



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



MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

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

Filière : Génie minier

Option : Géotechnique

L'effet de la variation de la nappe d'eau sur le tassement des fondations

Présenté et soutenu par

Juba BOUMENDIL

Saïd BOUTAIBA

Devant le jury :

		Grade	Etablissement
Président :	Faouzi MEBROUK	MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Encadreur :	Zied BENGHAZI	MAA	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Co-encadreur :	Serhane BRAHMI	MAB	Université Larbi Tebessi - Tébessa
Examineurs :	Adel DJELLALI	MCA	Université Larbi Tebessi - Tébessa

Promotion 2018-2019



Remerciements.

Tout d'abord, je remercie Dieu le tout puissant qui m'a comblé de sa compassion pour que je puisse faire face aux divers obstacles inhérents durant mon cursus d'études.

Toute mon infinie gratitude à mon encadreur, Monsieur BENGHAZI ZIED et co-encadreur Monsieur BRAHMI SERHANE pour leurs encadrement et leurs aides précieuses.

Mon sincère reconnaissance à mes enseignants de l'institut des mines.

Je remercie notre responsable de stage à l'entreprise LTP.Est, Monsieur BELKACEM FETHI.

Je tiens aussi à remercier tous mes amis(es) qui n'ont pas cessé de m'encourager durant cette période.

Enfin j'exprime mes vifs remerciements à ma famille qui m'a encouragé et soutenu durant mon cursus universitaire.

Juba





Remerciements.

Tout d'abord, je remercie Dieu le tout puissant qui m'a comblé de sa compassion pour que je puisse faire face aux divers obstacles inhérents durant mon cursus d'études.

Toute mon infinie gratitude à mon encadreur, Monsieur BENGHAZI ZIED et co-encadreur Monsieur BRAHMI SERHANE pour leurs encadrement et leurs aides précieuses.

Mon sincère reconnaissance à mes enseignants de l'institut des mines.

Je remercie notre responsable de stage à l'entreprise LTP.Est, Monsieur BELKACEM FETHI.

Je tiens aussi à remercier tous mes amis(es) qui n'ont pas cessé de m'encourager durant cette période.

Enfin j'exprime mes vifs remerciements à ma famille qui m'a encouragé et soutenu durant mon cursus universitaire.

Saïd





Dédicace.

*C'est avec toute mon affection que
Je dédie ce modeste travail :*

*A Mon père qui me soutien toujours et qui m'a apporté sans cesse
son amour.*

*A Ma très chère mère qui m'a apporté sans cesse amour, soutien et
encouragement ; et qu'elle trouve ici l'expression de mes vives
reconnaisances.*

*A Mon très cher et unique frère MALIK,
A Ma très chère sœur SABRINA et son mari RAVEH et ma nièce
INAYA*

A mon adorable petite sœur THILELY

A tout mes amis et amies

Juba





Dédicace.

*C'est avec toute mon affection que
Je dédie ce modeste travail :*

*À La mémoire de mon père et que Dieu le garde dans son vaste
paradis.*

*À Ma très chère mère qui m'a apporté sans cesse amour, soutien et
encouragement ; et qu'elle trouve ici l'expression de mes vives
reconnaisances.*

*À Ma très chère et unique sœur Hassina et son mari RACHID, et à
mes très chères tantes Nawal, Nouara, Zohra, Bahria, Fatma,
Houria, Khiera, Fetoma et mes oncles Nadir, Mekki.*

À tout mes amis et amies

Saïd



Résumé

La portance des sols et le tassement sont liés à la présence ou non de l'eau. Les sols saturés présentent une certaine résistance au tassement pour des charges modérées. Cependant, l'eau est aussi une cause de phénomènes néfastes tels que: le gonflement, l'agressivité pour les parties structurales sous le sol, la liquéfaction lors des séismes. Une des solutions proposés est d'assécher les sites destinés à la construction de nouveaux projets, pour éviter ces problèmes géotechniques.

Ce travail est un thème d'actualité qui traite l'effet de l'assèchement des sols sur le tassement des bâtiments futurs et ceux existants (tassements supplémentaires non pris en compte lors de l'étude géotechnique de ces derniers). L'étude est effectuée par calcul analytique et modélisation numérique de la variation du niveau d'eau dans le sol sur le tassement des fondations. Les résultats montrent que le tassement augmente réciproquement à la baisse du niveau de la nappe.

Mots clés: Nappe phréatique, assèchement, tassement, modélisation numérique.

Abstract

Soil bearing capacity and settlement are related to the presence or no of water. Saturated soils present some good resistance to settlement for moderate loads. However, water is also a cause of some harmful phenomenon such as: swelling, aggressiveness for underground structural parts, liquefaction in case of earthquakes. One of the proposed solutions is to dry the ground in order to construct new projects, to prevent these geotechnical problems.

This work is a relevant subject that deals with soils drying effects on future buildings' settlement and those already existing (additional settlements not taken in consideration when elaborating the initial geotechnical study of those buildings). The current study was done by analytical calculation and numerical simulation of groundwater level variation effect on footings settlement. The results show that settlement increases reciprocally to the lowering of groundwater level.

Keywords: Groundwater, ground drying, settlement, numerical medialization.

ملخص

تتعلق قدرة التحمل وهبوط التربة بوجود الماء فيها. حيث تظهر التربة المشبعة مقاومة للهبوط تحت تأثير حمولات متوسطة الشدة. إلا أن الماء قد يتسبب أيضا في ظواهر ضارة مثل: انتفاخ التربة، وسط قاسي يضر بالبنى التحتية، تميع التربة في حال حدوث زلازل. من بين الحلول المقترحة للوقاية من هذه الظواهر، القيام بتجفيف موقع البناء المخصص لإنجاز بنايات جديدة.

هذا العمل هو موضوع حديث حول تأثير تجفيف موقع البناء على البنايات المستقبلية و البنايات الموجودة مسبقا (هبوط إضافي لقواعد البناء غير مأخوذ بعين الاعتبار في الدراسة الجيوتقنية الأصلية لهته البنايات). تم اجراء هته الدراسة عن طريق الحساب التحليلي و النمذجة الرقمية لتأثير التغير في مستوى المائدة المائية على هبوط أساسات المباني. حيث أظهرت النتائج أن هبوط التربة يتناسب طرديا مع انخفاض مستوى المائدة المائية.

كلمات مفتاحية: الموائد المائية، تجفيف أراضي البناء، هبوط التربة، النمذجة الرقمية.

SOMMAIRE

Dédicaces	
Remerciements	
Résumé	v
Sommaire	vi
Liste des figures	xii
Liste des tableaux	xv
Liste des notations	xvii
Introduction générale	02
➤ Chapitre I : Les contraintes dans les sols	04
1. Introduction	05
2. Les équations d'équilibre d'un sol	05
3. Contraintes dans les sols	06
4. Contraintes totales	07
5. Contraintes réelle (principe de superposition)	08
6. Principe de la contrainte effective	08
6.1. Loi de Terzaghi	09
6.2. Loi de Skempton.....	09
6.3. Loi de Bishop	09
7. Contraintes totales et contraintes effectives	10
8. Champ de contrainte	12
8.1. Postulat d'Euler-Cauchy	12
8.2. Vecteur de contrainte.....	13
8.3. Tenseur de contrainte.....	13
9. Relations entre contraintes et déformations	14
10. Tassement et consolidation	15
10.1. Définition.....	15
10.2. Tassement instantané.....	15
10.3. Tassement de consolidation primaire.....	16
11. Les types des tassements	17
11.1. Tassements uniformes.....	17
11.2. Tassements différentiels.....	18
12. Tassement admissible	18

SOMMAIRE

13. Conclusion.....	19
➤ Chapitre II : L'eau dans le sol.....	20
1. Introduction.....	21
2. Définition des sols.....	21
2.1. Eléments constitutifs d'un sol.....	22
2.2. Modèle élémentaire d'un sol.....	22
3. Les types d'eau dans le sol.....	23
3.1. L'eau de constitution.....	24
3.2. L'eau en phase vapeur.....	24
3.3. L'eau hygroscopique.....	25
3.4. L'eau pelliculaire.....	26
3.5. L'eau capillaire.....	27
3.6. L'eau libre ou gravifique.....	27
4. Nappes souterraines.....	28
4.1. Nappe alluviale.....	28
4.2. Nappe phréatique.....	28
4.3. Nappe libre.....	29
4.4. Nappe fossile.....	29
4.5. Nappe captive.....	29
5. Hydraulique des sols.....	29
5.1. L'hydraulique des sols concerne exclusivement.....	30
5.2. Vitesse de l'eau dans le sol.....	30
5.3. Charge hydraulique.....	31
5.4. Gradient hydraulique.....	31
5.5. Loi de DARCY	32
5.6. Perméabilité du sol.....	32
5.6.1. Coefficient de perméabilité.....	32
5.6.2. Détermination du coefficient de perméabilité K au laboratoire.....	33
a. Perméamètre à charge constante.....	34
b. Perméamètre à charge variable.....	35
c. Mesure in situ.....	36

SOMMAIRE

6. Les essais hydrauliques.....	36
6.1. La mesure des perméabilités en milieux poreux.....	37
6.1.1. L'essai de Pompage.....	37
a. Domaine d'application.....	38
b. Principe de l'essai.....	38
c. Rayon d'action et mesure du coefficient de perméabilité k in situ.....	39
6.1.2. L'essai Lefranc.....	39
a. L'essai à niveau constant.....	40
b. L'essai à niveau variable.....	43
6.1.3. L'essai Lugeon et la mesure des perméabilités au rocher ...	43
a. Interprétation des mesures.....	45
b. Traduction des résultats en perméabilité.....	45
7. Conclusion.....	46
➤ Chapitre III : Portance et tassement des sols.....	48
1. Introduction.....	49
2. Les fondations.....	49
2.1. Définition.....	49
3. Les types de fondations.....	49
3.1. Les fondations superficielles.....	49
3.1.1. Les semelles.....	49
a. La semelle filante ou semelle continue.....	50
b. La semelle à redans.....	51
c. la semelle isolée ou semelle ponctuelle.....	52
3.1.2. Le plot ou le dé de fondation.....	53
3.1.3. La longrine.....	53
a. La longrine de rive.....	53
b. La longrine intermédiaire.....	53
3.1.4. Le radier.....	55
3.2. Les fondations profondes.....	56
a. Les pieux mis en place par refoulement du sol.....	56
b. Les pieux mis en place sans refoulement du sol.....	56

SOMMAIRE

c. Les fondations injectées.....	57
4. Choix du type de fondation.....	58
5. Tassements des sols-Consolidation.....	59
5.1. Composantes du tassement.....	59
5.2. Compressibilité.....	60
5.3. Consolidation.....	62
5.4. Détermination de la contrainte de préconsolidation.....	65
5.4.1. Sol normalement consolidé.....	65
5.4.2. Sol surconsolidé.....	66
5.4.3. Sol sous-consolidé.....	66
5.5. Calcul des contraintes dues aux surcharges.....	66
5.5.1. Détermination des surcharges.....	66
6. Calcul de tassement.....	67
6.1. Calcul des tassements primaires.....	67
6.2. Calcul des tassements instantanés.....	68
6.3. Calcul des tassements de consolidation.....	69
6.3.1. Sol normalement consolidé.....	70
6.3.2. Le sol est surconsolidé.....	71
a. La contrainte effective finale est inférieure à la contrainte de préconsolidation.....	71
b. La contrainte effective finale est supérieure à la contrainte de pré-consolidation.....	72
6.4. Calcul du tassement secondaire.....	73
7. Tassements admissibles et précautions à adopter.....	73
8. Conclusion.....	74
➤ Chapitre IV : Etude géotechnique du cas d'étude.....	75
1. Introduction.....	76
2. Présentation du cas d'étude.....	76
3. La situation géographique de la zone à étudier	77
4. Géologie de la région d'Annaba.....	77
4.1. Le Paléozoïque.....	79
4.2. Le Mésozoïque.....	79

SOMMAIRE

4.3. Le Cénozoïque.....	80
4.4. Le Quaternaire.....	80
5. La géologie locale.....	81
6. L'hydrogéologie.....	82
7. Hydrodynamique des eaux souterraines a la région d'Annaba.....	82
8. Identification des nappes a la région Annaba et ses environs.....	83
a. La nappe des formations superficielle.....	84
b. La nappe des graviers.....	84
c. La nappe des sables du massif dunaire de Bouteldja.....	85
d. La nappe des alluvions de la haute terrasse.....	85
e. La nappe des cipolins.....	85
f. La nappe des travertins.....	85
g. La nappe libre du cordon dunaire	85
9. Caractéristiques géométriques du système aquifère.....	85
10. La nappe des sables fins superficiels (ou nappe superficielle).....	87
11. Type de climat.....	88
11.1. Etude des précipitations.....	89
12. Sismicité.....	91
13. les reconnaissances géotechniques du site.....	91
14. Interprétation des résultats et classification des sols	97
15. Conclusion	108
➤ Chapitre V : calcul et modélisation.....	109
1. Introduction.....	110
2. Calcul de la contrainte admissible	110
3. Calculs des tassements	113
4. Modélisation.....	119
4.1. la géométrie du modèle	120
5. Conclusion	128
Conclusion générale et perspectives.....	130
Bibliographie	131

SOMMAIRE

ANNEX A	II
ANNEX B	VI
ANNEX C	XV
ANNEX D	XXVI

Liste des figures

Figure I.1.	Equivalence eau/sol & caoutchouc/métal.	06
Figure I.2.	Principe de superposition.	08
Figure I.3.	Formule de Skempton.	09
Figure I.4.	Les chemins de contraintes dans les représentations de Lambe et de Cambridge.	10
Figure I.5.	Contraintes totales et contraintes effectives.	11
Figure I.6.	Vecteur contrainte.	13
Figure I.7.	Modèle rhéologique de la consolidation.	17
Figure I.8.	Tassement uniforme.	17
Figure I.9.	Tassement différentiel.	18
Figure II.1.	Schéma d'un volume élémentaire de sol ; Poids et volumes des différentes phases.	22
Figure II.2.	Particule de sol très fin et sol humide et non saturé.	23
Figure II.3.	Les différentes formes de l'eau dans le sol.	24
Figure II.4.	Vapeur.	25
Figure II.5.	Les différentes eaux qui se trouvent dans le sol.	25
Figure II.6.	les différentes eaux qui se trouvent autour d'un grain de sable.	26
Figure II.7.	Les constituants d'un grain du sol.	27
Figure II.8.	les différentes nappes.	28
Figure II.9.	Nappe phréatique.	29
Figure II.10.	Definition du gradient hydraulique.	31
Figure II.11.	Principe de Darcy.	32
Figure II.12.	Ecoulement de l'eau à travers l'échantillon AB.	33
Figure II.13.	Perméamètre à charge constante.	34
Figure II.14.	Perméamètre à charge variable.	35
Figure II.15.	Essai de pompage.	38
Figure II.16.	Réalisation d'une cavité pour un essai d'eau Lefranc.	41
Figure II.17.	Essai Lefranc.	42
Figure II.18.	Principe de l'essai d'eau Lugeon.	44
Figure III.1.	Semelle filante non armée.	50
Figure III.2.	Semelle filante armée.	50
Figure III.3.	Semelle filante fortement armée.	51

Liste des figures

Figure III.4.	Semelle à redans.	51
Figure III.5.	Semelle isolée sous poteau.	52
Figure III.6.	Plot en béton.	52
Figure III.7.	Longrine de rive.	53
Figure III.8.	Longrine intermédiaire.	54
Figure III.9.	Fondations par longrines et plots (schéma de principe).	54
Figure III.10.	Détail d'une liaison longrine-plot.	55
Figure III.11.	Radier.	55
Figure III.12.	Principe du pieu battu.	56
Figure III.13.	Les pieux forés.	57
Figure III.14.	Paroi moulée.	58
Figure III.15.	Oedomètre.	60
Figure III.16.	Courbe de compressibilité ε_v ($\log \sigma'_{vc}$).	61
Figure III.17.	Courbe de compressibilité e ($\log \sigma'_{vc}$).	61
Figure III.18.	Modèle de consolidation.	63
Figure III.19.	Tassement primaire et tassement secondaire.	64
Figure III.20.	Détermination de la contrainte de préconsolidation.	65
Figure III.21.	Principe de calcul du tassement.	70
Figure III.22.	Courbes de compressibilité.	70
Figure IV.1.	Situation du projet cas d'étude.	76
Figure IV.2.	Situation géographique de la zone d'étude.	77
Figure IV.3.	Coupes géologiques.	78
Figure IV.4.	Formation géologique de la ville d'Annaba.	81
Figure IV.5.	Situation géographique des nappes a la région Annaba.	83
Figure IV.6.	Coupe schématique de la superposition des nappes souterraines de la région d'Annaba.	84
Figure IV.7.	Coupes au travers de la plaine d'Annaba.	86
Figure IV.8.	Carte des isopaches de la nappe phréatique.	87
Figure IV.9.	Diagramme climatique de la ville Annaba.	88
Figure IV.10.	Courbe de température de la ville Annaba.	89
Figure IV.11.	Précipitations annuelles médianes.	90
Figure IV.12.	Carte de zone sismique de l'Algérie.	91
Figure V.1.	Coefficients N_q , N_γ et N_c (facteurs de portance) en fonction de	

Liste des figures

	l'angle de frottement interne(ϕ).	111
Figure V.2.	Abaque de Steinbrenner.	115
Figure V.3.	Subdivisions de I.	116
Figure V.4.	Géométrie du modèle.	121
Figure V.5.	Niveau de la nappe.	121
Figure V.6.	Diformation et maillage.	122
Figure V.7.	Diplacement total.	122
Figure V.8.	Niveau de la nappe.	123
Figure V.9.	Diformation et maillage.	123
Figure V.10.	Diplacement total.	124
Figure V.11.	Niveau de la nappe.	124
Figure V.12.	Diformation et maillage.	125
Figure V.13.	Diplacement total.	125
Figure V.14.	Niveau de la nappe.	126
Figure V.15.	Diformation et maillage.	126
Figure V.16.	Diplacement total.	127

Liste des tableaux

Tableau II.1.	Carectéristiques correspondant à divers valeurs de K.	35
Tableau III.1.	Coefficient d'influence I.	69
Tableau III.2.	Tassements admissibles.	73
Tableau IV.1.	Précipitations moyennes mensuelles interannuelles en (mm).	89
Tableau IV.2.	Nature du sol sondage carotte numéro 01.	92
Tableau IV.3.	Nature du sol sondage carotte numéro 02.	93
Tableau IV.4.	Nature du sol sondage carotte numéro 03.	93
Tableau IV.5.	Nature du sol sondage carotte numéro 04.	94
Tableau IV.6.	Nature du sol sondage carotte numéro 05.	94
Tableau IV.7.	Nature du sol sondage carotte numéro 06.	95
Tableau IV.8.	Nature du sol sondage carotte numéro 07.	95
Tableau IV.9.	Nature du sol sondage carotte numéro 08.	96
Tableau IV.10.	Nature du sol sondage carotte numéro 09.	96
Tableau IV.11.	Nature du sol sondage carotte numéro 10.	97
Tableau IV.12.	Résultats des essais au laboratoire sondage numéro 01.	98
Tableau IV.13.	Résultats des essais au laboratoire sondage numéro 02.	99
Tableau IV.14.	Résultats des essais au laboratoire sondage numéro 03.	100
Tableau IV.15.	Résultats des essais au laboratoire sondage numéro 04.	101
Tableau IV.16.	Résultats des essais au laboratoire sondage numéro 05.	102
Tableau IV.17.	Résultats des essais au laboratoire sondage numéro 06.	103
Tableau IV.18.	Résultats des essais au laboratoire sondage numéro 07.	104
Tableau IV.19.	Résultats des essais au laboratoire sondage numéro 08.	105
Tableau IV.20.	Résultats des essais au laboratoire sondage numéro 09.	106
Tableau IV.21.	Résultats des essais au laboratoire sondage numéro 10.	107
Tableau V.1.	Valeurs des coefficients N_q , N_γ et N_c .	111
Tableau V.2.	Calculs de chargement vertical excentré.	112
Tableau V.3.	Calcul de la contrainte admissible.	112
Tableau V.4.	Calcul de la contrainte effective.	114
Tableau V.5.	Calcul du tassement dans le sondage numéro 01.	116
Tableau V.6.	Calcul du tassement dans le sondage numéro 02.	117
Tableau V.7.	Calcul du tassement dans le sondage numéro 03.	117
Tableau V.8.	Calcul du tassement dans le sondage numéro 04.	117
Tableau V.9.	Calcul du tassement dans le sondage numéro 05.	117

Liste des tableaux

Tableau V.10.	Calcul du tassement dans le sondage numéro 06 (état saturé Z= 0m).	118
Tableau V.11.	Calcul du tassement dans le sondage numéro 06 (niveau de la nappe sous la fondation Z=3m).	118
Tableau V.12.	Calcul du tassement dans le sondage numéro 06 (niveau de la nappe Z= 4m).	118
Tableau V.13.	Calcul du tassement dans le sondage numéro 06 (niveau de la nappe au-dessous de la zone d'influence des contraintes de la fondation, état sec).	118
Tableau V.14.	Calcul du tassement dans le sondage numéro 07.	119
Tableau V.15.	Calcul du tassement dans le sondage numéro 08.	119
Tableau V.16.	Calcul du tassement dans le sondage numéro 09.	119
Tableau V.17.	Calcul du tassement dans le sondage numéro 10.	119
Tableau V.18.	Caractéristiques du sol.	120
Tableau V.19.	Dimensions des couches.	120
Tableau V.20.	résultas des calculs analytique et de modélisation.	127

Liste des notations

σ :	La contrainte normale (kPa).
τ :	La contrainte tangentielle (kPa).
P et P' :	Forces de contact entre les grains (kN)
W :	Poids total (kN).
Ws :	Poids des grains solides (KN).
V :	Volume total (m ³).
Vs :	Volume des grains solides (m ³).
Ww :	Poids de l'eau (kN).
Vw :	Volume de l'eau (m ³).
Va :	Volume de l'air (m ³).
V :	La vitesse apparente de l'eau (cm/s).
Q :	Le débit (m ³ /s).
S :	La surface (m ²).
n :	La porosité
V' :	La vitesse moyenne (cm/s).
i :	Gradient hydraulique
h_M :	La charge hydraulique en un point M (m).
u_M :	La pression interstitielle au point M (kPa).
z_M :	Lote altimétrique du point M (m).
L :	La longueur (m).
h :	Niveaux piézométrique (m).
Δh :	Différence piézométrique (m).
K :	Coefficient de perméabilité (m/s).
T :	Le temps (s).
d :	Le diamètre de la section (m).
D :	Le diamètre de l'échantillon de sol (m).
R :	Rayon d'action (m).
H :	Différence de cote nappe-manomètre (m).
P_m :	Pression lue au manomètre en tête de colonne (kPa).
P_c :	Pertes de charge dans les tuyaux (m).
C :	Coefficient de forme (m).
P_e :	Pression effective dans la cavité (kPa).

Liste des notations

S_t :	Tassement total (cm).
S_i :	Tassement immédiat (cm).
S_p :	Tassement de consolidation primaire (cm).
S_s :	Tassement de consolidation secondaire (cm).
C_{re} :	Indice de recompression modifié
C_{ce} :	Indice de compression modifié
C_r :	Indice de recompression
C_c :	Indice de compression
E' :	Module oedométrique (kPa).
u_0 :	La pression interstitielle (kPa).
r_{sc} :	Le taux de suconsolidation
I :	Coefficient d'influence
σ_z :	La contrainte a la profondeur z (kPa).
Z :	La profondeur (m).
ν :	Coefficient de poisson
E :	Module de young (kPa).
a_v :	Coefficient de compressibilité
m_v :	Coefficient de changement de volume
γ :	Poids volumique humide (kN/m ³).
γ_a :	Poids volumique sec (kN/m ³).
γ_s :	Le poids volumique seche (kN/m ³).
D :	Profondeur d'ancrage (m).
B :	Largeur de la fondation (m).
N_c :	Terme de cohésion dessous
N_q :	Le terme de profondeur
N_γ :	Le terme de surface
q_u :	Le pouvoir portant (kPa).
φ :	L'angle de frottement interne (°).
q_u' :	Chargement vertical excentré (kPa).
C :	La cohésion (kPa).
Q :	La charge transmise au sol (kPa).

Liste des notations

- σ'_{adm} : La contrainte admissible (kPa).
- ΔH_i : Le tassement (cm).
- H : La hauteur de la couche tassante (m).
- e_0 : Indice des vides initial
- C_c : Indice de compression
- σ'_0 : Contrainte effective du sol au point z (kPa).
- Z : Point où l'on calcule le tassement (m).
- $\Delta\sigma$: Différence de contrainte due au chargement (kPa).



Introduction générale

جامعة العربي التبسي - تبسة
Université Arbi Tébessi - Tébessa

Introduction générale

Les ouvrages utilisent les fondations autant qu'un élément de l'infrastructure qui transmet la charge globale de l'ouvrage vers une couche du sol suffisamment stable et résistante. De ce fait, la réussite de l'ouvrage relève de la réussite du projet de fondation. Selon le type de l'ouvrage et son mode de conception, le sol peut constituer une base d'appuis pour l'ensemble de l'ouvrage.

L'analyse du comportement mécanique des sols repose sur les conclusions des reconnaissances du site (géologiques, hydrogéologiques...), ainsi que sur des essais de laboratoire ou sur site. Cette analyse permet de déterminer la résistance du sol et sa capacité portante, et par conséquent le choix du mode de fondation et ses dimensions. Enfin, elle permet de prévoir de façon quantitative la déformation ou tassement du sol sous la charge de l'ouvrage.

L'étude de la géotechnique et géologique du terrain est d'une grande importance. En effet, elle permet d'identifier les différentes couches du sol, leurs épaisseurs ainsi que la présence éventuelle de nappe d'eau souterraine. En présence d'eau, l'étude de la perméabilité des différentes couches s'impose pour estimer la résistance du sol dans les conditions les plus défavorables. La détermination du niveau de la nappe d'eau permet de choisir le matériel de pompage et d'épuisement.

Les sols saturés présentent par fois un milieu agressif pour les parties de structure en contact avec le sol, ainsi que le risque de liquéfaction pour certains types de sols, en cas de séisme. Des solutions techniques tel que l'assèchement est proposé pour permettre la construction des projets dans ces sites. Cependant, le rabattement de la nappe peut augmenter la valeur des tassements des bâtiments voisins déjà construits; car l'eau participe à la portance des sols, puisque les contraintes dans les sols sont la somme des contraintes effectives et la pression interstitielle de l'eau.

Alors une question se pose :

Quel est l'effet du changement du niveau de la nappe d'eau sur le tassement des fondations?

Introduction générale

Pour répondre à cette question, ce mémoire étudie la variation du tassement en fonction de la variation du niveau de la nappe d'eau, selon le plan de travail suivant :

Dans le premier chapitre, on va présenter des généralités sur les contraintes dans les sols, puis dans le deuxième chapitre on va parler de l'eau dans le sol, ainsi que les nappes phréatiques. Ensuite, on va parler de la capacité portante des sols et du calcul des tassements. L'étude géotechnique du projet choisi sera l'objet du chapitre quatre. Et enfin, un calcul analytique du tassement et une modélisation des différents cas de variation du niveau et son effet sur le tassement des sols seront fait dans le cinquième chapitre.



Chapitre I

Les contraintes dans le sol

جامعة العربي التبسي - تبسة
Universite Arbi Tebessi - Tebessa

1. Introduction

La déformation d'un solide résulte des contraintes qui lui sont appliquées et inversement les déformations apparaissent dans un solide sous l'action des contraintes. Ceci exprime une réalité à savoir qu'il existe une relation entre contraintes et déformations, dépendant essentiellement de la nature du matériau considéré.

À l'intérieur d'un massif de sol, la pression de l'eau ou la pression de l'air s'appliquent en chaque point et se combinent aux contraintes totales pour induire le comportement local du sol. Dans les sols saturés (en eau), il est admis que les déformations des sols ne dépendent pas séparément des contraintes totales et des pressions d'eau mais de leur différence, appelées contraintes effectives.

2. Les équations d'équilibre d'un sol

L'état des contraintes dans un solide peut être variable en tout point. C'est-à-dire que les six quantités que on définit, à savoir σ_x , σ_y , σ_z , τ_{xy} , τ_{yz} , τ_{zx} , sont en fonction des coordonnées x , y , z du point M considéré.

Considérons un cube de solide de centre M dont les côtés sont parallèles aux axes Ox , Oy et Oz . Ce cube, pouvant être aussi petit que désiré, est soumis à une force de volume $F(X, Y, Z)$ avec $X(x,y,z)$, $Y(x,y,z)$ et $Z(x,y,z)$ [1].

L'équilibre intérieur du solide (PFS : partie d'équations exprimant la résultante des forces nulles $\Sigma F=0$) s'exprime en deux dimension par les relations :

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = X \\ \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = Y \end{cases} \quad (I.1)$$

Dans le cas d'un solide en trois dimensions on obtient les relations :

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = X \\ \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} = Y \\ \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = Z \end{cases} \quad (I.2)$$

3. Contraintes dans les sols

Les sols ne développant que très peu de contraintes normales de traction, on adopte en mécanique des sols, à l'inverse de la mécanique des milieux continus et des calculs des structures, la convention de signe suivante [1]:

$\sigma < 0$: **traction.**

$\sigma > 0$: **compression.**

Considérons le cas d'un sol saturé:

Dans un tel sol, les contraintes se répartissent entre le squelette solide et l'eau de la même manière que dans une barre composite de métal et de caoutchouc (figure I.1), la force de compression F se répartit entre une force de compression F1 dans le caoutchouc et une force de compression F2 dans le métal [1].

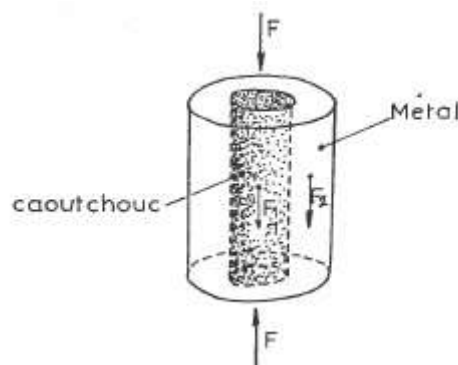


Figure I.1. Equivalence eau/sol & caoutchouc/métal [1].

La seule différence est que, dans le sol, l'eau et le squelette solide sont intimement mélangés.

Par ailleurs [1]:

- Nous savons que dans un liquide à en état d'équilibre (eau sans mouvement) les contraintes sont uniquement normales quelque soit le plan considéré (un liquide ne peut pas « tenir » une contrainte tangentielle, quel que soit le plan considéré en un point M de l'eau, $\tau = 0$). Les contraintes dans l'eau se réduisent donc à la pression de l'eau au point M considéré, appelée pression interstitielle et notée μ .
- Dans un squelette solide (sol sans eau), sur toute facette, s'exerce une contrainte normale notée σ' et une contrainte tangentielle notée τ' appelées contraintes effectives.

Ainsi, si les contraintes totales qui s'exercent dans les deux phases du sol saturé (squelette + eau) sont σ et τ . On a alors la relation très importante de Terzaghi [1]:

$$\tau = \tau'$$

$$\sigma = \sigma' + \mu$$

Avec:

μ : pression interstitielle ;

σ' et τ' : contraintes effectives ;

σ et τ : contraintes totales.

4. Contraintes totales

Des formes plus complexes de la loi de comportement des sols ont été mises au point et sont utilisées pour les études numériques, le plus souvent par la méthode des éléments finis.

Soit un massif de sol fin saturé homogène et isotrope. Si on considère le sol de manière globale (sans distinguer la phase solide et la phase liquide) on peut assimiler le sol à un milieu continu et étudier les contraintes qui s'exercent sur une facette donnée en un point donné de ce massif les contraintes sont alors appelées contraintes totales.

Le tenseur des contraintes ainsi défini ne permet pas d'étudier complètement le comportement du sol (la compressibilité, le cisaillement, ...). En effet les deux phases du sol-grains solides et eau- n'obéissent pas à la même loi de comportement [2].

5. Contraintes réelle (principe de superposition)

Le sol est assimilé à un milieu semi infini élastique à surface horizontale. Le calcul des contraintes dans un massif pesant et chargé est basé sur l'utilisation du principe de superposition. Ce dernier résulte de l'hypothèse sur la loi de comportement du sol élastique linéaire.

La contrainte réelle σ_z s'exerçant à une profondeur z sur une facette horizontale est égale à la somme de la contrainte naturelle (ou géostatique) σ_{v0} due au poids du sol sus-jacent et de la contrainte due au surcharge $\Delta\sigma_z$ (figure I.2) [2]:

$$\sigma_z = \sigma_{v0} + \Delta\sigma_z \quad (I.3)$$

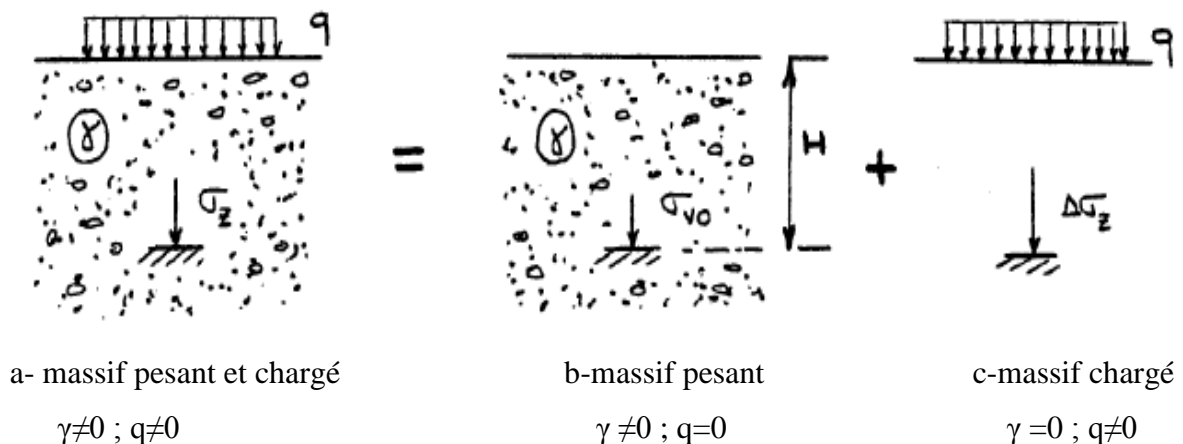


Figure I.2. Principe de superposition [2].

6. Principe de la contrainte effective

Les différentes phases qui forment un sol saturé ou non ne sont pas régies par les mêmes lois. L'étude des phases gazeuse ou liquide relève de la mécanique des fluides ou de l'hydraulique. Pour l'étude de résistance et de déformation de la phase solide, nous utilisons la pression effective. C'est-à-dire, la pression réellement appliquée sur le squelette solide. On considère ainsi que le comportement mécanique du sol ne dépend que des contraintes effectives. Cette notion fut introduite par Terzaghi et est connue sous le nom de postulat de Terzaghi ou principe des contraintes effectives qui est un principe très important en géotechnique [3].

6.1. Loi de Terzaghi

Dans le cas de sols à deux phases solide-gaz ou solide-liquide, on définit la contrainte effective par :

$$\sigma = \sigma' + \mu \quad \tau = \tau' \quad (I.4)$$

Où σ (respectivement τ) est la contrainte totale normale (respectivement tangentielle). σ' (respectivement τ') est la contrainte effective normale (respectivement tangentielle). u est la pression interstitielle du fluide. σ' ne peut être mesurée mais seulement calculée [3].

6.2. Loi de Skempton

Elle analyse les forces de contact entre deux grains solides (Figure. I.3):

$$P = P' + (A - A_c) \mu \quad (I.5)$$

d'où

$$\sigma = \sigma' + (1 - a) \mu, \quad a = A_c / A \quad (I.6)$$

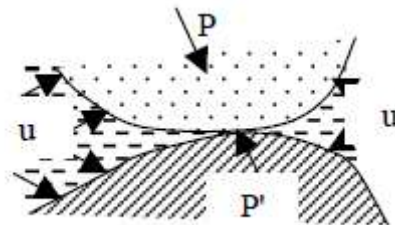


Figure I.3 : Formule de Skempton [3].

On remarque de cette formule que la loi de Terzaghi est le cas limite de la loi de Skempton [3].

6.3. Loi de Bishop

Dans le cas de sol à trois phases solide, liquide et gaz, la formule de Bishop est la plus valable [3]:

$$\sigma = \sigma' + \mu_a - x (\mu_a - \mu_w) \quad (I.7)$$

CHAPITRE I : Les contraintes dans le sol

Dans laquelle μ_a (respectivement μ_w) représente la pression du gaz (respectivement du liquide) ; x est un coefficient empirique qui dépend du degré de saturation : x est nul pour les sols secs et est égal à l'unité pour les sols saturés. Entre ces deux extrémités x est déterminé par expérimentation.

7. Contraintes totales et contraintes effectives

Suivant les circonstances, différents systèmes de contraintes sont utilisés pour l'étude des problèmes de mécanique des sols. Dans les sols saturés, on distingue classiquement [4] :

- les contraintes totales σ ;
- les pressions interstitielles μ ;
- les contraintes effectives $\sigma' = \sigma - \mu$.

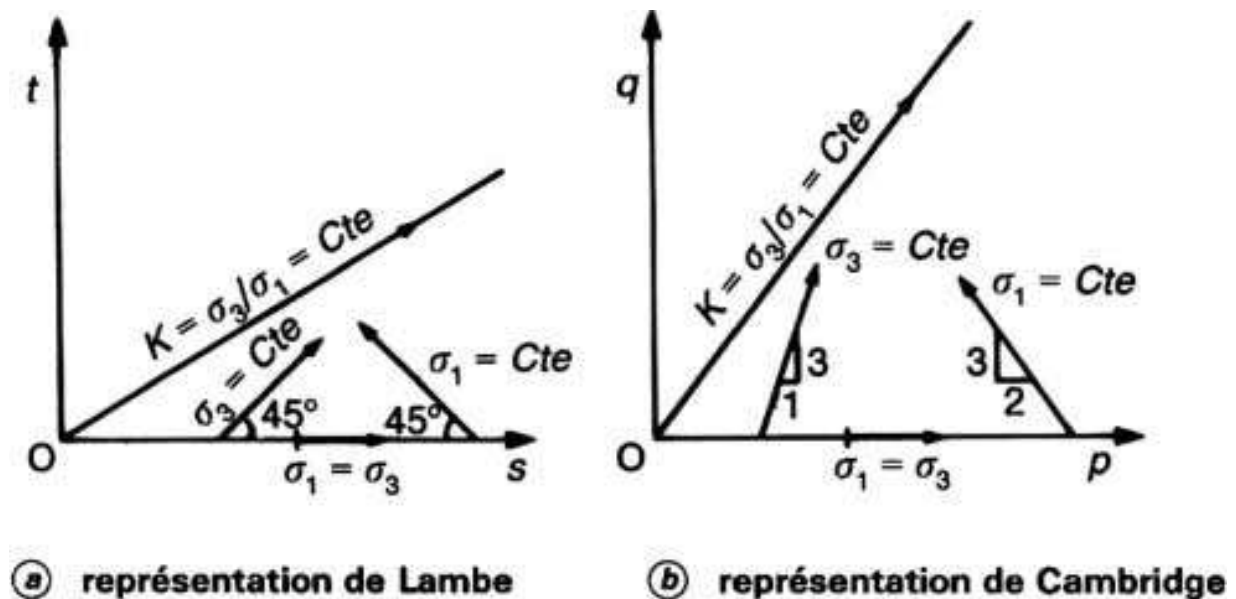


Figure I.4. Les chemins de contraintes dans les représentations de Lambe et de Cambridge [4].

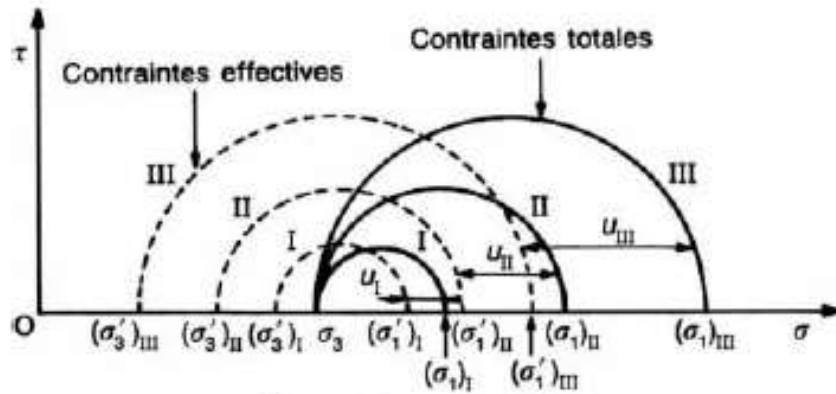
Les définitions données dans les paragraphes précédents peuvent être appliquées aux contraintes totales comme aux contraintes effectives.

CHAPITRE I : Les contraintes dans le sol

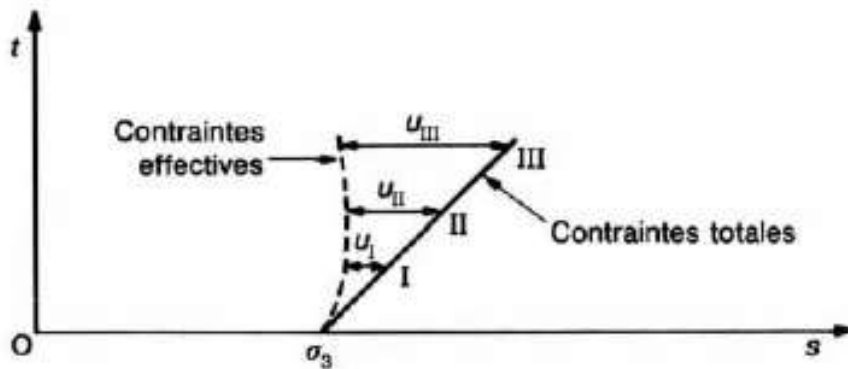
Dans la représentation de Mohr, les cercles de Mohr en contraintes effectives se déduisent des cercles de Mohr en contraintes totales par une translation d'amplitude égale à la pression interstitielle μ , parallèlement à l'axe des contraintes normales (figure. I.5 a). On a en effet:

$$\sigma' = \sigma - \mu$$

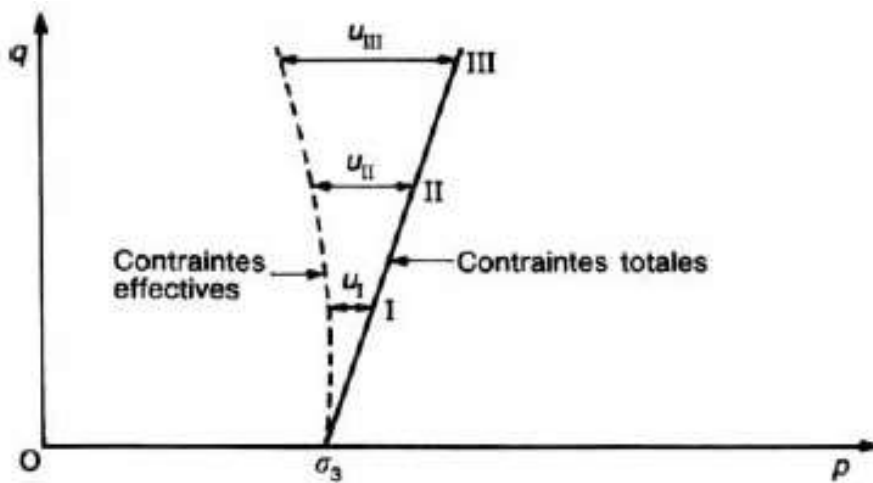
$$\tau' = \tau$$



(a) représentation de Mohr



(b) représentation de Lambe



(c) représentation de Cambridge

Figure I.5. Contraintes totales et contraintes effectives [4].

Dans les représentations de Lambe et de Cambridge, les points et les chemins de contraintes effectives se déduisent.

Egalement des états et chemins de contraintes totales par une translation de u parallèlement à l'axe des s (ou des p). Des exemples de chemins de contraintes totales et effectives sont représentés sur les (figures. I.5 b et c). Ces exemples illustrent l'existence des relations entre les contraintes totales et effectives [4]:

$$s' = s - u \quad (\text{I.8})$$

$$t' = t \quad (\text{I.9})$$

$$p' = p - u \quad (\text{I.10})$$

$$q' = q \quad (\text{I.11})$$

Dans les sols secs, la pression interstitielle n'existe pas et l'on utilise un seul système de contraintes. On peut formellement définir des contraintes effectives identiques aux contraintes totales et une pression interstitielle identiquement nulle.

Dans les sols fins non saturés, l'existence de forces capillaires variables avec le degré de saturation rend inopérante la notion de contrainte effective. En l'absence de modèle mieux adapté, on analyse la résistance au cisaillement en termes de contraintes totales [4].

8. Champ de contrainte

8.1. Postulat d'Euler-Cauchy

Sur toute surface de coupe dans un solide, il existe un champ de **vecteurs** contrainte \mathbf{t} de nature semblable aux tractions de surface, tel que l'ensemble des forces élémentaires de contact $\mathbf{t}dA$ assure la transmission globale des forces s'exerçant entre les deux fragments (Figure I.6). Cette définition exprime le principe des contraintes d'Euler et Cauchy [5].

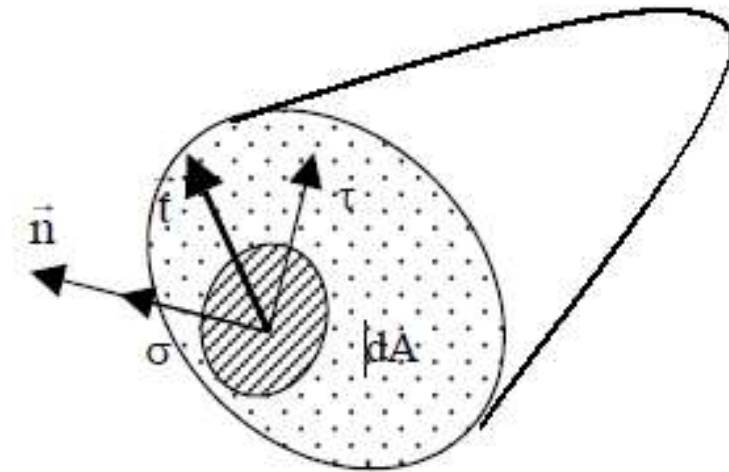


Figure I.6. Vecteur contrainte.

8.2. Vecteur de contrainte

Si \mathbf{n} est la normale unitaire extérieure à la facette élémentaire dA , les composantes de \mathbf{t} sur cette normale, et sur le plan de dA sont dites contraintes normale σ et contrainte tangentielle τ et constituent les composantes du vecteur contrainte dans le repère local propre à la facette. Comme tout autre vecteur, nous pouvons décomposer le vecteur de contrainte dans un repère quelconque dans l'espace [5].

8.3. Tenseur de contrainte

Le vecteur contrainte \mathbf{t} varie certes d'un point à l'autre du corps, mais, en un point donné, il varie également avec l'orientation de dA . On dit que \mathbf{t} est conjugué ou associé à dA ou à \mathbf{n} . Par conséquent, l'état de contrainte en un point d'un corps n'est pas défini par un seul vecteur contrainte. Puisque cet état doit être invariant pour l'observateur, l'état de contrainte n'est pas donc une grandeur vectorielle, mais d'un niveau supérieur. Les formules fondamentales de Cauchy [5]:

$$t_i = \sigma_{ij} n_j \quad (\text{I.12})$$

montrent que l'état de contraintes en un point (c.à.d le vecteur contrainte \mathbf{t} sur une facette d'orientation quelconque \mathbf{n}) est entièrement défini par la connaissance des composantes de vecteurs contrainte agissant sur trois plans deux-à-deux orthogonaux en ce point. On groupe les neuf composantes des trois vecteurs dans une matrice notée σ_{ij} ou σ [5] :

$$\sigma = (\sigma_{ij}) = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & \sigma_{33} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \quad (\text{I.13})$$

9. Relations entre contraintes et déformations

La description du comportement d'un milieu continu sollicité par des forces de volume ou de surface suppose la connaissance :

- de la loi de comportement, qui relie à tout instant t et en tout point du milieu le tenseur des contraintes et celui des déformations ;
- des conditions initiales et aux limites sur les contraintes et les déformations.

Dans le cas des sols, la loi de comportement est particulièrement complexe. Dans les calculs courants, par souci de simplification, on ne cherche pas à déterminer les déformations des sols jusqu'à la rupture, mais on sépare le problème des déformations de celui de la stabilité. Pour les études de stabilité, on recourt au concept de critère de plasticité ou, plus exactement, de rupture, en admettant que les déformations du sol avant la rupture ont un effet négligeable sur les conditions de rupture.

La plupart des méthodes de calcul de stabilité classiques en mécanique des sols reposent sur la théorie de la plasticité. Dans cette théorie, on admet que les déformations restent petites et réversibles tant que l'on reste, dans l'espace des contraintes (espace à six dimensions), à l'intérieur d'un certain domaine. La frontière de ce domaine est appelée frontière (ou surface) d'écoulement. Dès que l'état de contraintes en un point du milieu atteint cette frontière, des déformations plastiques irréversibles apparaissent. L'équation de la frontière d'écoulement dans l'espace des contraintes est appelée critère d'écoulement ou critère de plasticité. Sa forme générale est :

$$G(\sigma_{ij}, \varepsilon_{ij}, \dot{\varepsilon}_{ij}, t, \dots) = 0 \quad (\text{I.14})$$

car elle peut dépendre des déformations ε_{ij} , des vitesses de déformation $\dot{\varepsilon}_{ij}$, du temps t , etc.

Les formes les plus simples utilisées en pratique supposent que, seules interviennent les contraintes principales, et parfois même seulement certaines d'entre elles [4].

10. Tassement et consolidation

10.1. Définition

Le tassement est par définition la variation de hauteur d'une couche de sol sous l'effet d'une charge. La consolidation est l'évolution du tassement dans le temps.

Le tassement est le déplacement en surface résultant de la déformation dans les différentes couches du sol. Le tassement est dû à [6]:

- la compression du squelette solide ;
- la compression de l'eau et l'air contenus dans les vides du sol ;
- le départ d'eau et d'air des pores qui s'accompagne d'un réarrangement des grains du sol et d'une diminution de l'indice des vides.

Classiquement, on décompose le tassement en trois termes :

- le tassement initial instantané, sans expulsion d'eau, qui a lieu au moment de l'application des surcharges ;
- le tassement dû à la consolidation primaire (sans déformation latérale) qui correspond au départ d'eau du sol ;
- le tassement dû à la compression secondaire, plus complexe, plus lent et généralement de plus faible intensité. Ce tassement a lieu alors qu'il n'existe plus de surpressions interstitielles.

10.2 Tassement instantané

Le tassement instantané se produit avant toute évacuation de l'eau interstitielle. Il est prépondérant pour des sols non saturés et les sols grenus. Il correspond à la déformation "élastique" du squelette solide du sol sous l'action de surcharges : la surcharge est transmise aux grains qui se déforment "instantanément". L'expression de ce tassement est donc basée sur le comportement élastique parfait du sol ; elle dérive de l'évaluation de la déformation d'une colonne sous une charge axiale q [6]:

$$S_i = \frac{qB}{E} (1 - \nu^2) I \quad (\text{I.15})$$

Où :

q : pression de chargement sur la surface libre du milieu ;

B : largeur (ou diamètre) de la semelle ;

E : module d'Young du matériau mesuré pendant un essai de compression simple ou triaxial non drainé

μ : coefficient de Poisson (0,5 si la déformation se fait à volume constant, comme c'est le cas pour les argiles saturées) ;

I : coefficient d'influence dépendant de la surface chargée, du point à l'aplomb duquel on se situe et de la flexibilité de la semelle.

10.3. Tassement de consolidation primaire [6]

La consolidation primaire correspond au départ d'eau du sol sous l'action de surcharges. On utilise souvent l'analogie mécanique suivante pour représenter le phénomène : le sol est schématisé par un cylindre rempli d'eau et muni d'un piston et d'un ressort. Le ressort symbolise le squelette du sol et l'eau du cylindre, l'eau interstitielle (figure I.7).

Si on applique une surcharge $\Delta\sigma$ au piston (sol), dans un premier temps le piston ne bouge pas, la surcharge est reprise par l'eau ; la pression de l'eau augmente (on peut s'en rendre compte en mesurant la pression de l'eau dans le sol). S'il y a un drainage (schématisé par un petit trou dans le piston) l'eau peut s'écouler et la pression de l'eau dans le cylindre va progressivement se dissiper, le piston s'enfonce.

Parallèlement au départ d'eau le ressort (squelette du sol) va donc reprendre la surcharge, ce qui a pour effet de le déformer. Quand la pression de l'eau redevient la pression initiale (nulle en surface), le ressort a repris entièrement la surcharge et s'est déformé d'une valeur fonction de sa raideur. La dimension du trou dans le piston symbolise la perméabilité du terrain. Plus le trou sera important (forte perméabilité); plus la consolidation s'effectuera rapidement [6].

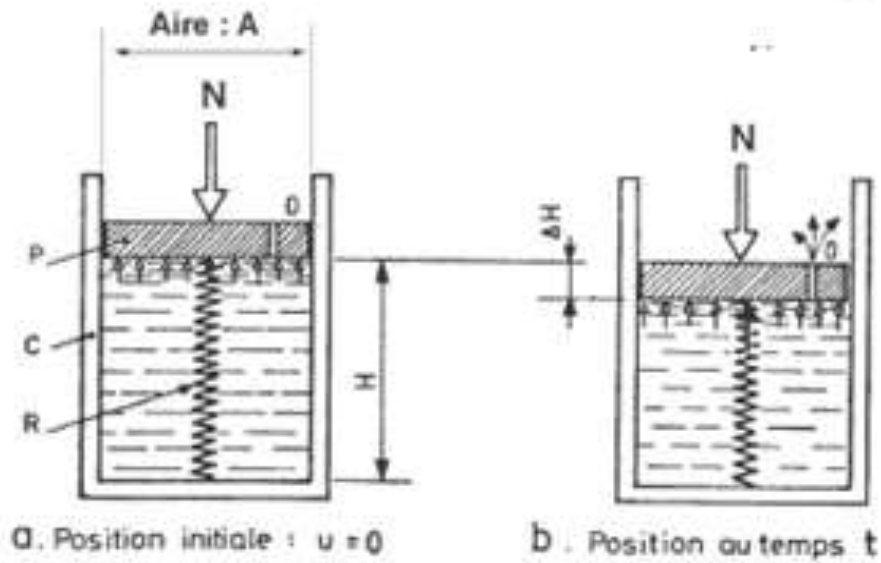


Figure I.7. Modèle rhéologique de la consolidation [6].

11. Les types des tassements

11.1. Tassements uniformes

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

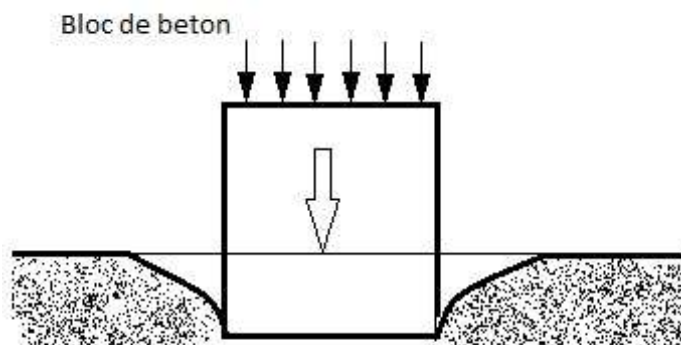


Figure I.8. Tassement uniforme [6].

11.2. Tassements différentiels

Un tassement différentiel est un mouvement d'enfoncement du sol qui n'est pas uniforme. Il peut de ce fait provoquer des dislocations des maçonneries comme l'apparition de fissures. 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].

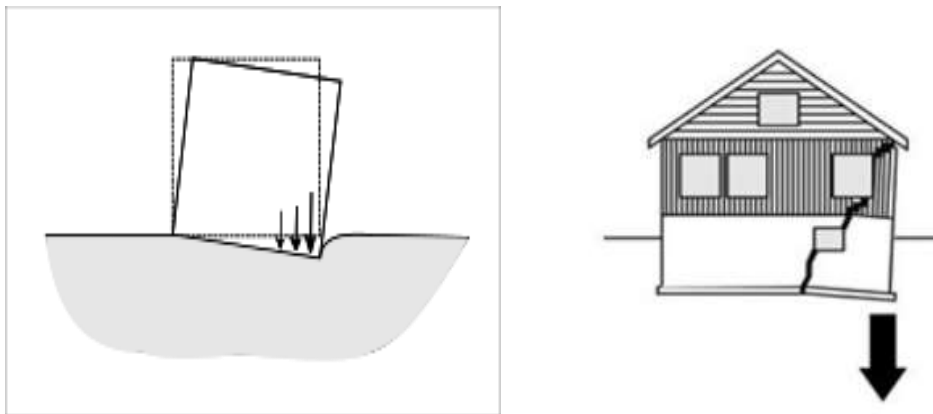


Figure I.9 . Tassement différentiel [6].

12. Tassement admissible

L'amplitude des tassements absolus n'est en générale pas préjudiciable aux structures elles-mêmes, mais elle provoque des désagréments voir des problèmes aux éléments de jonction entre les bâtiments notamment pour les canalisations (d'eau, de gaz, des égouts) .les tassements d'ensemble peuvent parfois être importants sans provoqué des dégâts majeurs. Les tassements différentiels et absolus sont considérés comme admissibles lorsqu'ils peuvent être absorbés sans inconvénients par la structure, leur valeur dépend donc de la raideur de l'ouvrage, de son matériau et de son matériau de construction [7].

13. Conclusion

En mécanique des sols, pour déterminer l'état de contraintes autour d'un point M dans le sol, il suffit de connaître les composantes des forces s'exerçant sur les faces d'un parallépipède centré autour du point M et dont les arêtes sont parallèles aux axes Ox , Oy , Oz .

Toute charge appliquée à la surface d'un sol engendre à l'intérieure de celui-ci un accroissement de contrainte. Cet accroissement devient de plus en plus faible au fur et à mesure que la profondeur augmente.



Chapitre II

L'eau dans le sol

1. Introduction

Du point de vue géotechnique, on définit un sol comme faisant partie des roches meubles d'une formation géologique superficielle résultant de l'altération des roches de l'écorce terrestre.

La présence de l'eau dans le sol joue un rôle très important, on s'intéresse à l'eau libre qui peut circuler entre les grains, cette eau saturant un massif de terrain construit une nappe souterraine, le plus souvent à surface libre ou parfois localisée entre deux formations imperméables c'est la nappe captive.

Une fois reconnue la présence d'eau dans un terrain, il faudra s'attacher aux problèmes qu'elle pose et qui se ramènent pratiquement tous, soit à son élimination (épuisement de fouille), soit à une réduction de sa charge (drainage).

2. Définition des sols

Dans les études géotechniques les matériaux existant à la surface de l'écorce terrestre sont classés en deux grandes catégories [8]:

- les roches: agglomérat des grains minéraux liés par des forces de cohésion fortes et permanentes, même après immersion prolongée dans l'eau (Mécanique des roches);
- les sols: agrégats de grains minéraux pouvant être éparés sous l'effet d'actions mécaniques relativement faibles (Mécanique des sols).

Les matériaux de transition entre sols et roches sont nommés SIRT (sols indurés et roches tendres).

On notera que le géologue appelle sols tous les matériaux se trouvant à la surface de l'écorce terrestre. Les sols sont des matériaux meubles, poreux hétérogènes et souvent anisotropes. Les matériaux, minéraux ou organiques, sont généralement à l'état de grains ou de particules dont les formes et les dimensions sont essentiellement variables [8].

CHAPITRE II : L'eau dans le sol

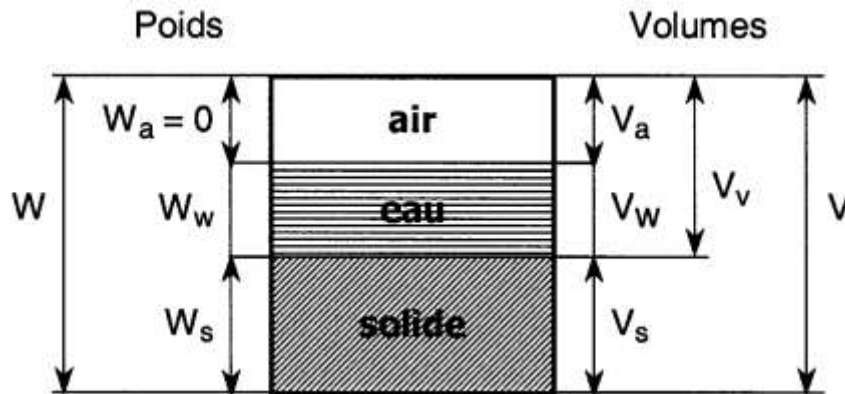
2.1. Eléments constitutifs d'un sol

Un sol est un mélange [8] :

- D'éléments solides** : Provenant de la désagrégation mécanique et/ou chimique d'une roche mère. On distingue les minéraux non argileux ($\varnothing > 2\text{mm}$ et ayant le même comportement que la roche mère : sols pulvérulent, les minéraux argileux (kaolinite, illite et montmorillonite) et les sols organiques (vases et tourbes).
- D'eau** : Existe sous plusieurs formes (eau de constitution, inter feuillet, liée et libre).
- De gaz** : Contenu dans les vides, c'est l'air pour un sol sec ou mélange d'air et de vapeur d'eau pour un sol humide.

2.2. Modèle élémentaire d'un sol [8]

Un sol étant composé de grains solides, d'eau et d'air, on peut rassembler chaque phase en un volume partiel unique de section unit. Les notations suivantes sont utilisées (figure II.1):



V_a : volume de l'air.

V_s : volume des grains solides.

$V = V_v + V_s$: volume total du sol

W_s : poids des grains solides

V_w : volume de l'eau.

$V_v = V_a + V_w$: volume des vides.

W_w : poids de l'eau

$W = W_w + W_s$: poids total

Figure II.1. Schéma d'un volume élémentaire de sol ;
Poids et volumes des différentes phases [8].

3. Les types d'eau dans le sol

L'eau qui se trouve dans les sols est soumise à plusieurs forces. Les molécules d'eau subissent d'abord une attraction réciproque constituant la cohésion de l'eau, et leur permettant de rester groupées entre elles.

Mais elles subissent aussi une attraction moléculaire de la part des substances étrangères au contact desquelles elles se trouvent, cette cohésion fixe la molécule d'eau aux parois.

L'eau dans le sol est soumise à l'influence de la pesanteur qui, suivant la grandeur des forces qui lui sont opposées par les attractions moléculaires, permettra ou ne permettra pas à l'eau de se mouvoir.

En fin, la tension de vapeur d'eau de l'atmosphère surmontant l'eau, provoquera des mouvements d'eau soit par évaporation, soit par condensation. Ainsi il y a lieu de distinguer différentes catégories d'eau dans un sol [9].

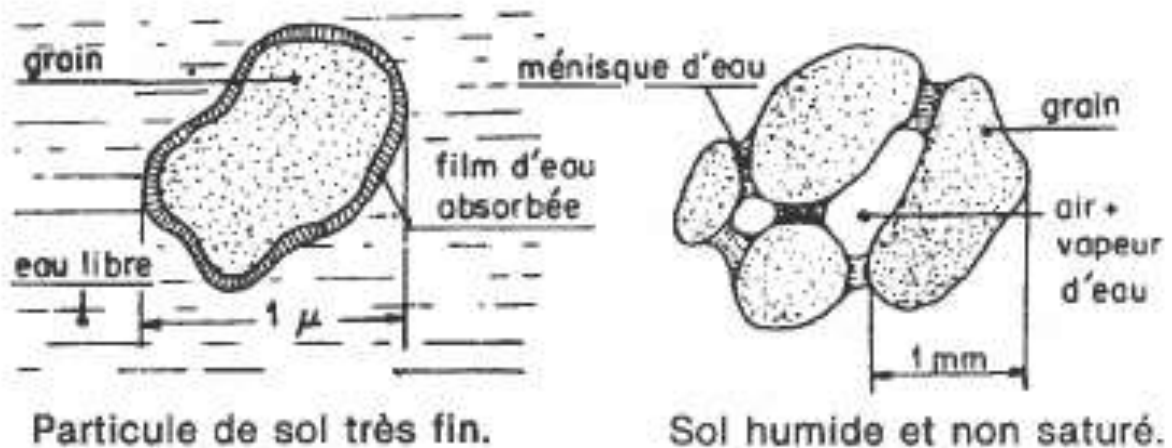


Figure II.2 : Particule de sol très fin et sol humide et non saturé [9].

3.1. L'eau de constitution

Qui fait partie de la constitution chimique des masses minérales présentes dans la phase solide du sol [9].

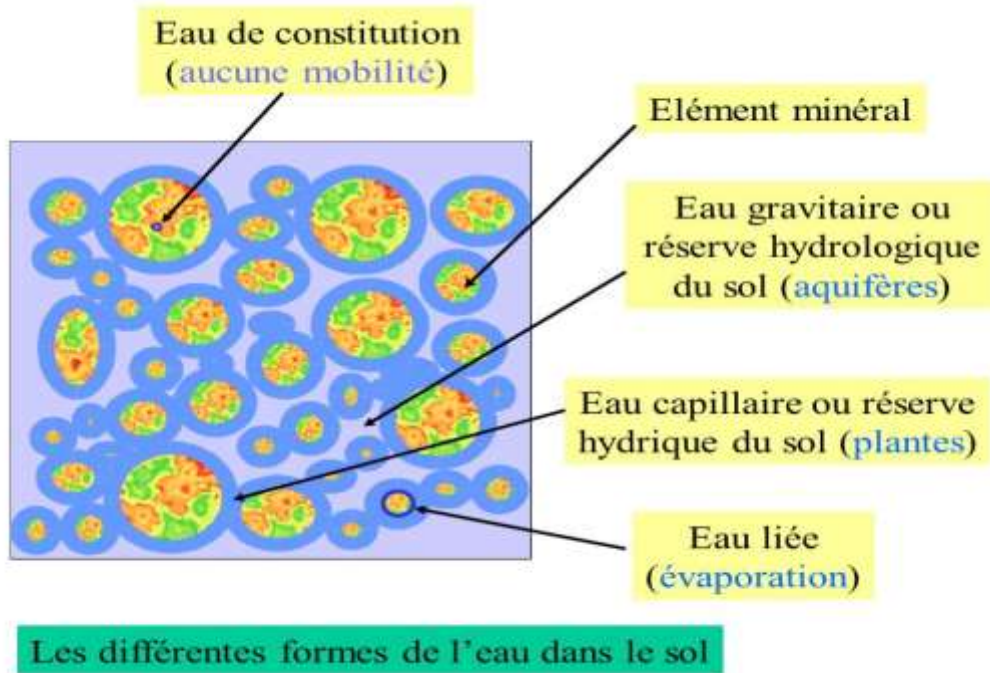


Figure II.3. Les différentes formes de l'eau dans le sol.

3.2. L'eau en phase vapeur

D'une manière générale un sol non saturé a l'atmosphère de ses pores saturés en vapeur sauf si une circulation importante d'air est possible [9].

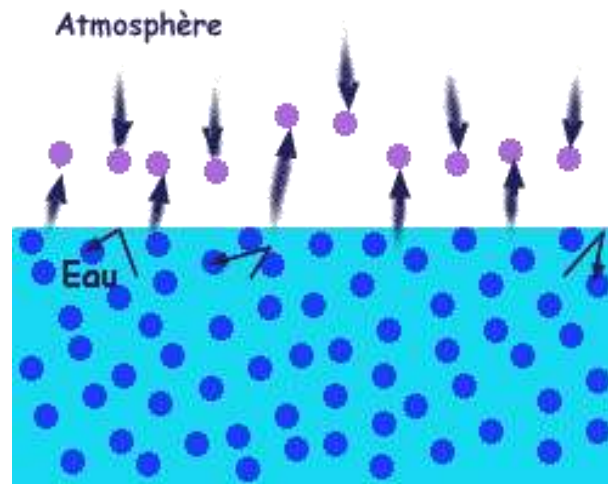


Figure II.4. Vapeur.

3.3. L'eau hygroscopique

C'est de l'eau adhérant fortement par adsorption à la surface des particules du sol, elle est maintenue à la surface des particules par des forces d'attraction moléculaire. Elle provient de l'humidité de l'atmosphère en contact avec les particules et forme autour d'elles une pellicule adhésive dont l'épaisseur varie suivant la nature et la surface spécifique du minéral d'une part, la tension de vapeur d'autre part [9].

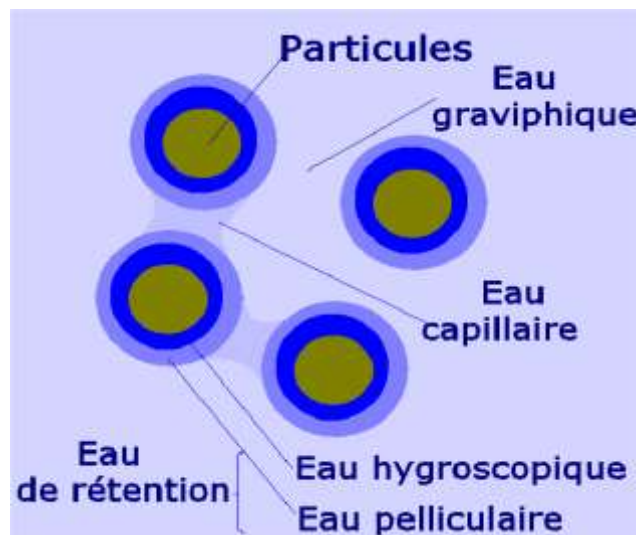


Figure II.5. Les différentes eaux qui se trouvent dans le sol.

3.4. L'eau pelliculaire

Entoure les particules de sol et leur eau hygroscopique. Elle est soumise à des forces d'attraction moléculaires de la part de la couche d'eau hygroscopique qui diminuent rapidement quand on s'éloigne de la particule. Le jeu des forces moléculaires entre particules voisines peut permettre à cette eau de se déplacer sous forme liquide.

Les eaux hygroscopique et pelliculaire sont en quelque sorte une eau liée dont les propriétés physiques sont bien différentes de celles de l'eau libre à la même température.

Elle a une forte viscosité, ne transmet pas les pressions hydrostatiques et ne se déplace pas sous l'effet de la pesanteur. Ses propriétés sont, de plus, fortement influencées par les cations présents dans l'eau libre et qui, attirés par l'eau liée, pénètrent en elle, et forment le complexe d'adsorption dont l'étude est fort instructive pour expliquer le comportement des sols argileux. On estime souvent à $0,1 \mu$ la distance à la surface de la particule à partir de laquelle les forces d'attraction moléculaire deviennent négligeables, la fraction hygroscopique ne peut être extraite que par un vide poussé ou par dessiccation. La fraction pelliculaire peut être extraite par centrifugation poussée [9].

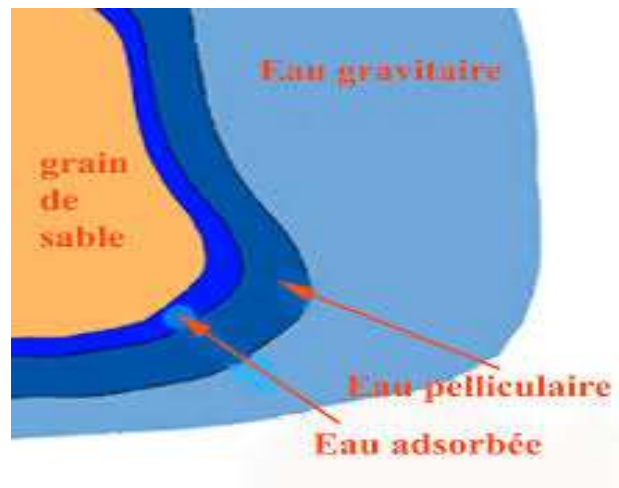


Figure II.6. Les différentes eaux qui se trouvent autour d'un grain de sable.

CHAPITRE II : L'eau dans le sol

Alors que la teneur en eau hygroscopique est très faible (de l'ordre de 0,2 à 0,5 %) pour des sables, elle peut atteindre pour les argiles, ayant une forte surface spécifique, de 15 à 20 %.

De même la teneur en eau pelliculaire des sables ne sera que de quelques pourcents, alors que celle des argiles peut atteindre 40 à 45 % [9].

3.5. L'eau capillaire

Elle est retenue dans les pores du sol par les forces de capillarité dues à la tension superficielle qui se développe à l'interface eau-air. Elle est soumise à l'action de la pesanteur et elle transmet les pressions [9].

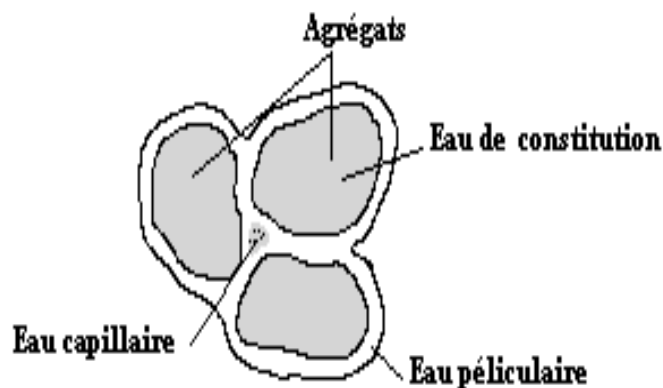


Figure II.7. Les constituants d'un grain du sol [9].

3.6. L'eau libre ou gravifique

C'est celle qui obéit uniquement à la pesanteur, s'écoule dans le sol et peut être extraite par des techniques simples. Elle transmet la pression hydrostatique, et sous l'action de différences de pression, elle peut circuler librement [9].

4. Nappes souterraines

Lorsque les sols sont saturés, que l'eau est libre de circuler et qu'un gradient hydraulique apparaît, on parle alors de nappe souterraine (figure II.8) [10]:

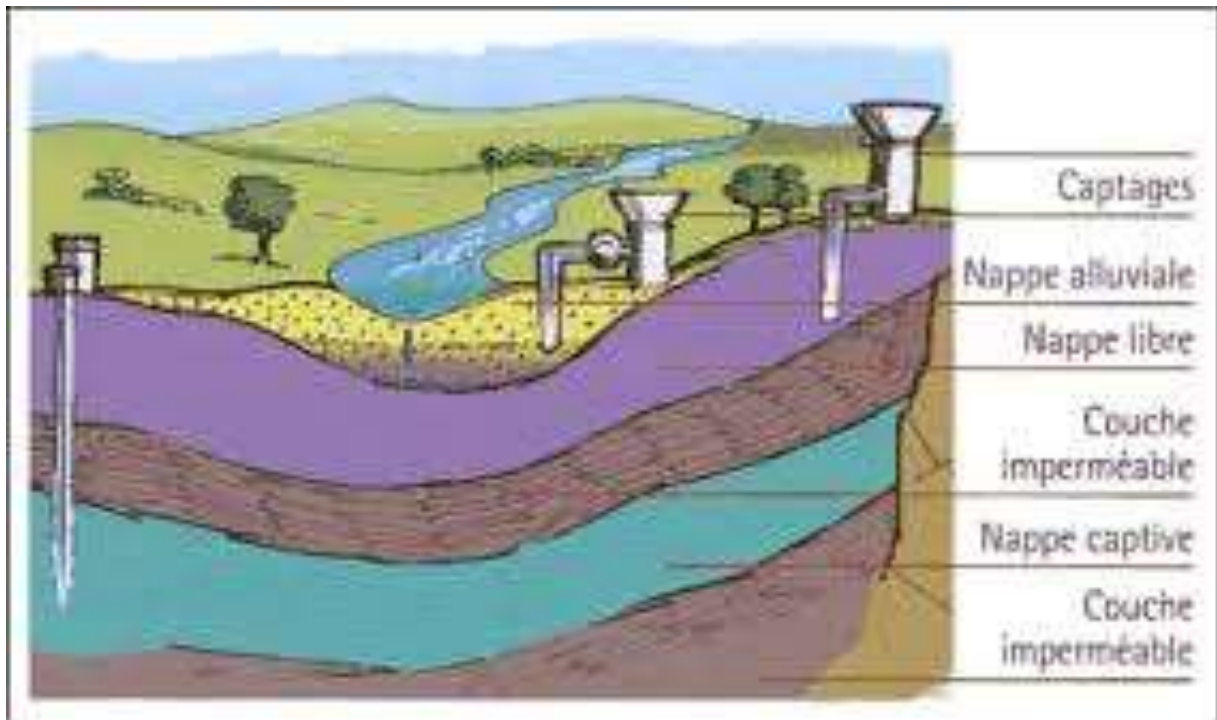


Figure II.8 : Les différentes nappes [10].

4.1. Nappe alluviale

Les nappes alluviales sont des nappes qui circulent dans les sédiments des rivières, c'est une masse d'eau se trouvant dans des terrains alluvionnaires. Elles se trouvent à faible profondeur et sont donc relativement faciles d'accès pour des prélèvements d'eau.

4.2. Nappe phréatique

Nappe phréatique est une nappe d'eau que l'on rencontre à faible profondeur. Elle alimente traditionnellement les puits et les sources en eau potable. C'est la nappe la plus exposée à la pollution en provenance de la surface.

Par nappe, on entend la partie saturée en eau du sol, c'est-à-dire celle où les interstices entre les grains solides sont entièrement remplis d'eau, ce qui permet à celle-ci de s'écouler.

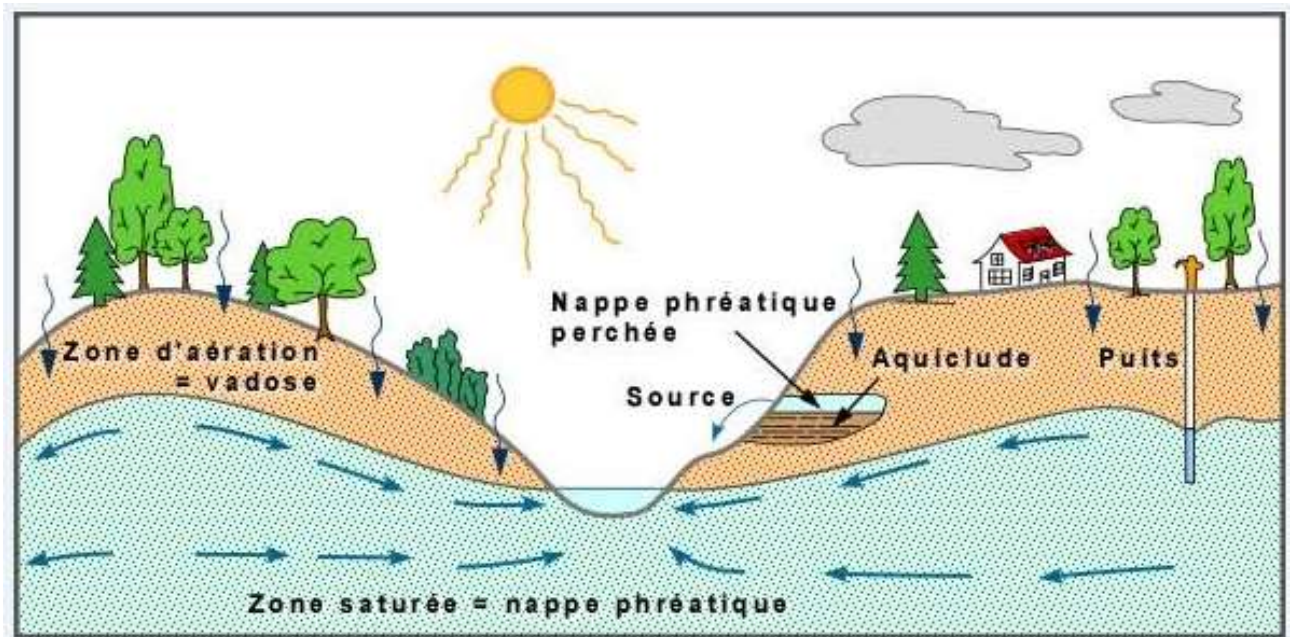


Figure II.9. Nappe phréatique [10].

4.3. Nappe libre

Nappe en contact direct avec l'atmosphère, via une zone non saturée en eau.

4.4. Nappe fossile

C'est une nappe qui ne se renouvelle plus, depuis un temps plus ou moins long (jusque plusieurs milliers d'années). Ces nappes sont exploitées dans les milieux désertiques. Dans ce type de cas, elles sont vouées à un épuisement inévitable.

4.5. Nappe captive

Une nappe captive est une nappe généralement profonde et située entre deux couches imperméables. Elle est entièrement saturée d'eau sous pression. Elle jaillit lorsque l'on fait un forage et c'est ce qu'on appelle un puits artésien.

5. Hydraulique des sols

L'eau dans le sol peut se présenter sous plusieurs formes différentes [10]:

- Eau de constitution: c'est l'eau de cristallisation Exemple : gypse ($\text{SO}_4\text{Ca}, 2\text{H}_2\text{O}$, ou encore appelé plâtre);
- Eau adsorbée: c'est l'eau de mouillage des grains solides. Elle est fixée à la surface de ceux-ci en formant un film mince;
- Eau libre: contrairement aux cas précédents, pour lesquels l'eau est solidaire des grains solides, l'eau libre remplit les interstices formés par les grains solides et peut y circuler.

5.1. L'hydraulique des sols concerne exclusivement

- L'eau libre des sols;
- Son écoulement en régime permanent;
- Et en supposant que le sol est complètement saturé.

Par ailleurs, pour étudier l'écoulement de l'eau dans les sols, nous admettrons les hypothèses suivantes [10]:

- a) L'eau interstitielle est incompressible ; il en est de même pour les grains solides,
- b) La masse d'eau interstitielle se conserve,

En effet si l'on considère un volume V de sol saturé, la quantité d'eau V_1 qui rentre dans ce volume en un instant donné est égale au volume V_2 qui en sort, si bien qu'à tout instant le volume d'eau contenu dans le sol est le même.

-C'est-à-dire : $V_1=V_2$.

- c) Les contraintes totales δ et effectives δ' ainsi que la pression de l'eau (u) restent liées par la relation de TERZAGHI : $\delta = \delta' + u$ et $\tau = \tau'$ (II.1)

5.2. Vitesse de l'eau dans le sol

Soit Q le débit à travers S . la vitesse apparente v de l'eau est par définition [10]:

$$V = \frac{Q}{S} \quad (\text{II.2})$$

Cette définition bien que la plus utilisée, donne une vitesse fictive car en réalité l'eau ne circule que dans les pores de surface $n.S$ (n étant la porosité du sol) d'une part et d'autre part, les trajectoires sont vraisemblablement tortueuses. On définit la vitesse moyenne v' par le rapport [10]:

$$V' = \frac{Q}{nS} \quad (\text{II.3})$$

5.3. Charge hydraulique

En hydrodynamique, on appelle charge hydraulique en un point M la quantité [10]:

$$h_M = \frac{U_M}{\gamma_W} + Z_M + \frac{v^2}{2g} \quad (\text{II.4})$$

- La charge h_M s'exprime en m.

- Dans les sols les vitesses d'écoulement sont si faibles (10 cm/s grand maxi) que l'on peut

négliger la quantité $\frac{v^2}{2g}$. La charge hydraulique s'écrit alors [10]:

$$h_M = \frac{U_M}{\gamma_W} + Z_M \quad (\text{II.5})$$

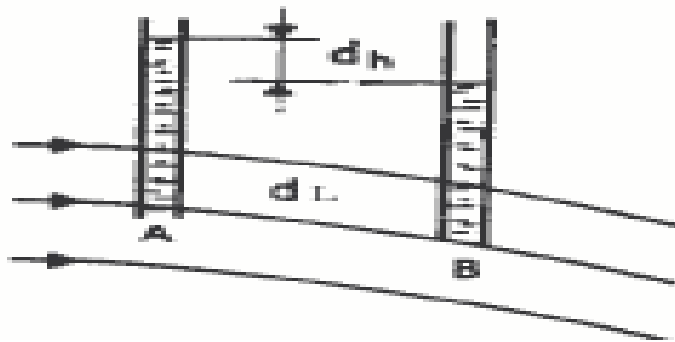


Figure II.10. Définition du gradient hydraulique [10]

5.4. Gradient hydraulique

On définit le gradient hydraulique i entre deux points A et B par le rapport [10]:

$$i = \frac{h_A - h_B}{L} \quad (\text{II.6})$$

Si A est voisin de B:

$$i = - \frac{dh}{dL} \quad (\text{II.7})$$

5.5. Loi de DARCY

La loi de DARCY est la loi fondamentale de l'hydraulique des sols. La loi fondamentale de DARCY publiée en 1856 exprime la proportionnalité entre la vitesse d'écoulement et le gradient hydraulique (figure II.11). C'est une loi expérimentale [10]:

$$\vec{V} = K\vec{i}$$

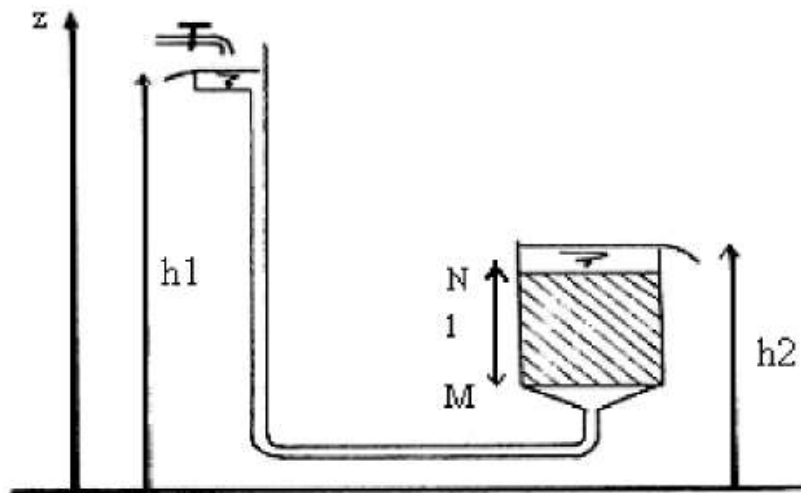


Figure II.11. Principe de Darcy [10].

5.6. Perméabilité du sol

5.6.1. Coefficient de perméabilité

Etudions l'écoulement de l'eau dans un tube horizontal comprenant un échantillon de sol AB (figure II.12). L'expérience montre que le débit Q d'eau qui passe à travers cet échantillon peut être donné par une formule de la forme :

$$Q = K.S. \frac{h_1 - h_2}{L} = K.S. \frac{\Delta h}{L} \quad (\text{II.8})$$

Avec:

S: section de l'échantillon;

L: sa longueur;

h_1, h_2 : niveaux piézométrique respectivement en A et B;

Δh : différence piézométrique ou perte de charge piézométrique à travers l'échantillon,

K: coefficient de proportionnalité qui dépend de la nature du sol et qu'on désigne par: **coefficient de perméabilité**.

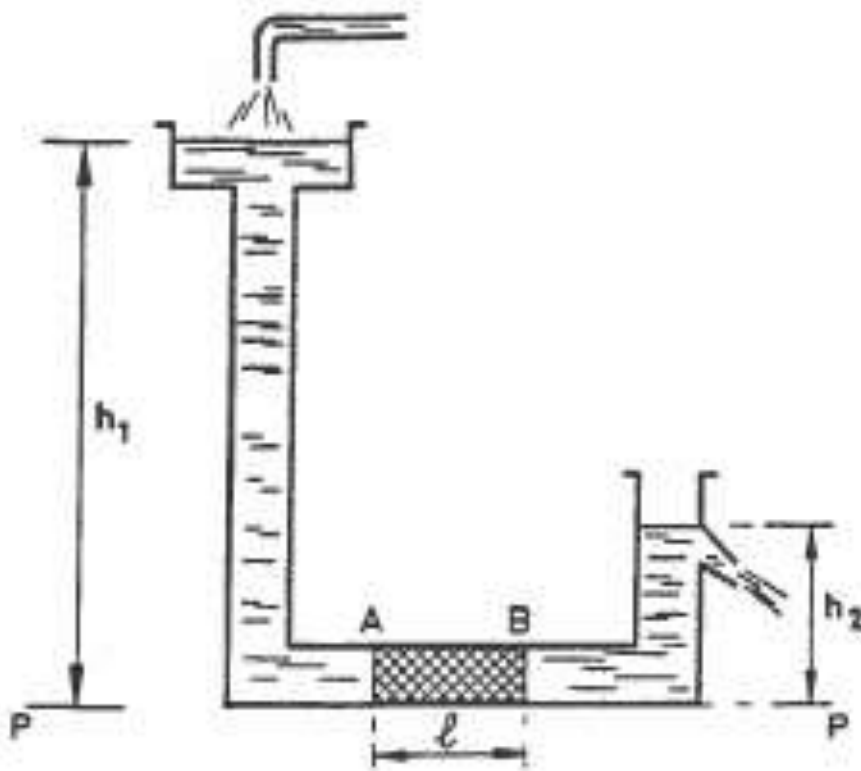


Figure II.12. Ecoulement de l'eau à travers l'échantillon AB [10].

5.6.2. Détermination du coefficient de perméabilité K au laboratoire

Divers procédés sont utilisés pour déterminer la perméabilité d'un sol. Le plus simple est l'utilisation d'un perméamètre [10]:

a. Perméamètre à charge constante

L'échantillon E est placé entre deux pierres poreuses P. Le récipient R est maintenu toujours plein (figure II.13). La mesure du volume d'eau Q qui traverse l'échantillon d'épaisseur pendant un temps T permet d'avoir la valeur de K.

En effet, on tire de l'équation (II.8):

$$Q = \frac{V}{T} = K.S. \frac{\Delta h}{L} \quad \text{d'où :} \quad K = \frac{L}{S.\Delta h} \cdot \frac{V}{T} \quad (\text{II.9})$$

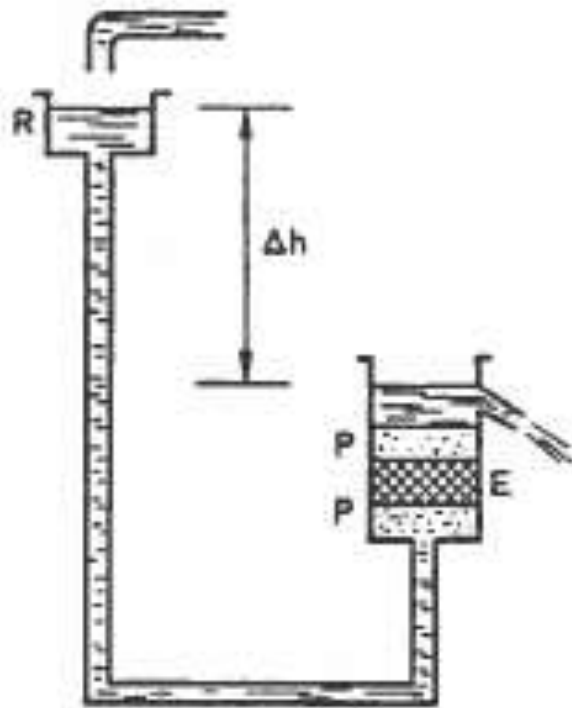


Figure II.13. Perméamètre à charge constante [10].

La valeur du coefficient de perméabilité K dépend de nombreux facteurs. On peut citer notamment [10]:

- La granulométrie,
- La forme des grains,

CHAPITRE II : L'eau dans le sol

- L'enchevêtrement des grains et la compacité du milieu.

Le tableau ci-après donne quelques caractéristiques correspondant à diverses valeurs de K (tableau II.1).

Tableau II.1. Caractéristiques correspondant à diverses valeurs de K [10].

k (cm/s)	10	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
Drainage	Bon					Mauvais			Pratiquement imperméable		
Type de sol	Gravillon		Sable		Silt et mélange Sable et argile				Argiles		
Travaux Génie Civil	Zones perméables				Zones imperméables						

b. Perméamètre à charge variable

Le tube (1) (figure II.14) est rempli d'eau.

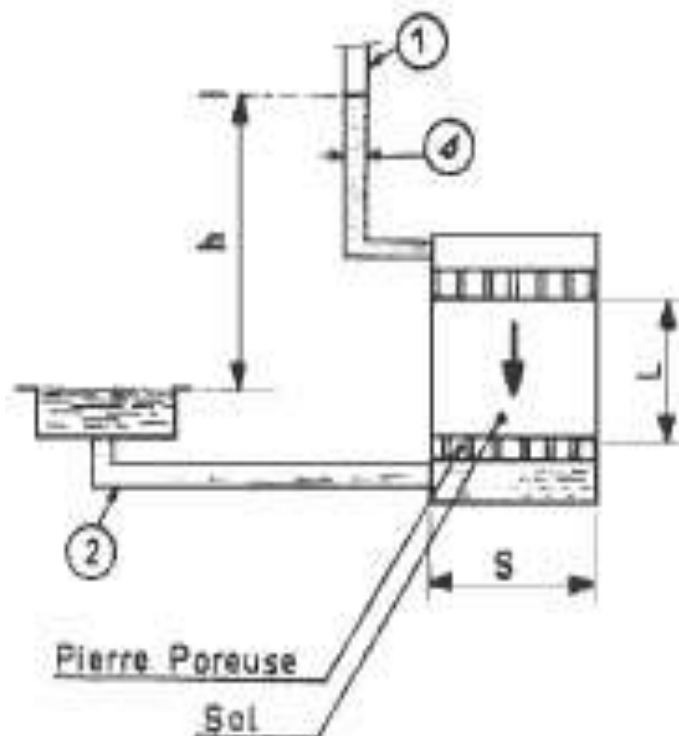


Figure II.14. Perméamètre à charge variable

A l'instant $t = t_1$ la hauteur de l'eau dans le récipient est h_1 ;

A l'instant $t = t_2$ la hauteur devient h_2 On démontre dans ce cas que la perméabilité de l'échantillon est donnée par la relation [10]:

$$K = 2,3 \cdot \frac{d}{D} \cdot \frac{l}{(t_2 - t_1)} \cdot \log\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \quad (\text{II.10})$$

où:

d : est le diamètre de la section (1)

D : est le diamètre de l'échantillon de sol.

c. Mesure in situ

Les mesures de perméabilité au laboratoire ont l'inconvénient d'opérer sur des échantillons trop petits pour fournir une représentation valable de la perméabilité d'un sol, par suite des hétérogénéités locales.

Les perméabilités mesurées en laboratoire sont toujours plus faibles que celles mesurée in situ.

Il existe plusieurs méthodes de mesure de perméabilité in situ, parmi lesquels les essais Dupuit et Lefranc qui seront examinés plus loin [10].

6. Les essais hydrauliques

Parmi les constituants du sous-sol, l'eau est certainement l'élément dont le technicien a cherché le plus précocement à détecter la présence et comprendre le comportement. La résolution de nombreux problèmes d'hydraulique des sols implique la connaissance du coefficient de perméabilité. La mesure du coefficient de perméabilité effectuée au laboratoire est rarement satisfaisante, l'hétérogénéité du sol en place est le plus souvent, telle que l'on peut attribuer à une couche donnée le coefficient de perméabilité mesuré sur une éprouvette ayant, au plus, un volume de quelques centaines de centimètres cubes. Il est donc nécessaire de procéder à des essais en place intéressant un volume suffisant pour tenir compte de l'hétérogénéité du sol [11].

Les principaux essais de perméabilité en place sont [11]:

- L'essai de pompage.
- L'essai Lefranc.
- L'essai Lugeon.

6.1. La mesure des perméabilités en milieux poreux

6.1.1. L'essai de Pompage

Essai en place destiné à déterminer les caractéristiques hydrauliques d'un terrain. Il consiste à abaisser par pompage la surface piézométrique de la nappe et à mesurer, en fonction du temps, les variations du niveau de cette surface sous un débit de pompage donné [11].

Le pompage est effectué dans un puits et l'évolution dans le temps de la surface piézométrique est suivie au moyen de piézomètres implantés aux alentours du puits [11].

L'essai permet [11]:

- de déterminer la transmissivité et le facteur d'emmagasinement ;
- d'estimer le rayon d'action du pompage et de calculer le coefficient de perméabilité de la couche lorsque l'aquifère est connu.

Le pompage dans un aquifère selon un mode opératoire rationnel permet d'en calculer la perméabilité. Ce type d'essai dure longtemps et réclame généralement une préparation importante (forage et tubage du puits, pose de piézomètres au voisinage). Il est surtout mis en œuvre en vue de l'exploitation des nappes [11].

L'exécution d'un essai de pompage n'intervient qu'une fois connues la nature et la géométrie de l'ouvrage ainsi qu'à la suite d'une étude préliminaire du site qui apporte les informations suivantes [11]:

- coupe géologique ;
- nature et caractéristiques d'identification des différentes couches rencontrées ;
- régime hydrogéologique.

a. Domaine d'application

L'essai de pompage est réalisé dans un terrain aquifère dont la perméabilité est telle que le pompage provoque, en quelques heures, un rabattement de la surface piézométrique [12].

Son domaine est [12]:

- les sols grenus ;
- les sols fins ou rocheux traversés par un réseau de discontinuités

b. Principe de l'essai

L'essai consiste [12]:

- à rabattre, par pompage dans un puits filtrant, la surface piézométrique d'une nappe ;
- à mesurer en fonction du temps, pendant et après le pompage, le débit pompé ainsi que le niveau d'eau dans le puits et dans les piézomètres.

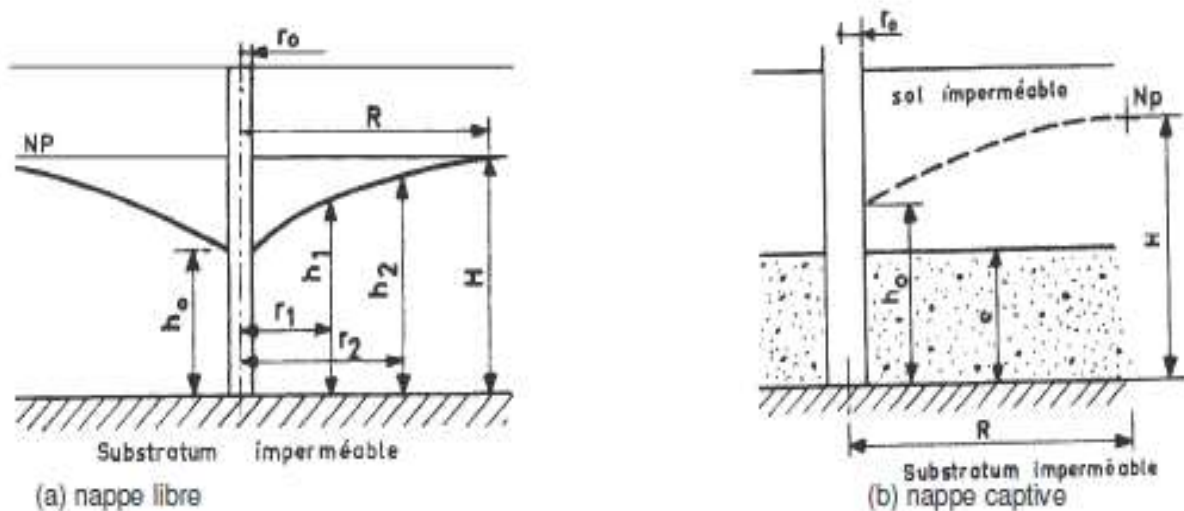


Figure II.15. Essai de pompage [11].

La surface libre de la nappe présente une dépression en forme d'entonnoir centré sur le puits et qui s'étend jusqu'à la limite du massif. Lorsqu'un régime permanent s'établit, le débit pompé est donné par la relation [12]:

$$Q = \pi \cdot K \cdot \frac{H^2 - h^2}{\ln\left(\frac{R}{r}\right)} = 1,365 \cdot K \cdot \frac{H^2 - h^2}{\ln\left(\frac{R}{r}\right)} \quad (\text{II.11}) \quad \text{Pour une nappe libre.}$$

$$Q = 2\pi \cdot K \cdot e \cdot \frac{H-h}{\ln\left(\frac{R}{r}\right)} = 2,73 \cdot K \cdot e \cdot \frac{H-h}{\ln\left(\frac{R}{r}\right)} \quad (\text{II.12}) \quad \text{Pour une nappe captive.}$$

c. Rayon d'action et mesure du coefficient de perméabilité k in situ

On appelle rayon d'action R la distance à laquelle le pompage cesse de se faire sentir. La détermination du rayon d'action n'est pas facile. On admet toutefois que [1]:

$$100 \cdot r < R < 300 \cdot r \quad (\text{II.13})$$

On peut aussi recourir à la formule empirique proposée par Sichard [1] :

$$R = 3000 \cdot (H - h) \cdot \sqrt{K} \quad (\text{II.14})$$

Avec :

k en m/s, (H - h) et R s'exprimant en mètre.

Pour mesurer k de façon pratique, on détermine la forme exacte de la courbe (dépression) au moyen de piézomètres disposés autour du puits (huit au moins) et l'on ajuste les résultats expérimentaux avec la formule :

$$K = \frac{Q}{\pi} \cdot \frac{\ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{(h_2^2 - h_1^2)} \quad (\text{II.15}) \quad \text{Pour une nappe libre}$$

$$K = \frac{Q}{2\pi e} \cdot \frac{\ln\left(\frac{r_2}{r_1}\right)}{(h_2 - h_1)} \quad (\text{II.16}) \quad \text{Pour une nappe captive}$$

6.1.2. L'essai Lefranc

Pour mesurer la perméabilité d'un sol, un essai de pompage n'est pas toujours justifié ni même possible. L'essai Lefranc permet d'obtenir des résultats corrects, sans nécessiter un matériel important. Il peut être réalisé dans les sondages de reconnaissance, au fur et à mesure de l'avancement.

L'essai consiste à injecter ou à pomper de l'eau dans une cavité de forme invariable, appelée lanterne, réalisée en fond de forage après un léger relèvement du tubage et à observer

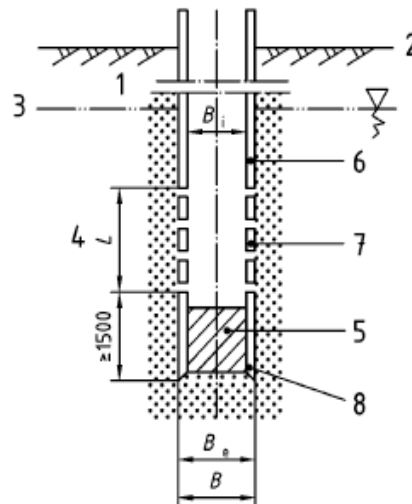
CHAPITRE II : L'eau dans le sol

les variations du niveau d'eau qui s'ensuivent. Un graphique établissant la relation hauteur/débit ou hauteur/temps permet de calculer la perméabilité. La mise en œuvre est rapide et le matériel nécessaire est réduit [11].

On distingue deux modes opératoires [11]:

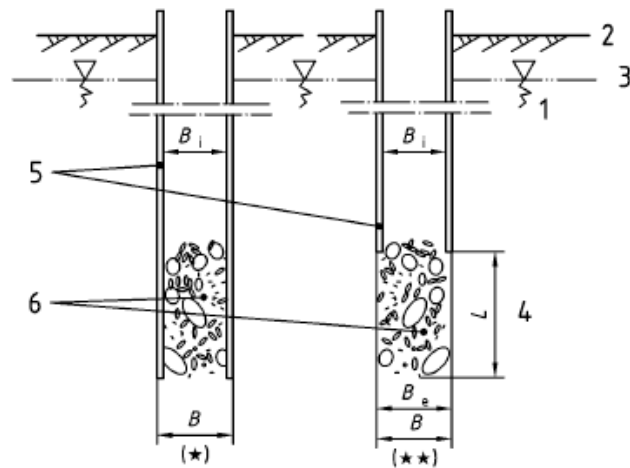
a. L'essai à niveau constant

On pompe ou on injecte de l'eau à débit constant dans la cavité jusqu'à la stabilisation du niveau dans le forage. Seules les mesures après stabilisation sont retenues pour la détermination du coefficient de perméabilité (Figure II.16). Ce type d'essai est réalisé dans les sols perméables ($K > 10^{-4}$ m/s) [13].



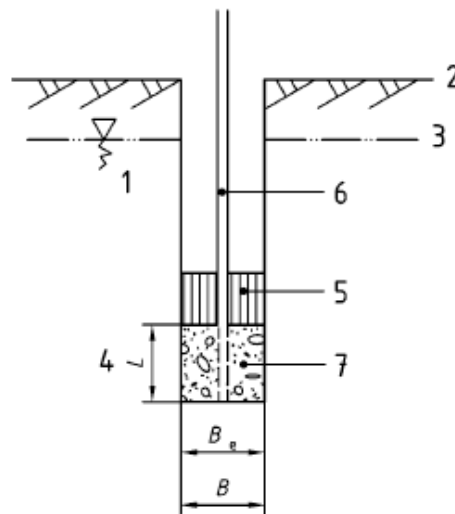
a) Sol pulvérulent

- | | |
|-----------------------------|---|
| 1 Terrain | 5 Bouchon étanche ou obturateur dilatable |
| 2 Niveau du terrain naturel | 6 Tubage |
| 3 Niveau de la nappe | 7 Manchon perforé (Lefranc) |
| 4 Cavité | 8 Sabot |



b) Phasage

- | | |
|-----------------------------|---|
| 1 Terrain | 5 Tubage |
| 2 Niveau du terrain naturel | 6 Matériau filtre |
| 3 Niveau de la nappe | (*) Tubage puis introduction du matériau filtre |
| 4 Cavité | (**) Relevage du tubage |



c) Sol cohérent

- | | |
|-----------------------------|---|
| 1 Terrain | 5 Bouchon étanche ou obturateur dilatable |
| 2 Niveau du terrain naturel | 6 Tube d'écoulement |
| 3 Niveau de la nappe | 7 Filtre |
| 4 Cavité | |

Figure II.16. Réalisation d'une cavité pour un essai d'eau Lefranc [13].

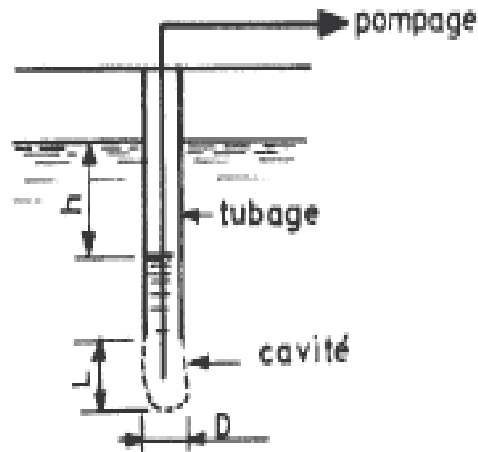


Figure II.17 : Essai Lefranc [11].

L'essai de pompage représente un investissement important. Par contre, on peut profiter de la réalisation des sondages pour évaluer la perméabilité des sols meubles à l'aide d'un essai simple: l'essai Lefranc (figure II.17). Une cavité est ménagée à la partie inférieure du tubage. Il s'agit en général d'une cavité cylindrique de longueur L et de diamètre D [11].

En régime permanent on a [11, 13]:

$$Q=C.K.h \quad (\text{II.17}) \quad C=\frac{2\pi.L}{\ln\left(\frac{2.L}{D}\right)} \quad (\text{II.18}) \quad \text{si} \quad L > 2.D$$

Si $L < 2.D$ la formule ci-dessus n'est plus valable et l'on peut assimiler la cavité à une sphère et écrire la formule approchée [11, 13]:

$$C=2.\pi.D.\sqrt{\frac{L}{D} + \frac{1}{4}} \quad (\text{II.19})$$

Pour $L = D$ cette formule donne [11, 13]:

$$Q=2,24.\pi.D \quad (\text{II.20})$$

b. L'essai à niveau variable

On prélève ou on injecte un volume d'eau donné dans la cavité. On suit, en fonction du temps, les variations du niveau dans le tube piézométrique. Ce type d'essai est réalisé dans les sols peu perméables [13].

Il est également possible de réaliser l'essai à niveau variable ce qui est pratique pour des sols peu perméables. Le coefficient de perméabilité est alors donné par la relation [13]:

$$K = \frac{S}{C} \cdot \frac{\ln\left(\frac{h_0}{h_1}\right)}{(t_1 - t_0)} \quad (\text{II.21})$$

Avec:

S : est la section du forage

h_0 et h_1 : sont les niveaux de l'eau dans le sondage entre les temps t_0 et t_1

(Par rapport au niveau phréatique).

6.1.3. L'essai Lugeon et la mesure des perméabilités au rocher

Sur le plan hydraulique, l'écoulement de l'eau dans un massif rocheux diffère en général beaucoup de celui que l'on observe en milieu poreux. Cela provient essentiellement de la forme et la dimension des vides offrant passage à l'eau, pores dans un cas, fissures dans l'autre.

Le degré d'ouverture de ces fissures et la charge produisant l'écoulement autorise parfois des vitesses rapides, l'écoulement peut devenir turbulent, ce qui interdit l'application de la loi de Darcy. Par ailleurs l'hypothèse, courante en milieu poreux, de l'homogénéité et de l'isotropie de la perméabilité n'est pratiquement jamais admissible en massif rocheux.

Les méthodes employées, comme celle de l'essai Lugeon, restent très empiriques. La validité des résultats fournis n'est souvent que relative et dépend beaucoup du sérieux et du soin apporté à l'exécution.

L'essai consiste à envoyer, dans une tranchée de forage de hauteur h isolée du reste par un obturateur, de l'eau sous charge constante voir (figure II.18).

CHAPITRE II : L'eau dans le sol

La pression d'injection P_m est contrôlée par un manomètre en tête de colonne et le débit Q correspondant mesuré au moyen d'un compteur [14].

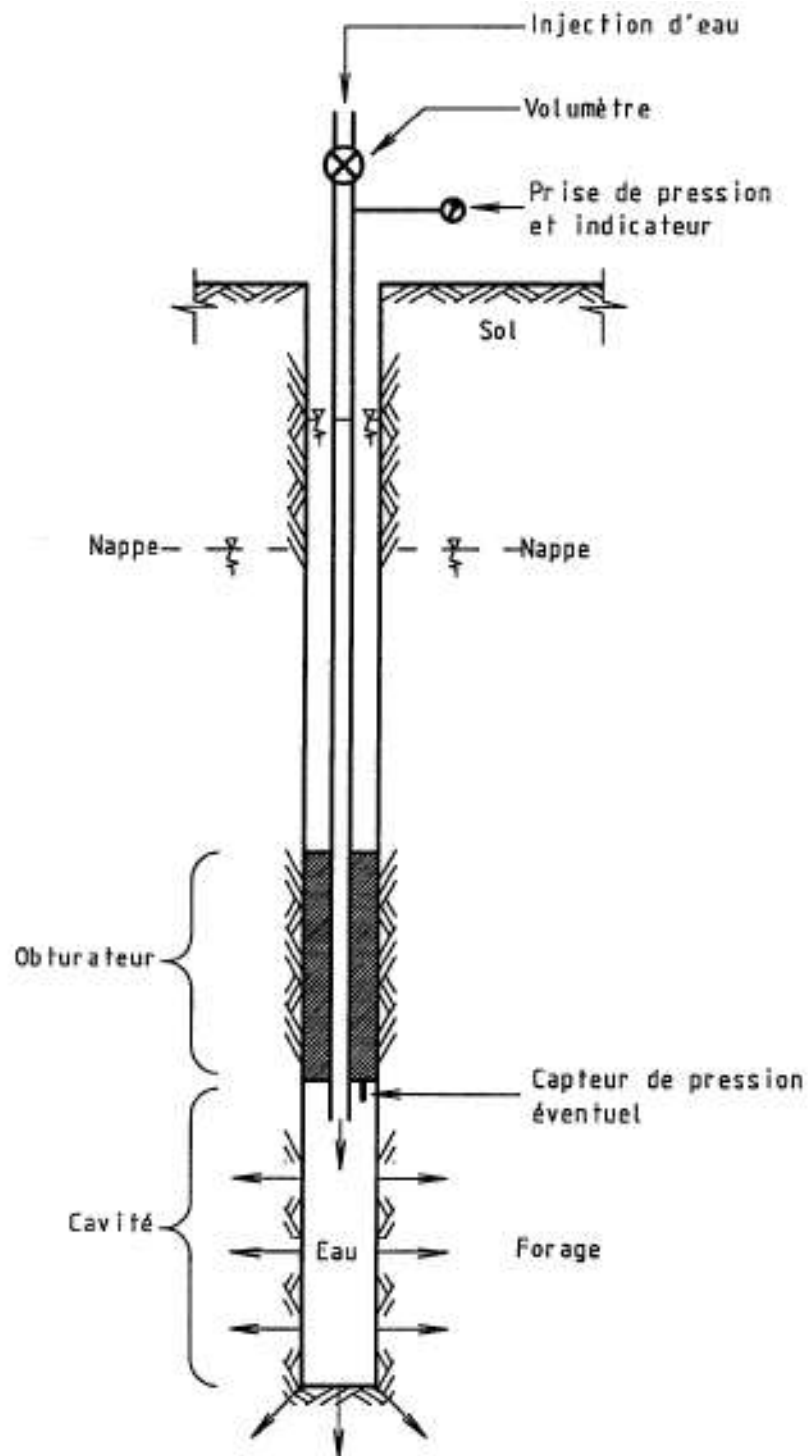


Figure II.18. Principe de l'essai d'eau Lugeon [10].

a. Interprétation des mesures

La pression effective dans la tranchée de terrain est donnée par [14]:

$$P_e = P_m + (\gamma_w \cdot H) - P_c \quad (\text{II.22})$$

Avec :

H : Différence de cote nappe-manomètre, en mètres.

P_m : Pression lue au manomètre en tête de colonne, en bars.

P_c : Pertes de charge dans les tuyaux, en mètres de hauteur d'eau.

Si l'on calcule les pertes de charge par la formule de Flamant, applicable aux tuyaux de faible dimension [14]:

$$P_c = 0,00092 \cdot \sqrt{\frac{V^7}{d^5}} \quad (\text{II.23})$$

d : Diamètre du tuyau en mètres.

V : Vitesse de l'eau en mètres par seconde.

b. Traduction des résultats en perméabilité

- La perméabilité

Le calcul de la perméabilité k se justifie si l'on a un écoulement laminaire en régime permanent. La perméabilité k en [m/s] [14]:

$$K = \frac{1}{10C} \cdot \frac{Q}{P_e} \quad (\text{II.24})$$

$$C = \frac{2\pi D \sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 - 1}}{\ln\left(\frac{L}{D}\right) + \sqrt{\left(\frac{L}{D}\right)^2 - 1}} \quad (\text{II.25})$$

C : Coefficient de forme exprimé en mètre.

P_e : Pression effective dans la cavité exprimée en bars.

Q : Débit exprimé en [m³/s].

La correspondance des unités la plus courante admise est [14]:

$$1 \text{Lugeon} \approx 10^{-5} \text{ m/s}$$

- Appréciation de l'état de fissuration de la roche

Plus la valeur Lugeon est élevée, plus la fissuration n'est importante. Si l'on considère une fissure d'épaisseur e , perpendiculaire au forage de rayon r , dont lequel on injecte de l'eau à une pression P , si R est la distance de la pression nulle dans la fissure et O la viscosité de l'eau, le débit est donnée par la formule suivante [14]:

$$Q = \frac{\pi}{6\eta \cdot \ln\left(\frac{R}{r}\right)} P e^3 \quad (\text{II.26})$$

On voit que le débit varie comme le cube de l'ouverture de la fissure. Ainsi 20 Lugeon peuvent correspondre à une fissure de 0,25 mm, ou à 10 fissures de 0,12 mm, ou à 100 fissures de 0,06 mm d'épaisseur [14].

7. Conclusion

L'ingénieur, confronté à des problèmes d'eau dans les sols dispose maintenant d'un éventail de techniques de résolution lui permettant d'obtenir la solution théorique. Il pourra ainsi mieux prévoir les moyens à mettre en œuvre pour ces travaux, ainsi que l'influence de ceux-ci sur la nappe et le sol. En effet se sont les nappes libres qui influencent les ouvrages souterrains et les fondations.

Cependant, ces techniques, si perfectionnées soient-elles, ne sont que des outils qui donnent la solution d'expressions mathématiques décrivant de manière approchée la réalité physique mais surtout, les résultats ne vaudront que ce que valent les hypothèses adoptées. Les sols sont essentiellement hétérogènes et il est toujours très difficile d'en déterminer la perméabilité avec précision.

Ainsi, la perméabilité horizontale peut être souvent obtenue de manière satisfaisante à l'aide des essais de pompage mais il est bien plus délicat d'obtenir des renseignements sûrs pour la perméabilité verticale.

CHAPITRE II : L'eau dans le sol

De, plus, ce choix des limites du domaine, et surtout des conditions à y appliquer est difficile. Ainsi, l'emploi de ces outils de résolution des équations des écoulements souterrains n'aura de sens que si le site étudié a fait l'objet d'une reconnaissance sérieuse.

Les résultats obtenus ne devront pas être appréciés en fonction de la précision de la méthode de résolution adoptée, en général largement suffisante, mais en fonction de l'incertitude souvent très grande liée aux paramètres du sol et aux conditions aux limites.



Chapitre III

Portance et tassement des sols

جامعة العربي التبسي - تبسة
Université Arbi Tebessi - Tebessa

1. Introduction

Le sol est un amas complexe, c'est un matériau irréversible à cause des déformations permanentes, son comportement est généralement non linéaire. Les déformations peuvent être instantanées ou différées introduisant une dépendance au temps. Les tassements sont par définition les déformations verticales du sol sous l'action des sollicitations diverses. Le tassement peut s'effectuer vers le bas ou vers le haut, c'est-à-dire, un gonflement (pendant les excavations par exemple).

Les tassements peuvent être uniformes ou différents d'un point à l'autre selon la nature du sol en place. Les tassements des sols non saturés sont presque instantanés tandis que dans les sols saturés, ils peuvent s'étendre sur quelques secondes dans les sols sableux-graveleux, jusqu'à plusieurs dizaines d'années dans les argiles peu perméables. Le calcul des tassements est nécessaire pour vérifier la conformité des structures vis-à-vis des conditions de sécurité et de service.

2. Les fondations

2.1. Définition

Terme employé le plus souvent au pluriel pour désigner l'ensemble des ouvrages enterrés sur lesquels repose une construction. Les fondations assurent la stabilité du bâtiment. Elles transmettent au sol le poids total de l'ouvrage en le répartissant de manière à garantir une assise parfaite [15].

3. Les types de fondations

3.1. Les fondations superficielles

Elles sont, utilisées quand le bon sol est proche de la surface. Ce type de fondation comprend les semelles, les longrines et les plots [15].

3.1.1. Les semelles

Éléments de fondations en béton armé ou non. Il existe plusieurs types de semelles [15]:

a. La semelle filante ou semelle continue

Elle est située sous tous les murs porteurs. Elle peut être renforcée par des armatures si les charges qu'elle reçoit sont importantes (figures III.1 et III.2).

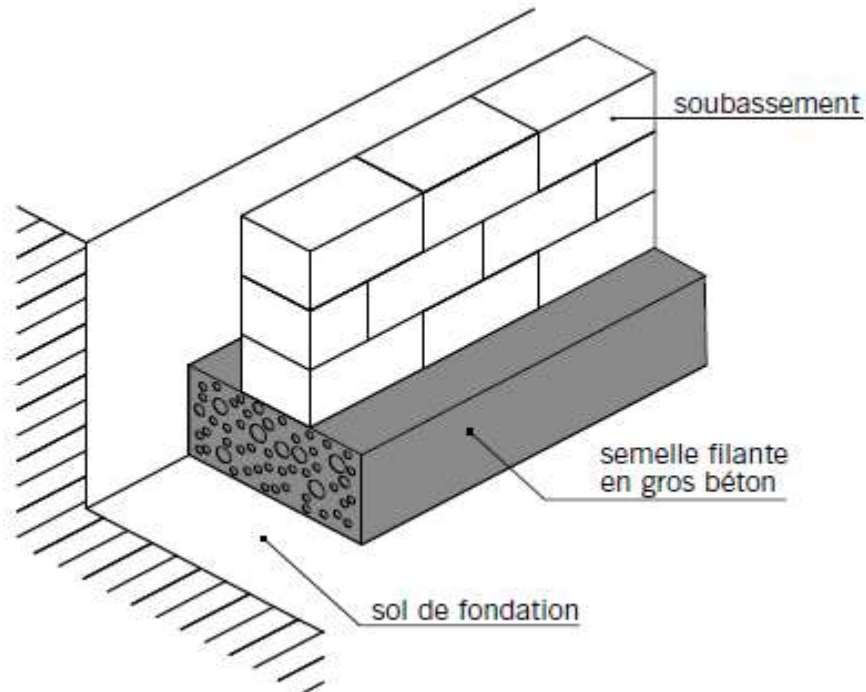


Figure III.1. Semelle filante non armée [15].

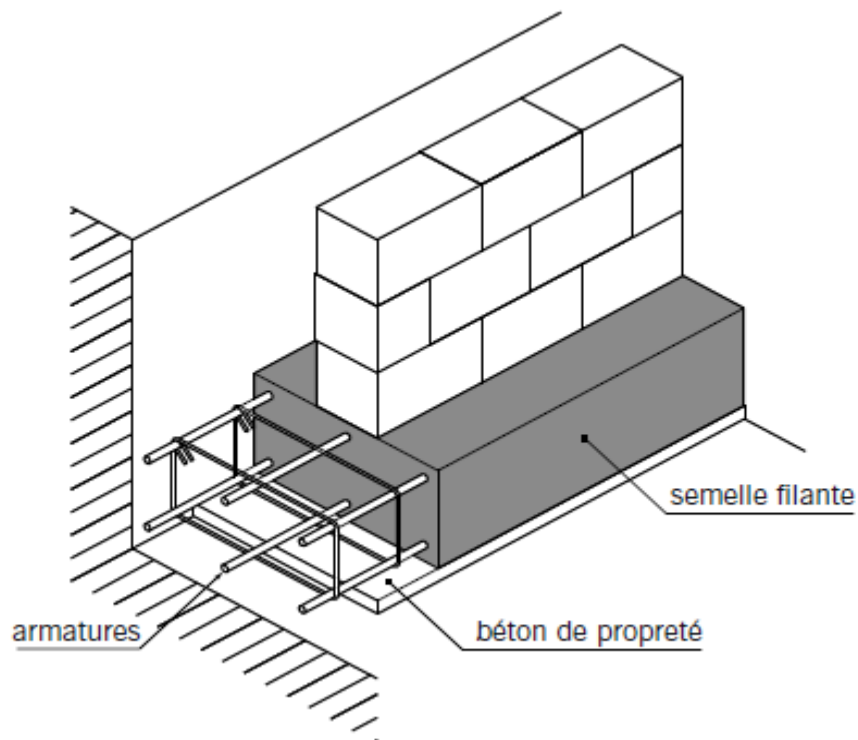


Figure III.2. Semelle filante armée [15].

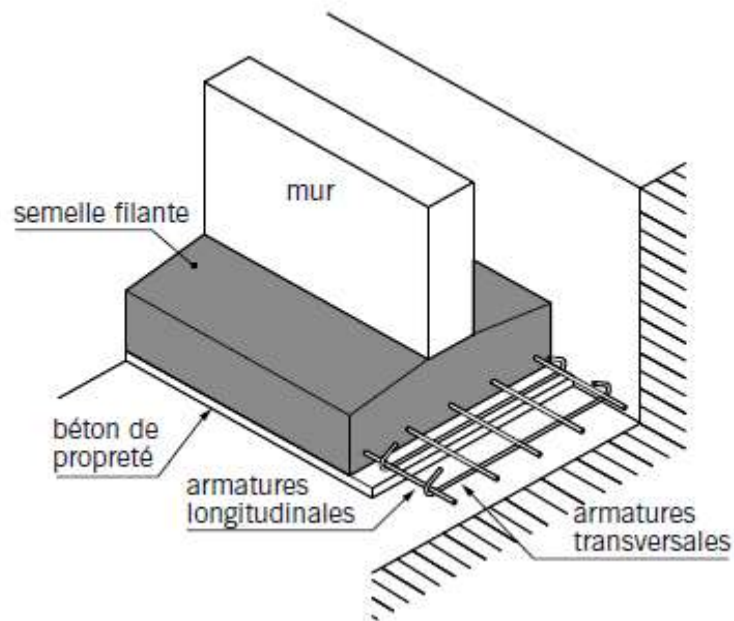


Figure III.3 : Semelle filante fortement armée [15].

b. La semelle à redans

Ensemble de semelles filantes décalées en hauteur. Ce type de semelle est utilisé sur les terrains en pente (figure III.4).

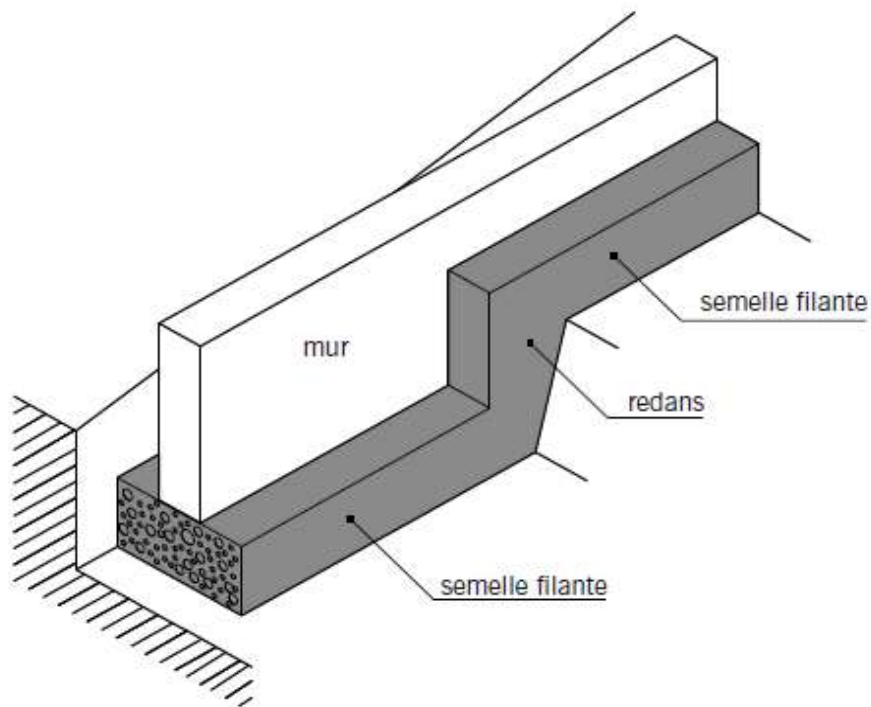


Figure III.4. Semelle à redans [15].

c. La semelle isolée ou semelle ponctuelle

Elle est placée sous un poteau (figure III.5).

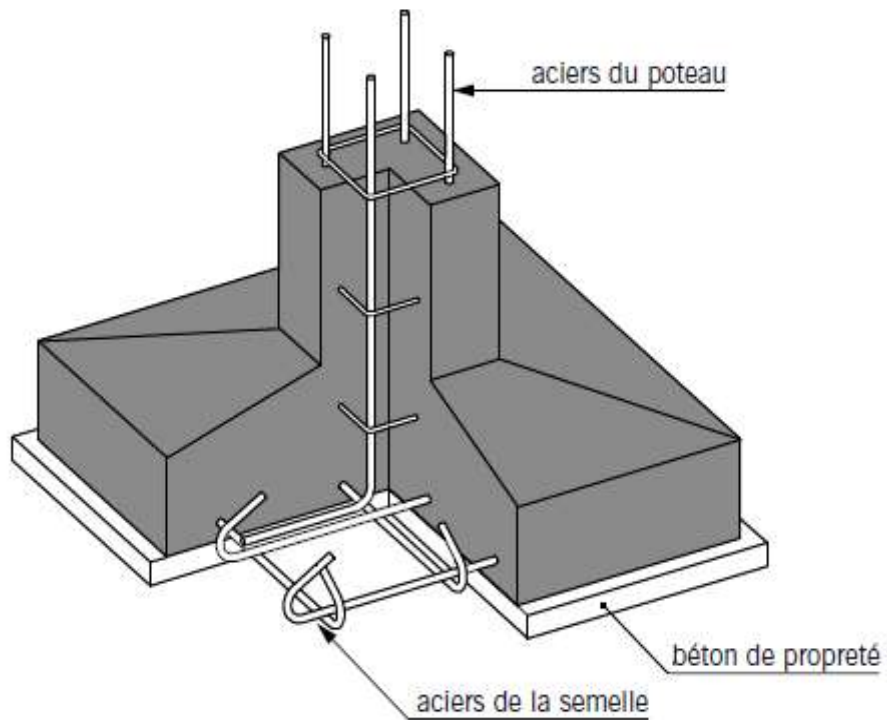


Figure III.5. Semelle isolée sous poteau [15].

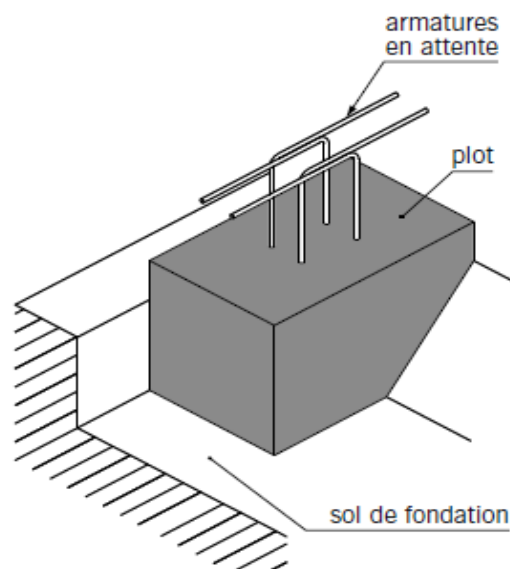


Figure III.6. Plot en béton [15].

3.1.2. Le plot ou le dé de fondation

Bloc de béton parallélépipédique non armé ou peu armé sur lequel reposent les extrémités des longrines (figure III.6). Le plot transmet au sol de fondation le poids de la construction supporté par les longrines [15].

3.1.3. La longrine

Poutre préfabriquée en béton armé ou en béton précontraint placée sous un mur porteur et prenant appui sur des plots. On distingue deux types de longrines [15]:

a. La longrine de rive

Établie sous les murs de façade (figure III.7). Elle est munie d'une partie saillante appelée **becquet**.

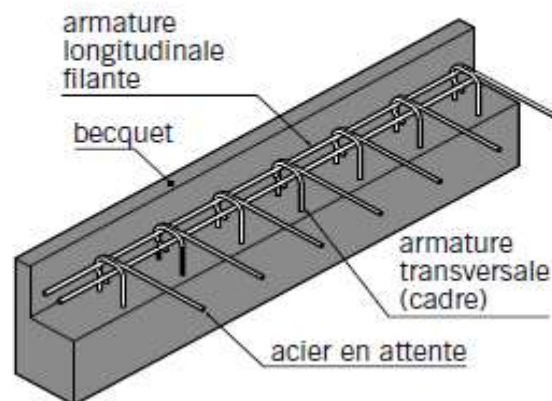


Figure III.7 . Longrine de rive [15].

b. La longrine intermédiaire

Établie sous les murs de refend (figure III.8). Le principe de fondations par plots et longrines simplifie les travaux de terrassement limités à l'exécution des fouilles isolées pour les plots et réduit les temps d'exécution par l'emploi d'éléments préfabriqués (figures III.9 et III.10).

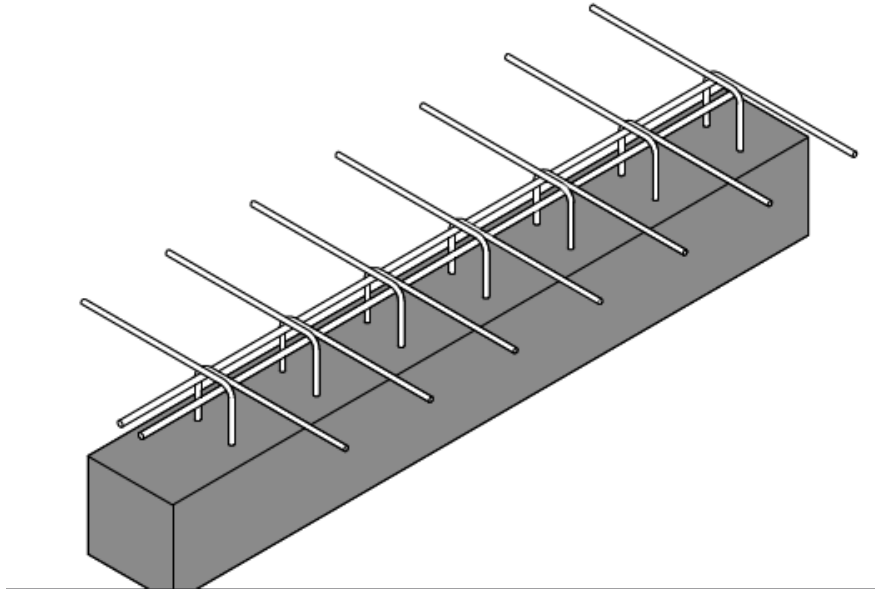


Figure III.8. Longrine intermédiaire [15].

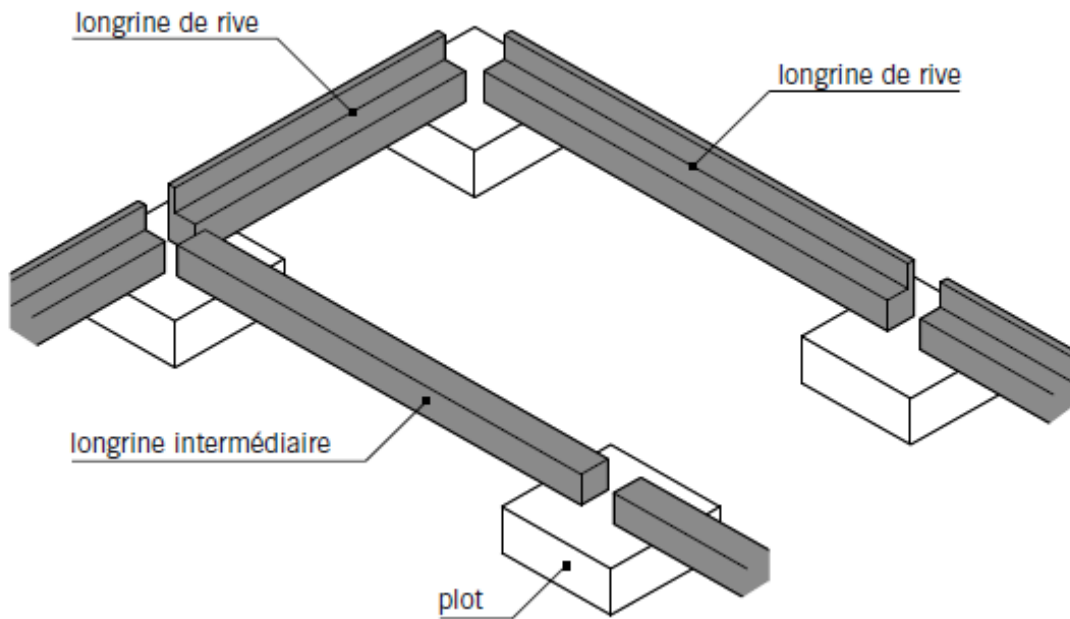


Figure III.9. Fondations par longrines et plots (schéma de principe) [15].

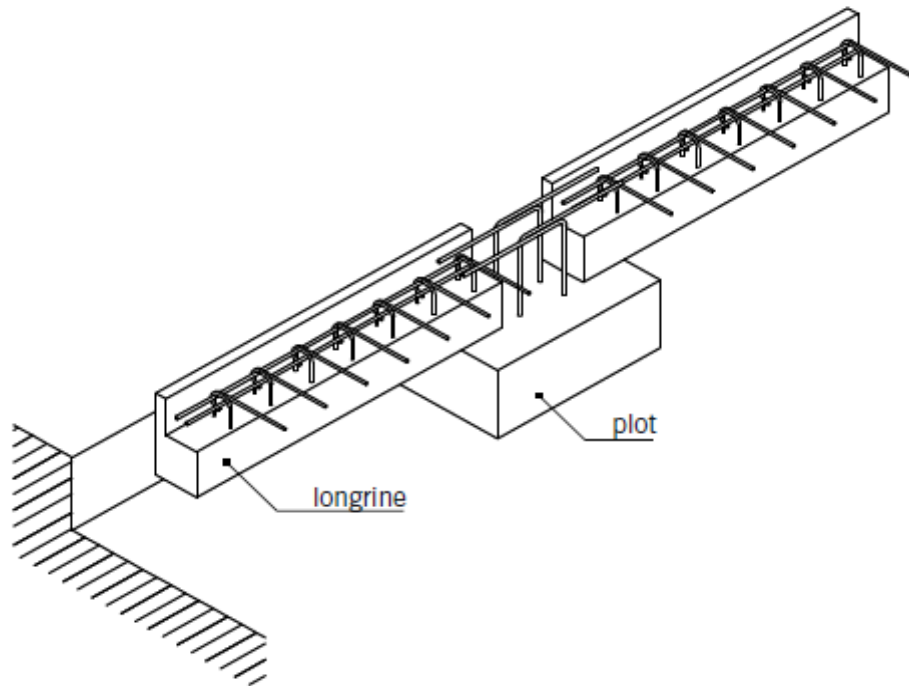


Figure III.10. Détail d'une liaison longrine-plot [15].

3.1.4. Le radier

Système de fondation constitué d'une dalle épaisse en béton armé, réalisé sous l'ensemble de la construction (figure III.11). Ce type d'ouvrage, peu utilisé en maison individuelle, est réservé aux sols instables [15].

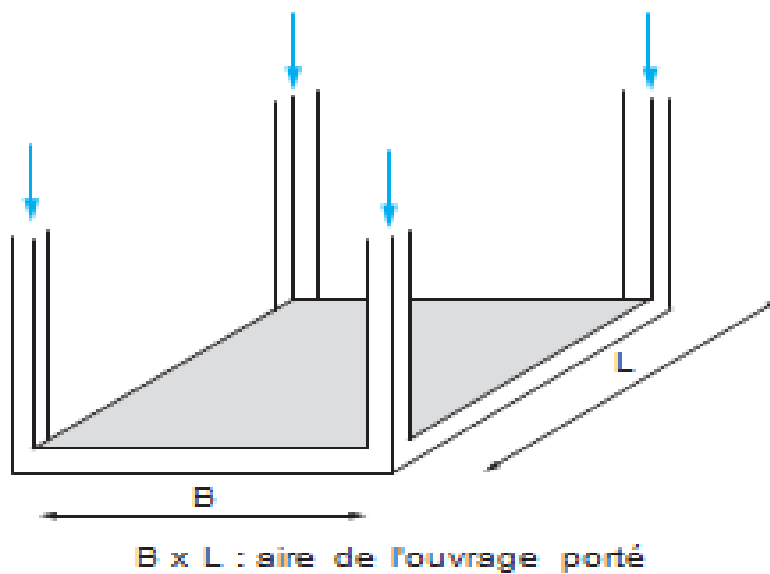


Figure III.11. Radier [15].

3.2. Les fondations profondes

Lorsque l'on ne peut vraiment pas fonder le bâtiment sur les couches superficielles, on va chercher à l'appuyer sur les couches plus profondes et donc plus résistantes par l'intermédiaire de poteaux. Ces éléments sont soit directement appuyés sur le substratum et travaillent par effet de pointe, soit ne touchent pas le substratum et travaillent par frottement latéral.

Parmi les fondations profondes, nous pouvons distinguer trois grandes classes [16]:

a. Les pieux mis en place par refoulement du sol

Ils concernent les pieux battus et les pieux foncés. Leur mise en place se fait par vérinage battage ou vibro-fonçage (figure III.12). Ils repoussent le sol et le compriment; ce qui génère un bon frottement latéral.

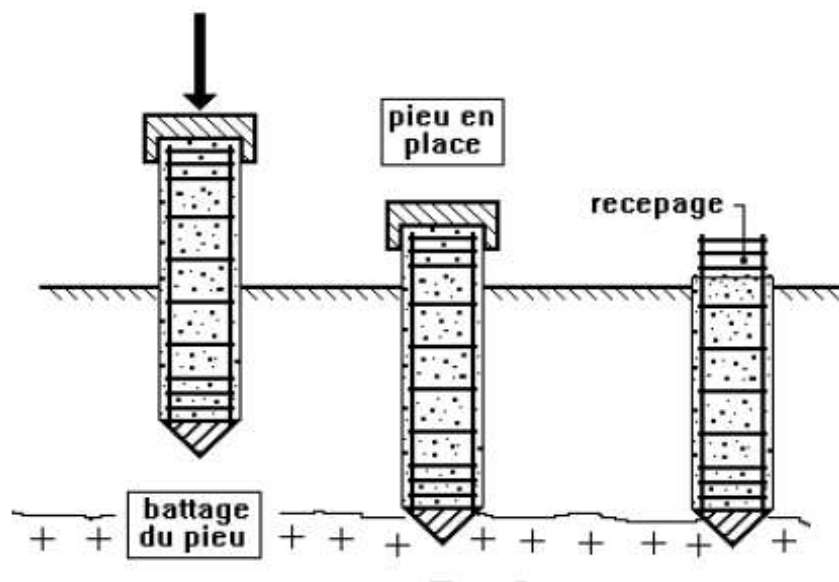
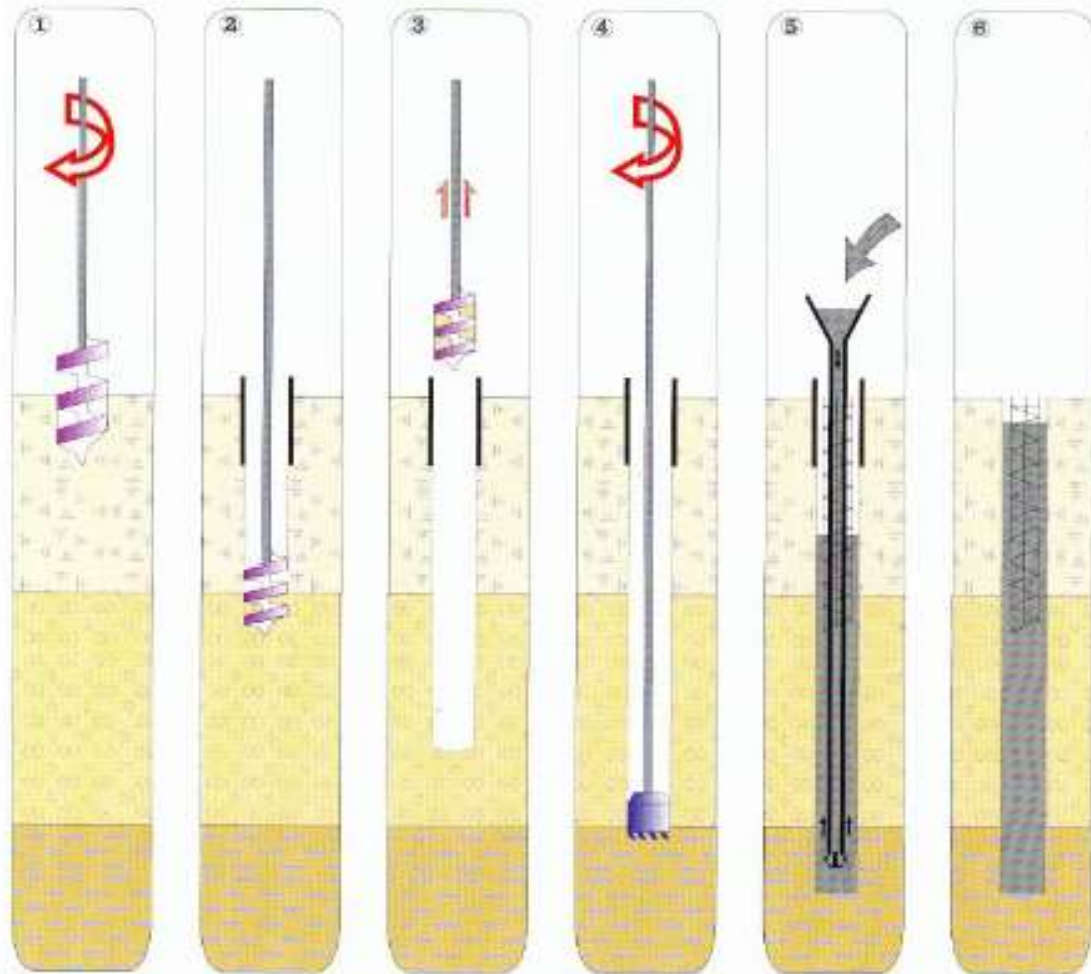


Figure III.12. Principe du pieu battu [17].

b. Les pieux mis en place sans refoulement du sol

Ils concernent les pieux forés et les puits. Leur mise en place se fait par substitution. Ce qui a pour effet de remanier le sol et de le décompresser (figure III.13). Le frottement latéral est donc diminué, sauf pour certains types de mise en œuvre (pieux exécutés à la tarière creuse, ou vissés moulés).



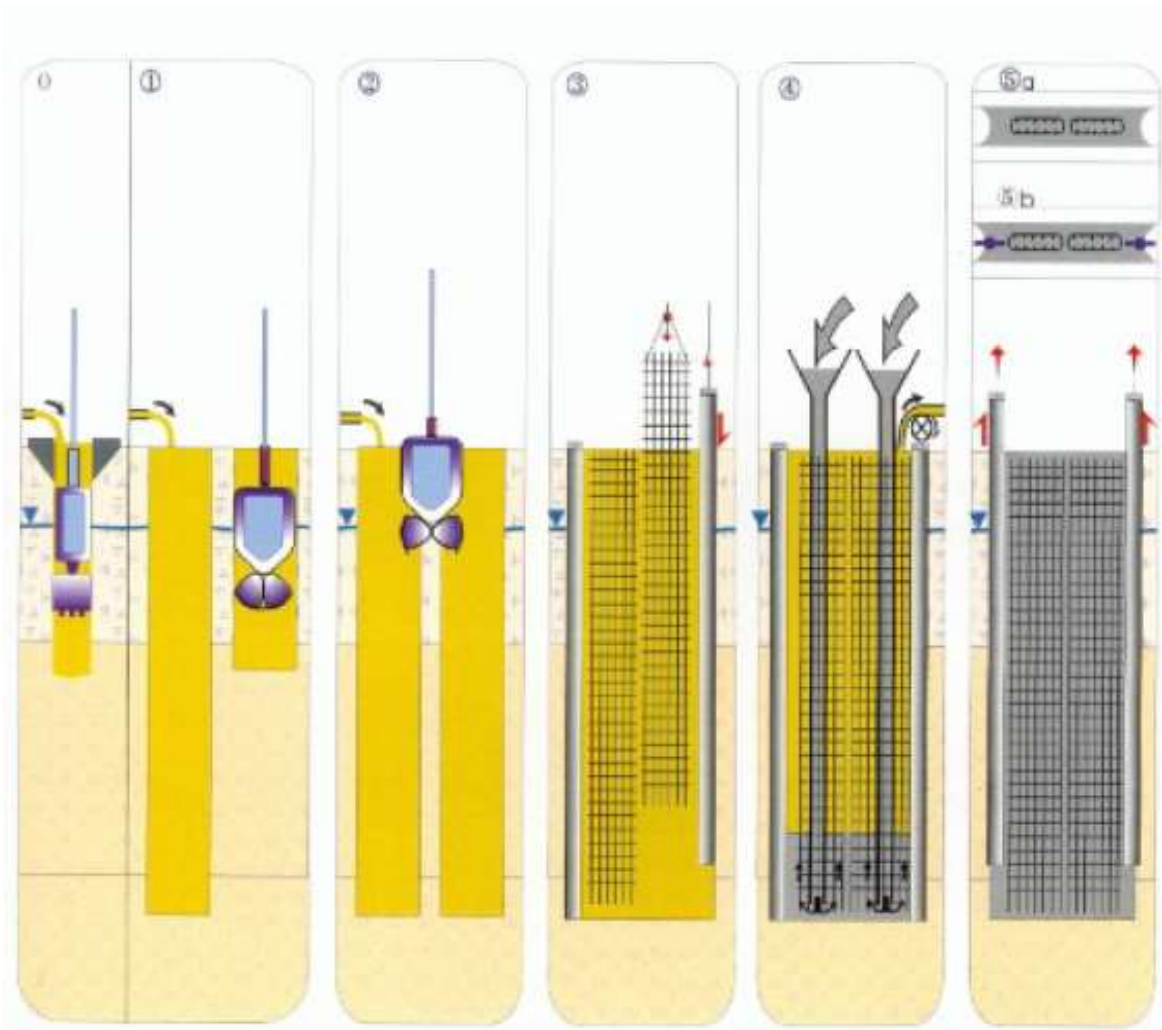
- 1 mise en fiche ,réglage,préforage
- 3 forage a la tarière
- 5 mise en place d'armatures partielles

- 2 mise en place de la virole
- 4 ancrage au carrotier
- 6 contrôle de l'arase béton

Figure III.13. Les pieux forés [16].

c. Les fondations injectées

Elles concernent les parois moulées et les barrettes (figure III.14).



- 1 Implantation et réalisation des murettes guides, forage par passes à la benne sous charge de boue
- 2 Excavations du mériion centrale
- 3 Recyclage de la boue
- 4 Mise en place des tubes plongeurs
- 5 Extraction des tubes joints (a) ou planches (b) en fonction de la prise du béton

Figure III.14 : Paroi moulée [16].

4. Choix du type de fondation

La capacité portante d'un sol permet de choisir le type de fondations à employer. Si le sol est suffisamment portante, on utilisera des fondations superficielles, souvent plus économiques.

Chapitre III : Portance et tassement des sols

Si le sol est mauvais, on ira s'appuyer sur les couches meilleures et plus profondes avec des fondations profondes. En terrain très inondable, il pourra être avantageux de construire un radier général [18].

La formule générale donnant la capacité portante (ou pression limite) est [18]:

$$q'_u = \frac{P}{B} = \gamma \cdot D \cdot N_q + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + C \cdot N_c \quad (\text{III.1})$$

où:

N_q , N_γ et N_c sont des coefficients donnés en fonction de ϕ , dans le tableau ci-après, pour des fondations rugueuses.

5. Tassements des sols-Consolidation

Sous l'effet d'un chargement donné (fondation, remblai, etc..), le sol se déforme. On sait que dans la plus part des cas, la surface du sol est horizontale et les charges sont verticales; les déformations et par conséquent les déplacements, seront dans la même direction. Ils sont appelés tassements [19].

Pour un sol, les tassements résultent essentiellement de sa compressibilité (diminution de volume) qui est dû:

- à la compression du squelette solide;
- à l'évacuation de l'eau contenue dans les vides;
- et à la compression de l'eau et de l'air contenus dans les vides.

A noter que pour les contraintes courantes l'eau et le squelette solide peuvent être considérés incompressibles [19].

5.1. Composantes du tassement

Le tassement total d'un sol se décompose en tassement primaire et tassement secondaire. Le tassement primaire a deux composantes, un tassement immédiat et un tassement différé associé à la consolidation. D'où la formule globale [19]:

$$S_t = S_i + S_p + S_s \quad (\text{III.2})$$

avec:

S_t : tassement total;

S_i : tassement immédiat;

S_p : tassement de consolidation primaire;

S_s : tassement de consolidation secondaire.

Par définition, le tassement immédiat est indépendant du temps, tandis que les tassements de consolidation et le tassement secondaire sont des fonctions du temps. En général, le tassement immédiat est évalué en se basant sur la théorie d'élasticité. Le tassement de consolidation se produit dans les sols à grains fins présentant un faible coefficient de perméabilité. La vitesse de tassement dépend du taux d'évacuation de l'eau interstitielle, c'est-à-dire de la perméabilité. Dans ces conditions, le tassement de consolidation peut se prolonger pendant des mois, des années ou même des dizaines d'années. Le tassement secondaire se produit à contrainte effective constante, sans variation de la pression interstitielle, on le définit alors comme un phénomène de fluage du sol [19].

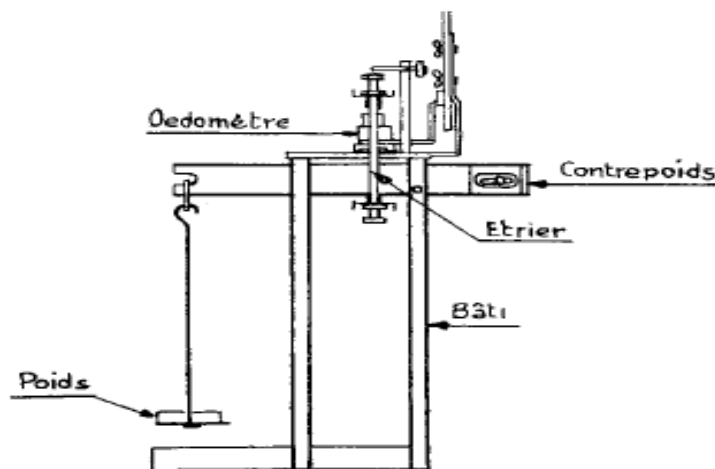


Figure III.15. Œdomètre [19].

5.2. Compressibilité

C'est l'étude de la relation contrainte-déformation du sol. L'étude de la compressibilité unidimensionnelle peut se faire par des essais à l'œdomètre (figure III.15).

Chapitre III : Portance et tassement des sols

L'expérience montre que la compressibilité des sols ne suit pas la loi de l'élasticité linéaire ni même celle de l'élasticité non linéaire. La relation contrainte-déformation peut être représentée par plusieurs courbes [19]:

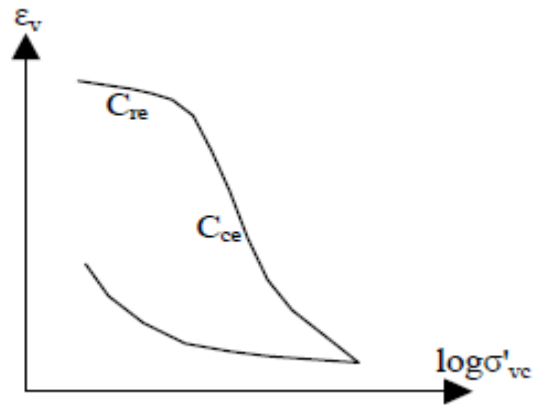


Figure III.16. Courbe de compressibilité ε_v ($\log \sigma'_{vc}$) [19].

avec:

C_{re} : indice de recompression modifié;

C_{ce} : indice de compression modifié.

La déformation verticale est exprimée en fonction de la contrainte effective σ'_v (ou $\log \sigma'_v$), où bien, l'indice des vides e est exprimé en fonction de la contrainte effective σ'_v (ou $\log \sigma'_v$). Dans la majorité des essais œdométriques, on trace la courbe $e(\log \sigma'_v)$ dont la forme caractéristique est comme montrer ci-dessous (figure III.17) [19].

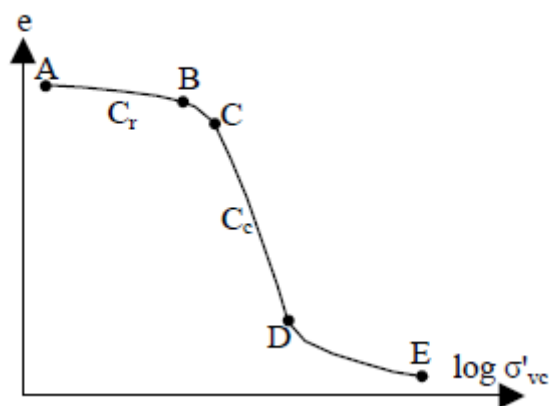


Figure III.17 : Courbe de compressibilité e ($\log \sigma'_{vc}$) [19].

avec:

C_r : indice de recompression;

C_c : indice de compression.

La courbe est composée de quatre zones [19]:

- **Zone AB:** dite zone de recompression. Dans cette zone les tassements sont faibles à cause de la présence de l'eau dans l'échantillon.
- **Zone BC:** C'est une zone de transition. La contrainte à partir de laquelle se produit la transition est dite contrainte de pré consolidation et est notée σ'_p . Elle représente la contrainte verticale maximale due au poids des terres à la quelle cet échantillon a déjà été soumis dans son passé géologique. Au-delà de cette contrainte, le sol est très compressible même pour de petites variations de la contrainte.
- **Zone CD:** dite de compression vierge, dans laquelle la variation de l'indice des vides est proportionnelle à la variation du logarithme de la pression effective appliquée.
- **Zone DE:** où la courbe tend vers une asymptote horizontale.

Dans la zone de compression vierge, le coefficient de proportionnalité est appelé indice de compression C_c tel que [19]:

$$C_c = - \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma} \quad (\text{III.3})$$

Ce coefficient permet le calcul du module œdométrique E' .

5.3. Consolidation

Lorsqu'un sol fin est sollicité, son tassement évolue dans le temps. Cette évolution est liée à la vitesse d'évacuation de l'eau interstitielle, c'est à dire à la perméabilité du sol. Ce phénomène est appelé consolidation et se définit donc par l'étude de la vitesse de tassement. On peut illustrer le phénomène de consolidation par le modèle analogique suivant [19]:

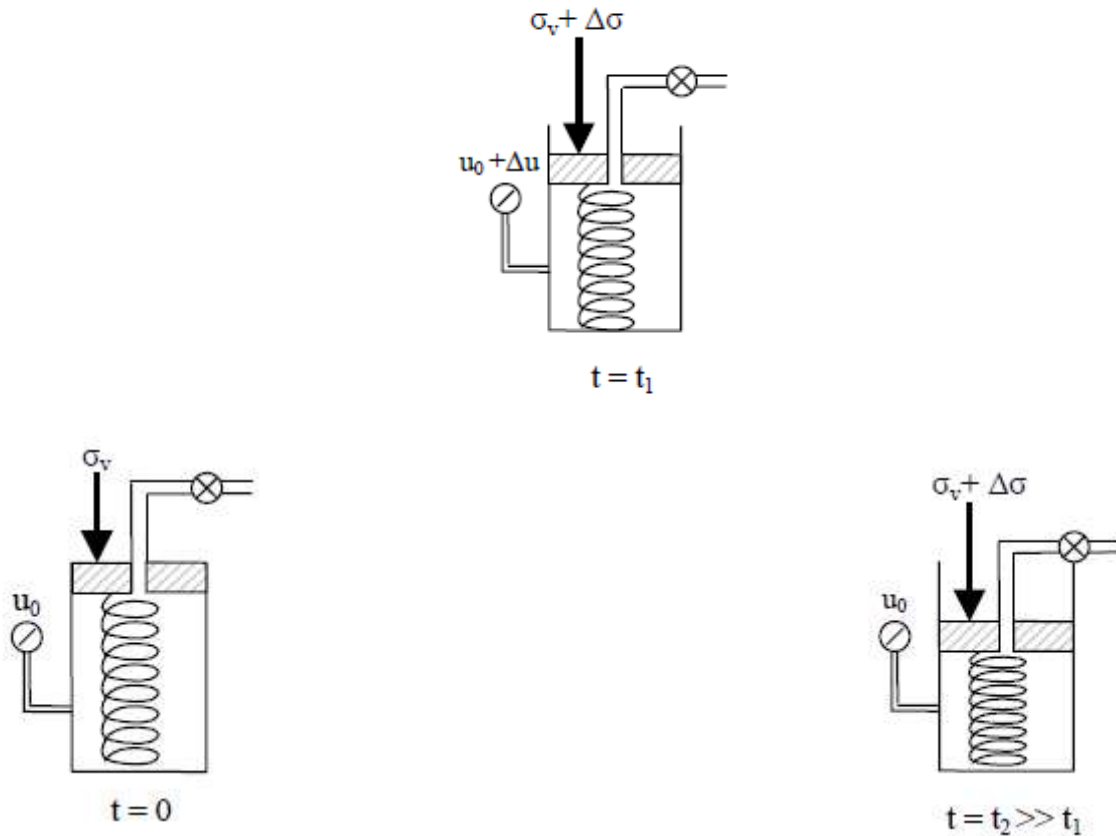


Figure III.18. Modèle de consolidation [19].

Le ressort correspond au squelette solide. L'eau du cylindre représente l'eau libre dans le sol.

Le manomètre indique la pression interstitielle μ_0 . Lorsque la soupape est fermée, l'application de l'incrément de charge $\Delta\sigma$ entraîne sa transmission intégrale à l'eau, le manomètre doit indiquer $\mu_0 + \Delta\sigma$. Lorsque la soupape est ouverte, l'eau s'évacue lentement, en même temps, la pression interstitielle diminue. La diminution de la pression interstitielle est reprise par le ressort qui se comprime au fur et à mesure. A l'équilibre, l'eau ne s'écoule plus du cylindre, la pression de l'eau redevient hydrostatique, le ressort est soumis à la charge $\sigma_v + \Delta\sigma$. Ce modèle permet de représenter ce que se produit dans les sols cohérents chargés. Au début, la sollicitation est transmise à l'eau sans qu'il y ait un changement dans la contrainte effective. Graduellement, l'eau est expulsée, le squelette de sol reprend la variation de contrainte, tandis que la contrainte effective augmente. Au bout d'un certain temps fonction

Chapitre III : Portance et tassement des sols

de la perméabilité du sol, la pression hydrostatique en excès devient nulle et la pression interstitielle reprend la valeur qu'elle avait avant l'incrémentation du chargement [19].

L'étude de la consolidation peut se faire à l'œdomètre sous charge constante. Sur la courbe représentative de cet essai (Figure III.19) on distingue deux branches sensiblement rectilignes.

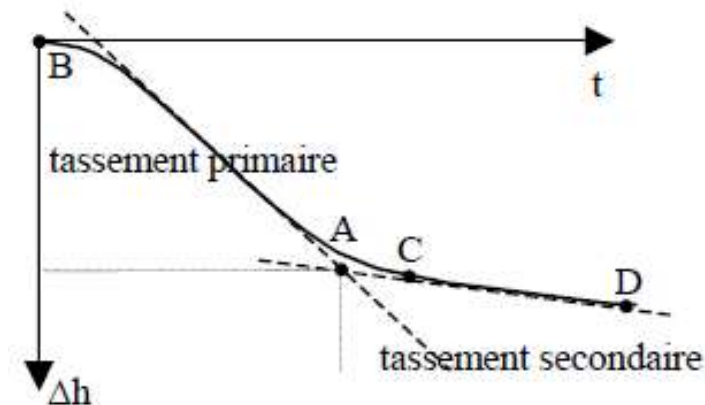


Figure III.19 : Tassement primaire et tassement secondaire [19].

La branche BC représente la zone de consolidation primaire qui est due à la résistance offerte à l'évacuation de l'eau en excès. La branche CD caractérise la consolidation secondaire, qui est le résultat du réarrangement progressif de la structure du sol. L'intersection des prolongements de BC et DC se fait au point A. Par définition, ce point détermine la fin du tassement primaire.

Dans les problèmes pratiques, l'étude de la consolidation revient à déterminer la courbe de variation du degré de consolidation en fonction du temps $U(z, t)$ défini par [19]:

$$U(z, t) = \frac{S(z, t)}{S(z)} \quad (\text{III.4})$$

où:

$S(z, t)$ est le tassement à la profondeur z et au temps t , $S(z)$ est le tassement final à la profondeur z .

5.4. Détermination de la contrainte de préconsolidation

La contrainte de préconsolidation σ'_p est déterminée d'après un essai de compressibilité par la construction graphique de Casagrande sur la courbe $e(\log \sigma'_{ve})$ [19]:

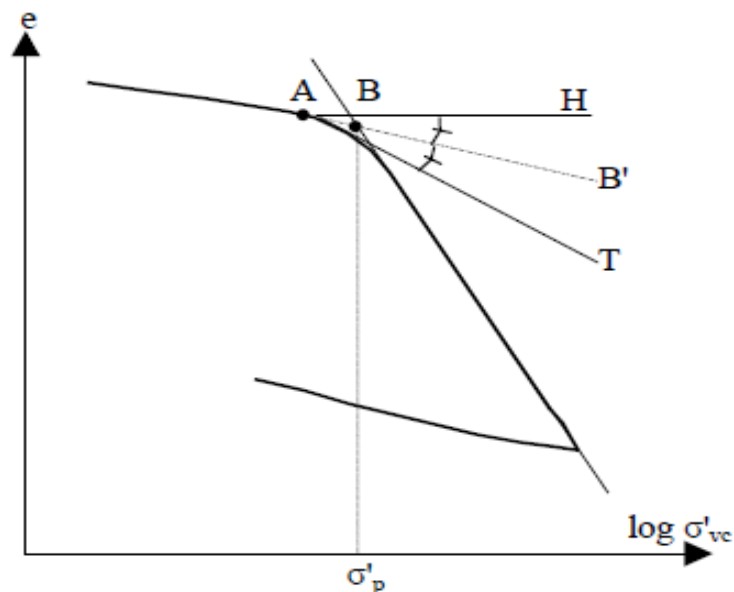


Figure III.20 : Détermination de la contrainte de préconsolidation [19].

- Soit A le point où le rayon de courbure est minimal.
- On trace la droite horizontale AH à partir de A.
- A partir de A, on trace la tangente AT au début de la courbe de compression vierge.
- On trace la bissectrice AB' de l'angle HÂT.
- On prolonge la portion rectiligne de la zone de compression vierge jusqu'à son intersection en B avec la bissectrice AB'.
- Le point B correspond à la contrainte de préconsolidation σ'_p .

On peut avoir plusieurs cas selon les valeurs relatives de σ'_p et la contrainte effective actuelle due au poids des terres σ'_{v0} [19]:

5.4.1. Sol normalement consolidé

La contrainte de préconsolidation est égale à la contrainte due au poids des terres:

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

5.4.2. Sol surconsolidé

Lorsque les deux contraintes sont telles que:

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

On définit alors le taux de surconsolidation par :

$$r_{SC} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad (\text{III.5})$$

5.4.3. Sol sous-consolidé

Lorsque

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

Ce cas est généralement rare et n'est pas permanent. En effet, on ne peut le trouver que dans les sols déposés récemment par un processus géologique ou par intervention humaine. Le sol en question n'a pas encore atteint son équilibre avec le poids des terres. La pression interstitielle est alors supérieure à la pression hydrostatique.

5.5. Calcul des contraintes dues aux surcharges

5.5.1. Détermination des surcharges

Soit q_0 la surcharge apportée par une fondation ; pour la construire il a fallu excaver le sol sur une profondeur D et donc supprimer une contrainte naturelle σ_0 égale à $\gamma.D$.

La surcharge apportée par la construction de la fondation à, prendre en compte dans les calculs, est donc :

$$q = q_0 - \gamma.D \quad (\text{III.6})$$

Dans les calculs de fondation superficielle les profondeurs sont souvent comptées à partir du niveau de la semelle et non à partir de la surface du sol.

Chapitre III : Portance et tassement des sols

D'une façon générale, la contrainte $\Delta\sigma_z$, s'exerçant sur une facette horizontale, résultant de l'action d'une charge verticale uniformément répartie d'intensité q est donnée par la relation [19]:

$$\Delta\sigma_z = I.q \quad (\text{III.7})$$

I est un nombre sans dimension, inférieur à 1, appelé coefficient d'influence. il est fonction de :

- la profondeur z ;
- la forme et de la dimension de l'aire chargée;
- l'écartement du point A considéré par rapport au centre de gravité de l'aire chargée.

Dans la pratique, I est en général déterminé à l'aide d'abaque établis pour des géométries données de chargement.

6. Calcul de tassement

6.1. Calcul des tassements primaires

- Méthode globale

On peut faire un calcul global du tassement en considérant la variation des caractéristiques mécaniques du sol en fonction de l'état de contrainte. Pour un élément de volume parallélépipédique, de hauteur dz , le tassement infinitésimal sous la contrainte verticale appliquée σ_z est donné par [19]:

$$ds = \frac{\sigma_z dz}{E'} \quad (\text{III.8})$$

Où E' est une caractéristique mécanique du matériau dite le module œdométrique, dépendant à la fois de la profondeur z et de la contrainte σ_z . En un point donné de profondeur z_0 , le tassement est donc [19]:

$$S(z_0) = \int_{z_0}^{\infty} \frac{\sigma_z(z) dz}{E'(z)} \quad (\text{III.9})$$

Chapitre III : Portance et tassement des sols

Pour un sol constitué d'une seule couche de faible épaisseur égale à $2h$, on pourra admettre que le module œdométrique E' est constant et que la répartition de la contrainte verticale σ_z est linéaire. Dans ces conditions, le tassement de la couche est donné par [19]:

$$S = \frac{h(\sigma_{z1} - \sigma_{z2})}{E'} \quad (\text{III.10})$$

Où σ_{z1} est la contrainte verticale due à la surcharge à la surface de la couche, σ_{z2} est la contrainte verticale due à la surcharge à la base de la couche. Dans le cas général de massif constitué de multicouches ou d'une seule couche de grande épaisseur, le calcul pratique des tassements se fait de telle sorte que l'on puisse admettre pour chaque couche une répartition linéaire de σ_z et un module œdométrique E' constant. Le tassement global est enfin la somme des tassements de l'ensemble des couches [19].

Remarque

Le module œdométrique est aussi appelé le module tangent. On peut le déterminer d'après les essais œdométriques ou triaxiaux en traçant la relation effort-déformation. Pour un incrément de charge $\Delta\sigma$ à partir de l'état (σ, e) , on peut utiliser l'expression [19]:

$$E' = \frac{1+e}{C_c} \frac{\Delta\sigma}{\log(1+\frac{\Delta\sigma}{\sigma})} \quad (\text{III.11})$$

Quelques fois, E' est remplacé par le module sécant. Les essais permettant le calcul de E' doivent se faire dans des conditions non drainées puisque le tassement immédiat se produit avant toute consolidation. On appelle alors le module œdométrique, le module en conditions non drainées E_u . Toutefois, il faut souligner que le calcul du module E_u est fortement influencé par le remaniement des échantillons. Lorsque nous voulons évaluer le tassement par composantes, les calculs relèvent de plusieurs théories étant donné que les composantes de tassement sont de natures différentes.

6.2. Calcul des tassements instantanés

Dans les milieux saturés, on peut admettre que ce tassement se produit à volume constant. On peut le calculer on se basant sur les formules de Boussinesq. A titre d'exemple, au voisinage d'une semelle flexible uniformément chargée, le tassement est donné par [19]:

$$S_i = qB \frac{1-\nu^2}{E} I \quad (\text{III.12})$$

Chapitre III : Portance et tassement des sols

Dans laquelle on prendra $\nu=0,5$. B est la dimension caractéristique de la semelle. Le coefficient d'influence I dépend de la forme de la semelle et de la position du point de calcul (Tableau III.1). Lorsqu'il s'agit d'une semelle rigide, le coefficient d'influence est plus petit.

Tableau III.1. Coefficient d'influence I.

Forme de la semelle	Dimensions	Coefficient d'influence		
		Centre	Coin	Moyenne
Carrée	-	1,12	0,56	0,95
Rectangulaire	L/B=2	1,53	0,77	1,30
	L/B=3	1,78	0,89	1,52
	L/B=5	2,10	1,05	1,83
	L/B=10	2,58	1,29	2,25
Circulaire	-	1,0	0,64	0,85

6.3. Calcul des tassements de consolidation

Au cours de la consolidation du sol, l'élément de volume se déforme. Etant donné que les grains sont indéformables (par hypothèse), le volume solide reste inchangé (Figure III.21). En fonction de l'indice des vides, on écrit [19]:

$$V_S = \frac{V_t}{1+e} = \text{Constante.} \quad (\text{III.13})$$

Pour une surface transversale égale à l'unité, il devient:

$$V_S = \frac{h_0}{1+e_0} = \frac{h_0+\Delta h}{1+e_0+\Delta e} \quad (\text{III.14}) \quad \text{D'où} \quad \varepsilon_v = \frac{\Delta h}{h_0} = \frac{\Delta e}{1+e_0} \quad (\text{III.15})$$

Ce qui nous permet de calculer le tassement S de l'échantillon [19]:

$$s = \Delta h = \frac{\Delta e}{1+e_0} h_0 \quad (\text{III.16})$$

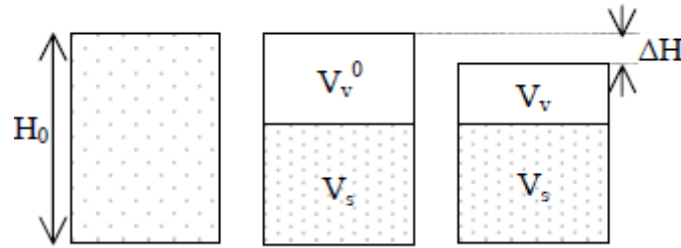
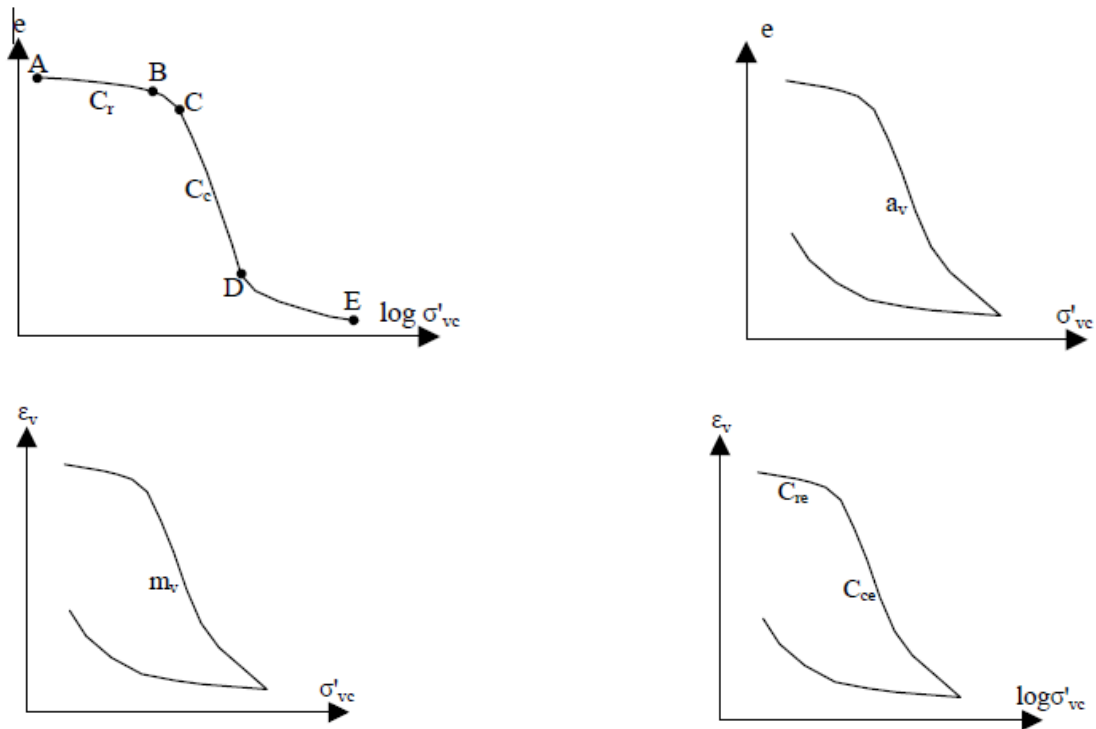


Figure III.21. Principe de calcul du tassement [19].

6.3.1. Sol normalement consolidé



C_r : indice de recompression
 C_c : indice de compression
 m_v : coefficient de changement de volume
 ($m_v = 1/E'$)

C_{re} : indice de recompression modifié
 C_{ce} : indice de compression modifié
 a_v : coefficient de compressibilité

Figure III.22. Courbes de compressibilité [19].

Le tassement de consolidation S_c se calcule pour la zone de compression vierge. Selon la courbe effort-déformation utilisée, on exprime le tassement de consolidation par l'une des formules suivantes [19]:

$$S_c = C_c \frac{H_0}{1+e_0} \log \left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \right) \quad (\text{III.17})$$

$$S_c = C_{ce} H_0 \log \left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \right) \quad (\text{III.18})$$

$$S_c = a_v \frac{H_0}{1+e_0} (\sigma'_2 - \sigma'_1) \quad (\text{III.19})$$

$$S_c = m_v H_0 (\sigma'_2 - \sigma'_1) \quad (\text{III.20})$$

Où $\sigma'_2 = \sigma'_1 + \Delta\sigma$, les indices C_c , C_{ce} , a_v , m_v sont relatives à la zone de compression vierge.

✓ **Remarque**

1- Avantages des courbes ε_v ($\log \sigma'_v$) ou Δh ($\log \sigma'_v$):

- Simplifier le calcul des tassements sans connaître e_0 .
- Déterminer la contrainte de consolidation σ'_{vc} pendant l'essai.

2- Lorsque le sol est un multicouches, le tassement de consolidation sera la somme des tassements de chaque couche :

$$S_c = \sum_{i=1}^n S_{ci} \quad (\text{III.21})$$

6.3.2. Le sol est surconsolidé

On peut avoir deux cas [19]:

$$\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v \leq \sigma'_p \quad \text{ou} \quad \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v \geq \sigma'_p$$

a. La contrainte effective finale est inférieure à la contrainte de préconsolidation

($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v \leq \sigma'_p$):

On peut utiliser les expressions précédentes, en prenant le soin de remplacer les coefficients de la zone de compression vierge par ceux de la zone de recompression C_r ou C_{re} [19]:

$$S_c = C_r \frac{H_0}{1+e_0} \log \left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \right) \quad (\text{III.21})$$

$$S_c = C_{re} H_0 \log \left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1} \right) \quad (\text{III.21})$$

b. La contrainte effective finale est supérieure à la contrainte de préconsolidation

$$(\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v \geq \sigma'_p)$$

Le tassement de consolidation sera la somme de deux parties : un tassement relatif à la zone de recompression, et un tassement relatif à la zone de compression vierge [19]:

$$S_c = C_r \frac{H_0}{1+e_0} \log \left(\frac{\sigma'_{v0} + (\sigma'_p - \sigma'_{v0})}{\sigma'_{v0}} \right) + C_c \frac{H_0}{1+e_0} \log \left(\frac{\sigma'_p + (\sigma'_{v0} + \sigma'_v - \sigma'_p)}{\sigma'_p} \right) \quad (\text{III.22})$$

Soit:

$$S_c = C_r \frac{H_0}{1+e_0} \log \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \right) + C_c \frac{H_0}{1+e_0} \log \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_p} \right) \quad (\text{III.23})$$

En termes d'indice de recompression modifié, il vient :

$$S_c = C_{re} H_0 \log \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \right) + C_{ce} H_0 \log \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_p} \right) \quad (\text{III.24})$$

6.4. Calcul du tassement secondaire

On peut utiliser l'équation de base [19]:

$$S_s = \frac{\Delta e}{1+e_0} H_0 \quad (\text{III.25})$$

Dans laquelle on prendra:

$\Delta e = C_\alpha \Delta (\log t)$. $H_0 = H_i - S_i - S_c$ la hauteur de la couche à la fin de la consolidation primaire. H_i étant l'épaisseur initiale de la couche, S_i est le tassement instantané, S_c est le tassement de consolidation. $e_0 = e_p$ est relatif à la fin de la consolidation primaire.

7. Tassements admissibles et précautions à adopter

Les tassements uniformes ne sont pas en général préjudiciables. Par contre, les tassements différentiels peuvent provoquer des désordres graves : dislocation de maçonnerie, fissures dans les bétons, rotation d'ensemble...etc. Les tassements uniformes ou absolus sont considérés admissibles lorsqu'ils peuvent être absorbés sans inconvénient par la structure. Ceci peut être réalisé par des constructions très souples ou des constructions très rigides. Pour les constructions courantes, on limite les tassements différentiels S_d aux valeurs suivantes [19, 20]:

$$S_d \leq \frac{L}{600} \text{ Pour la maçonnerie (plus adaptable que le béton armé).}$$

$$S_d \leq \frac{L}{1000} \text{ Pour les structures en béton armé.}$$

L: étant la portée séparant deux appuis pour lesquels on effectue le calcul.

Les précautions à adopter visent à minimiser autant que possible les tassements tout en prenant garde des sols gonflants. De point de vue réglementaire, il existe des normes précisant les valeurs limites des tassements.

Tableau III.2 : Tassements admissibles [20].

Type de mouvement	Condition	Tassement maximal
Tassement total	drainage correcte	15 à 30 cm
	facilité d'accès	30 à 60 cm
	Tas. uniforme sous mur en maçonnerie	2 à 5 cm
	Tas. uniforme sous poutraison	5 à 10 cm
	Tas. uniforme sous silos, cheminée, radier	8 à 30 cm
Renversement	stabilité de cheminée et tour	0,004 B
	circulation d'engin	0,01 L
	stabilité d'empilage	0,01 L
	stabilité de machine à tisser	0,003 L
	stabilité de turbo-générateur	0,0002 L
	Stabilité de grue sur rail	0,003 L
	Ecoulement de l'eau dans les étages	0,01 à 0,02 L
Tassement	parer à la fissuration de mur de brique	0,0005 à 0,001 L
	parer à la fissuration de poutre en B.A.	0,0025 à 0,004 L
	parer à la fissuration de voile en B.A.	0,003 L
	parer à la fissuration de poutre continue en acier	0,002 L
	parer à la fissuration de poutre simple en acier	0,005 L

8. Conclusion

Sous l'effet d'un chargement donné (fondation, remblai, ...etc.), le sol se déforme. On sait que dans la plus part des cas, la surface du sol est horizontale et les charges sont verticales; les déformations et par conséquent les déplacements, seront dans la même direction. Ils sont appelés tassements.

Le tassment depend de la nature du sol, son degré de consolidation, ainsi que de la présence ou non de l'eau.



Chapitre IV

Etude géotechnique du cas d'étude

1. Introduction

Dans tout projet de construction, une campagne de reconnaissance géotechnique est nécessaire. Elle a pour but d'étudier la structure géologique du sol (nature des matériaux du sol, profondeur des couches, niveau de la nappe...), et de déterminer certains paramètres décrivant le comportement du sol (résistance, déformation...). Ces paramètres servent à la conception et au calcul des ouvrages géotechniques.

2. Présentation du cas d'étude

Le cas d'étude choisi est le projet de la nouvelle gare maritime du port d'Annaba (R+3), situé au sud-est de la ville (figure IV.1). Le projet est voisiné par la gare ferroviaire du côté de la route d'El Kala à l'ouest, et des bâtiments administratifs importants (ancienne bâtisse administrative du port, chambre de commerce, SETA, bureau de poste) du côté de la rue de l'avant-port au nord, ainsi que des bâtiments à usage d'habitat datant de l'époque coloniale (place d'arme) au nord et nord-ouest du côté de la rue de l'ALN et rue Asla Houcine.



Figure IV. 1. Situation du projet cas d'étude [22].

3. La situation géographique de la zone à étudier

Annaba se situe sur la rive sud du bassin méditerranéen, au nord-est de l'Algérie, à 600 km de la capitale Alger et à 100 km de la frontière tunisienne. La ville s'élève au fond d'une baie ouverte à l'est sur le golfe d'Annaba. Elle est dominée à l'ouest par la chaîne de montagne de l'Edough (1 008 m d'altitude) [21].

Les coordonnées géographiques de Annaba:

Latitude : 36°53'59" Nord

Longitude : 7°46'00" Est

L'altitude par rapport au niveau de la mer : 4 m.

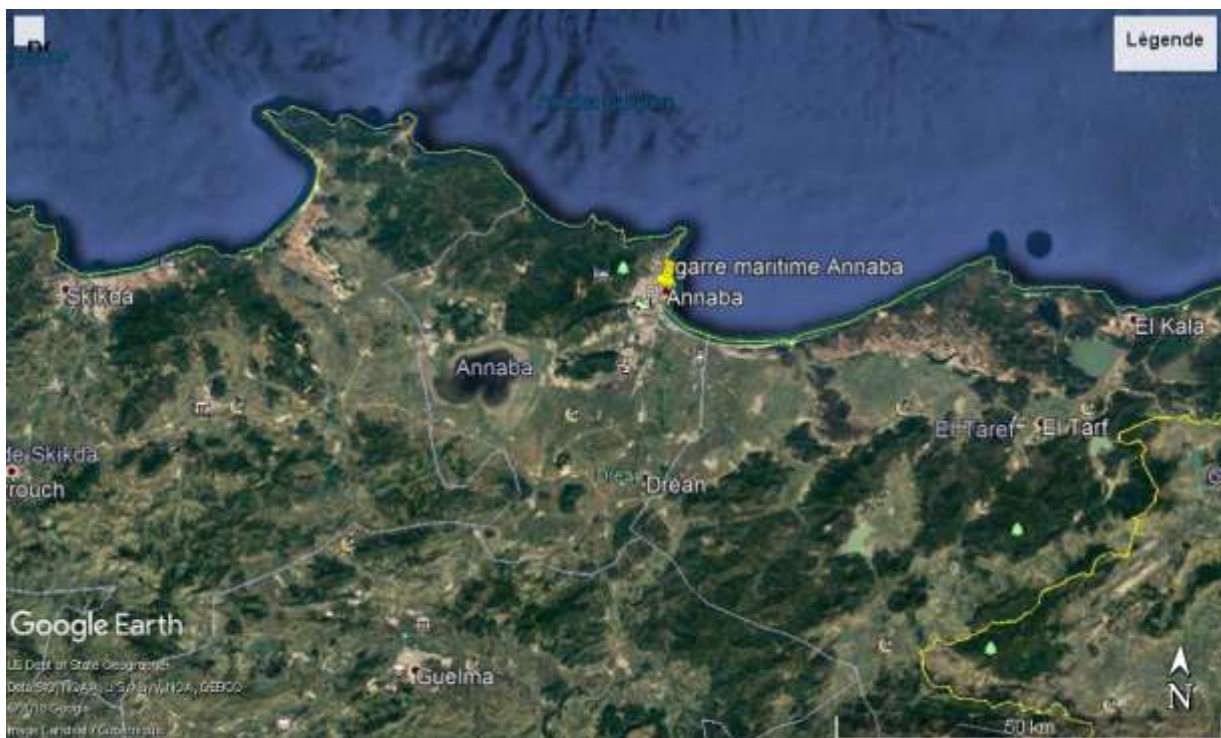


Figure IV.2. Situation géographique de la zone d'étude [22].

4. Géologie de la région d'Annaba

Les études géologiques qui ont été faites sur la région (Joleaud, 1936; Hilly, 1962; Vila, 1980; Lahondère, 1987; J. Ilavsky, 1987; Gleizes, 1988; Hammor, 1992), montrent l'existence de deux types de terrains métamorphique et sédimentaires. L'échelle stratigraphique de ces terrains se répartit du Paléozoïque au Quaternaire (figure IV.3) [23].

CHAPITRE IV: Etude géotechnique du cas d'étude

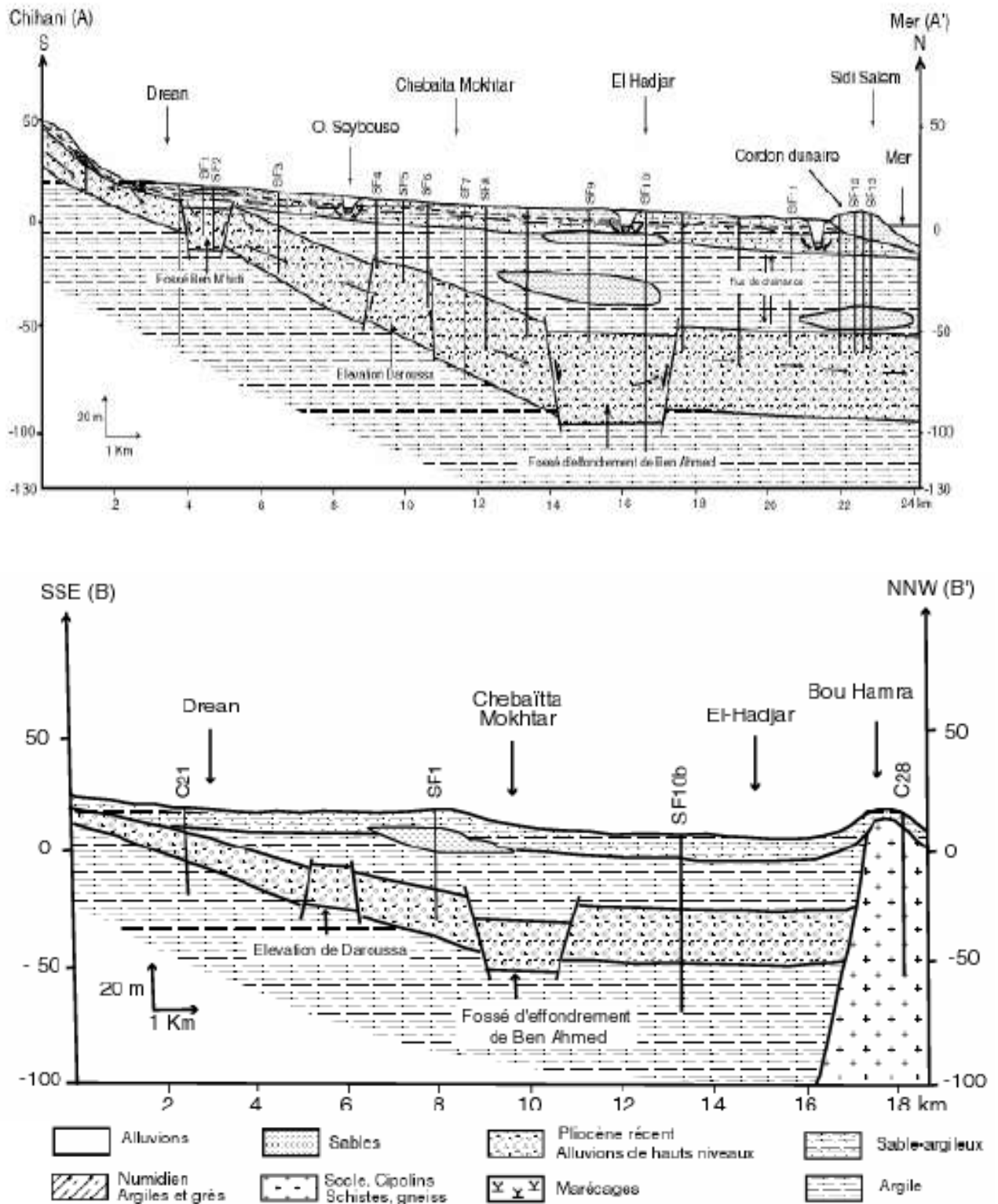


Figure IV. 3. Coupes géologiques [24].

4.1. Le Paléozoïque

Le socle d'âge primaire affleure à l'ouest dans le massif de Dj. Edough, Belelieta et Bouhamra, constitué par des roches cristallophylliennes qui se superposent en trois séries:

- Série inférieure, représentée par des gneiss riches en biotite et sillimanite d'une épaisseur moyenne de 70 m, cette formation constitue le cœur de l'anticlinal du massif de l'Edough;
- La série intermédiaire, caractérisée par des schistes et des micaschistes riches en biotite, muscovite et du grenat et parfois avec des feldspaths souvent visibles à l'œil nu. Cette série contient des marbres qui s'intercalent dans les formations des micaschistes sous forme de skarns;
- Série supérieure, constituée par un ensemble de gneiss ocellés, schistes satinés, micaschistes, grenats et amphibolites.

Ces trois séries du point de vue hydrogéologique sont peu importantes, sauf pour le gneiss altéré ou le cipolin fissuré qui peuvent constituer le siège d'une nappe d'eau souterraine mais toujours à faible potentiel hydraulique [24].

4.2. Le Mésozoïque

Le secondaire affleure également en dehors de la région d'étude, dans la partie sud, au niveau de la région de Guelma et de Bouchegouf, située à une quarantaine de km au sud du secteur étudié. Il est constitué par:

- Le Trias, formé par une association de dolomies, calcaires dolomitiques et de gypse;
- Le Jurassique, représenté par des dolomies noires et des schistes calcaireux;
- Le Crétacé qui comporte des calcaires dolomitiques riches en foraminifères et des débris de rudistes.

Seul le Crétacé supérieur (Sénonien) est représenté dans la région, il occupe presque la totalité des monts de la Cheffia. Il est caractérisé par un faciès schisteux plus au moins argileux. Parfois il s'agit aussi d'un passage de calcaire avec alternance de marnes ou de microbrèches épais de 5 à 10 cm. Quelques forages de reconnaissance répartis dans la cuvette de la Cheffia et réalisés dans le cadre d'une étude géologique au droit de l'emplacement du barrage et de la galerie d'amenée ont recoupé ces faciès [24].

4.3. Le Cénozoïque

Constitué par [24]:

- L'Eocène inférieur, représenté par une série transgressive formée par des calcaires massifs à faciès épinéritique;
- L'Oligocène, qui comporte des niveaux argileux numidiennes rencontrées dans toute la partie Sud de la région d'étude. Ce faciès argileux, de couleur verdâtre, brunâtre ou bleu sombre, comprend parfois des intercalations de lentilles gréseuses pouvant aller à 30 cm d'épaisseur. Localement, quartzeux et renfermant parfois de petits nodules de pyrite, l'ensemble des formations peut atteindre plus de 100m d'épaisseur. Ces argiles, formant la base de la série numidienne, ont été datées de l'Oligocène moyen à supérieur (Lahondère, 1987). Au-dessus de ces formations argileuses viennent se superposer les grès numidiens en position allochtone d'âge aquitainien (Rouvier in Ramdani, 1996), à grains hétérométriques allant du grain grossier au grain fin. Ces grès, épais de près de 150m, sont bien représentés au sud de la région d'étude.
- Le Mio-Pliocène, constitue le remplissage graveleux et sablo-argileux du bassin de la plaine d'Annaba. Ces formations sont d'origine continentale, elles incluent des horizons graveleux et des niveaux de travertins qui constituent le réservoir de la nappe des graviers.

5.4. Le Quaternaire

D'après l'étude faite par L. Joleaud en 1936, trois niveaux sont distingués (figure IV.3):

- Le Quaternaire ancien (haute terrasse), constitué par des formations alluviales (argile, limon, sable, gravier et galets) et formant un réservoir d'eau superficielle, son altitude varie entre 75 et 150 m ;
- Le Quaternaire moyen correspond à la basse terrasse de 20 à 50 m, constitué par des argiles, et des sables. Elle supporte des terres cultivées. Cette terrasse se développe sur toute la région surtout au niveau de la vallée de l'oued Seybouse
- Le Quaternaire récent, correspond au sable des cordons dunaires littoraux et aux limons alluvionnaires de la Seybouse.
- Quaternaire actuel, Les alluvions sont représentées par des dépôts du lit actuel de l'Oued, généralement de matériaux variés, argiles, sables et des cailloux, résultant de l'érosion des formations traversées par l'Oued.

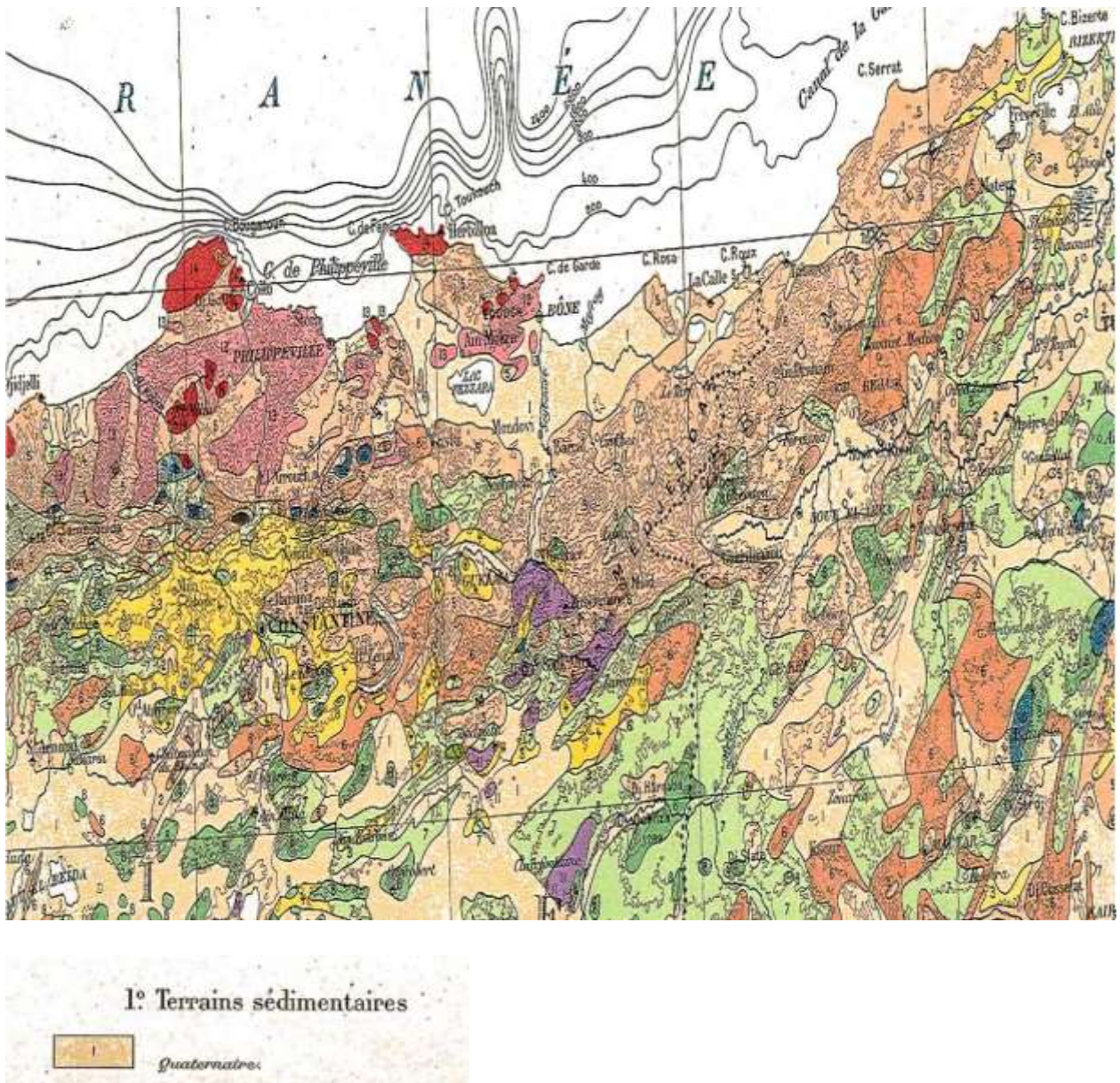


Figure IV.4. Formation géologique de la région de la ville d'Annaba [24].

5. La géologie locale

Selon la carte géologique, La formation de la région de la ville d'Annaba est du Quaternaire (figure IV.4) [23]:

Le Quaternaire ancien (haute terrasse), constitué par des formations alluviales (argile, limon, sable, gravier et galets) et formant un réservoir d'eau superficielle, son altitude varie entre 75 et 150 m ;

CHAPITRE IV: Etude géotechnique du cas d'étude

- Le Quaternaire moyen correspond à la basse terrasse de 20 à 50 m, constitué par des argiles, et des sables. Elle supporte des terres cultivées. Cette terrasse se développe sur toute la région surtout au niveau de la vallée de l'oued Seybouse.

- Le Quaternaire récent, correspond au sable des cordons dunaires littoraux et aux limons alluvionnaires.

6. L'hydrogéologie

Le système aquifère d'Annaba est composé de la nappe des graviers et de la nappe superficielle; est marqué par un écoulement orienté Sud - Nord avec une dépression piézométrique autour du champ de captage des Salines. L'alimentation de la nappe s'effectue principalement par l'infiltration des eaux de pluie. Cependant, la forte sollicitation de cet ensemble aquifère a entraîné une baisse très sensible des niveaux et l'apparition de zones de dépression. De petits apports d'eau souterraine peuvent avoir lieu à partir des matériaux limitant la plaine ; cependant l'écoulement superficiel du réseau hydrographique du bassin versant est l'apport le plus important après l'apport météorique [23].

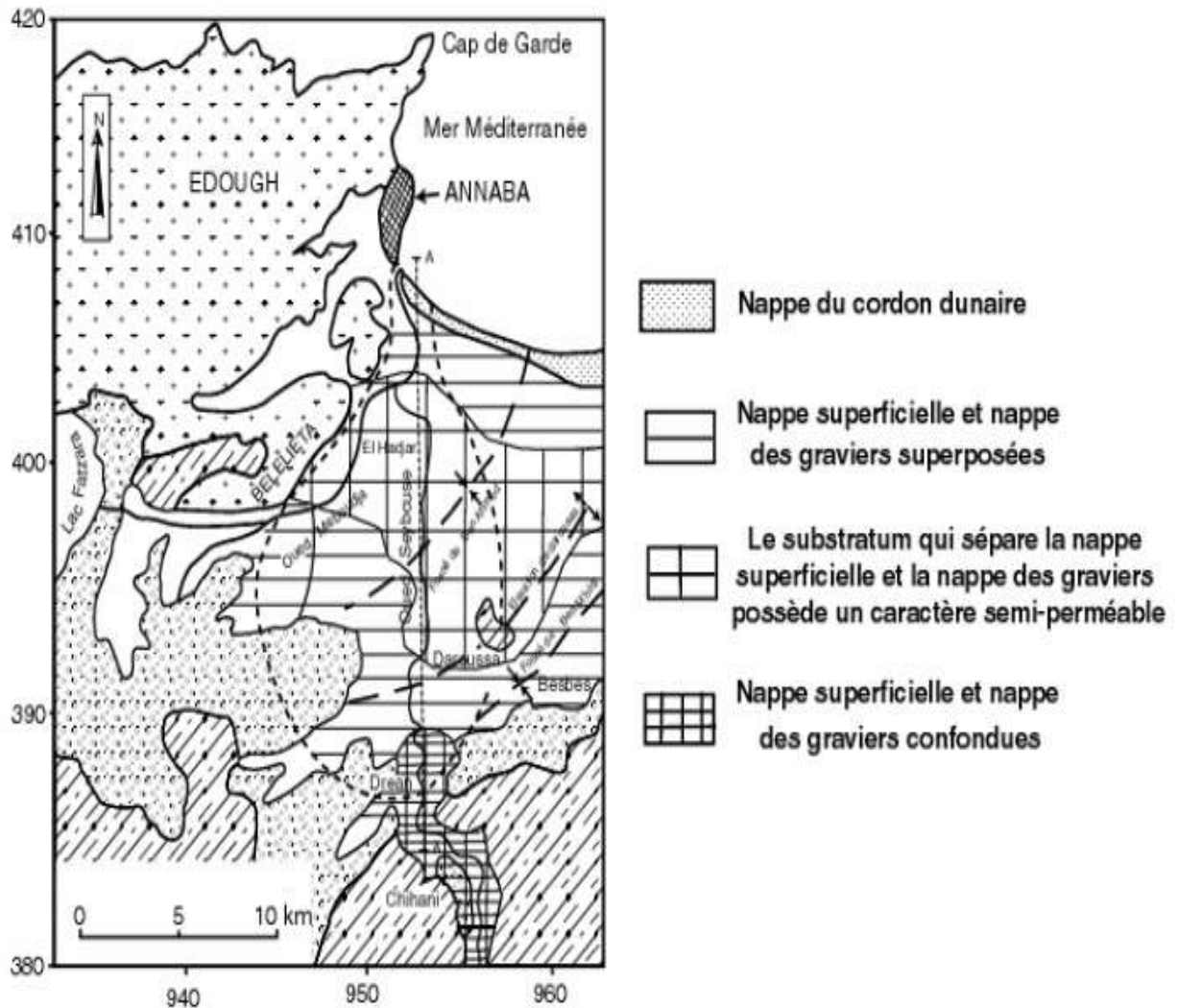
7. Hydrodynamique des eaux souterraines à la région d'Annaba [25]

La basse plaine de la Seybouse renferme trois nappes souterraines avec des potentialités hydrauliques différentes : deux sont superficielles (la nappe du cordon dunaire et la nappe sablo argileuse) et l'autre peu profonde dans la partie Sud et profonde dans la partie Nord (nappe des graviers) (figure IV.5):

1) La nappe du cordon dunaire est une nappe littorale constituée par le sable dunaire. La transmissivité moyenne est de l'ordre de $10^{-3} \text{ m}^2.\text{s}^{-1}$ et la perméabilité est de 10^{-3} à $10^{-5} \text{ m}.\text{s}^{-1}$, cette nappe est exploitée par des puits.

2) La nappe phréatique et la nappe des graviers, sont deux nappes superposées qui s'étendent sur toute la zone d'étude. La nappe phréatique est constituée par des sables argileux et des limons, son épaisseur varie entre 0 et 20 m, elle est exploitée par des puits pour l'irrigation et les usages domestiques. La nappe des graviers constituée par des graviers, galets et sables est située en dessous de la nappe superficielle. Son épaisseur au niveau de la zone

d'étude varie entre 2 et 50 m. Elle est souvent sollicitée par des forages pour l'alimentation en eau potable et pour l'irrigation.



8. Identification des nappes à la région Annaba et ses environs

Les formations du système aquifère sont constituées de sédiments mio-pliocènes et quaternaires des deux fosses décrits précédemment. Le remplissage de ces fosses s'est effectué de manière hétérogène, formant une alternance d'argile sableuse, de sable, de graviers et de travertins, où l'on distingue 7 réservoirs d'importance inégale (figure IV.6) [23]:

CHAPITRE IV: Etude géotechnique du cas d'étude

a. La nappe des formations superficielle

Cette nappe est contenue dans des formations sablo-argileuses incluant des lentilles de sables. Des argiles grises compactes en constituent le substratum. Ces lentilles sont plus fréquentes à proximité de l'oued Seybouse, et à la périphérie des affleurements des grès numidiens. La nappe phréatique est globalement libre, sauf en quelques points où elle est captive sous des niveaux d'argiles. L'épaisseur de cette nappe varie de 0 à 18 m.

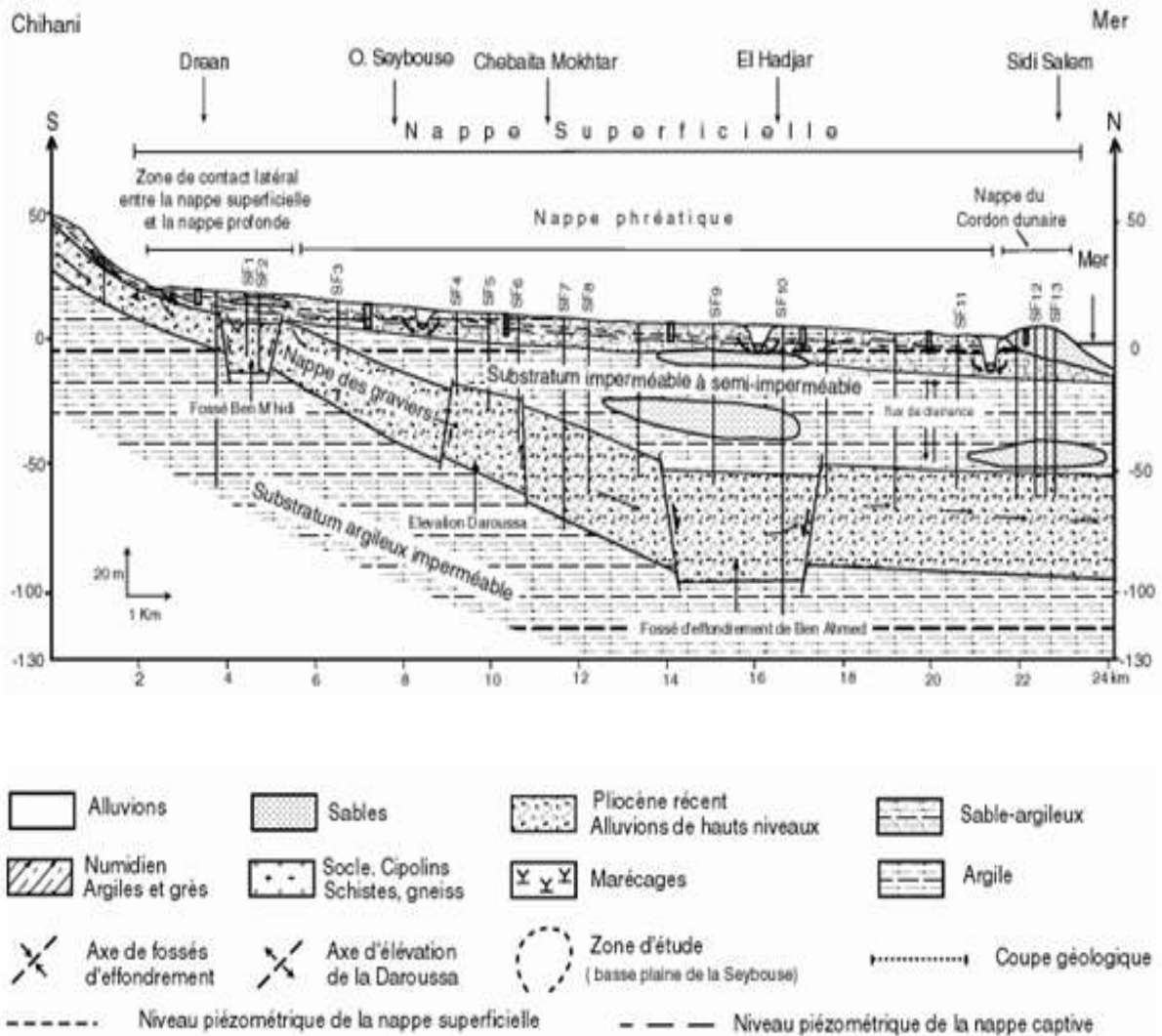


Figure IV.6. Coupe schématique de la superposition des nappes souterraines de la région d'Annaba.

b. La nappe des graviers

Cette nappe est positionnée entre un substratum argileux et un toit imperméable à semi-perméable.

c. La nappe des sables du massif dunaire de Bouteldja

Au nord-est, la nappe libre du massif dunaire est contenue dans les sables éoliens reposant sur le remplissage mio-pliocène de la fosse de Ben-M'hidi.

d. La nappe des alluvions de la haute terrasse

Elle s'étend le long des massifs numidiens à l'Ouest et au Sud de la plaine d'Annaba. Ces alluvions graveleuses et caillouteuses à matrice argileuse ont des possibilités aquifères très limitées.

e. La nappe des cipolins

Elle se situe dans les massifs de bordure du Belilieta et de Boukhadra (proche du massif de l'Edough). Elle est contenue dans des lentilles de cipolins, fissurés, existant au sein des gneiss et micaschistes du monoclinale métamorphique du Boukhadra. Ces calcaires sont en contact avec les alluvions de la plaine. Leur superficie est inférieure à 100 ha.

f. La nappe des travertins

Elle est mal délimitée. Elle a été localisée dans le secteur compris entre Fardaous, la butte de Daroussa, Chbaïta et la ferme Hallalal Aissa.

g. La nappe libre du cordon dunaire

Elle est contenue dans les dunes le long de la Méditerranée, à l'Ouest de la Mafragh. Elle présente l'intérêt de protéger la nappe phréatique.

9. Caractéristiques géométriques du système aquifère

L'hétérogénéité des dépôts a permis de définir un système aquifère constitué par une nappe superficielle qui s'étend sur l'ensemble de la zone d'étude, excepté sur sa bordure nord constituée par les sables du cordon dunaire, à l'Ouest de l'oued Mafragh, et du massif dunaire de Bouteldja à l'Est. Ce dernier constitue un réservoir aquifère dont les ressources en eau souterraine à l'alimentation des populations des wilayas d'Annaba et El-Taref. Sous cet ensemble les forages ont rencontré sous une couche argilo-sableuse semi-perméable des niveaux de graviers s'étendant sur toute la superficie du système. L'analyse de près de 500 coupes lithologiques de forage a permis d'identifier la structure profonde des principaux aquifères et de déterminer leur extension latérale et verticale. Nous décrivons à partir des

CHAPITRE IV: Etude géotechnique du cas d'étude

coupes reportées sur la (figure IV.7) l'ensemble de ces horizons aquifères successivement de l'Ouest vers l'Est [26].

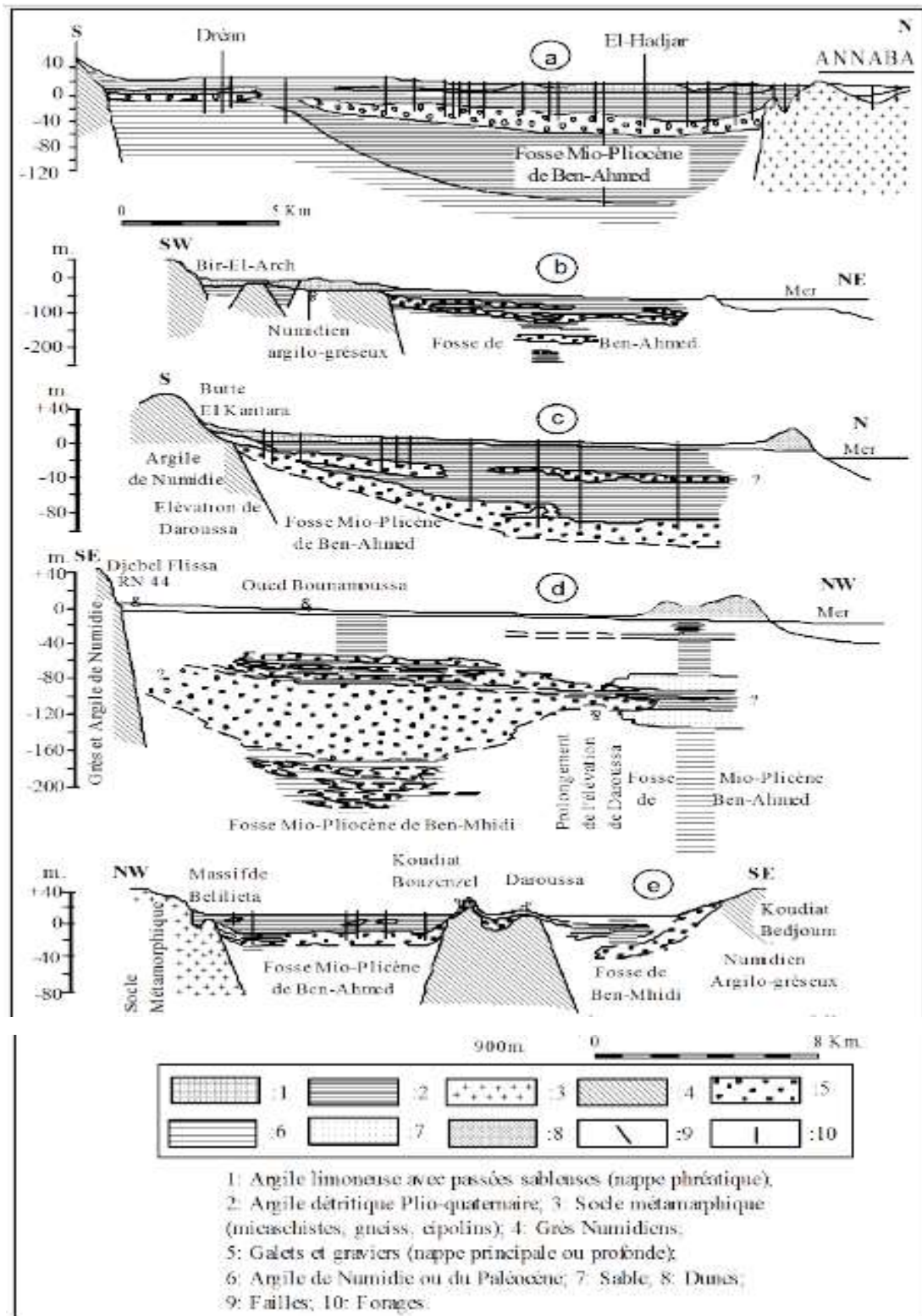


Figure IV.7. Coupes au travers de la plaine d'Annaba [26].

10. La nappe des sables fins superficiels (ou nappe superficielle)

Cette nappe est contenue dans des formations sablo-argileuses incluant des lentilles de sables. Des argiles grises compactes en constituent le substratum. La répartition des lentilles sableuses est très irrégulière et discontinue. Ces lentilles sont néanmoins plus fréquentes à proximité de l'oued Seybouse, et à la périphérie des affleurements des grès numidiens. La nappe phréatique est globalement libre, sauf en quelques points où elle est captive sous des niveaux d'argiles. L'épaisseur de cette nappe peut atteindre 18 m.

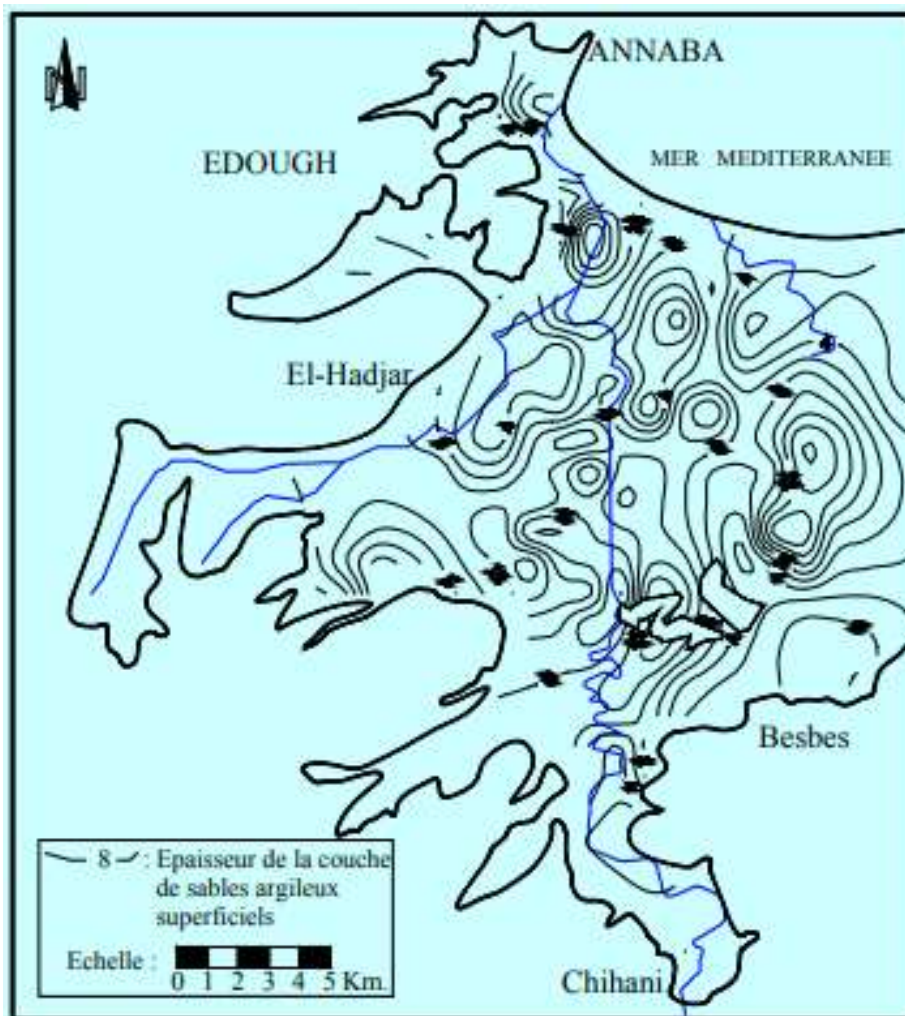


Figure IV.8. Carte des isopaches de la nappe phréatique [26].

11. Type de climat

La région d'étude est soumise à un climat méditerranéen caractérisé par deux saisons distinctes. L'une humide allant du mois d'octobre à mai et marquée par une forte pluviosité et de faibles températures. L'autre sèche et chaude avec de fortes températures atteignant le maximum au mois d'août.

Le climat de Annaba est dit tempéré chaud. En hiver, les pluies sont bien plus importantes à Annaba qu'elles ne le sont en été. La classification de Köppen-Geiger est de type Csa. Annaba affiche 18.4 °C de température en moyenne sur toute l'année. Il tombe en moyenne 712 mm de pluie par an [21].

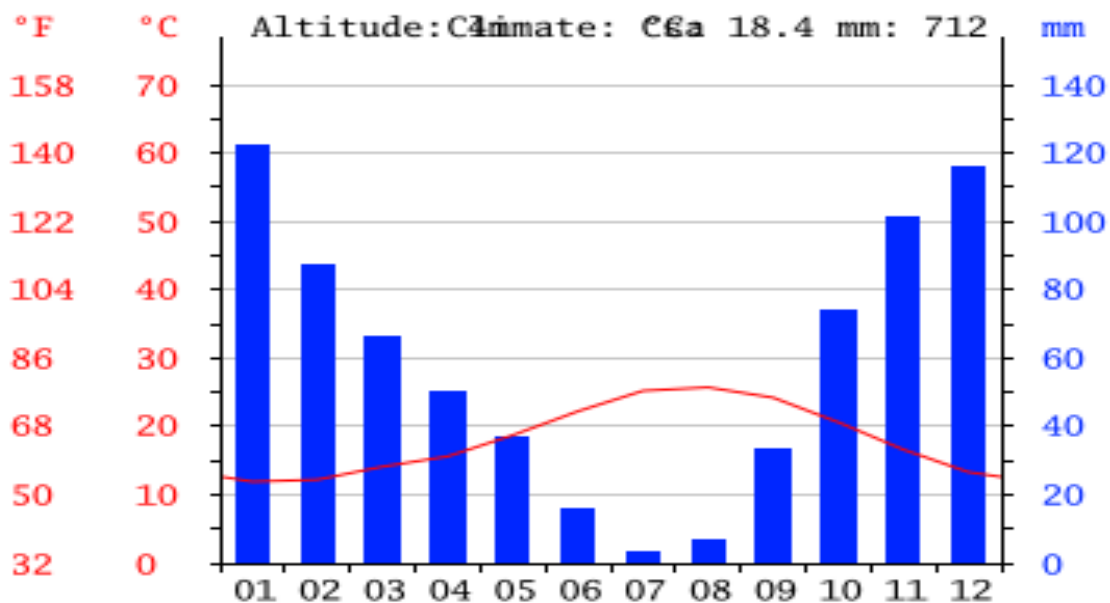


Figure IV.9. Diagramme climatique de la ville Annaba [21].

Une différence de 119 mm est enregistrée entre le mois le plus sec et le mois le plus humide. Sur l'année, la température varie de 13,8 °C.

Aout est le mois le plus chaud de l'année. La température moyenne est de 25.7 °C à cette période. Le mois le plus froid de l'année est celui de Janvier avec une température moyenne de 11,9 °C.

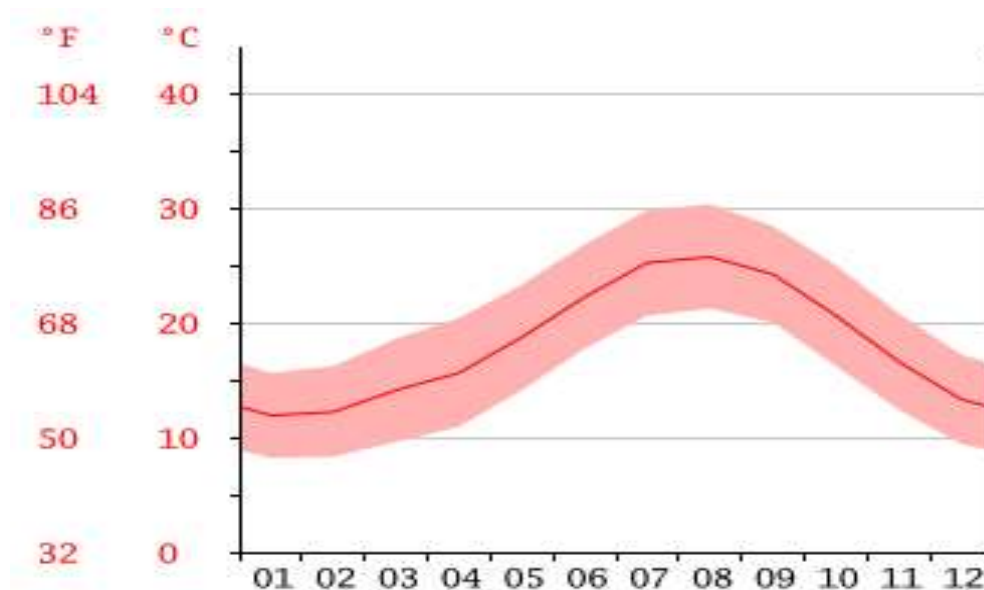


Figure IV.10. Courbe de température de la ville Annaba [21].

11.1. Etude des précipitations

La précipitation est la quantité d'eau météorique, totale, liquide ou solide qui tombe sur une surface horizontale déterminée, appelée "section pluviométrique". La pluie est un facteur climatique très important conditionnant l'écoulement saisonnier et par conséquent le régime des cours d'eau ainsi que celui des nappes.

Tableau IV.1 : Précipitations moyennes mensuelles interannuelles en (mm).

station	Mois											
	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU
Salines	34,2	65,1	92,5	110,3	101,9	77,7	64,7	58,6	37,0	13,7	2,8	10,6
Pont bouchet	32,6	56,0	85,0	103,4	98,2	70,4	53,6	57,3	41,3	9,7	2,3	9,1

CHAPITRE IV: Etude géotechnique du cas d'étude

La pluie augmente avec l'altitude, elle est également plus importante sur les versants exposés aux vents. Elle diminue au fur et à mesure que l'on s'éloigne des versants et de la mer.

Les données recueillies à la station des Salines (1973-2006) et de Pont Bouchet (1978-2006), sont récapitulées dans le tableau IV.1.

Ce tableau montre la variation des précipitations d'un mois à l'autre des moyennes mensuelles des hauteurs pluviométriques enregistrées dans ces deux stations avec un maximum de l'ordre de 110.3 mm qui s'observe au mois de décembre à la station des salines et de 103,4 mm à Pont Bouchet, et un minimum au mois de juillet de l'ordre de 2,3 mm et 2,8 enregistré respectivement à la station de Pont Bouchet et les Salines.

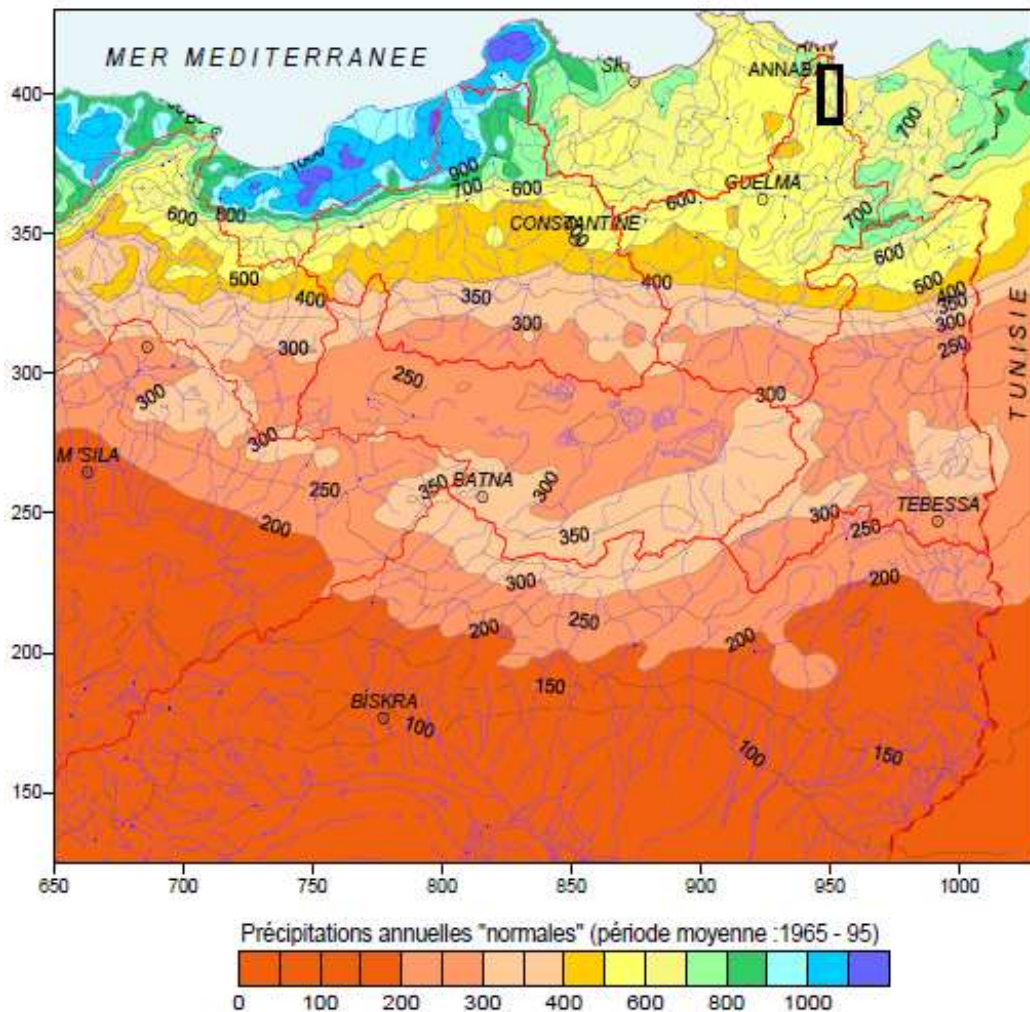


Figure IV.11. Précipitations annuelles médianes [27].

CHAPITRE IV: Etude géotechnique du cas d'étude

On peut remarquer dans la figure IV.11, que la zone d'étude se situe dans une région de précipitation moyenne annuelle d'environ 600 mm (la plage jaune).

12. Sismicité

Selon les règles parasismiques algériennes RPA 99/ version 2003, La ville de Annaba est classée : une zone de sismicité moyenne **Zone IIa**.

- ✓ Zone 0 : sismicité négligeable.
- ✓ Zone I : sismicité faible.
- ✓ Zone II : sismicité moyenne.
- ✓ Zone III : sismicité élevée.

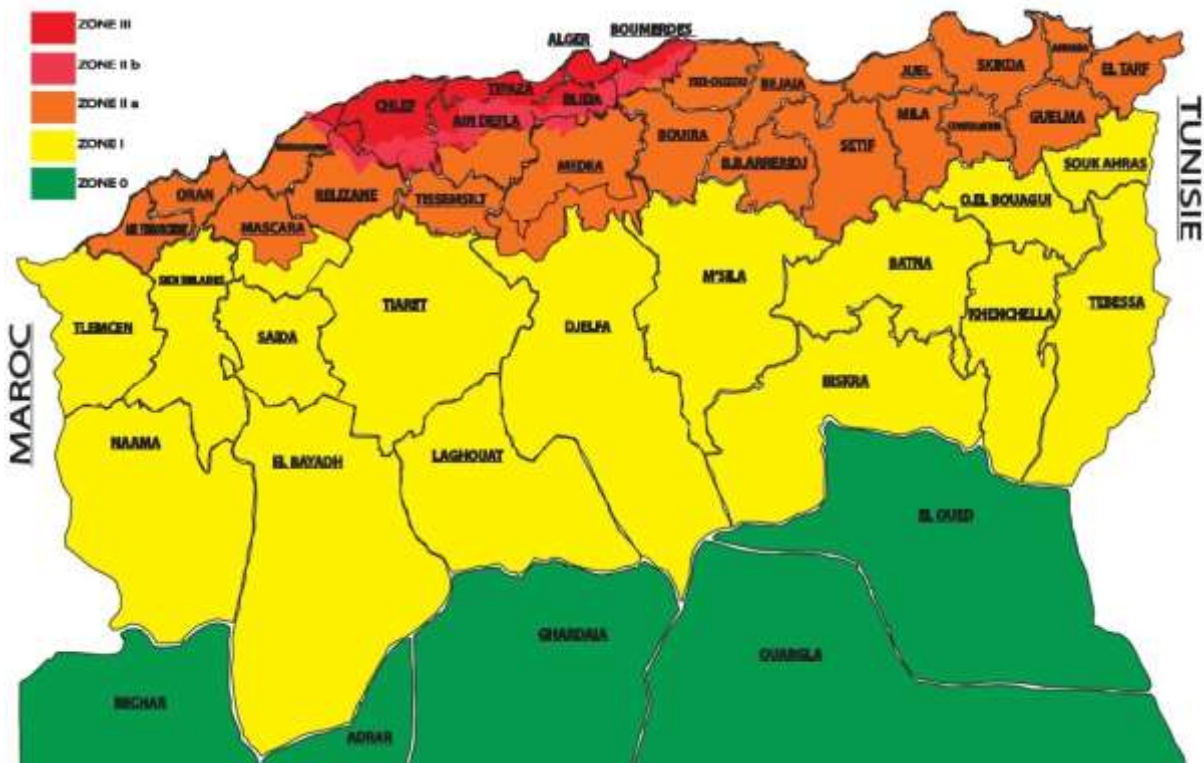


Figure IV.12. Carte de zone sismique de l'Algérie [28].

13. Les reconnaissances géotechniques du site

L'étude géotechnique a été effectuée par le laboratoire des travaux publics de l'Est (LTPE) - Annaba.

CHAPITRE IV: Etude géotechnique du cas d'étude

- Les essais in- situ

Dix (10) sondages carottés (S_C), dont les quatre premier de 20 mètres de profondeur et le reste des sondages (six) de 30 mètres de profondeur avec récupération des échantillons pour effectuer des essais au laboratoire.

À partir des sondages carottés on a obtenu les résultats suivants:

Tableau IV.2. Nature du sol sondage carotte numéro 01.

COUPE GEOLOGIQUE	
REALISATION DE LA NOUVELLE GARE MARITIME/PORT ANNABA	
SONDAGE CAROTTE SC 01 DE 20 METRE DE PROFONDEUR	
profondeur	Nature du sol
0,0 – 0,25	Couche de béton bitumineux.
0,25 – 1.40	Remblai hétérogène constitué de grave canané + sable.
1.40-3.00	Limon avec traces de sable et argile de couleur brune.
3.00-5.30	Sable fin
5.30-6.00	Sable moyen avec traces d'argile de couleur brune foncée.
6.00-11.90	Sable moyen
11.90-13.50	Vase.
13.50-19.00	Sable moyen à grossier.
19.00-2.00	Argile sableuse de couleur brune foncée.

CHAPITRE IV: Etude géotechnique du cas d'étude

Tableau IV.3. Nature du sol sondage carotte numéro 02.

COUPE GEOLOGIQUE	
REALISATION DE LA NOUVELLE GARE MARITIME/PORT ANNABA	
SONDAGE CAROTTE SC 02 DE 20 METRE DE PROFONDEUR	
profondeur	Nature du sol
0,00 – 3.00	Remblai hétérogène constitué de grave cancané + sable + blocs de différentes taille + laitier.
3.00-6.50	Sable moyen.
6.50-13.00	Argile vaseuse plastique de couleur grise.
13.00-17.00	Sable avec traces d'argile de couleur brune foncée.
17.00-19.00	Argile vaseuse plastique de couleur grise.
19.00-20.00	Argile avec peu de sable de couleur grise.

Tableau IV.4. Nature du sol sondage carotte numéro 03.

COUPE GEOLOGIQUE	
REALISATION DE LA NOUVELLE GARE MARITIME/PORT ANNABA	
SONDAGE CAROTTE SC 03 DE 20 METRE DE PROFONDEUR	
profondeur	Nature du sol
0,0 – 0,30	Couche de béton bitumineux.
0,30 – 3.00	Remblai hétérogène constitué de grave cancané + sable.
3.00-5.00	Sable moyen.
5.00-7.00	Limon avec peu d'argile
7.00-13.00	Argile limoneuse de couleur brune.
13.00-20.00	Argile sableuse de couleur brune

CHAPITRE IV: Etude géotechnique du cas d'étude

Tableau IV.5. Nature du sol sondage carotte numéro 04.

COUPE GEOLOGIQUE	
REALISATION DE LA NOUVELLE GARE MARITIME/PORT ANNABA	
SONDAGE CAROTTE SC 04 DE 20 METRE DE PROFONDEUR	
profondeur	Nature du sol
0,0 – 0,40	Couche de BB+GB.
0,40 – 3.20	Remblai hétérogène constitué de grave canané + sable.
3.20-20.00	Limon avec traces de sable et argile de couleur brune.

Tableau IV.6. Nature du sol sondage carotte numéro 05.

COUPE GEOLOGIQUE	
REALISATION DE LA NOUVELLE GARE MARITIME/PORT ANNABA	
SONDAGE CAROTTE SC 05 DE 30 METRE DE PROFONDEUR	
profondeur	Nature du sol
0,0 – 0,30	Couche de béton bitumineux.
0,30 – 2.00	Remblai hétérogène constitué de grave canané + sable.
2.00-3.00	Limon avec traces de sable et argile de couleur brune.
3.00-7.50	Sable moyen avec traces d'argile de couleur brune.
7.50-13.50	Limon et argile sous forme de vase de couleur brune foncée
13.50-27.00	Sable grossier
27.00-30.00	Argile sableuse de couleur grise.

CHAPITRE IV: Etude géotechnique du cas d'étude

Tableau IV.7. Nature du sol sondage carotte numéro 06.

COUPE GEOLOGIQUE	
REALISATION DE LA NOUVELLE GARE MARITIME/PORT ANNABA	
SONDAGE CAROTTE SC 06 DE 30 METRE DE PROFONDEUR	
profondeur	Nature du sol
0,0 – 0,20	Couche de béton bitumineux.
0,20 – 3.00	Remblai hétérogène constitué de grave cancané+sable.
3.00-5.00	Limon avec traces de sable et argile de couleur brune.
5.00-14.20	Limon et argile sous forme de vase de couleur brune foncée.
14.20-22.00	Sable grossier avec traces d'argile.
22.00-30.00	Sable fin avec traces d'argile.

Tableau IV.8. Nature du sol sondage carotte numéro 07.

COUPE GEOLOGIQUE	
REALISATION DE LA NOUVELLE GARE MARITIME/PORT ANNABA	
SONDAGE CAROTTE SC 07 DE 30 METRE DE PROFONDEUR	
profondeur	Nature du sol
0,0 – 0,30	Couche de BB+GB.
0,30 – 2.80	Remblai hétérogène constitué de grave cancané+sable.
2.80-10.00	Limon et argile de couleur brune.
10.00-13.80	Limon et argile de couleur brune foncée.
13.80-25.00	Sable moyen avec traces d'argile.
25.00-28.00	Sable argileuse de couleur jaunâtre à brunâtre.
28.00-30.00	Gneiss très altère.

CHAPITRE IV: Etude géotechnique du cas d'étude

Tableau IV.9. Nature du sol sondage carotte numéro 08.

COUPE GEOLOGIQUE	
REALISATION DE LA NOUVELLE GARE MARITIME/PORT ANNABA	
SONDAGE CAROTTE SC 08 DE 30 METRE DE PROFONDEUR	
profondeur	Nature du sol
0,0 – 0,25	Couche de BB.
0,25 – 3.00	Remblai hétérogène constitué de grave canané+sable.
3.00-10.00	Sable avec peu de limon et traces d'argile de couleur brune.
10.00-13.00	Limon et argile de couleur brune foncée.
13.00-17.40	Sable fin.
17.40-30.00	Sable avec peu d'argile.

Tableau IV.10. Nature du sol sondage carotte numéro 09.

COUPE GEOLOGIQUE	
REALISATION DE LA NOUVELLE GARE MARITIME/PORT ANNABA	
SONDAGE CAROTTE SC 09 DE 30 METRE DE PROFONDEUR	
profondeur	Nature du sol
0,0 – 0,30	Couche de BB.
0,30 – 2.00	Remblai hétérogène constitué de grave canané+sable.
2.00-5.00	Sable fin.
5.00-14.60	Limon avec peu d'argile de couleur brune.
14.60-17.00	Sable fin.
17.00-21.50	Sable avec peu d'argile.
21.50-29.00	Argile sableuse.
29.00-30.00	Gneiss friable.

Tableau IV.11. Nature du sol sondage carotte numéro 10.

COUPE GEOLOGIQUE	
REALISATION DE LA NOUVELLE GARE MARITIME/PORT ANNABA	
SONDAGE CAROTTE SC 10 DE 30 METRE DE PROFONDEUR	
profondeur	Nature du sol
0,0 – 0,25	Couche de BB.
0,25 – 2.20	Remblai hétérogène constitué de grave canané+sable.
2.20-20.00	Sable fin avec traces d'argile de couleur brune.
20.00-25.00	Sable avec traces d'argile de couleur jaunâtre.
25.00-28.00	Argile sableuse de couleur brune.
28.00-30.00	Gneiss très altéré.

A la base de tableau ci-dessus, nous avons traduit les coupes géologiques sous formes graphique en utilisant le logiciel Strater (voir annexe C).

14. Interprétation des résultats et classification des sols

Les résultats des essais effectués au laboratoire pour chaque sondage sont récapitulés dans les tableaux suivant:

CHAPITRE IV: Etude géotechnique du cas d'étude

Tableau IV.12. Résultats des essais au laboratoire sondage numéro 01.

SC	01		
Profondeur (m)	3.00-4.00	5.50-5.95	14.00-14.50
IDENTIFICATION			
W(%)	12.7	22.3	/
γ_d t/m ³	1.95	1.51	/
Sr (%)	89	76	/
γ_s t/m ³	2.20	1.85	/
ANALYSE GRANULOMETRIQUE			
2.00 mm	99.7	/	/
0.08 mm	53	/	/
ES	/	19	35
CISAILLEMENT RECTILIGNE			
C (bars)	/	0.334	0.485
Φ (°)	/	22	31
CARACTERISTIQUES OEDOMETRIQUES			
P _c	/	0.945	0.665
C _c	/	0.111	0.083
C _g	/	0.025	0.012
ANALYSES CHIMIQUES SOL			
INSOLUBLES %	61.23	65.11	/
CARBONATE S %	38.40	34.00	/
GYPSE %	TRACES	TRACES	/
CHLORURE %	0.00	0.64	/

D'après les résultats des essais effectués au laboratoire sur le sondage numéro 1 à la profondeur 5,50 à 5,95 m le sol est fin de compressibilité moyenne et peu gonflant.

CHAPITRE IV: Etude géotechnique du cas d'étude

Tableau IV.13. Résultats des essais au laboratoire sondage numéro 02.

SC	02				
Profondeur (m)	3.00-4.00	6.50-7.00	14.00-14.60	10.00-10.60	19.00-19.50
IDENTIFICATION					
W(%)	20.5	37.8	27.4	52.2	23.7
γ_d t/m ³	1.63	1.33	1.51	1.12	1.58
Sr (%)	/	99	94	99	90
γ_s t/m ³	1.97	1.84	1.51	1.70	1.96
LIMITES D'ATTERBERG					
Wl%	26	41	41	67	25
Wp%	17	21	21	29	17
Ip	9	20	20	38	8
ANALYSE GRANULOMETRIQUE					
2.00 mm	96.9	97.2	/	100	99.24
0.08 mm	22.2	91.1	/	99.3	67.4
CISAILLEMENT RECTILIGNE					
C (bars)	/	0.056	0.244	0.085	0.128
Φ (°)	/	7	12	6	15
CARACTERISTIQUES OEDOMETRIQUES					
P _c	/	0.375	/	/	/
C _c	/	0.298	/	/	/
C _g	/	0.050	/	/	/
ANALYSES CHIMIQUES SOL					
INSOLUBLES %	60.94	/	/	63.62	/
CARBONATES %	35.20	/	/	32.00	/
GYPSE %	TRACES	/	/	TRAC E	/
CHLORURE %	0.00	/	/	1.11	/

D'après les résultats des essais effectués au laboratoire sur le sondage numéro 2 à la profondeur 6,50 à 7,00 m le sol est argile peu plastique, fin et assez compressible et peu gonflant.

CHAPITRE IV: Etude géotechnique du cas d'étude

Tableau IV.14. Résultats des essais au laboratoire sondage numéro 03.

SC	03			
Profondeur (m)	7.00-7.40	8.00-8.50	11.00-11.50	19.40-19.80
IDENTIFICATION				
W(%)	41.6	46.3	41.8	20.2
γ_d t/m ³	1.28	1.34	1.28	1.72
Sr (%)	100	100	100	96
γ_s t/m ³	1.82	1.96	1.82	2.07
LIMITES D'ATTERBERG				
Wl%	59	66	33	22
Wp%	27	29	19	16
Ip	32	37	14	6
ANALYSE GRANULOMETRIQUE				
2.00 mm	99.8	99.9	98.8	99.7
0.08 mm	94.9	98.15	85.3	66.7
20 μ	82.5	79	65	58.3
2 μ	27.4	23.7	9.1	7.1
CISAILLEMENT RECTILIGNE				
C (bars)	0.113	0.109	0.225	0.344
Φ (°)	11	9	9	23
CARACTERISTIQUES OEDOMETRIQUES				
P _C	0.715	0.715	0.875	0.525
C _c	0.353	0.378	0.522	0.093
C _g	0.097	0.096	0.134	0.014
ANALYSES CHIMIQUES SOL				
INSOLUBLE S %	69.09	/	/	88.20
CARBONATES %	29.03	/	/	11.29
GYPSE %	0.38	/	/	0.22
CHLORURE %	1.52	/	/	0.47

D'après les résultats des essais effectués au laboratoire sur le sondage numéro 3 à la profondeur 7,00 à 7,40 m, sol fin, très compressible, argile peu plastique à très plastique gonflant.

CHAPITRE IV: Etude géotechnique du cas d'étude

Tableau IV.15. Résultats des essais au laboratoire sondage numéro 04.

SC	04			
Profondeur (m)	3.00-4.00	5.00-5.40	8.20-8.70	11.4-11.7
IDENTIFICATION				
W(%)	/	25.4	48.7	29.3
γ_d t/m ³	/	1.61	1.31	1.48
Sr (%)	/	100	100	95
γ_s t/m ³	/	2.02	1.95	1.92
LIMITES D'ATTERBERG				
Wl%	24	23	67	33
Wp%	16	16	29	19
Ip	8	7	38	14
ANALYSE GRANULOMETRIQUE				
2.00 mm	94.3	74.5	100	99.2
0.08 mm	93.3	45	99.5	94.2
20 μ	/	/	88.5	80
2 μ	/	/	16.9	22.8
CISAILLEMENT RECTILIGNE				
C (bars)	/	0.06	0.222	0.222
Φ (°)	/	7	9	10
CARACTERISTIQUES OEDOMETRIQUES				
P _c	/	0.375	0.315	0.235
C _c	/	0.155	0.488	0.130
C _g	/	0.006	0.032	0.007
ANALYSES CHIMIQUES SOL				
INSOLUBLES %	61.61	/	66.32	/
CARBONATE S %	35.43	/	30.70	/
GYPSE %	TRACES	/	TRACES	/
CHLORURE %	0.05	/	0.11	/

D'après les résultats des essais effectués au laboratoire sur le sondage numéro 4 à la profondeur 5,00 à 5,40 m, sol pulvérulent limon et sable de compressibilité moyenne et non gonflant.

CHAPITRE IV: Etude géotechnique du cas d'étude

Tableau IV.16. Résultats des essais au laboratoire sondage numéro 05.

SC	05		
Profondeur (m)	2.20-2.50	6.50-7.00	12.10-12.30
IDENTIFICATION			
W(%)	25.2	25.2	36.9
γ_d t/m ³	1.57	1.22	1.40
Sr (%)	94	100	100
γ_s t/m ³	1.97	1.77	1.92
LIMITES D'ATTERBERG			
Wl%	29	34	30
Wp%	18	19	18
Ip	11	15	12
ANALYSE GRANULOMETRIQUE			
2.00 mm	96	99.7	99
0.08 mm	58.5	91.2	77.2
20 μ	50.5	73	68
2 μ	13.0	20.2	13.1
CISAILLEMENT RECTILIGNE			
C (bars)	0.219	0.089	0.129
Φ (°)	18	4	23
CARACTERISTIQUES OEDOMETRIQUES			
P _c	0.385	0.475	0.385
C _c	0.118	0.475	0.241
C _g	0.006	0.117	0.011
ANALYSES CHIMIQUES SOL			
INSOLUBLE S %	61.17	/	/
CARBONATES %	35.82	/	/
GYPSE %	TRACES	/	/
CHLORURE %	0.11	/	/
MO	3.6	6.6	3

D'après les résultats des essais effectués au laboratoire sur le sondage numéro 5 à la profondeur 6,50 à 7,00 m, sol fin, argile peu plastique très compressible et gonflant.

CHAPITRE IV: Etude géotechnique du cas d'étude

Tableau IV.17. Résultats des essais au laboratoire sondage numéro 06.

SC	06					
Profondeur (m)	3.00-4.00	5.10-5.50	8.50-8.90	10.0-10.60	21.00-21.40	26.0-26.5
IDENTIFICATION						
W(%)	23.6	44.9	47.6	37.9	38.5	27.7
γ_d t/m ³	1.74	1.31	1.35	1.42	1.34	1.57
Sr (%)		100	100	100	100	100
γ_s t/m ³	2.16	1.90	1.99	1.97	1.97	2.00
LIMITES D'ATTERBERG						
Wl%	22	50	68	27	55	49
WP%	16	24	30	17	26	24
Ip	6	25	38	10	29	25
ANALYSE GRANULOMETRIQUE						
2.00 mm	86.3	99.8	100	93.7	99.8	94.2
0.08 mm	84.3	97.5	99.7	75	90.2	80.5
20 μ	68.0	85.0	88	66	75	71
2 μ	28.4	25.1	25.7	16.6	23.6	28.7
CISAILLEMENT RECTILIGNE						
C (bars)	/	0.044	0.051	0.035	0.812	0.597
Φ (°)	/	6	5	5	9	14
CARACTERISTIQUES OEDOMETRIQUES						
P _c	/	0.315	/	0.215	/	/
C _c	/	0.433	/	0.234	/	/
C _g	/	0.028	/	0.016	/	/
ANALYSES CHIMIQUES SOL						
INSOLUBLES %	61.47	/	67.60	/	/	/
CARBONATE S %	35.03	/	28.34	/	/	/
GYPSE %	TRACES	/	TRACE	/	/	/
CHLORURE %	0.05	/	0.05	/	/	/

D'après les résultats des essais effectués au laboratoire sur le sondage numéro 6 à la profondeur 5,10 à 5,50 m, sol fin, argile peu plastique à très plastique très compressible et peut gonflant.

CHAPITRE IV: Etude géotechnique du cas d'étude

Tableau IV.18. Résultats des essais au laboratoire sondage numéro 07.

SC	07				
Profondeur (m)	3.00-3.50	5.30-5.50	18.60-19.00	20.00-20.40	25.00-25.00
IDENTIFICATION					
W(%)	24.1	35.7	22.7	24.9	24.3
γ_d t/m ³	1.56	1.33	1.67	1.66	1.61
Sr (%)	89	93	99	100	95
γ_s t/m ³	1.94	1.81	2.05	2.08	2.00
LIMITES D'ATTERBERG					
Wl%	20	29	26	30	33
WP%	15	18	17	18	21
Ip	5	11	9	12	18
ANALYSE GRANULOMETRIQUE					
2.00 mm	100	99.9	99.3	99.8	91.7
0.08 mm	55	92.2	72	78.5	74.7
20 μ	30	/	58	69	59.7
2 μ	20.4	/	16	21.8	19.2
CISAILLEMENT RECTILIGNE					
C (bars)	0.59	0.096	0.186	0.973	0.45
Φ (°)	14	6	15	24	11
CARACTERISTIQUES OEDOMETRIQUES					
P _c	0.775	0.705	0.605	/	/
C _c	0.058	0.325	0.190	/	/
C _g	0.006	0.015	0.005	/	/
ANALYSES CHIMIQUES SOL					
INSOLUBLES %	62.54	/	/	86.15	/
CARBONATES %	32.81	/	/	10.15	/
GYPSE %	TRACES	/	/	Trace	/
CHLORURE %	0.00	/	/	0.35	/

D'après les résultats des essais effectués au laboratoire sur le sondage numéro 7 à la profondeur 5,30 à 5,50 m, sol fin, argile peu plastique très compressible et peut gonflant.

CHAPITRE IV: Etude géotechnique du cas d'étude

Tableau IV.19. Résultats des essais au laboratoire sondage numéro 08.

SC	08		
Profondeur (m)	5.30-5.70	6.70-7.00	10.00-10.50
IDENTIFICATION			
W(%)	51.7	48.5	49.6
γ_d t/m ³	1.13	1.23	1.22
Sr (%)	100	100	100
γ_s t/m ³	1.72	1.81	1.83
LIMITES D'ATTERBERG			
Wl%	61	/	61
WP%	32	/	27
Ip	34	/	34
ANALYSE GRANULOMETRIQUE			
2.00 mm	100	100	100
0.08 mm	97	92	97.7
20 μ	88	81.5	86.5
2 μ	28.8	20.44	21.7
CISAILLEMENT RECTILIGNE			
C (bars)	0.053	0.045	0.077
Φ (°)	6	4	5
CARACTERISTIQUES OEDOMETRIQUES			
P _c	0.375	0.475	0.595
C _c	0.387	0.501	0.591
C _g	0.009	0.025	0.031
ANALYSES CHIMIQUES SOL			
INSOLUBLES %	64.77	/	66.67
CARBONATES %	30.70	/	29.13
GYPSE %	TRACES	/	TRACES
CHLORURE %	1.93	/	1.17
MO	/	1.8	1.98

D'après les résultats des essais effectués au laboratoire sur le sondage numéro 8 à la profondeur 5,30 à 5,70 m, sol fin, argile minérale peut plastique à très plastique très compressible et peut gonflant.

CHAPITRE IV: Etude géotechnique du cas d'étude

Tableau IV.20. Résultats des essais au laboratoire sondage numéro 09.

SC	09		
Profondeur (m)	6.70-7.00	11.00-11.70	18.50-19.00
IDENTIFICATION			
W(%)	47.8	35.5	18.1
γ_d t/m ³	1.24	1.37	1.71
Sr (%)	100	99	84
γ_s t/m ³	1.83	1.86	2.02
LIMITES D'ATTERBERG			
Wl%	/	37	44
Wp%	/	20	22
Ip	/	17	22
ANALYSE GRANULOMETRIQUE			
2.00 mm	100	95	100
0.08 mm	99	84.2	88.5
20 μ	84.5	71.5	78
2 μ	22.0	20.38	19.66
CISAILLEMENT RECTILIGNE			
C (bars)	0.078	0.158	1.252
Φ (°)	5	7	29
CARACTERISTIQUES OEDOMETRIQUES			
P _c	0.545	/	1.035
C _c	0.454	/	0.220
C _g	0.026	/	0.074
ANALYSES CHIMIQUES SOL			
INSOLUBLES %	71.10	/	89.21
CARBONATES %	23.62	/	7.87
GYPSE %	TRACES	/	TRACES
CHLORURE %	0.81	/	0.46
MO	/	/	1.76

D'après les résultats des essais effectués au laboratoire sur le sondage numéro 9 à la profondeur 6,70 à 7,00 m, sol fin, argile minérale peut plastique très compressible et peut gonflant.

CHAPITRE IV: Etude géotechnique du cas d'étude

Tableau IV.21 : Résultats des essais au laboratoire sondage numéro 10

SC	10	
Profondeur (m)	3.40-3.80	7.00-7.50
IDENTIFICATION		
W(%)	31.1	51.6
γ_d t/m ³	1.50	1.27
Sr (%)	100	100
γ_s t/m ³	1.96	1.92
LIMITES D'ATTERBERG		
Wl%	25	56
WP%	17	26
Ip	8	30
ANALYSE GRANULOMETRIQUE		
2.00 mm	99	99.7
0.08 mm	65.5	97.7
20 μ	54	83
2 μ	14.5	19.7
CISAILLEMENT RECTILIGNE		
C (bars)	/	0.047
Φ (°)	/	6
CARACTERISTIQUES OEDOMETRIQUES		
P _c	0.935	0.405
C _c	0.135	0.422
C _g	0.004	0.027
ANALYSES CHIMIQUES SOL		
INSOLUBLES %	60.16	64.56
CARBONATES %	36.71	28.12
GYPSE %	TRACES	0.33
CHLORURE %	0.05	0.93

D'après les résultats des essais effectués au laboratoire sur le sondage numéro 10 à la profondeur 7,00 à 7,50 m, sol fin, argile minérale peut plastique très compressible et peut gonflant.

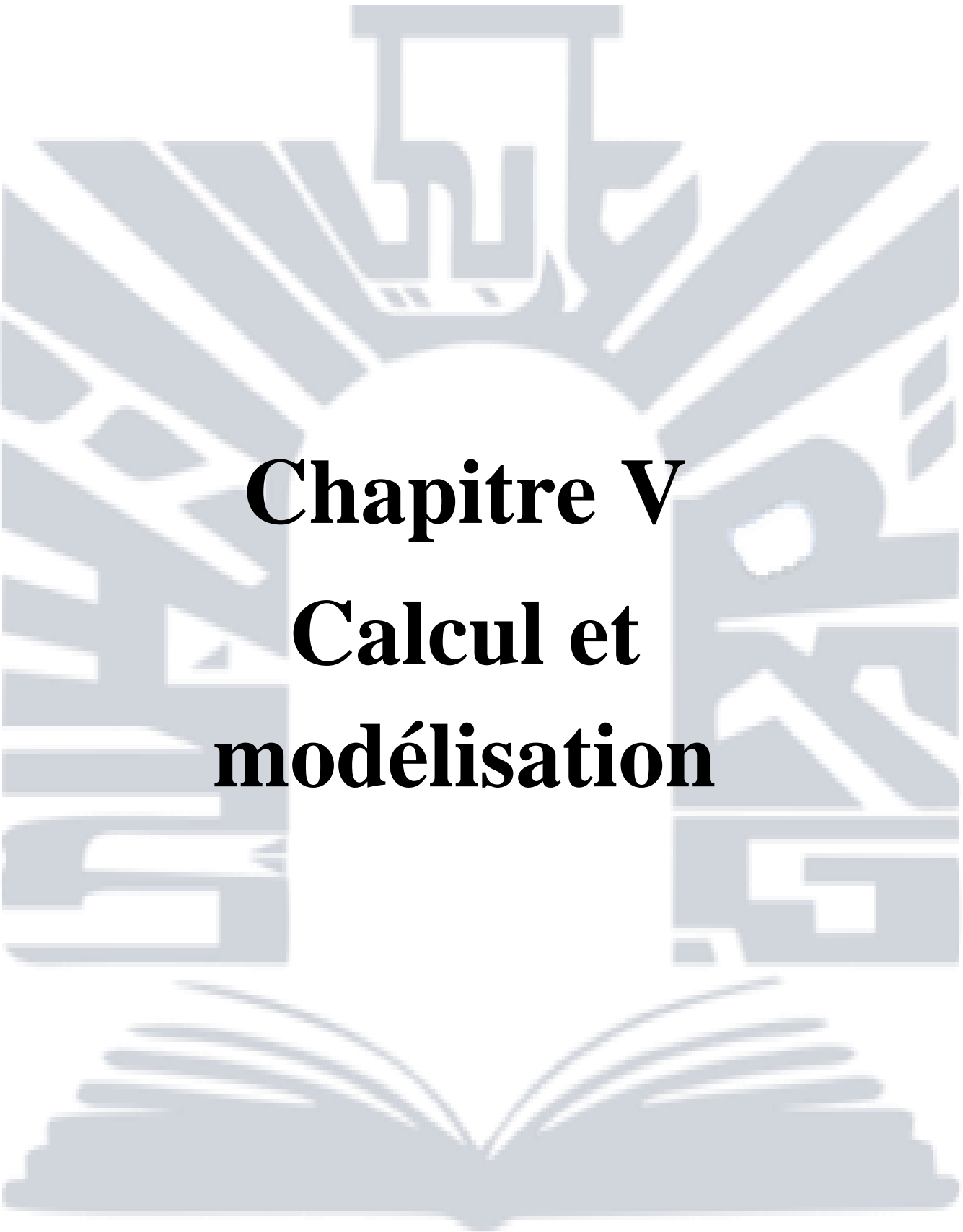
15. Conclusion

D'après les données géologique, La formation de la région de la ville d'Annaba est du Quaternaire.

Les essais réalisés (in situ et au laboratoire) et on se basant sur la classification LCP, le sous-sol est constitué, de manière générale, par des sols fins ; argile sableux, argile gonflants à argiles sableux peut gonflant.

La présence d'une nappe libre à zéro mètre de profondeur (sols saturé), et dans une zone à moyenne sismicité signifie qu'il y a un risque de liquéfaction en cas de séisme, en plus de l'agressivité de de la nappe en contact avec l'eau de mer pour les fondations.

De ce fait, il sera adéquat d'assécher le site de construction en rabattant la nappe d'eau, pour éviter ces problèmes.



Chapitre V

Calcul et modélisation

جامعة العربي التبسي - تبسة
Universite Arbi Tebessi - Tebessa

1. Introduction

Dans ce chapitre on se préoccupera de calculer la capacité portante, la contrainte admissible, et les tassements pour chaque sondage. Ensuite, on va calculer la variation des valeurs du tassement en fonction de la profondeur de la nappe phréatique et comparer les résultats analytiques avec celles de la modélisation numérique par le code de calcul PLAXIS 8.2 à base de la méthode des éléments finis.

2. Calcul de la contrainte admissible

✓ À partir d'essais SPT

Le pouvoir portant pour des fondations superficielles, est donné par la formule de Terzaghi:

$$q_u = \Sigma \gamma D + 1/3 [\gamma' B/2 N_\gamma + (N_q - 1) \gamma D] \quad (V.1)$$

N_γ et N_q ne dépendent que de l'angle de frottement interne φ .

N_γ : est le terme de surface.

N_q : est le terme de profondeur.

γ : Densité du sol en dessous des fondations. ($\gamma = 17,5 \text{ KN/m}^3$)

γ' : Densité du sol en dessus des fondations. ($\gamma' = 17 \text{ KN/m}^3$)

D : profondeur de la base de fondation par rapport au terrain naturel.

B : largeur de la semelle.

Nous prenons comme hypothèse de calcul pour :

Ancrage $D = 3 \text{ m}$

$N_q = 1,88$

$B = 1 \text{ m}$

$\varphi = 7^\circ$

$N_\gamma = 0,19$

$q_u = 119 \text{ KPa}$.

✓ À partir des essais mécaniques (cisaillement)

Pour ce type de projet et la nature du terrain, nous opterons pour un système de fondation superficielle.

CHAPITRE V : Calcul et modélisation

Chargement vertical excentré s'écrit par la formule suivante:

$$q_u' = \gamma \cdot D \cdot N_q + \gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma + C \cdot N_c \quad (V.2)$$

γ : Densité du sol en dessous des fondations.

D : Profondeur d'ancrage.

B : Largeur de la fondation.

N_c : est le terme de cohésion.

N_q : est le terme de profondeur.

N_γ : est le terme de surface.

N_q , N_γ et N_c sont des coefficients donnés en fonction de φ , dans le tableau ci-après, pour des fondations rugueuses.

Tableau V.1. Valeurs des coefficients N_q , N_γ et N_c .

φ	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
N_q	1,0	1,6	2,5	4	6,4	10,70	18,40	33,30	64,20	135
N_γ	0,0	0,10	0,5	1,4	3,5	8,10	18,10	41,10	100	254
N_c	5,14	6,5	8,4	11	14,80	20,70	30	46	75,30	134

Ou bien selon l'abaque suivant:

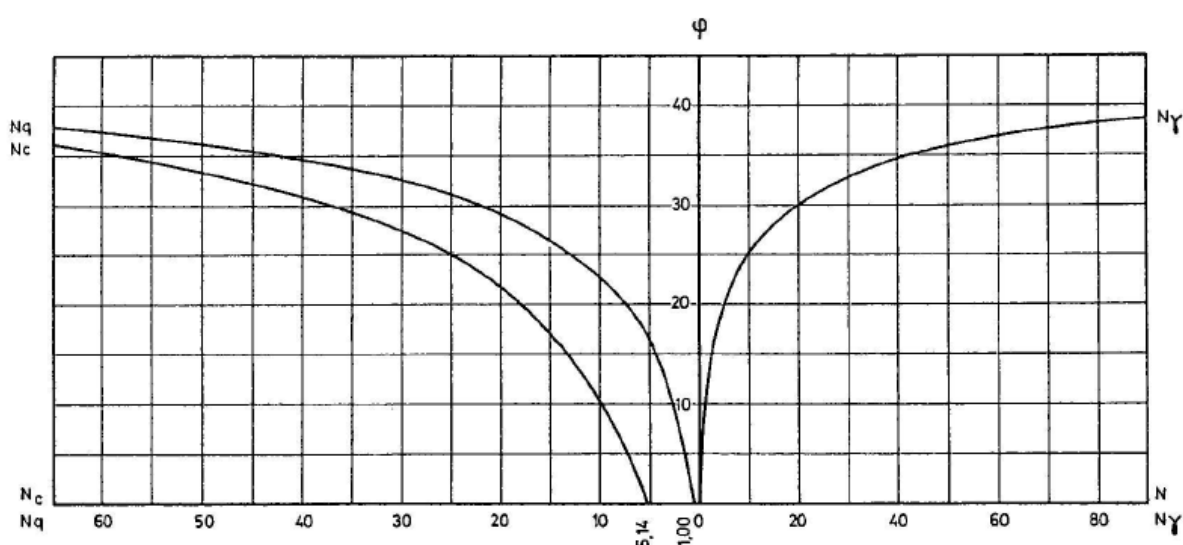


Figure V.1. Coefficients N_q , N_γ et N_c (facteurs de portance) en fonction de l'angle de frottement interne(φ).

CHAPITRE V : Calcul et modélisation

Tableau V.2. Calculs de chargement vertical excentré.

sondages	D(m)	B(m)	ϕ (°)	C (kPa)	γ (kN/m ³)	N_q	N_γ	N_c	q_u' (kPa)
S01	3	1	22	33,4	15,1	8,12	5,34	17,16	981,3
S02	3	1	7	5,6	13,3	1,96	0,26	7,26	120,6
S03	3	1	11	11,3	12,8	2,80	0,68	8,92	212,6
S04	3	1	7	6,0	16,1	1,96	0,26	7,26	140,3
S05	3	1	4	8,9	12,2	1,48	0,08	6,22	110,0
S06	3	1	6	4,4	13,1	1,78	0,18	6,88	101,4
S07	3	1	6	9,6	13,3	1,78	0,18	6,88	138,2
S08	3	1	6	5,3	12,2	1,78	0,18	6,88	102,7
S09	3	1	5	7,8	12,4	1,60	0,10	6,50	110,8
S10	3	1	6	4,7	12,7	1,78	0,18	6,88	101,3

La formule de la contrainte admissible s'écrit de la manière suivante:

$$\sigma'_{adm} = \gamma \cdot D + \frac{q_u' - \gamma \cdot D}{3} \quad (V.3)$$

Tableau V.3. Calcul de la contrainte admissible.

γ (kN/m ³)	D(m)	q_u' (kPa)	σ'_{adm} (kPa)
16,1	3	101,4	66

Il suffit alors de vérifier que la charge Q transmise au sol par les fondations est telle que:

$$Q \leq B^2 \cdot \sigma'_{adm}$$

$$Q=45\text{kPa}$$

$$B=1\text{m}$$

$$\sigma'_{adm}=66\text{kPa}$$

$$45\text{kPa} \leq 1 \cdot 66\text{kPa} \longrightarrow 45\text{kPa} \leq 66\text{kPa}$$

La contrainte admissible est plus grande que la charge transmise au sol alors le sol il peu supporté la charge de la fondation.

3. Calculs des tassements

La détermination du tassement des couches sous l'action d'une charge Q est établie sur la base de la méthode des tranches qui consiste à subdiviser le sol en différents horizons et à calculer le tassement unitaire au niveau de chaque horizon ; le tassement total étant la somme des tassements unitaires.

✓ **A partir des essais œdométriques**

Le calcul du tassement des couches s'effectue en corrélant les résultats obtenus à partir du sondage carotté. Il y a plusieurs formules pour calculer le tassement, mais dans notre cas le sol est surconsolidé alors en appliquant la formule suivante:

$$\Delta H_i = H \times \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_c} \quad (\text{V.4})$$

Avec :

ΔH_i : Tassement exprimé en (cm).

H : Hauteur de la couche tassante (cm).

e_0 : Indice des vides initial.

C_c : Indice de compression.

σ'_0 : Contrainte effective du sol au point z .

Z : Point où l'on calcule le tassement.

$\Delta\sigma$: Différence de contrainte due au chargement.

σ_c : Contrainte de pré-consolidation de la couche.

La contrainte effective est calculée à partir de la loi de Terzaghi suivante:

$$\sigma = \sigma' - \mu$$

Tableau V.4. Calcul de la contrainte effective.

Sondages	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	Sr(%)	Z(m)	σ'
S01	18,46	76	4,5	83,07
S02	18,32	99	4,5	82,44
S03	18,12	100	4,5	66,54
S04	20,18	100	4,5	75,81
S05	15,27	100	4,5	53,71
S06	18,98	100	4,5	70,41
S07	18,04	93	4,5	81,18
S08	17,14	100	4,5	62,13
S09	18,32	100	4,5	67,44
S10	19,25	100	4,5	71,62

La différence de contrainte due au chargement est calculée à partir de la formule de Boussinesq suivante:

$$\Delta\sigma = I.Q$$

Q: la charge transmise au sol.

I : l'indice d'influence (il est inférieur à 1).

Il y a plusieurs méthodes pour calculer l'indice d'influence et cela a partir de la forme de la charge qui s'appuie sur le terrain du projet, le cas de notre étude, la charge est uniformément rectangulaire alors on utilise la méthode de subdivision pour calculer l'indice d'influence en un point.

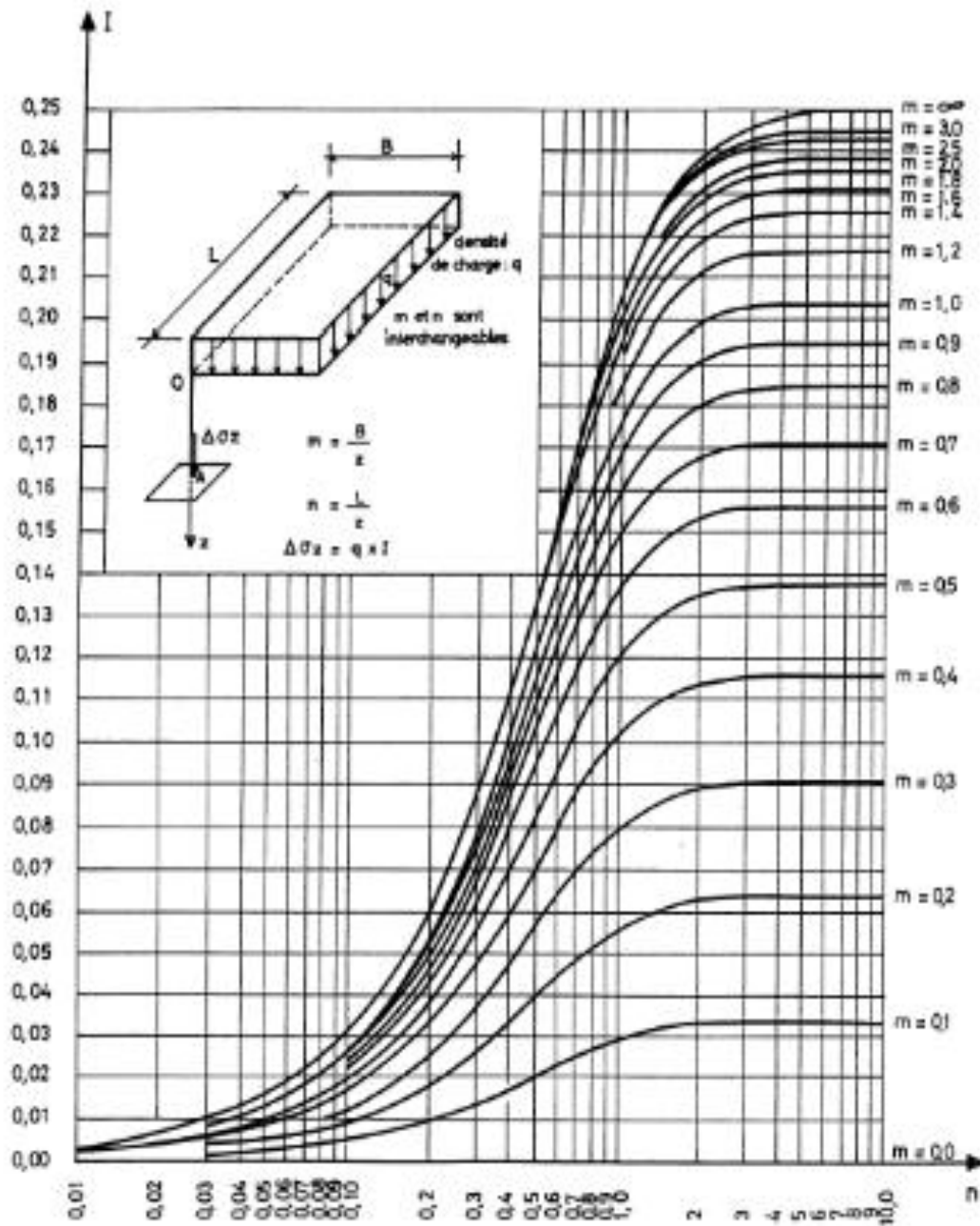
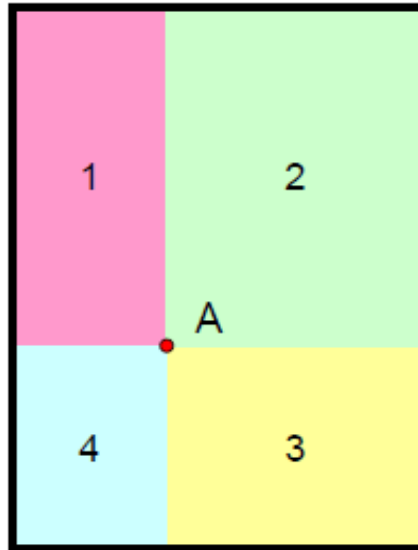


Figure V.2. Abaque de Steinbrenner.

- calcul sous un angle de l'aire chargée
- I en fonction de L/z et B/z
- L et B interchangeables

On calcule chaque I de ces subdivisions puis on les additionne si le point est dans le rectangle.



$$I_A = I_1 + I_2 + I_3 + I_4$$

Figure V.3. Subdivisions de I.

✓ **Tassement pour chaque sondage**

Les tassement sont calculés au niveau de chaque sondage, pour chaque sondage pour vérifier la présence ou non du risque de tassement différentiel. Ensuite, le tassement est calculé au niveau du sondage présentant la plus faible capacité portante (sondage N° 06), en variant le niveau de la nappe d'eau à chaque fois.

Sondage N° 01

Tableau V.5. Calcul du tassement dans le sondage numéro 01.

Prof (m)	H _i (m)	H _i (cm)	Z _i (m)	C _c	σ _c (kPa)	σ' ₀ (kPa)	Δσ (kPa)	σ' ₀ +Δσ (kPa)	e ₀	ΔH _i (cm)
3,00 à 6,00	3,00	300	4,5	0,111	94,5	83,07	31,45	114,52	0,542	0,027

CHAPITRE V : Calcul et modélisation

Sondage N°02

Tableau V.6. Calcul du tassement dans le sondage numéro 02.

Prof (m)	Hi (m)	Hi (cm)	Zi (m)	Cc	σ_c (kPa)	σ'_0 (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)	$\sigma'_0+\Delta\sigma$ (kPa)	e_0	ΔHi (cm)
3,00 à 6,00	3,00	300	4,5	0,298	37,5	82,44	36,63	119,07	0,702	0,395

Sondage N°03

Tableau V.7 : Calcul du tassement dans le sondage numéro 03

Prof (m)	Hi (m)	Hi (cm)	Zi (m)	Cc	σ_c (kPa)	σ'_0 (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)	$\sigma'_0+\Delta\sigma$ (kPa)	e_0	ΔHi (cm)
3,00 à 6,00	3,00	300	4,5	0,353	71,5	66,54	36,63	103,17	0,907	0,132

Sondage N°04

Tableau V.8. Calcul du tassement dans le sondage numéro 04.

Prof (m)	Hi (m)	Hi (cm)	Zi (m)	Cc	σ_c (kPa)	σ'_0 (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)	$\sigma'_0+\Delta\sigma$ (kPa)	e_0	ΔHi (cm)
3,00 à 6,00	3,00	300	4,5	0,155	37,5	75,81	36,63	112,44	0,513	0,219

Sondage N°05

Tableau V.9. Calcul du tassement dans le sondage numéro 05.

Prof (m)	Hi (m)	Hi (cm)	Zi (m)	Cc	σ_c (kPa)	σ'_0 (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)	$\sigma'_0+\Delta\sigma$ (kPa)	e_0	ΔHi (cm)
3,00 à 6,00	3,00	300	4,5	0,475	47,5	53,71	31,45	85,16	0,446	0,374

CHAPITRE V : Calcul et modélisation

Sondage N°06

Tableau V.10. Calcul du tassement dans le sondage numéro 06 (état saturé: Z = 0 m).

Prof (m)	Hi (m)	Hi (cm)	Zi (m)	Cc	σ_c (kPa)	σ'_0 (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)	$\sigma'_0+\Delta\sigma$ (kPa)	e_0	ΔHi (cm)
3,00 à 6,00	3,00	300	4,5	0,433	31,5	40,41	31,45	71,86	0,746	0,399

Tableau V.11. Calcul du tassement dans le sondage numéro 06 (niveau de la nappe sous la fondation, Z = 3,00 m).

Prof (m)	Hi (m)	Hi (cm)	Zi (m)	Cc	σ_c (kPa)	σ'_0 (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)	$\sigma'_0+\Delta\sigma$ (kPa)	e_0	ΔHi (cm)
3,00 à 6,00	3,00	300	4,5	0,433	31,5	52,77	31,45	84,22	0,746	0,476

Tableau V.12. Calcul du tassement dans le sondage numéro 06 (niveau de la nappe Z = 4,00 m).

Prof (m)	Hi (m)	Hi (cm)	Zi (m)	Cc	σ_c (kPa)	σ'_0 (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)	$\sigma'_0+\Delta\sigma$ (kPa)	e_0	ΔHi (cm)
3,00 à 6,00	3,00	300	4,5	0,433	31,5	56,89	31,45	88,34	0,746	0,499

Tableau V.13. Calcul du tassement dans le sondage numéro 06 (niveau de la nappe au-dessous de la zone d'influence des contraintes de la fondation, état séc).

Prof (m)	Hi (m)	Hi (cm)	Zi (m)	Cc	σ_c (kPa)	σ'_0 (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)	$\sigma'_0+\Delta\sigma$ (kPa)	e_0	ΔHi (cm)
3,00 à 6,00	3,00	300	4,5	0,433	31,5	58,95	31,45	90,4	0,746	0,510

CHAPITRE V : Calcul et modélisation

Sondage N°07

Tableau V.14. Calcul du tassement dans le sondage numéro 07.

Prof (m)	Hi (m)	Hi (cm)	Zi (m)	Cc	σ_c (kPa)	σ'_0 (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)	$\sigma'_0+\Delta\sigma$ (kPa)	e_0	ΔHi (cm)
3,00 à 6,00	3,00	300	4,5	0,325	70,5	81,18	36,63	117,81	0,694	0,192

Sondage N°08

Tableau V.15 : Calcul du tassement dans le sondage numéro 08

Prof (m)	Hi (m)	Hi (cm)	Zi (m)	Cc	σ_c (kPa)	σ'_0 (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)	$\sigma'_0+\Delta\sigma$ (kPa)	e_0	ΔHi (cm)
3,00 à 6,00	3,00	300	4,5	0,387	37,5	62,13	36,63	98,76	0,907	0,384

Sondage N°09

Tableau V.16. Calcul du tassement dans le sondage numéro 09

Prof (m)	Hi (m)	Hi (cm)	Zi (m)	Cc	σ_c (kPa)	σ'_0 (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)	$\sigma'_0+\Delta\sigma$ (kPa)	e_0	ΔHi (cm)
3,00 à 6,00	3,00	300	4,5	0,454	54,5	67,44	36,63	104,07	0,874	0,305

Sondage N°10

Tableau V.17. Calcul du tassement dans le sondage numéro 10.

Prof (m)	Hi (m)	Hi (cm)	Zi (m)	Cc	σ_c (kPa)	σ'_0 (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)	$\sigma'_0+\Delta\sigma$ (kPa)	e_0	ΔHi (cm)
3,00 à 6,00	3,00	300	4,5	0,135	93,5	71,62	31,45	103,07	0,609	0,015

4. Modélisation

Pour la modélisation de notre projet on a utilisé le logiciel PLAXIS 2D v8.2. On a choisi les caractéristiques du sol de sondage numéro 06. On a effectué la modélisation dans trois cas,

CHAPITRE V : Calcul et modélisation

le cas à l'état saturé a 100%, le cas où le niveau de la nappe est sous la fondation et le cas dans le sol est complètement sec.

Les caractéristiques du sol sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau V.18. Caractéristiques du sol.

Nature de sol	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	C (kN/m ²)	ϕ (°)	Ψ	E (kN/m ²)	v
Remblai	17,4	21,5	4,5	5	0	18000	0,2
Limon	15	16	4,4	6	0	15000	0,2

4.1. La géométrie du modèle

Dans notre modèle on a deux couches, le remblai et les limons. Le modèle à 6m de profondeur et 6m de longueur, les dimensions des couches sont mentionnées dans le tableau ci-dessous.

Tableau V.19. Dimensions des couches.

	Première couche	Deuxième couche
Longueur	6m	6m
profondeur	2m	4m

La figure V.4 représente le modèle construit sous PLAXIS pour le problème étudié. Le modèle de comportement utilisé pour les deux couches de sol est celui de Mohr-Coulomb.

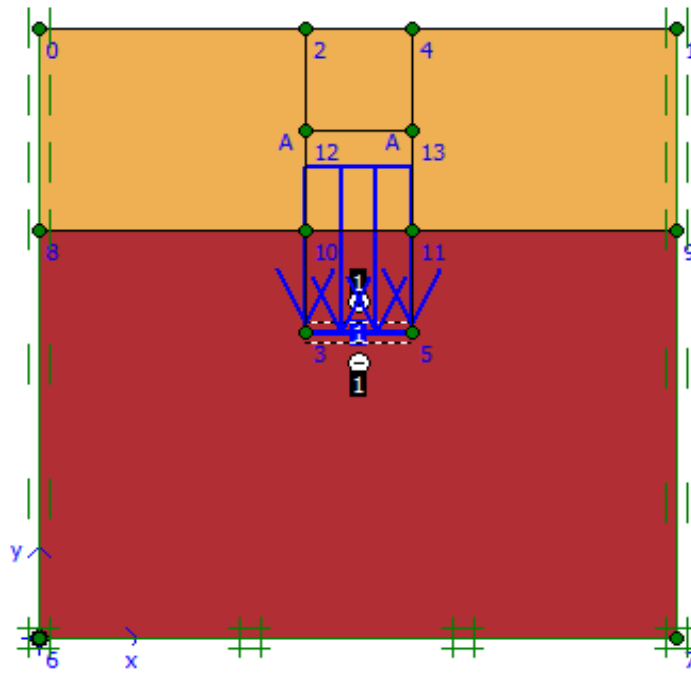


Figure V.4. Géométrie du modèle.

✓ Cas saturé ($Z = 0$ m)

Dans le cas saturé on fixe le niveau de la nappe d'eau en dessus des couches comme la montre la figure suivante:

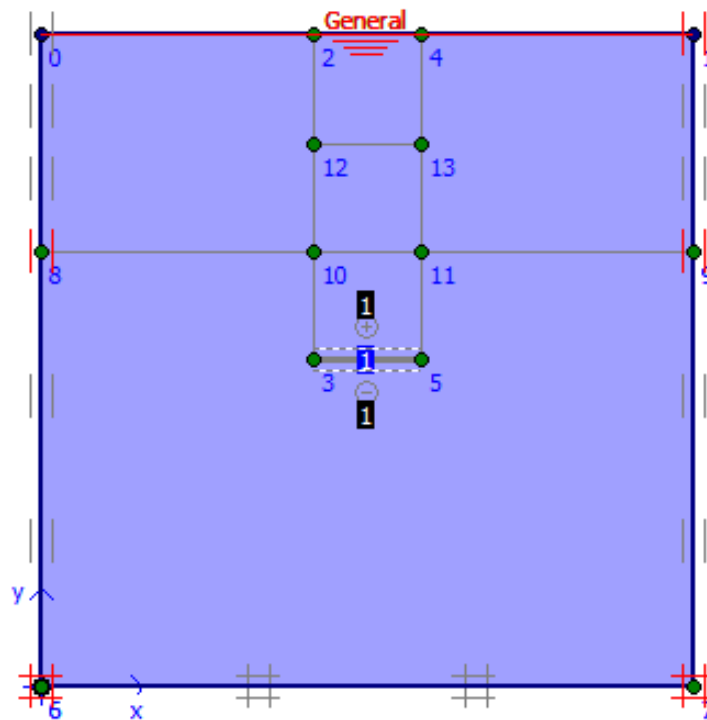


Figure V.5. Niveau de la nappe.

✓ Les résultats

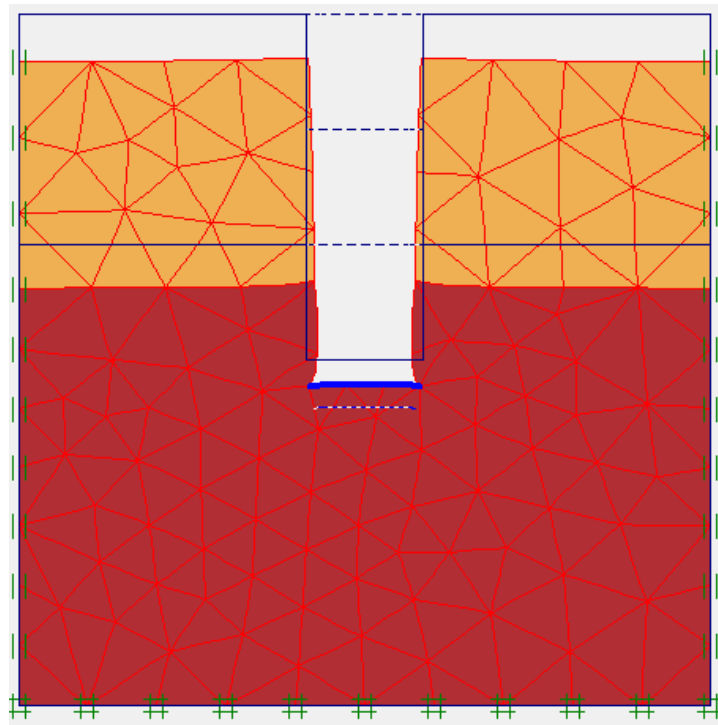


Figure V.6. Déformation et maillage.

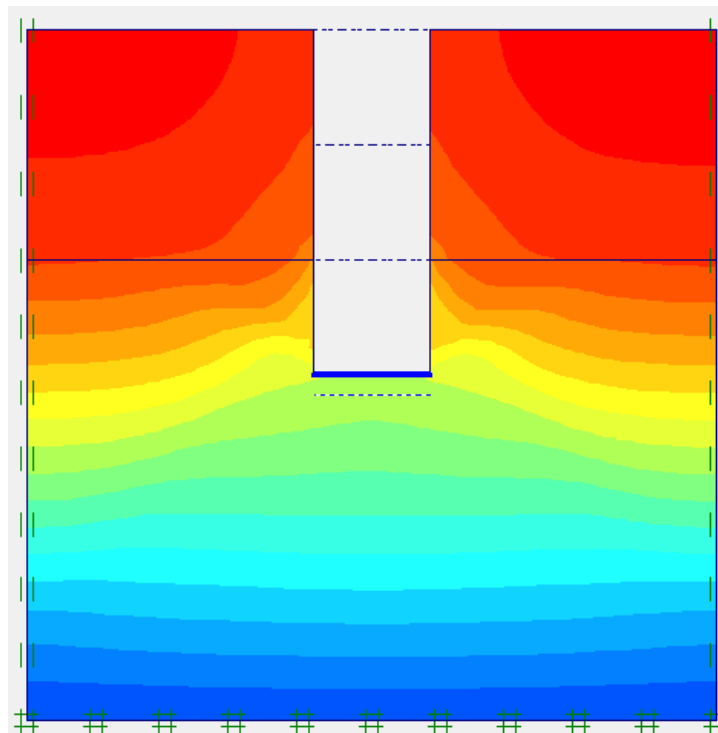


Figure V.7. Déplacement total.

- ✓ Cas de niveau de la nappe d'eau est sous la fondation ($Z = 3 \text{ m}$)

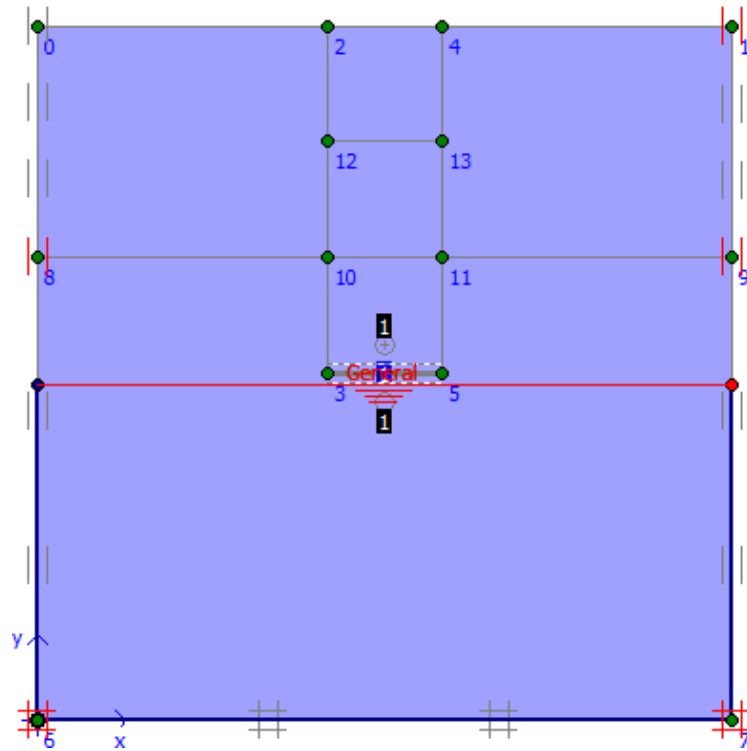


Figure V.08: Niveau de la nappe

- ✓ Les résultats

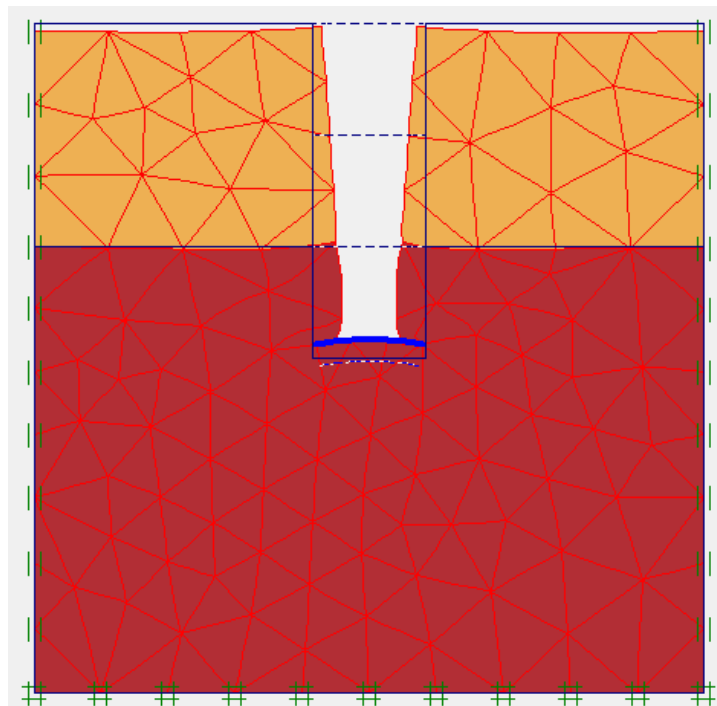


Figure V.9. Déformation et maillage.

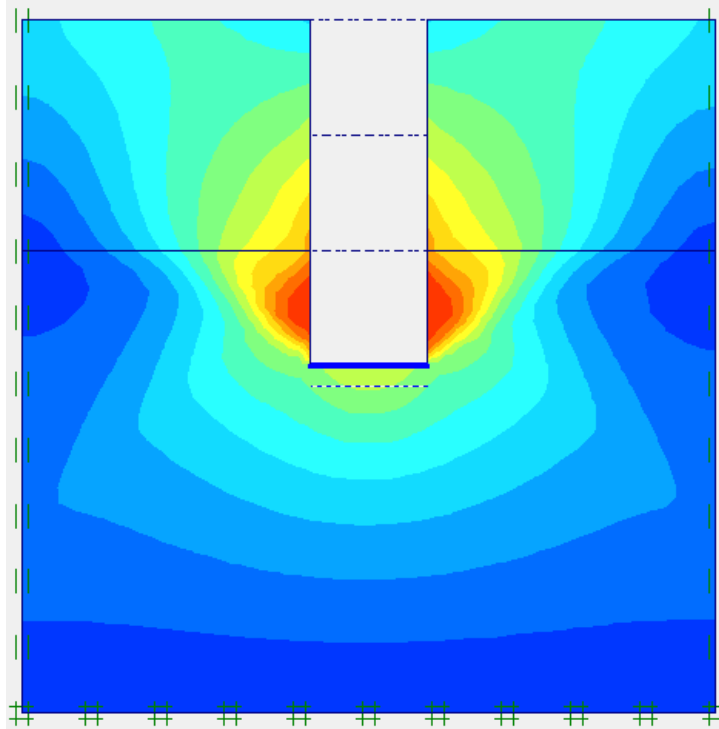


Figure V.10. Dplacement total (0,129 cm).

✓ Cas le niveau de la nappe d'eau a un mètre sous la fondation (Z = 4 m)

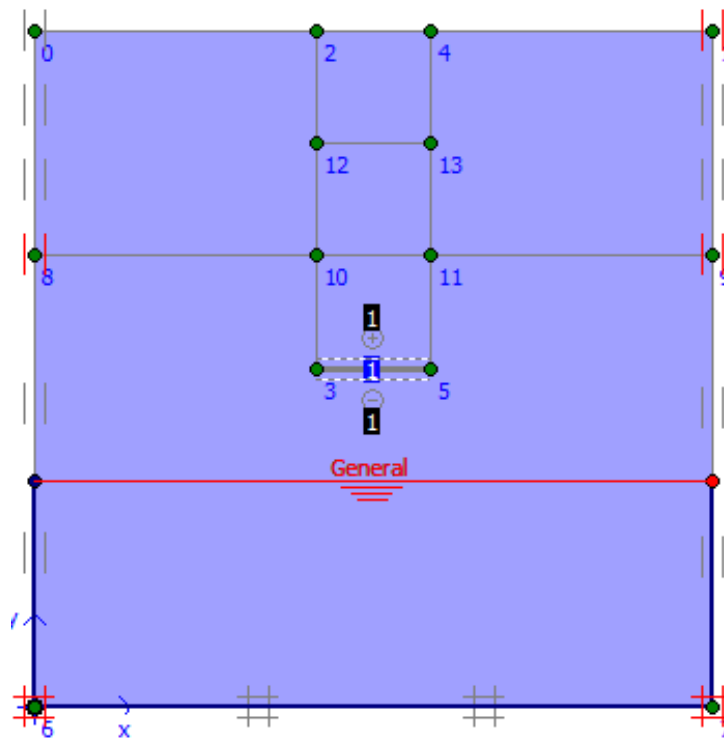


Figure V.11. Niveau de la nappe.

✓ Les résultats

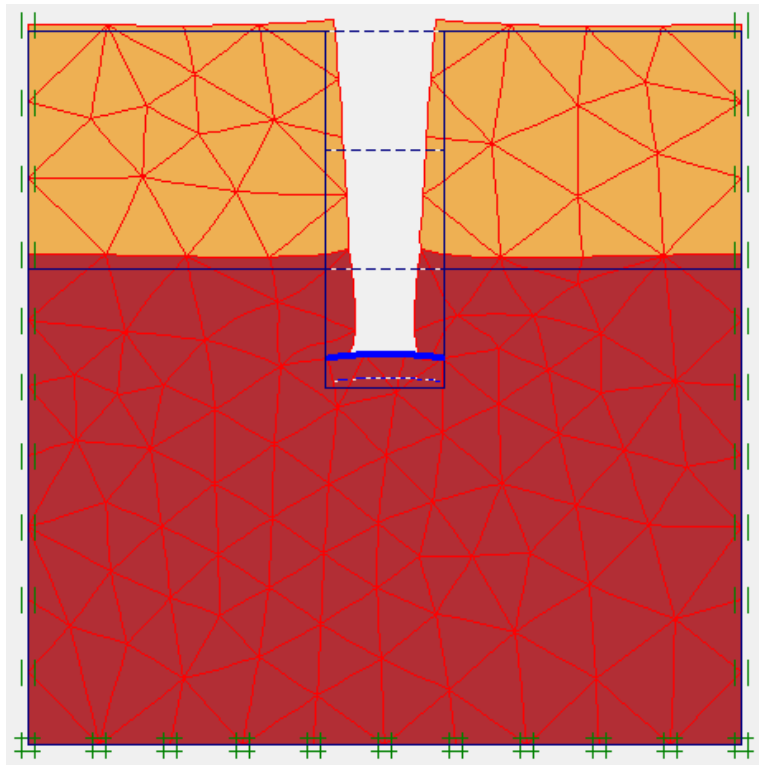


Figure V.12 : Déformation et maillage

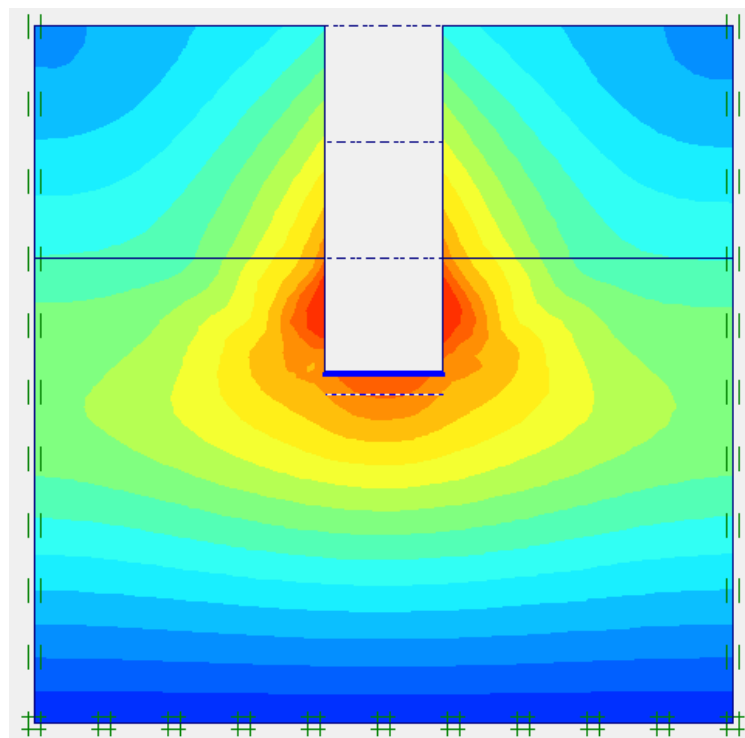


Figure V.13. Displacement total (0,149 cm).

✓ Cas de l'état sec

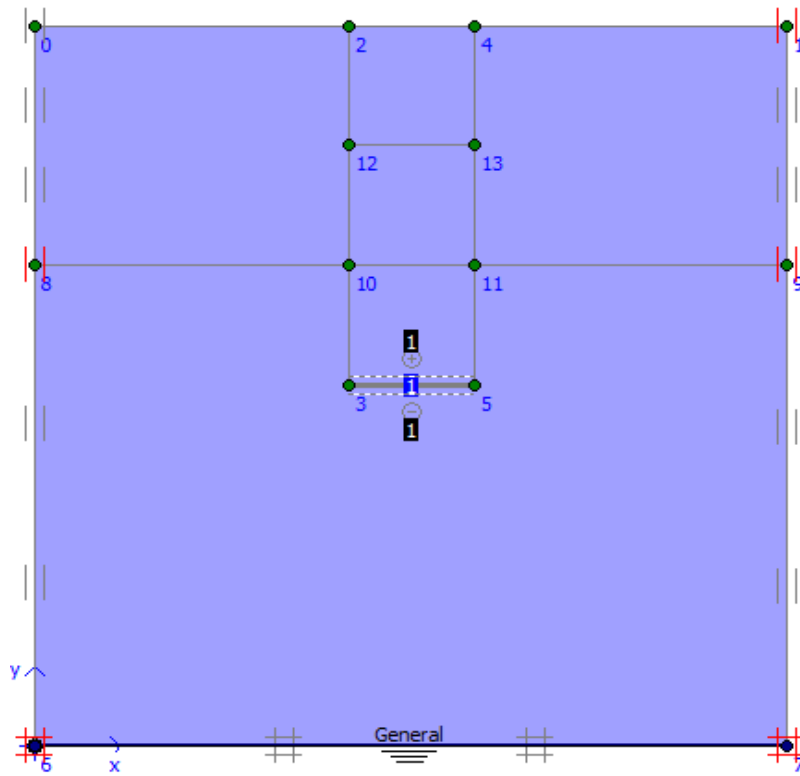


Figure V.14. Niveau de la nappe.

✓ Les résultats

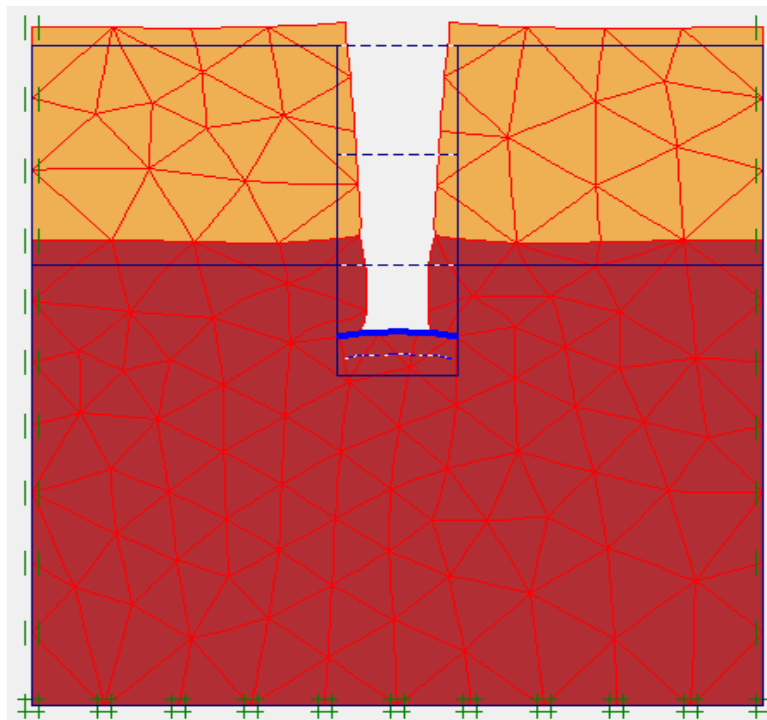


Figure V.15. Déformation et maillage.

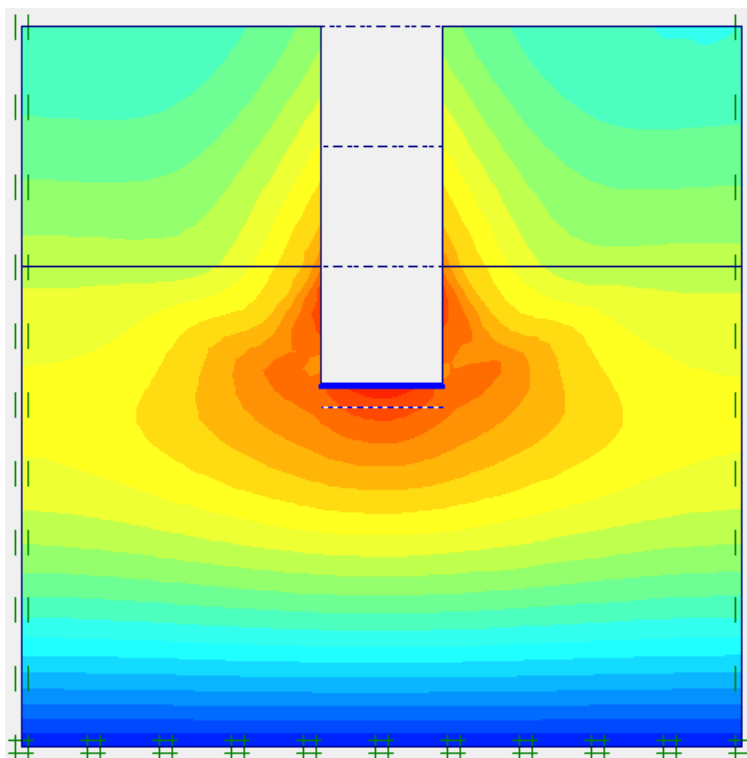


Figure V.16. Déplacement total (0,196 cm).

Le tableau V.20 résume les résultats du calcul des tassements pour le sondage numéro 06 en fonction du niveau de la nappe phréatique, par les deux méthodes de calculs utilisées (calcul analytique et modélisation numérique par éléments finis).

Tableau V.20. Résultats du calcul analytique et de modélisation.

Niveau de la nappe d'eau (en m)	Résultats des calculs analytiques (en cm)		Résultats de la modélisation (en cm)	
1	0,399		0,415	
3	0,476	19%	0,129	
4	0,499	4%	0,149	15%
Cas sec	0,510	2%	0,196	31%

✓ Interprétation des résultats

Les résultats des calculs analytiques montrent que le tassement augmente réciproquement avec la baisse du niveau de la nappe d'eau. Ceci est dû à la diminution de la contribution de l'eau dans le sol au support des contraintes transmises par la fondation.

Donc, l'assèchement du site (rabattement de la nappe phréatique) peut engendrer des tassements supplémentaires dans les bâtiments existants au voisinage.

La modélisation numérique par PLAXIS 2D donne un tassement presque identique dans le cas du terrain saturé. Le tassement ensuite baisse dans le cas où la nappe est au niveau de la base de la fondation. Puis en remarque la même chose que pour le calcul analytique, c'est-à-dire une diminution du tassement réciproquement à la baisse du niveau de la nappe sous la fondation, mais pour des valeurs plus petites.

Cet écart dans les résultats entre les deux méthodes de calcul (analytique et modélisation numérique) est dû au manque de donnée de modélisation: module de Young, propriété intrinsèques à l'état sec et saturé, ...etc.; qui ne sont pas nécessaires pour le calcul analytique par la méthode œdométrique.

5. Conclusion

D'après les résultats des différents essais à savoir les essais SPT et les essais de laboratoire et la lithologie local du sol, le terrain étudié est homogène, en tenant compte bien sur de la condition d'ancrage minimale des fondations assurant la stabilité des ouvrages.

La contrainte admissible σ'_{adm} à retenir pour le dimensionnement des fondations est de l'ordre de : **66 kPa à 3,00 mètres** de profondeur, en tenant compte d'un coefficient de sécurité pris égal à 3.

Dans le calcul des tassements la déformation au niveau du sondage numéro 06 est de 0,399 cm a l'état saturé, et dans la modélisation avec le logiciel PLAXIS, la déformation est de 0,415 cm a l'état saturé, alors le tassement est admissible.

La diminution du niveau de la nappe d'eau engendre l'augmentation du tassement des fondations.



Conclusion générale et perspectives

جامعة العربي التبسي - تبسة
Universite | Arbi Tebessi - Tebessa

Conclusion générale et perspectives

Les efforts se transmettent dans le sol à travers des grains et de l'eau interstitielle. D'une part, l'eau entrant dans la constitution des sols, sa présence est l'origine de plusieurs phénomènes caractérisant le sol, tels que les suctions et la pression interstitielle. D'autre part, l'eau a un effet direct sur le comportement des sols fins. C'est un facteur important dans la plupart des problèmes géotechniques telles que le gonflement, le tassement, ...etc.

Le calcul du tassement d'un sol soumis à un chargement vertical se fait en deux étapes:

- Première étape: calcul de l'état de contraintes dans le sol avant et après le changement pour cette étape, il est en général fait appel à la théorie de l'élasticité, cette approximation étant valable au moins pour les contraintes verticales.
- Deuxième étape: calcul des déformations, par la méthode du chemin de contraintes basée sur l'essai œdométrique.

Nous avons calculé le tassement dans chaque sondage dans notre projet et on a réalisé la modélisation du sondage numéro 06 qui la plus faible charge verticale excentré avec le logiciel PLAXIS pour des différents niveaux de la nappe phréatique, en rabattant le niveau de la nappe d'eau à chaque fois.

Le tassement obtenu à l'état saturé est admissible, la déformation obtenue lors du rabattement de la nappe sous la fondation diminue pour le calcul analytique ainsi que la modélisation numérique.

De ce fait, le niveau de la nappe phréatique a une grande importance sur les caractéristiques des sols à grains fins. Lorsque les tensions capillaires sont plus fortes que la cohésion ou la résistance à la traction du sol, les fissures dues au rabattement de la nappe apparaissent. Les endroits fissurés représentent des zones faibles susceptibles de réduire de façon importante la résistance, la stabilité et la capacité portante.

Des données plus fiables est précises, permettront d'obtenir des résultats plus efficaces lors de la modélisation numérique.

Une future étude en prenant en compte la modélisation dynamique, pourra donner une idée du comportement du site en état saturé et après assèchement, surtout le phénomène de la liquéfaction lors d'un séisme.

Bibliographie

- [1] **M.CALLAUD** : cours mécanique des sols tom 1 ; institut internationale d'ingénierie de l'eau et de l'environnement ; page 54 ; Décembre 2004
- [2] **JACQUES LERAU** : cours géotechnique 1 ; institut national des sciences appliqué de Toulouse ; chapitre 3 page 2 ; 2005-2006
- [3] **BERGA ABDELMADJID** : cours mécanique des sols ; élément de mécanique des sols page 50 ; 2003-2004
- [4] **IHCEN LAMRI** : étude du comportement d'un sol cohérent sous chargement monotonique et cyclique ; page 6 ; 2008
- [5] **BERGA ABDELMADJID** : cours mécanique des sols ; élément de mécanique des sols page 101 ; 2003-2004
- [6] **MERRIEN-SOUKATCHOFF** : éléments de géotechnique ; école des mines de Nancy ; page 76-78 ; 2003/2004
- [7] **MERRIEU SOUKATCHOUFFE** : livre élément de géotechnique ; page 87-86.
- [8] **JACQUES LERAU** : cours géotechnique 1 ; institut national des sciences appliqué de Toulouse ; chapitre 1 page 1 ; 2005-2006
- [9] **HAMZA CHERIF OTHMAN** : les écoulements dans les milieux poreux partiellement saturé ; page 6-7 ; 2013
- [10] **M.CALLAUD** : cours mécanique des sols tom 1 ; institut internationale d'ingénierie de l'eau et de l'environnement ; page 64 ; Décembre 2004
- [11] **HOUTI F.B** : les principaux moyens de reconnaissance ; page 52
- [12] **NF P 94-130** : Essai de pompage ; page 4 ; Avril 2000
- [13] **NF P 94-132** : Essai d'eau Lefranc ; page 7 ; Octobre 2000
- [14] **NF P 94-131** : Essai l'eau Lugeon ; Septembre 1994
- [15] les terrassements et les fondations
- [16] **FREDERIC** : les fondations ; lycée pierre caraminot 19300 egletons ; version 2008
- [17] carriat technologie du bâtiment - gros œuvre les fondations
- [18] <http://mescoursdegeniecivil.wifeo.com/documents/Ptech3.pdf>
- [19] **BERGA ABDELMADJID** : Eléments de Mécanique des Sol ; 2003-2004
- [20] d'après Costet et Sanglerat
- [21] www.infoclimat.fr
- [22] <http://www.google-earth.com>; D'après Google Earth
- [23] **ZEROUKI HICHEM** : diagnostique pour une éventuelle réhabilitation des eaux de la Seybouse – la base plaine- Annaba ; page 7 ; 2007
- [24] Carte géologique de l'Algérie

Bibliographie

[25] **TAHA-HOCINE DEBIECHE** : évolution de la qualité des eaux (salinité, azote et métaux lourds) sous l'effet de la pollution saline, agricole et industrielle ; page 20 ; 2002

[26] **ANRH** : 1976, in Hani

[27] **ANRH-GTZ ,2003** : In Azzedine MEBARKI et Jean-Pierre LABORDE

[28] **RPA-99** : " RÈGLES PARASISMIQUES ALGÉRIENNES " ; page 10 ; Version 2003



ANNEX A

جامعة العربي التبسي - تكريت
Université Arbi Tebessi - Tebessa

ANNEX A : Echantillons prélevés



Figure A1. Sondage 01 (de 0,0 m à 4,0 m).



Figure A2. Sondage 02 (de 5,0 m à 10,0 m).



Figure A3. Sondage 03 (de 5,0 m à 9,0 m).



Figure A4. Sondage 04 (de 10,0 m à 15,0 m).

ANNEX A : Echantillons prélevés



Figure A5. Sondage 05 (de 5,0 m à 10,0 m).



Figure A6. Sondage 06 (de 5,0 m à 10,0 m).

ANNEX B

جامعة العربي التبسي - تبسة
Université Arbi Ebessi - Tébessa

ANNEX B : Résultats des essais SPT

Tableau B1. Résultats de l'essai SPT au niveau du sondage numéro 01.

Profondeur [m]	N15	N30	N45	N=N30+ N 45
3.00 à 3.45	5	7	7	14
4.50 à 4.95	7	9	10	19
6.00 à 6.45	8	10	11	21
7.50 à 7.95	6	9	10	19
9.00 à 9.45	3	4	3	7
10.50 à 10.95	5	6	8	14
12.00 à 12.45	2	3	2	5
13.50 à 13.95	2	2	4	6
15.00 à 15.45	6	8	8	16
16.50 à 16.95	7	10	15	25
18.00 à 18.45	6	11	15	26

Tableau B2. Résultats de l'essai SPT au niveau du sondage numéro 02.

Profondeur [m]	N15	N30	N45	N=N30+ N 45
3.00 à 3.45	7	9	14	23
4.50 à 4.95	5	11	16	27
6.00 à 6.45	1	2	2	4
7.50 à 7.95	2	1	2	3
9.00 à 9.45	2	3	4	7
10.50 à 10.95	3	3	5	8
12.00 à 12.45	4	5	5	10
13.50 à 13.95	5	7	9	16
15.00 à 15.45	6	9	14	23
16.50 à 16.95	5	10	16	26
18.00 à 18.45	7	10	14	24

ANNEX B : Résultats des essais SPT

Tableau B3. Résultats de l'essai SPT au niveau du sondage numéro 03.

Profondeur [m]	N15	N30	N45	N=N30+ N 45
3.00 à 3.45	7	18	20	38
4.50 à 4.95	10	15	16	31
6.00 à 6.45	3	2	3	5
7.50 à 7.95	2	3	4	7
9.00 à 9.45	3	4	4	8
10.50 à 10.95	4	6	7	13
12.00 à 12.45	5	5	8	13
13.50 à 13.95	6	8	7	15
15.00 à 15.45	7	9	16	25
16.50 à 16.95	5	11	18	29
18.00 à 18.45	4	8	12	20

Tableau B4. Résultats de l'essai SPT au niveau du sondage numéro 04.

Profondeur [m]	N15	N30	N45	N=N30+ N 45
4.50 à 4.95	6	10	13	23
6.00 à 6.45	4	3	3	6
7.50 à 7.95	1	2	2	4
9.00 à 9.45	2	1	2	3
10.50 à 10.95	2	3	3	6
12.00 à 12.45	4	3	3	6
13.50 à 13.95	4	5	15	20
15.00 à 15.45	7	12	18	30
16.50 à 16.95	7	11	17	28
18.00 à 18.45	5	6	9	15

ANNEX B : Résultats des essais SPT

Tableau B5. Résultats de l'essai SPT au niveau du sondage numéro 5.

Profondeur [m]	N15	N30	N45	N=N30+ N 45
3.00 à 3.45	1	2	1	3
4.50 à 4.95	2	3	4	7
6.00 à 6.45	8	13	15	28
7.50 à 7.95	1 sur 45 centimètres			
9.00 à 9.45	1	1	2	3
10.50 à 10.95	2	1	1	2
12.00 à 12.45	2	3	2	5
13.50 à 13.95	7	9	16	25
15.00 à 15.45	8	13	18	31
16.50 à 16.95	7	10	14	24
18.00 à 18.45	6	11	13	24
19.50 à 19.95	5	9	12	21
21.00 à 21.45	8	11	17	28
22.50 à 22.95	10	12	16	28
24.00 à 24.45	11	13	19	32
25.50 à 25.95	9	15	22	37
27.00 à 27.50	12	16	24	40
28.50 à 28.95	13	18	29	47

ANNEX B : Résultats des essais SPT

Tableau B6. Résultats de l'essai SPT au niveau du sondage numéro 6.

Profondeur [m]	N15	N30	N45	N=N30+ N 45
3.00 à 3.45	4	3	7	10
4.50 à 4.95	2	1	1	2
6.00 à 6.45	1 sur 45 centimètres			
7.50 à 7.95	1	2	2	4
9.00 à 9.45	2	1	2	3
10.50 à 10.95	1	2	2	4
12.00 à 12.45	1	2	3	5
13.50 à 13.95	4	8	12	20
15.00 à 15.45	8	10	15	25
16.50 à 16.95	6	9	13	22
18.00 à 18.45	6	7	7	14
19.50 à 19.95	5	11	14	25
21.00 à 21.45	8	13	17	30
22.50 à 22.95	9	14	18	32
24.00 à 24.45	11	14	21	35
25.50 à 25.95	10	15	19	34
27.00 à 27.50	9	14	22	38
28.50 à 28.95	11	18	24	42

ANNEX B : Résultats des essais SPT

Tableau B7. Résultats de l'essai SPT au niveau du sondage numéro 7.

Profondeur [m]	N15	N30	N45	N=N30+ N 45
3.00 à 3.45	2	3	4	7
4.50 à 4.95	8	12	16	28
6.00 à 6.45	5	6	8	14
7.50 à 7.95	2	1	3	4
9.00 à 9.45	1	1	2	3
10.50 à 10.95	1 sur 45 centimètres			
12.00 à 12.45	1 sur 45 centimètres			
13.50 à 13.95	1	2	4	6
15.00 à 15.45	6	10	13	23
16.50 à 16.95	7	8	14	22
18.00 à 18.45	5	8	12	20
19.50 à 19.95	6	10	16	26
21.00 à 21.45	10	15	21	36
22.50 à 22.95	9	13	19	32
24.00 à 24.45	8	15	20	35
25.50 à 25.95	7	13	18	31
27.00 à 27.50	10	14	22	36
28.50 à 28.95	11	16	23	39

ANNEX B : Résultats des essais SPT

Tableau B8. Résultats de l'essai SPT au niveau du sondage numéro 8.

Profondeur [m]	N15	N30	N45	N=N30+ N 45
6.00 à 6.45	1	1	2	3
7.50 à 7.95	2	1	3	4
9.00 à 9.45	1 sur 45 centimètres			
10.50 à 10.95	1	1	3	4
12.00 à 12.45	2	3	3	6
13.50 à 13.95	4	8	11	19
15.00 à 15.45	6	10	15	25
16.50 à 16.95	7	11	18	29
18.00 à 18.45	8	10	13	23
19.50 à 19.95	7	9	12	21
21.00 à 21.45	11	16	23	39
22.50 à 22.95	8	14	24	38
24.00 à 24.45	11	16	26	42
25.50 à 25.95	10	12	22	34
27.00 à 27.50	14	21	32	53
28.50 à 28.95	16	20	29	49

ANNEX B : Résultats des essais SPT

Tableau B9. Résultats de l'essai SPT au niveau du sondage numéro 9.

Profondeur [m]	N15	N30	N45	N=N30+ N 45
3.00 à 3.45	6	6	9	15
4.50 à 4.95	7	8	11	19
6.00 à 6.45	5	5	6	11
7.50 à 7.95	5	4	3	7
9.00 à 9.45	3	1	1	2
10.50 à 10.95	2	1	1	2
12.00 à 12.45	1	1	2	3
13.50 à 13.95	3	4	8	12
15.00 à 15.45	6	12	16	28
16.50 à 16.95	8	14	19	33
18.00 à 18.45	10	15	20	35
19.50 à 19.95	9	14	24	38
21.00 à 21.45	5	11	13	24
22.50 à 22.95	7	12	18	30
24.00 à 24.45	6	10	16	26
25.50 à 25.95	10	12	18	30
27.00 à 27.50	13	18	23	41
28.50 à 28.95	10	19	34	53

ANNEX B : Résultats des essais SPT

Tableau B10. Résultats de l'essai SPT au niveau du sondage numéro 10.

Profondeur [m]	N15	N30	N45	N=N30+ N 45
3.00 à 3.45	4	5	8	13
4.50 à 4.95	2	3	1	4
6.00 à 6.45	1	2	1	3
7.50 à 7.95	3	4	5	9
9.00 à 9.45	4	4	7	11
10.50 à 10.95	1	2	1	3
12.00 à 12.45	1	1	1	2
13.50 à 13.95	6	10	17	27
15.00 à 15.45	8	11	19	30
16.50 à 16.95	7	13	14	27
18.00 à 18.45	7	10	12	22
19.50 à 19.95	5	8	15	23
21.00 à 21.45	8	13	19	32
22.50 à 22.95	6	10	15	25
24.00 à 24.45	7	12	18	30
25.50 à 25.95	8	11	19	30
27.00 à 27.50	12	18	33	51
28.50 à 28.95	11	22	36	58

The logo of Université Arbi Tébessi - Tébessa features a central sun with rays extending upwards and downwards. At the top, there is a stylized architectural element resembling a minaret or a tower. Below the sun, there is an open book. The entire logo is rendered in a light gray color.

ANNEX C

جامعة العربي التبسي - تبسة
Université Arbi Tébessi - Tébessa

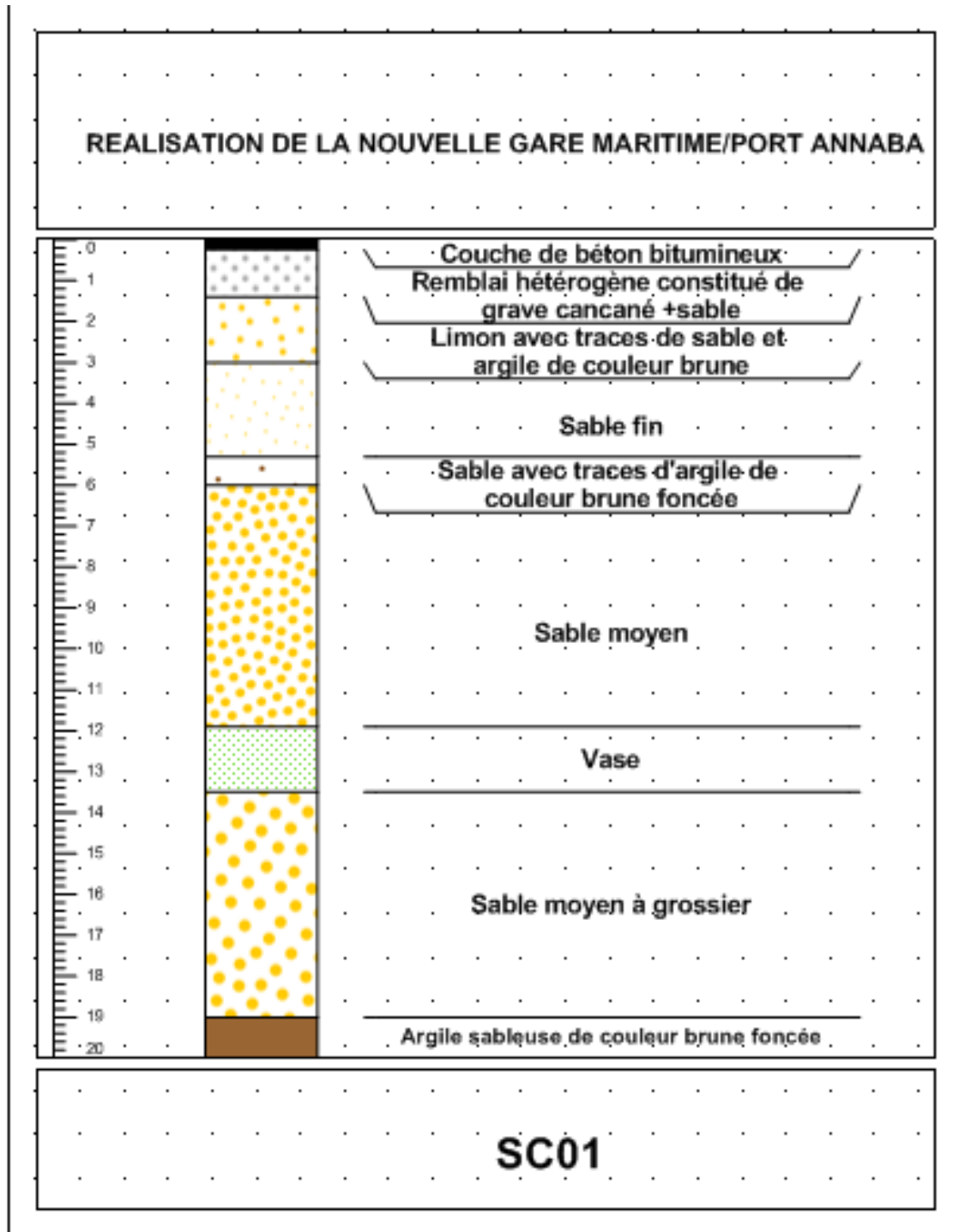


Figure C1. Coupe géotechnique (sondage 01).

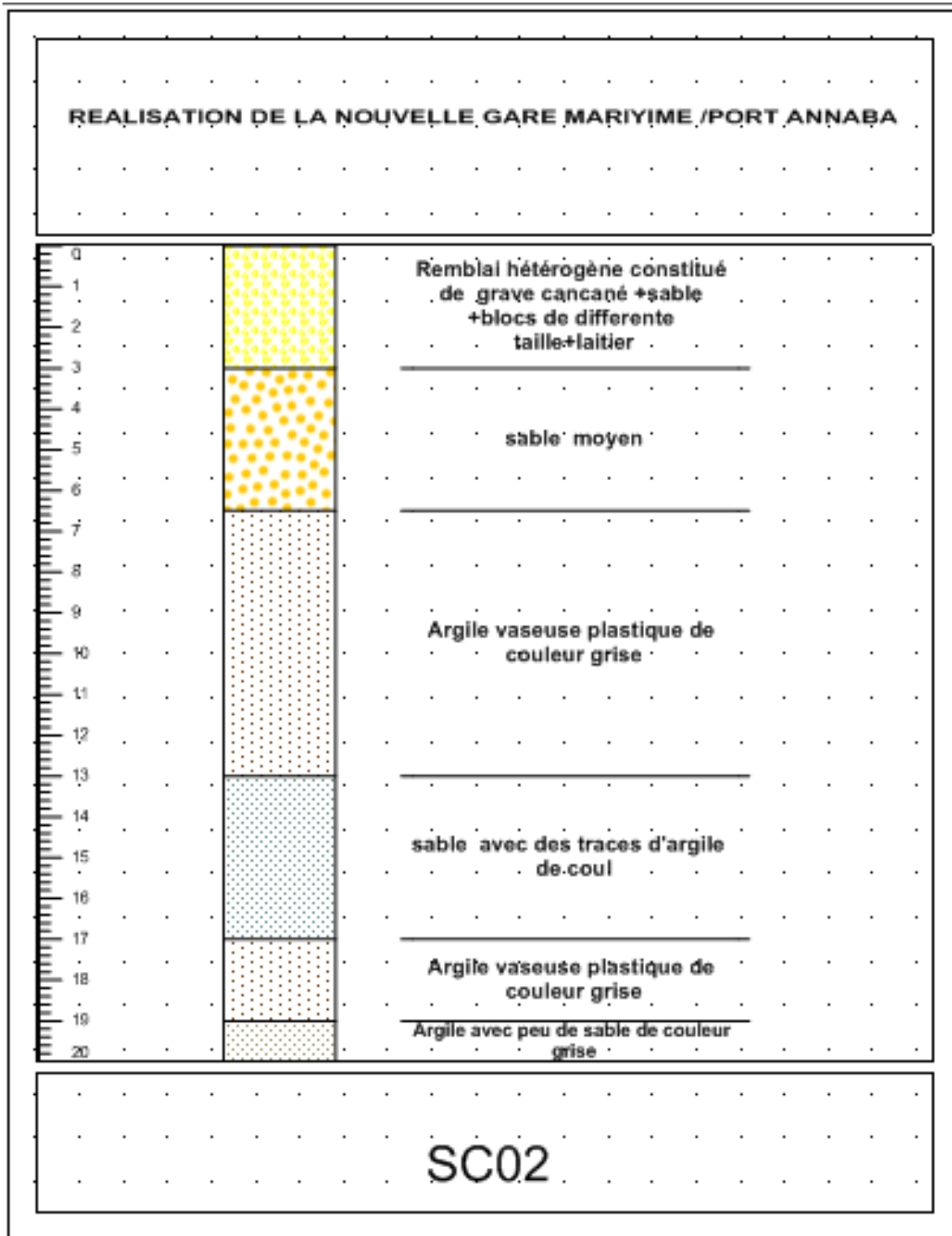


Figure C2. Coupe géotechnique (sondage 02).

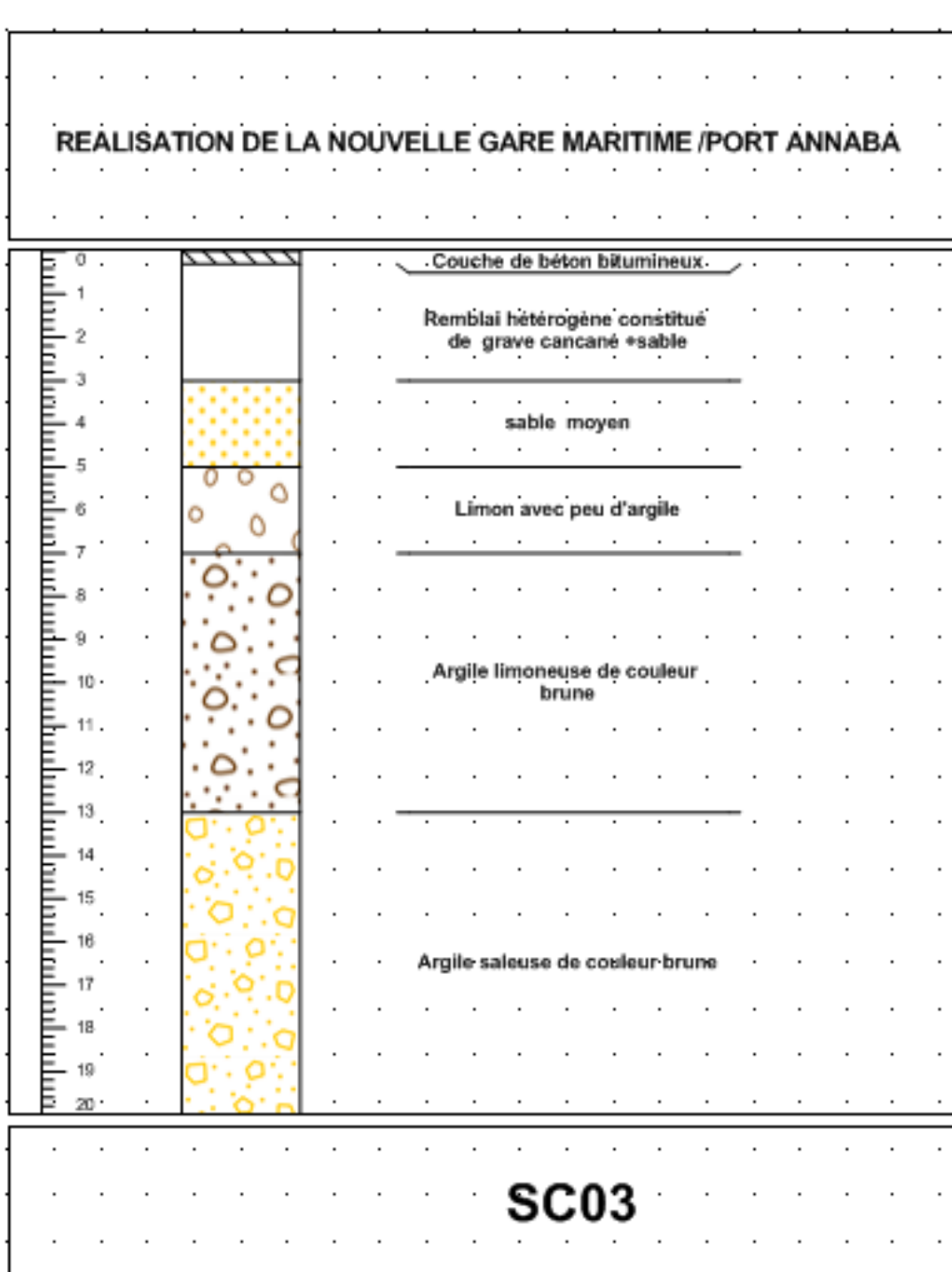


Figure C3. Coupe géotechnique (sondage 03).

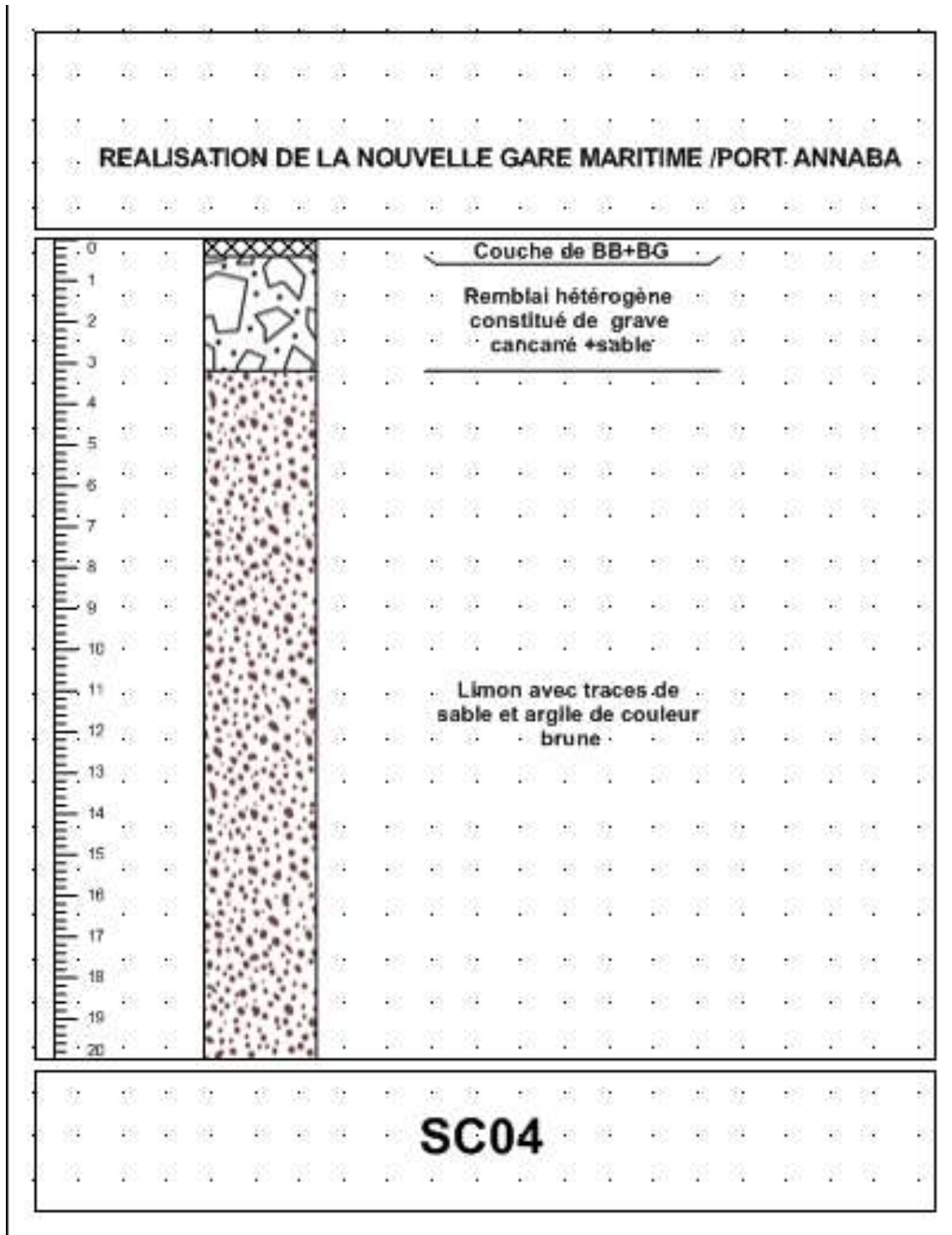


Figure C4. Coupe géotechnique (sondage 04).

ANNEX C : Coupes géotechnique

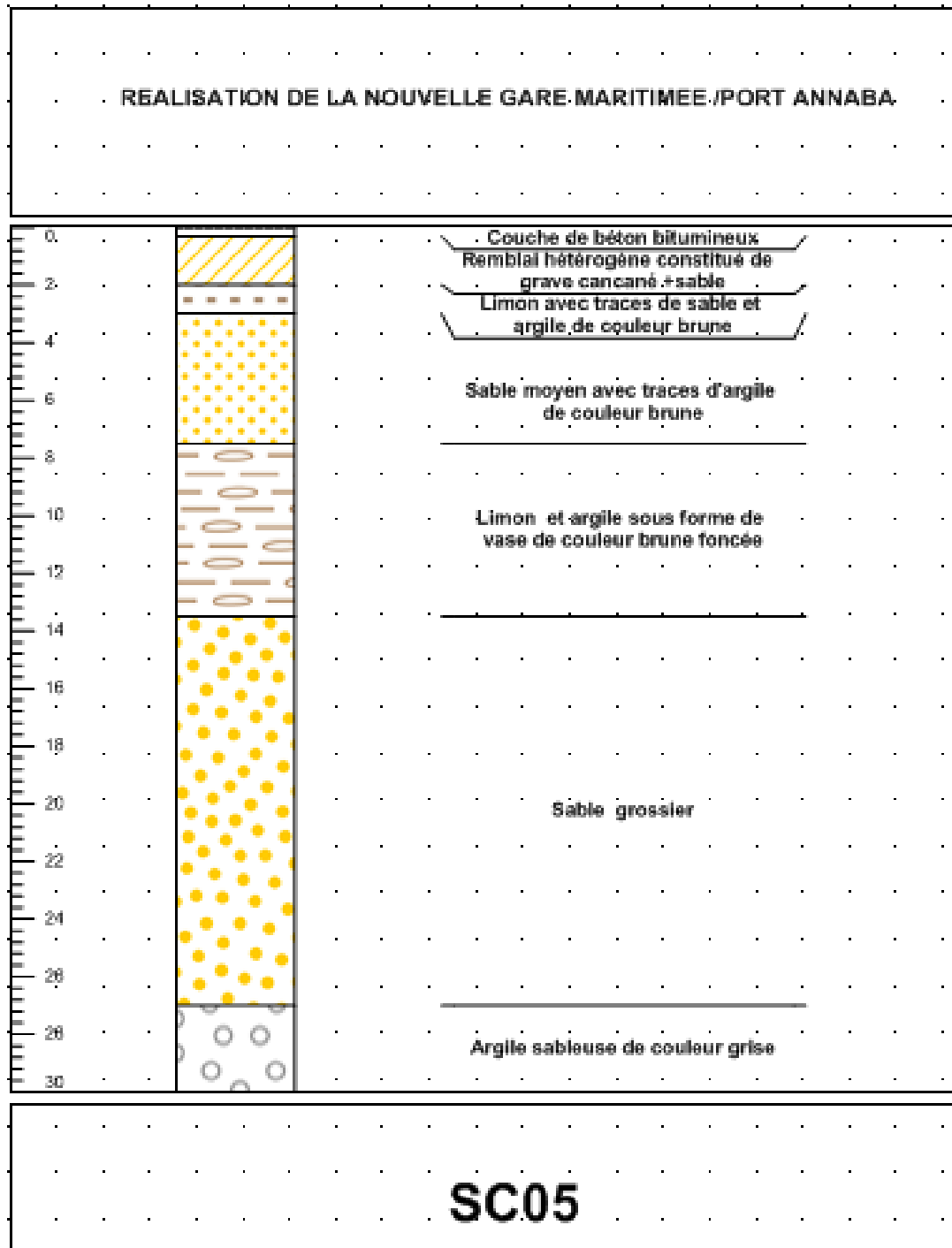


Figure C5. Coupe géotechnique (sondage 05).

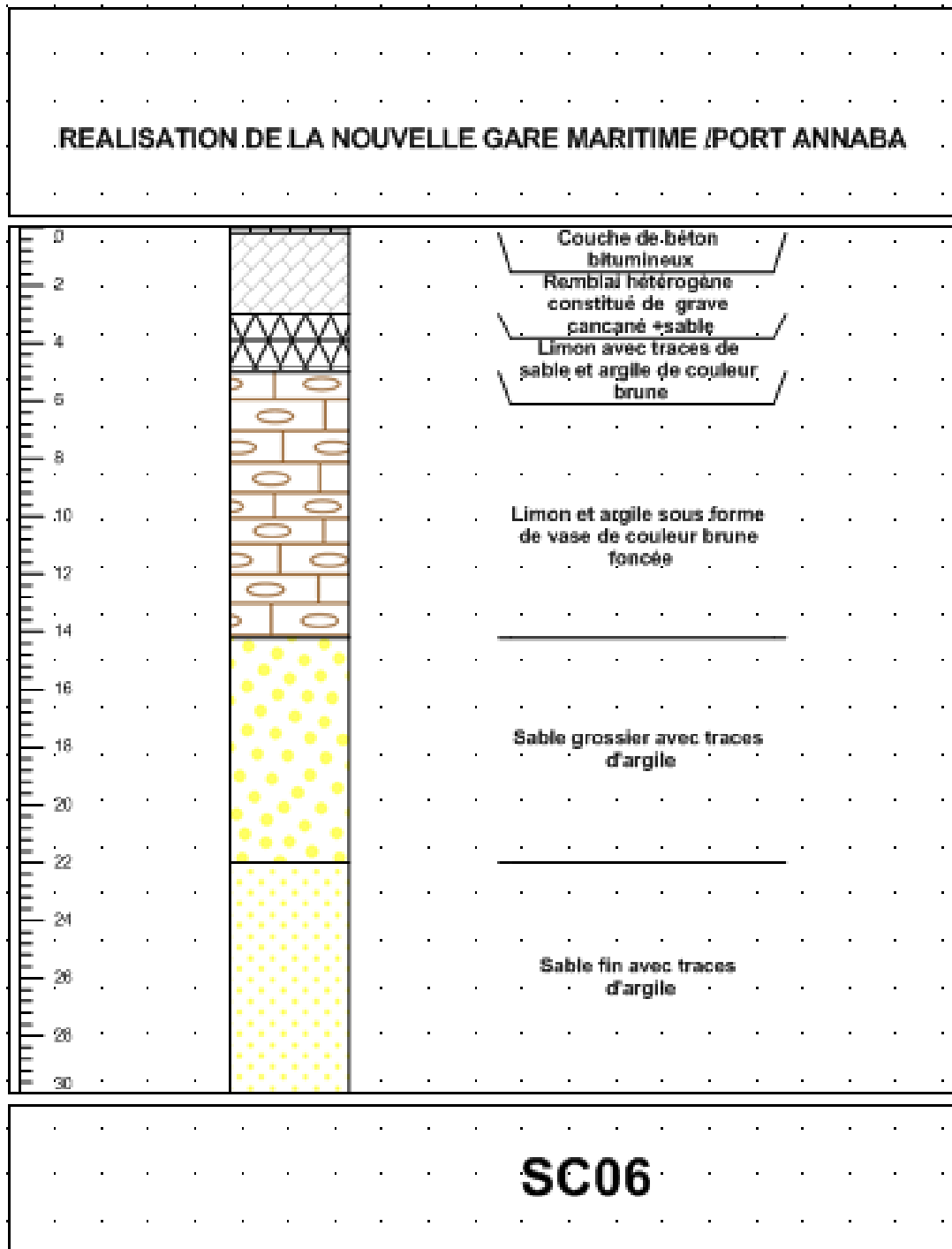


Figure C6. Coupe géotechnique (sondage 06).

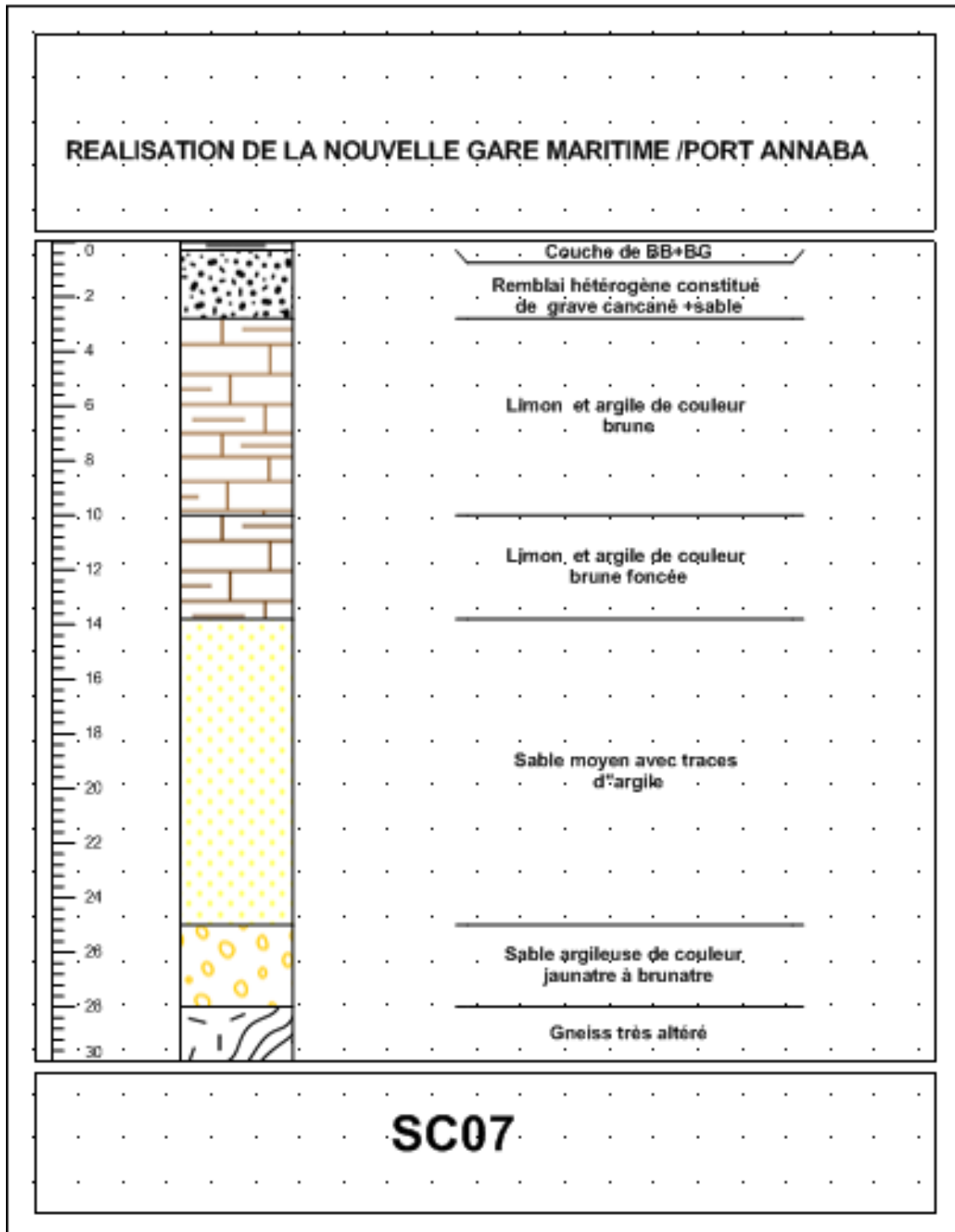


Figure C7. Coupe géotechnique (sondage 07).

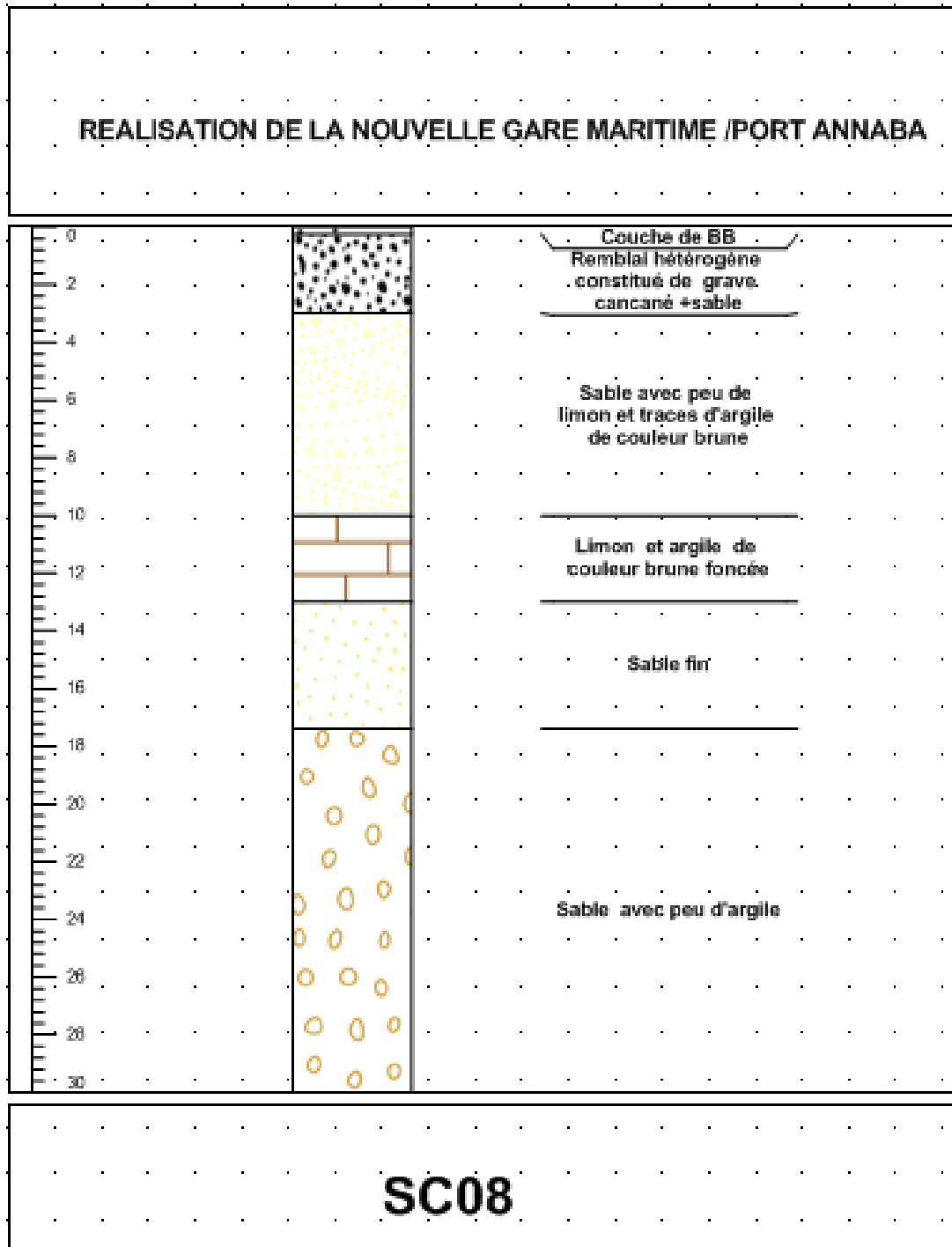


Figure C8. Coupe géotechnique (sondage 08).

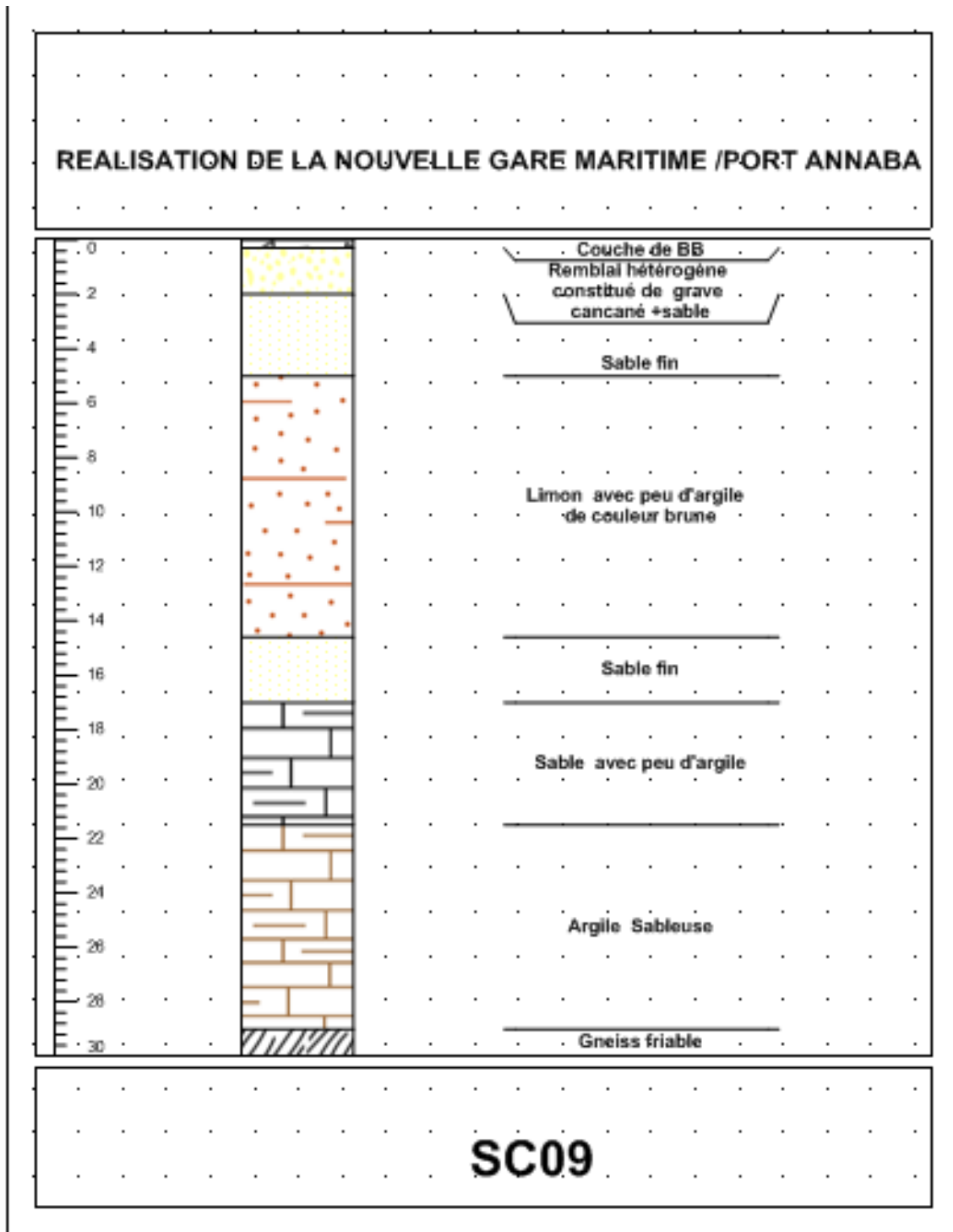


Figure C9. Coupe géotechnique (sondage 09).

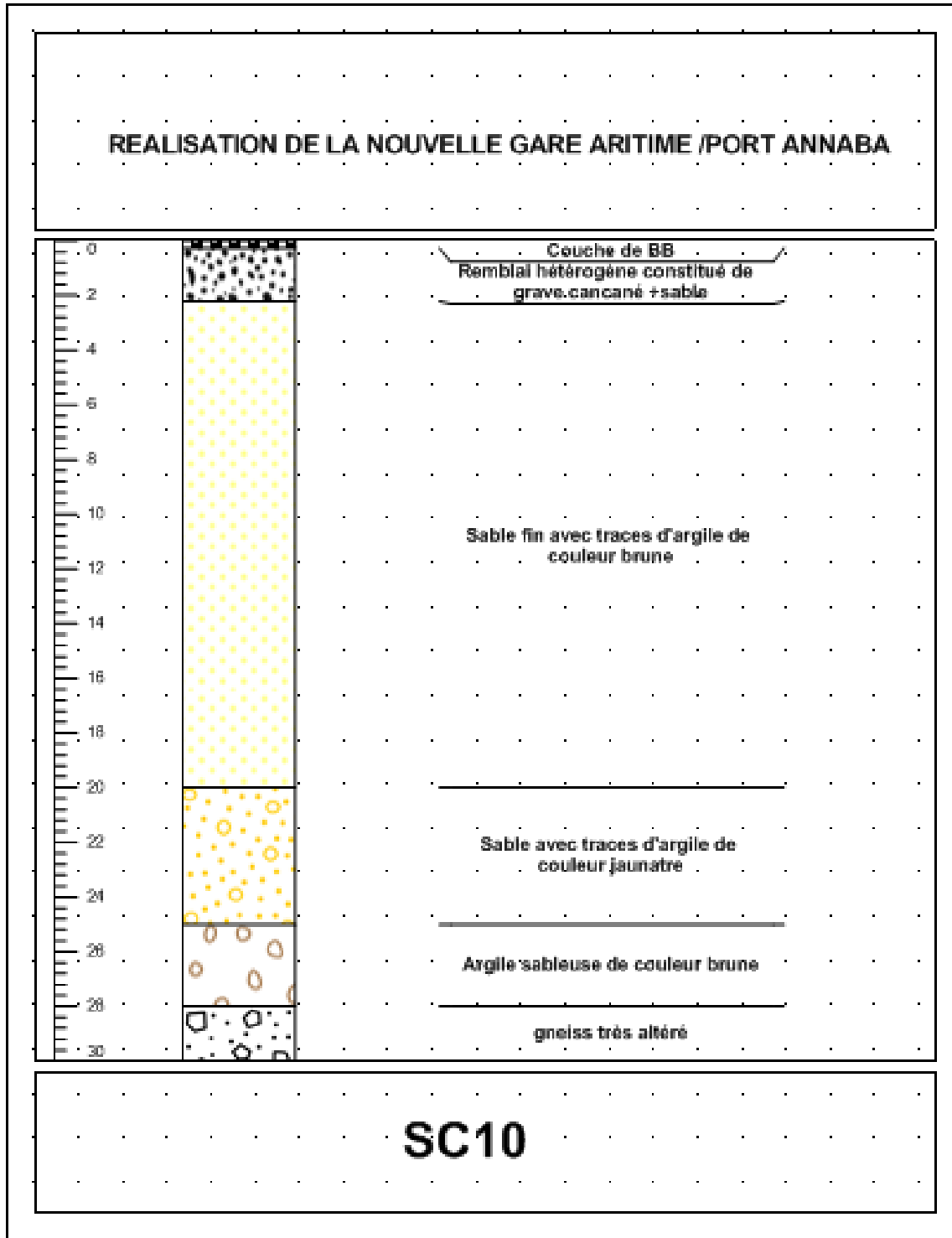


Figure C10. Coupe géotechnique (sondage 10).

The logo of Université Arbi Tébessi - Tébessa features a central sun with rays, a graduation cap above it, and an open book below it. The sun and cap are rendered in a stylized, geometric manner. The text 'جامعة العربي التبسي - تبسة' is written in Arabic script across the middle, and 'Université Arbi Tébessi - Tébessa' is written in Latin script at the bottom.

ANNEX D

جامعة العربي التبسي - تبسة
Université Arbi Tébessi - Tébessa

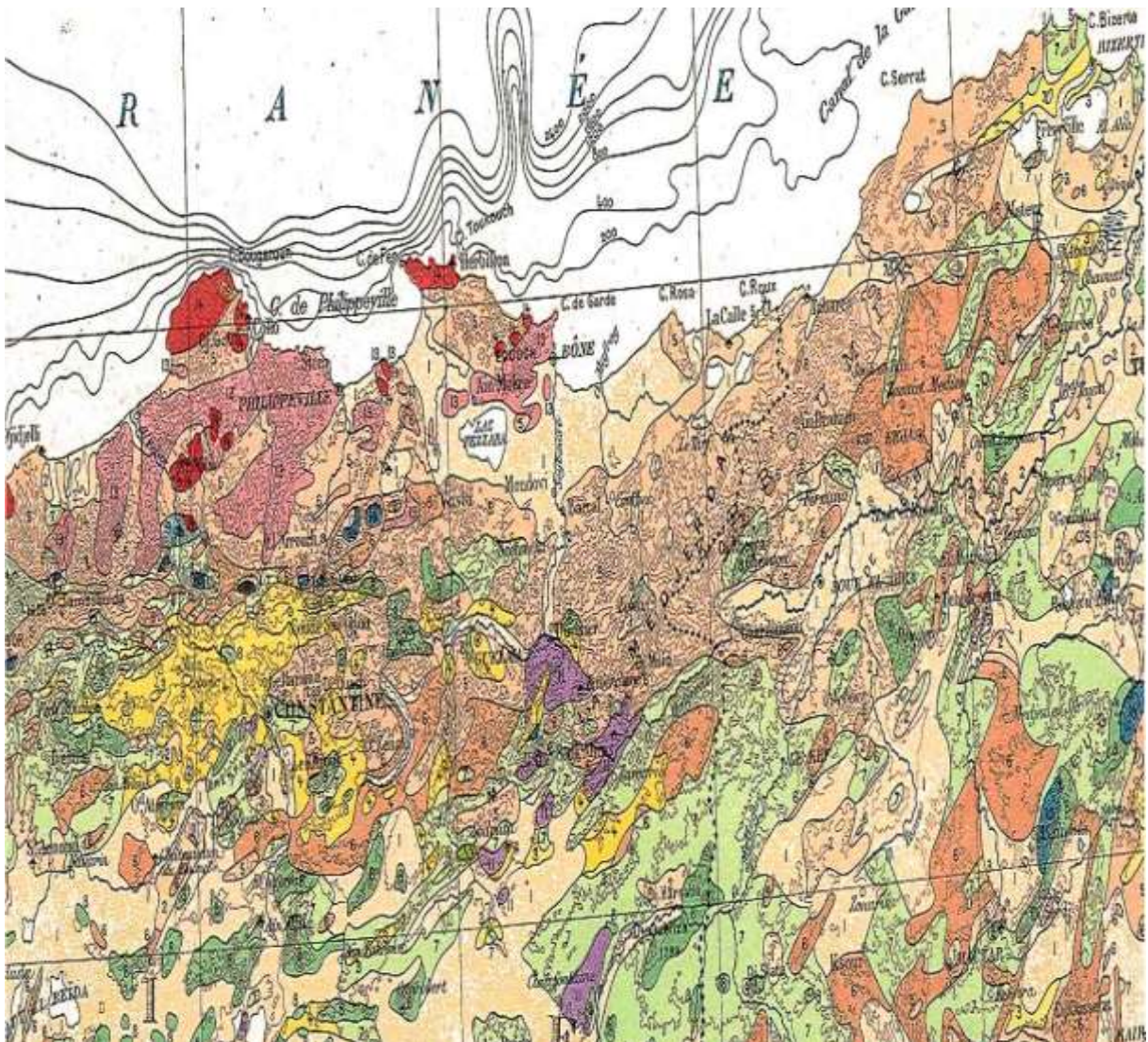


Figure D1. Carte géologique de la région d'Annaba

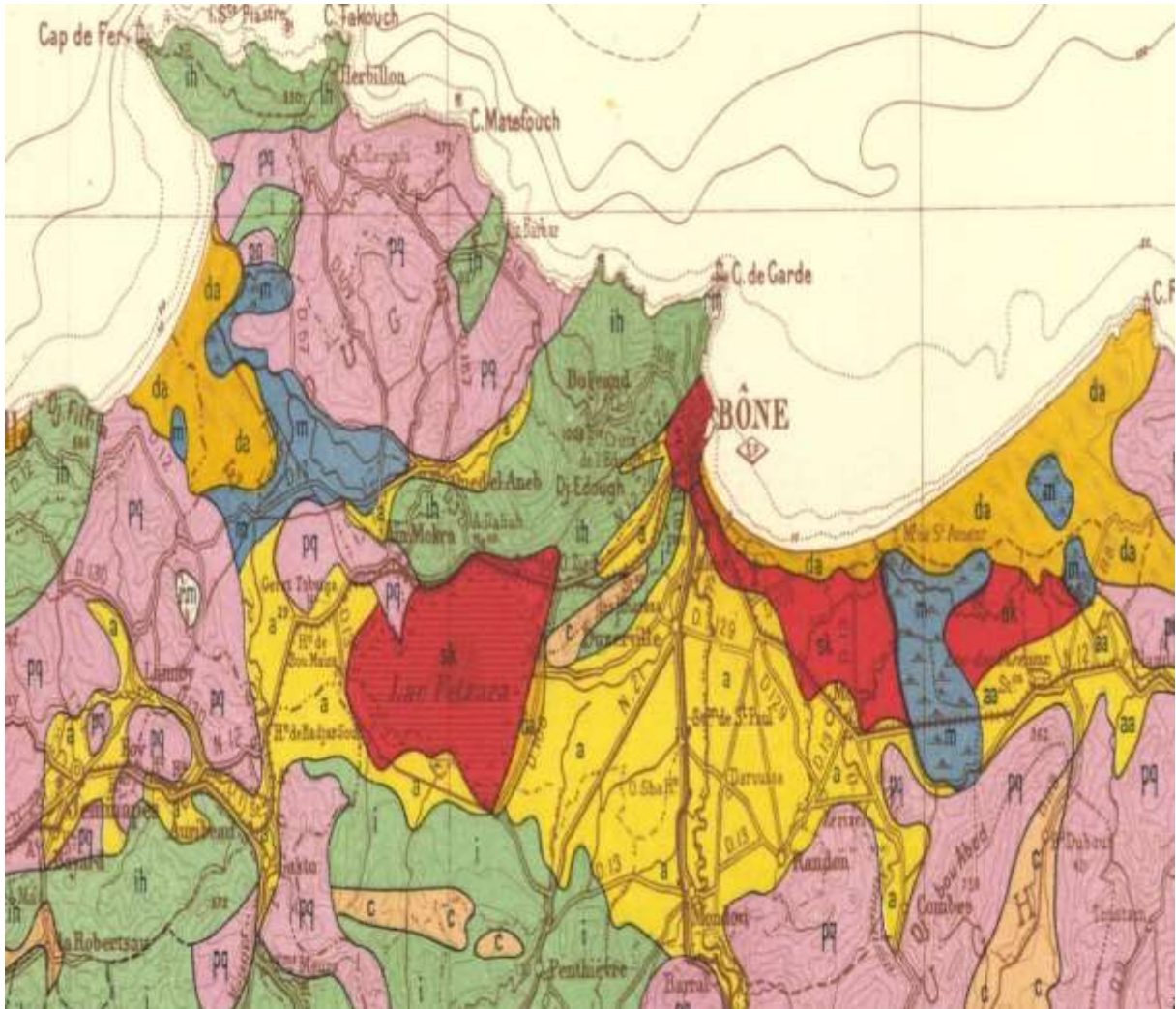


Figure D2. Carte des sols de la région d'Annaba