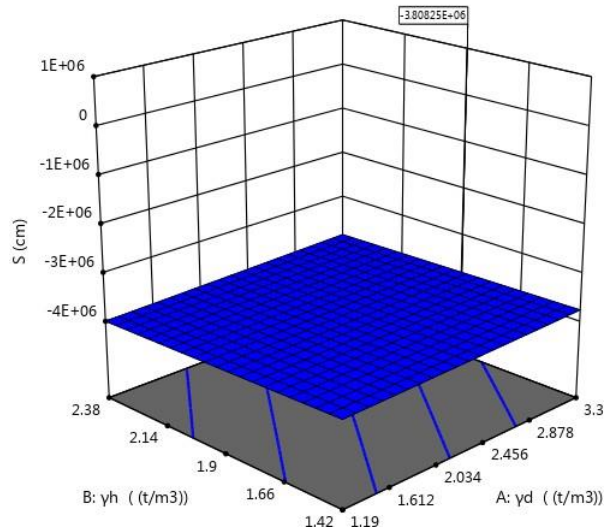
Design-Expert® Software  
Factor Coding: Actual

S (cm)  
0.32  17

X1 = A:  $\gamma_d$   
X2 = B:  $\gamma_h$

**Actual Factors**

C: WL = 57.6928  
D:  $e_0$  = 77.0039  
E: Sr = 65.1809  
F: Cc = 34.5735  
G: Cs = 16.7576  
H: Pc = 38.4749



**Figure V.4** Effet des paramètres de poids volumique sec et humide sur le tassement finale (S) après optimisation et maximisation de réponse

Design-Expert® Software

Factor Coding: Actual

S (cm)

0.32  17

X1 = A:  $\gamma_d$   
X2 = B:  $\gamma_h$

**Actual Factors**

C: WL = 48.6749

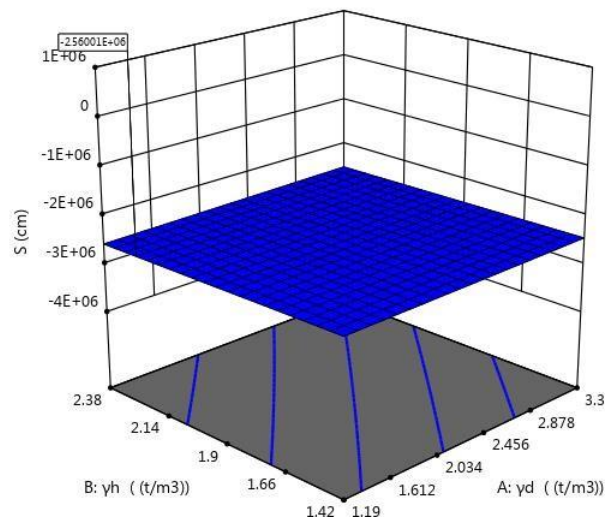
D:  $e_0$  = 56.039

E:  $S_r$  = 67.5071

F: Cc = 35.2431

G: Cs = 17.4463

H: Pc = 40.8209



**Figure V.5** Effet des paramètres de poids volumique sec et humide sur le tassement finale (S) après optimisation et minimisation de réponse

# *Conclusion générale*

---

### Conclusion générale :

Dans cette étude de mémoire de fin d'étude, une recherche bibliographique sur la compressibilité et les tassements des terrains a été bien détaillée dont le but de mieux connaître et catégoriser les paramètres géotechniques simple à obtenir en laboratoire, qui affectent la compressibilité ou le tassement final des sols ; on a constaté que le tassement est une fonction de certains paramètres physique et mécanique ; pour aboutir à notre objectif de trouver ou de mieux connaître le comportement des sols de la région étudiée de point de vue compressibilité. On a servi avec une récolte de banc de données de laboratoire des travaux public de Tébessa. La méthode aussi permet le développement des modèles par régressions multiples du tassement final  $S$  calculer analytiquement ou par modélisation, on peut aussi faire le choix du coefficient de compressibilité ( $C_c$ ) qui peut être décrit la réponse dans cette étude, les autres paramètres seront prisent pour des facteurs dépendant ou indépendant d'entrée; ces paramètres sont le poids volumique sec et humide ( $\gamma_d$  (t/m<sup>3</sup>),  $\gamma_h$  (t/m<sup>3</sup>)), la limite de liquidité (WL %), et l'indice de vide ( $e_0$ ), le degrés de saturation ( $S_r$  %), le coefficient de compressibilité  $C_c$  et le coefficient de gonflement  $C_s$  et la pression de préconsolidation  $P_c$  (bar), Le paramètre de sortie qui présente le tassement final ( $S$ ) de la méthode proposée a été vérifié à l'aide de la méthode théorique et des données de terrain.

La détermination du pourcentage de contribution de chaque facteur dans la détermination de la variabilité (variance) des données a été effectuée par ANOVA qui est composée de la somme des carrés (SC) et degrés de liberté (DF).

La modélisation a permis d'obtenir un modèle très applicable pour les sols étudiés dans le calcul de tassement ou de l'estimation du coefficient de compressibilité avec un coefficient de régression de  $R^2 = 0.82$ .

L'optimisation paramétrique de la réponse présentée par le paramètre du tassement ( $S$ ) a montré qu'on peut faire soit une maximisation, ou par minimisation de la grandeur de sortie. Cela nous a éclairci les marges ou bien les fourchettes de tous les paramètres affectant la compressibilité des terrains.



## ***REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES***

- [1] V. MERRIEN-SOUKATCHOFF, D. AMITRANO, J. P. PIGUET : « éléments de géotechnique » ; école des mines de Nancy ; 2003-2004 ; France.
- [2] J.M. TCHOUANINANA : « Coure de mécanique des sols -TOME I » ;Institut International d'Ingénierie de l'eau et de l'environnement ; avril 1999 ;Burkina Faso.
- [3] Jean-Pierre, MAGNAN : « Déformabilité des sols.Tassements. Consolidation » ;Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris ; novembre 2000 ; France.
- [4] Luc Sibille : « Bases de la GéotechniqueModule MXG4 IUT GénieCivil et Construction Durable » ; université Grenoble alpes ;juillet 2018 ; France
- [5] R.F.Craig : « Craig's Soil Mechanics » ;Université de DundeeRoyaume-Uni ; 2004 ;Royaume-Uni
- [6] Vincent Robitaille, Denis Tremblay : « Mécanique des sols \_ Théorie et pratique-Editeur Modulo » ; 1997 ; Canada.
- [7] Lambe. T.W, Whitman, R.V : « Soil Mechanics, John Wiley & Sons » ; Inc New York ; (1969) ; USA.
- [8] « Fondation Superficielles., Doucement technique unifié, Règles pour le calcul des fondations superficielles » ; AFONR ; Mars 1988; France.
- [9] « Fondation Profonders pour le bâtiment Norme expérimental » ; AFONR ; septembre 1992 ; France.
- [10] Norme française NF P- 94-110 : « Essai pressiometrique Menard,partie 1 sans Cycle » ; AFNOR, La Plaine Saint-Denis ; 2000 ; France.
- [11] Khaled MEFTAH : « COURS ET EXERCICESDE MECANIQUE DES SOLS » ;Septembre 2008.
- [12] Menard L et Rousseau J: « L'évaluation des tassement, Tendance Nouvelles , Sols Soils 1.» 1962.
- [13] Marchetti .S, Monaco .P, Totani G & Calabrese M : « The Flat Dilatometer Test (DMT)in Soil Investigations » ;International Society for Soil Mechanics andGeotechnical Engineering (ISSMGE) ;University of L'Aquila Italy ; .2001 ; Italie.

[14] Sanglerat G: « The penetrometer and Soil Exploration » ; Elsevier Publishing Company ;,1972 ; Amsterdam.

[15] Burland J.B et Burbidge M.C : « Settlement of foundation of sand and gravel » ;décembre 1985.

[16] claysChunlin Li : « Journal of Rock Mechanics and GeotechnicalEngineering » ; Institute of Civil Engineering, Tongling University ;October 2013 ;China.

[17] Chandra Bogireddy, Ganesh Sutar, Solanki. C. H and Vasanwala. S.A : « regional normalized empirical correlations for the compression index (cc) of soil – a critical overview » ; International Journal of Civil Engineering and Technology (IJCIET) ;décembre 2017.