

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mohamed Khider -Biskra
Faculté des Sciences et de la technologie
Département : Génie Civil et Hydraulique
Réf :.....



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم: الهندسة المدنية و الري
المرجع:.....

Thèse présentée en vue de l'obtention
Du diplôme de
Doctorat en Génie Civil

Spécialité : Géomécanique et Ouvrages en Interaction

**Modélisation numérique des couplages multi-physiques en
géomécanique : Cas de la consolidation des sols fins**

Présentée par:

AGRAINE Hana

Soutenue publiquement le :03/06/2021

Devant le jury composé de :

M.MELLAS Mekki	Prof	Président	Université de Biskra
M.MESSAMEH Abdelhamid	MCA	Rapporteur	Université de Biskra
Mme.BOUALI Meriem F	MCA	Co- Rapporteur	Université de Souk Ahras
M.BENZAID Riad	Prof	Examineur	Université de Jijel
M.BENMEDDOUR Djamel	Prof	Examineur	Université de Biskra

REMERCIEMENTS

En premier lieu, nous tenons à remercier **Dieu**, notre créateur pour nous avoir donné la force pour accomplir ce travail.

Je voudrais témoigner toute ma reconnaissance a plusieurs personnes qui grâce à eux la réalisation de ce mémoire a été possible.

Je tiens à remercier mon encadreur le Docteur **Bouali Meriem Fakhreddine**, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.

Je désire aussi remercier, le directeur de ce mémoire **Messameh Abdelhamid**, j'ai beaucoup apprécié sa méthode de travail, la liberté qu'il m'a laissée dans l'organisation de cette recherche.

Je remercie aussi **mes parents** pour leur contribution, leur soutien, leurs encouragements et leur patience toute au long de mon parcours scolaire et universitaire sans eux je ne serais pas là aujourd'hui.

Je n'oublie pas mon mari **Lemoui Mohamed Fateh**, qui m'a apporté son support moral et intellectuel tout au long de ma démarche.

Je remercie également l'ensemble des professeurs du département de génie civil de l'université Mohamed Khider Biskra en particulier **Mme. Haouara Selma** et **M. Salhi Amine**.

Mes remerciements aux membres du jury **Prof. Benzaid Riad**, **prof. Mellas Mekki** et **prof. Benmeddour Djamel** qui ont accepté d'être les rapporteurs de cette thèse et de me donner de leur temps et de leur attention attentive pour examiner ce travail. Je les remercie infiniment de l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail.

Enfin, Je voudrais exprimer ma reconnaissance envers tous mes amis et collègues.

Le comportement mécanique des sols peut être affecté par la présence d'eau, Il est essentiel de prendre en compte les interactions entre le comportement hydraulique et mécanique des sols, car ces deux phénomènes sont indissociables.

Donc, des interactions fortes apparaissent entre la partie solide et la partie fluide du système. Dans les sols fins le tassement principal est celui de consolidation. Pouvoir prédire avec exactitude cette consolidation c'est avoir les moyens pour faire face au tassement des ouvrages et assurer leur stabilité.

Dans cette étude, on s'intéresse à l'analyse numérique de la consolidation unidimensionnelle des sols fins saturés à l'aide du code PLAXIS^{2D}. Afin de distinguer la loi la convenable apte à prédire le comportement d'un sol fin saturé ; une analyse comparative entre les courbes expérimentales et celles numériques de compressibilité et de consolidation en utilisant différentes lois de comportement a été abordée en premier.

Ensuite une comparaison entre les courbes de pression interstitielle et le degré de consolidation des sols modélisés obtenus à l'aide de la solution analytique proposée par A Verruijt (2017) et celles numériques tout en variant la loi de comportement a été abordée en deuxième lieu.

Finalement, une variation des paramètres qui influent sur le phénomène de consolidation dans le code éléments finis PLAXIS^{2D} a été faite tout en interprétant les résultats obtenus à l'aide des théories fondamentales de consolidation.

Mots clés : Analyse numérique, Couplage, Multi-physique, Hydromécanique, Consolidation, Sols fins.

ABSTRACT

The mechanical behavior of soils can be affected by the presence of water. It is essential to take into account the interactions between the hydraulic and mechanical behavior of soils, because these two phenomena are inseparable.

Therefore, strong interactions appear between the solid part and the fluid part of the system. In fine soils, the main settlement is that of consolidation. Being able to accurately predict this consolidation means having the means to cope with the settling of structures and ensure their stability.

In this study, we are interested in the numerical analysis of the one-dimensional consolidation of fine saturated soils using the PLAXIS^{2D} code. In order to distinguish the suitable law for predicting the behavior of a fine saturated soil; a comparative analysis between the experimental curves and the numerical ones of compressibility and consolidation by using various constitutive laws was approached first.

Then a comparison between the pore pressure curves and the degree of consolidation of the modelled soils obtained using the analytical solution proposed by A Verruijt (2017) and the numerical ones while varying the constitutive law was approached second.

Finally, a variation of the parameters that influence the consolidation phenomenon in the PLAXIS^{2D} finite element code was made while interpreting the results obtained using fundamental consolidation theories.

Key Words: Numerical analysis, Coupling, Multi-physics, Hydromechanics, Consolidation, Fine soils.

يمكن أن يتأثر السلوك الميكانيكي للتربة بوجود الماء ، ومن الضروري مراعاة التفاعلات بين السلوك الهيدروليكي والميكانيكي للتربة ، لأن هاتين الظاهرتين لا تنفصلان.

لذلك ، تظهر تفاعلات قوية بين الجزء الصلب والجزء السائل من النظام. في التربة الناعمة ، تكون التسوية الرئيسية هي التدعيم. القدرة على التنبؤ بدقة بهذا التصلب تعني امتلاك الوسائل اللازمة للتعامل مع استقرار الهياكل وضمان استقرارها.

في هذه الدراسة ، نحن مهتمون بالتحليل العددي للتصلب أحادي البعد للتربة المشبعة الدقيقة باستخدام PLAXIS2D. من أجل التمييز بين القانون المناسب للتنبؤ بسلوك التربة المشبعة الدقيقة ؛ تم إجراء تحليل مقارنة بين المنحنيات التجريبية والمنحنيات العددية للانضغاطية والتصلب باستخدام القوانين السلوكية المختلفة أولاً.

ثم اقتربت بعد ذلك مقارنة بين منحنيات ضغط المسام ودرجة تصلب التربة النموذجية التي تم الحصول عليها باستخدام الحل التحليلي الذي اقترحه (2017) A Verruijt والحل العددي مع تغيير قانون السلوك في المرتبة الثانية.

أخيراً ، تم إجراء تباين في المعلمات التي تؤثر على ظاهرة الدمج في رمز العنصر المحدود PLAXIS2D أثناء تفسير النتائج التي تم الحصول عليها باستخدام نظريات التصلب الأساسية.

الكلمات المفتاحية: التحليل العددي ، الاقتران ، الفيزياء المتعددة ، الميكانيكا المائية ، التصلب ، التربة الرقيقة

Table des Matières

INTRODUCTION GENERALE	1
1. CHAPITRE 1 : GENERALITES	3
1.1. INTRODUCTION	3
1.2. LES ELEMENTS CONSTITUTIFS D'UN SOL.....	3
1.2.1. <i>La phase gazeuse</i>	3
1.2.2. <i>La phase liquide</i>	3
1.2.3. <i>La phase solide</i>	3
1.3. DEFINITION DES ARGILES.....	3
1.3.1. <i>Structure cristalline des feuillets</i>	4
1.4. TYPES D'ARGILE	5
1.5. LES CARACTERISTIQUE PHYSIQUES DES SOLS	7
1.5.1. <i>Identification des sols par courbe granulométrique</i>	10
1.5.1.1. <i>Analyse granulométrique et sédimentométrie</i>	10
1.5.2. <i>Identification propre aux sols fins</i>	11
1.5.2.1. <i>Limite d'ATTERBERG</i>	11
1.5.2.2. <i>Valeur au bleu de méthylène</i>	13
1.5.2.3. <i>Equivalent de sable</i>	13
1.6. CLASSIFICATION GEOTECHNIQUE DES SOLS.....	14
1.6.1. <i>Classification LCPC des sols</i>	14
1.6.2. <i>La classification GTR</i>	16
1.7. COUPLAGE MULTIPHYSIQUE	17
1.8. COUPLAGE HYDROMECHANIQUE	17
1.8.1. <i>Ecoulement de l'eau dans un sol saturé</i>	18
1.8.1.1. <i>Conservation de masse</i>	18
1.8.1.2. <i>Loi de Darcy généralisée</i>	18
1.8.1.3. <i>La charge hydraulique</i>	20
1.8.2. <i>Mesure en laboratoire du coefficient de perméabilité</i>	21
1.8.2.1. <i>Essai à charge constante</i>	21
1.8.2.2. <i>Essai à charge variable</i>	22
1.8.3. <i>Perméabilité des terrains stratifiées</i>	23
1.8.3.1. <i>Ecoulement perpendiculaire au plan de stratification</i>	23

1.8.3.2. <i>Écoulement parallèle au plan de stratification</i>	24
1.9. Conclusion	24
2. CHAPITRE 2 : LA THEORIE DE CONSOLIDATION	25
2.1. INTRODUCTION	25
2.2. THEORIE DU TASSEMENT	25
2.2.1. <i>Définition</i>	25
2.2.2. <i>Théorie de Tassement</i>	26
2.2.3. <i>Calcul des Tassements</i>	26
2.3. TASSEMENT PRIMAIRE SELON LA THEORIE DE LA CONSOLIDATION UNIDIMENSIONNELLE	27
2.3.1. <i>Théorie</i>	27
2.3.2. <i>Conditions Initiales de la Consolidation</i>	27
2.3.3. <i>La Transformation Initiale de la Consolidation dans le Temps</i>	28
2.4. CONSOLIDATION UNIDIMENSIONNELLE	29
2.4.1. <i>Consolidation d'une Couche Drainée par une Seule Face</i>	30
2.4.2. <i>Consolidation d'une Couche Drainée par les Deux Faces</i>	31
2.4.3. <i>Equation de Consolidation</i>	32
2.4.4. <i>Solution Analytique de l'Equation de Consolidation unidimensionnelle</i>	37
2.4.5. <i>Degré de Consolidation</i>	38
2.4.6. <i>Détermination du Coefficient de consolidation C_v</i>	41
2.5. CARACTERISATION EXPERIMENTALE AU LABORATOIRE	48
2.5.1. <i>Essai Oedométrique</i>	48
2.5.1.1. <i>Objets de l'essai</i>	48
2.5.1.2. <i>Principe de de l'essai</i>	49
2.5.1.3. <i>Interprétation de la courbe de compressibilité</i>	50
2.5.1.4. <i>Interprétation de la courbe de consolidation</i>	51
2.5.2. <i>Essai Triaxial</i>	52
2.6. CONCLUSION	54
3. CHAPITRE 3 : OUTIL NUMERIQUE ET LOI DE COMPORTEMENT	56
3.1. INTRODUCTION	56
3.2. NOTIONS DE BASES	57
3.2.1. <i>Différences Finies</i>	57
3.2.2. <i>Éléments Finis</i>	57
3.2.3. <i>Volumes Finis</i>	57
3.3. LA METHODE DES ELEMENTS FINIS	58

3.4. PRESENTATION DU CODE PLAXIS	69
3.4.1. Définition	69
3.4.2. Les fonctions de PLAXIS.....	70
3.4.2.1. Entrer les données	70
3.4.2.2. Comportement du sol	71
3.4.2.3. Fonctions des calculs	71
3.4.2.4. Analyse de résultat.....	72
3.4.2.5. Courbe charge déplacement et chemins de contrainte	72
3.5. LOIS DE COMPORTEMENT DES SOLS	72
3.6. LOIS DISPONIBLES DANS PLAXIS	74
3.6.1. Modèle élastique linéaire	74
3.6.2. Le modèle de Mohr-Coulomb	76
3.6.2.1. Module de Young	79
3.6.2.2. Coefficient de poisson.....	80
3.6.2.3. La cohésion	81
3.6.2.4. L'angle du frottement	81
3.6.2.5. L'angle de dilatance	81
3.6.3. Loi de Cam Clay Modifié	82
3.6.4. Modèle de Soft Soil	87
3.6.5. Modèle Hardening Soil "HSM"	89
3.6.6. Modèle Soft Soil Creep	93
3.7. CONCLUSION	99
4. CHAPITRE 4 : ANALYSE NUMERIQUE DE LA CONSOLIDATION SOUS L'OEDOMETRE.....	100
4.1. INTRODUCTION	100
4.2. MODELISATION NUMERIQUE DE LA CONSOLIDATION UNIDIMENSIONNELLE EN ELASTO-PLASTICITE	102
4.2.1. Présentation des Cas Etudiés	102
4.2.2. Modèle Numérique adopté	104
4.2.2.1. Géométries et dimensions du modèle	104
4.2.2.2. Conditions aux limites	105
4.2.2.3. Procédure de simulation et phases de calcul	106
4.2.2.4. Générations des contraintes initiales	106
4.2.3. Lois de Comportement.....	109
4.2.3.1. Modèle de Mohr Coulomb 'Mohr Coulomb "MC"	109
4.2.3.2. Modèle de Soft Soil 'Soft Soil Model "SSM"	109
4.2.3.3. Modèle de Cam Clay Modifié 'Modified Cam Clay "MCC"	110
4.3. COURBES DE COMPRESSIBILITE "CHARGEMENT PAR PALIER"	111
4.3.1. Courbe de Compressibilité Modèle "MC"	114

4.3.2. Courbe de Compressibilité Modèle SSM.....	118
4.3.3. Courbe de Compressibilité Modèle MCC.....	121
4.4. COURBES DE CONSOLIDATION "CHARGEMENT CONSTANT"	129
4.5. PRESSION INTERTITIELLE	133
4.5.1. Pression en Fonction du Temps	134
4.5.1.1. Solution Analytique	134
4.5.1.2. Solution Numérique	135
4.6. DEGRE DE CONSOLIDATION	138
4.6.1. Solution Analytique	138
4.6.2. Solution Numérique	139
4.7. ETUDE PARAMETRIQUE	142
4.7.1. Pression en Fonction de la Profondeur	142
4.7.2. Influence de la Perméabilité sur la pression interstitielle	144
4.7.3. Influence du Coefficients K_o sur la pression interstitielle.....	145
4.8. CONCLUSION	146
CONCLUSION GENERALE	148

Liste des figures

1. CHAPITRE 1 : GENERALITES

Figure 1.1 : Motifs de base et feuillets élémentaires des particules d'argile	4
Figure 1.2 : Symboles des feuillets octaédrique d'Al et tétraédrique de Si	5
Figure 1.3 : Particule d'argile dites 1/l ou TO.	5
Figure 1.4 : Particule d'argile dites 2/1 ou TOT	6
Figure 1.5 : Particule d'illite	6
Figure 1.6 : Types d'argiles	7
Figure 1.7 : Les éléments constitutifs d'un sol	7
Figure 1.8 : Courbe granulométrique	11
Figure 1.9 : Limites d'Atterberg	12
Figure 1.10 : Classification des sols fins (Abaque de Casagrande)	12
Figure 1.11 : Equivalent de sable	13
Figure 1.12 : Ecoulement à travers un volume élémentaire de sol	18
Figure 1.13 : L'expérience de Darcy	19
Figure 1.14 : Ecoulement de l'eau dans un sol	21
Figure 1.15 : Procédure d'essai à charge constant	22
Figure 1.16 : Procédure d'essai à charge variable	22

2. CHAPITRE 2 : LA THEORIE DE CONSOLIDATION

Figure 2.1 : Modèle rhéologique du phénomène de consolidation	28
Figure 2.2 : Contraintes des déformations dans le temps	29
Figure 2.3 : Couche Drainée d'un Seul Coté	31
Figure 2.4 : Couche drainée des deux cotés	31
Figure 2.5 : Consolidation d'une couche argileuse drainée des deux faces	32
Figure 2.6 : Surpression interstitielle $\Delta u(z,t)$ pour $U\% = 50\%$	39
Figure 2.7 : Diagramme $U(\%)=f(Tv)$ pour les différents cas de chargement	41
Figure 2.8 : Correction de la réponse précoce du laboratoire pour déterminer le C_v	42
Figure 2.9 : Méthode du temps racine pour déterminer C_v	43
Figure 2.10 : Méthode du temps racine pour déterminer C_v	45
Figure 2.11 : Détermination graphique du tassement final d'après Asaoka	47
Figure 1.12 : Cas éventuels se présentant sur la courbe récurrente sol	48

Figure 2.13 : Représentation schématique d'une cellule oedométrique.....	49
Figure 2.14 : Cellule ouverte et cellule fermée, bague oedométrique standard et instrumentée pour essai Ko	50
Figure 2.15 : La cellule oedométrique	50
Figure 2.16 : La courbe de compressibilité.....	51
Figure 2.17 : La courbe de consolidation.....	52
Figure 2.18 : Schéma du dispositif de l'essai triaxial	53
Figure 2.19 : Schéma de l'éprouvette des sols	54
Figure 2.20 : La courbe effort-déformation.....	54
Figure 2.21 : Représentation de cercle de Mohr.....	54
3. CHAPITRE 3 : OUTIL NUMERIQUE ET LOI DE COMPORTEMENT	
Figure 3.1 : Discrétisation et maillage.	58
Figure 3.2 : Principe de la MEF	59
Figure 3.3 : Numérotation locale et positionnement des noeuds	61
Figure 3.4 : Maillage du domaine en triangles à trois nœuds	63
Figure 3.5 : Maillage non admissible	64
Figure 3.6 : Organigramme de résolution d'un problème par EF en statique	65
Figure 3.7 : Les "briques de base" pour la représentation des comportements	73
Figure 3.8 : Loi élastique	75
Figure 3.9 : Effet du poisson	75
Figure 3.10 : Paramètres de la loi élastique dans Plaxis.....	76
Figure 3.11 : Surface de charge de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales.....	77
Figure 3.12 : Rupture par cisaillement	79
Figure 3.13 : Paramètres de la loi de Mohr-Coulomb dans Plaxis.....	79
Figure 3.14 : définition de E0 et E50 pour les résultats d'essais triaxiaux drainés standard	80
Figure 3.15 : Courbes de consolidation idéalisées	84
Figure 3.16 : Courbe de consolidation dans le rapport des vides par rapport au plan de contrainte effective moyenne (logarithme naturel de p').....	85
Figure 3.17 : Paramètres de la loi de Cam Clay Modifié dans Plaxis	86
Figure 3.18 : Relation logarithmique entre déformation volumétrique et contrainte moyenne	88
Figure 3.19 : Paramètres de la loi Soft Soil dans Plaxis.	88

Figure 3.20 : Relation contrainte/déformation et surface de charge	90
Figure 3.21 : Forme des surfaces de charge dans le modèle de sol avec écrouissage – Hardening Soil Model	91
Figure 3.22 : Module oedométrique tangent selon	92
Figure 3.23 : Paramètres de HSM dans Plaxis	93
Figure 3.24 : Comportement de consolidation et de fluage dans le test oedométrique standard.....	96
Figure 3.25 : Diagramme de la p - q -ellipse dans un plan p - q	96
Figure 3.26 : Paramètres du modèle Soft-Soil-Creep.....	97
4. CHAPITRE 4 : ANALYSE NUMERIQUE DE LA CONSOLIDATION SOUS L'OEDOMETRE	
Figure 4.1 : Cellule oedométrique.....	103
Figure 4.2 : Modèle numérique adopté.....	104
Figure 4.3 : Conditions aux limites (Déplacements et Contraintes imposées).....	105
Figure 4.4 : Les conditions aux limites hydrauliques	106
Figure 4.5 : Illustration de la contrainte verticale de pré-consolidation en relation avec la contrainte in situ.....	107
Figure 4.6 : Les phases de calcul numérique de l'essai "Chargement par palier".....	110
Figure 4.7 : Comparaison entre les courbes de compressibilité expérimentales et numériques obtenues par le modèle de "MC" des sols testés par L Arabet (2011)	114
Figure 4.8 : Comparaison entre les courbes de compressibilité expérimentales et numériques obtenues par le modèle de "MC" des sols testés par M O. Karkush et al. (2020).....	116
Figure 4.9 : Comparaison entre les courbes de compressibilité expérimentales et numériques obtenues par le modèle de "SSM" des sols testés par L Arabet (2011).....	118
Figure 4.10 : Comparaison entre les courbes de compressibilité expérimentales et numériques obtenues par le modèle de "SSM" des sols testés par M O. Karkush et al. (2020).....	120
Figure 4.11 : Comparaison entre les courbes de compressibilité expérimentales et numériques obtenues par le modèle de "MCC" des sols testés par L Arabet (2011)	121
Figure 4.12 : Comparaison entre les courbes de compressibilité expérimentales et numériques obtenues par le modèle de "MCC" des sols testés par M O. Karkush et al. (2020).....	123
Figure 4.13 : L'erreur relative entre les paramètres numériques calculés par les différentes lois 'MC, SSM et MCC' et ceux expérimentaux des sols traités (Limon, Argile Graveleuse, S0, S1, S2 et S3).....	127
Figure 4.14 : Les phases de calcul de l'essai à chargement constant.....	129

Figure 4.15 : Comparaison entre les courbes de consolidation numériques obtenues par "MC", "SSM" et "MCC" et la courbe expérimentale dans le cas du Limon	131
Figure 4.16 : L'erreur relative de coefficient de consolidation par les différentes lois 'MC, SSM et MCC' de limon	132
Figure 4.17 : Comparaison entre les courbes de pressions numériques en fonction du temps obtenues par "SSM" et "MCC" et la solution analytique de A Veruijit (2017)	136
Figure 4.18 : Comparaison entre le degré de consolidation numérique en fonction du temps obtenues par "SSM" et "MCC" et la solution analytique de A Veruijit (2017)	139
Figure 4.19 : Comparaison entre les courbes de pressions numériques en fonction de profondeur obtenues par "SSM" et "MCC" et la solution analytique de A Verruijit (2017)	142
Figure 4.20 : Influence de coefficient de perméabilité sur la pression interstitielle.....	143
Figure 4.21 : Influence de coefficient k_0 sur la pression interstitielle ; cas de Limon.....	144

Liste des tableaux

1. CHAPITRE 1 : GENERALITES	
Tableau 1.1. : Quelques données.....	6
Tableau 1.2 : Principales caractéristiques des sols	8
Tableau 1.3 : Relations entre les principales caractéristiques.....	10
Tableau 1.4 : Classification de l'argilites d'un sol selon l'indice de plasticité I_p	12
Tableau 1.5 : Classification LCPC des sols	14
Tableau 1.6 : La classification GTR	16
Tableau 1.7 : Ordre de grandeur du coefficient de perméabilité des sols en cm/s	20
Tableau 1.8 : Échelle de classification de la perméabilité hydraulique	20
2. CHAPITRE 2 : LA THEORIE DE CONSOLIDATION	
Tableau 2.1 : Valeurs de T_v en fonction de $U\%$ pour différents cas de chargement.....	40
3. CHAPITRE 3 : OUTIL NUMERIQUE ET LOI DE COMPORTEMENT	
Tableau 3.1 : Intégration en 3 points pour les éléments à 6 noeuds.....	62
Tableau 3.2 : Intégration en 12 points pour les éléments à 15 noeuds.....	62
Tableau 3.3 : Valeurs approximatives de ϑ	81
Tableau 3.4 : les indices de compression et de gonflement modifier	89
4. CHAPITRE 4 : ANALYSE NUMERIQUE DE LA CONSOLIDATION SOUS L'OEDOMETRE	
Tableau 4.1 : Paramètres mécaniques des sols testés par L. Arabet, 2011	102
Tableau 4.2 : Paramètres mécaniques des sols testés par M O. Karkush et al., 2020.....	102
Tableau 4.3 : Les indices de compression et de gonflement des sols modélisés	109
Tableau 4.4 : La valeur de $\bar{\nu}$ et k pour des sols modélisés	109
Tableau 4.5 : Phases de calcul de l'essai à chargement par palier Limon Argile graveleuse	111
Tableau 4.6 : Phases de calcul de l'essai à chargement par palier les échantillons des sols argileux.....	112
Tableau 4.7 : Les valeurs des caractéristiques de compressibilité pour le Limon	124
Tableau 4.8 : Les valeurs des caractéristiques de compressibilité pour l'argile graveleuse	124
Tableau 4.9 : Les valeurs des caractéristiques de compressibilité pour S0	124
Tableau 4.10 : Les valeurs des caractéristiques de compressibilité pour S1	125
Tableau 4.11 : Les valeurs des caractéristiques de compressibilité pour S2	125

Tableau 4.12 : Les valeurs des caractéristiques de compressibilité pour S3	125
Tableau 4.13 : Phases de calcul de l'essai à chargement constant.....	129
Tableau 4.14 : Le coefficient de consolidation pour les différentes lois de comportement	132

Liste des symboles

Δh_i : Tassement immédiat.

Δh_c : Tassement de consolidation primaire.

Δh_s : Tassement de consolidation secondaire.

Δh_f : Tassement provoqué par les déplacements latéraux du sol.

E_{50} : Module d'élasticité correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture.

E : Module d'élasticité du sol (ou module de Young).

E_{oed} : Module oedométrique.

e : Indice des vides.

e_0 : Indice des vides initiale.

H : Hauteur de l'éprouvette.

h_p : Hauteur de solide équivalente ou hauteur des pleins.

P_s : Poids sec du solide.

S : Surface.

C_c : Indice de compression.

C_s : Indice de gonflement.

C_v : Coefficient de consolidation.

C_α : L'indice de compression secondaire.

OCR: le rapport de sur consolidation.

POP: Coefficient de préconsolidation.

k : Coefficient de perméabilité.

h : Charge hydraulique.

T_v : Facteur de temps de consolidation.

U : Degré de consolidation.

K_0 : Coefficient des poussées des terres au repos.

c : Cohésion.

ν : Le coefficient de Poisson.

γ_s : Densité relative du solide.

γ_w : Densité relative de l'eau.

σ'_p : Contrainte de pré-consolidation.

σ_{v0} : Contrainte verticale initiale.

p : Pression interstitielle.

M : La pente de la ligne d'état critique dans le plan $p - q$.

λ^* : L'indice de compression modifié.

κ^* : L'indice de gonflement modifié.

λ : La pente λ des lignes normales de consolidation et de déchargement-rechargement dans le plan $e - \ln p'$.

κ : La pente κ des lignes normales de consolidation et de déchargement-rechargement dans le plan $e - \ln p'$.

φ : Angle de frottement interne.

ψ : Angle de dilatance du matériau.

i : Le gradient hydraulique imposé.

INTRODUCTION GENERALE

La mécanique des sols consiste à étudier les propriétés des sols mises en jeu dans les réalisations de Génie Civil. L'un des problèmes majeurs lié aux ces ouvrages (bâtiments, ponts, tunnels, barrages,...) est celui des mouvements du sol induit par l'état d'avancement des travaux (déblais, fondations, remblais, avancement du front de taille, pose de revêtement,...). Ces ouvrages sont généralement soit ancrés partiellement ou totalement (tunnel), les mouvements qu'ils provoquent peuvent endommager les structures existant dans leurs environnements.

Ce problème est d'autant plus important en présence des sols fins compressibles. Les argiles et les limons sont des sols fins saturés caractérisés par une faible perméabilité, ce qui fait que sous l'effet d'une surcharge transmise par les fondations au sol, l'eau interstitielle s'infiltré lentement et le volume du squelette granulaire diminue. La réduction du volume s'exprime par un tassement du sol qui évolue au fur et à mesure que l'écoulement de l'eau se manifeste. On discute alors d'un tassement du sol par consolidation.

Dans cette optique et dans le but de faire recherche dans ce domaine très intéressant pour les jeunes géotechniciens ; ce travail de doctorat porte sur une synthèse bibliographie élargie sur les sols en particulier les sols fins et la consolidation de ces sols ; ensuite une application sous forme d'une modélisation numérique à l'aide le logiciel PLAXIS d'un essai œdométrique. Notre attention a été orientée vers la consolidation des sols.

L'objectif principal de ce travail est l'analyse numérique de la consolidation unidimensionnelle des sols fins saturés afin de distinguer la meilleure loi apte à décrire mieux le comportement observé.

Ce mémoire est organisé en quatre chapitres :

Le premier chapitre comporte des généralités sur les sols et les sols fin saturés en particulier et le couplage hydromécanique.

Le deuxième chapitre est consacré à la description de la définition rigoureuse de la théorie de consolidation unidimensionnelle ainsi que la vitesse de consolidation éléments nécessaires et importants qui servent de bases avant d'aborder la simulation numérique.

Le troisième chapitre s'intéresse à la présentation de l'outil numérique de simulation utilisé, PLAXIS version 8.6 et les différentes lois rhéologiques nécessaires à la modélisation du comportement du sol.

Le quatrième chapitre présente les résultats de l'analyse d'un cas consolidation unidimensionnelle des sols fins saturés, à l'aide de logiciel Plaxis qui est basé sur la méthode des éléments finis. Afin de pouvoir s'interroger sur la loi la plus convenable pour décrire la consolidation d'un sol saturé ; l'analyse numérique est divisée en deux parties essentielles :

Une première partie consacrée à une analyse comparative entre les courbes expérimentales et celles numériques de compressibilité et de consolidation en utilisant différentes lois de comportement.

Tandis que la deuxième partie consiste à la comparaison entre les courbes de pression interstitielle et le degré de consolidation des sols modélisés obtenus à l'aide de la solution analytique proposée par **A Verruijt (2017)** et celles numériques tout en variant la loi de comportement. Finalement une étude paramétrique visant à mettre en évidence l'influence de certains paramètres a été abordée.

Ce modeste travail est clôturé par une conclusion générale et perspective.

CHAPITRE 1

GENERALITES

1.1. INTRODUCTION

Les sols, en tant que milieu naturel, associent généralement des grains solides dont la taille, la forme et l'arrangement n'obéissent à aucune règle. Ces éléments ménagent entre eux un espace vide qui peut être occupé par de l'air, par de l'eau, ou par un mélange air - eau - vapeur d'eau. Les sols organiques contiennent des gaz issus de la décomposition des débris végétaux ou animaux

Ce chapitre traite l'étude des éléments constitutifs d'un sol, les caractéristiques physiques des sols, l'écoulement d'eau au sein du sol, en focalisant sur la loi de Darcy, et enfin sur les essais permettant la mesure de la perméabilité des sols.

1.2. LES ELEMENTS CONSTITUTIFS D'UN SOL

1.2.1. La phase gazeuse

Le gaz contenu dans le sol est généralement de l'air pour les sols secs ou un mélange d'air et de vapeur d'eau pour les sols humides, lorsque tous les vides sont remplis d'eau le sol est dit saturé.

1.2.2. La phase liquide

Constituée d'eau, éventuellement chargée d'éléments chimiques divers.

1.2.3. La phase solide

Se compose de constituants minéraux (sable, argile...) et de constituants organique (constituants des tissus végétaux cellulose, déjections animale et animaux morts).

1.3. DEFINITIONS DES ARGILES

Les argiles sont des phyllosilicates hydratés formés par l'association de feuillets élémentaires qui s'accolent entre eux pour former des éléments dénommés empilements par certains auteurs (**Push et all, 1999**), ou cristallites par d'autres (**Tessier & Grimaldi, 1993**).

L'espace entre deux feuillets est appelé espace interfoliaire. Ces cristallites se rassemblent par des dispositions face-face pour former une particule argileuse. Dans le cas des smectites calciques, les empilements de cristallites laissent des espaces libres au sein des particules, espaces qui jouent un rôle très important au cours de la dessiccation et de l'humidification. Le nombre de feuillets par particule est variable suivant le type d'argile considéré (Gueddoda.M.K,2011).

1.3.1. Structure cristalline des feuillets

Les argiles sont des sols constitués de minuscules particules minérales ($d < 2 \mu\text{m}$). Elles résultent de la désintégration physique ou mécanique des roches suivie d'une transformation chimique. Les minéraux argileux sont des silicates d'aluminium hydratés se présentant sous la forme de feuillets dans lesquels on distingue deux minéraux de base (Fig. 1.1) :

- la silice tétraédrique (SiO_4)⁻⁴ ;
- l'hydroxyde d'aluminium octaédrique $\text{Al}(\text{OH})_3$

Les phyllosilicates possèdent une structure organisée en plans anioniques successifs (Fig. 1.1). La charpente de la structure cristalline est réalisée à partir d'anions O^{2-} ou OH^- jointifs dans lesquels sont disposés les cations Ca^{+2} , K^+ , Na^+ , Mg^{+2} , Fe^+ , Fe^{+3} , Al^{+3} , Si^{+4} ... Dans le feuillet élémentaire octaédrique où l'élément de base est l'hydroxyde d'aluminium, Chaque aluminium est entouré de six atomes d'oxygène (soit 0, soit des groupes OH).

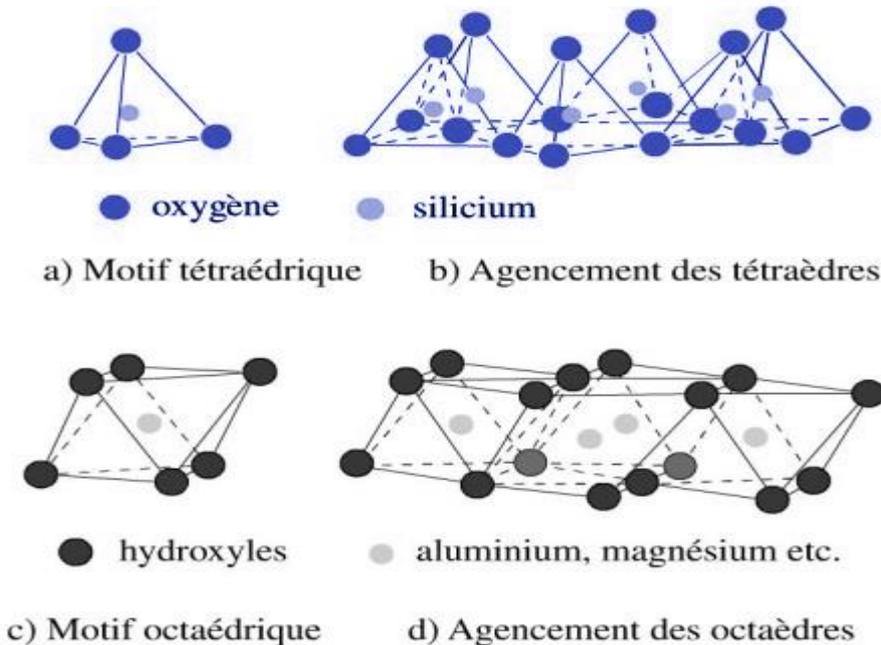


Figure 1.1 : Motifs de base et feuillets élémentaires des particules d'argile (Berthaud.Y, De Buhan.P, Schmitt.N, 2013)

Les feuillets de base sont composés d'un feuillet élémentaire octaédrique et d'un ou deux feuillets élémentaires tétraédriques reliés entre eux par des liaisons covalentes.

Pour des raisons de visualisation, ces feuillets sont représentés par un rectangle pour le feuillet octaédrique et un trapèze pour le feuillet tétraédrique (Fig. 1.2).

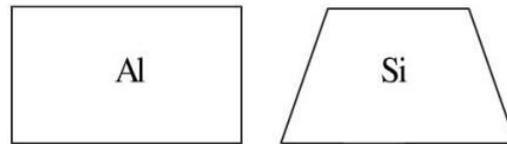


Figure 1.2 : Symboles des feuillets octaédrique d'Al et tétraédrique de Si (Berthaud.Y, De Buhan.P, Schmitt.N, 2013)

Ils forment des ensembles cristallins plans. Le fait que les feuillets ne sont pas neutres électriquement explique les fortes interactions avec les solutions salines.

1.4. Types d'Argiles

Trois grands types d'argiles peuvent être identifiés. Ils y ont tout d'abord le groupe de la kaolinite dont le feuillet de base de 0,7 nm d'épaisseur est composé d'un feuillet tétraédrique et d'un feuillet octaédrique, la liaison entre les deux étant élevée la particule est formée d'un empilement de ces feuillets de base, les liaisons entre les feuillets étant du type liaison hydrogène, donc des liaisons faibles. Aux extrémités, la particule est chargée électriquement. Les argiles de cette famille sont dites argiles T-O (Fig. 1.3).

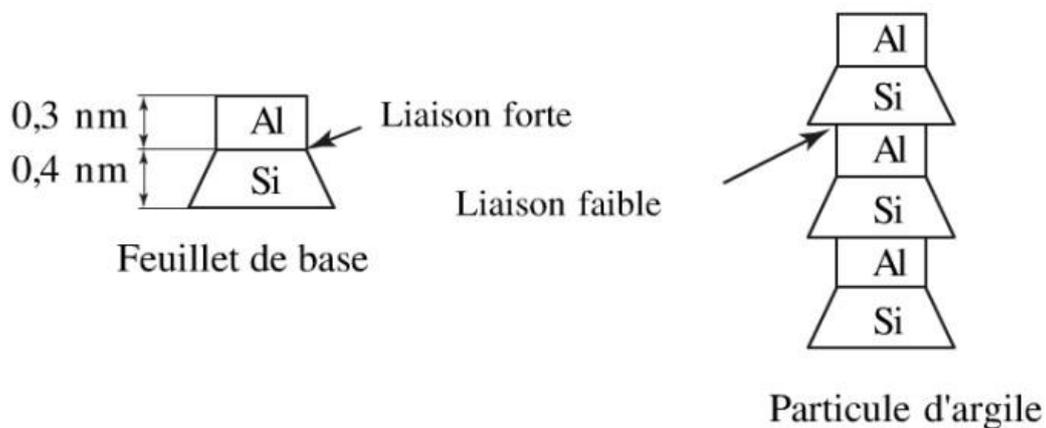


Figure 1.3: Particule d'argile dites 1/1 ou TO (Berthaud.Y, De Buhan.P, Schmitt.N, 2013)

Le deuxième grand groupe d'argile est celui des illites pour lequel les feuillets sont composés de deux feuillets tétraédriques encadrant un feuillet octaédrique, la liaison entre les deux se fait par des ions potassium énergiquement fixés, donc des liaisons élevées en fonction de l'espèce, l'épaisseur du feuillet de base varie entre 1 et 1,8 nm. Ces argiles sont appelées argiles T-O-T (Fig.1.4-1.5).

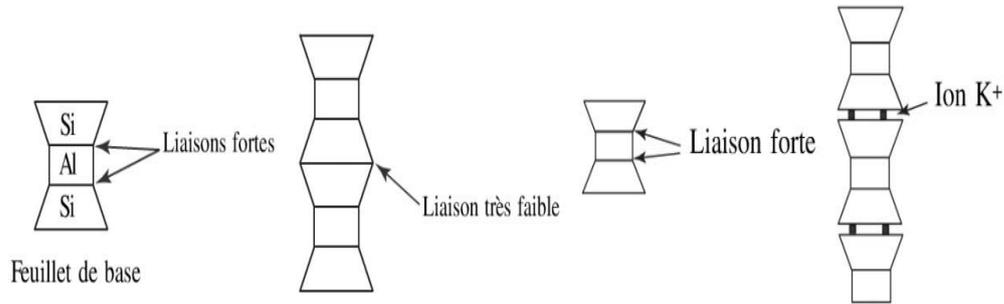


Figure 1.4 : Particule d'argile dites 2/1 ou TOT. **Figure 1.5** : Particule d'illite.
(Berthaud.Y, De Buhan.P, Schmitt.N, 2013)

Le troisième groupe est celui des smectites, ces minéraux sont également formés de feuillets à trois couches et sont donc aussi des argiles T-O-T.

D'après **Mitchell,1976** On peut résumer les différents types d'argile par le tableau 1.1 et la figure 1.6.

Tableau 1.1 : Quelques données

Type	Surface spécifique (m ² /g)	Diamètre (µm)	Epaisseur des feuillets élémentaires (nm)
kaolinite	10-20	0.3-3	0.7
illite	80-100	0.1-2	1
smectite	800	0.1-2	1

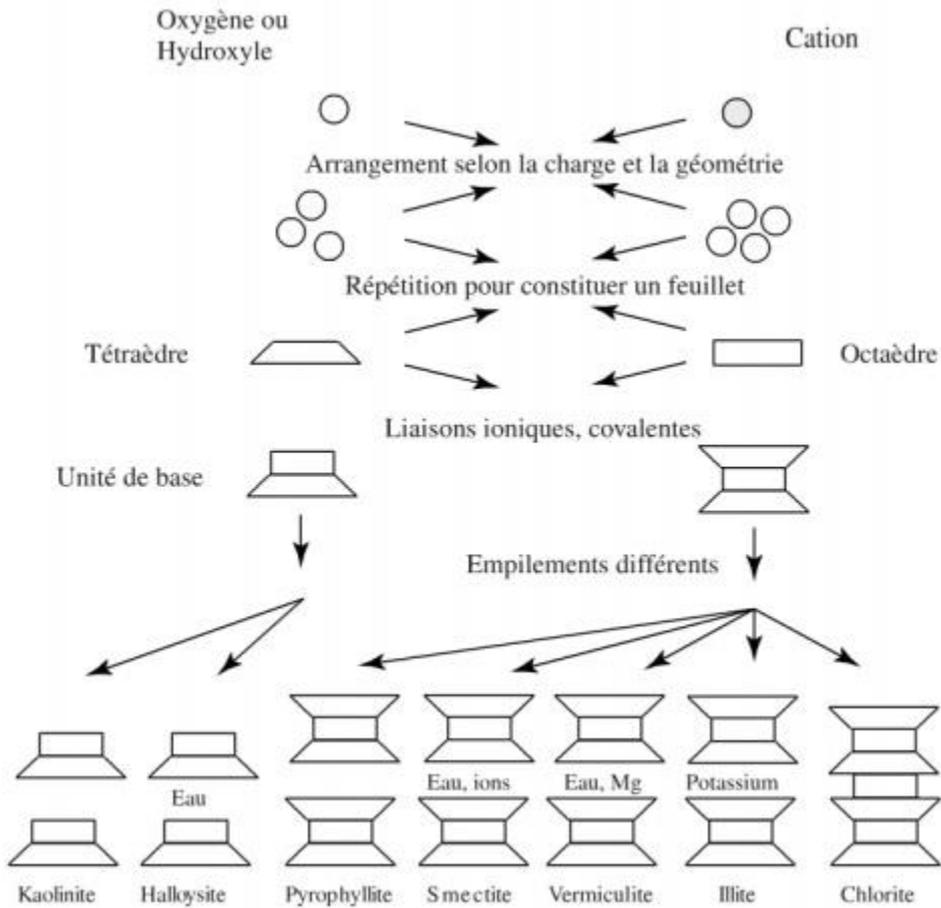


Figure 1.6 : Types d'argiles (d'après Mitchell, 1976)

1.5. LES CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DES SOLS

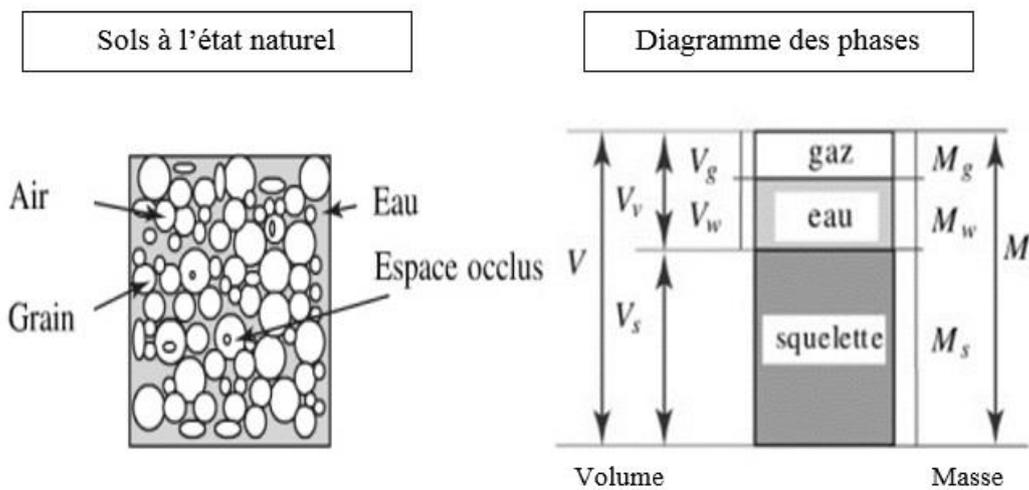


Figure 1.7 : Les éléments constitutifs d'un sol (Berthaud.Y, De Buhan.P, Schmitt.N, 2013)

V : volume total de l'échantillon de sol ;
 V_g : volume d'air contenu dans l'échantillon de sol ;
 V_w : volume d'eau contenu dans l'échantillon de sol ;
 V_s : Volume des grains solides contenus dans l'échantillon de sol ;

On désigne par γ le poids volumique apparente du sol (parfois notée γ_h pour souligner la présence d'eau avec h pour humide), γ_d le poids volumique apparente du sol sec (l'indice d correspond à dry= sec) :

$$\gamma = \frac{w}{v} = \frac{w_s + w_w + w_a}{v_s + v_w + v_a} = \frac{w_s + w_w}{v_s + v_w + v_a} \quad (\text{car } w_a \approx 0) \quad ;$$

$$\gamma_d = \frac{w_s + w_a}{v_s + v_w + v_a} = \frac{w_s}{v} ;$$

γ_s : Le poids volumique des grains (l'indices s correspond à solide ou squelette) ou :
 $\gamma_d = \frac{w_s}{v_s} ;$

γ_w : Le Poids spécifique de l'eau contenu dans le sol :

Ou : $\gamma_w = \frac{w_w}{v_w}$; en pratique $\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3 = 10 \text{ kN/m}^3$

Avant d'analyser le comportement mécanique des sols, il est nécessaire de définir certains paramètres (tableau 1.2) qui se rapportent aux diverses proportions dans lesquelles se trouvent squelette solide, l'eau et l'air constituant le sol.

Tableau 1.2 : Principales caractéristiques des sols (d'après **Gérard Philipponnat & Bertrand Hubert, 2003**)

<i>Appellation et définition</i>	Symbole	Norme	Expression	Unité et ordre de grandeur des valeurs numériques
<i>Teneur en eau (poids d'eau/poids de sols sec)</i>	W	PF P 94-050	$\frac{W_w}{W_s} \cdot 100$	% Sable.....2 à15 Limon.....10à30 Argile moyenne à raide....20à50 Argile molle50à100 Vase et tourbe.....80à300
<i>Poids volumique apparent</i>	γ	-	$\frac{W_w + W_s}{V}$	KN/m ³ Sable.....17à20 Argile.....16à22 Tourbe.....13à17
<i>Poids volumique sec</i>	γ_d	PF P 94-053	$\frac{W_w}{V}$	KN/m ³ Sable.....14à18 Argile.....10à20 Tourbe.....3à10
<i>Poids volumique des grains solides</i>	γ_s	PF P 94-054	$\frac{W_s}{V_s}$	KN/m ³ Tous sols à l'exception des minerais et tourbes $\gamma_s \approx 26$ à30
<i>Degré de saturation (volume d'eau/volume totale occupé par les vides)</i>	S_r	-	$\frac{V_w}{V_v} \cdot 100$	% 0 à 100, selon l'état d'humidité

<i>Sol saturé, tous les vides sont remplis d'eau</i>		$V_a = 0$	$S_r = 100\%$
<i>Teneur en eau de saturation, pour un sol de poids volumique sec donné, c'est la teneur en eau nécessaire pour avoir $S_r = 100\%$</i>	W_{sat}	-	$V_a = 0$ $S_r = 100\%$ % Lorsque le sol est saturé, une augmentation de teneur en eau ne peut être provoqué que par un gonflement du sol
<i>Poids volumique saturé poids volumique apparent du sol saturé</i>	γ_{sat}	-	$\frac{W_w + W_s}{V}$ KN/m ³ Tous sols à l'exception des vases et des tourbes $\gamma_{sat} = 19$ à 22
<i>Indice des vides (volume des vides/volume des pleins)</i>	e	-	$\frac{V_a + V_w}{V_s}$ $= \frac{V_v}{V_s}$ Sans dimension Sable0.5 à 1 Limon.....0.4à1 Argile compacte.....0.3à0.5 Argile moyenne.....0.5à1 Argile molle,vase..... 1à4
<i>Porosité (volume vide/volume totale)</i>	n	-	$\frac{V_v}{V}$ Sans dimension
<i>Poids volumique immergé (déjaugé)</i>	γ'	-	$\gamma_{sat} - \gamma_w$ KN/m ³ $\gamma' \approx 9$ à 12 sauf pour les vases et les tourbe
<i>Indice de compacité des sols pulvérulents ou densité relative avec e_{min} et e_{max} : indice des vides min & max</i>	I_d	PF P 94-059	$\frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$ % Sable très lâche.....0à20 Sable lâche.....20à40 Sable moyen.....40à60

Le tableau 1.3 résume les différentes relations entre tous les paramètres.

Tableau 1.3 : Relations entre les principales caractéristiques (d'après Pailleret,1980)

	n	e	γ_d
n		$e/(1+e)$	$1 - \gamma_d/\gamma_s$
e	$n/(1-n)$		$\gamma_s/\gamma_d - 1$
γ_d	$\gamma_s(1-n)$	$\gamma_s/(1+e)$	
γ	$\gamma_s(1-n)(1+w)$	$\gamma_s(1+w)/(1+e)$	$\gamma_d(1+w)$
γ_{sat}	$\gamma_s - n(\gamma_s - \gamma_w)$	$(\gamma_s + e\gamma_w)/(1+e)$	$(\gamma_s - \gamma_w)/\gamma_s\gamma_d + \gamma_w$
γ'	$(\gamma_s - \gamma_w)(1-n)$	$(\gamma_s - \gamma_w)/(1+e)$	$\gamma_d(\gamma_s - \gamma_w)/\gamma_s$
w_{sat}	$n\gamma_w/(\gamma_s(1-n))$	$e\gamma_w/\gamma_s$	$\gamma_w/\gamma_s - \gamma_w/\gamma_s$
	γ_{sat}	γ'	
n	$(\gamma_s - \gamma_{sat})/(\gamma_s - \gamma_w)$	$1 - \gamma'/(\gamma_s - \gamma_w)$	
e	$(\gamma_s - \gamma_{sat})/(\gamma_{sat} - \gamma_w)$	$(\gamma_s - \gamma_w)/\gamma' - 1$	
γ_d	$\gamma_s(\gamma_{sat} - \gamma_w)/(\gamma_s - \gamma_w)$	$\gamma_s/(\gamma_s - \gamma_w) - \gamma'$	
γ	$\gamma_s(\gamma_{sat} - \gamma_w)(1-w)/(\gamma_s - \gamma_w)$	$\gamma_s\gamma'(1-w)/(\gamma_s - \gamma_w)$	
γ_{sat}		$\gamma' + \gamma_w$	
γ'	$\gamma_{sat} - \gamma_w$		
w_{sat}	$(\gamma_s - \gamma_{sat})\gamma_w/(\gamma_{sat} - \gamma_w)\gamma_s$	$\gamma_w(\gamma_s - \gamma_w)/\gamma_s\gamma_w - \gamma_s/\gamma_w$	

1.5.1. Identification des sols par courbe granulométrique (NF P 94-056 & -057)

1.5.1.1. Analyse granulométrique et sédimentométrie

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer les proportions pondérales des grains de différentes tailles dans le sol. Elle s'effectue :

- Par tamisage pour les grains de diamètre supérieur à 80 μ m, pour tamiser le sol, on utilise des tamis. On procède au tamisage à sec ou sous l'eau. Le tamisage à sec n'est précis que pour des matériaux dénués de cohésion comme les sables et les graviers. Le tamisage sous l'eau est utilisé pour les limons et les argiles. Les refus sont séchés avant la pesée.
- Par sédimentométrie pour les grains plus fins. L'essai consiste à laisser une suspension de sol se déposer au fond d'une éprouvette pleine d'eau. Plus les grains sont fins, plus la vitesse de décantation est lente. La sédimentométrie est basée sur l'exploitation de la loi de Stokes qui exprime la vitesse de décantation d'une particule sphérique dans un liquide visqueux en fonction du diamètre de la particule :

$$V = \frac{\gamma_s - \gamma_0}{1.8 \eta D^2}$$

Où : V est la vitesse (cm/s), γ_0 le poids volumique du fluide (kN/m³), η la viscosité dynamique (Pa/s).

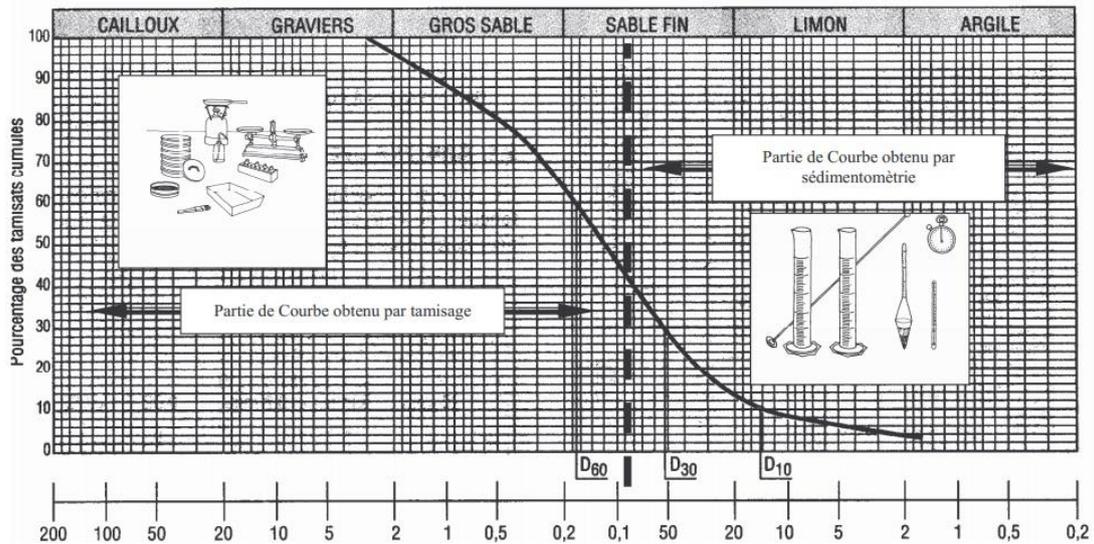


Figure 1.8 : Courbe granulométrique (Tchouani Nana,2004)

Pour caractériser la courbe granulométrique, on introduit généralement deux coefficients :

Le facteur d'uniformité granulométrique C_u appelé aussi le coefficient de Hazen qui traduit le fait que la courbe est plus ou moins étalée :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{60}D_{10}}$$

si $C_u < 2$, la granulométrie est uniforme (ou serrée),
si $C_u > 2$, la granulométrie est étalée (ou variée).

On définit également le **coefficient de courbure** :

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60}D_{10}}$$

Un sol est bien gradué si $1 < C_c < 3$

1.5.2. Identification propre aux sols fins

1.5.2.1. Limite d'ATTERBERG (NF P 94-051)

Les limites d'ATTERBERG sont déterminées pour les éléments fins d'un sol (fraction passant au tamis de 0,4 mm). L'essai consiste à faire varier la teneur en eau de cette fraction de sol et en observer sa consistance :

C'est l'un des essais d'identification les plus importants, on peut considérer 04 états caractérisant des sols fins. Pour des teneurs en eau décroissantes :

- Limite de liquidité W_L
- Limite de plasticité W_P
- Indice de plasticité I_p
- Indice de consistance I_c

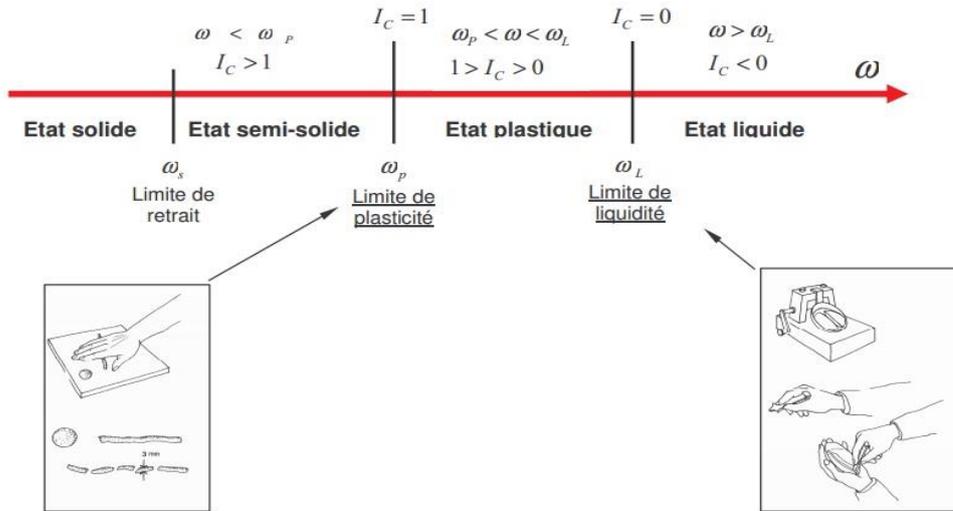


Figure 1.9 : Limites d'Atterberg (Tchouani Nana, 2004)

▪ **L'indice de plasticité I_p**

C'est la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité :

$$I_p = w_l - w_p$$

L'indice de plasticité mesure l'étendue du domaine de plasticité du sol.

Tableau 1.4. Classification de l'argilites d'un sol selon l'indice de plasticité I_p

Etats du sol	Indice de plasticité I_p
Non plastique	0-5
Peu plastique	5-15
Plastique	15-40
Très plastique	>40

▪ **Les indices de consistance I_c et de liquidité I_l** : permettent de situer le sol de teneur en eau naturelle à l'intérieur de son domaine de plasticité :

$$I_c = \frac{w_l - w}{I_p} \quad \text{et} \quad I_l = 1 - I_c$$

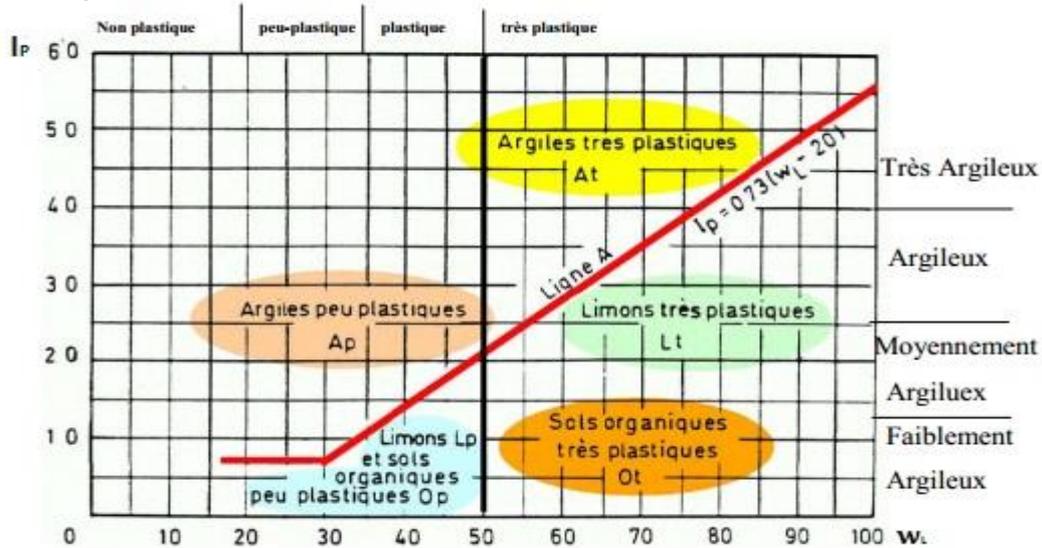


Figure 1.10 : Classification des sols fins (Abaque de Casagrande) (d'après Hamidouche.O , Chaou. S, 2004)

1.5.2.2. Valeur au bleu de méthylène (NF P 94-068)

Cet essai est une mesure indirecte de la surface spécifique des grains solides par adsorption d'une solution de bleu de méthylène jusqu'à saturation.

Le résultat VBS s'exprime donc en grammes de bleu pour 100g de sol. On considère que cet essai exprime globalement la quantité et la qualité de l'argile contenue dans un sol.

Il est effectué sur la fraction 0/2 mm du sol et on distingue les valeurs suivantes :

VBS ≤ 0.2 : sols sableux (sol insensible à l'eau)

0.2 < VBS ≤ 2.5 : sols limoneux (sol peu plastique et sensible à l'eau)

2.5 < VBS ≤ 6 : sols limono-argileux, (sol de plasticité moyenne)

6 < VBS ≤ 8 : sols argileux

VBS > 8 : sols très argileux

1.5.2.3. Equivalent de sable

L'équivalent de sable (Norme NF P18-598) n'est intéressant que pour caractériser les sols sableux contenant très peu de particules fines. Il est donc surtout utilisé pour les granulats routiers et les sables pour béton.

L'essai consiste à opérer sur l'échantillon de sol (fraction du matériau dont les éléments sont inférieurs à 5 mm) un lavage énergétique de manière à le séparer de ses matières fines.

L'éprouvette contenant le sol et la solution à 90 cycles de 20 cm d'amplitudes en 30 secondes. La solution utilisée a, en outre, un pouvoir flocculant sur les argiles et les colloïdes.

Cet essai consiste à séparer les particules fines contenues dans le sol des éléments sableux plus grossier. Une procédure normalisée permet de déterminer un coefficient équivalent de sable qui quantifie la propriété de celui.

L'équivalent de sable désigné par ESP ou ESV, selon la méthode de mesure (mesure au piston ou visuelle).

$$ES = \frac{H_2}{H_1} \cdot 100$$

Nature	Equivalent de sable
Sable pur et propre	E.S.=100
Sol non plastique	E.S.=40
Sol plastique	E.S.=20
Argile pur	E.S.=0

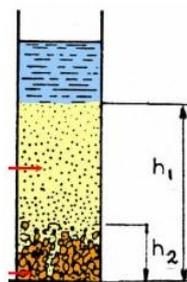


Figure 1.11: Equivalent de sable (d'après Jacques Lerou, 2005)

- Un équivalent de sable de 100 correspond à un sol qui ne contient ni argile ni limon.
- La valeur de l'équivalent de sable chute très rapidement dès qu'il y a un faible pourcentage de limon et argile dans le sol pulvérulent.

1.6. CLASSIFICATION GEOTECHNIQUE DES SOLS

Pour résoudre les problèmes de mécanique des sols, il est important de caractériser un sol mais aussi de les classer, c'est à dire de les mettre dans un groupe ayant des comportements similaires.

Il existe de par le monde de nombreuses classifications :

1.6.1. Classification LCPC des sols

Cette classification est celle utilisée dans les pays Afrique francophone. Elle a été mise au point en France en 1965 par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Cette classification est une adaptation de la classification U.S.C.S (The Unified Soil Classification System) mis au point par le « Bureau of reclamation » et le « Corps of Engineers » aux Etats Unis Elle prend en compte les données de la granulométrie et celles de la plasticité.

Une séparation est faite entre les sols grenus et les sols fins. On présente de manière synthétique ces classifications dans le tableau 1.5.

Tableau 1.5 : Classification LCPC des sols

Sols grenus plus de 50% d'éléments fins de dimension $> 80\mu\text{m}$	Graviers	Retenus au tamis 2mm	Moins de 5% des éléments de dimensions $< 0.08\text{mm}$ et examiner la courbe granulométrique [1]	$c_u > 4$ et $1 < c_c < 3$	Grave bien graduée (Gb)
				$c_u < 4$ et $c_c > 3$ ou $c_c < 1$	Grave mal graduée (Gm)
			Plus de 12% des éléments de dimensions $< 0.08\text{mm}$ et faire les limites d'Atterberg, déterminer w_L et w_p et situer le point $I_p - w_L$ [1]	Point situé au-dessous de ligne A du diagramme de plasticité	Grave limoneuse (GL)
			Point situé au-dessus de ligne A du diagramme de plasticité	Grave argileuse (GA)	
	Sables	Passant au tamis 2mm	Moins de 5% des éléments de dimensions $< 0.08\text{mm}$ et examiner la courbe granulométrique [1]	$c_u > 6$ et $1 < c_c < 3$	Sable bien graduée (Sb)
				$c_u < 6$ et $c_c > 3$ ou $c_c < 1$	Sable mal graduée (Sm)

Sols fins $M.O < 10\%$ et plus de 50% d'éléments fins de dimensions $< 80\mu m$

		Plus de 12% des éléments de dimensions $< 0.08mm$ et faire les limites d'Atterberg, déterminer w_L et w_p et situer le point I_p-w_L [1]	Point situé au-dessous de ligne A du diagramme de plasticité	Sable limoneux (SL)
			Point situé au-dessus de ligne A du diagramme de plasticité	Sable argileux (SA)
Argile ou limon	$M.O < 3\%$	faire les limites d'Atterberg, déterminer w_L et w_p et situer le point I_p-w_L dans le diagramme de plasticité	Point situé au-dessous de ligne A du diagramme de plasticité et $w_L < 50\%$	Limon peu plastique (Lp)
			Point situé au-dessous de ligne A du diagramme de plasticité et $w_L > 50\%$	Limon très plastique (Lt)
			Point situé au-dessus de ligne A du diagramme de plasticité et $w_L < 50\%$	Argile peu plastique (Ap)
			Point situé au-dessus de ligne A du diagramme de plasticité et $w_L > 50\%$	Argile très plastique (At)
Sols faiblement organique (f.O)	$3\% < M.O < 10\%$	faire les limites d'Atterberg, déterminer w_L et w_p et situer le point I_p-w_L dans le diagramme de plasticité	Point situé au-dessous de ligne A du diagramme de plasticité et $w_L < 50\%$	Sol faiblement organique limoneux peu plastique (Fo-Lp)
			Point situé au-dessous de ligne A du diagramme de plasticité et $w_L > 50\%$	Sol faiblement organique limoneux très plastique (Fo-Lt)
			Point situé au-dessus de ligne A du diagramme de plasticité et $w_L < 50\%$	Sol faiblement organique argileux peu plastique (Fo-Ap)

			Point situé au-dessus de ligne A du diagramme de plasticité et $w_L > 50\%$	Sol faiblement organique argileux très plastique (Fo-At)
$M.O > 10\%$	$10\% < M.O < 30\%$			Sols moyennement organique (mo)
	$M.O \geq 30\%$			Sols très organique (to)

[1] : entre 5 et 12% d'éléments $< 80\mu\text{m}$: cas limite nécessitant le double symbole adopté aux caractéristiques de la courbe granulométrique et de plasticité.

Exemple :

Gb-GL : grave bien graduée-grave limoneuse.

Sb-SL : sable bien graduée-sable limoneuse.

1.6.2. La classification GTR

De nombreuses classifications des sols ont été proposées dans différents pays. En France, la seule classification présentant un réel intérêt pratique est celle utilisée dans les travaux de terrassement. Elle est décrite dans la norme NFP 11-300 (**norme NF P 11-300, 1992**) et son utilisation est détaillée dans un document intitulé *guide technique pour la réalisation des remblais et couches de forme (LCPC-SETRA, 1992)*. C'est pourquoi cette classification est communément désignée par classification G.T.R.

Tableau 1.6 : La classification GTR

<i>classe</i>	Définition	Caractéristique	Sous-classe
<i>A</i>	Sols fins	$D_{max} \leq 50\text{mm}$ et passant à $80\mu\text{m} > 35\%$	A ₁ et A ₄ selon VBS ou I_p
<i>B</i>	Sols sableux et graveleux avec fines	$D_{max} \leq 50\text{mm}$ et passant à $80\mu\text{m} \leq 35\%$	B ₁ et B ₆ selon VBS ou I_p et tamisat
<i>C</i>	Sols comportant des fines et des gros éléments	$D_{max} > 50\text{mm}$ et passant à $80\mu\text{m} > 12\%$ ou passant à $80\mu\text{m} \leq 12\%$ + VBS > 0.1	30 sous-classes selon VBS, I_p et tamisat à 50mm
<i>D</i>	Sols insensibles à l'eau avec fines	VBS ≤ 0.1 et passant à $80\mu\text{m} \leq 12\%$	D ₁ à D ₃
<i>R</i>	Matériaux rocheux	Voir la norme NF P11-300	

<i>F</i>	Sols organiques et sous-produits industriels	Voir la norme NF P11-300	
<i>D_{max}</i> =diamètre pour lequel 95% des grains du sol ont une dimension inférieure (soit <i>D₉₅</i> si la courbe granulométrique est disponible, sinon visuelle de la dimension des plus gros éléments).			

1.7. COUPLAGE MULTIPHYSIQUE

L'explication de la plupart des phénomènes, qu'ils soient naturels ou provoqués, font intervenir de nombreuses branches de la physique : on qualifie de « multiphysique » un modèle dont le comportement dépend de différents domaines des sciences physiques : mécaniques, thermiques, chimiques, hydraulique, etc. Leur étude passe souvent par une décomposition en monophysiques, plus simples à analyser, avant d'être parfois considérés sous un angle plus global.

Cette manière d'agir est ancrée dans nos schémas intellectuels et résulte d'une volonté de simplifier des phénomènes déjà très complexes pris séparément.

Les limites entre ces disciplines relevant de la physique sont souvent difficiles à cerner. Il arrive que l'on puisse isoler un mécanisme physique prépondérant pour l'analyse d'un système : le comprendre permettra d'optimiser un dispositif.

Par exemple, le Couplage entre la mécanique des solides Non-Linéaire et la mécanique des fluides (régime de Darcy) dans les grains solides saturées. D'une part, la pression de l'eau déforme les grains solides et modifie leur porosité, et donc leur perméabilité qui contrôle l'écoulement.

D'autre part, cette pression modifie de manière significative le comportement mécanique des grains solides saturées sollicitées par la pression. Ce n'appelle le couplage hydromécanique.

1.8. COUPLAGE HYDROMECHANIQUE

Le couplage hydromécanique représente l'influence mutuelle entre l'écoulement du fluide dans les grains solides déformable et cette déformation du sol. Dans le cas de tassement du sol, nous assistons en même temps à la compressibilité de ce sol et à l'écoulement de ce fluide à travers ce sol.

En effet, nous avons d'une part la déformation du milieu qui s'exprime par le bilan des forces reliant la contrainte de compressibilité du milieu avec la pression du fluide qui le traverse. Et d'autre part, la variation de l'espace porale par cette déformation impacte la perméabilité du sol et donc la pression du fluide.

Il s'agit donc d'un couplage fort entre l'écoulement du fluide et la déformation du sol.

Ainsi, *la consolidation des sols parmi les couplage hydromécanique*, associée à une diminution du volume dans le temps d'une couche de sol saturé sous l'action d'une contrainte totale normale constante suite à un drainage du matériau.

1.8.1. Ecoulement de l'eau dans un sol saturé :

1.8.1.1. Conservation de masse

Dans un volume élémentaire, par unité de temps, la variation de volume d'eau est égale à la différence entre les volumes d'eau entrant et sortant (Figure 4.1).

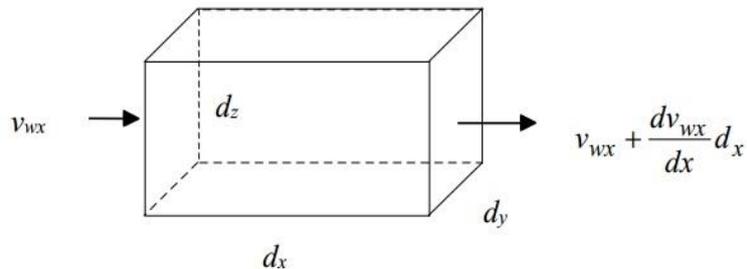


Figure 1.12 : Ecoulement à travers un volume élémentaire de sol

Ainsi, on obtient l'équation de continuité :

$$-\nabla v_w = \frac{1}{V_T} \frac{\partial V_w}{\partial t}$$

avec :

$V_T = d_x d_y d_z$: le volume total de l'élément.

v_w : la vitesse d'écoulement (débit par unité de surface du sol)

V_w : le volume d'eau

$\frac{\partial V_w}{\partial t}$: le volume d'eau emmagasiné dans l'élément par unité de temps

1.8.1.2. Loi de Darcy généralisée

Les géotechniciens désignent la constante de proportionnalité qui relie le flux au gradient hydraulique parfois comme étant la perméabilité (pour un sol non saturé) et parfois comme étant le coefficient de perméabilité (pour un sol saturé).

Dans un sol saturé, l'écoulement est dû au gradient de la charge hydraulique totale.

La loi fondamentale de **DARCY** publiée en 1856 exprime la proportionnalité entre la vitesse d'écoulement et le gradient hydraulique. C'est une loi expérimentale :

$$\vec{V} = k \cdot \vec{i}$$

avec : $i = \frac{\Delta h}{L}$

Où :

k : le coefficient de perméabilité à l'eau

i : représente le gradient hydraulique imposé [sans dimension]

Δh : la différence de charge hydraulique entre l'entrée et la sortie de l'échantillon.

L : hauteur de l'éprouvette [m]

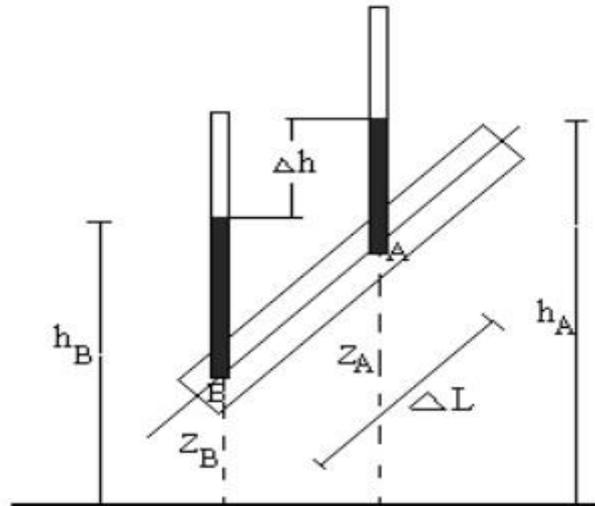


Figure 1.13 : perte de charge hydraulique due à l'écoulement de l'eau (Bouafia.A , Mir.M , 2010)

Soit q le débit à travers la section S , la vitesse d'écoulement est donnée par :

$$v = \frac{q}{S}$$

Le coefficient de perméabilité k est supposé constant pour un sol saturé ; l'eau s'écoule d'un point de haute charge hydraulique vers un point de basse charge hydraulique, que la pression d'eau soit positive (dans un sol saturé) ou négative (dans le cas d'un sol non saturé).

Le tableau 1.7 regroupe les valeurs de perméabilité hydraulique de quelques sols pour fixer les ordres de grandeur. Comme on peut le constater, la plage de variation de k est très étendue.

Elle varie typiquement entre $10^{-10} \text{ m.s}^{-1}$ pour les sols les plus imperméables à 10^{-2} m.s^{-1} pour les sols drainants. Pour fixer les idées, dans un milieu de type argile dont la perméabilité hydraulique est de 10^{-8} m.s^{-1} , l'eau s'écoule avec une vitesse apparente de 30 cm par an.

Le coefficient de perméabilité exprime en général en m/s ou en cm/s. le tableau ci-dessous (tableau 1.7) présenté une échelle approximative des valeurs de ce coefficient de perméabilité k suivant la nature des terrains.

Tableau 1.7 : Ordre de grandeur du coefficient de perméabilité des sols en cm/s (d'après **COSTET et al. 1983**)

Nature des terrains	k (m/s)
Graviers	$10^{-1} < k < 10^2$
Sable	$10^{-3} < k < 10^{-1}$
Limon et sable argileux	$10^{-7} < k < 10^{-3}$
Argile	$10^{-11} < k < 10^{-7}$
Roches apparemment non fissurées	$10^{-10} < k < 10^{-8}$

Terzaghi et Peck (1948) ont proposé une classification pour caractériser le degré de perméabilité hydraulique des sols (Tab. 1.8).

Tableau 1.8 : Échelle de classification de la perméabilité hydraulique

Degré de perméabilité	Intervalle de k (m/s)
Elevé	$> 10^{-3}$
Moyen	$10^{-3} - 10^{-5}$
Faible	$10^{-5} - 10^{-7}$
Très faible	$10^{-7} - 10^{-9}$
Quasi imperméable	$< 10^{-9}$

1.8.1.3. La charge hydraulique

La charge hydraulique totale h est une mesure du potentiel de l'eau qui prend en compte les aspects gravitaire (l'altitude) et de pression (la charge ou hauteur piézométrique);

$$h_w = y + \frac{u_w}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g}$$

Dans les sols, les vitesses sont faibles (à 10 cm/s) et la quantité $\frac{v^2}{2g}$ qui représente l'énergie cinétique est tout à fait négligeable, si bien que la formule (I-2) s'écrit :

$$h_w = y + \frac{u_w}{\gamma_w}$$

avec :

y : la hauteur gravitaire (l'altitude)

u_w : la pression d'eau

h_w : La charge hydraulique totale (potentiel de l'eau)

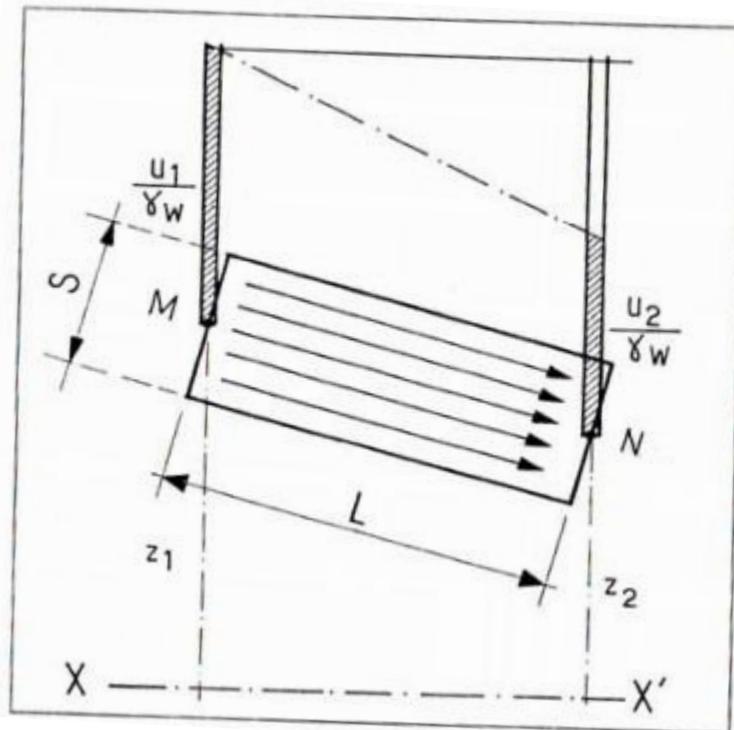


Figure 1.14 : Ecoulement de l'eau dans un sol (Philipponat.G , Hubert.B, 2000)

La charge au point M étant toujours h_1 , désignons par h_2 celle au point N . d'après le théorème de Bernoulli :

- Si $h_1 = h_2$, il n'y a pas d'écoulement et la nappe est en équilibre ;
- Si $h_1 > h_2$, il y a pas d'écoulement de M vers N et la perte de charge ($h_1 - h_2$) correspond à l'énergie perdue en frottement. La différence de charge est à la fois le moteur et la conséquence de l'écoulement.

1.8.2. Mesure en laboratoire du coefficient de perméabilité

Ces méthodes reposent sur la loi de Darcy généralisée. La densité du flux et le gradient de potentiel ou d'humidité sont les variables habituellement mesurées au cours de l'essai. Elles peuvent être maintenues constantes indépendamment du temps, ou variables durant l'essai.

1.8.2.1.Essai à charge constante

Cette méthode de mesure consiste à maintenir une charge hydraulique constante dans l'échantillon. Le flux traversant l'échantillon est engendré par un gradient de

charge hydraulique constant. Les conditions du régime permanent seront atteintes lorsque le débit d'eau entrant est égal au débit sortant de l'échantillon.

Cet essai est utilisé pour caractériser les sols grossiers ayant une perméabilité relativement élevée, celui-ci peut être appliqué aussi bien aux échantillons intacts qu'aux échantillons remaniés.

La perméabilité hydraulique est identifiée à partir de l'expression suivante déduire de la loi de Darcy :

$$k = \frac{Q \cdot L}{A \cdot H}$$

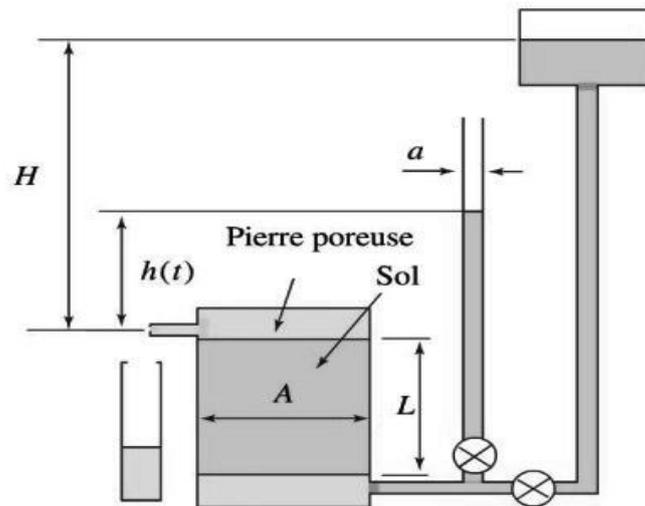


Figure 1.15 : Procédure d'essai à charge constant (Berthaud.Y, De Buhan.P, Schmitt.N, 2013)

1.8.2.2. Essai à charge variable

Cette procédure d'essai est utilisée pour caractériser les sols fins à faible perméabilité pour lesquels les débits d'eau sont faibles. On mesure le temps nécessaire pour que le niveau de l'eau descende du niveau h_1 au niveau h_2 .

La perméabilité est donnée par l'expression suivante :

$$k = \frac{a \cdot L}{A} \ln \frac{h_1/h_2}{t_2 - t_1}$$

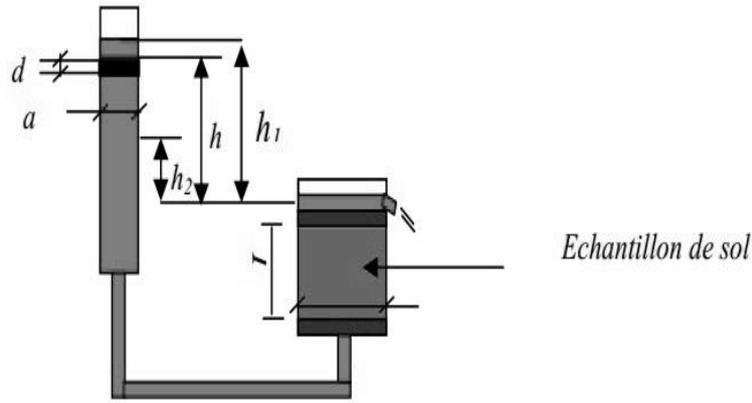


Figure 1.16 : Procédure d'essai à charge variable (Gueddouda.M.K, 2011)

1.8.3. Perméabilité des terrains stratifiées

Les sols sont très souvent lités (origine sédimentaire ou métamorphique) et présentent une anisotropie de perméabilité. La perméabilité est généralement beaucoup plus forte dans le sens des lits que dans le sens perpendiculaire aux lits.

De nombreux sols sédimentaire sont constitués de couche superposée de granulométrie et donc de perméabilité variable.

1.8.3.1. Ecoulement perpendiculaire au plan de stratification

La perte de charge totale égale la somme de perte de charge de chaque couche et le débit identiques dans chaque couche puisque l'écoulement est permanent :

$$v = \frac{h}{L} k_v = k_1 i_1 = k_2 i_2 = k_n i_n \quad (1.1)$$

Avec :

$$h = L_1 i_1 + L_2 i_2 + \dots + L_n i_n$$

De l'équation 1.1

$$i_1 = \frac{h k_v}{L k_1} \dots i_n = \frac{h k_v}{L k_n}$$

En portant ces valeurs dans l'expression de h on obtient :

$$h = \frac{h}{L} k_v \left(\frac{L_1}{k_1} + \frac{L_2}{k_2} + \dots + \frac{L_n}{k_n} \right)$$

alors :

$$k_v = \frac{L}{\left(\frac{L_1}{k_1} + \frac{L_2}{k_2} + \dots + \frac{L_n}{k_n} \right)}$$

Soit ;

k_1, k_2, \dots, k_n : Les coefficients de perméabilité ;

L_1, L_2, \dots, L_n : L'épaisseur des différentes couches ;

$L = L_1 + L_2 + \dots + L_n$: L'épaisseur totale ;

h : la perte de charge total ;

k_v : le coefficient de perméabilité moyen perpendiculairement aux plans de stratification ;

1.8.3.2. Ecoulement parallèle au plan de stratification

Le débit total est la somme du débit de chaque couche pour une tranche d'épaisseur unité et de gradient i :

$$L k_h i = v_1 L_1 + v_2 L_2 + \dots + v_n L_n = (k_1 L_1 + k_2 L_2 + \dots + k_n L_n) i$$

D'où :
$$k_h = \frac{k_1 L_1 + k_2 L_2 + \dots + k_n L_n}{L}$$

k_h : le coefficient de perméabilité moyen parallèlement à la stratification ;

1.9. CONCLUSION

La mécanique des sols est une discipline faisant partie des techniques de génie civil qui a pour objet l'étude des matériaux constitués de particules solides, liquides et gazeuses qui forment les terrains meubles.

Les sols, qui sont des milieux dont la structure est complexe, sont souvent considérés comme des espaces poreux à travers lesquels l'eau peut circuler.

L'objectif de ce chapitre, c'est d'aider de comprendre la mécanique des sols, et s'habituer à s'en servir et reconnaître ses points délicats.

En premier lieu, nous avons présenté les éléments constitutifs d'un sol et les caractéristiques physiques des sols,

En deuxième lieu, s'intéresse le couplage multi physique en particulier le couplage hydromécanique.

CHAPITRE 2

LA THEORIE DE CONSOLIDATION

2.1. INTRODUCTION

Lorsque l'on soumet les sols à des contraintes, il se produit des déformations. Ces déformations du sol vont agir sur les structures et peuvent provoquer des désordres mettant en péril le bon usage, voire la sûreté des ouvrages. Ces problèmes se rencontrent par exemple dans le cas des fondations d'immeubles ou d'ouvrages d'art mais également pour les remblais et les ouvrages en terre en général.

D'une manière globale, les déformations du sol peuvent être attribuées soit aux déformations des composants élémentaires, soit aux déformations de la structure du sol. Cependant, hormis l'air, les autres composants du sol (grains + eau) sont en général considérés comme pratiquement indéformables. Ceci a pour conséquence, dans le cas des sols saturés, d'entraîner que les déformations ne peuvent se produire que grâce au départ ou à l'arrivée d'eau interstitielle.

La théorie de consolidation est une théorie ancienne, sa connaissance détaillée est indispensable. Ce chapitre s'intéresse donc à la présentation du phénomène de consolidation des sols fins saturés, la théorie de consolidation unidimensionnelle ainsi que la vitesse de consolidation éléments nécessaires et importants qui servent de bases avant d'aborder la simulation numérique.

2.2. THEORIE DU TASSEMENT

2.2.1. Définition

Lorsqu'un dépôt de sol est soumis à une sollicitation, comme celle qui est imposée par une structure ou un remblai, il se produit des déformations. La déformation verticale en surface qui résulte de cette sollicitation est appelée **tassement**.

2.2.2. Théorie de Tassement

Si la variation de contrainte dans le sol ou dans l'ouvrage en terre en construction, causée par une surcharge à la surface du sol, est connue, alors il est possible de déterminer la déformation du sol. La déformation du sol est généralement inclinée et sa composante verticale est appelée le tassement.

En règle générale, le tassement est non stationnaire et dépend du temps. En d'autres termes, il ne survient pas immédiatement après l'ajout de la surcharge, mais dépend plutôt des caractéristiques de consolidation du sol. Les sols perméables et moins compressibles (sable, gravier) se déforment rapidement, tandis que les sols argileux saturés et peu perméables subissent une déformation progressive appelée consolidation.

2.2.3. Calcul des Tassements

Dans le tassement total Δh_t d'un système de couches compressibles saturées, chargées soit indirectement par un remblai, soit indirectement par un rabattement de la nappe, on a l'habitude de dissocier quatre termes :

$$\Delta h_t = \Delta h_i + \Delta h_c + \Delta h_s + \Delta h_f \quad (2.1)$$

Ou :

Δh_i : Tassement immédiat, se produisant avant tout drainage et lié à la compressibilité du sol, la compressibilité de l'eau étant négligeable.

Δh_c : Tassement de consolidation primaire à déformation latérale nulle, lié au drainage du système multicouche pendant la consolidation.

Δh_s : Tassement secondaire, à déformation latérale nulle correspondant à un fluage du squelette après dissipation de la surpression interstitielle.

Δh_f : tassement provoqué par les déplacements latéraux du sol (**D.Rousselot, xxxx**).

2.3. TASSEMENT PRIMAIRE SELON LA THEORIE DE LA CONSOLIDATION UNIDIMENSIONNELLE

2.3.1. Théorie

La consolidation est un processus dépendant du temps impliquant la dissipation de la pression de fluide poreux et la déformation du squelette du sol (Yuan S., Zhong, H., 2014). La théorie de consolidation unidimensionnelle proposée par Terzaghi (1925) pour représenter le phénomène et aux résultats de l'essai œdométrique pour définir les paramètres caractérisant le comportement de l'argile.

Il est difficile de résoudre la consolidation non linéaire en utilisant une solution analytique, Zhuang Ying Chan (2005) et Sheng-Feng Zou et al. (2018) ont donné quelques solutions au problème en utilisant une méthode semi-analytique, d'autre part L Arabet (2011), F Tounekti et al. (2006), M Klai et al. (2015) et Leong Sing Wong (2019) ont donné des solutions numériques en utilisant le logiciel PLAXIS basé sur la théorie de consolidation unidimensionnelle des sols saturés.

2.3.2. Conditions Initiales de la Consolidation

Avant l'exécution des travaux projetés les terrains qui sont généralement en état d'équilibre. Dans le cas le plus courant, les contraintes totales effectives sur un plan horizontale en un point M quelconque correspondent au poids des terres respectivement saturées et déjaugées, soit σ_0 et σ'_0 .

La pression interstitielle est pour sa part égale à la pression hydrostatique régnant dans la nappe libre au point considéré, soit u_0 .

Considérons les suppléments de contrainte introduits dans le massif de sol par l'application d'efforts externes.

A un instant quelconque ces contraintes au point M peuvent s'écrire :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \sigma_0 + \sigma \\ \sigma'_1 = \sigma'_0 + \sigma' \\ u_1 = u_0 + u \end{cases} \quad (2.2)$$

Où : σ_0 , σ'_0 et u_0 sont des constantes pour un point géométriquement défini.

Afin de simplifier le texte et les calculs, seuls les suppléments de contrainte : σ , σ' et u sont considérés dans ce qui suit. Mais dans les applications pratiques in convient

de ne pas oublier que les contraintes réelles en un point quelconque sont celles données par les formules ci-dessus (Philipponat.G , Hubert.B, 2000).

2.3.3. La Transformation Initiale de la Consolidation dans le Temps

La schématisation du phénomène de consolidation d'une couche de sol saturé soumise à une pression σ en surface représenté à la Figure 2.1.

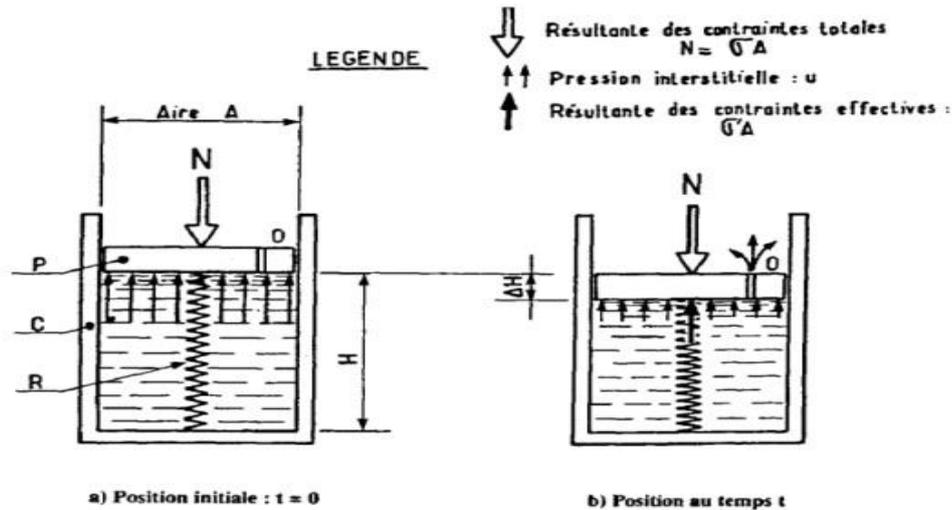


Figure 2.1 : Modèle rhéologique du phénomène de consolidation (Philipponat.G , Hubert.B, 2000)

Le modèle rhéologique (Fig 2.1) est contenu dans un cylindre C rempli d'eau interstitielle de section A. Le squelette des grains solide est exprimé par un ressort R. le sol est chargé par une force normale N appliquée à l'aide d'un piston P, la fente dans le piston représente la perméabilité du sol.

L'eau considérée comme incompressible absorbe toute la pression, Au moment de l'application de la charge $t_0 = 0$ (Fig 2.1 a), donc :

$$u = \sigma \quad (2.3)$$

u : Pression interstitielle

$$\sigma' = \frac{N'}{A} \quad (2.4)$$

σ' : Pression effective ($\sigma' = 0$).

N' : La force transmise dans le ressort.

Ensuite, sous l'effet de la surpression u , l'eau commence à s'évacuer par l'orifice, le ressort se comprime d'autre part la contrainte effective augmente dans le temps, par contre la surpression interstitielle diminue par l'abaissement de piston, ce qui exprime le tassement des sols.

A l'instant t :

$$\begin{cases} \sigma' \neq 0 \\ u \neq 0 \\ \sigma = \frac{N}{A} = \sigma' + u \end{cases} \quad (2.5)$$

Pour $t = t_{100\%}$:

$$\begin{cases} u = 0 \\ \sigma = \sigma' \end{cases} \quad (2.6)$$

L'évolution des contraintes effectives, de la pression interstitielle et du tassement dans le temps sont représenté dans la Figure 2.2.

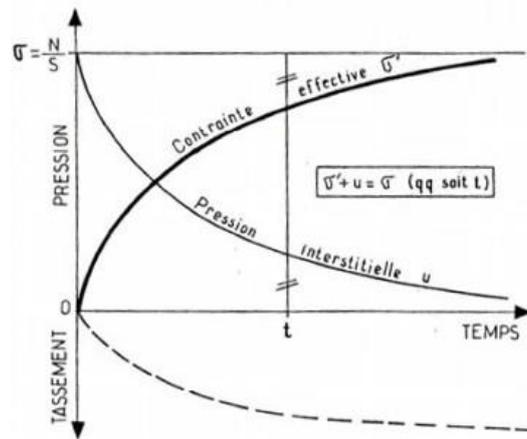


Figure 2.2 : Contraintes des déformations dans le temps
(Philipponat.G , Hubert.B, 2000)

2.4. LA CONSOLIDATION UNIDIMENSIONNELLE

Selon Bardet (1997) le problème de la consolidation verticale d'un milieu compressible est basé sur quelques suppositions qui sont :

- ✓ La couche de sol est homogène et confinée latéralement
- ✓ Les particules de sol et l'eau sont incompressibles.
- ✓ L'écoulement de l'eau est unidimensionnel.
- ✓ La loi de Darcy décrit la circulation de l'eau dans le sol.

- ✓ Le coefficient de perméabilité du sol reste constant.
- ✓ La relation entre le taux de vide dans le sol et la contrainte effective est linéaire lors d'un accroissement de contrainte.
- ✓ Le poids du sol a des effets négligeables.

2.4.1. Consolidation d'une Couche Drainée par une Seule Face

L'équation différentielle qui régit le phénomène de consolidation s'écrit :

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.7)$$

Où :

u : pression interstitielle en un point quelconque situé à une coté z dans la couche et à l'instant t ,

c_v : Coefficient de consolidation du sol dépend de la perméabilité et de la compressibilité du sol, tel que :

$$c_v = \frac{kE_{oed}}{\gamma_w} \quad (2.8)$$

Ensuite, on a défini le facteur temps T_v :

$$\begin{cases} T_v = \frac{c_v}{H^2} t \\ t = \frac{T_v H^2}{c_v} \end{cases} \quad (2.9)$$

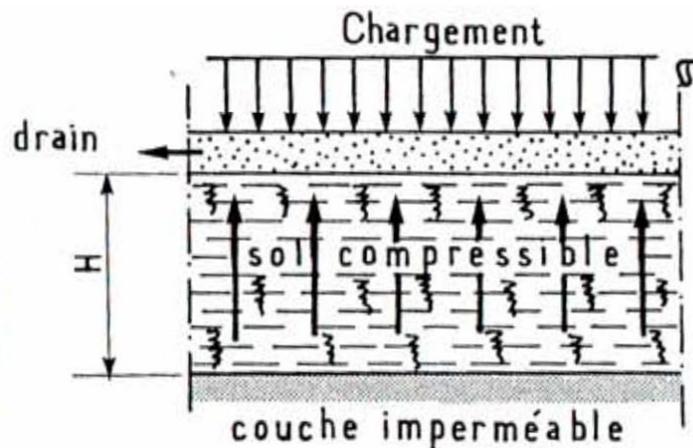


Figure 2.3 : Couche Drainée d'un Seul Coté (Philipponat.G , Hubert.B, 2000).

2.4.2. Consolidation d'une Couche Drainée par les Deux Faces

Dans le deuxième cas, la couche drainée par les deux faces. Pendant le phénomène de consolidation la direction de de l'écoulement sont représenté sur la Figure 2.4 :

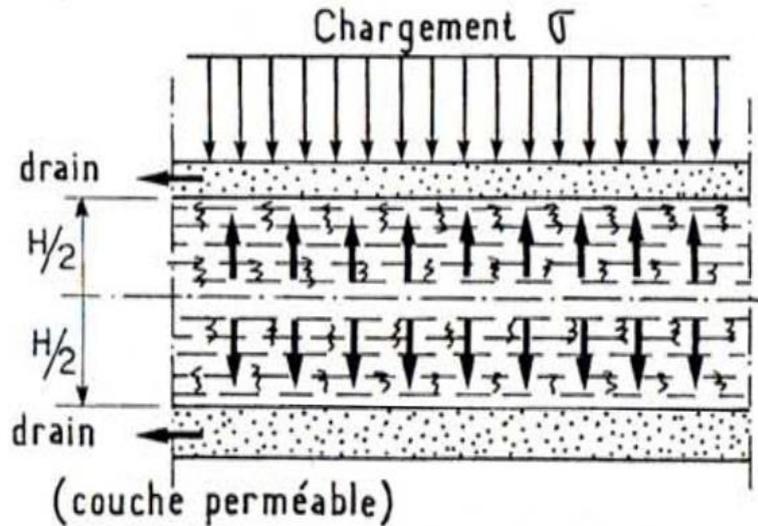


Figure 2.4 : Couche drainée des deux cotés (Philipponat.G , Hubert.B, 2000).

La moitié supérieure de la couche compressible s'évacue par le drain supérieure et l'autre moitié par le drain inférieure, donc le facteur temps T_v égale :

$$\begin{cases} T_v = \frac{4c_v}{H^2} t \\ t = \frac{T_v H^2}{4c_v} \end{cases} \quad (2.10)$$

2.4.3. Equation de Consolidation

Considérons une couche compressible ayant une épaisseur $2H$ et limitée par deux couches perméables.

Sur ce sol repose un ouvrage exerçant une surcharge q à l'instant $t = 0$ (voir figure 2.5).

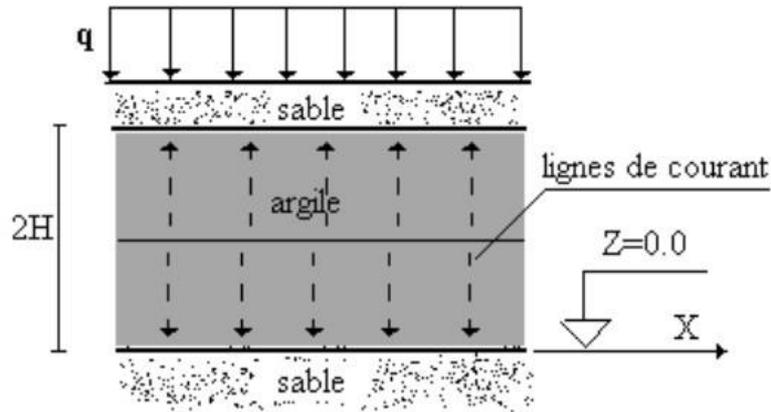


Figure 2.5 : Consolidation d'une couche argileuse drainée des deux faces (**Bouafia.A , Mir.M , 2010**).

Considérons un volume infinitésimal centré sur un point M à une profondeur Z par rapport la base de la couche. Sous l'effet de la surcharge q , un écoulement tridimensionnel transitoire de l'eau est créé. Le volume du cube élémentaire change sous l'effet des contraintes effectives, donc l'écoulement n'est pas continu.

La différence de débit :

$$\Delta Q = Q_{\text{sortant}} - Q_{\text{entrant}} \quad (2.11)$$

Sera égale, d'après l'hypothèse 2, à la variation du volume de ce cube.

Soit :

$$V = dx \cdot dy \cdot dz \quad (2.12)$$

Le volume de ce cube. D'après l'hypothèse 6, on peut écrire que :

$$\frac{\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z}{3} = -K_v \frac{\Delta V}{V} \quad (2.13)$$

K_v : est une constante appelée module de déformation volumique et dépend des caractéristiques élastiques du sol. D'après l'hypothèse 3 d'un sol saturé, la loi de Terzaghi s'écrit :

$$\begin{cases} \sigma_x = \sigma'_x + u \\ \sigma_y = \sigma'_y + u \\ \sigma_z = \sigma'_z + u \end{cases} \quad (2.14)$$

$$\sigma_z = \sigma'_z + u$$

Dérivons la contrainte effective moyenne par rapport au temps:

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z}{3} \right) = \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} \right) - \frac{\partial u}{\partial t} = -K_v \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\Delta V}{V} \right) = -K_v \frac{\Delta Q}{V} \quad (2.15)$$

D'autre part,

Le débit entrant égal à :

$$(\mathbf{v}_y \cdot d\mathbf{x} \cdot dz + \mathbf{v}_x \cdot d\mathbf{y} \cdot dz + \mathbf{v}_z \cdot d\mathbf{x} \cdot d\mathbf{y}) \quad (2.16)$$

Et le débit sortant égal à :

$$(\mathbf{v}_y + d\mathbf{y} \cdot \partial \mathbf{v}_y / \partial y) d\mathbf{x} \cdot dz + (\mathbf{v}_x + d\mathbf{x} \cdot \partial \mathbf{v}_x / \partial x) d\mathbf{y} \cdot dz + (\mathbf{v}_z + dz \cdot \partial \mathbf{v}_z / \partial z) d\mathbf{x} \cdot d\mathbf{y} \quad (2.17)$$

D'après les hypothèses 1, 5 et 4, la différence de débit sera :

$$\Delta Q = \left(K_x \frac{\partial i_x}{\partial x} + K_y \frac{\partial i_y}{\partial y} + K_z \frac{\partial i_z}{\partial z} \right) \cdot d\mathbf{x} \cdot d\mathbf{y} \cdot d\mathbf{z} \quad (2.18)$$

La charge hydraulique à une profondeur donnée est :

$$h \approx \frac{u}{\gamma_w} + Z \quad (2.19)$$

Et le gradient hydraulique dans une direction X est :

$$i_x = \frac{\partial h}{\partial x} \quad (2.20)$$

Ainsi, on aura :

$$\Delta Q = \frac{1}{\gamma_w} \left(K_x \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + K_y \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + K_z \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) d\mathbf{x} \cdot d\mathbf{y} \cdot d\mathbf{z} \quad (2.21)$$

En posant :

$$\begin{cases} C_{vx} = k_x \cdot K_v / \gamma_w \\ C_{vy} = k_y \cdot K_v / \gamma_w \\ C_{vz} = k_z \cdot K_v / \gamma_w \end{cases} \quad (2.22)$$

On aboutit finalement à l'équation suivante :

$$C_{vx} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + C_{vy} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + C_{vz} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} \right) = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.23)$$

Il s'agit de l'équation fondamentale de la consolidation tridimensionnelle d'une couche de sol élastique saturé compressible soumis à une surpression interstitielle due à un chargement en surface. Le coefficient C_{vi} est appelé coefficient de consolidation selon la direction i .

La résolution de cette équation permet d'obtenir la distribution de la pression interstitielle $u(x,y,z,t)$ d'un point quelconque de la couche au cours de la consolidation.

En supposant qu'avant le chargement, les conditions initiales en un point donné sont :

$$\begin{cases} \sigma(x, y, z) = \sigma_0(x, y, z) \\ \sigma'(x, y, z) = \sigma'_0(x, y, z) \\ u(x, y, z) = u_0(x, y, z) \end{cases} \quad (2.24)$$

A $t = 0$, en appliquant une surcharge q en surface, on aura :

$$\begin{cases} \sigma_x(0) = \sigma_{0x} + \Delta\sigma_x(0) \\ \sigma'_x(0) = \sigma'_{0x} \\ u(0) = u_0 + \Delta u(0) \end{cases} \quad (2.25)$$

x désigne une direction quelconque.

Au niveau des faces drainantes de la couche, la surpression interstitielle est nulle à tout instant, car les couches supérieures sont par définition très perméables. Donc à tout instant t , on a :

$$u(0, t) = u(2H, t) = u_0 \quad (2.26)$$

On remarque que dans l'équation aux dérivées partielles, il est possible de faire intervenir la surpression interstitielle au lieu de la pression u , et les variations de contraintes $\Delta\sigma$ au lieu de σ .

Posons :

$$\Delta u = u_1 \quad (2.27)$$

On aura alors :

$$u(z, t) = u_0(z) + \Delta u(z, t) = u_0(z) + u_1(z, t) \quad (2.28)$$

Ce qui permet de réécrire l'équation de consolidation, en supposant que le sol est un matériau homogène élastique isotrope et que l'écoulement est tridimensionnel, comme suit :

$$C_v \left(\frac{\partial^2 u_1}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_1}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u_1}{\partial z^2} \right) + \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_y + \Delta \sigma_z}{3} \right) = \frac{\partial u_1}{\partial t} \quad (2.29)$$

Avec

$$C_v = \frac{KE}{3\gamma_w(1-2\vartheta)} \quad (2.30)$$

E et ν sont respectivement le module d'Young et le coefficient de Poisson du sol. Le module de déformation volumique a été déduit en écrivant la loi d'élasticité généralisée de Hooke, entre les contraintes et déformations.

Dans le cas d'un écoulement bidimensionnel, l'équation de consolidation se réduit à :

$$C_v \left(\frac{\partial^2 u_1}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u_1}{\partial z^2} \right) + \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\Delta \sigma_x + \Delta \sigma_z}{3} \right) = \frac{\partial u_1}{\partial t} \quad (2.31)$$

Avec :

$$C_v = \frac{KE}{2\gamma_w(1-2\vartheta)(1+\vartheta)} \quad (2.32)$$

Enfin, dans le cas d'un écoulement unidimensionnel, on aboutit à :

$$C_v \left(\frac{\partial^2 u_1}{\partial z^2} \right) + \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\Delta \sigma_z}{3} \right) = \frac{\partial u_1}{\partial t} \quad (2.33)$$

Avec :

$$C_v = \frac{KE}{\gamma_w(1-2\vartheta)(1+\vartheta)} \quad (2.34)$$

Les conditions initiales et aux limites s'écrivent par exemple dans le cas d'un écoulement unidimensionnel, comme suit :

$$\begin{cases} \text{à } t = 0 : u_1(z, 0) = \Delta \sigma z(z) \\ \text{à tout instant : } u_1(0, t) = u_1(2H, t) = 0 \end{cases}$$

Si la couche a une face drainante, on écrira que pour l'autre face imperméable la vitesse d'écoulement est nulle, c'est à dire que $\partial u_1 / \partial Z = 0$.

Les conditions aux limites deviennent alors:

$$\begin{cases} \text{à } t = 0 : u_1(z, 0) = \Delta\sigma z(z) \\ \text{à tout instant : } u_1(0, t) = 0 \text{ et } \partial u_1 / \partial z = 0 \text{ pour } z = 2H \end{cases}$$

Si la couche imperméable est en haut.

Les équations établies précédemment sont à résoudre en général suivant des méthodes numériques, telles que les différences finies ou les éléments finis.

Actuellement, le calcul numérique en géotechnique a pris un essor considérable suite à la révolution de l'informatique au cours de ces dernières décennies. Mais dans la pratique des projets, il est de coutume que l'on préfère résoudre des équations plus faciles que les précédentes bien que moins rigoureuses (**R.T. Murray, xxxx**).

L'hypothèse supplémentaire adoptée pour résoudre l'équation de consolidation est que la contrainte totale moyenne en un point donné de la couche n'évolue pas dans le temps au cours de la consolidation, c'est à dire que dans le cas de consolidation tridimensionnelle on suppose que :

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{\Delta\sigma_x + \Delta\sigma_y + \Delta\sigma_z}{3} \right) = 0 \quad (2.35)$$

Cette hypothèse peut devenir assez grossière, notamment pour les points proches des faces drainantes, où la surpression interstitielle est pratiquement nulle, et les contraintes totales sont variables, du fait que les variations de contraintes totale et effective sont égales, et cette dernière évolue avec le tassement de la couche.

On se limite ci-après à présenter la solution analytique de l'équation de la consolidation unidimensionnelle en cas d'une couche drainée des deux faces. Le coefficient de consolidation est supposé constant ne variant pas au cours de la consolidation. Enfin, l'augmentation des contraintes est supposée constante avec la profondeur et égale à la pression en surface.

2.4.4. Solution Analytique de l'Equation de Consolidation unidimensionnelle

Au début du chargement, l'eau interstitielle reprend l'augmentation des contraintes totales.

Donc à $t = 0$: $\Delta u(z,0) = \Delta \sigma_v(z)$, les toits de la couche sont des horizons drainants, donc

pour $Z=0$ et $Z= 2H$:

$$\Delta u = 0.$$

Posons $\Delta u(z, t) = f(z).g(t)$.

L'équation de consolidation s'écrira:

$$\frac{d^2 f / dz^2}{f} = C_v \frac{d^2 g / dt^2}{g} = -\alpha^2 \quad (2.36)$$

La séparation des variables permet donc de remplacer l'équation aux dérivées partielles par un système de deux équations différentielles dont l'intégration donne :

$$f(z) = c_1 \cos(\alpha.z) = c_2 \sin(\alpha.z) \quad (2.37)$$

$$g(t) = c_3 . e^{-\alpha^2 c_v t} \quad (2.38)$$

Puisque $\Delta u(t, 0) = 0$, on doit avoir $c_1 = 0$.

La condition $\Delta u(t, 2H) = 0$ conduit à $\alpha = k\pi/2H$, k étant un nombre entier quelconque.

Ainsi :

$$\Delta u(t, z) = B \sin\left(\frac{k\pi z}{2H}\right) . e^{-k^2 \pi^2 c_v t / 4H^2} \quad (2.39)$$

B est une constante à déterminer. La solution générale peut être trouvée sous la forme de la série suivante:

$$\Delta u(t, z) = \sum_k^\infty B_k \sin\left(\frac{k\pi z}{2H}\right) . e^{-k^2 \pi^2 c_v t / 4H^2} \quad (2.40)$$

Cette série doit vérifier que $\Delta u(z,0) = \Delta \sigma v(z)$. Dans ce qui suit, on suppose que l'augmentation des contraintes est uniforme avec la profondeur et égale donc à la pression en surface, soit q . Remarquons que :

$$\int_0^{2H} \sin\left(m \cdot \pi \cdot \frac{z}{2H}\right) \cdot \sin\left(n \cdot \pi \cdot \frac{z}{2H}\right) dz = 0 \text{ si } m \neq n \quad (2.41)$$

$$\int_0^{2H} \sin^2\left(m \cdot \pi \cdot \frac{z}{2H}\right) dz = H \quad (2.42)$$

Multiplions les deux termes de l'expression de Δu par $\sin(m\pi Z/(2.H))$ et intégrons entre 0 et 2H. On trouve après tous calculs faits :

$$B_k = \frac{2 \cdot q}{k\pi} (1 - \cos(k\pi)) \cos(k\pi) \quad (2.43)$$

Or, $1 - \cos(k\pi) = 0$ pour k pair et 2 pour k impair. En posant $m = k\pi/2$, avec $k=2 \cdot i + 1$, on aboutit à l'expression finale de Δu (Ali Bouafia, 2016-2010) :

$$\begin{cases} \Delta u = 2q \sum_i \frac{1}{m} \sin\left(\frac{m \cdot z}{H}\right) e^{-m^2 T_v} \\ m = \frac{\pi}{2} (2i + 1) \end{cases} \quad (2.44)$$

2.4.5. Degré de Consolidation

On peut définir le degré de consolidation $U(\%)$ Au temps t de la consolidation, comme le rapport de la contrainte $\Delta \sigma'$ sur la contrainte finale $\Delta \sigma'_f$ quand la consolidation est terminée donc égale à la contrainte totale : $\Delta \sigma'_f = \Delta \sigma$

$$U = \frac{\Delta \sigma'}{\Delta \sigma} \quad (2.45)$$

$$U = 1 - \frac{\Delta U}{\Delta \sigma} \quad (2.46)$$

Au temps t_0 , le degré de consolidation $U\%$ est égal à zéro, il croît durant la consolidation, en même temps que $\Delta \sigma'$ augmente et que Δu se dissipe. Quand la consolidation est terminée, pour un temps infini, $\Delta \sigma'$ est égal à $\Delta \sigma$ et Δu est égal à zéro et le degré de consolidation $U\%$ est égal à 100%.

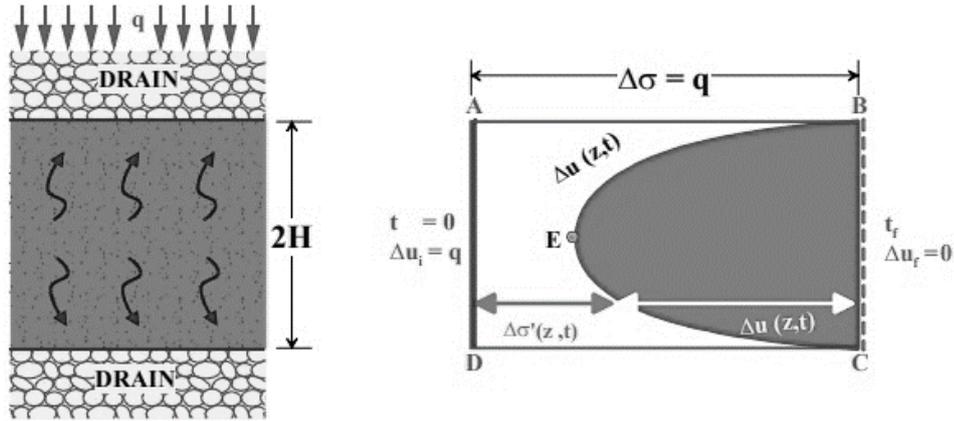


Figure 2.6 : Surpression interstitielle $\Delta u(z,t)$ pour $U\% = 50\%$

D'un point de vue pratique, pour calculer les temps de tassement on définit, au temps t de la consolidation, le degré de consolidation moyen $U\%$, sur la totalité de la couche de sol, comme le rapport de la contrainte moyenne $\Delta\sigma'_m$ à ce temps t de la consolidation, sur la contrainte finale quand la consolidation est terminée donc égale à la contrainte totale $\Delta\sigma'_f = \Delta\sigma$.

On définit le *degré de consolidation* d'un point à la profondeur donnée, en un instant t par :

$$U(z, t) = \frac{\text{variation du volume à } z, \text{ au temps } t}{\text{variation finale du volume à } z} \times 100 \quad (2.47)$$

On peut l'écrire comme suit :

$$\left\{ \begin{aligned} U(z, t) &= \frac{\text{tassement à } z, \text{ au temps } t}{\text{tassement finale à } z} = \frac{\sigma'(t) - \sigma'(0)}{\sigma'_\infty - \sigma'(0)} = \frac{\Delta\sigma(t) - u_1(t)}{u_1(0)} \\ U(z, t) &= \frac{u_1(0) - u_1(t)}{u_1(0)} = 1 - \frac{u_1(t, z)}{u_1(0, z)} \end{aligned} \right. \quad (2.48)$$

Comme on a fait l'hypothèse d'une relation linéaire entre la variation de l'indice des vides et la variation de la contrainte effective verticale, U est aussi le rapport du tassement au temps t au tassement final (pour $t = \infty$).

$$U = \frac{S(t)}{S(\infty)} \quad (2.49)$$

Le degré de consolidation moyen pour toute la couche, On peut le calculer comme suit :

$$U_{moy} = \frac{1}{2H} \int_0^{2H} U(t, z) \cdot dz \quad (2.50)$$

Après tous calculs faits, on trouve :

$$\begin{cases} U(t) = 2 - \sum_{i=0}^{\infty} \frac{2}{\alpha^2} e^{-\alpha^2 T_v} \\ \alpha = 2m + 1 \end{cases} \quad (2.51)$$

On remarquera que pour passer d'un degré de consolidation de 90 % ($T_v = 0,848$) à 95 % ($T_v \approx 2$), il faudra multiplier le temps par 2,5 ; ce qui explique que pratiquement on calculera les temps de consolidation pour seulement 90 % de la consolidation (C.Plumelle, 2019) .

D'autre part, On note que la fin de consolidation ($U=100\%$) correspond pratiquement à $T_v=2$.

La fonction $U= f(T_v)$ est tabulée dans le Tableau 2.1, et représentée à la Figure 2.7, pour différents cas de distribution de la surpression initiale $\Delta\sigma_v$, et de drainage. Une formule approchée proposée par Hansen pour estimer la valeur de U est (1. J. Costet & G. Sanglerat (1981) :

$$U = \frac{6 \sqrt{T_v^3}}{\sqrt{0.5+T_v^3}} \quad (2.52)$$

Tableau 2.1 : Valeurs de T_v en fonction de $U\%$ pour différents cas de chargement

U (%)	Cas C_1	Cas C_2	Cas C_3
10	0.008	0.047	0.003
20	0.031	0.100	0.009
30	0.071	0.158	0.024
40	0.126	0.221	0.048
50	0.197	0.294	0.092
60	0.287	0.383	0.160
70	0.403	0.500	0.271
80	0.567	0.665	0.440
90	0.848	0.940	0.720

Le cas où la couche d'argile comporte une seule face drainante peut se traiter suivant le même principe, en tenant compte des conditions aux limites dans la face imperméable et dans l'hypothèse d'une distribution uniforme de $\Delta\sigma_v$.

Dans le cas où il n'y aurait qu'une couche drainante, le temps de consolidation est multiplié par 4.

$$T_v = \frac{c_v}{4H^2} \cdot t \tag{2.53}$$

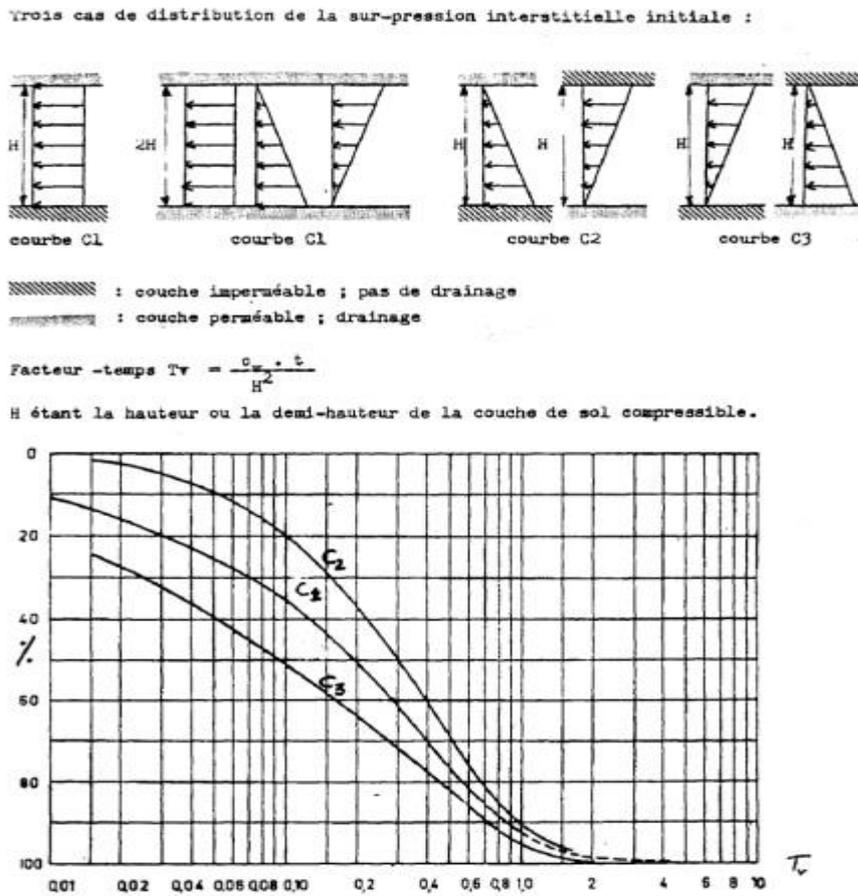


Figure 2.7 : Diagramme $U(\%)=f(T_v)$ pour les différents cas de chargement (Bouafia.A, Mir.M , 2010)

2.4.6. Détermination du Coefficient de consolidation C_v

Il existe deux méthodes populaires qui peuvent être utilisées pour calculer le C_v . Taylor (1942) a proposé une méthode, appelée méthode du temps racine. Casagrande et Fadum (1940) ont proposé l'autre méthode, appelée la méthode du temps logarithmique. La méthode du temps racine utilise la réponse temporelle précoce, qui devrait

théoriquement apparaître comme une ligne droite dans un tracé de la racine carrée du temps en fonction de la lecture de la jauge de déplacement.

❖ **Méthode du temps racine (méthode du temps racine carré)**

Choisissons arbitrairement un point, C, sur le déplacement par rapport à la racine carrée de la lecture de la jauge du facteur temps, comme le montre la Figure 2.8. Nous supposons que ce point correspond à une consolidation à 90% ($U = 90\%$) pour laquelle $T_v = 0,848$. Si le point C devait se trouver sur une ligne droite, la relation théorique entre U et T_v serait $U = 0,98\sqrt{T_v}$; c'est-à-dire que si vous remplacez $T_v = 0,848$, vous obtenez $U = 90\%$.

Au début, la relation théorique entre U et T_v est donnée par l'équation (2.54);

$$T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{u}{100} \right)^2 \quad U < 60\% \quad (2.54)$$

C'est :

$$\begin{cases} U = \sqrt{\frac{4T_v}{\pi}} = 1.13\sqrt{T_v} \\ U < 0.6 \end{cases} \quad (2.55)$$

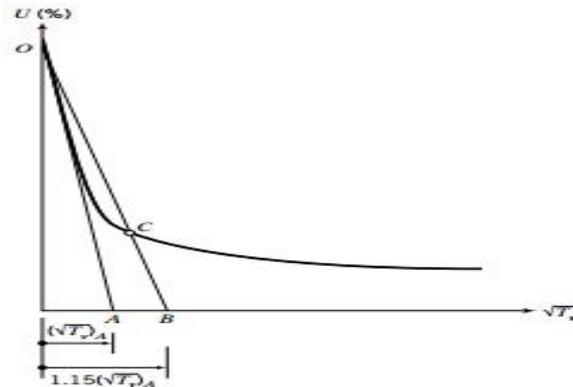


Figure 2.8 : Correction de la réponse précoce du laboratoire pour déterminer le C_v (Muni Budhu, 2011)

La réponse précoce du laboratoire est représentée par la ligne droite OA sur la Figure 2.8. Vous devez noter que O est inférieur à la lecture initiale de la jauge de déplacement car il y a une compression initiale du sol avant le début de la consolidation. Cette compression peut être due à la rupture des liaisons des particules dans les sols

légèrement cimentés. Le rapport du gradient d'OA et du gradient de la réponse théorique au temps précoce, ligne OCB, est :

$$\frac{1.13\sqrt{T_v}}{0.98\sqrt{T_v}} = 1.15 \quad (2.56)$$

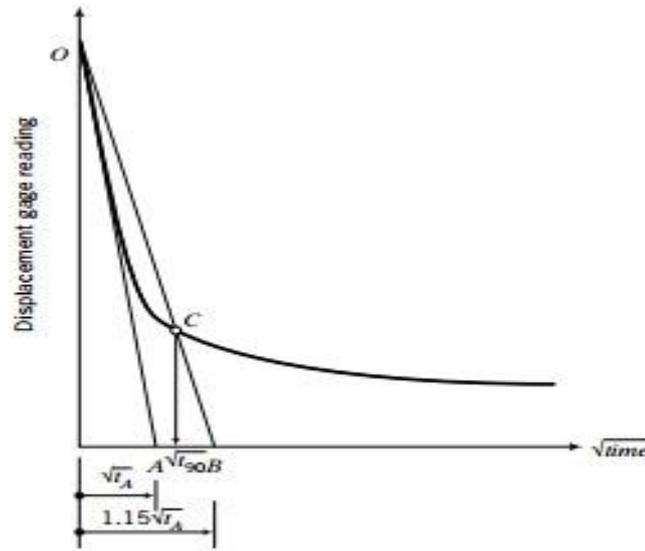


Figure 2.9 : Méthode du temps racine pour déterminer Cv (Muni Budhu, 2011)

Nous pouvons utiliser ce ratio pour établir le moment où une consolidation à 90% est atteinte dans le test de consolidation unidimensionnelle.

La procédure, en référence à la Figure 2.9, est la suivante :

1. Tracez les lectures de la jauge de déplacement en fonction de la racine carrée des temps.
2. Tracez la meilleure droite à travers la partie initiale de la courbe coupant l'ordonnée (lecture de déplacement) en O et le temps d'abscisse \sqrt{time} en A.
3. Notez le temps au point A; disons que c'est le cas $\sqrt{t_A}$
4. Localisez un point B, $1.15\sqrt{t_A}$, en abscisse.
5. Rejoignez OB.
6. L'intersection de la droite OB avec la courbe, point C, donne la lecture du jauge de déplacement et le temps de consolidation à 90% (t_{90}). Vous devez noter que la valeur lue en abscisse est $\sqrt{t_{90}}$. Maintenant, lorsque $U= 90\%$, $T_v=0,848$ (Figure 2.9) et de l'équation (2.7), nous obtenons :

$$C_v = \frac{0.848H_{dr}^2}{t_{90}} \quad (2.57)$$

Où H_{dr} est la longueur du chemin de drainage.

❖ Méthode de log temps :

Dans la méthode du temps logarithmique, les lectures de la jauge de déplacement sont tracées en fonction des temps (échelle logarithmique). Le logarithme des temps est arbitraire et n'est utilisé que pour des raisons de commodité. Une courbe typique obtenue est présentée à la Figure 2.10.

La réponse théorique du tassement précoce dans un graphique du logarithme des temps par rapport aux lectures des jauges de déplacement est une parabole.

La courbe de temps précoce expérimentale n'est normalement pas une parabole et une correction est souvent nécessaire.

La procédure, en référence à la Figure 2.10, est la suivante:

1. Projetez les parties droites de la consolidation primaire et de la compression secondaire pour se croiser en A. L'ordonnée de A, d_{100} , est la lecture de la jauge de déplacement pour une consolidation primaire à 100%.
2. Corrigez la partie initiale de la courbe pour en faire une parabole. Sélectionnez un instant t_1 , point B, près de la tête de la portion initiale de la courbe ($U < 60\%$) puis un autre instant t_2 , point C, tel que $t_2=4t_1$.
3. Calculez la différence de lecture de déplacement, $\Delta d = d_2 - d_1$, entre t_2 et t_1 . Tracez un point D à une distance verticale Δd de B. L'ordonnée du point D est la lecture de la jauge de déplacement initiale corrigée, d_0 , au début de la consolidation primaire.
4. Calculez l'ordonnée pour la consolidation à 50% comme $d_{50}=(d_{100}+d_0) / 2$. Tracez une ligne horizontale à travers ce point pour couper la courbe en E. L'abscisse du point E est le temps de consolidation à 50%, t_{50} .

5. Vous vous souviendrez (Figure 2.10) que le facteur temps pour une consolidation à 50% est de 0,197, et à partir de l'équation (2.7) nous obtenons :

$$C_v = \frac{0.197H_{dr}^2}{t_{50}} \quad (2.58)$$

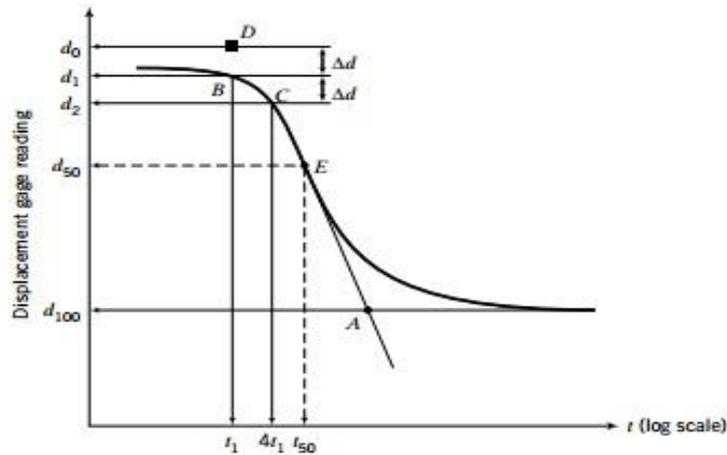


Figure 2.10 : Méthode du log temps pour déterminer Cv (Muni Budhu, 2011)

La méthode du temps de journalisation utilise les réponses temporelles précoces (consolidation primaire) et postérieures (compression secondaire), tandis que la méthode du temps racine n'utilise que la réponse temporelle précoce, qui devrait être une ligne droite. En théorie, la méthode du temps racine devrait donner de bons résultats sauf lorsque les non-linéarités résultant de la compression secondaire provoquent des écarts importants par rapport à la ligne droite attendue. Ces écarts sont plus prononcés dans les sols à grain fin avec des matières organiques. (Muni Budhu, 2011)

❖ **Coefficient de perméabilité k_v :**

Cette méthode est basée sur la détermination pour chaque palier de chargement d'un essai œdométrique est lié à la perméabilité du sol par la relation :

$$C_v = \frac{k_v(1+e)}{a_v \gamma_w} \tag{2.59}$$

Avec k_v coefficient de perméabilité vertical du sol.

Connaissant que :

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} = \frac{1}{E_{oed}} \tag{2.60}$$

On obtient :

$$C_v = \frac{k_v E_{oed}}{\gamma_w} \tag{2.61}$$

❖ **Méthode d'Asaoka.**

La méthode est récente, simple et relativement rigoureuse. Le chercheur japonais Akira Asaoka, a mis au point en 1978 une procédure graphique simple qui permet d'estimer le tassement final et le coefficient de consolidation.

La méthode se base sur la courbe de consolidation $s=f(t)$, obtenue à partir d'essais de compressibilité ou d'observations sur ouvrages (Ahoua Don Mello 1985, Y.C.Zhuang, K.H.Xie, B.H.Li 2005, S.F. Zou, J.Z. Li, X.Y. Xie 2018). Sur cette courbe, on choisit un pas de temps Δt , et on interpole les valeurs de tassement si correspondant au temps $i.\Delta t$.

Sur un même graphique, on trace la courbe récurrente $s_i=f(s_{i-1})$ et la droite bissectrice d'équation $s_i=s_{i-1}$. En général, la fonction $s_i=f(s_{i-1})$ est sensiblement linéaire, et peut s'écrire comme suit :

$$s_i = \alpha + \beta \cdot s_{i-1} \tag{2.62}$$

Le point d'intersection des deux droites aura pour abscisse le tassement correspondant à la fin de la consolidation sous la contrainte actuelle, soit s_{∞} (voir figure 2.11). Le coefficient de consolidation peut être déduit de la pente de la droite récurrente, par la relation suivante :

$$C_v = \frac{5d^2 \ln(\beta)}{12\Delta t} \tag{2.63}$$

Cette expression exige que la distance de drainage d soit connue avec précision. En outre, les observations de tassement doivent être suffisamment longues pour tenir compte du phénomène du fluage dans la consolidation secondaire.

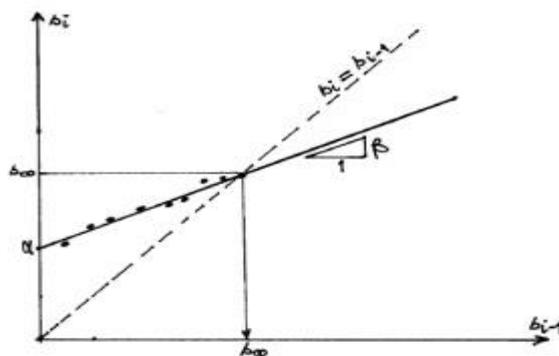


Figure 2.11 : Détermination graphique du tassement final d'après Asaoka (Bouafia.A, Mir.M , 2010)

On remarque que les résultats de cette méthode dépendent de l'incrément de temps Δt pris au départ. Une attention particulière est exigée lors de l'interprétation de la courbe récurrente. En effet, il arrive que l'ensemble des points ne s'aligne pas rigoureusement sur une droite unique, ce qui peut être le signe de la superposition de plusieurs facteurs, comme le chargement par paliers et le fluage. La Figure 2.12 due à **Magnan (1980)** illustre certains cas qui peuvent se présenter, et montre l'intérêt de cette méthode qui permet de distinguer clairement les différentes étapes du comportement du sol (**Ahoua Don Mello 1985, S.F. Zou, J.Z. Li, X.Y. Xie 2018**).

La méthode d'Asaoka a prouvé son efficacité lors de la comparaison avec les constatations faites sur des ouvrages réels.

Enfin, il est recommandé de vérifier les résultats, en faisant un calcul à rebours, c'est à dire qu'on calcule les tassements à partir des valeurs de $s(\infty)$ et C_v déduites de cette méthode, et on les compare aux valeurs mesurées.

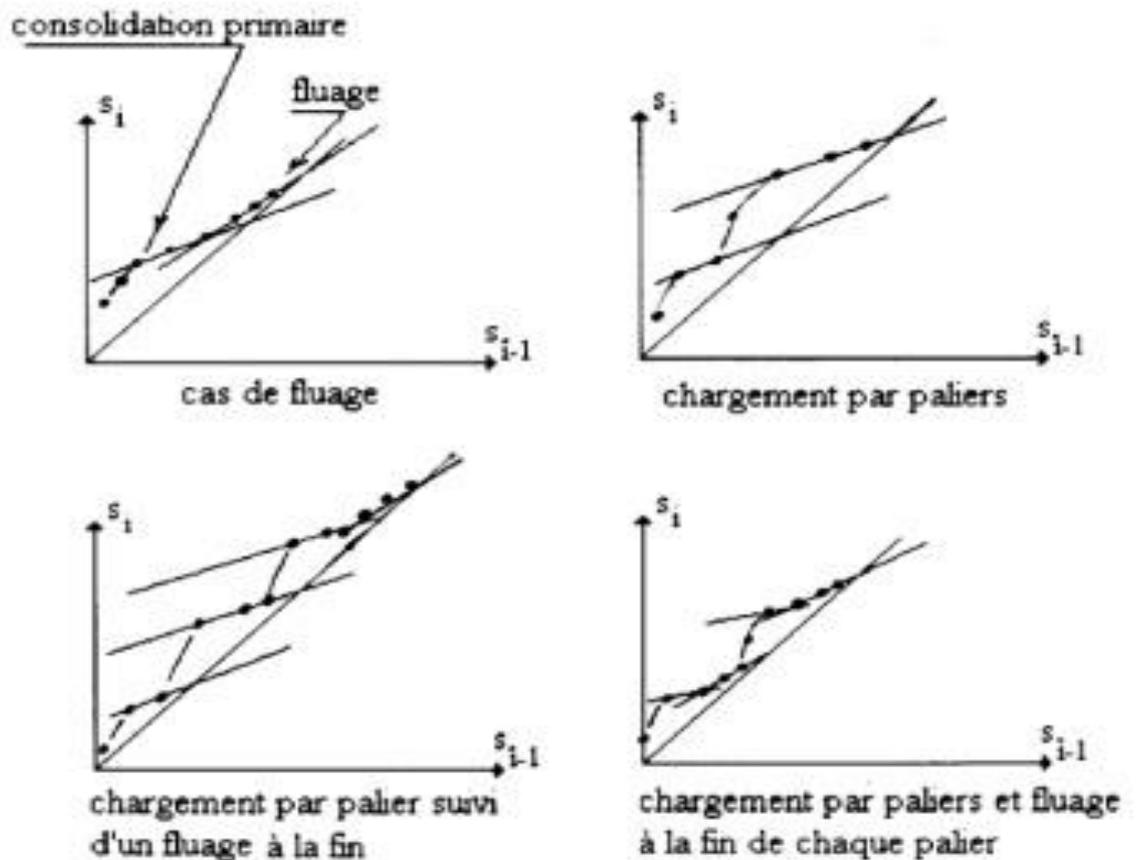


Figure 2.12 : Cas éventuels se présentant sur la courbe récurrente sol (**Bouafia.A , Mir.M , 2010**)

2.5. CARACTERISATION EXPERIMENTALE AU LABORATOIRE

2.5.1. Essai Oedométrique

2.5.1.1. Objets de l'essai

Sous l'action des charges appliquées (fondation, dallages, remblais...) les couches de sols sont soumises à des sollicitations on peut considérer que la compression est unidimensionnelle. Les déformations verticales qui en résulte sont appelée **tassement**.

Pour simuler en laboratoire ces chargements unidimensionnels, on comprime des échantillons intacts de sol dans un appareil appelé **œdomètre**.

2.5.1.2. Principe de de l'essai

L'essai de compressibilité selon la norme XP P 94-090-1 est un essai lent car il faut attendre la fin de la consolidation pour chaque palier. Un seul échantillon étant testé à la fois, il est donc recommandé de s'équiper de plusieurs bâtis de façon à mener plusieurs essais complets simultanément (en moyenne un jeu de 3 œdomètres).

L'essai œdométrique est un essai de compression verticales destiné aux sols non cohérents ou sols fins cohérents, cet essai a pour but est de mesurer le tassement au cours du temps d'une éprouvette cylindrique.

Le dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial verticale, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai, l'appareil comprend une **cellule** et un **bâti** de chargement :

*la **cellule** : l'échantillon de sol à étudier, de forme cylindrique de diamètre D et de hauteur H est placé entre deux pierres poreuses saturés (Figure 2.13).

*le **bâti** de chargement : il permet d'appliquer sur le piston reposant sur la pierre poreuse supérieure une force Q .

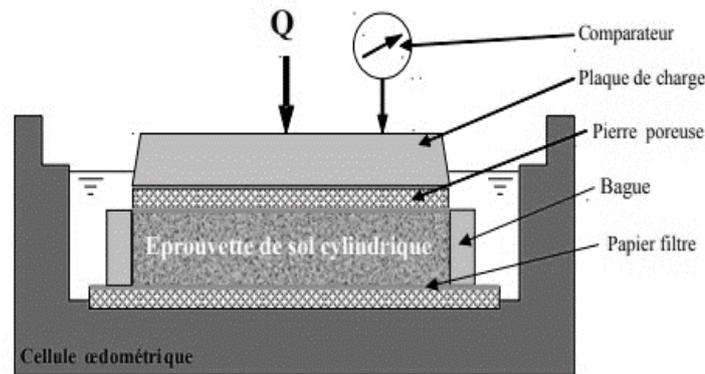


Figure 2.13 : Représentation schématique d'une cellule œdométrique
(Sibille.L, 2018)

Le chargement œdométrique se fait sur un appareil standard à balancier, selon une progression géométrique. Chaque palier de chargement est maintenu jusqu'à stabilisation ou jusqu'à un temps arbitrairement défini. Cette relation entre le tassement et le temps est utilisée pour caractériser la consolidation des sols. La courbe reliant les charges aux tassements obtenus est la courbe de compressibilité œdométrique. L'objectif est alors de déterminer le point d'inflexion de cette courbe, qui sépare la partie initiale ou élastique de la partie finale ou plastique. Ce point d'inflexion donne la valeur de la pression de préconsolidation du sol.

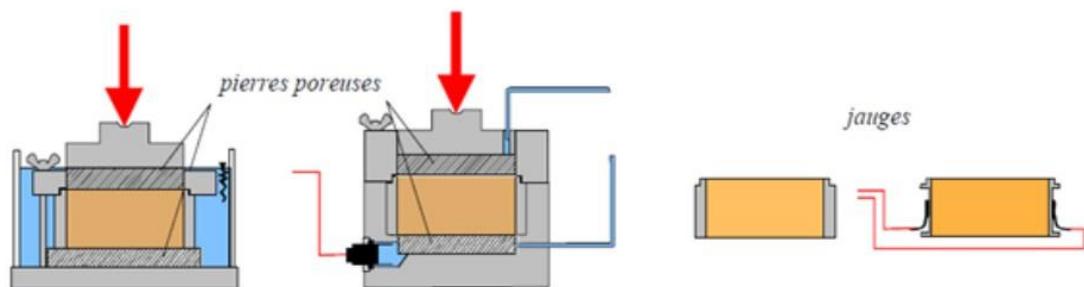


Figure 2.14 : Cellule ouverte et cellule fermée, bague œdométrique standard et instrumentée pour essai K_0 , d'après Reiffsteck, (2002)

La cellule œdométrique peut être fermée, ce qui autorise l'application d'une contrepression. L'amélioration de la saturation facilite l'interprétation des courbes de tassement. L'application des charges par ajout de masses peut être remplacée par des systèmes hydrauliques ou pneumatiques. Le chargement peut aussi être effectué de manière continue avec une vitesse de déplacement constante, on parle alors d'œdomètre

à déformations contrôlées. Les résultats sont équivalents à l'essai avec chargement par paliers (Ziani.M , El Amine Ziouche.A, 2013).

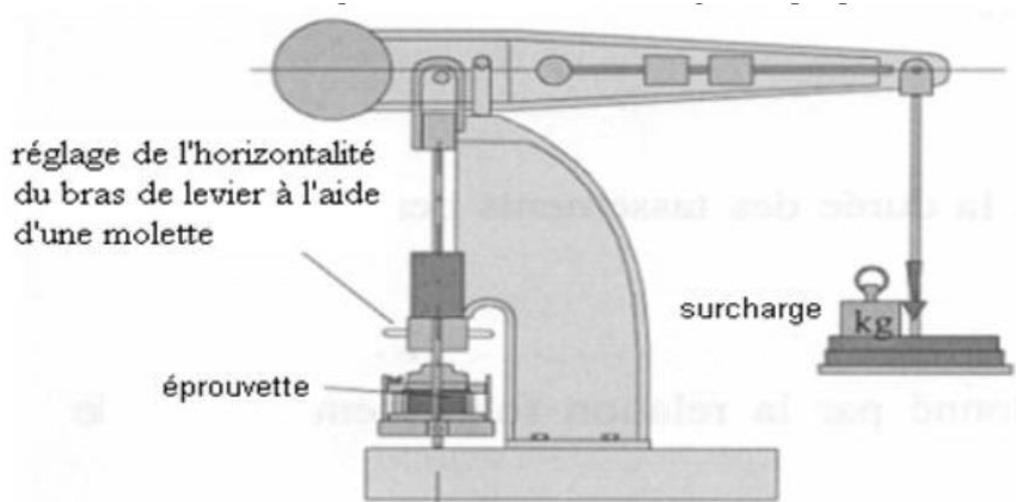


Figure 2.15 : La cellule œdométrique (Nguyen P.2008)

Cet essai permet d'établir, pour un échantillon donné deux types de courbes : courbe de compressibilité, courbe de consolidation.

2.5.1.3. Interprétation de la courbe de compressibilité

C'est une courbe qui indique la variation de l'indice de vide en fonction du logarithme de σ' sous la forme $e = f(\log \sigma')$.

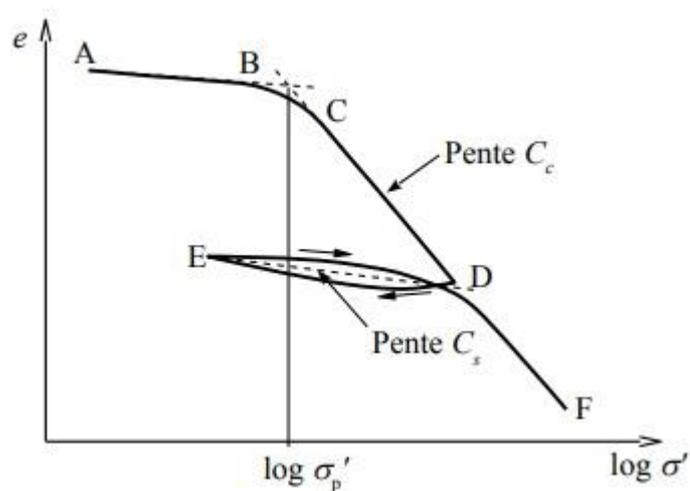


Figure 2.16 : La courbe de compressibilité (Sibille.L, 2018)

A partir de cette courbe on peut déterminer :

- La **contrainte préconsolidation** σ'_p : qui correspond à la plus forte contrainte à laquelle a été soumis le sol dans sa vie,
- L'**indice de compression** C_c : utilisé pour calculer le tassement de la couche de sol lorsque celui-ci est soumis à une contrainte supérieure à σ'_p ,
- L'**indice de gonflement** C_s : utilisé pour calculer le tassement de la couche de sol lorsque celui-ci est soumis à une contrainte inférieure à σ'_p ou sur des cycles de déchargement-rechargement (**Biot MA, 1941**).
- **Module œdométrique** E_{oed} : module de déformation calculé entre deux points de la courbe de chargement $N_1(\sigma'_1, e_1)$ et $N_2(\sigma'_2, e_2)$, qui n'a pas une valeur constante, et peut également être utilisé pour calculer le tassement de la couche de sol.

2.5.1.4. Interprétation de la courbe de consolidation

C'est une courbe qui donne le tassement de l'échantillon en fonction du temps sous application d'une contrainte constante.

Pour une contrainte de chargement donnée, la mesure du tassement Δh en fonction du temps t permet de tracer la **courbe de consolidation** sous la forme $\Delta h = f(\log t)$ ou $\Delta h = f(\sqrt{t})$.

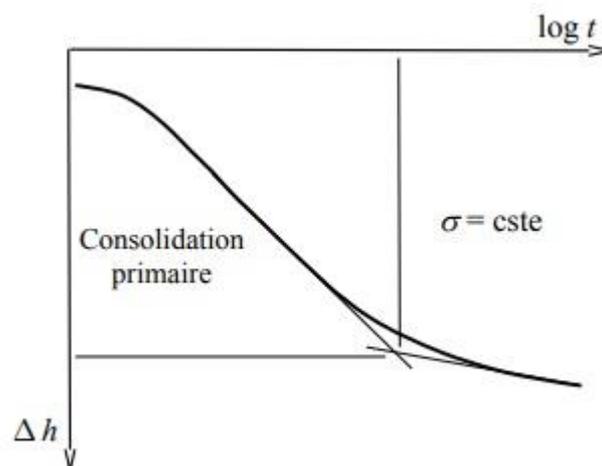


Figure 2.17 : La courbe de consolidation (Sibille.L, 2018)

A partir de ces courbes (Figure 2.17) on peut calculer le **coefficient de consolidation** c_v . (m^2/s) grâce auquel on peut calculer le temps de tassement d'une couche de sol en place sous une charge quelconque en utilisant la relation:

$$t = \frac{T_v \times h_d^2}{c_v} \quad (2.64)$$

Où :

t est le temps de tassement (s).

h^2 : La hauteur de drainage de la couche de sol (m),

T_v : Le facteur temps.

2.5.2. Essai Triaxial

L'essai triaxial peut être vu comme une extension de l'essai de compression simple. Cet essai a pour objectif de déterminer la cohésion des sols, et l'angle de frottement du sol.

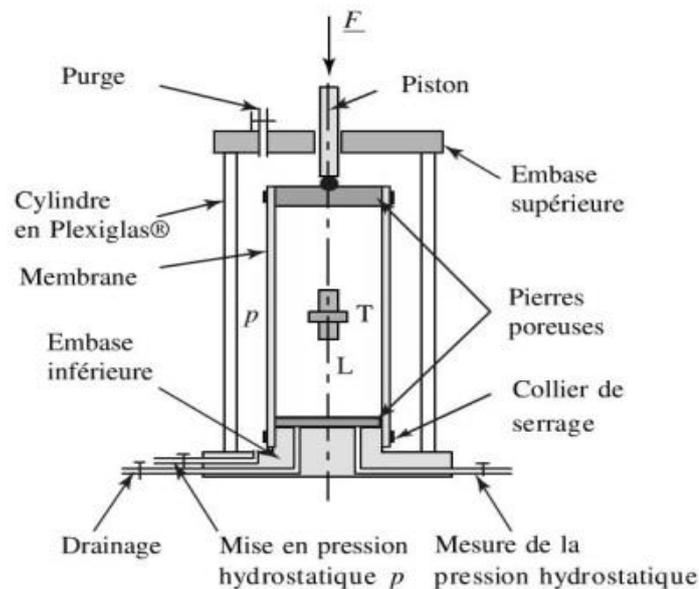


Figure 2.18 : Schéma du dispositif de l'essai triaxial (**Biot MA, Clingan FM, 1942**)

2.5.2.1. Principe de l'essai

L'essai triaxial consiste à appliquer à une éprouvette de sol cylindrique de diamètre D et de hauteur H d'élancement H/D voisin 2, l'échantillon est soumis à une contrainte

hydrostatique σ_c (contrainte dans la cellule) et une contrainte déviatorique est appliquée verticalement par un piston.

L'échantillon cylindrique est placée dans une cellule qui remplis ensuite d'eau ou il est soumis un sous pression. Cette pression dite de confinement (σ_3) s'applique tout autour de l'éprouvette et sans effort vertical.

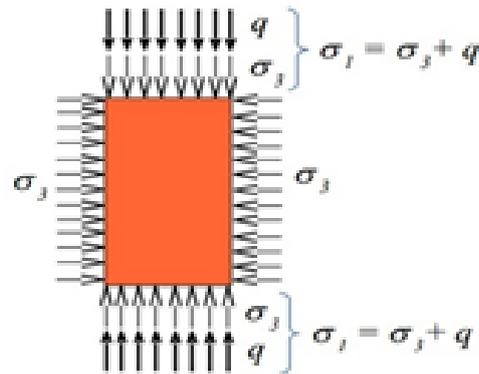


Figure 2.19 : Schéma de l'éprouvette des sols (Sibille.L, 2018)

Après saturation et consolidation éventuelles de l'échantillon, on impose à l'éprouvette une déformation axiale à vitesse constant. Le piston crée un écrouissement de contrainte dans la direction axiale appelé déviateur de contrainte q .

On obtient : $q = \sigma_1 - \sigma_3$ avec σ_1 : contrainte axiale totale.

En augmentant la valeur de q et τ sur les plans inclinés jusqu'à un maximum provoquant la rupture de l'échantillon.

Le courbe effort –déformation ($q ; \varepsilon$) peut être enregistrée au cours de l'essai, l'essai consiste à faire croitre le déviateur de contrainte q à vitesse de déformation constant jusqu'à la rupture de l'échantillon.

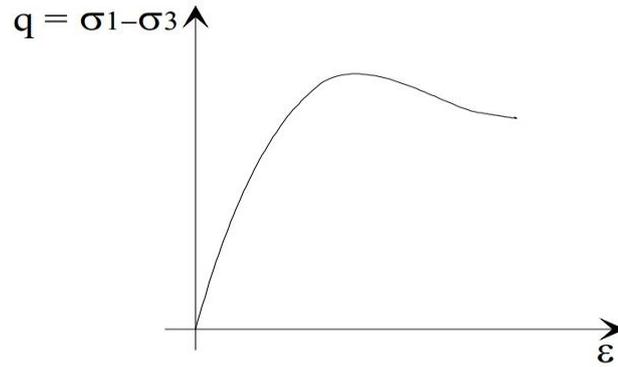


Figure 2.20 : La courbe effort-déformation (Sibille.L, 2018)

Les caractéristiques mécaniques sont obtenues en représentant dans le plan de Mohr les valeurs de cohésion et l'angle de frottement du matériau testé.

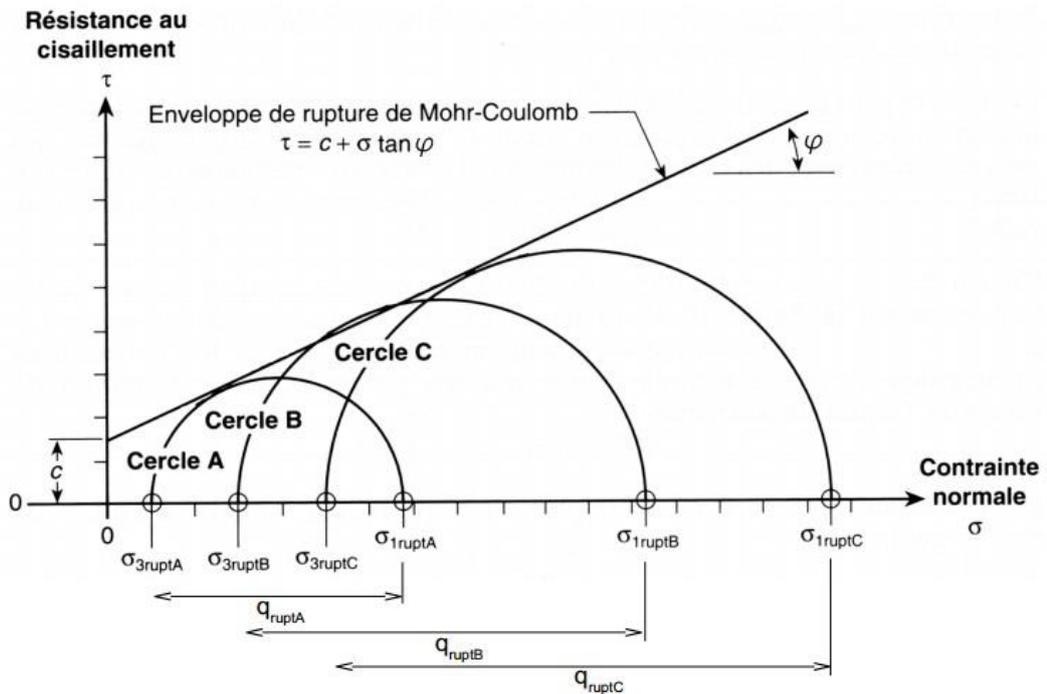


Figure 2.21 : Représentation de cercle de Mohr (Sibille.L, 2018)

2.6. CONCLUSION

Dans cette partie nous avons essayé de mettre en lumière le tassement et plus précisément le tassement de consolidation, l'étude de la consolidation permet de comprendre le comportement du sol dans le temps sous l'effet de charges permanentes. Elle permet de conclure quant à la vitesse de tassement dans le temps.

D'après la courbe de consolidation on peut déterminer le coefficient de consolidation (c_v) ce dernier peut être calculé par la méthode de Casagrande, Taylor et la mesure de k_v ou la méthode d'Asaoka.

La théorie de consolidation peut être traitée et modélisée numériquement à l'aide de plusieurs lois et modèles de comportement qui peuvent décrire le comportement observé des sols ; objet de notre étude.

CHAPITRE 3

OUTIL NUMERIQUE ET LOI DE COMPORTEMENT

3.1. INTRODUCTION

Les mathématiques utilisent couramment les notions d'infini et de continu. La solution exacte d'un problème d'équations différentielles ou aux dérivées partielles est une fonction continue. Les ordinateurs ne connaissent que le fini et le discret. En vue du passage d'un problème exact (continu) au problème approché (discret); on dispose de plusieurs techniques concurrentes : les différences finies, les éléments finis et les volumes finis.

Dans notre travail nous avons utilisé le logiciel d'élément finis PLAXIS. Le développement de PLAXIS a commencé en 1987 à l'Université technique de Delft à l'initiative du département néerlandais des travaux publics et de la gestion de l'eau.

L'objectif initial était de développer un code 2D d'éléments finis facile à utiliser pour l'analyse des remblais fluviaux sur les sols mous des basses terres de Hollande. Au cours des années suivantes, PLAXIS a été étendu pour couvrir la plupart des autres domaines du Génie Géotechnique.

Ce chapitre est consacré à la présentation de l'outil numérique de simulation utilisé, PLAXIS version 8.6 et les différentes lois rhéologiques nécessaires à la modélisation du comportement du sol.

3.2. NOTIONS DE BASES

3.2.1. Différences Finies

La méthode des différences finies consiste à remplacer les dérivées apparaissant dans le problème continu par des différences divisées ou combinaisons de valeurs ponctuelles de la fonction en un nombre fini de points discrets ou nœuds du maillage.

L'avantage de cette approche est sa grande simplicité (explicite) d'écriture et son faible coût de calcul.

La limitation de la géométrie des domaines de calculs, les difficultés de prise en compte des conditions aux limites et en général l'absence de résultats de majoration d'erreurs sont les principaux inconvénients de cette approche.

3.2.2. Éléments Finis

La méthode des éléments finis consiste à approcher, dans un sous-espace de dimension finie, un problème écrit sous forme variationnelle (comme minimisation de l'énergie, en général) dans un espace de dimension infinie.

La solution approchée est dans ce cas une fonction déterminée par un nombre fini de paramètres comme, par exemple, ses valeurs en certains points (les nœuds du maillage).

Cette approche donne la possibilité de traitement de géométries complexes ce qui permet une détermination plus naturelle des conditions aux limites et offre la possibilité de démonstrations mathématiques de convergence et de majoration d'erreurs.

L'inconvénient majeur de cette approche est la complexité de sa mise en œuvre et son coût élevé en temps de calcul et en mémoire.

3.2.3. Volumes Finis

La méthode des volumes finis intègre, sur des volumes élémentaires de forme simple, les équations écrites sous forme de loi de conservation. Elle fournit ainsi de manière naturelle des formulations discrètes conservatives et est donc particulièrement adaptée aux équations de la mécanique des fluides : équation de

conservation de la masse, équation de conservation de la quantité de mouvement, équation de conservation de l'énergie.

Sa mise en œuvre est simple si les volumes élémentaires sont des rectangles (ou des parallélépipèdes rectangles en 3 dimensions). Cependant la méthode des volumes finis permet d'utiliser des volumes élémentaires de forme quelconque, donc de traiter des géométries complexes, ce qui est un avantage sur les différences finies. Il existe une grande variété de méthodes selon le choix de la géométrie des volumes élémentaires et des formules de calcul des flux. Par contre, on dispose de peu de résultats théoriques de convergence (**J-H SAIAC , 2006**).

3.3. LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

Comme le code PLAXIS est un logiciel basé sur la méthode des éléments finis ; dans ce qui suit on va présenter un aperçu sur la méthode.

Historiquement, l'origine de la méthode peut se trouver dans les travaux de Fermat et Bernoulli (1743) avec le calcul des variations, puis il faut attendre le début du XXème siècle avec les progrès en analyse avec la méthode de Galerkin se basant sur des théorèmes de projection dans les espaces de Hilbert.

En 1943 Robert Courant introduit le principe variationnel avec des fonctions de base à support locaux ouvrant la voie à une division (maillage) d'un domaine considéré en 'éléments' (Figure 3.1).



Figure 3.1 : Discretisation et maillage (Daniel Choi, 2016)

Cependant ce n'est qu'avec le développement des ordinateurs que ces travaux trouvent leurs applications avec les travaux pionniers de Zienkiewicz et Argyris qui définiront la méthode en 1960. Ce qui amène le succès de la méthode et sa puissance est l'apport du calcul matriciel, introduit par un ingénieur civil anonyme. La méthode connaît alors un développement fulgurant accompagné par les progrès de l'informatique. La méthode des éléments-finis est une méthode puissante basée sur une théorie mathématique rigoureuse.

Aujourd'hui, les éléments-finis sont un outil majeur, incontournable en mécanique (fluides et solides, interactions, structures), et applicable dans de nombreux domaines impliquant des problèmes d'EDP aux limites comme par exemple en mathématiques financières ou l'électromagnétisme (**Daniel Choi, 2016**).

Cette méthode transforme les équations différentielles d'équilibre de l'élasticité en une formulation intégrale qui est ensuite discrétisée pour arriver en fin de compte à un système d'équations algébriques dont la résolution donne une solution approchée du problème par un moyen numérique (Figure 3.2).

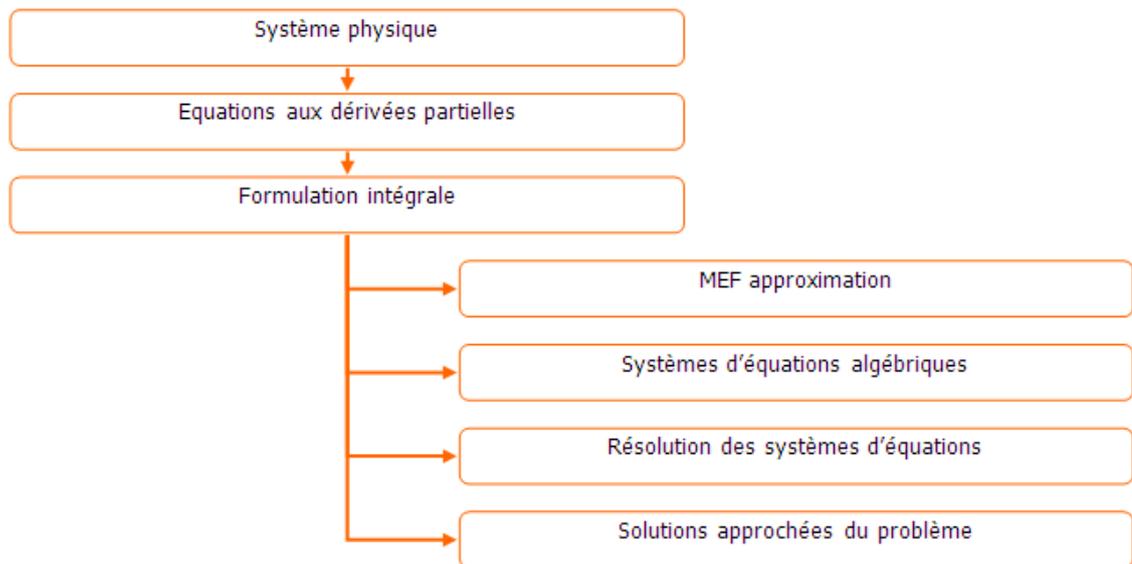


Figure 3.2 : Principe de la MEF (Smith, Ian Moffat, Griffiths, 2013)

Les fonctions d'interpolation des éléments finis utilisés dans PLAXIS sont décrites. Chaque élément se compose d'un certain nombre de nœuds. Chaque nœud a un certain nombre de degrés de liberté qui correspondent à des valeurs discrètes des inconnues dans le problème de valeur limite à résoudre.

En bidimensionnel, dans un élément le champ de déplacement :

$$\{u\}^T = (u_x, u_y)^T \quad (3.1)$$

Est obtenu à partir des valeurs nodales discrètes dans un vecteur :

$$\{v\} = \{v_1, v_2 \dots v_n\} \quad (3.2)$$

En utilisant des fonctions d'interpolation assemblées dans la matrice $[N]$:

$$\{u\} = [N].\{v\} \quad (3.3)$$

Où :

$[N]$: Les fonctions d'interpolation ou les fonctions de forme sont utilisées pour interpoler des valeurs à l'intérieur d'un élément sur la base de valeurs connues dans les nœuds.

En PLAXIS l'élément triangulaire à 06 et à 15 nœuds est utilisé dans la discrétisation numérique. Considérons donc un élément triangulaire, il existe deux coordonnées locales ξ, η , d'un point (généralement un point de contrainte ou un point d'intégration) est connue, on peut écrire pour une composante de déplacement.

$$u(\xi, \eta) = \sum_{i=1}^n N_i(\xi, \eta)v_i \quad (3.4)$$

Où :

v_i : Les valeurs nodales ;

$N_i(\xi)$: La valeur de la fonction de forme du nœud i à la position ξ ;

$u(\xi)$: La valeur résultante en position ξ ;

n : Le nombre de nœuds par élément.

De plus, nous utilisons une coordonnée auxiliaire :

$$\zeta = 1 - \xi - \eta \quad (3.5)$$

Pour les triangles à 15 nœuds, les fonctions de forme peuvent être écrites comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 N_1 = \zeta(4\zeta - 1)(4\zeta - 2)(4\zeta - 3)/6 \\
 N_2 = \xi(4\xi - 1)(4\xi - 2)(4\xi - 3)/6 \\
 N_3 = \eta(4\eta - 1)(4\eta - 2)(4\eta - 3)/6 \\
 N_4 = 4\zeta\xi(4\zeta - 1)(4\xi - 1) \\
 N_5 = 4\xi\eta(4\xi - 1)(4\eta - 1) \\
 N_6 = 4\eta\zeta(4\eta - 1)(4\zeta - 1) \\
 N_7 = \xi\zeta(4\zeta - 1)(4\zeta - 2) * 8/3 \\
 N_8 = \zeta\xi(4\xi - 1)(4\xi - 2) * 8/3 \\
 N_9 = \eta\xi(4\xi - 1)(4\xi - 2) * 8/3 \\
 N_{10} = \xi\eta(4\eta - 1)(4\eta - 2) * 8/3 \\
 N_{11} = \zeta\eta(4\eta - 1)(4\eta - 2) * 8/3 \\
 N_{12} = \eta\zeta(4\zeta - 1)(4\zeta - 2) * 8/3 \\
 N_{13} = 32\eta\xi\zeta(4\zeta - 1) \\
 N_{14} = 32\eta\xi\zeta(4\xi - 1) \\
 N_{15} = 32\eta\xi\zeta(4\eta - 1)
 \end{array} \right. \quad (3.6)$$

La numérotation locale et le positionnement des nœuds dans l'élément triangulaire à 15 nœuds sont montrés dans la Figure 3.3

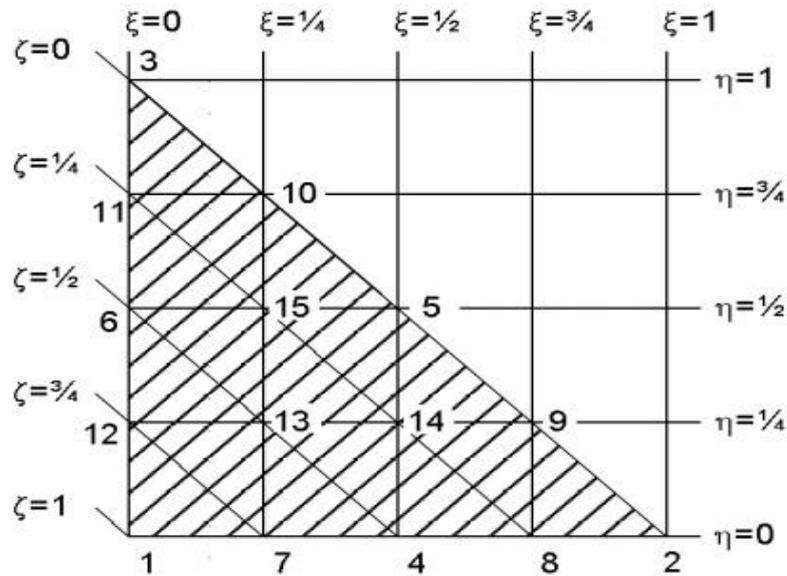


Figure 3.3 : Numérotation locale et positionnement des nœuds (Manuel Plaxis, V8.6)

Concernant l'élément triangulaire à 06 nœuds, les fonctions de forme sont données par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} N_1 = \zeta(2\zeta - 1) \\ N_2 = \xi(2\xi - 1) \\ N_3 = \eta(2\eta - 1) \\ N_4 = \zeta\xi \\ N_5 = \xi\eta \\ N_6 = \eta\zeta \end{cases} \quad (3.7)$$

Afin d'obtenir l'intégrale sur un certain élément triangulaire, l'intégrale est estimée numériquement comme :

$$\iint F(\xi, \eta) d\xi d\eta \approx \sum_{i=1}^k F(\xi_i, \eta_i) w_i \quad (3.8)$$

Où

$F(\xi, \eta)$: est la valeur de la fonction F à la position ξ_i, η_i

w_i : Facteur de poids pour le point i .

k : Un total de points d'échantillonnage est utilisé.

PLAXIS utilise l'intégration Gaussienne au sein des éléments triangulaires. Pour les éléments à 6 nœuds, l'intégration est basée sur 3 points d'échantillonnage, tandis que pour les éléments à 15 nœuds, 12 points d'échantillonnage sont utilisés. Les facteurs de position et de poids des points d'intégration sont donnés dans les Tableaux 3.1 et 3.2 pour l'élément à 06 et à 15 nœuds respectivement.

Tableau 3.1 : Intégration en 3 points pour les éléments à 6 nœuds

Point	ξ_i	η_i	ζ_i	w_i
1, 2, 3	1/6	1/6	2/3	1/3

Tableau 3.2 : Intégration en 12 points pour les éléments à 15 nœuds

Point	ξ_i	η_i	ζ_i	w_i
1, 2, 3	0.063089...	0.063089...	0.873821...	0.050845...
4, 5, 6	0.249286...	0.249286...	0.501426...	0.116786...
7, 8., 12	0.310352...	0.310352...	0.636502...	0.082851...

La Méthode des Eléments Finis (MEF) est une méthode d'analyse numérique pour la solution des problèmes de génie généralement très complexes. A cause de sa grande flexibilité cette méthode est adoptée d'une manière assez courante dans l'industrie et la recherche.

On peut affirmer à l'heure actuelle que la méthode permet de résoudre pratiquement tous les problèmes de l'ingénieur civil contenus dans le cadre suivant :

- Lois constitutives des matériaux linéaires ;
- Domaine des petits déplacements ;
- Cas de la statique, dynamique ou instabilité ;
- Structure à une, deux ou trois dimensions.

De plus, dans des domaines plus complexes tels que :

- L'élasticité non linéaire, La plasticité et la viscoélasticité, etc
- Les grandes déformations, les grands déplacements
- Les corps non continus :
 - Béton
 - Fissuration
 - Rupture fragile
 - Roches...etc

Le concept de base de la MEF consiste à subdiviser un milieu continu (Figure 3.4) par une série de subdivisions appelées **éléments**.

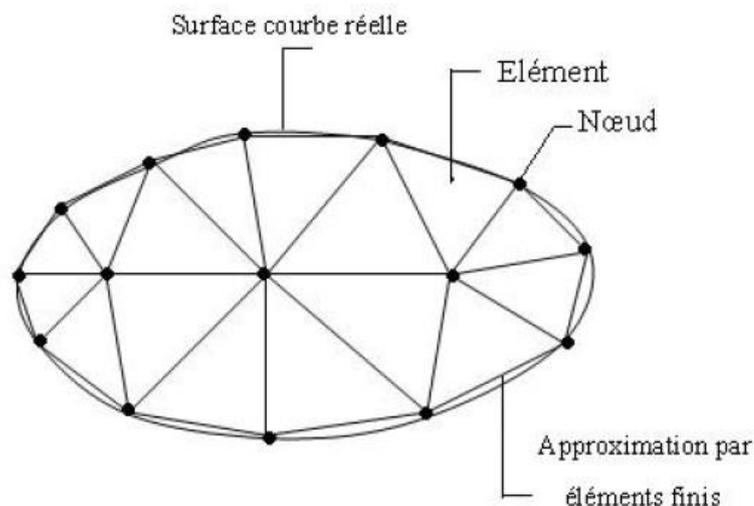


Figure 3.4 : Maillage du domaine en triangles à trois nœuds (Bessais.L, 2012)

Un découpage géométrique est appelé ‘maillage’ ou (grille). Il apparaît immédiatement que les frontières courbes ne peuvent être exactement modélisées et il existe donc une ‘approximation géométrique’. Cette discrétisation se fait de telle manière que la réunion de tous les sous domaines recouvre le milieu possible de la structure sans qu’il y ait (Figure 3.5) :

- Ni chevauchement
- Ni faille.

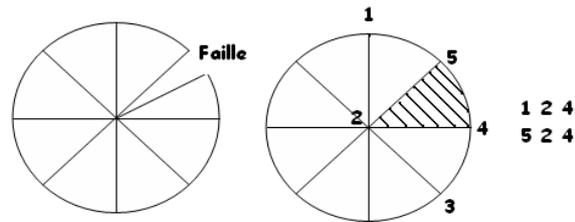


Figure 3.5 : Maillage non admissible.

La Figure 3.6 donne l’organigramme de résolution en statique.

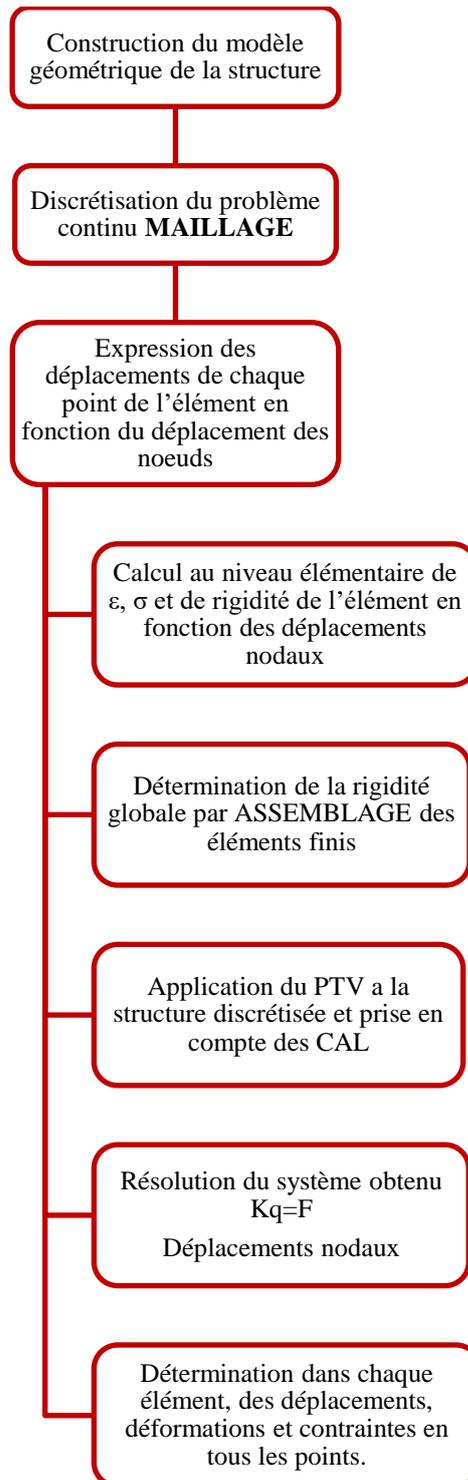


Figure 3.6 : Organigramme de résolution d'un problème par EF en statique.

Les éléments sont inter reliés par des **lignes nodales** et les coins des éléments deviennent alors **des noeuds**. Chaque nœud a un certain nombre de **degrés de liberté** (DDL) qui correspondent à des valeurs discrètes des inconnues dans le problème de valeur limite à résoudre.

On distingue trois familles d'éléments correspondants à des domaines à une, deux et trois dimensions. Chaque élément est identifié par sa forme, le type de courbe ou de surface qui forme sa frontière, ainsi que le nombre de nœuds géométriques nécessaires pour le définir. Il faut que le nombre de nœuds géométriques sur chaque frontière soit compatible avec la forme de la courbe qui constitue cette frontière.

Dans le cas de la théorie de la déformation, les degrés de liberté correspondent aux composantes de déplacement. Au sein d'un élément, le champ de déplacement $\{u\}$ est obtenu à partir des valeurs nodales discrètes dans un vecteur v en utilisant des fonctions d'interpolation assemblées dans la matrice $[N]$.

Les fonctions de forme définissent le déplacement à l'intérieur de l'élément en fonction des déplacements nodaux. Le choix des fonctions de forme est un choix fondamental dans la construction des E.F.

On définit maintenant à l'intérieur de chaque élément un champ de déplacements qui est une approximation nodale du problème. Cette approximation de la fonction choisie pour l'élément s'appelle Interpolation et on exprime cette interpolation en fonction des inconnues aux nœuds.

Les fonctions d'interpolation dans la matrice $[N]$ sont souvent désignées comme des fonctions de forme. Le but de ces fonctions est d'approximer le champ de déplacement à partir de ses valeurs nodales de manière unique sur l'élément et à ses frontières entre l'autre élément ceci revient à assurer la continuité à l'intérieur de l'élément et assurer la continuité inter-éléments (frontière) ainsi le nombre de monôme qui forme le polynôme de l'interpolation est égal au nombre de degré de liberté de l'élément choisi.

En plus de l'équation d'équilibre, la relation cinématique peut être formulée comme:

$$\{\varepsilon\} = [L]\{u\} \quad (3.9)$$

La substitution d'Eq. (3.3) dans la relation cinématique (3.9) donne :

$$\{\varepsilon\} = \{L\}[N]\{v\} = [B]\{v\} \quad (3.10)$$

Dans cette relation, $[B]$ est la matrice d'interpolation de déformation, qui contient les dérivées spatiales des fonctions d'interpolation.

Afin de calculer les composantes de déformation cartésiennes à partir des déplacements, telles que formulées dans l'équation (3.10), les dérivées doivent être prises par rapport au système global d'axes (x, y, z) .

$$\{\varepsilon\} = [B]_i \{v\}_i \quad (3.11)$$

Où :

$$[B]_i = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} & \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (3.12)$$

Au sein des éléments, les dérivées sont calculées par rapport au repère local (ξ, η, ζ) , la relation entre les dérivés locaux et mondiaux implique le Jacobian J :

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} & \frac{\partial z}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} & \frac{\partial z}{\partial \eta} \\ \frac{\partial x}{\partial \zeta} & \frac{\partial y}{\partial \zeta} & \frac{\partial z}{\partial \zeta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} \end{bmatrix} = J \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} \end{bmatrix} \quad (3.13)$$

Ou inversement :

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} \end{bmatrix} = J^{-1} \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \end{bmatrix} \quad (3.14)$$

Les composantes de déformation cartésiennes peuvent maintenant être calculées par la somme de toutes les contributions nodales:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{bmatrix} = \sum_i B_i \begin{bmatrix} v_{x,i} \\ v_{y,i} \\ v_{z,i} \end{bmatrix} \quad (3.15)$$

Où :

v_i : sont les composantes de déplacement du nœud i .

Pour une analyse de déformation plane, les composantes de déformation dans la direction z sont nulles par définition, c'est-à-dire $\varepsilon_{zz} = \gamma_{yz} = \gamma_{zx} = 0$. Pour une analyse axisymétrique, les conditions suivantes s'appliquent.

Le potentiel interne d'un élément volumique est défini par :

$$(W_{in})_e = \frac{1}{2} \int_{V_e} \{\varepsilon\}^T \{\sigma\} dV_e$$

Comme :

$$\begin{cases} \{\varepsilon\} = [B]\{v_e\} \\ \text{et} \\ \{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \end{cases}$$

On aura donc :

$$(W_{in})_e = \frac{1}{2} \int_{V_e} ([B]\{v_e\})^T [D]\{\varepsilon\} dV_e = \frac{1}{2} \int_{V_e} \{v_e\}^T [B]^T [D] [B]\{v_e\} dV_e$$

D'où :

$$(W_{in})_e = \frac{1}{2} \{v_e\}^T \left[\int_{V_e} [B]^T [D] [B] dV_e \right] \{v_e\} = \frac{1}{2} \{v_e\}^T [K_e] \{v_e\}$$

La matrice de rigidité de l'élément, $[K_e]$ est calculée par l'intégrale :

$$[K_e] = \int_{V_e} [B]^T [D] [B] dV_e \quad (3.16)$$

Où :

$[D]$: Matrice de matériau élastique selon la loi de Hooke.

[B]: Matrice d'interpolation de déformation.

L'intégrale est estimée par intégration numérique (**Manuel Plaxis, V8.6**). En fait, la matrice de rigidité de l'élément est composée de sous-matrices K_{ij} où i et j sont les nœuds locaux. Le processus de calcul de la matrice de rigidité de l'élément peut être formulé comme suit (**Manuel Plaxis, V8.6**):

$$K_{ij}^e = \sum_k B_i^T D^e B_j w_k$$

Le comportement mécanique des sols peut être modélisé à différents degrés de précision avec le code Plaxis.

3.4. PRESENTATION DU CODE PLAXIS

3.4.1. Définition

PLAXIS est un outil puissant et convivial pour la modélisation et l'analyse aux éléments finis des problèmes géométriques (déformation stabilité en mécanique des sols et mécaniques des roches). Ses applications sont nombreuses et couvrent les projets d'excavation, remblais et barrages, fondations tunnels ... etc

PLAXIS est un logiciel en élément finis en deux ou trois dimensions, spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'application géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élastoplastiques et élasto-viscoplastiques (**Manuel Plaxis, V8.6**).

L'algorithme général du code PLAXIS consiste à résoudre un système d'équations Algébrique non linéaires pour déterminer les champs de déplacement aux différents nœuds du maillage, le champ de contraintes et les états de rupture du sol.

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-parties (Input, calculations, Output, Curves) (**Manuel Plaxis, V8.6**)

3.4.2. Les fonctions de PLAXIS

PLAXIS est doté de fonctionnalités tout à fait remarquables pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes, ces fonctions essentielles sont :

- ✓ Entré les données.
- ✓ Comportement du sol.
- ✓ fonctions des calculs.
- ✓ Analyse de résultat.
- ✓ Courbe charge déplacement et chemins de contrainte.

3.4.2.1. Entrer les données

Pour réaliser une analyse suivant la méthode des éléments finis avec Plaxis l'utilisateur devra créer un modèle numérique et spécifier les propriétés des matériaux et les conditions aux limites ceci se fait à l'aide du programme d'entrer des données (Input) (**Manuel Plaxis, V8.6**).

a. Définitions graphique de géométrie du modèle

C'est la définition des couches de sol, des ouvrages des phrases de construction, des changements et des conditions aux limites s'appuie sur des procédures graphiques faciles à utiliser, ce qui permet une description détailler et précise des conditions réelles à modéliser (**Manuel Plaxis, V8.6**).

b. Génération automatique du maillage

PLAXIS offre une génération entièrement automatique de maillages non structurés d'éléments finis avec des options pour raffiner le maillage globalement ou localement (**Manuel Plaxis, V8.6**).

c. Conditions aux limites

Les fixations sont des déplacements nuls imposés, ces conditions peuvent être appliquées aux lignes comme aux points définissant la géométrie du modèle, dans les directions choisies (**Manuel Plaxis, V8.6**).

d. Chargement

Deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties, les forces ponctuelles et les charges réparties peuvent être appliquées à n'importe quel point ou ligne de la géométrie (**Manuel Plaxis, V8.6**).

3.4.2.2. Comportement du sol

- **Base de données des propriétés des matériaux**

Les propriétés des matériaux selon l'élément de structure sont entrées dans une Base de données pour chaque projet toutes les données figurant dans les bases de données des différents projets peuvent être copiées dans une base de données globale, pour servir à d'autre projet.

- **Régime d'écoulement permanent**

Des réseaux complexes de pressions interstitielles peuvent être générés par combinaison de lignes phréatiques et de saisie directe des pressions.

- **Calcul du réseau d'écoulement**

La distribution de pressions interstitielles complexes peut être générée à partir d'un calcul d'écoulement à deux dimensions, des drains et des puits peuvent être modélisés grâce à des éléments spécifiques.

- **Suppression interstitielles**

PLAXIS distingue le comportement drainé ou non-drainé des sols ce qui permet de modéliser les couches sableuses perméables comme les couches argileuses imperméables, les conditions de chargement non drainé conditionnent souvent la stabilité des ouvrages géotechnique (**Manuel Plaxis, V8.6**).

3.4.2.3. Fonctions des calculs

Après la définition d'un modèle aux éléments finis les calculs proprement dits peuvent être effectuées, il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type de calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer, On opère grâce au programme de calcul (calculations). Le programme de calcul ne traite que de l'analyse

de déformation et permet de réaliser un calcul plastique (plastic calculation) une analyse de consolidation (Consolidation Analysis), un calcul de coefficients de sécurité (Ph-c Reduction) ou un calcul dynamique (Dynamic Calculation).

3.4.2.4. Analyse de résultat

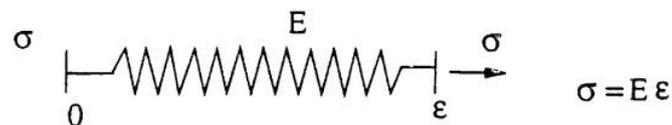
Les principaux résultats d'un calcul d'élément finis sont les déplacements aux nœuds et les contraintes au point de contraintes, une vaste gamme d'outils est offerte par PLAXIS pour afficher les résultats d'une analyse aux éléments finis.

3.4.2.5. Courbe charge déplacement et chemins de contrainte

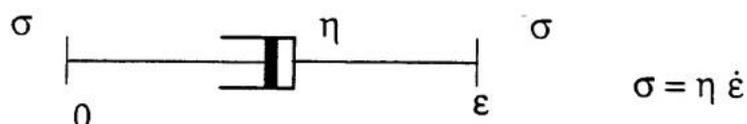
Le programme des courbes (curves) peut être utilisé pour dessiner des courbes charges ou déplacement, des courbes contraintes-déformations, des chemins de contraintes ou de déformation pour le point choisis dans la géométrie, ces courbes représentent les évolutions ou cours des différentes phases de calcul et cela donne une aperçu du comportement global et local du sol (**Manuel Plaxis, V8.6**).

3.5. LOIS DE COMPORTEMENT DES SOLS

L'allure qualitative de la réponse des matériaux en général à quelques essais simples permet de les ranger dans des classes bien définies. Ces comportements "de base", qui peuvent être représentés par des systèmes mécaniques élémentaires, sont : *l'élasticité, la viscosité et la plasticité* (Figure 3.7).



(a) Elasticité



(b) Viscosité linéaire

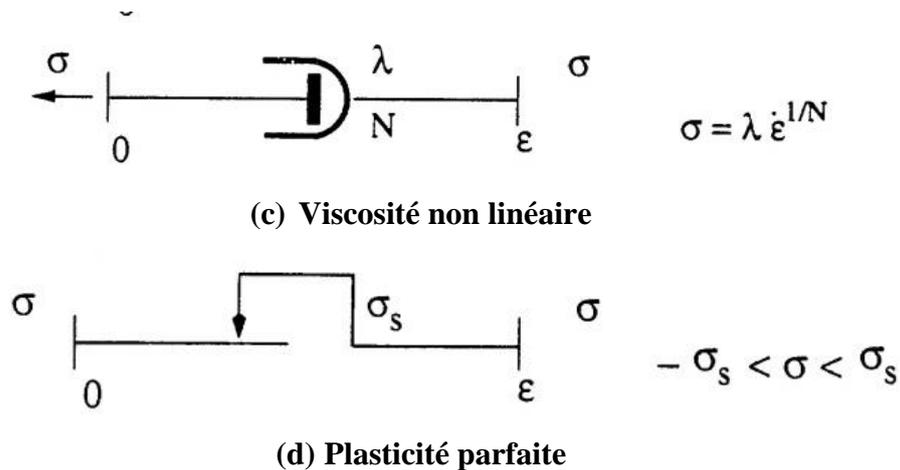


Figure 3.7 : Les "briques de base" pour la représentation des comportements
(Zhi-Qiang et al., xxxx)

- **Le ressort** : Symbolise *l'élasticité linéaire parfaite*, pour laquelle la déformation est entièrement réversible lors d'une décharge, et où il existe une relation biunivoque entre les paramètres de charge et de déformation (Fig. 3.7a).
- **L'amortisseur** : Schématise *la viscosité*, linéaire (Fig.3.7b) ou non (Fig.3.7b). La viscosité est dite pure s'il existe une relation biunivoque entre la charge et la vitesse de chargement. Si cette relation est linéaire, le modèle correspond à la loi de Newton.
- **Le patin** : Modélise l'apparition de *déformations permanentes* lorsque la charge est suffisante (Fig.3.7d). Si le seuil d'apparition de la déformation permanente n'évolue pas avec le chargement, le comportement est dit *plastique parfait*. Si, de plus, la déformation avant écoulement est négligée, le modèle est rigide parfaitement plastique.

Ces éléments peuvent être combinés entre eux pour former *des modèles rhéologiques*. Ceux-ci représentent des systèmes mécaniques qui servent de support dans la définition des modèles. La réponse de ces systèmes peut être jugée dans 3 plans différents, qui permettent d'illustrer le comportement lors d'essais de type:

1. **Ecrouissage**, ou augmentation monotone de la charge ou de la déformation, (plan ε - σ);
2. **Fluage**, ou maintien de la charge (plan t - ε);

3. Relaxation, ou maintien de la déformation (plan t- σ).

Les réponses de modèles classiques sont reportées dans ces 3 plans pour les cas suivants:

- a. *Solide élastique* : $\sigma = E \varepsilon$
- b. *Solide viscoélastique* (modèle de Voigt), qui comporte un ressort et un amortisseur en parallèle : $\sigma = \eta \dot{\varepsilon} + E \varepsilon$
- c. *Solide élastique-parfaitement plastique*, (modèle de Saint-Venant), constitué par un ressort linéaire et un patin en série; lorsque le module E tend vers l'infini, le modèle devient rigide-parfaitement plastique.
- d. *Solide élastique-plastique écrouissable*, (modèle de Saint-Venant généralisé), qui donne une courbe de traction linéaire par morceaux.
- e. *Solide élastique-parfaitement viscoplastique*, (modèle de Norton), formé par un amortisseur non linéaire, ou modèle de Bingham-Norton, qui comporte un ressort linéaire en série avec un amortisseur et un patin situés en parallèle; lorsque le seuil du patin tend vers zéro, et que l'amortisseur est choisi linéaire, ce dernier modèle dégénère en un modèle de fluide visqueux, modèle de Maxwell, comportant un ressort et un amortisseur en série, $\varepsilon = \sigma / E + \sigma / \eta$.
- f. *Solide élastique-viscoplastique écrouissable* : Représente le schéma le plus complexe (Zhi-Qiang et al., xxxx).

3.6. LOIS DISPONIBLES DANS PLAXIS

3.6.1. Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique (Figure 3.8) utilisé dans le code Plaxis étudie les déformations des corps sous l'action de la force. La loi de Hooke présentée dans l'équation (3.17) c'est la loi constitutive des matériaux linéaires élastiques :

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (3.17)$$

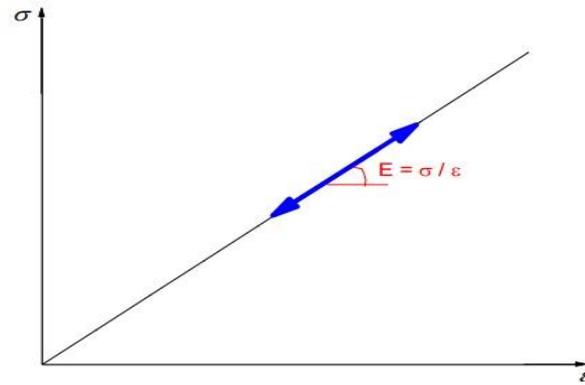


Figure 3.8 : Loi élastique.

En se basant sur la loi de Hooke, qui suppose que le sol agit comme étant un matériau élastique linéaire. C'est-à-dire, les déformations résultantes d'un chargement quelconque sont totalement réversibles. Le comportement élastique s'exprime par deux paramètres, le module de Young (E) et le coefficient de Poisson est défini par le rapport entre la déformation transversale (horizontale) et la déformation longitudinale (verticale).

$$\nu = \frac{\varepsilon_T}{\varepsilon_l} = \frac{-\varepsilon_3}{\varepsilon_1} \quad (3.18)$$

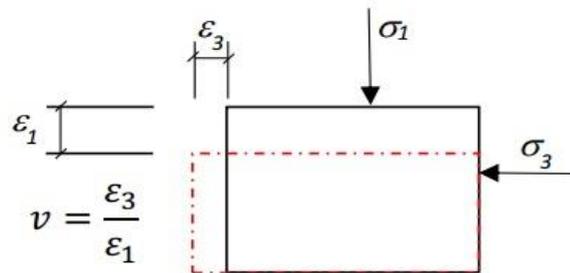


Figure 3.9 : Effet du poisson.

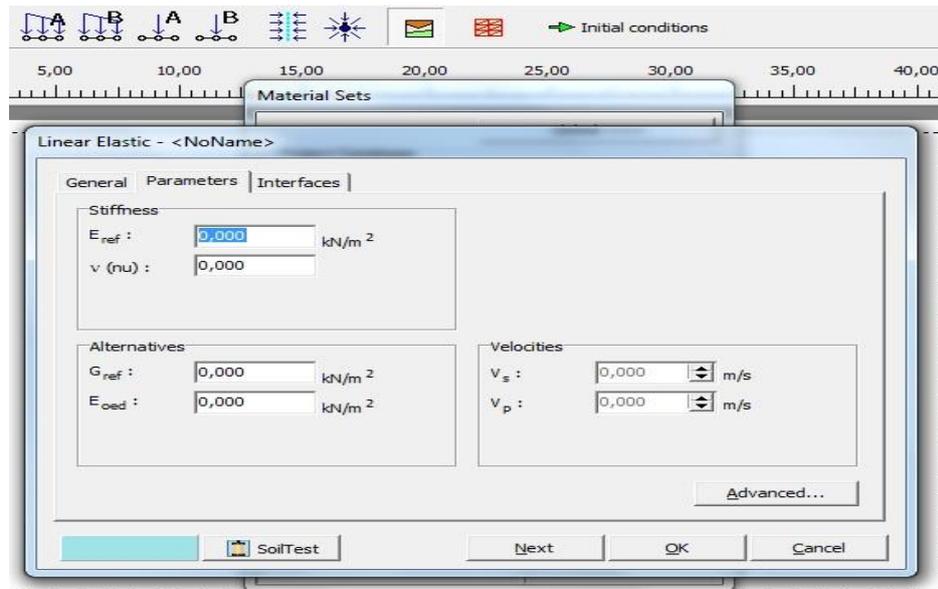


Figure 3.10 : Paramètres de la loi élastique dans Plaxis.

Le modèle élastique linéaire disponible dans logiciel Plaxis peut être employé surtout pour la simulation du comportement des éléments structuraux (Fondations superficielles, fondations semi-profondes ou puits, fondations profondes...) et utilisé aussi pour certains problèmes de mécanique des roches.

3.6.2. Le modèle de Mohr-Coulomb

Coulomb proposa en 1773 le premier modèle de plasticité en mécanique des sols. Il est maintenant encore couramment utilisé pour les matériaux qui s'écoulent par cisaillement, la fonction de charge est donnée par:

$$f = \sigma_1 - \sigma_3 N_\varphi + 2c\sqrt{N_\varphi} \quad (3.19)$$

$$N_f = \frac{1+\sin \varphi}{1-\sin \varphi} \quad (3.20)$$

Avec:

$$\begin{cases} \sigma_1 = \sigma_{max} \\ \sigma_3 = \sigma_{min} \end{cases} \quad (3.21)$$

φ : Angle de frottement interne;

c : Cohésion.

Dans l'espace des contraintes principales, la surface définie par la fonction de charge est une pyramide à base hexagonale dont l'axe est la contrainte moyenne (Figure 3.11).

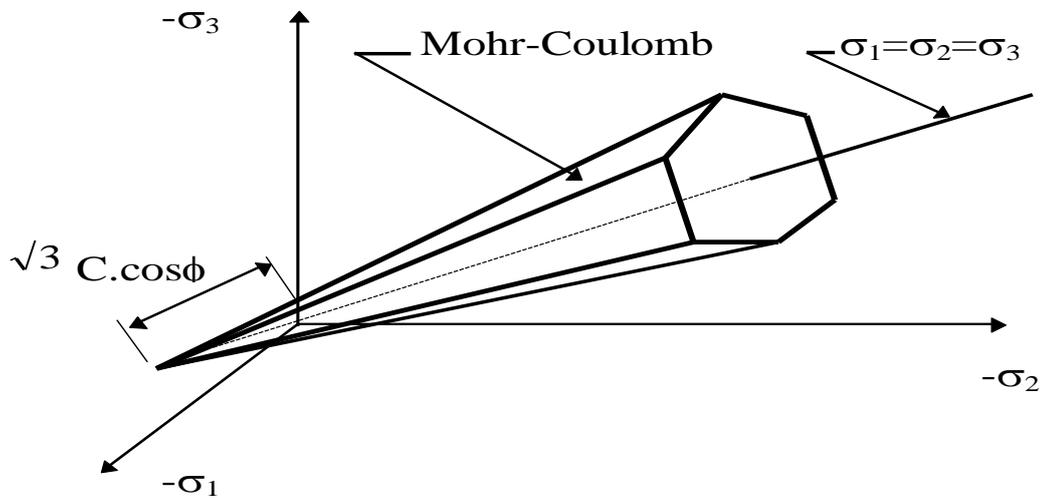


Figure 3.11 : Surface de charge de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales (Tabchouche S, 2018)

La loi de comportement élastique parfaitement plastique Mohr-Coulomb est utilisée pour simuler le comportement des sols cohérents à long terme (argiles et limons), des sols pulvérulents (sables et graviers) et de certaines roches (Tabchouche S, 2018).

Le critère de plasticité est une fonction de l'état de contrainte, on peut donc l'écrire de manière générale sous la forme $f(\bar{\sigma})$.

Par ailleurs, il doit permettre de définir si on est dans le domaine élastique ou plastique. En un point donné et à un instant donné, on utilisera de manière conventionnelle la méthode suivante :

- ✓ Si $f(\bar{\sigma}) < 0$; le matériau est dans le domaine élastique.
- ✓ Si $f(\bar{\sigma}) = 0$; le matériau est dans le domaine plastique (Guilhem MOLLON, 2013).

La surface de charge est caractérisée par six plans dans l'espace des contraintes principales $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ Chacun de ces plans est caractérisé par une équation du type :

$$\begin{cases} f_{1a} = (\sigma_2 - \sigma_3) + (\sigma_2 - \sigma_3) \sin \varphi - 2c \cos \varphi \leq 0 \\ f_{1b} = (\sigma_3 - \sigma_2) + (\sigma_3 - \sigma_2) \sin \varphi - 2c \cos \varphi \leq 0 \\ f_{2a} = (\sigma_3 - \sigma_1) + (\sigma_3 - \sigma_1) \sin \varphi - 2c \cos \varphi \leq 0 \\ f_{2b} = (\sigma_1 - \sigma_3) + (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \varphi - 2c \cos \varphi \leq 0 \\ f_{3a} = (\sigma_1 - \sigma_2) + (\sigma_1 - \sigma_2) \sin \varphi - 2c \cos \varphi \leq 0 \\ f_{3b} = (\sigma_2 - \sigma_1) + (\sigma_2 - \sigma_1) \sin \varphi - 2c \cos \varphi \leq 0 \end{cases} \quad (3.22)$$

Où :

σ : La contrainte normale du matériau [KN/m³].

c : La cohésion [KN/m³].

φ : L'angle de frottement interne du sol [°].

La loi est non associée et le potentiel d'écoulement plastique G_{ij} associé à la surface de charge f_{ij} s'écrit de la même façon :

$$\begin{cases} G_{1a} = (\sigma_2 - \sigma_3) + (\sigma_2 + \sigma_3) \sin \psi - 2c \cos \psi \\ G_{1b} = (\sigma_3 - \sigma_2) + (\sigma_3 + \sigma_2) \sin \psi - 2c \cos \psi \\ G_{2a} = (\sigma_3 - \sigma_1) + (\sigma_3 + \sigma_1) \sin \psi - 2c \cos \psi \\ G_{2b} = (\sigma_1 - \sigma_3) + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \psi - 2c \cos \psi \\ G_{3a} = (\sigma_1 - \sigma_2) + (\sigma_1 + \sigma_2) \sin \psi - 2c \cos \psi \\ G_{3b} = (\sigma_2 - \sigma_1) + (\sigma_2 + \sigma_1) \sin \psi - 2c \cos \psi \end{cases} \quad (3.23)$$

ψ : Angle de dilatance du matériau.

Lorsque $\psi = \varphi$, la loi d'écoulement plastique devient associée (**KHAM Marc, 2016**).

Par ailleurs, Le comportement du sol avant la rupture est décrit par la loi d'élasticité linéaire isotrope de Hooke. La rupture du sol est décrite ensuite par le critère de rupture de Mohr–Coulomb (Figure 3.12) représentée par l'équation (3.22) dans le plan de Mohr :

$$\tau = \sigma \tan \varphi + c \quad (3.24)$$

- ✓ Deux paramètres élastiques : le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν .
- ✓ Deux paramètres relatifs aux conditions à la rupture : la cohésion C et l'angle de frottement.
- ✓ Un paramètre relatif à la règle d'écoulement plastique, l'angle de dilatance ψ .

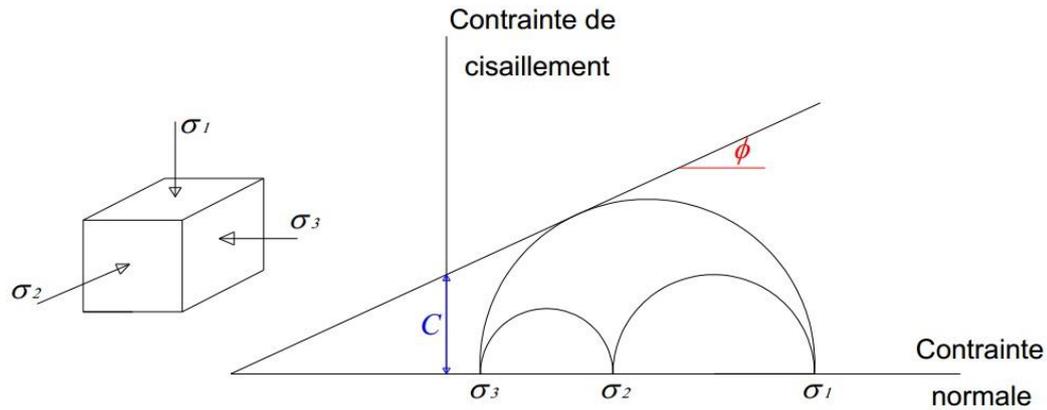


Figure 3.12 : Rupture par cisaillement.

Le modèle Mohr-Coulomb nécessite au total cinq paramètres ($E, C, \phi, \vartheta, \psi$), ces paramètres avec leurs unités standard sont représentés dans la Figure 3.13:

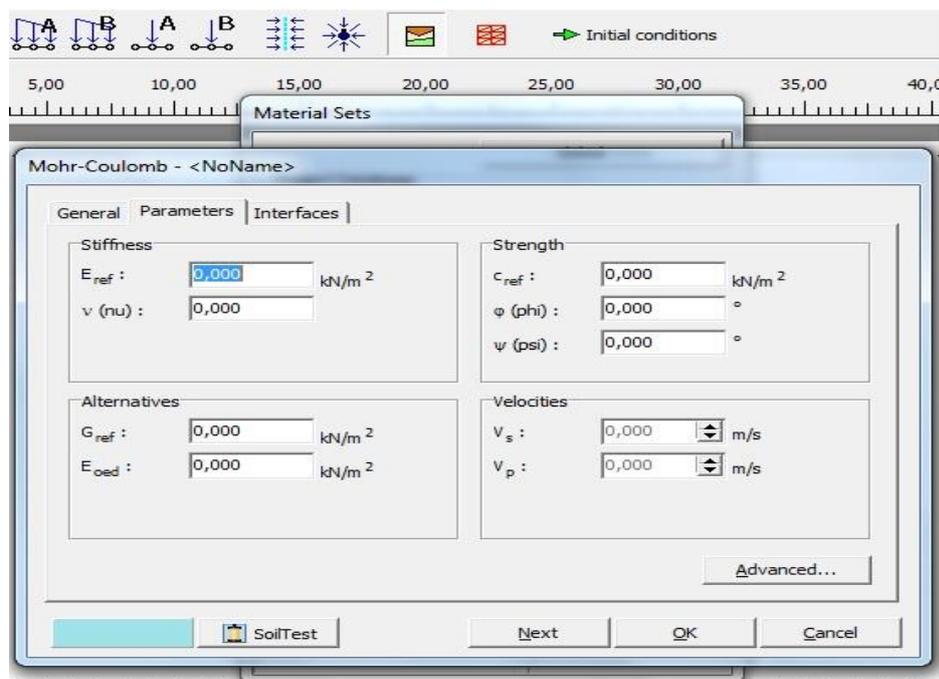


Figure 3.13 : Paramètres de la loi de Mohr-Coulomb dans Plaxis.

3.6.2.1. Module de Young

PLAXIS utilise le module d'Young comme module de rigidité de base dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, En mécanique des sols, la pente initiale est généralement indiquée par E_0 et le module sécant à 50% est noté E_{50} (Figure 3.14).

Pour les matériaux avec une large gamme élastique linéaire, il est réaliste d'utiliser E_0 , mais pour le chargement des sols, on utilise généralement E_{50} . Compte tenu des problèmes de déchargement, comme dans le cas des tunnels et des excavations, il faut E_{ur} le module de déchargement au lieu de E_{50} .

Pour les sols, le module de déchargement E_{ur} et le premier module de chargement E_{50} ont tendance à augmenter avec la pression de confinement. Par conséquent, les couches profondes du sol ont tendance à avoir une plus grande rigidité que les couches peu profondes.

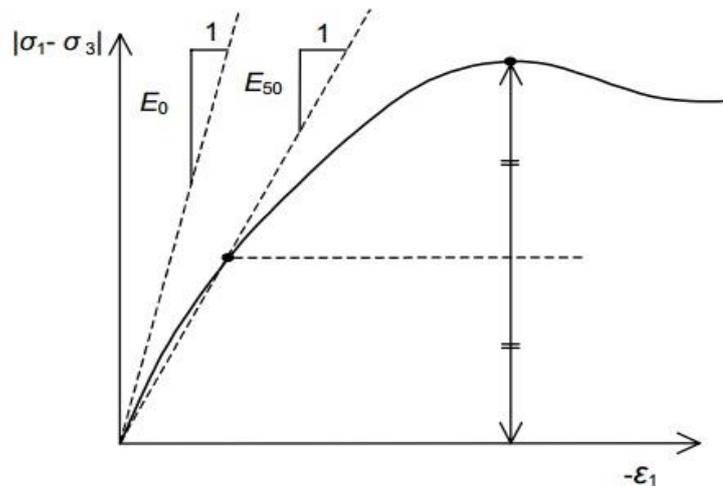


Figure 3.14 : définition de E_0 et E_{50} pour les résultats d'essais triaxiaux drainés standard

3.6.2.2. Coefficient de poisson

La sélection d'un coefficient de Poisson est particulièrement simple lorsque le modèle élastique ou le modèle de Mohr-Coulomb est utilisé pour le chargement par gravité (en augmentant ΣM_{weight} de 0 à 1 dans un calcul plastique). Pour ce type de chargement, PLAXIS devrait donner des rapports réalistes de $k_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$.

Comme les deux modèles donneront le rapport bien connu de $\frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\vartheta}{(1-\vartheta)}$ pour unidimensionnel compression, il est facile de sélectionner un coefficient de Poisson qui donne une valeur réaliste de K_0 . Par conséquent, ϑ est évalué en faisant correspondre K_0 .

Le Tableau 3.3 récapitule une gamme de valeurs du coefficient de Poisson ϑ des différentes classes des sols proposées par **Bowles 1997**.

Tableau 3.3 : Valeurs approximatives de ϑ d'après Bowles, 1997

Types de sols	ϑ
Argiles saturées	0.4-0.5
Argile non saturé	0.1-0.3
Argiles sableuses	0.2-0.3
Limons	0.3-0.35
Sables, Sables graveleux	0.3-0.4
Roches	0.1-0.4
Lœss	0.1-0.3

3.6.2.3. La cohésion

La constante 'C' est la cohésion, correspondant à la contrainte de cisaillement qui peut être supportée par le matériau sous contrainte moyenne nulle, PLAXIS peut gérer les sables sans cohésion ($c = 0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, l'utilisateur expérimentés sont invités à saisir au moins une petite valeur (utiliser $c > 0,2$ kPa) (Figure 3.12).

3.6.2.4. L'angle du frottement

L'angle de frottement interne φ (phi), est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, comme parfois obtenus pour les sables denses, augmenteront considérablement l'effort de calcul plastique. la Figure 3.12 représente la cohésion et l'angle de frottement.

3.6.2.5. L'angle de dilatance

L'angle de dilatance, ψ (psi), est spécifiée en degrés, les sols argileux ont tendance à montrer peu de dilatance ($\psi \approx 0$). La dilatance du sable dépend à la fois de la densité et de l'angle de friction. Pour les sables quartzeux, l'ordre de grandeur est $\psi \approx \varphi - 30^\circ$. Pour les valeurs φ inférieures à 30° , cependant, l'angle de dilatance est généralement nul. Une petite valeur négative pour ψ n'est réaliste que pour les sables extrêmement lâches.

3.6.3. Loi de Cam Clay Modifié

Des chercheurs de l'Université de Cambridge ont formulé les premiers modèles d'état critique pour décrire le comportement des sols mous (Soft Soil): les modèles Cam Clay et Cam Clay modifié (**Roscoe et Burland, 1968; Schofield et Wroth, 1968**).

Les deux modèles sont capables de décrire le comportement contrainte-déformation des sols ; en particulier, les modèles peuvent prédire la résistance du sol en fonction de la pression et la compression et la dilatance (changement de volume) causées par le cisaillement. Parce que les modèles sont basés sur la théorie de l'état critique, ils prévoient tous les deux des déformations illimitées du sol sans changement de contrainte ou volume lorsque l'état critique est atteint. La description suivante est limitée au modèle Cam Clay modifié.

Le sol est composé de solides, de liquides et de gaz. Le modèle **Cam Clay** suppose que les vides entre les particules solides ne sont remplis que d'eau (c'est-à-dire que le sol est entièrement saturé). Lorsque le sol est chargé, d'importants changements de volume irréversibles (plastique) se produisent, en raison de l'eau qui est expulsée des vides. La prédiction réaliste de ces déformations est cruciale pour de nombreux problèmes d'ingénierie géotechnique.

Les formulations du modèle **Cam Clay** modifié sont basées sur la théorie de la plasticité. Dans la théorie de l'état critique, l'état d'un échantillon de sol est caractérisé par trois paramètres : la contrainte effective moyenne p , la contrainte déviatrice (contrainte de cisaillement) q et le rapport des vides, e .

La contrainte effective moyenne peut être calculée en fonction des principales contraintes effectives σ_1 , σ_2 et σ_3 défini par :

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (3.25)$$

Et la contrainte de cisaillement est définie comme :

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_1 - \sigma'_3)^2} \quad (3.26)$$

Pour l'étape de consolidation d'un essai de compression triaxiale drainée consolidée, nous avoir $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$ est la pression de confinement ; par conséquent :

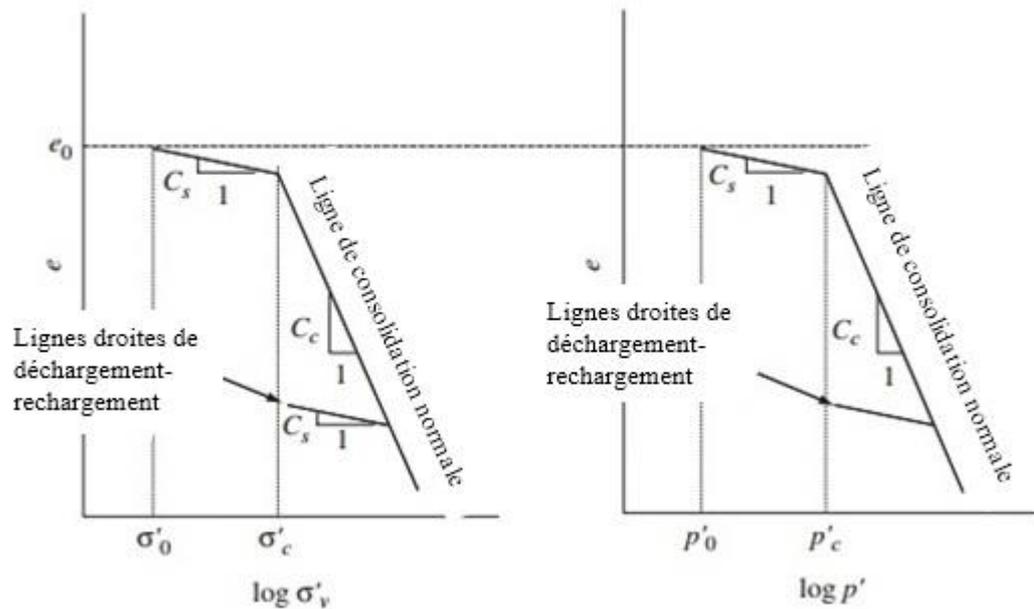
$$\left\{ \begin{array}{l} p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} = \frac{\sigma'_3}{3} = \sigma'_3 \\ Et \\ q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_1 - \sigma'_3)^2} = 0 \end{array} \right. \quad (3.27)$$

Les caractéristiques de consolidation d'un sol peuvent être mesurées en laboratoire à l'aide d'un test de consolidation unidimensionnelle ou d'un test de consolidation isotrope. Les résultats d'une consolidation unidimensionnelle les tests sont généralement présentés dans le plan ($e - \log \sigma'_v$) comme le montre la Figure 3.15a, où e est l'indice des vides et σ'_v est la contrainte effective verticale.

La pression de confinement est augmentée par incréments, dont chacun se termine lorsque la pression excessive d'eau interstitielle générée par l'incrément de contrainte a cessé. Le rapport des vides par rapport à la relation de contrainte effective moyenne dans un plan semi-logarithmique ($e - \log p'$) est obtenu à partir des changements de volume à la fin de chaque étape de chargement du test de consolidation isotrope, où σ_3 est la pression de confinement. Un exemple de courbe ($e - \log p'$) est présenté à la Figure 3.15b.

La pression de pré consolidation est un paramètre du sol qui peut être obtenu à partir de la courbe $e - \log \sigma'_v$ déduite des résultats d'un essai de consolidation unidimensionnelle (Figure 3.15a). La pression de pré consolidation est située près du point où la courbe $e - \log \sigma'_v$ change de pente.

D'autres paramètres de consolidation, tels que l'indice de compression (C_c) est la pente de la portion de chargement dans le et l'indice de gonflement (C_s) est la pente de la portion de déchargement, sont également obtenus à partir d'une courbe $e - \log \sigma'_v$, comme indiqué sur la Figure 3.15.



(a) consolidation unidimensionnelle (b) consolidation isotrope (compression).

Figure 3.15 : Courbes de consolidation idéalisées (Sam Helwany, 2007)

Dans la dérivation du modèle **Cam Clay modifié**, il est supposé que lorsqu'un échantillon de sol est consolidé dans des conditions de contrainte isotrope ($p = \sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$), la relation entre son rapport de vide (e) et $\ln p'$ (logarithme népérien de p) est une ligne droite. Cette ligne est la ligne de consolidation normale illustrée à la Figure 3.16.

De plus, il existe un ensemble de lignes droites de déchargement-rechargement (gonflement) qui décrivent le comportement de déchargement-rechargement du sol mou dans le plan $e - \ln p'$, comme le montre la Figure 3.16. Notez que λ est la pente de la ligne de consolidation normale dans le plan $e - \ln p'$ et κ est la pente de la ligne de déchargement - rechargement dans le même plan.

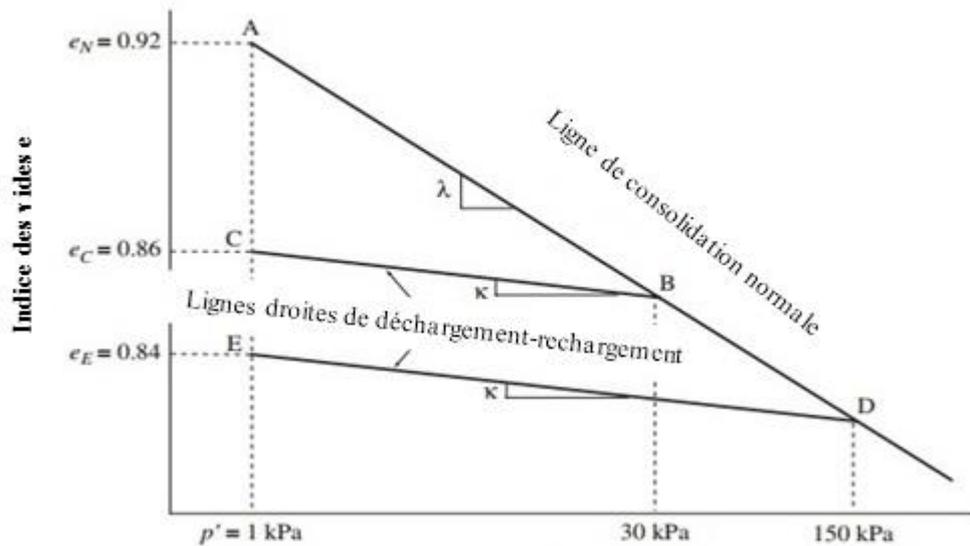


Figure 3.16 : Courbe de consolidation dans le rapport des vides par rapport au plan de contrainte effective moyenne (logarithme naturel de p') (Sam Helwany, 2007)

Dans le plan $(e, \ln p')$, e indice des vides et p pression moyenne, les résultats d'un essai de compression isotrope font apparaître des courbes qui peuvent être assimilées à des droites (Figure 3.16) :

- ✓ Une courbe de consolidation vierge qui décrit le chargement au cours de l'essai ;
- ✓ une courbe de déchargement-rechargement qui schématise un cycle de déchargement-rechargement. Les courbes et sont définies par les équations suivantes (Philippe Mestat & Yvon Riou, 2017).

$$\text{Courbe } \lambda : e = e_N - \lambda \ln p'$$

$$\text{Et courbe } \kappa : e = e_C - \kappa \ln p' \text{ (voir figure 3.16)}$$

La Figure 3.17 représente les paramètres de la loi de comportement **Cam Clay modifié** dans le code Plaxis.

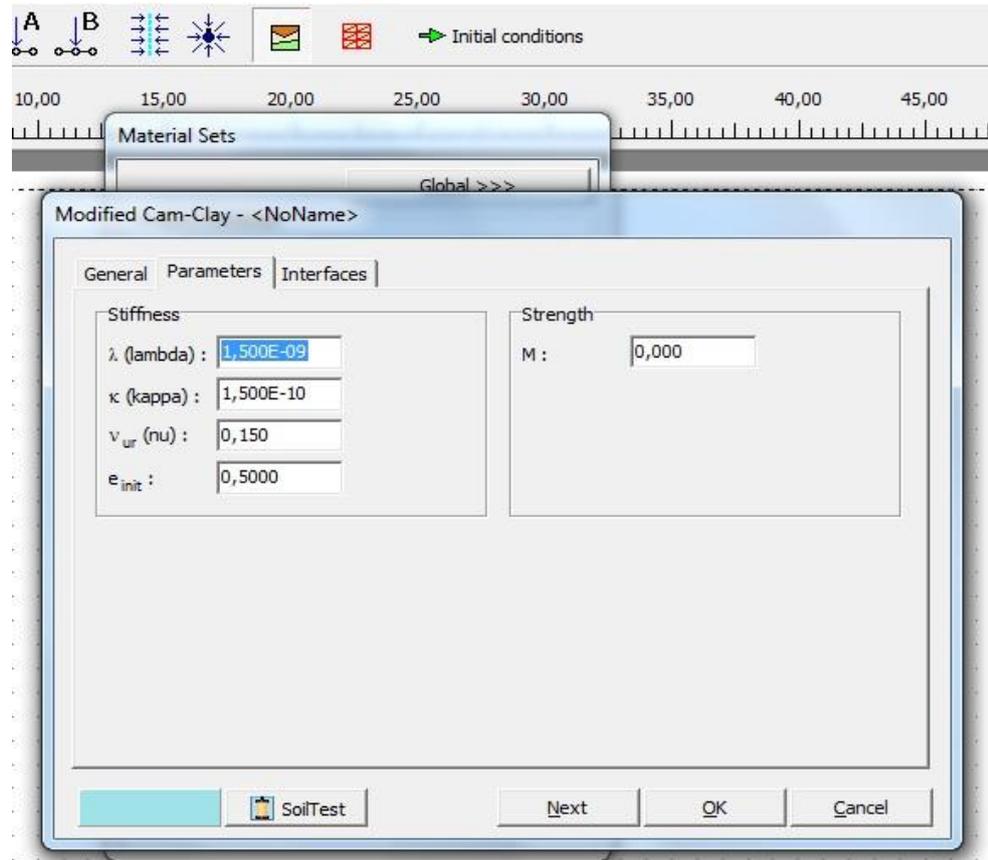


Figure 3.17 : Paramètres de la loi de Cam Clay Modifié dans Plaxis.

Où :

$$\begin{cases} M = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \\ \lambda = \frac{C_c}{\ln 10} = \frac{C_c}{2.3} \\ \kappa = \frac{C_s}{\ln 10} = \frac{C_s}{2.3} \end{cases} \quad (3.28)$$

M : La pente de la ligne d'état critique (CSL) dans le plan $p - q$ peut être calculée à partir de l'angle de frottement interne φ obtenu à partir des résultats des essais triaxiaux à la rupture ;

λ : La pente λ des lignes normales de consolidation et de déchargement-rechargement dans le plan $e - \ln p'$ est lié à l'indice de compression C_c obtenus à partir d'un test de consolidation isotrope ;

κ : La pente κ des lignes normales de consolidation et de déchargement-rechargement dans le plan $e - \ln p'$ est lié à l'indice de gonflement C_s obtenus à partir d'un test de consolidation isotrope .

3.6.4. Modèle de Soft Soil

Le modèle de Cam-Clay est un des modèles élastoplastiques le plus connu et le plus utilisé en mécanique des sols. Il est spécialement adapté aux matériaux argileux. Il y a plusieurs types de modèles Cam-Clay, celui présenté ci-dessus est le plus courant et est appelé Cam-Clay modifié.

Dans le modèle de sol mou (**Soft Soil**), on suppose qu'il existe une relation logarithmique entre la déformation volumétrique ε_v et la contrainte effective moyenne p' , qui peut être formulée comme:

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = -\lambda^* \ln \left(\frac{p'}{p_0} \right) \quad (3.29)$$

Le paramètre λ^* est l'indice de compression modifié, qui détermine la compressibilité du matériau en charge primaire.

Pendant le déchargement isotrope et le rechargement, un chemin (ligne) différent est suivi, qui peut être formulé comme:

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_v^{e0} = -\kappa^* \ln \left(\frac{p'}{p_0} \right) \quad (3.30)$$

Encore une fois, une valeur minimale de p' est fixée égale à une contrainte unitaire. Le paramètre κ^* est l'indice de gonflement modifié, qui détermine la compressibilité du matériau lors du déchargement et du rechargement ultérieur.

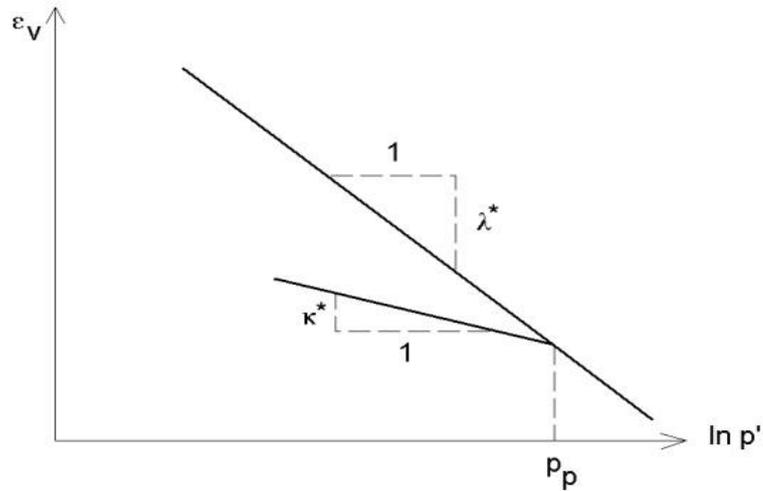


Figure 3.18 : Relation logarithmique entre déformation volumétrique et contrainte moyenne (**Manuel Plaxis, V8.6**)

La Figure 3.19 montre la fenêtre PLAXIS pour la saisie des valeurs des paramètres du modèle.

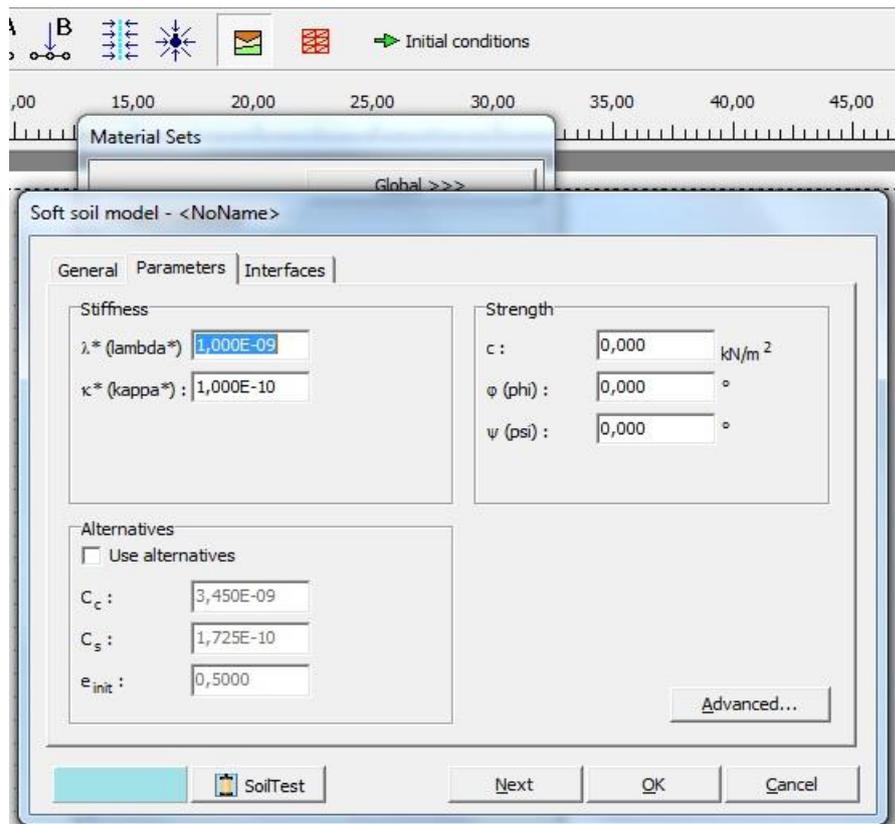


Figure 3.19 : Paramètres de la loi Soft Soil dans Plaxis.

On utilise les expressions du Tableau 3.4.

Tableau 3.4 : les indices de compression et de gonflement modifier

$\lambda^* = \frac{\lambda}{1 + e}$	$\kappa^* = \frac{\kappa}{1 + e}$
$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1 + e)}$	$\kappa^* = 1.3 \left(\frac{1 - \nu_{ur}}{1 + \nu_{ur}} \right) \left(\frac{C_s}{1 + e} \right)$

Où

λ^* : Indice de compression modifié

λ : Indice de compression

e : Indice de vide

κ^* : Indice de gonflement modifié

κ : Indice de gonflement

ν_{ur} : Le coefficient de Poisson pour le déchargement-rechargement (par défaut 0,15).

3.6.5. Modèle Hardening Soil ‘HSM’

Le modèle HSM, dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang et al. (1970) (Duncan, J. M. & Chang, C. Y, 1970) [13] car il en reprend, en les améliorant, les formulations hyperboliques et est adapté à tous les types de sols. La surface de charge est décrite par deux mécanismes avec écrouissage isotrope contrôlant respectivement les déformations volumiques et déviatoriques (Figure 3.20) (Yousef HEJAZI et al., 2007).

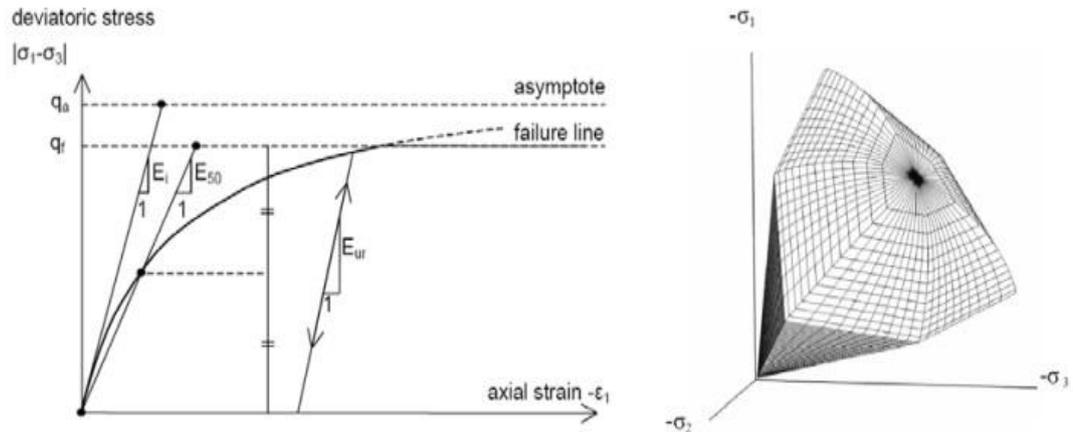


Figure 3.20 : Relation contrainte/déformation et surface de charge (Schanz et al., 1999).

Une idée de base pour la formulation du modèle de durcissement du sol est la relation hyperbolique entre la déformation verticale ε_1 et la contrainte déviatorique q dans la charge triaxiale primaire qui peut être décrite par:

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{si } q < q_f \quad (3.32)$$

Où:

$$q_f = (c \cdot \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad \text{et } q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (3.32)$$

q_a : La valeur asymptotique de la résistance au cisaillement.

R_f : Le coefficient à la rupture (par défaut : $R_f = 0.9$)

E_{50} : Le module de rigidité lié à la contrainte de confinement pour la charge primaire et est donné par l'équation:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \varphi - \sigma'_3 \sin \varphi}{c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m \quad (3.33)$$

Où :

σ_3' est la pression de confinement dans un essai triaxial. Il faut noter que σ_3' est négatif pour la compression.

La quantité de dépendance au stress est donnée par la puissance m . Janbu (1963) (**Janbu, 1963**) rapporte des valeurs de m autour de 0,5 pour les sables et les limons norvégiens, tandis que Von Soos (1980) (**Von Soos, 1990**) rapporte différentes valeurs différentes dans l'intervalle de $0,5 < m < 1,0$.

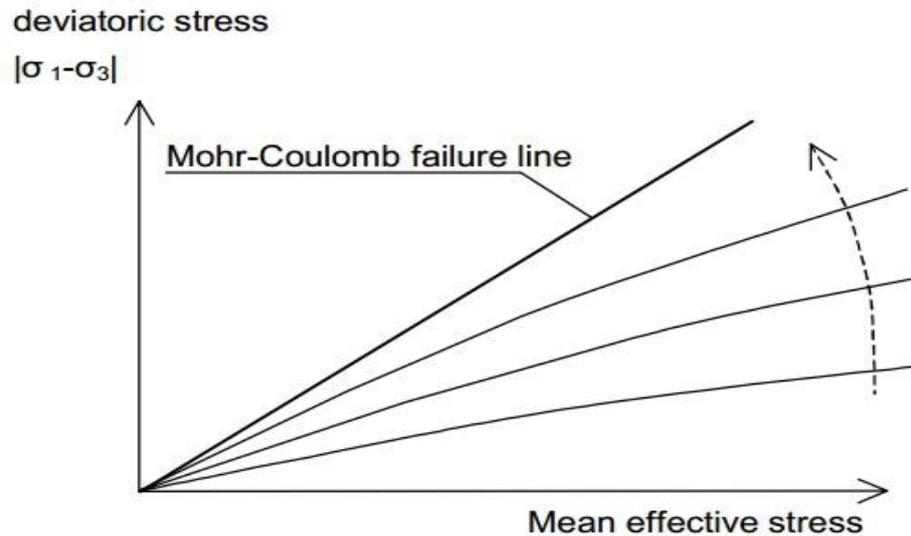


Figure 3.21 : Forme des surfaces de charge dans le modèle de sol avec écrouissage – Hardening Soil Model.

Le **Hardening Soil Model (HSM)** a été introduit par **Schanz et al., 1999**. Il a été intégré dans PLAXIS depuis plus de dix ans et s'est diffusé dans d'autres suites logicielles. En particulier (**PLAXIS 2D, 2015**) met en avant la complémentarité des mécanismes qui doivent permettre au modèle de traiter une large gamme de matériaux (graviers, sables, limons et argiles surconsolidés) et de situations géotechniques (fondations, excavations, tunnels, remblais, barrages...) (**Nicolas Gilleron et al., 2016**).

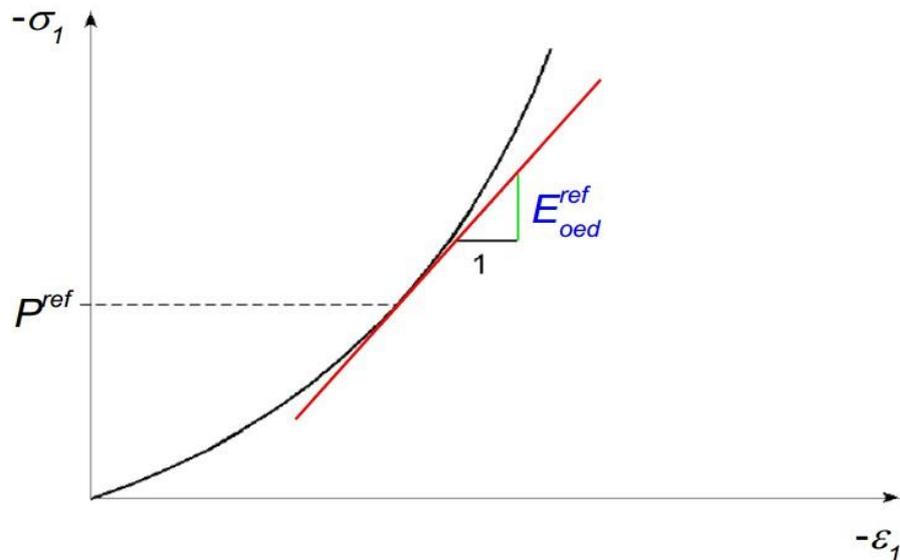


Figure 3.22 : Module œdométrique tangent selon (Brinkgreve, 1994).

Les paramètres d'entrée dans le logiciel Plaxis (Figure 3.23) sont :

- Les paramètres de résistance : l'angle de frottement φ , la cohésion c , et l'angle de dilatance ψ .
- E_{50}^{ref} est un module de rigidité de référence correspondant à la pression de confinement de référence p^{ref} , dans PLAXIS, un paramètre par défaut $p_{ref} = 100$ kPa.
- E_{oed}^{ref} qui contrôle le comportement volumique
- E_{ur}^{ref} le module de déchargement-rechargement (par défaut: $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$).
- Un paramètre m de type Janbu (1963) qui contrôle la dépendance contrainte/rigidité selon une fonction de puissance.

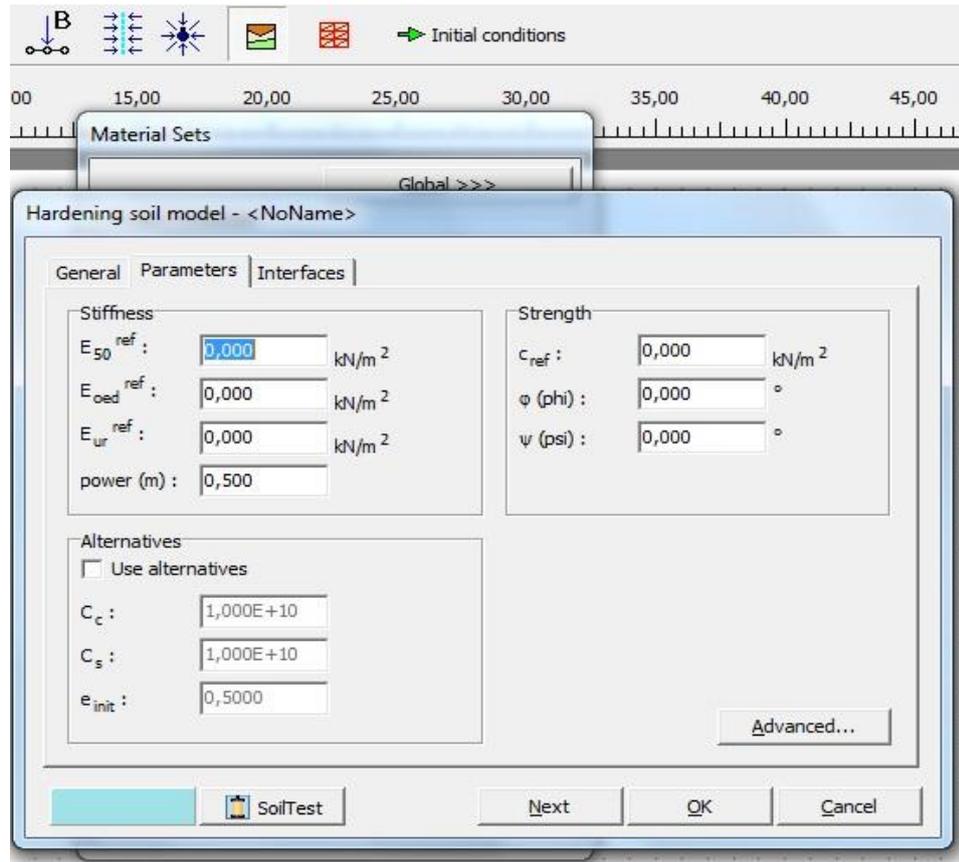


Figure 3.23 : Paramètres de HSM dans Plaxis.

3.6.6. Modèle Soft Soil Creep

Buisman (1936) a probablement été le premier à proposer une loi de fluage pour l'argile après avoir observé que les tassements des sols mous ne pouvaient pas être entièrement expliqués par la théorie classique de la consolidation.

Bjerrum (1967), Garlanger (1972), Mesri (1977) et Leroueil (1977) parmi les chercheurs qui ont continué à travailler sur la compression secondaire unidimensionnelle. Plus de de recherche sur le fluage ont été suivies, par- exemple, **Sekiguchi (1977), Adachi et Oka (1982) et Borja et al. (1985)**. Cette modélisation mathématique du fluage 3D a été influencée par la ligne plus expérimentale de la modélisation du fluage unidimensionnelle.

L'équation suivante proposé par Buisman (1936) décrire le comportement au fluage sous une contrainte efficace constante :

$$\begin{cases} \varepsilon = \varepsilon_c - C_B \log\left(\frac{t}{t_c}\right) \\ \text{avec} & t > t_c \end{cases} \quad (3.34)$$

Où:

ε_c : La déformation jusqu'à la fin de la consolidation,

t : Le temps mesuré depuis le début du chargement,

t_c : Le temps jusqu'à la fin de la consolidation primaire.

C_B : Une constante du matériaux.

Veillez noter que nous ne respectons pas la convention de mécanique des sols selon laquelle la compression est considérée comme positive. Au lieu de cela, les contraintes et les contraintes de compression sont considérées comme négatives.

Pour un examen plus approfondi, il est commode de réécrire cette équation comme suit:

$$\begin{cases} \varepsilon = \varepsilon_c - C_B \log\left(\frac{t_c+t'}{t_c}\right) \\ t' > 0 \\ t' = t - t_c \end{cases} \quad (3.35)$$

t' : Le temps de fluage effectif.

Garlanger (1972) a proposé une équation de fluage Sur la base des travaux de Bjerrum de la forme:

$$\begin{cases} e = e_c - C_\alpha \log\left(\frac{\tau_c+t'}{\tau_c}\right) \\ C_\alpha = C_B(1 + e_0) \\ \text{pour} & t' > 0 \end{cases} \quad (3.36)$$

Les différences entre les formes de Garlanger et de Buisman sont modestes. La contrainte d'ingénierie ε est remplacée par le rapport de vide e et le temps de consolidation t_c est remplacé par un paramètre τ_c . Eqs. (3.35) et (3.36) sont entièrement identiques lors du choix de $\tau_c = t_c$.

Dans le cas où les différences $\tau_c \neq t_c$ entre les deux formulations disparaîtront lorsque le temps de fluage effectif augmentera.

Une autre possibilité légèrement différente de décrire la compression secondaire est la forme adoptée par **Butterfield (1979)**:

$$\varepsilon^H = \varepsilon_c^H - C \ln\left(\frac{\tau_c + t'}{\tau_c}\right) \quad (3.37)$$

Où :

ε^H : La déformation logarithmique définie comme:

$$\varepsilon^H = \ln\left(\frac{V}{V_0}\right) = \ln\left(\frac{1+e}{1+e_0}\right) \quad (3.38)$$

Et :

$$C = \frac{C_\alpha}{1+e_0 \ln 10} = \frac{C_B}{\ln 10} \quad (3.39)$$

Vermeer et al. (1979) utilisent l'équation adoptée par **Butterfield (1979)** Pour définir τ_c . En différenciant cette équation par rapport au temps, on trouve:

$$-\dot{\varepsilon} = \frac{C}{\tau_c + t'} \quad (3.40)$$

Inversement

$$-\frac{1}{\dot{\varepsilon}} = \frac{\tau_c + t'}{C} \quad (3.41)$$

Ce qui permet d'utiliser la construction développée par **Janbu (1969)** pour évaluer les paramètres C et τ_c à partir de données expérimentales.

La méthode traditionnelle, indiquée sur la Figure 3.24a, ainsi que la méthode de Janbu de la Figure 3.24.b peuvent être utilisées pour déterminer le paramètre C à partir d'un test oedométrique à charge constante.

L'utilisation de la méthode de Janbu est intéressante, car τ_c et C suivent directement lors de l'ajustement d'une ligne droite à travers les données. Dans la représentation de Janbu de la

Figure 3.24b, τ_c est l'ordonnée à l'origine (non logarithmique) de la ligne de fluage droite. L'écart par rapport à une relation linéaire pour $t < \tau_c$ est dû à la consolidation.

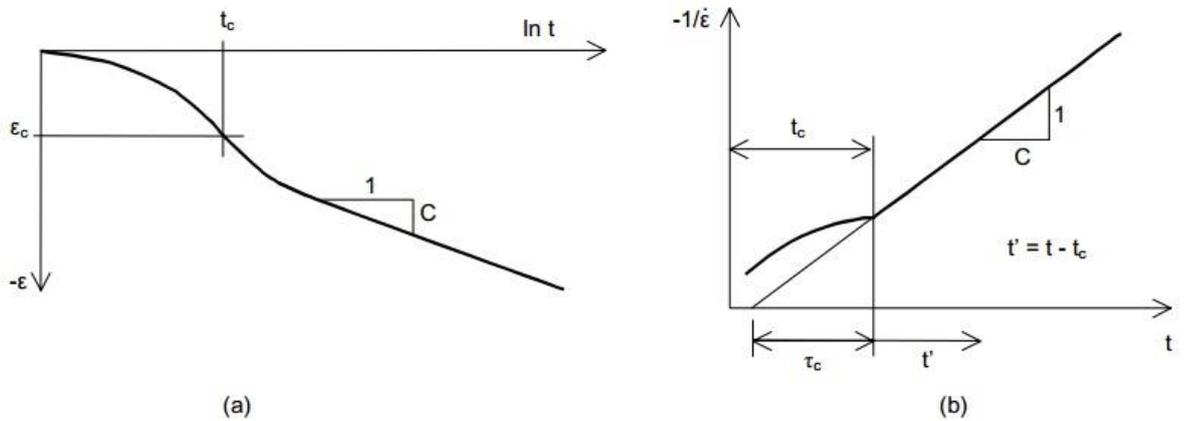


Figure 3.24 : Comportement de consolidation et de fluage dans le test oedométrique standard (Manuel Plaxis, V8.6)

La Figure 3.25 introduisant des surfaces de charges qui se basent sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope et montre que la mesure de contrainte p_{eq} est constante sur les ellipses dans le plan p - q .

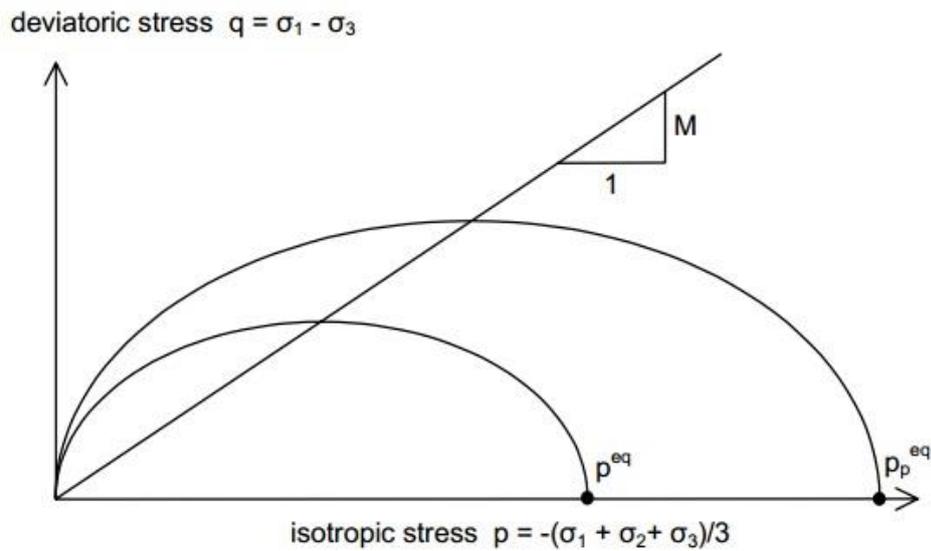


Figure 3.25 : Diagramme de la p_{eq} -ellipse dans un plan p - q (Manuel Plaxis, V8.6).

Le paramètre de sol M représente la pente de la soi-disant «ligne d'état critique», comme indiqué également à la Figure 3.25.

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{3 - \sin \varphi_{cv}} \quad (3.42)$$

Où :

φ_{cv} : L'angle de frottement à vide critique, également appelé angle de frottement à l'état critique.

La pression équivalente p_{eq} est constante le long des ellipsoïdes dans l'espace de contrainte principal :

$$p_{eq} = \sigma' \left[\frac{1+2K_0^{NC}}{3} + \frac{3(1-K_0^{NC})^2}{M^2(1+2K_0^{NC})} \right] \quad (3.43)$$

Le modèle de fluage (**Soft Soil Creep Model**) nécessite les constantes de matériau représentées dans la Figure 3.26.

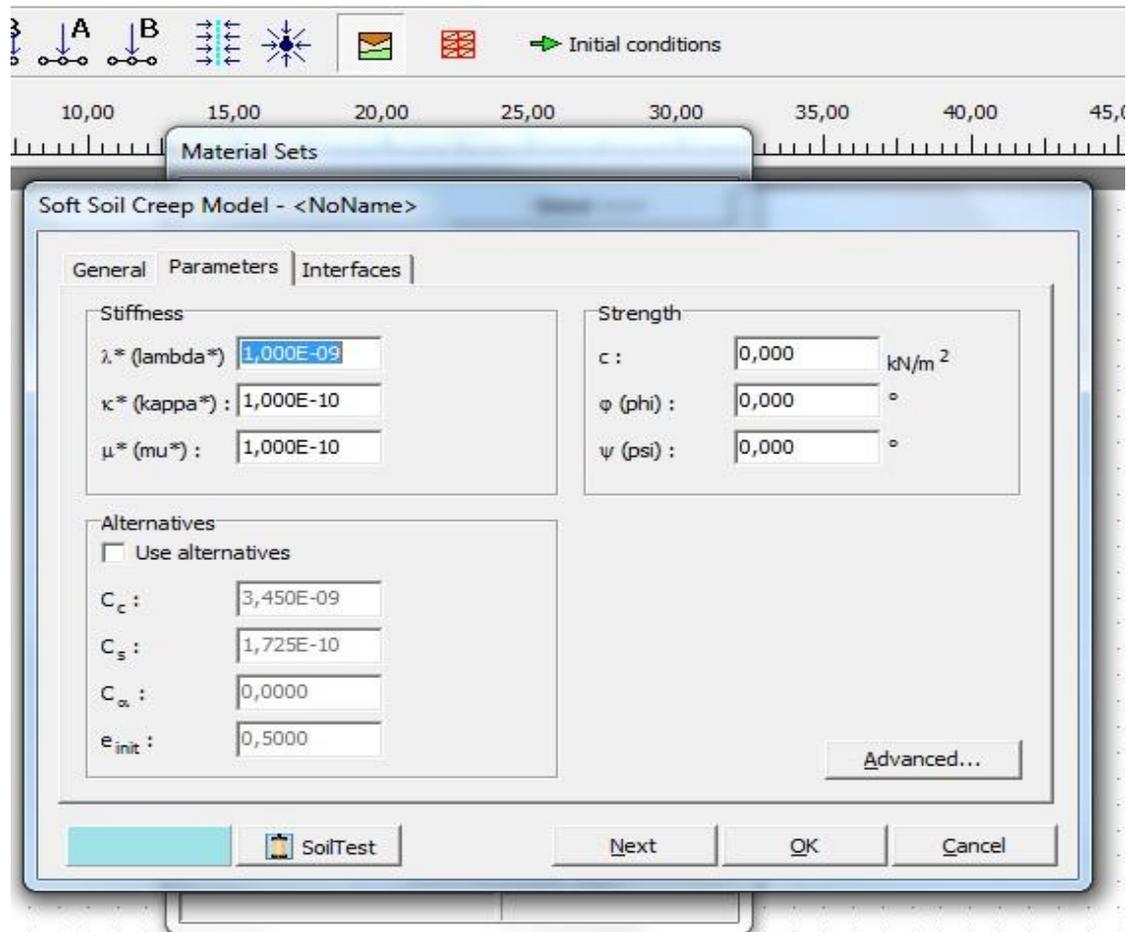


Figure 3.26 : Paramètres du modèle Soft-Soil-Creep

Paramètres de défaillance comme dans le modèle de Mohr-Coulomb:

C : La cohésion ;

φ : L'angle de frottement.

ψ : L'angle de dilatance.

Paramètres de rigidité de base:

κ : Indice de gonflement modifié [-]

λ^* : Indice de compression modifié [-]

μ^* : Indice de fluage modifié [-]

3.7. CONCLUSION

Un large éventail de problèmes géotechniques peut être analysé à l'aide de version 2D Professional haute capacité. Il est possible d'utiliser de vastes maillages d'éléments finis 2D. La version professionnelle est fournie sous forme de package étendu, comprenant une déformation élasto-plastique statique, des modèles de sol avancés, une consolidation, un maillage mis à jour et un écoulement souterrain permanent.

Les principales lois de comportement dans le présent chapitre sont décrites pour la simulation du comportement des massifs de sols soumis à différents types de chargement (fondations, remblais routiers, etc.)

CHAPITRE 4

ANALYSE NUMERIQUE DE LA CONSOLIDATION SOUS L'OEDOMETRE

4.1. INTRODUCTION

La consolidation correspond à une dissipation de la pression interstitielle conduisant à un transfert de charge progressif de l'eau sur le squelette granulaire qui se déforme progressivement dans la direction verticale donnant naissance à ce qu'on appelle "**Tassement**". Elle prend fin lorsque la pression interstitielle retrouve sa valeur initiale.

Ces tassements peuvent provoquer de graves désordres comme le basculement de construction lorsqu'il s'agit de tassements différentiels par exemple. La compressibilité du sol est le facteur principal provoquant le tassement car elle permet au sol de diminuer son volume. Dans le cas de la *consolidation primaire*, la compressibilité du sol résulte de l'évacuation de l'eau contenue dans les vides.

Il existe trois types essentiels de tassement : un tassement immédiat ; le tassement résultant la *consolidation primaire* et celui dû à la consolidation secondaire qui donnent le tassement total final d'un sol. Dans le cas des *sols fins saturés* ; la diminution du volume du sol correspondant au volume d'eau expulsée provoquant ainsi le *tassement de la consolidation primaire* qui est le plus important devant les autres types.

Ce chapitre s'intéresse à l'analyse numérique de la consolidation unidimensionnelle des sols fins saturés afin de distinguer la meilleure loi apte à mieux décrire le comportement observé. Afin d'atteindre cet objectif, six types de sol ont été modélisés, Limon et Argile graveleuse testés par **A Arabet (2011)** et quatre types d'argiles (S0, S1, S2 et S3) testés et publiés par **M O.Karkush et al. (2020)**.

La première partie du travail consiste à la modélisation numérique à l'aide du code PLAXIS^{2D} version 8.6 des différents sols étudiés.

Les courbes numériques de compressibilité et de consolidation seront comparées avec celles expérimentales en utilisant différentes lois de comportement : Modèle de **Mohr Coulomb "MC"**, **Soft Soil Model "SSM"** et **Modified Cam Clay "MCC"**.

Dans la deuxième partie en utilisant les deux lois de comportement **"SSM"** et **Modified Cam Clay "MCC"**.

On s'intéresse en premier lieu à l'estimation numérique de la variation de la pression interstitielle en fonction du temps et de la profondeur. Les courbes numériques seront comparées avec la solution analytique proposée par **A Verruijt (2017)**.

En deuxième lieu, la courbe du degré de consolidation numérique en fonction du temps calculée numériquement sera comparée aussi avec celle analytique proposés par **A Verruijt (2017)**.

Enfin une étude paramétrique de l'influence de la perméabilité et du coefficient K_0 sera abordés d'où les résultats seront analysés et discutés.

4.2. MODELISATION NUMERIQUE DE LA CONSOLIDATION UNIDIMENSIONNELLE EN ELASTO-PLASTICITE

4.2.1. Présentation des Cas Etudiés

Notre analyse porte sur la modélisation numérique de l'essai œdométrique à chargement par palier et à chargement constant.

Six types de sols testés expérimentalement par l'œdomètre ont été pris comme référence.

Les résultats obtenus par le laboratoire des travaux publics de l'est (direction de Constantine) sur un échantillon du **Limon** de site de Ciloc à Constantine et une **Argile Graveleuse** de site de Bellevue à Constantine testés par **L, Arabet (2011)**.

Quatre échantillons d'un sol **argileux (S0, S1, S2 et S3)** prélevés sur le site du champ pétrolifère d'Al-Ahdab à l'est de l'Irak testés et publiés par **M O.Karkush et al. (2020)**.

Les propriétés mécaniques des sols testés par **L, Arabet (2011)** (Limon et Argile graveleuse) et des échantillons des sols argileux testés par **M O. Karkush et al. (2020)** sont résumées dans le Tableau 4.1 et le Tableau 4.2 respectivement.

Où :

Limon : de site de Ciloc à Constantine

Argile Graveleuse : de site de Bellevue à Constantine

S0 : Échantillon de sol intact non perturbé.

S1 : Échantillon de sol contaminé par 100 g de Pb (NO₃)₂

S2 : Échantillon de sol contaminé par 200 g de Pb (NO₃)₂

S3 : Échantillon de sol contaminé par 300 g de Pb (NO₃)₂

Tableau 4.1 : Paramètres mécaniques des sols testés par L. Arabet, 2011.

Paramètres	Limon	Argile graveleuse	Unité
γ_{sat}	21.7	19.5	KN/m ³
γ_{nsat}	19.5	17	KN/m ³
$K_x=K_y$	1.22E ⁻⁸	1.38E ⁻⁷	m/s
E	4080	3058	KPa
ν	0.42	0.426	/
C	32	30	KN/m ²
ϕ	16	15	(°)
λ^*	0.034	0.768	/
κ^*	0.019	0.0439	/
K_0^{nc}	0.724	0.741	/

Tableau 4.2 : Paramètres mécaniques des sols testés par M O. Karkush et al., 2020.

Paramètres	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃	Unité
γ_{sat}	18.35	17.39	17.14	17.99	KN/m ³
γ_{nsat}	15.09	14.68	14.59	15.38	KN/m ³
$K_x=K_y$	3.22E ⁻¹⁰	2.6E ⁻¹⁰	1.98 E ⁻¹⁰	1.86E ⁻¹⁰	m/s
E	1756	519	615	638	KPa
ν	0.43	0.47	0.47	0.47	/
C	108	59	26	18	KN/m ²
ϕ	13.4	6.0	5.7	6.0	(°)
λ^*	0.024	0.057	0.066	0.044	/
κ^*	7.7E ⁻³	9.5E ⁻³	8.8E ⁻³	0.011	/
K_0^{nc}	0.768	0.895	0.90	0.895	/

Une modélisation de la consolidation unidimensionnelle en élasto plasticité de ces sols fins saturés sera établie à l'aide du logiciel PLAXIS^{2D} dont les résultats de la simulation numérique seront comparés avec ceux expérimentaux.

4.2.2. Modèle Numérique adopté

4.2.2.1. Géométries et dimensions du modèle

La simulation numérique du test œdométrique est réalisée par le code en élément finis PLAXIS^{2D} software version 8.6.

Le modèle numérique adopté possède les mêmes dimensions de la cellule œdométrique de type Bishop avec chargement par l'avant et une cellule œdométrique de 50mm de diamètre et 19mm de hauteur (Fig. 4.1).



Figure 4.1 : Cellule oedométrique.

Ce concept permet l'utilisation de l'axisymétrie de révolution donc seule la moitié de l'éprouvette peut être modélisée vue les conditions de symétries géométriques et de chargement (Fig. 4.2). En déformation plane, l'élément triangulaire à 15 nœuds d'où chaque nœud peut avoir deux degrés de liberté (deux déplacements suivant x et y respectivement) est adopté pour notre modélisation. Afin de bien simuler la consolidation unidimensionnelle du sol modélisé, une contrainte effective uniformément répartie est appliquée à la surface de l'échantillon (Fig. 4.2).

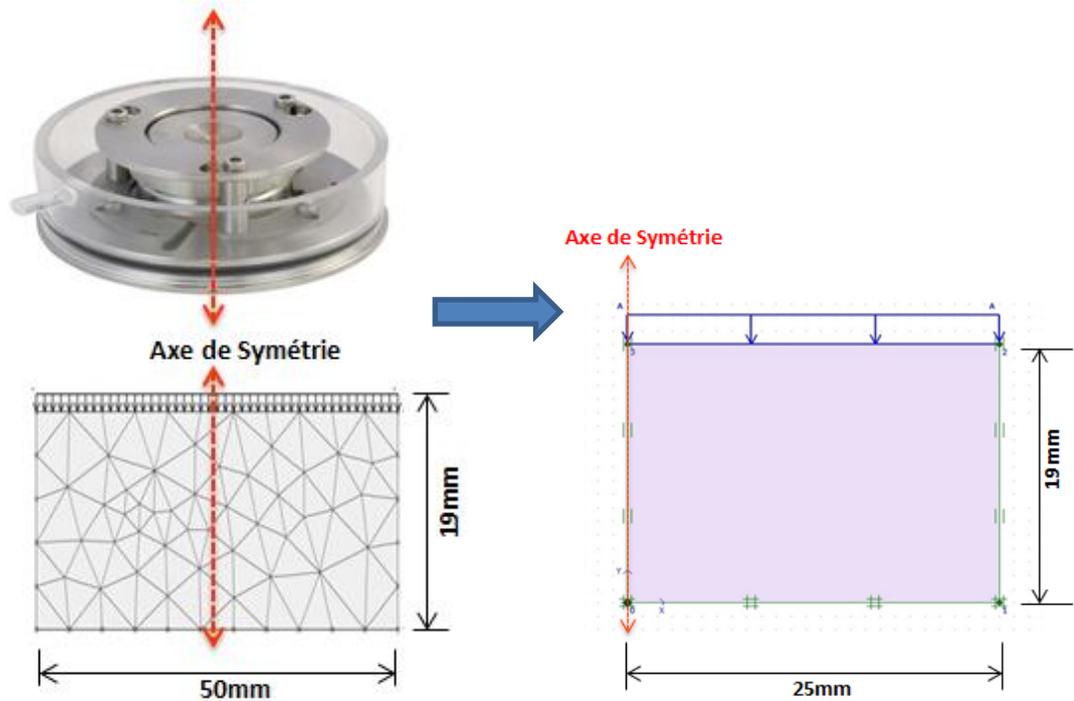


Figure 4.2 : Modèle numérique adopté.

4.2.2.2. Conditions aux limites

L'analyse est réalisée dans le cadre des déformations planes et le maillage se compose d'éléments triangulaires à 15 nœuds qu'il fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et l'intégration numérique se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte), chaque nœud peut avoir deux degrés de liberté (deux déplacements suivant x et y respectivement).

Les conditions mécaniques aux limites sont indiquées comme suit (Figure 4.3) :

- **La limite inférieure** de l'éprouvette est totalement bloquée dans toutes les directions (pas de déplacements ; rotation et translation par rapport aux axes principaux x et y)
- **La limite de gauche et de droite** de l'éprouvette, les déplacements sont bloqués en rotation et translation par rapport à l'axe x .
- **La partie supérieure** de l'échantillon est soumise à une contrainte imposée (contrainte verticale). Cette contrainte est une charge surfacique, appliquée sur la face supérieure

de l'éprouvette. Lors du calcul, le logiciel PLAXIS^{2D} va distribuer cette charge surfacique sur les nœuds pour avoir des charges nodales (Fig. 4.3).

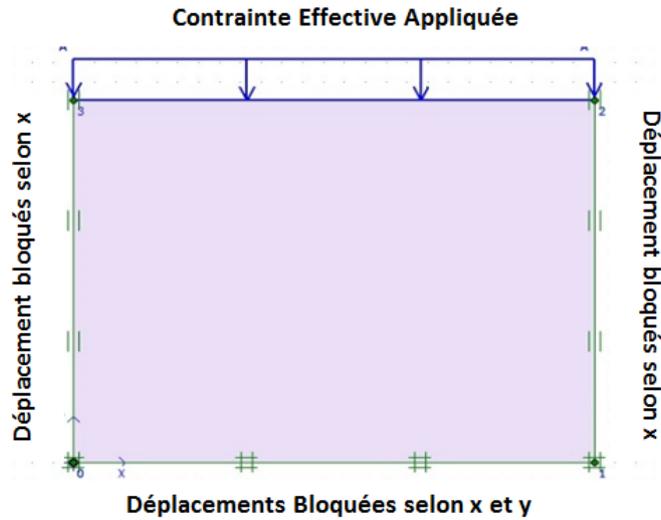


Figure 4.3 : Conditions aux limites (Déplacements et Contraintes imposées).

L'éprouvette est supposée comme une couche de sol qui couvre une large surface d'où les charges sont verticales, ce qui donne une déformation verticale nulle c'est la modélisation la plus réaliste. (L.Arabet, 2010)

4.2.2.3. Procédure de simulation et phases de calcul

Après avoir identifié le modèle numérique (dimensions et conditions aux limites) tel qu'il a été décrit précédemment, le modèle d'éléments finis (ou maillage) peut être généré.

Une fois le maillage généré, le modèle par éléments finis est terminé. Mais avant de commencer les calculs, il est nécessaire de générer l'état ou les conditions initiales.

4.2.2.4. Générations des contraintes initiales

Les conditions initiales en terme de conditions aux limites hydrauliques ; les deux côtés de l'échantillon sont **non drainés** par contre la surface (la limite supérieure) et la limite inférieure sont **drainés**.

Après avoir spécifié ces conditions la génération de la pression interstitielle et le choix du niveau de la nappe phréatique peuvent se faire (Fig. 4.4).

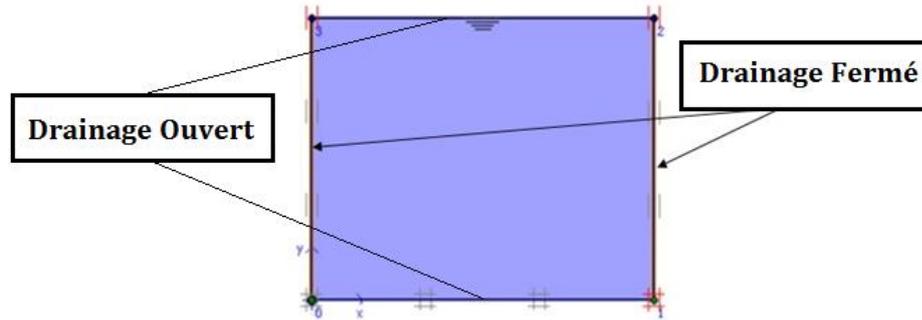


Figure 4.4 : Les conditions aux limites hydrauliques.

L'introduction du coefficient des terres au repos (K_0) a été faite en utilisant la formule de Jaky dans le cas de la loi **Mohr Coulomb** :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi \quad (4.1)$$

Concernant les lois de **Soft Soil** et le **Modèle de Cam Clay Modifié**, une autre solution est présentée c'est le rapport de sur consolidation (OCR) qui égal à :

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma_{v0}} \quad (4.2)$$

Où

σ'_p : La pression de pré-consolidation.

σ_{v0} : Contrainte effective initiale.

Cette pression (σ'_p) n'est pas nécessairement égale à la contrainte effective initiale existante actuellement dans le sol où prélevé de l'échantillon testé. Au cours de son histoire, le sol a pu être soumis au poids de couches de terrains qui ont disparu par la suite. Le vieillissement du sol sous son propre poids peut aussi avoir produire un effet comparable.

On peut calculer aussi sous la forme d'une charge uniformément appliquée qui ensuite a été enlevée, cette surcharge est définie par le paramètre :

$$POP = |\sigma'_p - \sigma_{v0}| \quad (4.3)$$

Plusieurs cas peuvent cas envisagés :

- Lorsque $\sigma'_p > \sigma_{V0}$, on dit que le sol est **sur-consolidé**.
- Si $\sigma'_p = \sigma_{V0}$, le sol est dit **normalement consolidé**.
- Si $\sigma'_p < \sigma_{V0}$, dans ce cas l'un des deux termes est erroné.

Parfois on peut avoir des perturbations de l'essai Oedométrique causé par les opérations de prélèvement et la taille de l'éprouvette par exemple. Il se peut aussi que sur le site du prélèvement, la contrainte effective verticale ait été mal évaluée, en général parce que l'on s'est trompé sur la valeur réelle de la pression interstitielle dans le sol. La Figure 4.5 explique les méthodes de calcul de OCR et POP. La première méthode correspond à un coefficient K_0 constant avec la profondeur, alors que la deuxième donne un coefficient.

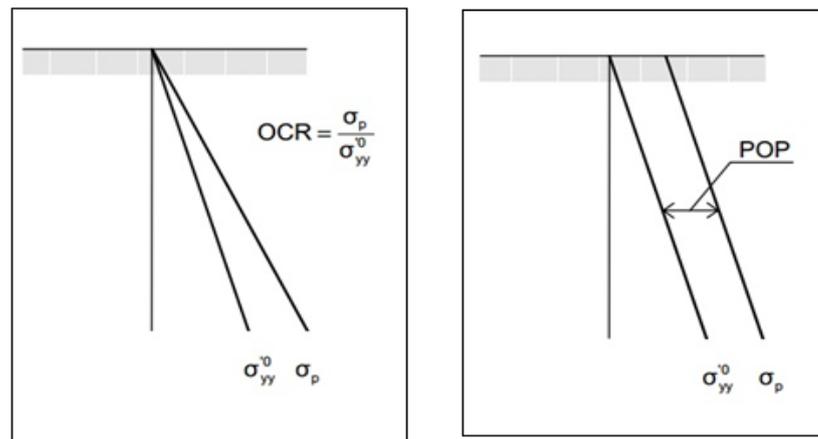


Figure 4.5 : Illustration de la contrainte verticale de pré-consolidation en relation avec la contrainte in situ.

4.2.3. Lois de Comportement

4.2.3.1. Modèle de Mohr Coulomb 'Mohr Coulomb "MC"

La première loi utilisée qui décrit le comportement élasto-plastique des sols c'est la loi de comportement de Mohr Coulomb "MC".

L'utilisation de cette loi dans la modélisation en PLAXIS^{2D} implique l'introduction de cinq paramètres qui sont : le module d'Young E, le coefficient de Poisson, la cohésion C, l'angle de frottement φ , et l'angle de dilatance Ψ .

E et sont des paramètres du comportement élastique, nous avons choisie, pour le calcul, D'après l'essai triaxial, un module de Young E correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture.

Les cercles de Mohr non drainé sont tirées par la cohésion c et l'angle de frottement interne. Pour les types du sol étudiés les valeurs de E, c et sont indiqués dans les Tableaux 4.1 et 4.2. Lorsque l'angle de frottement interne est inférieur à 40°, l'angle de dilatance est prise égal à zéro pour les échantillons.

4.2.3.2. Modèle de Soft Soil 'Soft Soil Model "SSM"

Les paramètres de la loi Soft Soil Model "SSM" implantée dans le code PLAXIS^{2D} sont : l'indice de compression et l'indice de gonflement modifier.

Les indices λ^* et k^* sont calculées à partir de la relation 3.28 et les formules de Tableau 3.5 avec les indices de compressibilité Cc et de gonflement Cs de l'essai œdométrique.

L'indice de compressibilité Cc et de gonflement Cs sont déterminés à partir la courbe de compressibilité de l'essai œdométrique à chargement par palier.

Le Tableau 4.3 donne les valeurs des indices de de compression et de gonflement, avec l'indice des vides des sols traités (limon, argile graveleuse et des échantillons des sol argileux S0, S1, S2, S3).

Tableau 4.3 : Les indices de compression et de gonflement des sols modélisés.

Indices	C_c	C_s	λ^*	κ^*	e
Limon	0.130	0.033	0.0377	0.0191	0.500
Argile Graveleuse	0.265	0.076	0.0768	0.0439	0.790
S0	0.100	0.033	0.024	$7.7E^{-3}$	0.816
S1	0.252	0.042	0.057	$9.5E^{-3}$	0.894
S2	0.295	0.039	0.066	$8.8E^{-3}$	0.926
S3	0.189	0.046	0.044	0.011	0.840

4.2.3.3. Modèle de Cam Clay Modifié 'Modified Cam Clay "MCC"

Le modèle de Cam Clay Modifié MCC est basé sur deux paramètres qui sont : λ et κ .

Lambda c'est la pente des lignes normales de consolidation et de déchargement-rechargement dans le plan $e - \ln p'$, il est lié à l'indice de compression obtenue à partir d'un test de consolidation isotrope.

Kappa, la pente κ des lignes normales de consolidation et de déchargement-rechargement dans le plan $e - \ln p'$ est liée à l'indice de gonflement C_s obtenu à partir d'un test de consolidation isotrope.

Ces indices sont calculés à partir les relations 3.28 avec les indices de compressibilité C_c et de gonflement C_s de l'essai œdométrique.

Le Tableau 4.4 résume les valeurs de l'indice Lambda et Kappa pour les différents sols traités.

Tableau 4.4 : La valeur de λ et κ pour des sols modélisés.

Indice	λ	κ
Limon	0.051	0.0285
Argile Graveleuse	0.137	0.0785
S0	0.043	0.014
S1	0.109	0.018
S2	0.128	0.017
S3	0.082	0.020

4.3. COURBES DE COMPRESSIBILITE "CHARGEMENT PAR PALIER"

Dans cette partie de travail, une modélisation numérique de la consolidation unidimensionnelle d'un échantillon de sol fin saturé sous l'œdomètre a été faite en supposant un chargement par palier.

Le chargement par palier permet de vérifier la reproductibilité des essais. L'éprouvette est soumise à un chargement variant de **10KPa** jusqu'à **800KPa** dans le cas du Limon et d'Argile Graveleuse et jusqu'à **325.9KPa** pour les échantillons d'argiles So, S1, S2 et S3. Le chargement est maintenu constant pendant 24heures à chaque palier (Fig. 4.6).

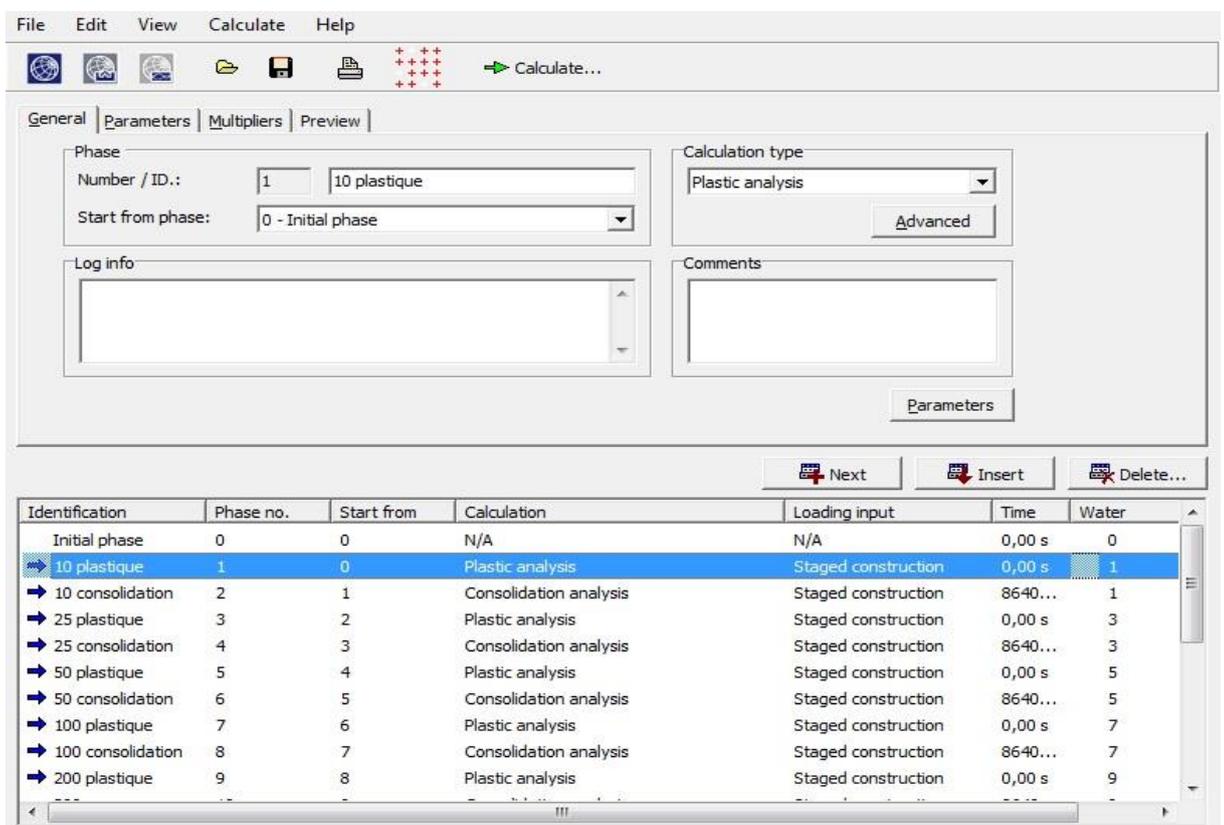


Figure 4.6 : Les phases de calcul numérique de l'essai "Chargement par palier".

Tableau 4.5 : Phases de calcul de l'essai à chargement par palier Limon Argile graveleuse

Etape	Type de calcul	Contrainte effective (KPa)	Incrément du temps (s)
1	Plastique	10	0
2	Consolidation	10	86400
3	Plastique	25	0
4	Consolidation	25	86400
5	Plastique	50	0
6	Consolidation	50	86400
7	Plastique	100	0
8	Consolidation	100	86400
9	Plastique	200	0
10	Consolidation	200	86400
11	Plastique	400	0
12	Consolidation	400	86400
13	Plastique	800	0
14	Consolidation	800	86400
15	Plastique	400	0
16	Consolidation	400	86400
17	Plastique	100	0
18	Consolidation	100	86400
19	Plastique	10	0
20	Consolidation	10	86400

Les phases du calcul numérique de la modélisation de l'essai œdométrique par palier consiste à appliquer une série de contraintes effectives verticales chacune étant le double de celle d'avant et pour des paliers de 24 heures pour laisser l'excès des pressions interstitielles, ensuite on décharge successivement ces contraintes. Les Tableaux 4.4 et 4.5 montrent les étapes de calcul numérique réalisé avec le code PLAXIS^{2D} pour le Limon, Argile Graveleuse et les échantillons des sols argileux respectivement.

Tableau 4.6 : Phases de calcul de l'essai à chargement par palier les échantillons des sols argileux

Etape	Type de calcul	Contrainte effective (kPa)	Incrément du temps (s)
1	Plastique	10.186	0
2	Consolidation	10.186	86400
3	Plastique	20.372	0
4	Consolidation	20.372	86400
5	Plastique	40.744	0
6	Consolidation	40.744	86400
7	Plastique	81.487	0
8	Consolidation	81.487	86400
9	Plastique	162.97	0
10	Consolidation	162.97	86400
11	Plastique	325.949	0
12	Consolidation	325.949	86400
13	Plastique	162.97	0
14	Consolidation	162.97	86400
15	Plastique	81.487	0
16	Consolidation	81.487	86400
17	Plastique	40.744	0
18	Consolidation	40.744	86400
19	Plastique	20.372	0
20	Consolidation	20.372	86400
21	Plastique	10.186	0
22	Consolidation	10.186	86400

La courbe de compressibilité c'est-à-dire l'indice des vides en fonction du logarithme des contraintes effectives appliquées ne peut être obtenu directement par le code d'élément finis PLAXIS^{2D}. On calcule le tassement et en appliquant la relation suivante l'indice de vide peut être évalué et la courbe sera tracée :

$$e = \frac{h-h_p}{h_p} \quad (4.4)$$

Avec :

e : Indice des vides.

h : Hauteur de l'éprouvette au moment considéré.

h_p : Hauteur de solide équivalente ou hauteur des pleins.

$$h_p = \frac{\rho_s}{\gamma_s \cdot \gamma_w \cdot S} \quad (4.5)$$

ρ_s : Poids sec du solide, obtenu par pesée de l'éprouvette après passage à l'étuve.

γ_s : Densité relative du solide est prise égale à 2.65 ou mesurée expérimentalement dans les cas particuliers.

γ_w : Poids spécifique de l'eau.

S : Surface du moule.

Les courbes de compressibilité obtenues à partir les simulations numériques des échantillons de Limon, Argile graveleuse, S0, S1, S2 et S3 ont été tracées en utilisant trois lois de comportements : **Mohr Coulomb "MC"**, **Soft Soil Model "SSM"** et **Modèle de Cam Clay Modifié "MCC"**.

4.3.1. Courbe de Compressibilité Modèle "MC"

Les courbes de compressibilité numériques des différents échantillons étudiés ont été comparées avec celles expérimentales obtenues par **L Arabet (2011)** et **M O. Karkush et al. (2020)** en utilisant la loi de **Mohr Coulomb "MC"**.

Les Figures 4.8 et 4.9 présentent une comparaison entre la courbe de compressibilité (indice des vides en fonction de $\log \sigma'$) numérique avec **"MC"** et celles expérimentales des différents sols traités : Limon, Argile Graveleuse et des échantillons d'argile S0, S1, S2 et S3 respectivement.

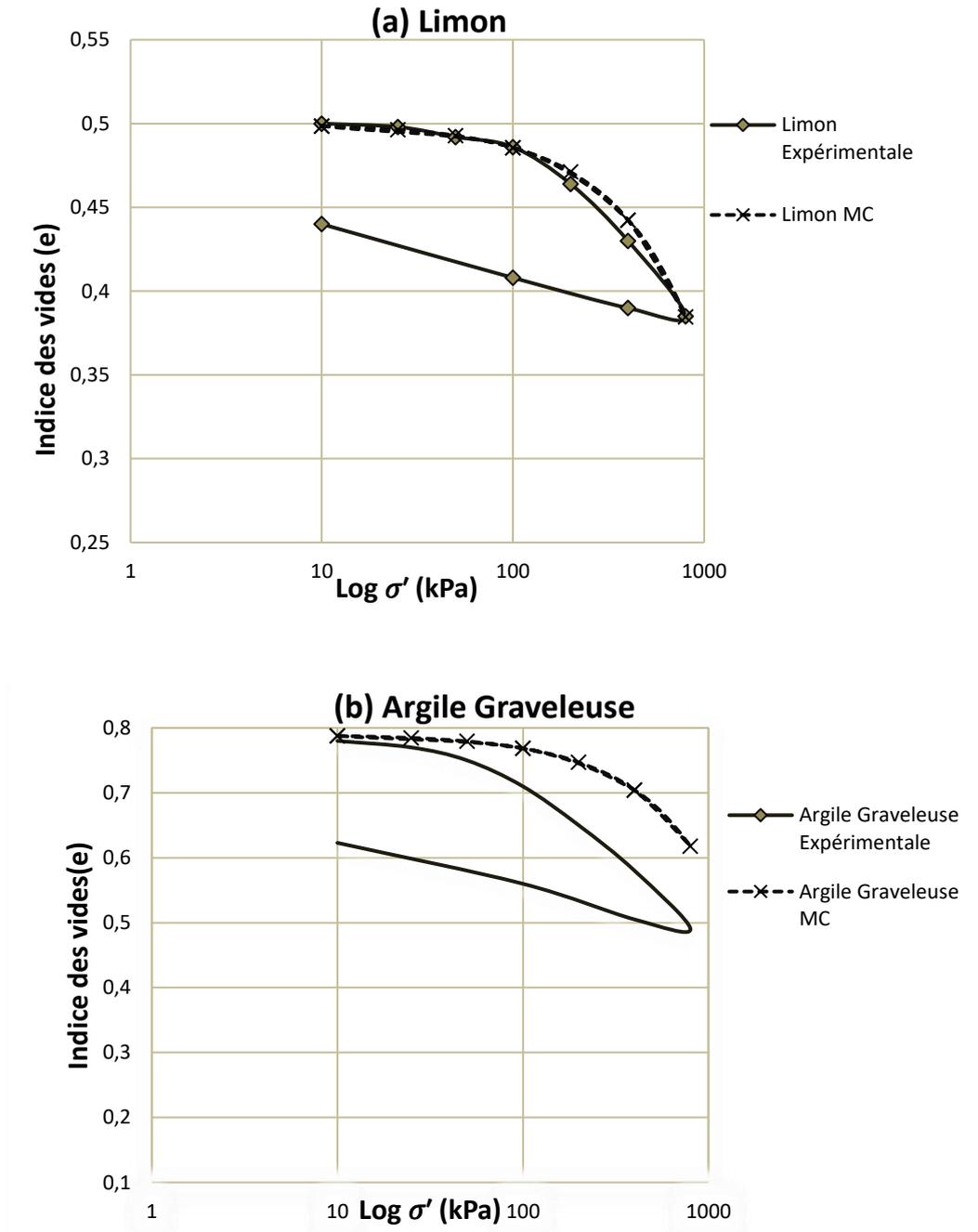
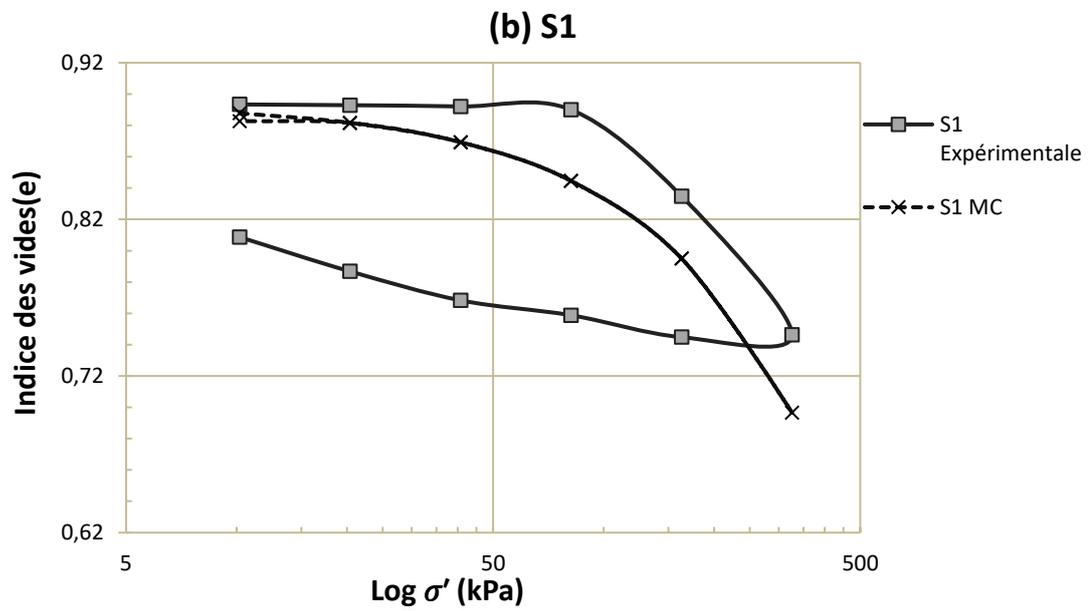
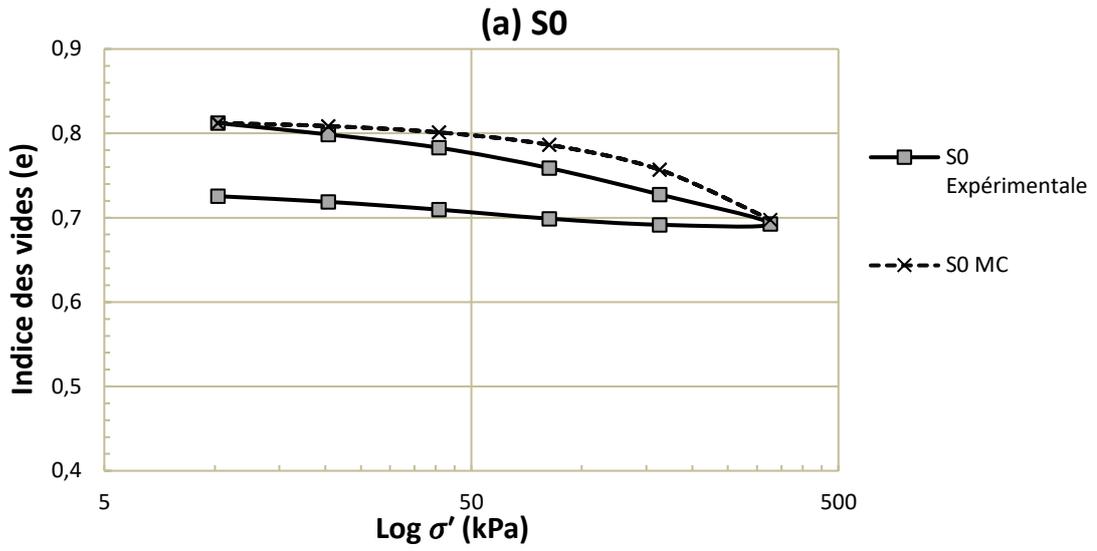


Figure 4.7 : Comparaison entre les courbes de compressibilité expérimentales et numériques obtenues par le modèle de "MC" des sols testés par L Arabet (2011).



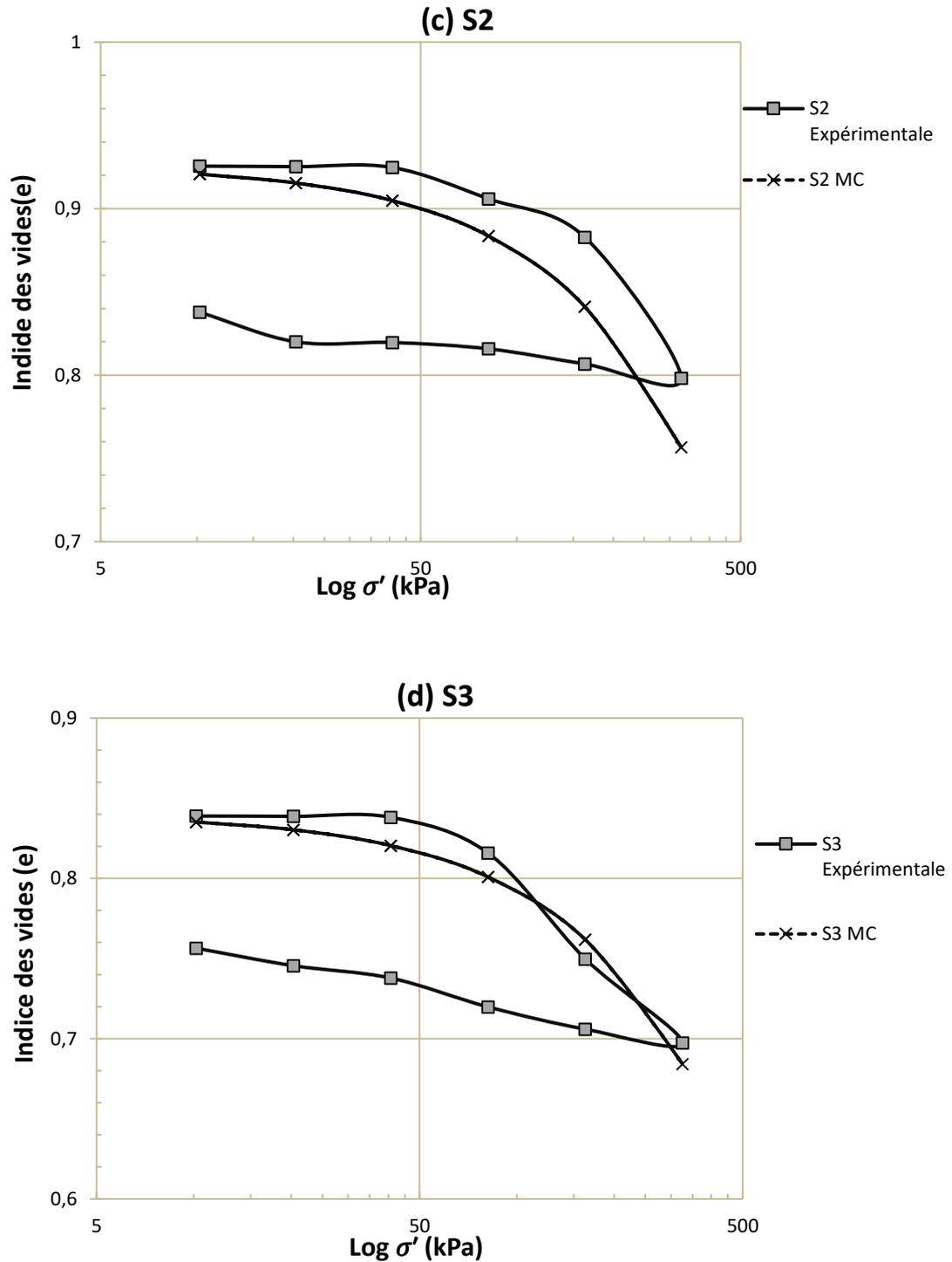


Figure 4.8 : Comparaison entre les courbes de compressibilité expérimentales et numériques obtenues par le modèle de "MC" des sols testés par **M O. Karkush et al. (2020)**.

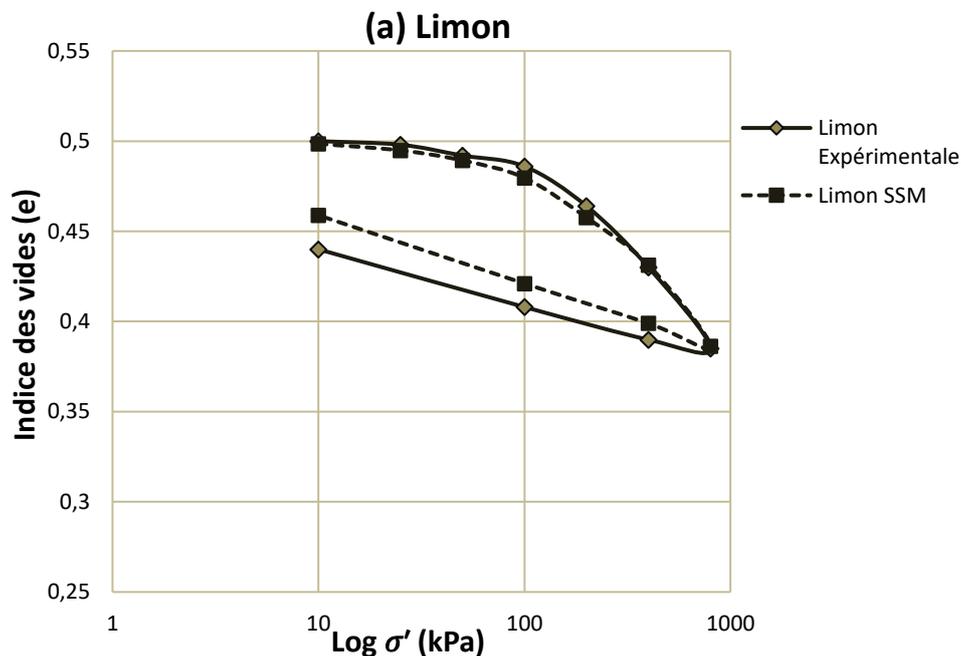
Les résultats affichés sur les Figures 4.7 et 4.8 montrent clairement que la prédiction numérique de la phase de consolidation primaire (droite de pente C_c) est globalement en accord avec le comportement observé.

Dans la phase de chargement-déchargement la prédiction numérique sous-estime le gonflement du sol, la valeur d'indice des vides pour chaque valeur de déchargement retourne au même valeur de chargement.

Et on observe que les mêmes valeurs de l'indice des vides pour les chargement et déchargement ; par exemple pour l'échantillon des sols étudié S0 la valeur de l'indice des vides de chargement pour la contrainte effective appliqué $\sigma' = 162.97kPa$ est égale $e = 0.757$ et égale aussi $e = 0.757$ pour le déchargement. Donc on peut dire que le chargement et le déchargement ont les mêmes effets. $e = 0.757$ est identique pour le chargement et le déchargement.

4.3.2. Courbe de Compressibilité Modèle SSM

En procédant de la même manière précédente, maintenant les courbes de compressibilité numériques sont établies à l'aide de Soft Soil Model "SSM" et comparées à celles expérimentales pour les différents sols traités.



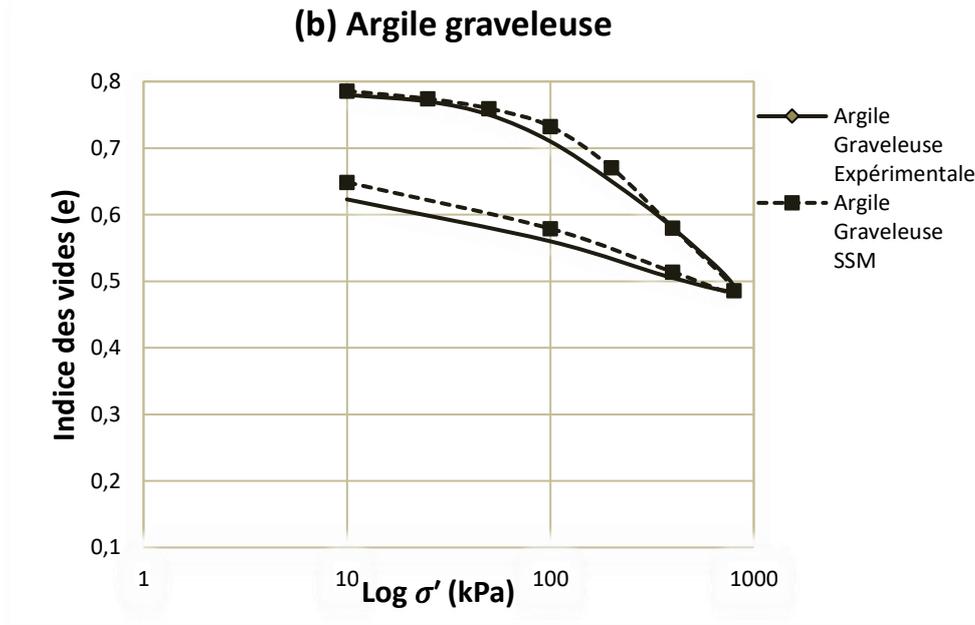
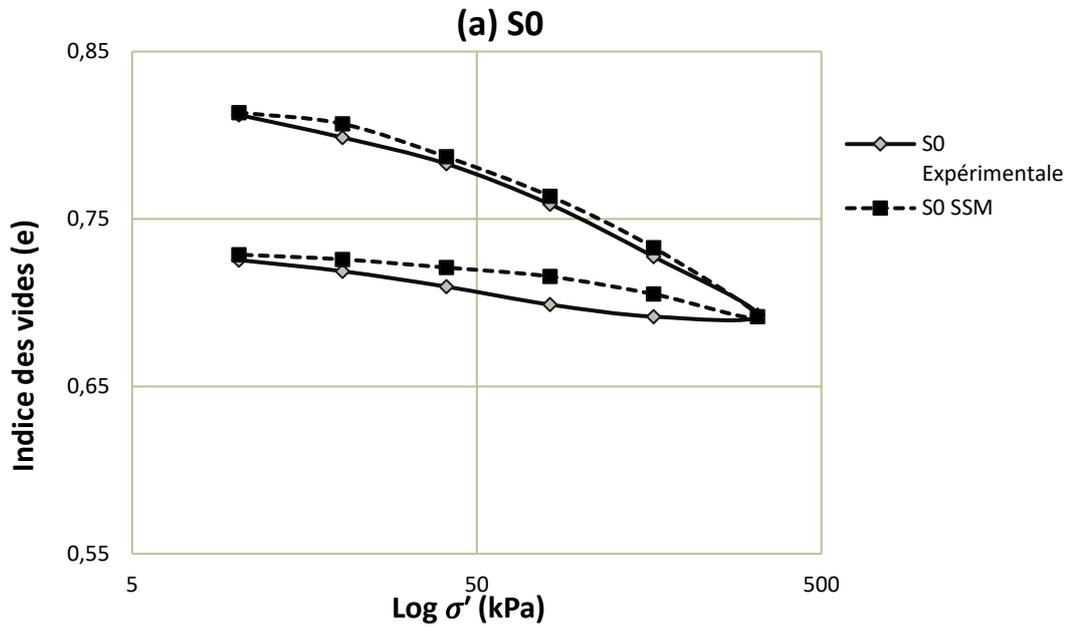
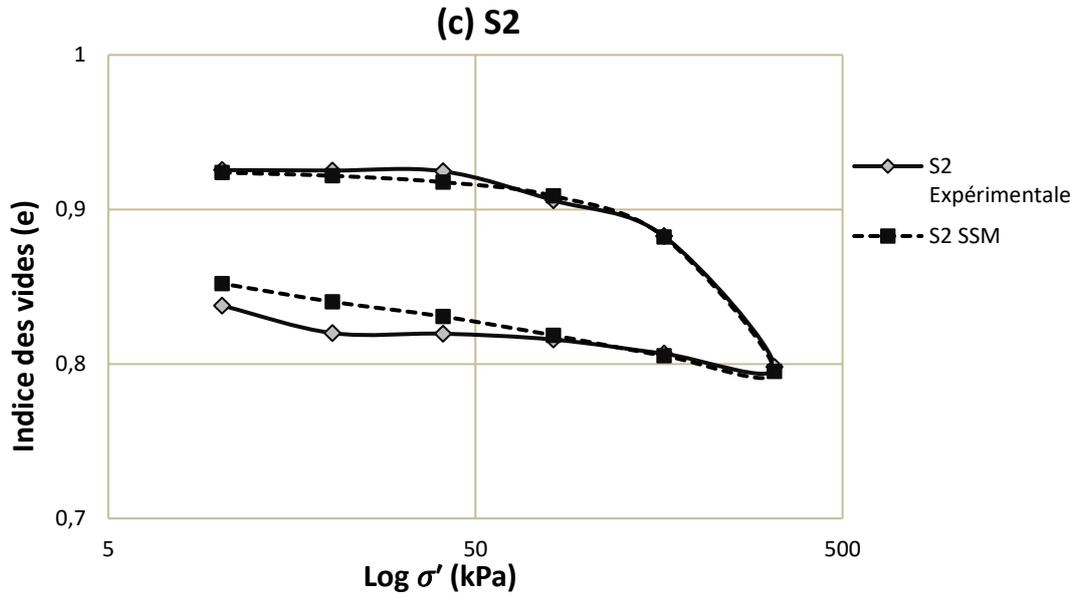
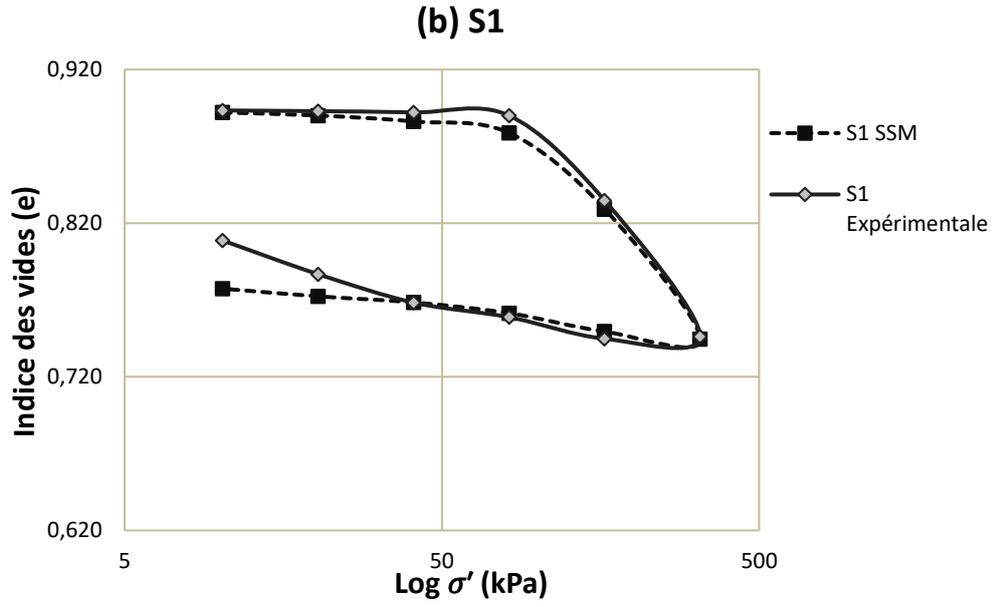


Figure 4.9 : Comparaison entre les courbes de compressibilité expérimentales et numériques obtenues par le modèle de "SSM" des sols testés par **L Arabet (2011)**.





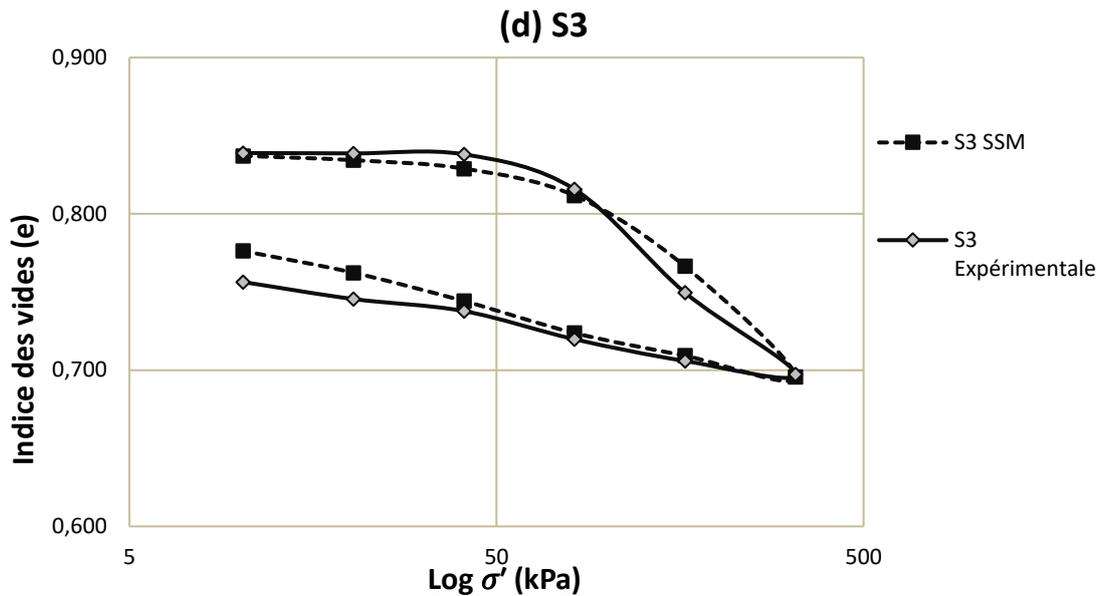


Figure 4.10 : Comparaison entre les courbes de compressibilité expérimentales et numériques obtenues par le modèle de "SSM" des sols testés par M O. Karkush et al. (2020).

Les résultats présentés sur les Figures 4.9 et 4.10 montrent clairement que les courbes de compressibilité numériques obtenue par la loi "SSM" sont en excellente corrélation avec les résultats expérimentaux surtout si on la compare avec celles obtenus en utilisant la loi de "MC". Ce résultat confirme la fiabilité de la loi "SSM" en terme de convergence donc elle peut décrire le comportement observé mieux que le modèle de "MC".

4.3.3. Courbe de Compressibilité Modèle MCC

En dernier lieu une modélisation numérique des échantillons testes a été faite à l'aide du Modèle de Cam Clay Modifié "MCC". Les courbes de compressibilité numériques sont comparées à celles expérimentales pour les différents sols traités (Fig. 4.11 et 4.12).

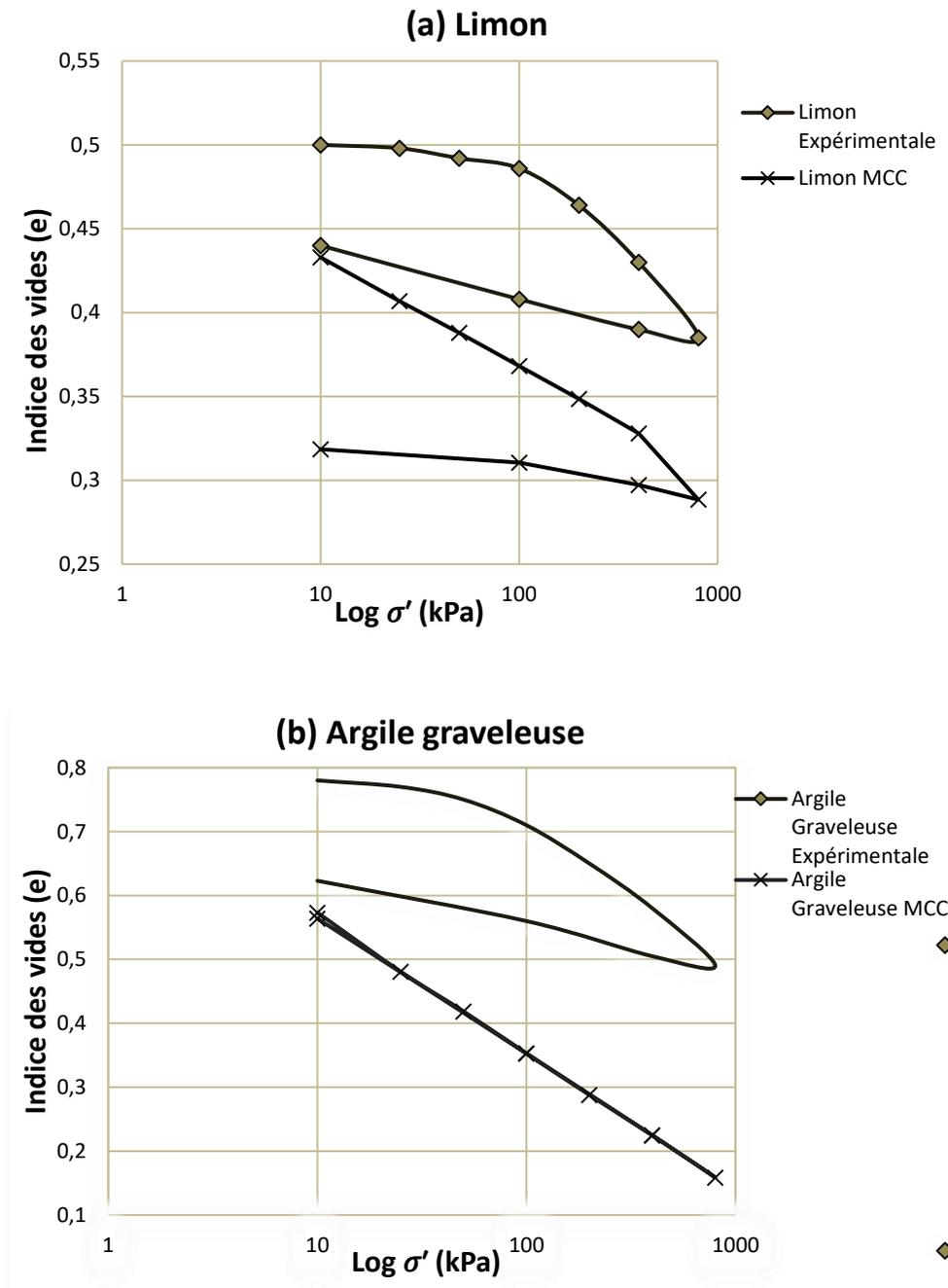
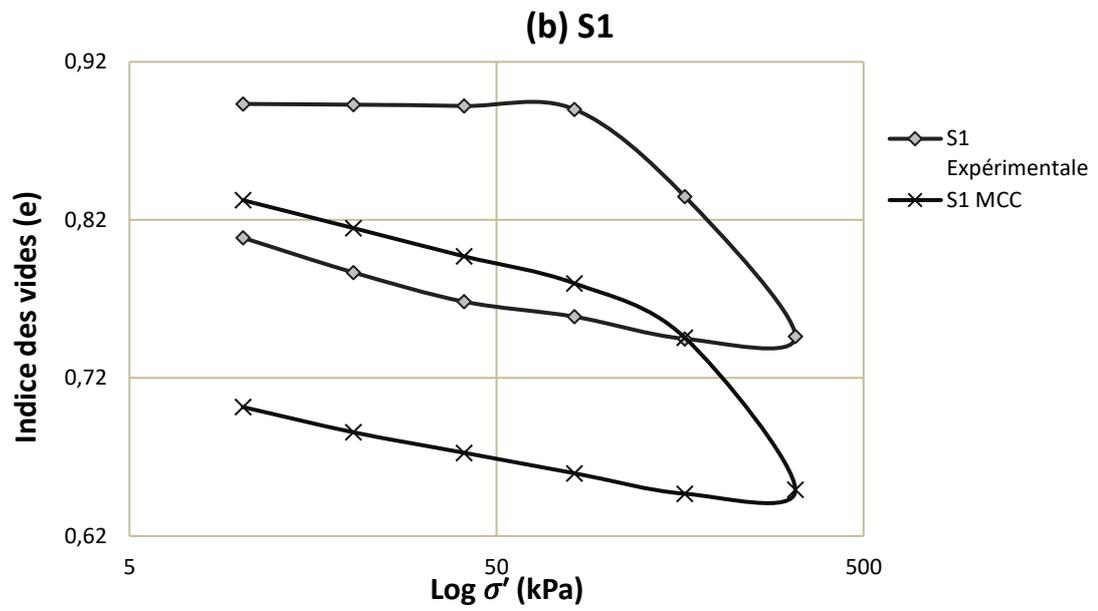
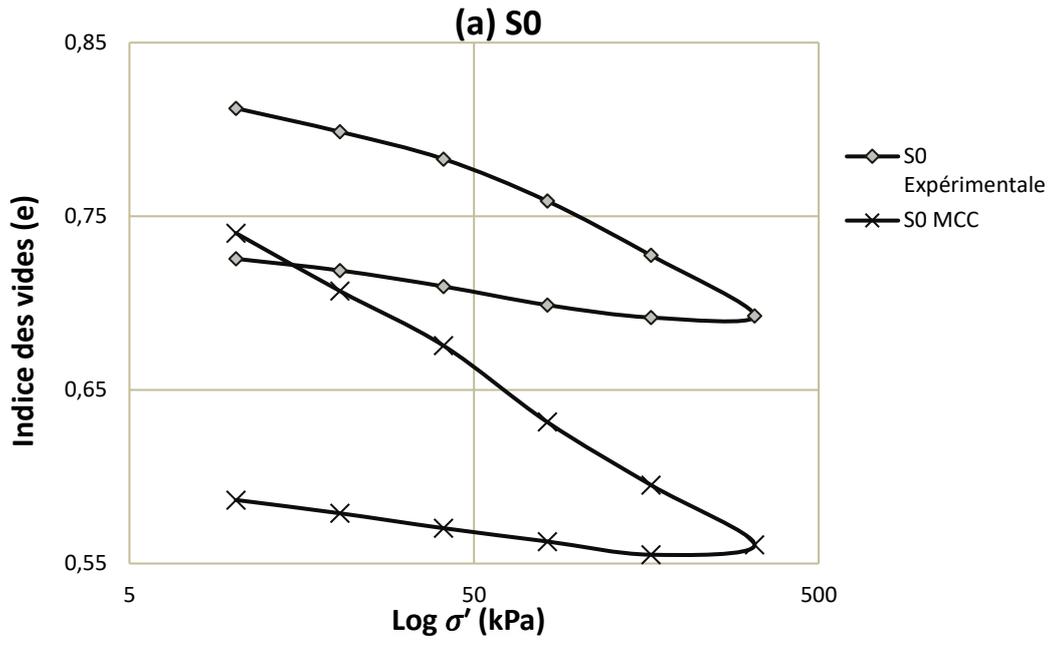


Figure 4.11 : Comparaison entre les courbes de compressibilité expérimentales et numériques obtenues par le modèle de "MCC" des sols testés par L Arabet (2011).



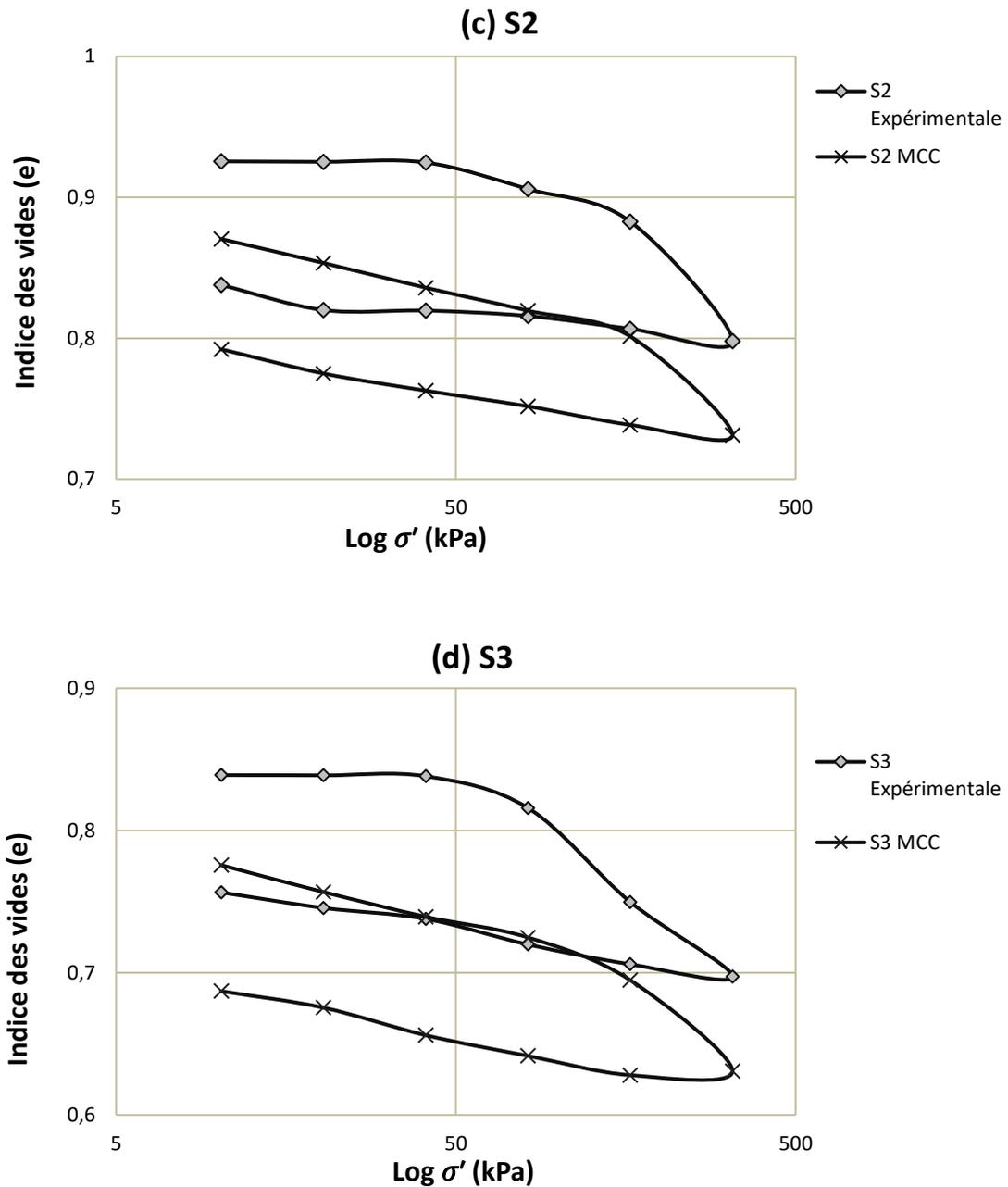


Figure 4.12 : Comparaison entre les courbes de compressibilité expérimentales et numériques obtenues par le modèle de "MCC" des sols testés par **M O. Karkush et al. (2020)**.

Les courbes tracées sur les Figures 4.11 et 4.12 montrent une divergence remarquable entre les courbes de compressibilité expérimentales et celles numériques obtenues par le Modèle de Cam Clay Modifié "MCC" pour tous les types de sols modélisés.

D'après la courbe de limon et des échantillons des sols S0, S1, S2 et S3 les résultats du Modèle de "MCC" montrer qu'une diminution de l'indice des vides par rapport à la courbe expérimental (Fig 4.11.a et 4.12).

Pour l'argile graveleuse (Figure 4.11.b) la courbe de compressibilité modélisée par la loi MCC est quasiment confondue au chargement et qui s'éloigne progressivement lorsqu'on décharge. Dans la simulation de l'échantillon de l'argile graveleuse la valeur d'indice des vides pour 400 KPa de chargement est égale à 0,225 et pour 400KPa de déchargement, l'indice des vides est aussi égal à 0,225. Donc on peut dire que l'effet de chargement est le même que l'effet de déchargement.

La valeur de contrainte de pré consolidation, l'indice de compressibilité et l'indice de gonflement obtenus par la simulation numérique sont résumés dans les Tableaux 4.7, 4.8 et 4.9 respectivement.

Tableau 4.7 : Les valeurs des caractéristiques de compressibilité pour le Limon.

	Essai	MC	SSM	MCC
Contrainte de pré-consolidation σ'_p	191	300	180	400
Indice de compressibilité Cc	0.130	0.19	0.12	0.13
Indice de gonflement Cs	0.033	0.19	0.034	0.06

Tableau 4.8 : Les valeurs des caractéristiques de compressibilité pour l'argile graveleuse.

	Essai	MC	SSM	MCC
Contrainte de pré-consolidation σ'_p	158	350	127	800
Indice de compressibilité Cc	0.265	0.28	0.3	0.22
Indice de gonflement Cs	0.076	0.28	0.089	0.22

Tableau 4.9 : Les valeurs des caractéristiques de compressibilité pour S0.

	Essai	MC	SSM	MCC
Contrainte de pré-consolidation σ'_p	69	127	65	75
Indice de compressibilité Cc	0.10	0.20	0.12	0.12
Indice de gonflement Cs	0.033	0.20	0.033	0.16

Tableau 4.10 : Les valeurs des caractéristiques de compressibilité pour S1

	Essai	MC	SSM	MCC
Contrainte de pré-consolidation σ'_p	118	130	110	170
Indice de compressibilité Cc	0.252	0.32	0.25	0.38
Indice de gonflement Cs	0.042	0.32	0.024	0.058

Tableau 4.11 : Les valeurs des caractéristiques de compressibilité pour S2

	Essai	MC	SSM	MCC
Contrainte de pré-consolidation σ'_p	150	127	149	190
Indice de compressibilité Cc	0.295	0.28	0.29	0.43
Indice de gonflement Cs	0.039	0.28	0.035	0.055

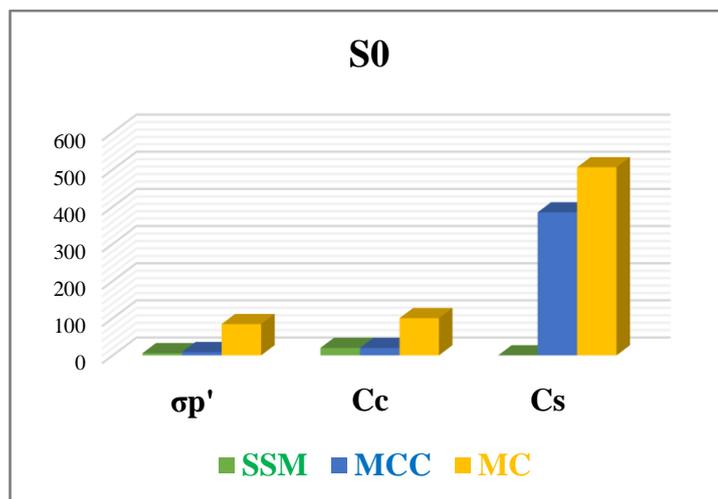
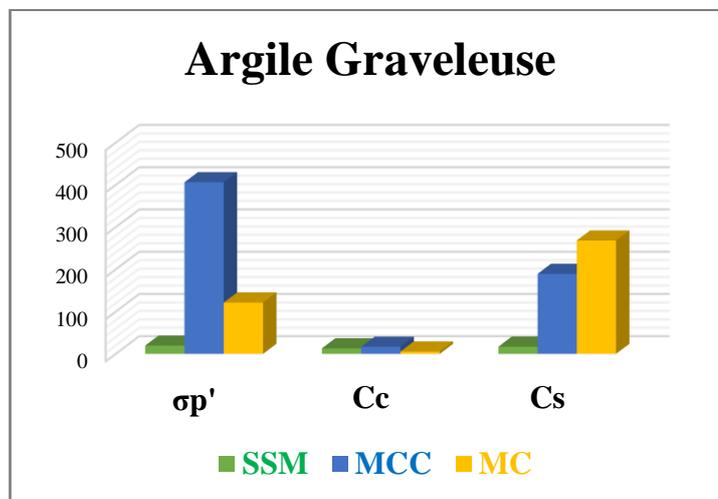
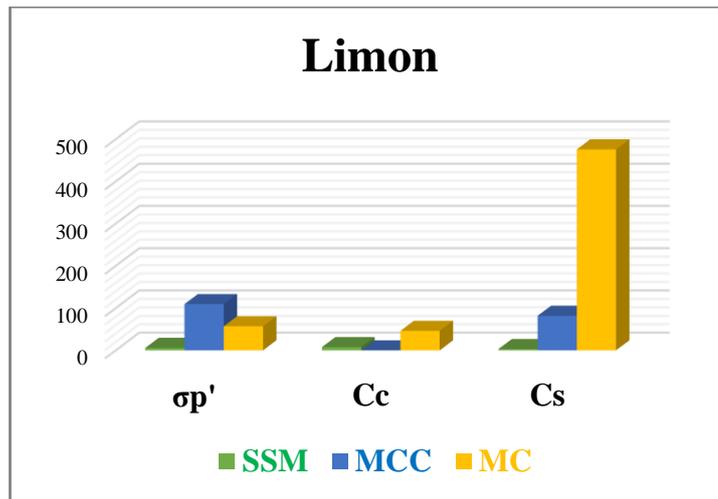
Tableau 4.12 : Les valeurs des caractéristiques de compressibilité pour S3

	Essai	MC	SSM	MCC
Contrainte de pré-consolidation σ'_p	70	137	84	155
Indice de compressibilité Cc	0.189	0.26	0.19	0.21
Indice de gonflement Cs	0.046	0.26	0.043	0.062

Afin de comparer la contrainte de pré-consolidation, l'indice de compressibilité et l'indice de gonflement expérimentaux et ceux obtenus numériquement par la loi SSM et MCC et, le pourcentage d'erreur relative est calculé en utilisant l'expression suivante :

$$|\Delta E| = \left(\frac{\text{Valeur}_{num} - \text{Valeur}_{expér}}{\text{Valeur}_{expér}} \right) \times 100 \quad (4.6)$$

La Figure 4.13 présente les erreurs relatives calculées pour les différents sols modélisés (Limon, Argiles Graveleuse, Sols argileux S0, S1, S2 et S3) estimées par les lois de comportements MC, SSM et MCC.



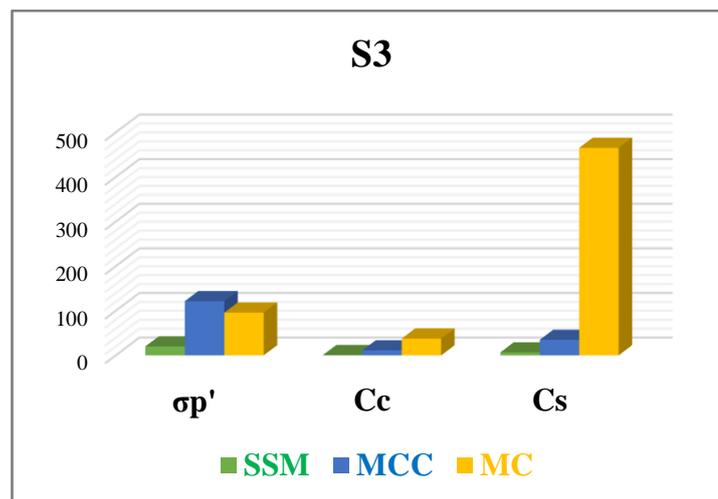
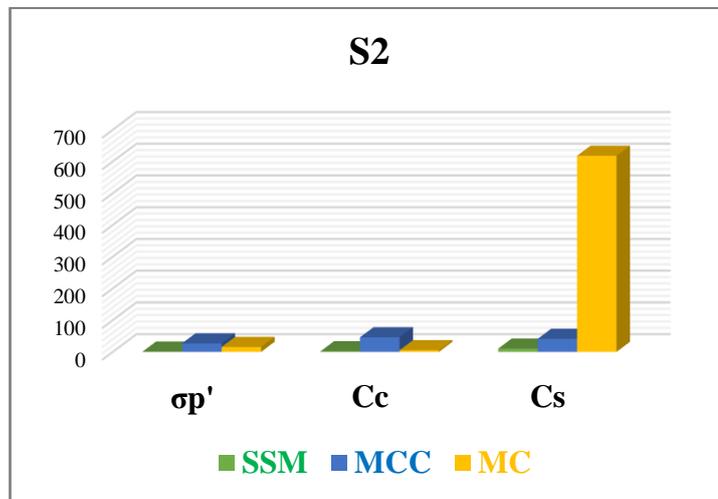
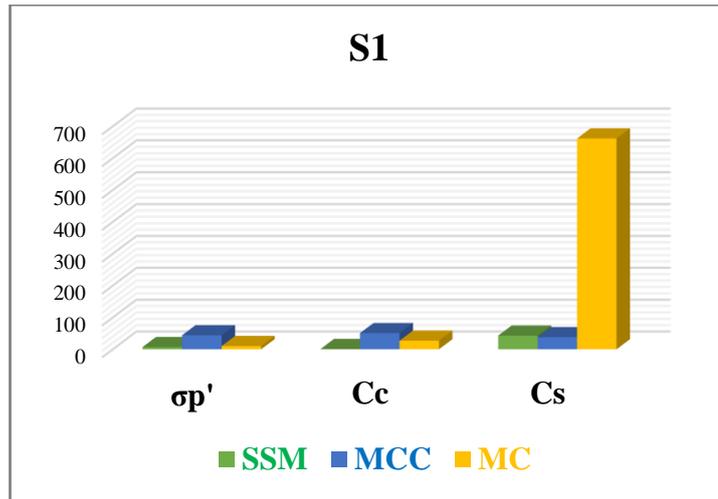


Figure 4.13 : L'erreur relative entre les paramètres numériques calculés par les différentes lois 'MC, SSM et MCC' et ceux expérimentaux des sols traités (Limon, Argile Graveleuse, S0, S1, S2 et S3).

Les histogrammes tracés sur la Figure 4.13 nous permettent de constater que le modèle de Mohr Coulomb "MC" et le Modèle de Cam Clay modifié "MCC" possèdent des erreurs relatives élevées en les comparant avec celles produites avec Soft Soil Model "SSM" surtout lors de la phase de chargement- déchargement.

Le calcul numérique de la contrainte de pré-consolidation σ'_p par les lois SSM, MCC et MC des différents sols modélisés et sa comparaison avec celles expérimentales montre clairement à travers que le Soft Soil Model "SSM" donne une erreur relative la plus faible pour les six cas de sols traités (fig 4.13). Ensuite vient le Mohr Coulomb "MC" pour les cinq sols (sauf S0) et en dernier lieu le Modèle de Cam Clay modifié "MCC" donne l'erreur relative la plus grande. Donc à travers le calcul numérique de la contrainte de pré-consolidation σ'_p on peut dire que le modèle de Soft Soil Model "SSM" est le plus fiable.

L'estimation numérique de l'indice de compressibilité c_c et de gonflement c_s (Fig. 4.13) et sa comparaison avec ceux expérimentaux montre clairement que Soft Soil Model "SSM" donne une erreur la plus faible, le Modèle de Cam Clay modifié "MCC" vient après et celui de Mohr Coulomb "MC" présente la plus grande erreur relative.

Donc à travers cette expérimentation numérique on peut dire que le Soft Soil Model "SSM" est en très bon accord avec le comportement expérimental observé. Tandis que le modèle de Mohr Coulomb "MC" et le Modèle de Cam Clay modifié "MCC" .

4.4. COURBES DE CONSOLIDATION "CHARGEMENT CONSTANT"

On s'intéresse maintenant à faire la modélisation de la consolidation unidimensionnelle sous l'œdomètre des échantillons de sols fins saturés mais cette fois en supposant un chargement constant, on applique une contrainte effective verticale de **100KPa** pendant **7 jours**.

La courbe de consolidation (tassement en fonction du temps) numérique sera établie pour l'échantillon du Limon en utilisant les trois lois indiquées dans la partie précédente : Mohr Coulomb "MC", le Modèle de Cam Clay modifié "MCC" et Soft Soil Model "SSM"

La Figure 4.14 et le Tableau 4.13 montrent les phases de calcul et de modélisation abordés par le code PLAXIS^{2D} en supposant un chargement constant.

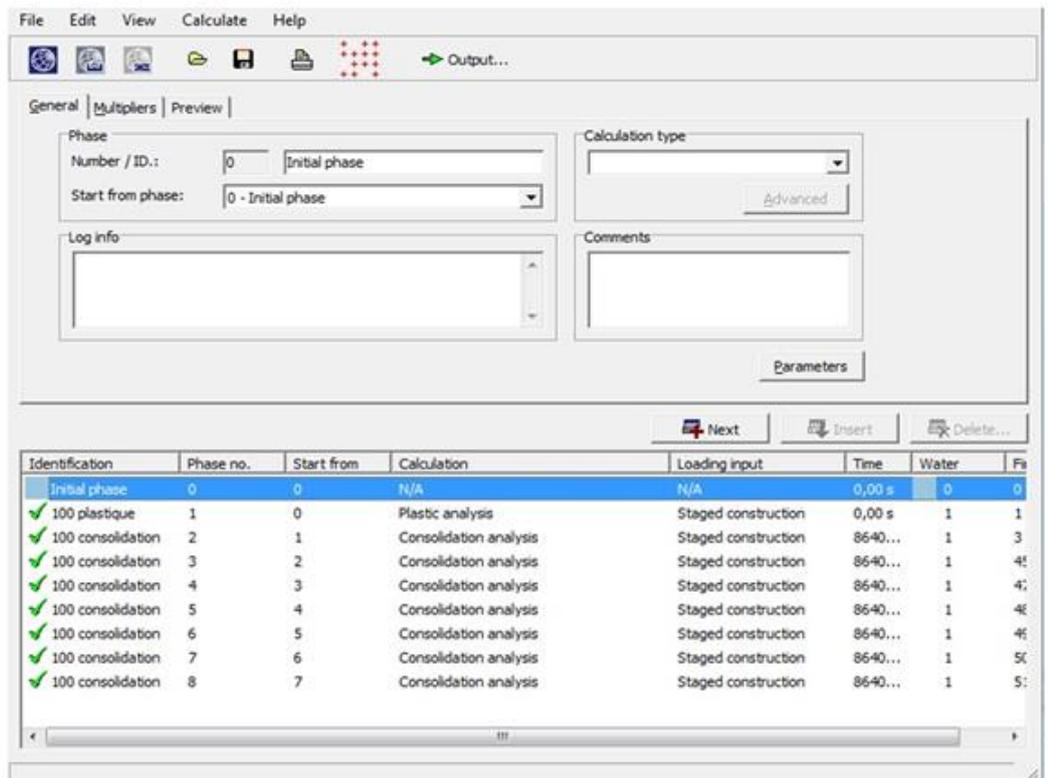
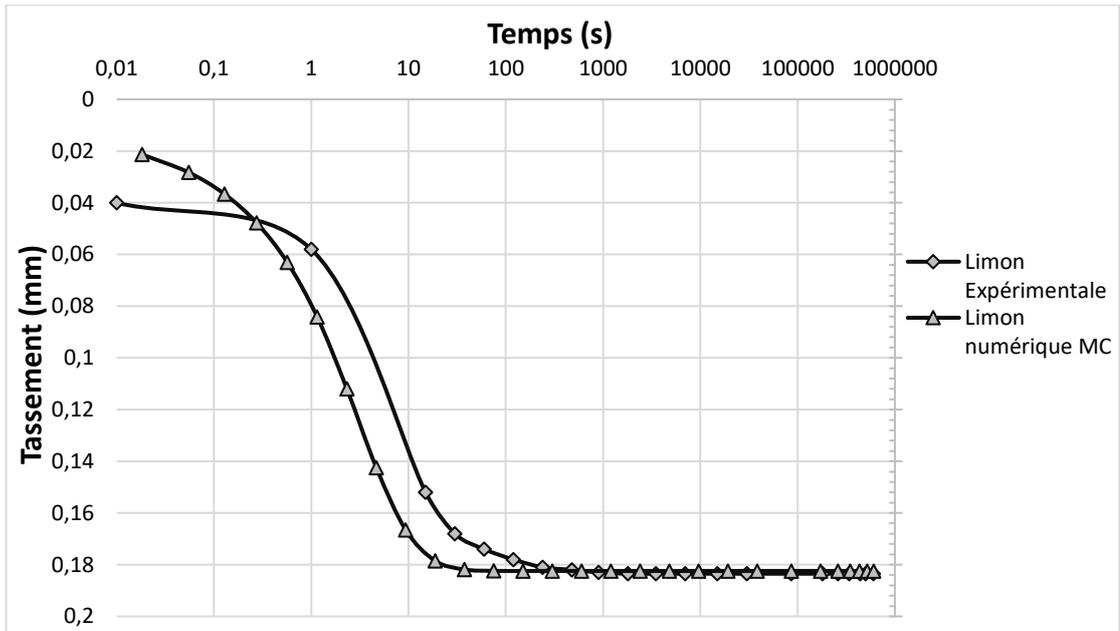


Figure 4.14 : Les phases de calcul de l'essai à chargement constant.

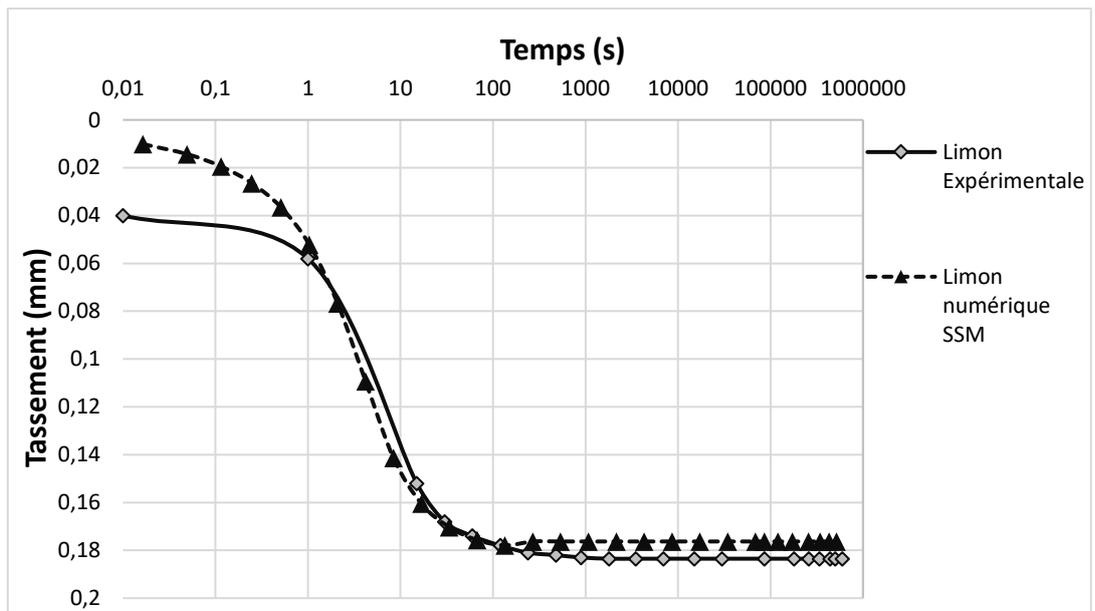
Tableau 4.13 : Phases de calcul de l'essai à chargement constant.

Etape	Type de calcul	Contrainte effective (kPa)	Incrément du temps (s)
1	Plastique	100	0
2	Consolidation	100	86400
3	Consolidation	100	86400
4	Consolidation	100	86400
5	Consolidation	100	86400
6	Consolidation	100	86400
7	Consolidation	100	86400
8	Consolidation	100	86400

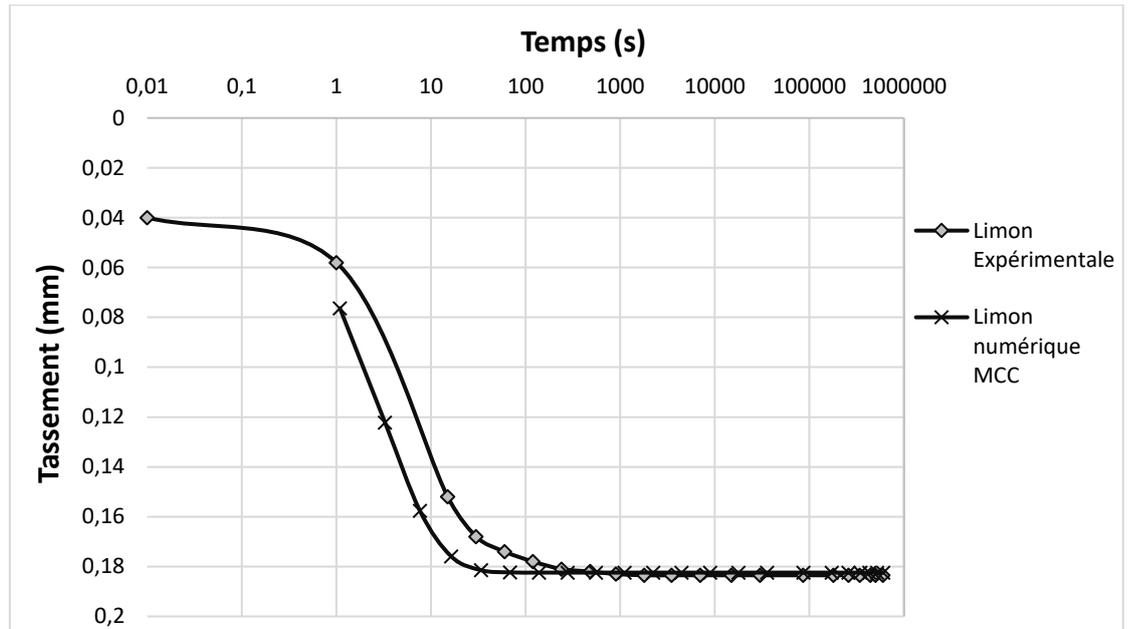
En se basant sur les lois des comportements de Mohr Coulomb "MC", Soft Soil Model "SSM" et le Modèle de Cam Clay modifié "MCC" les courbes de consolidations numériques ont été tracées et comparées avec celle expérimentale pour le cas de Limon ces courbes sont présentées sur la Figures 4.15.



(a) Modèle de Mohr Coulomb "MC".



(b) Soft Soil Model "SSM".



(c) Modèle de Cam Clay "MCC".

Figure 4.15 : Comparaison entre les courbes de consolidation numériques obtenues par "MC", "SSM" et "MCC" et la courbe expérimentale dans le cas du Limon.

On constate d'après la Figure 4.15 un écart important est remarqué entre les courbes expérimentales et numériques (MC, SSM et MCC) au début de la consolidation. Cet écart est plus apparent sur la figure 4.15 (a et b), qui représente les tassements en fonction de $\log(t)$.

On voit pour la loi Mohr Coulomb fig 4.15 (a), la consolidation du sol tirée du calcul numérique est atteinte avant celle de la courbe l'expérimentale.

On observe d'après la figure 4.15 (b) que la prédiction numérique des tassements par la loi de comportement de Soft Soil Model 'SSM' est en bonne concordance avec celle expérimentale (une même allure est observée),

En revanche, la loi de Cam Clay Modifié "MCC" fig 4.15 (c) ne donne pas les valeurs de tassement pour les premières fois (entre 0,01 à 1s) de la consolidation.

On peut dire que les deux lois de Mohr-Coulomb "MC" et de Cam Clay Modifié "MCC" ne sont pas fiables pour décrire le comportement des sols par contre la loi Soft Soil Model "SSM" est en très bon accord avec le comportement expérimental observé.

Le tableau ci-dessous (tab 4-14) donne les valeurs du taux de consolidation primaire obtenue par la simulation numérique de différent loi de comportement.

Tableau 4.14 : le coefficient de consolidation pour les différentes lois de comportement

	Expérimental	MC	SSM	MCC
C_v (cm^2/s)	4.10^{-4}	1.27^{-3}	5.23^{-4}	7.3^{-4}

La Figure 4.16 : présente les erreurs relatives calculées pour le limon estimé par les lois de comportements MC, SSM et MCC.

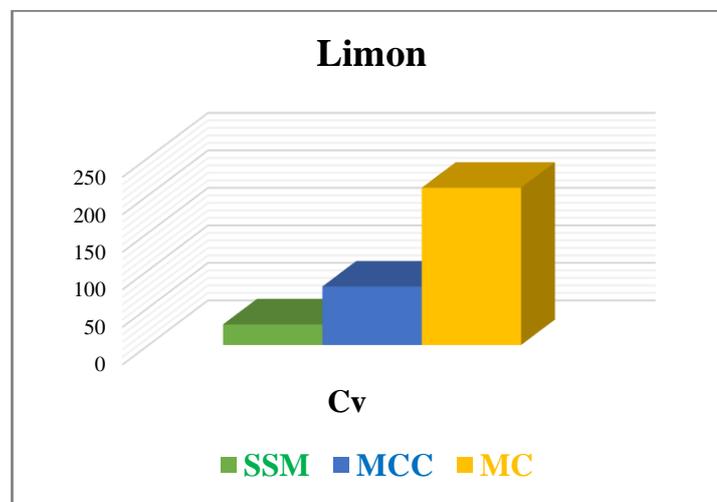


Figure 4.16 : L'erreur relative de coefficient de consolidation par les différentes lois 'MC, SSM et MCC' de limon

4.5. PRESSION INTERTITIELLE

En réalité, le comportement dépend fortement du temps, en particulier pour les sols argileux. Lors de la compression d'un sol, la porosité diminue, et il en résulte qu'il y a moins d'espace disponible pour l'eau interstitielle. Cette eau interstitielle peut être expulsée du sol, mais dans les argiles, cela peut prendre un certain temps, en raison de la faible perméabilité. Ce processus s'appelle la consolidation.

L'analyse sera limitée à une déformation unidimensionnelle, en supposant que le sol ne se déforme pas en direction latérale. On suppose également que l'eau ne peut s'écouler que dans

le sens vertical. Ce sera le cas lors d'un test œdomètre, ou sur le terrain, en cas de surcharge sur une grande surface.

Notre modélisation consiste à étudier la consolidation unidimensionnelle d'un sol fin saturé de faible perméabilité en conditions drainées. Dans ce cas la phase liquide est libre de se mouvoir par rapport au squelette solide. Sous l'effet de la surpression interstitielle, une partie de l'eau du sol va sortir, la vitesse de sortie est proportionnelle à la perméabilité, ceci entraînera simultanément une décroissance de la pression interstitielle et une augmentation de la contrainte effective.

Une solution analytique de la pression interstitielle a été proposée par **Verruijt (2017)**. Cette section s'intéresse à l'estimation numérique de la pression interstitielle au cours de l'essai œdométrique des différents échantillons testés. L'évolution de la pression interstitielle au cours du temps a été estimée numériquement par le code PLAXIS^{2D} en adoptant les deux lois **SSM** et **MCC** d'où les résultats seront comparés avec la solution analytique proposée par **Verruijt (2017)**.

4.5.1. Pression en Fonction du Temps

4.5.1.1. Solution Analytique

Au cours du processus de consolidation, la dissipation des pressions interstitielles peut être calculée très simplement par une solution analytique.

L'équation différentielle de la consolidation unidimensionnelle est :

$$\frac{\partial P}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 p}{\partial z^2} \quad (4.6)$$

Les conditions aux limites sont, pour le cas d'un échantillon de hauteur $2h$, drainées en haut et en bas :

$$z = -h, p = 0 \quad (4.7)$$

$$z = h, p = 0 \quad (4.8)$$

Ces équations décrivent la consolidation d'un échantillon de sol dans un test œdométrique, avec une charge constante, et drainé en haut et en bas de l'échantillon. Une variante du problème

est celle d'un échantillon d'épaisseur h , drainé à son sommet et à base imperméable, de sorte que la condition aux limites (4.8) est remplacée par :

$$\frac{\partial P}{\partial z} = 0, z = 0 \quad (4.9)$$

Le problème défini par les équations (4.6) - (4.9) est résolu par **A Verruijt**. Présenté dans l'équation (4.10) :

$$\frac{P}{P_0} = \frac{4}{\pi} \sum_{j=1}^{\infty} \frac{(-1)^{j-1}}{2j-1} \cos \left[(2j-1) \frac{\pi z}{2h} \right] \exp \left[-(2j-1)^2 \frac{\pi^2 c_v t}{4 h^2} \right] \quad (4.10)$$

Où:

$$c_v = \frac{kE_{oed}}{\gamma_w}, \quad E_{oed} = \frac{(1-\theta)E}{(1+2\theta)(1-2\theta)}, \quad z = H - y$$

c_v : Coefficient de consolidation verticale.

E_{oed} : Module Oedométrique.

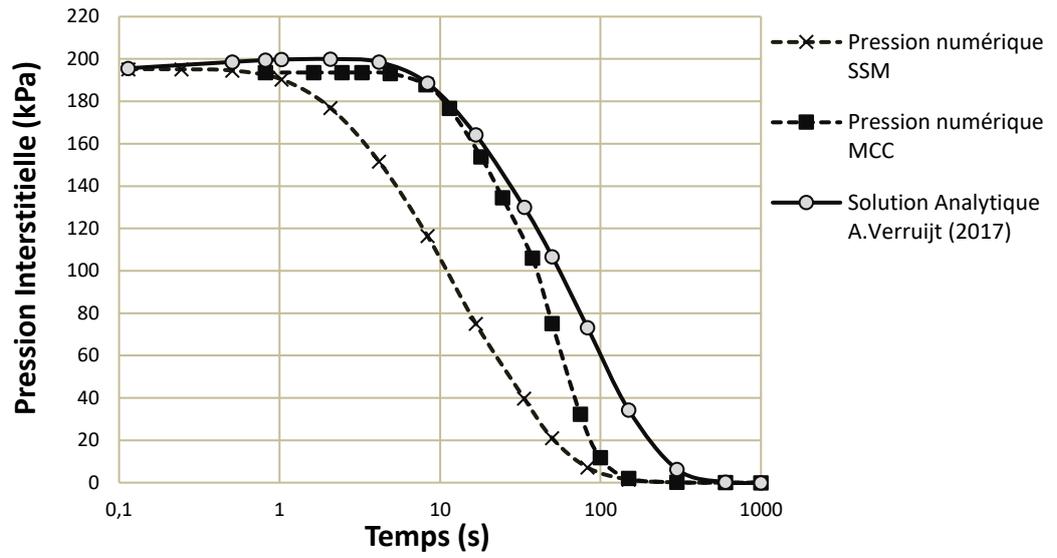
4.5.1.2. Solution Numérique

En respectant les mêmes conditions aux limites proposées par **A Verruijt (2017)**, les deux côtés de l'échantillon et la limite inférieure sont **non drainées** par contre la surface (la limite supérieure) sont **drainées**, et en utilisant les lois de comportement **Soft Soil Model "SSM"** et le **Modèle de Cam Clay modifié "MCC"**, une pression constante de **200KPa** est appliquée dans un intervalle de **1000s** dans le cas de **Limon et Argile Graveleuse**.

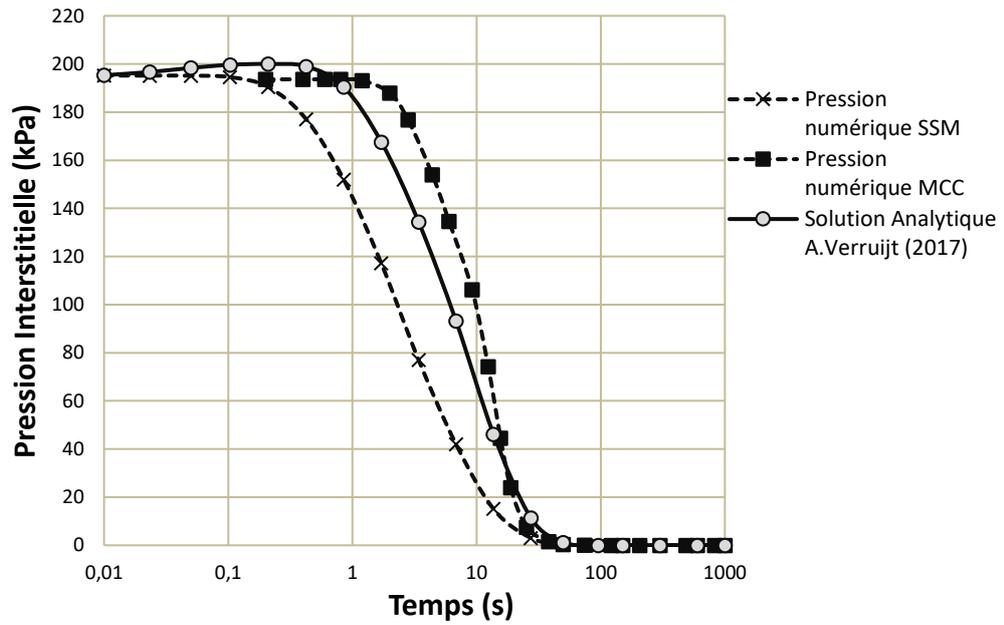
Par contre dans le cas des sols argileux **S0 et S2**, une pression égale à **40 KPa** est appliquée dans un intervalle de **173000s**.

Les courbes de pressions numériques des sols étudiés obtenue en utilisant les différentes lois de comportement en fonction en temps sont comparées avec celle analytique est visualisée sur la Figure 4.17.

(a) Limon



(b) Argile graveleuse



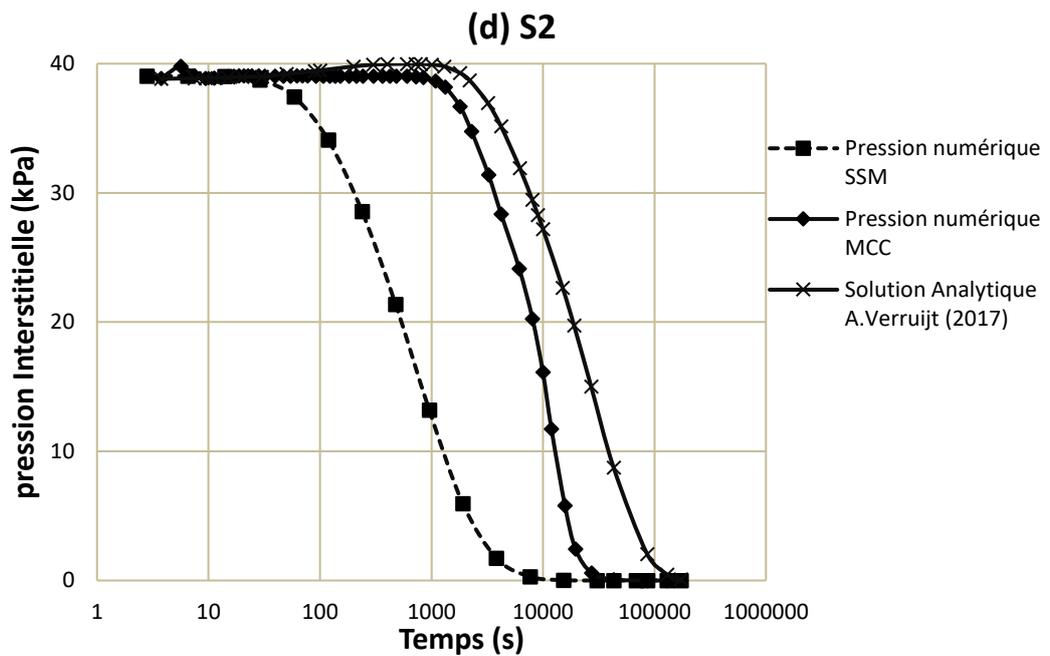
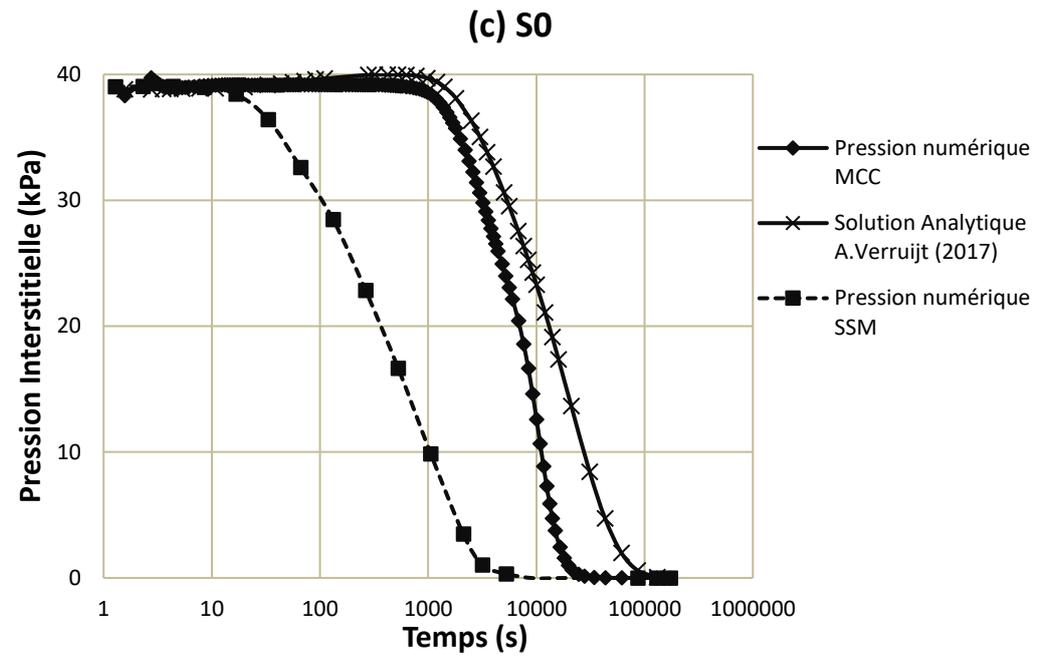


Figure 4.17 : Comparaison entre les courbes de pressions numériques en fonction du temps obtenues par "SSM" et "MCC" et la solution analytique de **A Verruijt (2017)**.

Il est clairement montré sur la Figure 4.17 que le **Modèle de Cam Clay modifié "MCC"** est en bonne concordance avec la solution analytique pour les différents types de sols analysés (Limon, Argile Graveleuse, S0 et S2). Par contre, la loi SSM est loin de la courbe de la solution analytique pour les quatre types de sols. Cette convergence entre MCC et la solution analytique prouve le bon fonctionnement de notre modèle numérique.

On remarque également un écart progressif de courbe de la loi de **Soft Soil Model "SSM"** avant son approximation à partir de la fin de la consolidation.

4.6. DEGRE DE CONSOLIDATION

Le degré de consolidation est estimé numériquement pour différents cas de sols traités et comparés avec la solution analytique proposée par **A Verruijt (2017)**.

4.6.1. Solution Analytique

Pour une consolidation unidimensionnelle, le degré de consolidation moyen est égal à la variation de volume à un instant (t) divisé par la variation finale du volume total.

Pour décrire la déformation en fonction du temps, une quantité utile est le degré de consolidation, défini comme :

$$U = \frac{\Delta h - \Delta h_0}{\Delta h_\infty - \Delta h_0} \quad (4.11)$$

En autre terme :

$$U = \frac{1}{h} \int_0^h \frac{p_0 - p}{p_0} dz \quad (4.12)$$

Il s'agit d'une quantité sans dimension, variant entre 0 (pour $t = 0$) et 1 (pour $t \rightarrow \infty$), le degré de consolidation indique dans quelle mesure le processus de consolidation a progressé.

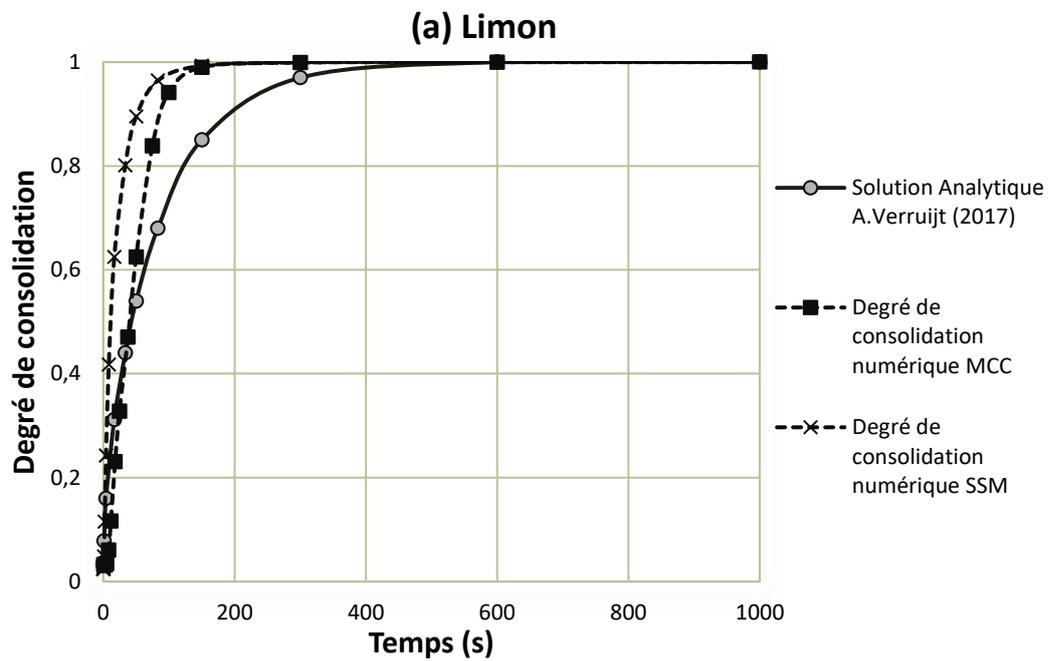
Pour décrire le degré de consolidation dépendant du comportement des différents sols, l'équation analytique a été proposée par **A Verruijt (2017)** présentée ci-dessous :

$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{j=1}^{\infty} \frac{1}{(2j-1)^2} \exp \left[-(2j-1)^2 \frac{\pi^2 c_v t}{4 h^2} \right] \quad (4.13)$$

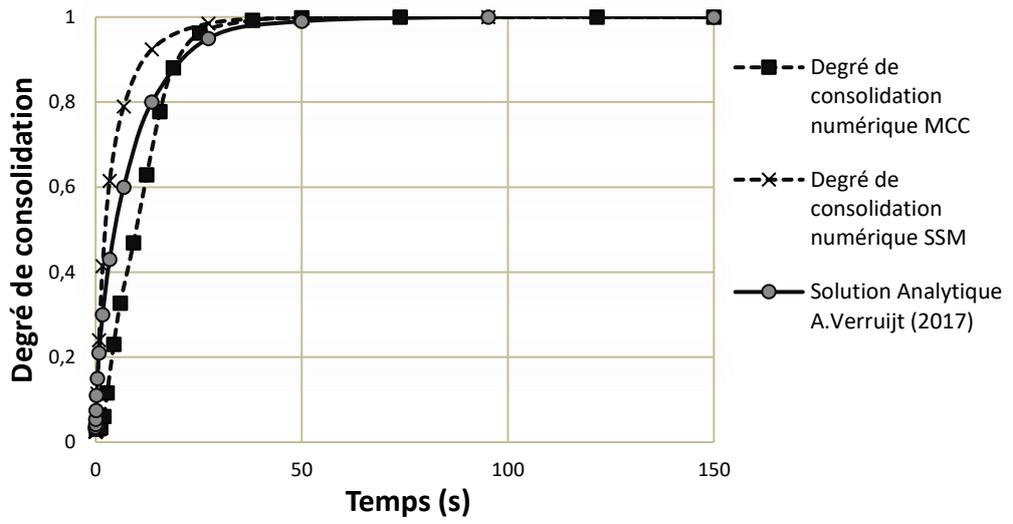
4.6.2. Solution Numérique

Afin d'obtenir le degré de consolidation numériquement, on a pris les types de sols (Limon, Argile graveleuse, S0 et S2). L'estimation numérique du degré de consolidation en fonction du temps en utilisant les deux lois "MCC" et "SSM" a été faite en premier lieu à l'aide de notre modèle numérique.

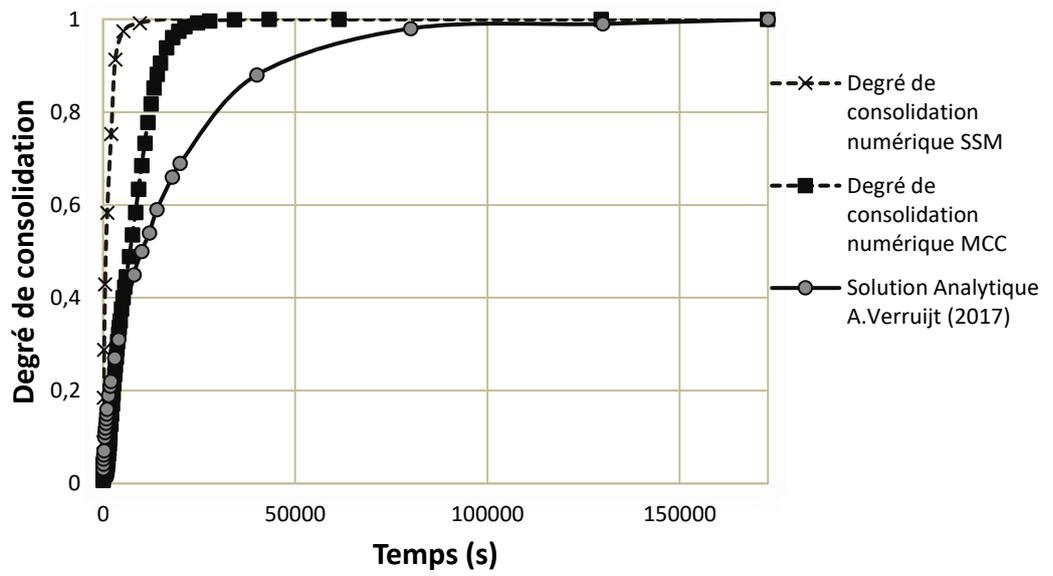
Une comparaison entre les résultats numériques et analytiques en utilisant l'équation (4.13) proposée par **A Verruijt (2017)** est montrée sur la Figure 4.18.

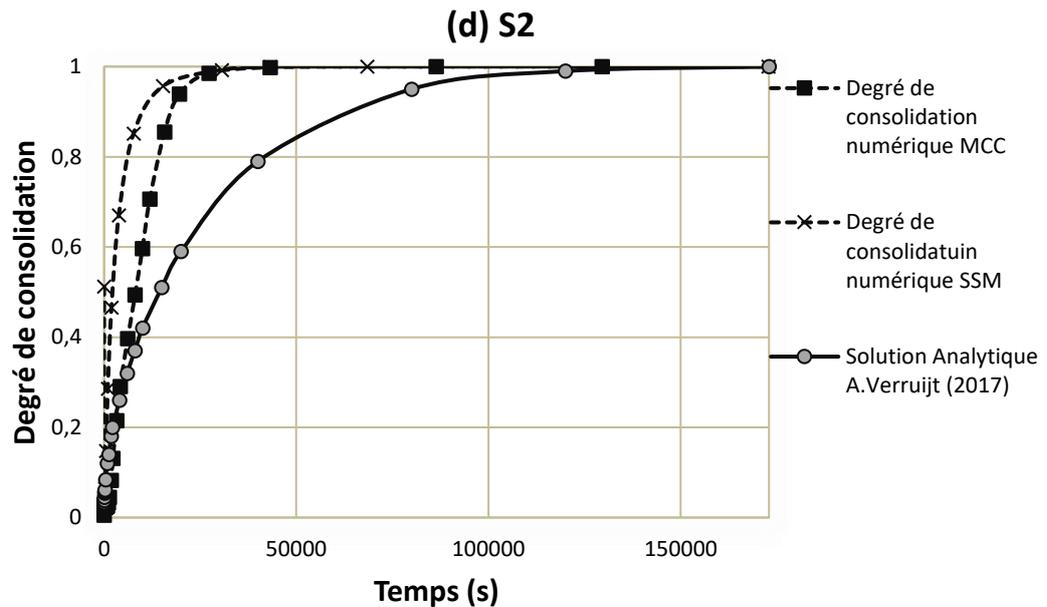


(b) Argile graveleuse



(c) S0





(a) Le sol Argileux S2.

Figure 4.18 : Comparaison entre le degré de consolidation numérique en fonction du temps obtenues par "SSM" et "MCC" et la solution analytique de **A Verruijt (2017)**.

Il est bien noté (Fig. 4.18) que le degré de consolidation obtenu par le modèle Cam- Clay modifié "MCC" est plus proche de la solution analytique en le comparant avec la loi "SSM" surtout dans les premiers temps.

On enregistre lors de début de la consolidation que les courbes numériques et analytiques du degré de consolidation se coïncident, après il y a une divergence remarquable entre ($t=8.35s$ et $t=400s$) pour limon, ($t=0.2s$ et $t=50s$) pour argile graveleuse, ($t=3000s$ et $t=130000s$) pour S0 et ($t= 2200s$ et $t=120000s$) pour S2 , à la fin de la consolidation les trois courbes se coïncident encore une fois.

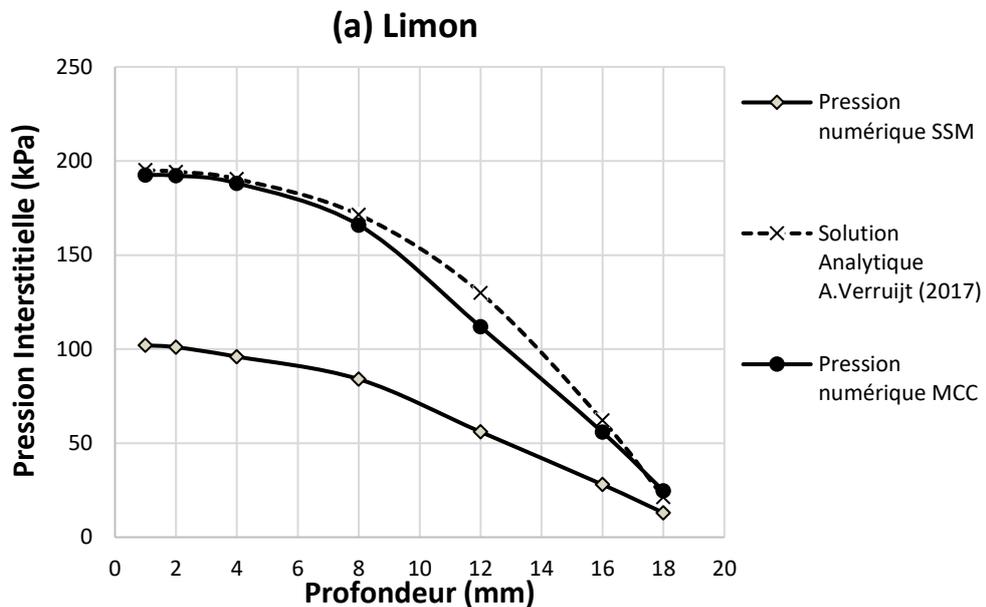
4.7. ETUDE PARAMETRIQUE

4.7.1. Pression en Fonction de la Profondeur

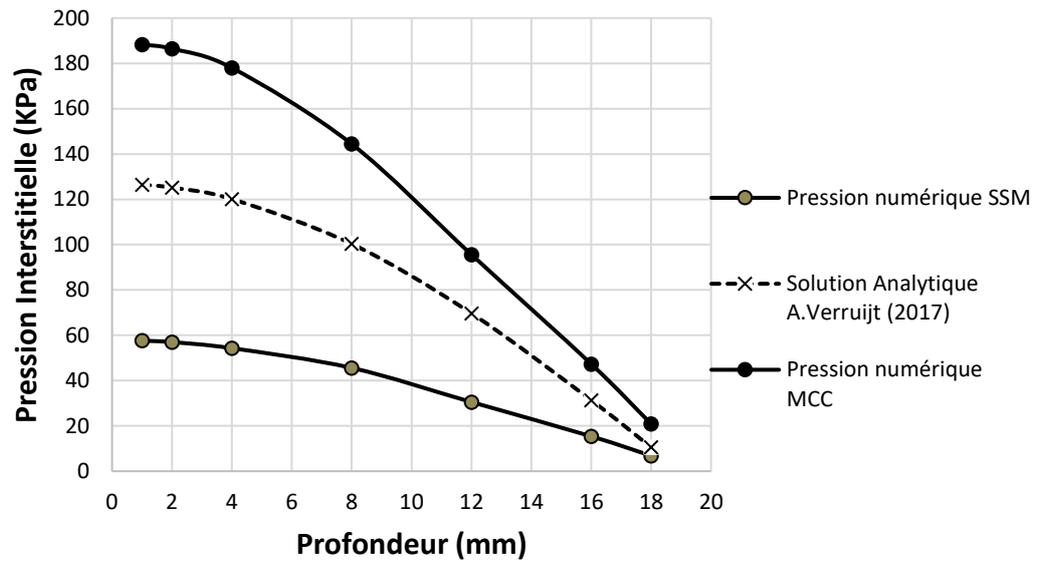
Après avoir tracé l'évolution de la pression en fonction du temps, il sera nécessaire de voir sa variation en fonction de la profondeur.

Pour le faire, on considère un échantillon de Limon et d'Argile Graveleuse de dimensions 19mm de hauteur et de 25mm de largeur. Les propriétés mécaniques des sols utilisés sont les mêmes que celles adoptées dans le Tableau 4.1. L'étude a été menée pour différents profondeurs (1, 2, 4, 8, 12, 16 et 18mm) en fixant le temps pour limon $\approx 21s$, l'argile graveleuse $\approx 5.2s$, S0 $\approx 1070s$ et S2 $\approx 1800s$.

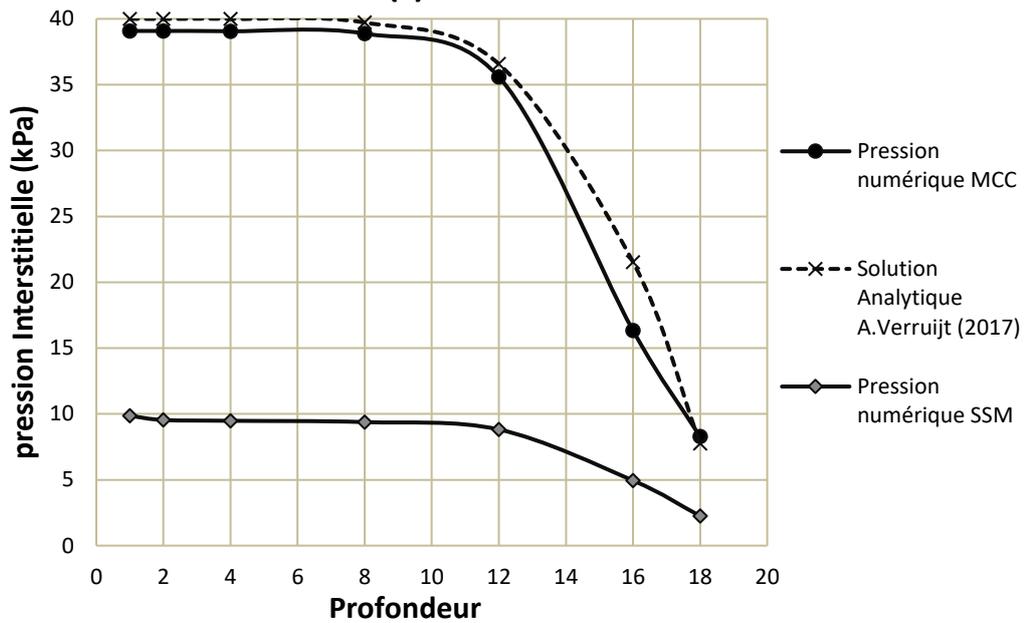
La Figure 4.19 donne l'évolution de la pression en fonction de la profondeur obtenue numériquement par SSM et MCC et comparée à celle analytique dans le cas de Limon, Argile Graveleuse et les sols argileux S0 et S2.



(b) Argile graveleuse



(c) S0



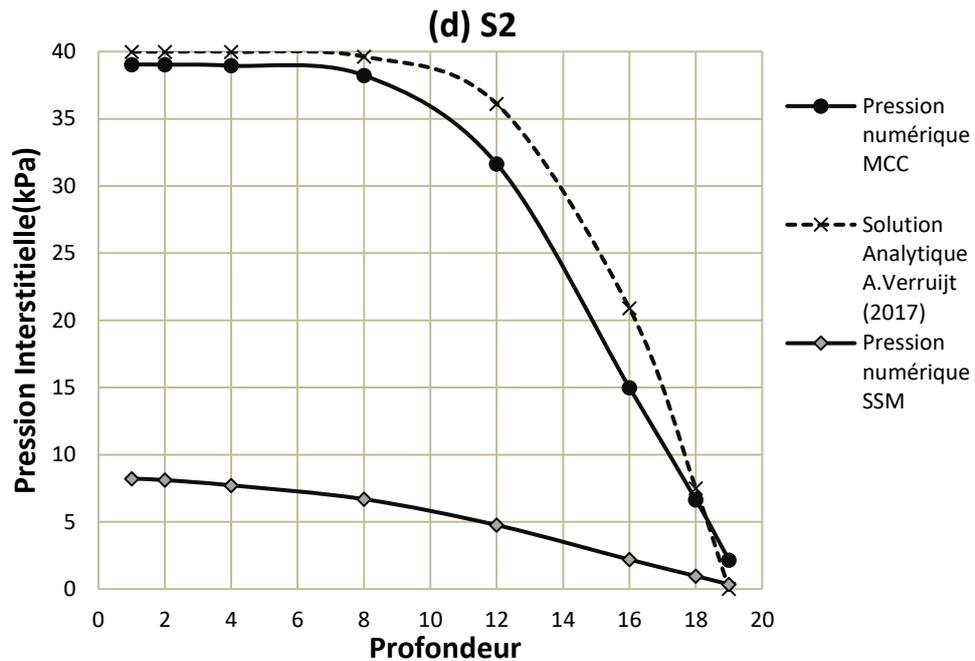


Figure 4.19 : Comparaison entre les courbes de pressions numériques en fonction de profondeur obtenues par "SSM" et "MCC" et la solution analytique de **A Verruijt (2017)**.

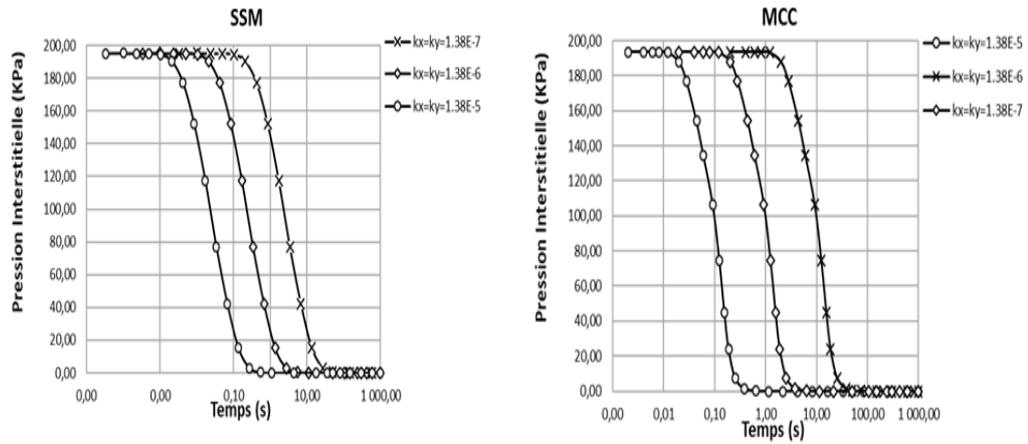
La Figure 4.19 montre que la pression numérique donnée par la loi MCC est plus proche de la solution analytique de **A Verruijt (2017)**, dans le cas des quatre cas de sols modélisés. Par contre celle calculée par SSM n'arrive pas à prédire la pression aux différentes profondeurs en comparaison avec celle analytique.

4.7.2. Influence de la Perméabilité sur la pression interstitielle

L'objectif de cette partie est de tester l'influence de la perméabilité sur l'évolution de la pression interstitielle qui régit largement le comportement et la sécurité de la structure.

Un échantillon d'Argile Graveleuse dans des conditions de symétrie de 19mm de hauteur et 25mm de largeur et un comportement non drainé est analysé avec le **Soft Soil Model "SSM"** et Cam Clay Modifié "**MCC**".

Les échantillons ont les mêmes paramètres du Tableau 4.1, sauf les deux coefficients de perméabilité k_x et k_y .



(a) Argile Graveleuse.

Figure 4.20: Influence de coefficient de perméabilité sur la pression interstitielle.

La figure 4.20 donne la pression interstitielle estimée numériquement pour des valeurs de perméabilité $k_x = k_y = 1.38E-5$ à $1.38E-7$ pour l'argile graveleuse.

Comme le montre la Figure 4.20, la pression interstitielle excessive est proportionnelle à la perméabilité du sol. Ainsi, la surpression en fonction du temps pour le coefficient de perméabilité égal à 1.38×10^{-5} est observée moins que celles obtenues pour le coefficient 1.38×10^{-7} , soit le tassement de consolidation pour 1.38×10^{-5} est inférieur à 1.22×10^{-7} .

4.7.3. Influence du Coefficients K_0 sur la pression interstitielle

Afin de voir l'influence du coefficient K_0 , un échantillon de Limon de 50mm de diamètre et 19mm de hauteur dans des conditions de symétrie et de comportement **non drainé** est analysé avec Soft Soil "SSM" et le Modèle de Cam Clay Modifié "MCC" en appliquant une pression de **100KPa**. L'influence du coefficient K_0 pendant 10000 secondes sur la pression interstitielle est estimée numériquement pour deux valeurs 0.5 et 0.7.

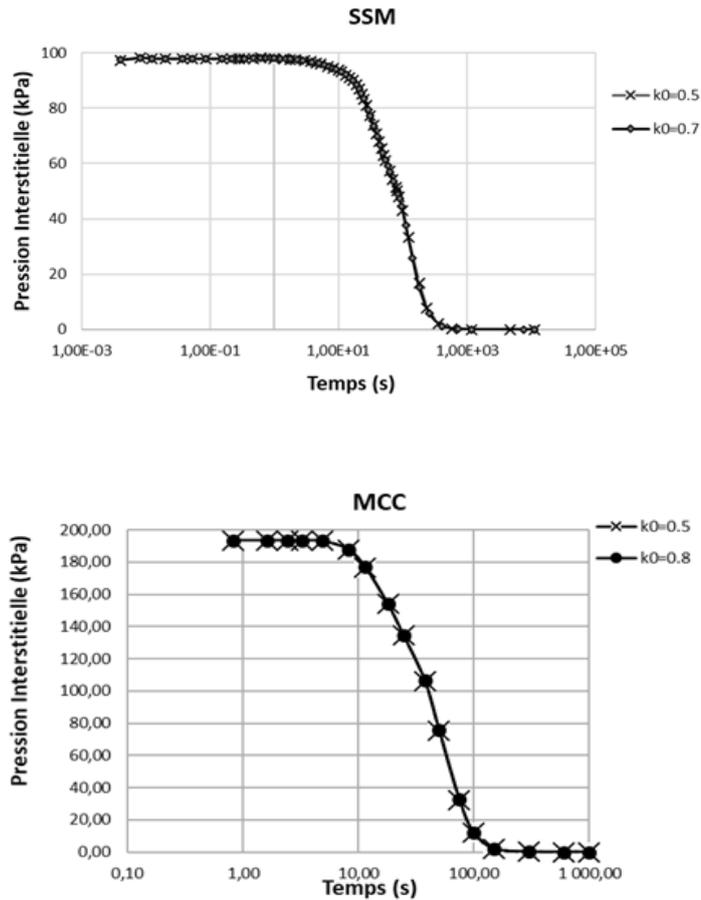


Figure 4.21: Influence de coefficient k_0 sur la pression interstitielle ; cas de Limon.

On peut dire aux résultats présentés sur la Figure 4.21 que le coefficient K_0 n'a aucune influence sur la pression.

4.8. CONCLUSION

Une expérimentation numérique sous forme d'une modélisation numérique de la consolidation unidimensionnelle a été faite par le code PLAXIS^{2D}.

Le comportement observé de six types de sols fins saturés a été pris comme référence. Les courbes de compressibilité, de consolidation ont été établies numériquement en utilisant des différentes lois de comportement à savoir le Modèle de Mohr Coulomb "MC", Soft Soil Model "SSM" et le Modèle de Cam Clay Modifié "MCC".

Lors de l'utilisation des codes de calcul on se trouve parfois devant un choix de la loi de comportement la plus réaliste. Notre objectif principal a été de bien cerner la loi la plus

convenable qui peut décrire au mieux la consolidation des sols fins saturés. A travers cette expérimentation numérique on peut tirer les conclusions suivantes :

Pour les courbes de compressibilité la loi "**SSM**" est conseillée, elle arrive à prédire la compressibilité du sol lors de l'essai œdométrique par palier. Par contre la loi de Mohr Coulomb "**MC**" est déconseillée à cause du module de déchargement.

L'estimation numérique de la pression interstitielle et de degré de consolidation par la loi de Cam Clay Modifié donne des résultats très satisfaisants si on la compare avec les solutions analytiques proposées par A Verruijt (2017).

A travers ce travail on peut dire que notre modèle numérique réalisé par le code PLAXIS2D a prouvé sa fiabilité et validité en termes de description de la consolidation unidimensionnelle sous l'œdomètre.

PERSPECTIVES

Consolidation des sols non saturé (essai œdométrique pour les sols non saturé)

CONCLUSION GENERALE

Conscients de la difficulté à la fois théorique et numérique que posent les problèmes de couplage hydromécanique, nous avons adopté au cours de ce travail une démarche par étapes.

Nous avons traité dans ce travail une analyse numérique de la consolidation unidimensionnelle des sols fins saturés afin de distinguer la meilleure loi apte à décrire mieux le comportement observé. Notre contribution porte sur deux volets ; premièrement une étude comparative entre les courbes de consolidation et de compressibilité expérimentales et celles numériques obtenus à l'aide différentes lois de comportement disponible dans le code PLAXIS. Ensuite une entre les courbes de pression interstitielle et le degré de consolidation des sols modélisés obtenus à l'aide de la solution analytique proposée par **A Verruijt (2017)** et celles numériques tout en variant la loi de comportement.

L'expérimentation numérique nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

Lorsque la modélisation saisit au moins deux physiques pour décrire totalement ou partiellement une problématique, on pénètre dans le multi-physique. L'évolution de chaque variable est décrite par son équation associée. Si ces variables interagissent les unes avec les autres, elles interviennent dans les différentes équations par des termes supplémentaires, dit termes de couplage.

L'influence mutuelle entre l'écoulement du fluide dans les grains solides déformable et cette déformation du sol on s'appelle le couplage hydromécanique.

Nous avons analysé le phénomène de consolidation unidirectionnelle dans un milieu saturé selon les hypothèses de Terzaghi. La théorie de consolidation de Terzaghi marque l'origine de la mécanique des sols modernes. Cette théorie unidimensionnelle très simplifiée sert aujourd'hui encore de base à la plupart des calculs d'évolution des tassements au cours du temps.

Le modèle élastique parfaitement plastique (Mohr-Coulomb par exemple) ne prend pas l'effet de déchargement, donc n'est pas valable pour les simulations numériques des courbes de compressibilité.

Pour les courbes de compressibilité la loi Soft Soil modèle est conseillée, elle arrive à prédire la compressibilité du sol lors de l'essai œdométrique par palier.

L'étude des principaux travaux a permis de dégager le point d'évolution actuelle dans le domaine de traitement de la consolidation des argiles. Les modèles Cam-Clay et Cam-Clay modifié sont toujours les plus utilisées pour simuler le comportement des sols ; le calcul couplé est adopté, dans la majorité des cas, pour l'étude de différentes constructions (barrages et des remblais par exemple).

L'estimation numérique de la pression interstitielle et de degré de consolidation par la loi de Cam Clay Modifié donne des résultats très satisfaisants en comparaison avec le modèle de soft soil.

Toutefois, l'analyse numérique de la consolidation et de l'essai oedométrique des sols non saturés peut être un excellent prolongement de ce travail.

RÉFÉRENCES

- Adachi, T., Oka, F. (1982). Constitutive equations for normally consolidated clay based on elasto-viscoplasticity. *Soils and foundations*, 22(4), 57-70.
- Arabet,L., (2011). Modélisation numérique du tassement et de la consolidation des sols sous l'oedomètre, Pan-Am CGS Geotechnical Conference.
- Arabet, L. (1955). Modelisation numerique du tassement et de la consolidation des sols sous l'oedometre. Mémoire de Magister, Université de 20Aout.
- Asaoka, A. (1978). Observational procedure of settlement prediction. *Soils and foundations*, 18(4), 87-101.
- Bardet, J. P. (1997). *Experimental Soil Mechanics*. Prentice-Hall. Inc., New Jersey.
- Bessais,L., (2012). Analyse des structures par la MEF basée sur l'approche en déformation. Université de Biskra.
- Bjerrum, L. (1967). Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings. *Geotechnique*, 17(2), 83-118.
- Bouafia,A., Mir,M.,(2010). Introduction a mécanique des sols.
- Bouafia,A., (2016). Mécanique des sols appliquée problème résolu.
- Bowles,J., (1997) . *Foundation analysis and design*. 5th Edition. The McGraw-Hill companies, Inc.
- Brinkgreve, R. BJ,. (2002). PLAXIS version 8.
- Brinkgreve, R. BJ, Manuel Scientifique, PLAXIS version 8.
- Brinkgreve, R. B. J. (1996). Geomaterial models and numerical analysis of softening.
- Buisman, A. S. (1936). Results of long duration settlement tests. In *Proc. 1st ICSMFE* (Vol. 1, pp. 103-107). Cambridge.
- Budhu, M. (2011). *Soil mechanics and foundations* (No. Ed. 3). John Wiley & Sons.
- Magnan, J. P., JM, D. (1980). Analyse graphique des tassements observés sous les ouvrages.
- Butterfield, R. (1979). A natural compression law for soils (an advance on $e-\log p'$). *Géotechnique*, 29(4), 469-480.
- Burland, J. B. (1967). Deformation of soft clay (Doctoral dissertation, University of Cambridge).
- Casagrande, A., Fadum, R. E. (1940). Notes on soil testing for engineering purposes.

- Choi, D. (2016). Méthode des éléments-finis par l'exemple. Université de Caen, Bld Maréchal Juin, 75, 7-8.
- Costet, J., Sanglerat, G. (1981). Cours pratique de mécanique des sols, Tome 1, Calcul des ouvrages. Imprimerie Gauthier-Villars, Paris.
- Costet, J., Sanglerat, G. (1983). Cours pratique de mécanique des sols, Tome 2, Calcul des ouvrages. Imprimerie Gauthier-Villars, Paris.
- Duncan, J. M., Chang, C. Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.*
- Garlanger, J. E. (1972). The consolidation of soils exhibiting creep under constant effective stress. *Geotechnique*, 22(1), 71-78.
- Gilleron, N., Bourgeois, E., Saitta, A. (2016, July). Utilisation du hardening soil model dans l'étude du creusement de tunnels superficiels.
- GTR. Guide technique. (1992). Réalisation des remblais et des couches de forme.
- Gueddouda, M. K. (2011). Comportement hydro-mécanique des sols compactés: Application à la conception d'une barrière ouvragée «sable de dune–bentonite» (Doctoral dissertation).
- Hamidouche, O., Chaou, S., (2004). Etude de renforcement du sol sous un bac pétrolier par CB, micro pieux. Université Abderrahmane Mira. Bejaia.
- Helwany, S. (2007). Applied soil mechanics with ABAQUS applications. John Wiley & Sons.
- Hejazi, Y., Dias, D., Kastner, R. (2007, August). Impact des modèles de comportement sur la modélisation des ouvrages souterrains. In *Congrès français de mécanique*. AFM, Maison de la Mécanique, 39/41 rue Louis Blanc-92400 Courbevoie.
- Hubert, G. P. B., & Phillponat, G. (2003). Fondations et ouvrages en terre. *Edition Eroylles*.
- Janbu, N. (1963). Soil compressibility as determined by odometer and triaxial tests. In *Proc. Europ. Conf. SMFE* (Vol. 1, pp. 19-25).
- Janbu, N. (1969, August). The resistance concept applied to deformations of soils. In *Proceedings of the 7th international conference on soil mechanics and foundation engineering*, Mexico
- James, K. M., Kenichi, S. (1976). Fundamentals of soil behavior. University of California, Berkeley, John Wily and sons, Incl.

- Karkush, M. O., & Ali, S. D. (2020). impacts of lead nitrate contamination on the geotechnical properties of clayey soil. *Journal of engineering science and technology*, 15(2), 1032-1045.
- Kham, M.,(2016) . Loi de Mohr-Coulomb.
- Kim, J., Selvadurai, A. P. S. (2016). A note on the consolidation settlement of a rigid circular foundation on a poroelastic halfspace. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 40(14), 2003-2016.
- Klai, M., Bouassida, M., Tabchouche, S. (2015). Numerical modelling of Tunis soft clay. *Geotech Eng J SEAGS AGSSEA*, 46(4), 87-95.
- Leroueil, S. (1977). Quelques considerations sur le comportement des argiles sensibles.
- Lérau, J. (2006). Géotechnique 1, cours-chapitre 1. Institut national des sciences appliquées de toulouse, Département de Sciences et Technologies Pour l'Ingénieur.
- Li, X. L. (2008). Comportement Hydromécanique des Sols Fins: de l'état saturé à l'état non saturé.
- MAGNAN, J. P., JM, D. (1980). Analyse graphique des courbes de consolidation oedométrique.
- MAGNAN, J. P., JM, D. (1980). Analyse graphique des tassements observés sous les ouvrages.
- Matira, M. (1988). Les essais œdométriques asservis, contribution à la mise au point d'un matériel d 'essai et techniques de réalisation et d 'exploitation. Thèse de doctorat de 3 cycle. Institut national des sciences appliquées de Rennes.
- Mestat, P., Riou, Y. (2017). Modélisation des sols et des ouvrages avec le modèle Cam-Clay modifié. *Revue française de génie civil*, 6(5), 801-815.
- Mollon,G., (2013). Mécanique des milieux continus.
- Murray,R,T., *Developments in two-and three dimensional consolidation theory.*, éditeur C.R. Scott, Applied Science Publishers.
- NF, P. P 11-300 (1992) Norme française. Exécution des terrassements, Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d' infrastructures routières.
- Pailleret , G.,(1980). Cours de mécanique des sols.
- Pham, P. T. N. (2008). *Etude en place et au laboratoire du comportement en petites déformations des sols argileux naturels* (Doctoral dissertation).
- Philipponat, G. (2000). Fondations et ouvrages en terre.

- Plumelle, C., cour géotechnique. chapitre 10. Cnam. Paris.
- Pusch, R., Schomburg, J. (1999). Impact of microstructure on the hydraulic conductivity of undisturbed and artificially prepared smectitic clay. *Engineering Geology*, 54(1-2), 167-172.
- Reiffsteck, P. (2002). Nouvelles technologies d'essai en mécanique des sous-états de l'art. in *param 2002-symposium international identification et détermination des paramètres des sols et des roches pour les calculs géotechniques*, paris.
- Rousselot, D., Simulation des tassements des sols selon la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi, département géologie de l'aménagement division géotechnique.
- Saiac, J, H., (2006). Méthode des éléments finis. Analyse numérique des Equations aux dérivées partielles.
- Schanz, T., Vermeer, P. A., Bonnier, P. G. (1999). The hardening soil model: formulation and verification. *Beyond 2000 in computational geotechnics*, 281-296.
- Sekiguchi, H. (1977). Rheological characteristics of clays.
- Schofield, A., & Wroth, P. (2005). *Critical state soil mechanics*. McGraw-hill.
- Sibille, L. (2018). Essai œdométrique et mesure de perméabilité notice du TP (IUT GCCD module MXG4).
- Sibille, L. (2018). TP - Essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande / essai triaxial.
- TABCHOUCHE, S. (2018). Étude de comportement des sols mous renforcés par colonnes ballastées (Doctoral dissertation. Université Mohamed Khider Biskra).
- Tchouani Nana, J,M., Callaud, M ., (2004). Cours de mécanique des sols.
- Tavenas, F., Brucy, M., Magnan, J. P., La Rochelle, P., Roy, M. (1979). Analyse critique de la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi. *Revue Française de Géotechnique*, (7), 29-43.
- Taylor, D. W. (1942). *Research on consolidation of clays* (Vol. 82). Massachusetts Institute of Technology.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley & Sons.
- Tessier, D. (1975). Recherches expérimentales sur l'organisation des particules dans les argiles. Engineering thesis, Conservatoire National des Arts et Métiers, Paris.

- Tounekti, F., Bouassida, M., Klai, M., & Marzougi, I. (2008). Etude expérimentale en vue d'un modèle de comportement pour la vase de Tunis. *Revue française de géotechnique*, (122), 25-36.
- Wong, L. S., Somanathan, S. (2019). Analytical and numerical modelling of one-dimensional consolidation of stabilized peat. *Civil Engineering Journal*, 5(2), 398-411.
- Verruijt, A. (2017). *An Introduction to Soil Mechanics (Vol. 30)*. Springer.
- Vermeer, P. A., & De Borst, R. (1984). Non-associated plasticity for soils, concrete and rock.
- Von Soos, P. (1990). Properties of soil and rock. *Grundbautaschenbuch Part, 4*.
- Vermeer, P. A., De Borst, R. (1984). Non-associated plasticity for soils, concrete and rock. *HERON*, 29 (3).
- Wilson, N. E., Elgohary, M. M. (1974). Consolidation of soils under cyclic loading. *Canadian Geotechnical Journal*, 11(3), 420-423.
- Yuan, S., Zhong, H. (2014). Consolidation analysis of non-homogeneous soil by the weak form quadrature element method. *Computers and Geotechnics*, 62, 1-10.
- Ying-chun, Z., Kang-he, X., Xi-bin, L. (2005). Nonlinear analysis of consolidation with variable compressibility and permeability. *Journal of Zhejiang University-Science A*, 6(3), 181-187.
- Zhi-Qiang, F. E. N. G. (2005). *Mécanique non linéaire*. Livre. UFR Science et Technologies, Université d'Evry Val d'Essonne, 91p.
- Zou, S. F., Li, J. Z., Xie, X. Y. (2018). A semi-analytical solution for one-dimensional elasto-viscoplastic consolidation of layered soft clay. *Applied Clay Science*, 153, 9-15.