

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة سعيدة - د. مولاي الطاهر -

UNIVERSITÉ DE SAÏDA - Dr MOULAY TAHAR - Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie Civil & Hydraulique



### MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du Diplôme de **MASTER en Génie Civil**

**Spécialité : « Géotechnique »**

### THEME

## **TRAITEMENT DES ARGILES PROBLEMATIQUES : APPLICATION DU CODE DE CALCUL PLAXIS 2D**

### Présenté par :

Mr. DARSEBA Mohamed

Mr. MORSLI Habib

### Membres du jury

Dr. L. BELOUADI  
Pr. F. M. DERFOUF  
Dr. A. SEKKEL

Maître de conférences A  
Professeur  
Maître de conférences A

Université Dr. Moulay Tahar de Saïda  
Université Dr. Moulay Tahar de Saïda  
Université Dr. TAHAR Moulay de Saïda

**Président  
Examineur  
Encadrant**

**Année Universitaire : 2024 – 2025**

جامعة سعيدة - د. مولاي الطاهر --

UNIVERSITÉ DE SAÏDA- Dr MOULAY TAHAR – Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie Civil & Hydraulique



# TRAITEMENT DES ARGILES PROBLEMATIQUES : APPLICATION DU CODE DE CALCUL PLAXIS 2D

**DARSEBA Mohamed**  
**MORSLI Habib**

2024-2025

# **REMERCIEMENTS**

*Au terme de ce travail, nous souhaitons exprimer notre plus profonde reconnaissance à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à l'aboutissement de ce mémoire.*

*Nous adressons nos plus sincères remerciements à Dr. A. SEKKEL, Maître de conférences à l'Université Dr Moulay Tahar de Saïda, pour avoir assuré l'encadrement de ce travail avec rigueur, disponibilité et une générosité intellectuelle remarquable. Son accompagnement constant, ses conseils éclairés et son exigence méthodologique ont grandement enrichi notre réflexion et structuré notre démarche scientifique. Qu'il trouve ici l'expression de notre gratitude la plus respectueuse.*

*Nous tenons également à remercier Dr. L. BELOUADI, Maître de conférences à l'Université Dr Moulay Tahar de Saïda, pour avoir accepté de présider le jury d'évaluation. Ses remarques pertinentes et son regard critique constituent pour nous une source précieuse d'enrichissement.*

*Nos remerciements s'adressent aussi à Pr. F. M. DERFOUF, Professeur à la même université, pour avoir accepté avec bienveillance de prendre part à l'évaluation de ce mémoire en qualité d'examinateur, et pour l'intérêt porté à notre travail.*

*Nous exprimons également notre reconnaissance à l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil, dont les enseignements de qualité ont forgé notre formation académique et professionnelle.*

*Enfin, nous remercions chaleureusement nos familles, nos proches et nos camarades, pour leur soutien indéfectible, leur patience et leurs encouragements tout au long de cette aventure.*

# DEDICACES

*Je dédie ce modeste travail à mes parents. Ma petite famille : ma femme, mes enfants Ayoub et Ritadj.*

*Mon binôme Mohamed.*

*Mes proches amis : surtout Zellami Abdelkrim.*

# DEDICACES

*Je dédie ce travail à mon binôme et ami Habib Morsli, avec qui j'ai partagé cette aventure scientifique et humaine dans un esprit de complicité, d'entraide et de persévérance. Merci pour ta rigueur, ton engagement et ton soutien constant tout au long de ce parcours.*

*Je le dédie aussi, du plus profond de mon cœur, à mon père et à ma mère, piliers de ma vie, pour leur amour inconditionnel, leurs sacrifices silencieux, et leur foi indéfectible en moi. Ce travail est le fruit de leur patience, de leurs prières et de leur présence rassurante dans chaque étape de mon chemin.*

*À ma famille toute entière, pour son affection, ses encouragements et son soutien moral, je vous exprime toute ma gratitude.*

# TABLE DES MATIERES

---

<b>REMERCIEMENTS .....</b>	<b>I</b>
<b>DEDICACES.....</b>	<b>II</b>
<b>DEDICACES.....</b>	<b>III</b>
<b>TABLE DES MATIERES .....</b>	<b>IV</b>
<b>LISTE DES FIGURES.....</b>	<b>VII</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX.....</b>	<b>IX</b>
<b>ملخص.....</b>	<b>X</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>XI</b>
<b>RESUME .....</b>	<b>XII</b>
<b>LISTE DES SYMBOLES &amp; ABREVIATIONS .....</b>	<b>XIII</b>
<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE 1.    GENERALITES SUR LES SOLS PROBLEMATIQUES.....</b>	<b>3</b>
1.1 INTRODUCTION.....	4
1.2 DIVERSES PHASES DU SOL .....	4
1.2.1 PHASE SOLIDE .....	5
1.2.1.1 Eléments grossiers .....	5
1.2.2 PHASE LIQUIDE .....	5
1.2.3 PHASE GAZEUSE.....	6
1.3 CARACTERISTIQUES DES SOLS.....	6
1.3.1 CARACTERISTIQUES MINERALOGIQUES .....	7
1.3.1.1 Minéraux primaires .....	7
1.3.1.2 Minéraux secondaires .....	7
1.3.1.3 Sels solubles .....	7
1.3.1.4 Matières organiques .....	7
1.3.2 CARACTERISTIQUES PHYSICO-MECANIQUES .....	8
1.4 SYSTEMES DE CLASSIFICATIONS DES SOLS .....	8
1.4.1 CLASSIFICATION USCS/LCPC.....	9
1.4.2 CLASSIFICATION DES SOLS SELON LA NOMENCLATURE GTR (NORME NF P 11 300).....	11
1.4.3 SYSTEME DE CLASSIFICATION AASHTO .....	12
1.5 DIFFERENTS TYPES DES SOLS FINS .....	13
1.5.1 LES ARGILES .....	13
1.5.1.1 Origines et formation des argiles .....	14
1.5.1.2 Caractéristiques d'un sol argileux .....	15
1.5.1.3 Structure moléculaire microscopique des argiles.....	15

1.5.1.4	Différents types d'argiles .....	15
1.5.1.5	Caractéristiques physiques des argiles.....	17
1.5.2	LIMONS.....	17
1.5.3	MARNES .....	18
1.5.4	VASES .....	18
1.5.5	TOURBES.....	19
1.5.6	SABLES.....	20
1.5.7	GRAVILLONS .....	21
1.6	PHENOMENES LIES AUX SOLS A PROBLEMES.....	21
1.6.1	TASSEMENT .....	22
1.6.2	GLISSEMENT .....	22
1.6.3	AFFAISSEMENT .....	22
1.6.4	GONFLEMENT .....	23
1.7	TYPE DES SOLS A PROBLEMES.....	23
1.7.1	SOLS A PROBLEMES CHIMIQUES .....	23
1.7.1.1	Sol acide .....	23
1.7.1.2	Sol salin .....	24
1.7.1.3	Sol alcalin .....	25
1.7.1.4	Sol sodique.....	25
1.7.2	SOLS A PROBLEMES PHYSIQUES.....	26
1.7.2.1	Sols dispersifs.....	26
1.7.2.2	Sols affaissables.....	26
1.7.2.3	Sols expansifs (gonflants).....	28
1.7.2.4	Sol liquéfiable.....	28
1.7.2.5	Sol sableux .....	29
1.7.2.6	Sol sensible au gel .....	29
1.7.2.7	Sols tourbeux .....	30
1.8	CONCLUSION.....	31

**CHAPITRE 2. STABILISATION ET TRAITEMENT DES SOLS PROBLEMATIQUES .....32**

2.1	INTRODUCTION.....	33
2.2	BUT DE LA STABILISATION .....	33
2.3	CHOIX DES TECHNIQUES D'AMELIORATION DU SOL.....	33
2.4	DIFFERENTES TECHNIQUES DE STABILISATION.....	34
2.4.1	LA STABILISATION MECANIQUE .....	34
2.4.1.1	Méthode de Compactage.....	34
2.4.1.2	Méthodes hydromécaniques .....	37
2.4.1.3	Méthodes thermiques.....	40
2.4.1.4	Méthodes chimiques.....	41
2.5	COMPARAISON DES TECHNIQUES : AVANTAGES ET LIMITES .....	49
2.6	CONCLUSION.....	49

**CHAPITRE 3. PRESENTATION DU LOGICIEL PLAXIS 2D .....50**

3.1	INTRODUCTION.....	51
3.2	APERÇU DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS .....	51
3.2.1	PRINCIPE DE LA METHODE.....	51
3.2.2	CONCEPT DE BASE .....	52
3.3	PRESENTATION DU LOGICIEL PLAXIS 2D .....	53
3.3.1	LES SOUS-PROGRAMMES DE PLAXIS 2D [72].....	54
3.3.2	LA DEMARCHE DE MODELISATION AVEC PLAXIS 2D [74] .....	56
3.3.2.1	Géométrie .....	56

3.3.2.2	Conditions aux limites .....	57
3.3.2.3	Définition des paramètres des matériaux .....	57
3.3.2.4	Maillage.....	57
3.3.2.5	Les conditions initiales .....	58
3.3.2.6	Phases de calcul .....	58
3.3.3	LOIS DE COMPORTEMENT DANS PLAXIS [75].....	60
3.3.3.1	Modèle de Mohr-Coulomb.....	60
3.3.3.2	Modèle de sol durcissant (Hardening Soil model - HS).....	63
3.3.3.3	Modèle pour sols mous (soft soil model-ss).....	63
3.3.3.4	Modèle de Jointed Rock (The Jointed Rock model).....	63
3.3.3.5	Modèle de Cam-Clay modifié (Modified Cam-Clay model -MCC).....	63
3.3.4	TYPES DE CALCULS [75].....	63
3.3.4.1	Calcul plastique .....	63
3.3.4.2	L'analyse de la consolidation.....	64
3.3.4.3	Calcul de coefficient de sécurité (Phi-c réduction).....	64
3.4	CONCLUSION.....	65

**CHAPITRE 4. ETUDE DE CAS D'AMELIORATION.....66**

4.1	INTRODUCTION.....	67
4.2	PRESENTATION DE L'ETUDE.....	67
4.3	ÉTAPES DE LA MODELISATION DANS PLAXIS 2D.....	68
4.3.1	CREATION D'UN NOUVEAU PROJET .....	68
4.3.2	DEFINITION DE DOMAINE D'ANALYSE.....	69
4.3.3	CREATION DU SONDAGE (CREATION DE LA GEOMETRIE).....	70
4.3.3.1	Justification du tassement imposé et semelle rigide.....	70
4.3.4	DEFINITION DES MATERIAUX.....	72
4.3.4.1	Sol .....	72
4.3.5	CONDITIONS AUX LIMITES .....	74
4.3.6	AFFECTATION OU ASSIGNE LE MATERIAU DE SOL ET SEMELLE.....	74
4.3.7	MAILLAGE.....	75
4.3.8	DEFINITION DES ETAPES DE CALCUL « STAGED CONSTRUCTION ».....	76
4.3.9	DEFINITION DES PHASES DE CALCUL.....	77
4.3.10	LANCEMENT DES CALCULS .....	78
4.4	RESULTATS .....	79
4.4.1	SOL NON TRAITE .....	79
4.4.1.1	Détermination de $\tau_{max}$ .....	81
4.4.1.2	Détermination de $\tau_{mob}$ .....	82
4.4.1.3	Détermination de $\sigma'_N$ .....	83
4.4.1.4	Interprétation.....	84
4.4.2	ANALYSE DE L'EFFET DES DECHETS D'ASPHALTE DANS L'AMELIORATION DU TASSEMENT DU SOL.....	84
4.4.2.1	Interprétation.....	84
4.4.3	TRAITEMENT BIOLOGIQUE DES SOLS.....	86
4.4.3.1	Interprétation.....	87
4.4.4	COMPARAISON DES RESULTATS.....	88
4.5	CONCLUSION.....	90

**CONCLUSION GENERALE.....91**

**REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....93**

# LISTE DES FIGURES

## **CHAPITRE 1. GENERALITES SUR LES SOLS PROBLEMATIQUES ..... 3**

FIGURE 1.1	DIAGRAMME DES PHASES DE SOL [1] .....	4
FIGURE 1.2	TEXTURE DU SOL [2] .....	4
FIGURE 1.3	CONSTITUANTS D'UN SOL [3].....	6
FIGURE 1.4	CLASSIFICATION DES SOLS FINS SELON LE SYSTEME USCS/LCPC. [7] .....	9
FIGURE 1.5	DIAGRAMME DE CASAGRANDE [8] .....	10
FIGURE 1.6	COURBE GRANULOMETRIQUE [9].....	11
FIGURE 1.7	REPRESENTATION DES TETRAEDRES ET DES OCTAEDRES [11] .....	13
FIGURE 1.8	DIFFERENTES COULEURS D'ARGILES [12] .....	14
FIGURE 1.9	PROCESSUS DE FORMATION DE L'ARGILE (DANANAJ ET AL, 2005) [13].....	14
FIGURE 1.10	REPRESENTATION D'UN TETRAEDRE DE SILICIUM ET AGENCEMENT DE TETRAEDRES EN COUCHE TETRAEDRIQUE [14] .....	15
FIGURE 1.11	STRUCTURE DE LA KAOLINITE [16].....	16
FIGURE 1.12	STRUCTURE DE LA MONTMORILLONITE [17].....	16
FIGURE 1.13	STRUCTURE D'ILLITE [18] .....	17
FIGURE 1.14	SCHEMA REPRESENTANT DES COLONNES LITHOLOGIQUES SIMPLIFIEES (MARNO-CALCAIRE) [19] .....	18
FIGURE 1.15	PHOTO DE TOURBE BLONDE [20] .....	20
FIGURE 1.16	ASPECT VISUEL DES SABLES [21] .....	20
FIGURE 1.17	PHOTOS DES GRAVILLONS ROULES (A GAUCHE) ET CONCASSES (A DROITE) [22] .....	21
FIGURE 1.18	TASSEMENT DU SOL COMPRESSIBLE SOUS L'EFFET DES CHARGES APORTEES PAR LE REMBLAI [23] .....	22
FIGURE 1.19	EXEMPLE D'UN GLISSEMENT TERRAIN [24] .....	22
FIGURE 1.20	ZONE TOUCHEE PAR UN AFFAISSEMENT DE TERRAIN, COMMUNE D'AZAZGA (TIZI-OUZOU) [25] .....	23
FIGURE 1.21	RETRAIT ET GONFLEMENT DES SOLS [29].....	23
FIGURE 1.22	EFFET DE L'ACIDIFICATION SUR LE SOL [31].....	24
FIGURE 1.23	EFFET DU SEL SUR LE SOL SALIN [32].....	24
FIGURE 1.24	SOL SODIQUE [34].....	25
FIGURE 1.25	SOL DISPERSIF [35] .....	26
FIGURE 1.26	SOL AFFAISSABLE [36] .....	27
FIGURE 1.27	BATIMENTS ENDOMMAGES PAR LES MOUVEMENTS DES SOLS ARGILEUX EXPANSIFS. WESTERN DESERT, EGYPT [37] .....	28
FIGURE 1.28	LIQUEFACTION DU SOL LORS DU SEISME DE 1964 A NIIGATA, AU JAPON [38] .....	29
FIGURE 1.29	EFFET DU GEL [39].....	30
FIGURE 1.30	SOL TOURBEUX [40].....	31

## **CHAPITRE 2. STABILISATION ET TRAITEMENT DES SOLS PROBLEMATIQUES ..... 32**

FIGURE 2.1	METHODES DE TRAITEMENT EN FONCTION DE LA NATURE DU SOL [41].....	34
FIGURE 2.2	COMPACTAGE DES SOLS [43].....	35
FIGURE 2.3	COMPACTAGE DYNAMIQUE [44] .....	36
FIGURE 2.4	VIBRATION PROFONDE [45] .....	36
FIGURE 2.5	COLONNES BALLASTES (PROCEDES D'AMELIORATION ET DE RENFORCEMENT DE SOLS SOUS ACTIONS SISMIQUES) [46].....	37
FIGURE 2.6	TECHNIQUES DE COMPACTAGE DES SOLS A) COMPACTAGE DYNAMIQUE PROFOND B) COMPACTAGE PAR VIBRATION C) COMPACTAGE PAR INJECTION DE COULIS [47].....	37
FIGURE 2.7	PRINCIPE DU PRE CHARGEMENT POUR LE CONTROLE DES TASSEMENTS [48] .....	38
FIGURE 2.8	DRAINS VERTICAUX [49].....	38
FIGURE 2.9	GEODRAINAGE [50].....	39
FIGURE 2.10	RENFORCEMENT PAR GEOSYNTHETIQUES [51] .....	39

FIGURE 2.11 TRAITEMENT THERMIQUE PAR INJECTION DE CHALEUR [52].....	40
FIGURE 2.12 TRAVAUX EN SOUTERRAIN : LA CONGELATION DES SOLS [53] .....	40
FIGURE 2.13 CALCINATION DES SOLS [54] .....	41
FIGURE 2.14 STABILISATION DES SOLS AVEC DE LA CHAUX OU DU CIMENT [55] .....	42
FIGURE 2.15 PROCESSUS DE FABRICATION DE CIMENT [57].....	44
FIGURE 2.16 TYPES DE GEOSYNTHETIQUES [58] .....	46
FIGURE 2.17 GEOTEXTILES DE RENFORCEMENT. (OUVRAGE DE SOUTÈNEMENT LES MURS EN REMBLAI RENFORCE PAR ELEMENTS GEOSYNTHETIQUES) [59] .....	47
FIGURE 2.18 STRUCTURES DE GEOGRILLE [61].....	48
FIGURE 2.19 STABILISATION PAR GEO GRILLE A) RENFORCEMENT DE TALUS PAR GEO GRILLE B) STABILISATION DE LA SOUS COUCHE PAR GEO GRILLE [62] .....	48
FIGURE 2.20 PRINCIPE DE LA REALISATION DE LA COLONNE BALLASTEE PAR VOIE SECHE [63] .....	49

### **CHAPITRE 3. PRESENTATION DU LOGICIEL PLAXIS 2D ..... 50**

FIGURE 3.1 INTERFACE PRINCIPALE DU LOGICIEL [67] .....	53
FIGURE 3.2 FENETRE DE CREATION DE PROJET [67] .....	54
FIGURE 3.3 FENETRE PRINCIPALE DU PROGRAMME D'ENTREE DES DONNEES [67] .....	55
FIGURE 3.4 FENETRE DE CALCUL [67].....	55
FIGURE 3.5 ORGANIGRAMME DES SOUS-PROGRAMMES DE CODE PLAXIS 2D [69] .....	56
FIGURE 3.6 PARAMETRES DES MATERIAUX ET SOL.....	57
FIGURE 3.7 MAILLAGE POUR AVOIR LES CONTRAINTES EFFECTIVES .....	58
FIGURE 3.8 CALCUL DE FACTEUR DE SECURITE .....	59
FIGURE 3.9 FENETRE DE PARAMETRE AVANCEE DE MODELE DE MOHR COULOMB.....	60
FIGURE 3.10 PARAMETRE DE MOHR-COULOMB [72] .....	61
FIGURE 3.11 MODULE DE YOUNG E [73] .....	62

### **CHAPITRE 4. ETUDE DE CAS D'AMELIORATION ..... 66**

FIGURE 4.1 FENETRE NOUVEAU PROJET .....	68
FIGURE 4.2 DEFINITION DE DOMAINE D'ANALYSE.....	69
FIGURE 4.3 UNITES ET DIMENSIONS DU MODELE .....	70
FIGURE 4.4 CREATE BOREHOLE SCREEN.....	71
FIGURE 4.5 CREATION DE LA SEMELLE AVEC DEPLACEMENT IMPOSE .....	71
FIGURE 4.6 CHOIX DE MATERIAUX POUR SOL NON TRAITE .....	73
FIGURE 4.7 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX POUR SOL NON TRAITE .....	74
FIGURE 4.8 ASSIGNE LE MATERIAU (ARGILE COMPRESSIBLE) .....	75
FIGURE 4.9 ASSIGNE LE TASSEMENT PAR DEPLACEMENT IMPOSE ( $U_y = -0,05m$ ) .....	75
FIGURE 4.10 ETAPES DU MAILLAGE DU SOL .....	76
FIGURE 4.11 ETAPES DE STAGED CONSTRUCTION .....	77
FIGURE 4.12 CREATION DES PHASES .....	78
FIGURE 4.13 FENETRE DE CALCUL .....	78
FIGURE 4.14 DEPLACEMENT DE LA SEMELLE DE 5CM.....	79
FIGURE 4.15 CREATION DE LIGNE A-A* AVEC L'OUTIL CROSS SECTION POUR $\tau_{MAX}$ .....	80
FIGURE 4.16 VISUALISATION DE $\tau_{MAX}$ A 20 CM SOUS LA FONDATION.....	81
FIGURE 4.17 CREATION DE LIGNE A-A* AVEC L'OUTIL CROSS SECTION POUR $\tau_{MOB}$ .....	82
FIGURE 4.18 CREATION DE LIGNE A-A* AVEC L'OUTIL CROSS SECTION POUR $\sigma'_N$ .....	83
FIGURE 4.19 EVOLUTION DE L'EFFORT N MAX EN FONCTION DES POURCENTAGES D'AJOUT DE DECHETS D'ASPHALTE .....	85
FIGURE 4.20 EVOLUTION DE L'EFFORT N MAX EN FONCTION DE LA SOUCHE BACTERIENNE .....	87
FIGURE 4.21 EVOLUTION DU POURCENTAGE DE $\tau_{MOB}/\tau_{MAX}$ POUR UN TASSEMENT IMPOSE DE 5CM .....	88
FIGURE 4.22 EVOLUTION DU POURCENTAGE DE LA CHARGE VERTICALE CENTREE $N_{MAX}$ POUR UN TASSEMENT IMPOSE DE 5CM.....	89

# LISTE DES TABLEAUX

---

<b><u>CHAPITRE 1.</u></b>	<b><u>GENERALITES SUR LES SOLS PROBLEMATIQUES.....</u></b>	<b><u>3</u></b>
TABLEAU 1.1	CLASSIFICATION L.C.P.C. DES SOLS GRENUS [8] .....	10
TABLEAU 1.2	LA CLASSIFICATION GTR POUR LES SOLS A, B, C ET D [11] [12].....	12
TABLEAU 1.3	CLASSIFICATION DES SOLS DE L'AASHTO [12].....	12
TABLEAU 1.1	CARACTERISTIQUES DE CERTAINES FAMILLES D'ARGILE [22].....	17
<b><u>CHAPITRE 2.</u></b>	<b><u>STABILISATION ET TRAITEMENT DES SOLS PROBLEMATIQUES .....</u></b>	<b><u>32</u></b>
TABLEAU 2.1.	COMPARAISON DES TECHNIQUES D'AMELIORATION DES SOLS : AVANTAGES ET LIMITE .....	49
<b><u>CHAPITRE 3.</u></b>	<b><u>PRESENTATION DU LOGICIEL PLAXIS 2D .....</u></b>	<b><u>50</u></b>
<b><u>CHAPITRE 4.</u></b>	<b><u>ETUDE DE CAS D'AMELIORATION .....</u></b>	<b><u>66</u></b>
TABLEAU 4.1.	PROPRIETES DES MATERIAUX (SOL NON-TRAITE + TRAITE AVEC DECHETS D'ASPHALTE) [78].....	72
TABLEAU 4.2.	PROPRIETES DES MATERIAUX (ADDITIFS BIOLOGIQUES AU SOL NON-TRAITE) [79] .....	73
TABLEAU 4.1.	VALEURS DES CONTRAINTES $\tau_{MAX}$ SOUS LA BASE DE LA FONDATION (20CM) .....	81
TABLEAU 4.2.	VALEURS DES CONTRAINTES $\tau_{MOB}$ SOUS LA BASE DE LA FONDATION (20CM) .....	82
TABLEAU 4.3.	VALEURS DES CONTRAINTES $\sigma'_N$ SOUS LA BASE DE LA FONDATION (20CM) .....	83
TABLEAU 4.4.	RESULTATS DES SOLLICITATIONS SUR SOL TRAITE PAR DECHETS D'ASPHALTE [78].....	84
TABLEAU 4.5.	RESULTATS DES SOLLICITATIONS SUR SOL TRAITE PAR BIOCIMENTATION [79] .....	86
TABLEAU 4.6.	COMPARAISON DES RESULTATS .....	88

## ملخص

تتناول هذه الأطروحة النمذجة العددية الرامية إلى تحسين تربة طينية قابلة للانضغاط باستخدام منهجين مستدامين: إعادة تدوير مخلفات الأسفلت (7 ٪، 12 ٪، 22 ٪) والتثبيت البيولوجي باستخدام بكتيريا غير ممرضة S1T1 ، S1T2 ، S3T2. بعد عرض للترب الإشكالية وطرق معالجتها، أُجريت نمذجة عددية ببرنامج PLAXIS 2D لأساس صلب خاضع لهبوط مفروض قدره 5 سم. أظهرت النتائج تضاعف القدرة التحميلية عند إضافة 22 ٪ من مخلفات الأسفلت، وزيادة بنحو 50 ٪ عند 12 ٪ من الأسفلت أو مع العينة S1T1 ، مع الحفاظ على هامش أمان قص مناسب. توصي الدراسة باستخدام الأسفلت المعاد في المشاريع التي تتطلب قدرة عالية، واعتماد التثبيت البيولوجي للمشاريع منخفضة الانبعاثات الكربونية، مؤكدة على جدوى الجمع بين الطريقتين لتحقيق أداء ميكانيكي عالٍ واستدامة بيئية.

**الكلمات المفتاحية:** النمذجة، قابل للانضغاط، تحسين نفايات الأسفلت، التثبيت الحيوي، الأساس.

# **ABSTRACT**

This thesis investigates numerical modelling aimed at improving a compressible clay through two sustainable approaches: recycling asphalt milling waste (7 %, 12 %, 22 %) and bio-cementation using non-pathogenic bacteria (S1T1, S1T2, S3T2). Following a review of problematic soils and stabilisation methods, finite-element analyses with PLAXIS 2D simulate a rigid footing subjected to a prescribed 5 cm settlement. Results indicate a two-fold increase in bearing capacity with 22 % asphalt and roughly 50 % gains with either 12 % asphalt or S1T1, while maintaining adequate shear safety. Asphalt reuse is recommended for high-capacity demands, whereas bio-cementation suits low-carbon objectives. Hybrid strategies combining moderate granular addition and targeted bio-cementation emerge as the most promising for resilient and sustainable foundation solutions.

**Keywords:** modeling, compressible, improvement, recycled asphalt, biocementation, shallow foundation

# **RESUME**

Ce mémoire traite la modélisation numérique en vue de l'amélioration d'une argile compressible au moyen de deux filières durables : la valorisation de déchets d'enrobés bitumineux (7 %, 12 %, 22 %) et la biocimentation bactérienne (S1T1, S1T2, S3T2). Après une revue des sols problématiques et des techniques d'amélioration, une modélisation numérique sous PLAXIS 2D évalue la réponse d'une semelle rigide soumise à un tassement imposé de 5 cm. Les résultats montrent un doublement de la portance avec 22 % d'asphalte et une hausse moyenne de 50 % avec 12 % d'asphalte ou S1T1, tout en conservant une marge de cisaillement suffisante. L'étude conclut à la pertinence des enrobés recyclés pour les besoins de portance élevée et à l'intérêt de la biocimentation pour les projets bas carbone, en suggérant des stratégies hybrides pour maximiser performance et durabilité.

***Mots clés*** : modélisation, compressible, amélioration, déchets d'asphalte, biocimentation, fondation

# LISTE DES SYMBOLES & ABBREVIATIONS

$\sigma$  : Contrainte normale (kPa)

$\tau$  : Contrainte tangentielle (kPa)

$\gamma$  : Poids volumique du sol (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_d$  : Poids volumique sec (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_{sat}$  : Poids volumique saturé (kN/m<sup>3</sup>)

$\varphi$  : Angle de frottement interne (°)

$c$  : Cohésion du sol (kPa)

$E$  : Module de Young (MPa)

$\nu$  : Coefficient de Poisson (sans unité)

$\psi$  : Angle de dilatance (°)

$K_0$  : Coefficient de pression au repos (sans unité)

$K$  : Module de compressibilité (MPa)

$w$  : Teneur en eau (%)

$e$  : Indice des vides (sans unité)

$n$  : Porosité (%)

$S_r$  : Degré de saturation (%)

$G_s$  : Poids spécifique des grains solides (sans unité)

$u$  : Pression interstitielle (kPa)

$q$  : Contrainte déviatorique (kPa)

$p$  : Pression moyenne (kPa)

$\Delta V$  : Variation de volume (%)

$\epsilon$  : Déformation (% ou sans unité)

OCR : Overconsolidation Ratio (sans unité)

$\lambda$  : Pente de la courbe de compression (Cam-Clay) (sans unité)

$\kappa$  : Pente de la courbe de recompression (Cam-Clay) (sans unité)

$M$  : Pente de la ligne critique (Cam-Clay) (sans unité)

$\tau_{\max}$  : Contrainte de cisaillement maximale (kPa)

$\tau_{\text{mob}}$  : Contrainte de cisaillement mobilisée (kPa)

$N(\max)$  : Charge verticale centrée maximale (kN/m)

$\sigma'N$  : Contrainte verticale moyenne efficace (kPa)

$U_y$  : Déplacement vertical imposé (m)

$\text{mob}$  : Valeur mobilisée de contrainte (souvent  $\tau_{\text{mob}}$ ) (kPa)

$\text{max}$  : Valeur maximale de contrainte (kPa)

$\sigma'$  : Contrainte normale efficace (kPa)

S1T1, S1T2, S3T2 : Désignation des souches bactériennes utilisées (biocimentation) (—)

# INTRODUCTION GENERALE

---

En géotechnique, la compréhension fine du comportement des sols constitue un enjeu fondamental pour la conception, la stabilité et la durabilité des ouvrages de génie civil. Les sols ne sont pas de simples supports passifs : ils interagissent de manière complexe avec les structures qui leur sont imposées, notamment lorsqu'il s'agit de sols dits « problématiques », tels que les argiles gonflantes, les sols affaissables, liquéfiables ou encore compressibles. Ces matériaux, par leur nature instable, sont à l'origine de pathologies géotechniques récurrentes, allant du tassement différentiel au soulèvement des fondations, en passant par les fissurations structurelles et les déformations irréversibles. Ces désordres engendrent des conséquences économiques, techniques et sociales majeures, particulièrement dans les zones urbaines ou en forte expansion, où les contraintes d'aménagement imposent de construire sur des terrains à faible portance.

Face à cette problématique, la discipline a connu des avancées significatives, tant sur le plan expérimental que numérique. L'émergence de techniques de stabilisation et de traitement des sols permet aujourd'hui d'envisager des solutions adaptées à chaque cas, en tenant compte des caractéristiques physico-chimiques du sol, du type d'ouvrage, des charges à transférer et des conditions hydrogéologiques. Parallèlement, l'usage croissant de la modélisation numérique, notamment à travers des logiciels spécialisés tels que Plaxis 2D, offre une capacité de simulation et d'analyse prédictive indispensable pour fiabiliser les projets et optimiser les méthodes de renforcement.

Dans ce contexte, il convient de souligner le rôle fondamental du géotechnicien dans la mise en œuvre des outils de modélisation numérique, notamment le logiciel Plaxis 2D. L'efficacité de la simulation repose non seulement sur la puissance de l'outil informatique, mais surtout sur la pertinence des choix effectués par l'ingénieur à chaque étape du processus : sélection du modèle de comportement, définition des paramètres de sol, maillage, conditions aux limites et scénarios de calcul. Le géotechnicien agit en tant qu'expert décisionnaire, capable d'interpréter les résultats de manière critique et d'opérer des arbitrages judicieux entre exigences de sécurité et contraintes économiques. Sa compétence permet de garantir que les modèles restent fidèles à la réalité du terrain tout en conservant une robustesse prédictive. En ce sens, la modélisation numérique ne peut se substituer à l'analyse géotechnique mais vient au contraire la prolonger et l'objectiver dans une démarche d'ingénierie intégrée et raisonnée.

Ce mémoire s'inscrit dans cette dynamique de gestion raisonnée des sols problématiques. Il vise à explorer les méthodes de stabilisation des argiles, avec une application numérique à l'aide du logiciel Plaxis 2D. L'objectif est d'évaluer, par modélisation, le comportement mécanique des sols avant et après traitement, et de proposer des recommandations basées sur des analyses comparatives et des résultats simulés.

La structuration du mémoire se décline en quatre chapitres :

- Le premier chapitre est centré sur des généralités sur les sols problématiques : Il introduit les différentes typologies de sols présentant des comportements anormaux ou instables. Il aborde leur origine, leurs propriétés minéralogiques et mécaniques, ainsi que les mécanismes pathologiques qu'ils induisent (gonflement, affaissement, liquéfaction...).
- Le second chapitre se focalise sur les techniques de stabilisation et de traitement des sols : Il présente les principales approches employées pour améliorer les caractéristiques des sols : stabilisation mécanique, chimique et par géosynthétiques. Une analyse critique des avantages et limites de chaque technique est également fournie.
- Le troisième chapitre est entièrement dédié à la modélisation par le logiciel Plaxis 2D : Il expose les fondements de la méthode des éléments finis et la logique de fonctionnement du logiciel Plaxis 2D, en insistant sur les étapes de modélisation, le choix des lois de comportement et les types de calculs disponibles.
- Enfin, le dernier chapitre traite une étude de cas d'amélioration : Une application numérique est menée sur un sol argileux traité, afin d'évaluer l'efficacité d'une technique de stabilisation. Les résultats sont interprétés et comparés pour valider la pertinence du traitement proposé.

A l'issue de mémoire, une conclusion générale viendra synthétiser les enseignements de cette étude, en identifiant les limites rencontrées et en ouvrant sur des perspectives de recherche possibles au présent travail.

# Chapitre 1. GENERALITES SUR LES SOLS

## PROBLEMATIQUES

1.1 INTRODUCTION.....	4
1.2 DIVERSES PHASES DU SOL .....	4
1.3 CARACTERISTIQUES DES SOLS.....	6
1.4 SYSTEMES DE CLASSIFICATIONS DES SOLS .....	8
1.5 DIFFERENTS TYPES DES SOLS FINES .....	13
1.6 PHENOMENES LIES AUX SOLS A PROBLEMES.....	21
1.7 TYPE DES SOLS A PROBLEMES.....	23
1.8 CONCLUSION.....	31

## 1.1 Introduction

Les sols, à l'état naturel, se présentent comme des matériaux hétérogènes caractérisés par une grande variabilité. Les principaux défis associés à l'utilisation des sols dans les travaux de terrassement des infrastructures de transport (routes, voies ferrées, aéroports, ports, etc.) se caractérisent généralement par une capacité portante réduite, des déformations (tassements) et des glissements de talus.

Les avancées dans le domaine de la mécanique des sols et de la géotechnique ont permis d'approfondir la connaissance des sols grâce à des essais de caractérisation. Ces progrès ont également contribué à la mise au point de techniques visant à améliorer les sols ayant des propriétés mécaniques déficientes.

Ce chapitre présentera une description des divers types de sols et de leurs caractéristiques, la méthodologie d'identification des sols, les systèmes de classification USCS/LCPC, GTR et AASHTO, ainsi que les enjeux associés aux sols fins.

## 1.2 Diverses phases du sol

Le sol est un complexe multiphasique, il est composé principalement de trois phases (Figure I.1) ; solide (grains solides de différentes tailles), liquide (eau), gazeuse (air).

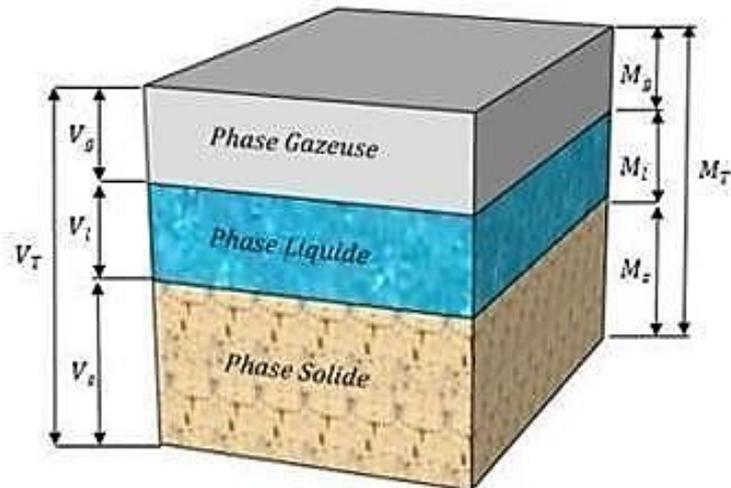


Figure 1.1 Diagramme des phases de sol [1]

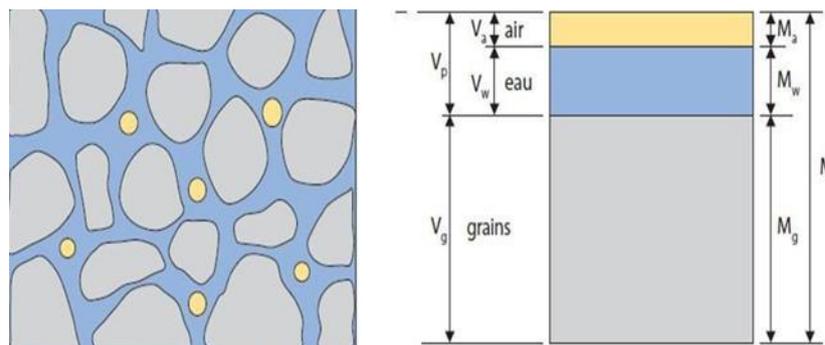


Figure 1.2 Texture du Sol [2]

### 1.2.1 PHASE SOLIDE

La phase solide du sol est en général majoritairement minérale qui comprend :

#### 1.2.1.1 Éléments grossiers

Ce sont les éléments  $> 2$  mm et on les classe par dimensions :

- ✓ 0,2 cm à 2 cm : graviers.
- ✓ 2 à 5 cm : cailloux.
- ✓ 5 à 20 cm : pierres
- ✓ 20 cm : blocs.

Leur expression se fait en pourcentage, qu'on donne sur le terrain en fonction du volume et en laboratoire en fonction de la masse (sur un échantillon de sol, au laboratoire, on estime le pourcentage après passage au tamis de 2 mm).

Terre fine :

La terre fine est la fraction de terre qu'il reste lorsqu'on retire les éléments grossiers (donc  $< 2$  mm, au tamis). On peut classer les éléments de la terre fine par dimensions :

- ✓ 2 mm à 0,2 mm : sables grossiers.
- ✓ 0,2 mm à 50  $\mu\text{m}$  : sables fins.
- ✓ 50  $\mu\text{m}$  à 20  $\mu\text{m}$  : limons grossiers.
- ✓ 20  $\mu$  à 2  $\mu$  : limons fins.
- ✓  $< 2 \mu$  : argiles.

Elle comprend aussi une fraction organique dont le taux varie selon le type de sol et les conditions de pédogenèse. Les sols cultivés présentent des taux de matière organique compris dans une gamme allant de moins de 1% à 20% de la masse du sol.

### 1.2.2 PHASE LIQUIDE

La phase liquide du sol est souvent désignée par le terme « solution du sol », occupe une partie plus ou moins importante de la porosité du sol, est constituée d'eau où se trouvent diverses substances organiques et minérales dissoutes et des particules en suspension. La composition de la solution du sol varie selon :

- ✓ Le climat,
- ✓ Les apports anthropiques (fertilisants, produits de traitement phytosanitaire...etc.)
- ✓ L'activité biologique du sol (exsudats racinaires, produits de synthèse et de dégradation microbienne ...etc.)

### 1.2.3 PHASE GAZEUSE

Dans un sol bien aéré, les gaz qui règnent dans l'atmosphère du sol sont :

- ✓ L'azote (78 à 80%) ;
- ✓ L'oxygène (18 à 20%) ;
- ✓ Le dioxyde de carbone (0,2 à 3%).

D'autres molécules gazeuses d'origine anthropique telles que les pesticides peuvent également être détectées dans l'atmosphère du sol. Ces gaz peuvent exister dans le sol soit à l'état libre, soit dissous dans la solution du sol. Cependant, dans certaines conditions tout l'espace poral du sol est alors occupé par l'eau et le sol est dit saturé.

Dans ce cas, la phase gazeuse sera totalement absente.

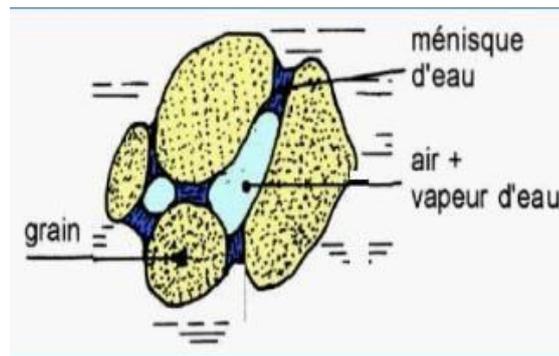


Figure 1.3 Constituants d'un Sol [3]

La (figure 1.3) nous montre les grains du squelette, et que les vides peuvent être remplis par l'eau, par un gaz ou les deux à la fois. Le gaz contenu dans les vides entre les particules est généralement de l'air lorsque le sol est sec ou un mélange d'air et de vapeur d'eau lorsque le sol est humide (cas le plus fréquent).

L'eau peut remplir plus ou moins tous les vides entre les grains et être mobile (écoulement plus ou moins rapide). Lorsque l'eau remplit tous les vides, le sol est dit saturé. Dans les régions tempérées, la plupart des sols en place, à quelques mètres de profondeur sont saturés. Lorsqu'il n'y a pas d'eau, le sol est dit sec. L'étude complète des sols non saturés, qui constituent un milieu à trois phases, est très complexe. [4]

## 1.3 Caractéristiques des sols

Le sol est constitué de trois phases distinctes : solide, liquide et gazeuse. Il est donc crucial d'identifier un ensemble de caractéristiques physiques afin de déterminer de manière précise l'importance relative de ces différentes phases par rapport à l'ensemble. Ces caractéristiques seront d'une grande utilité pour décrire les échantillons remaniés et non remaniés, ainsi que pour évaluer les contraintes présentes au sein des massifs.

### **1.3.1 CARACTERISTIQUES MINÉRALOGIQUES**

Les minéraux contenus dans le sol constituent la composante prédominante du sol à la fois en termes de poids et de volume. Ces éléments sont issus soit des roches où le sol s'est formé (feldspaths, micas, quartz), soit de l'altération des minéraux déjà présents dans la roche, soit de la formation de nouveaux minéraux (oxydes, argiles). Les caractéristiques physico-chimiques de ces éléments jouent un rôle essentiel dans la régulation de divers processus physiques et chimiques au sein des sols.

Les argiles, notamment de dimensions très réduites (inférieures à 2 micromètres), présentent des surfaces hautement réactives, portant une charge négative. Ces propriétés exceptionnelles leur permettent de jouer un rôle crucial dans de nombreux processus impliquant diverses molécules, éléments minéraux, polluants organiques, substances toxiques ou contaminants, ainsi que des éléments traces.

#### **1.3.1.1 Minéraux primaires**

Il s'agit des éléments qui subsistent suite au processus d'altération. Ils restent constants, préservant de ce fait les propriétés minéralogiques et géochimiques des matériaux d'origine, ou bien ils sont instables, c'est-à-dire qu'ils n'ont pas été soumis à une altération significative. Le quartz, les feldspaths et les micas, se retrouvent dans diverses fractions granulométriques, figurent parmi les minéraux primaires les plus répandus dans les sols. Leur apparition peut découler de divers processus tels que l'érosion des substrats, le tri granulométrique lors du transport, notamment par des agents comme l'eau, ainsi que la sédimentation.

#### **1.3.1.2 Minéraux secondaires**

Les minéraux secondaires se forment suite à la transformation géochimique des minéraux primaires, impliquant ainsi un changement de leur composition minéralogique accompagné d'une réduction de leur taille. Ils incluent différents types de minéraux argileux, simples ou interstratifiés, ainsi que des hydroxydes ou des oxydes, principalement de fer mais parfois de manganèse ou d'aluminium. Les minéraux argileux se trouvent généralement dans une plage granulométrique allant d'un micron à quatre microns.

#### **1.3.1.3 Sels solubles**

Les solutions issues de la dégradation par hydrolyse contiennent des composés chimiques actifs tels que le potassium (K), le sodium (Na), le calcium (Ca) et le magnésium (Mg). Ces composants ont la possibilité de quitter de manière permanente les zones altérées ou de demeurer en ces lieux en se transformant en nouveaux minéraux tels que des carbonates, des sulfates ou des sels. Les carbonates ont la capacité de servir de ciment temporaire ou de sceller de manière permanente les minéraux argileux.

#### **1.3.1.4 Matières organiques**

Ces minéraux secondaires sont formés suite à l'hydrolyse ou à la décomposition biologique des résidus végétaux présents à la surface des sols. Ces résidus ont la capacité d'être enfouis en profondeur dans la structure argileuse du sol. La présence de matière organique, qui constitue une petite fraction des

sédiments, se distingue par sa forte capacité d'adsorption d'eau, ce qui influence le comportement géomécanique de manière similaire aux matériaux argileux.

### 1.3.2 CARACTERISTIQUES PHYSICO-MECANQUES

Les propriétés physico-mécaniques sont analysées en laboratoire à l'aide de techniques telles que la pesée avant et après séchage, ainsi que des mesures de volume.

- ✓ **Texture** : La texture du sol fait référence à la distribution relative des différentes tailles de particules minérales telles que le sable, le limon et l'argile dans le sol. En règle générale, elle est classée en fonction des proportions relatives de ces particules.
- ✓ **Structure** : Il s'agit de la disposition spatiale des particules de sol en agrégats ou agrégations. Elle est impactée par divers facteurs tels que les processus de pédogenèse, l'activité biologique, ainsi que les cycles d'humidification et de dessiccation.
- ✓ **Porosité** : Le terme "porosité" désigne la fraction d'espace non occupée par de la matière solide dans le sol. Ces pores peuvent être occupés par de l'air ou de l'eau, et ils jouent un rôle essentiel dans la circulation de l'eau, des gaz et des éléments nutritifs dans le sol. Une porosité appropriée est essentielle pour garantir un drainage adéquat, une aération suffisante du sol et une croissance racinaire optimale.
- ✓ **Perméabilité du sol** : On peut définir la perméabilité comme la capacité d'un matériau à laisser passer l'eau à travers ses pores. Les caractéristiques du sol qui l'influencent sont sa texture, sa structure et sa porosité. Les sols sableux se caractérisent par une perméabilité supérieure à celle des sols argileux, en raison de la taille des pores plus importante et de leur structure plus favorable.
- ✓ **Capacité de rétention d'eau** : La quantité d'eau retenue par le sol est associée aux particules solides par des forces physiques. La dépendance de ce phénomène est conditionnée par des facteurs tels que la texture, la structure, la porosité et la teneur en matière organique du sol. [5]

## 1.4 Systèmes de classifications des sols

Dans le domaine de l'ingénierie géotechnique, divers systèmes de classification des sols sont utilisés pour classer les sols en fonction de leurs propriétés et caractéristiques. Parmi ces systèmes, on peut mentionner :

- ✓ **Classification U.S.C.S** (Unified Soil Classification System) établie par Casagrande.
- ✓ **Classification L.C.P.C** (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) identique à la classification U.S.C.S.
- ✓ **Classement G.T.R** (Guide des terrassements routiers Français).
- ✓ **Classification A.A.S.H.T.O** American Association State Highways & Transportation Officials [6].

### 1.4.1 CLASSIFICATION USCS/LCPC

Cette classification est largement prédominante dans le domaine de la mécanique des sols. Elle a été élaborée aux États-Unis dans les années 1950 sous l'appellation United Soil Classification System (USCS) avant d'être adaptée en français au début des années 1960 sous le nom de Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC). La classification USCS/LCPC repose sur les caractéristiques granulométriques des particules et leur réaction à l'eau en termes de plasticité. La teneur en matières organiques des sols fins est également prise en considération en évaluant la fraction organique à l'aide de la méthode de la perte au feu. Selon cette classification, il est possible de distinguer :

- ✓ Les sols grenus : plus de 50 % des éléments  $> 0,08$  mm.
- ✓ Les sols fins : plus de 50 % des éléments  $< 0,08$  mm.
- ✓ Les sols organiques : dont la teneur en matière organique est  $> 10$  %.

La classification des sols fins repose sur les limites d'Atterberg (Figure 1.4).

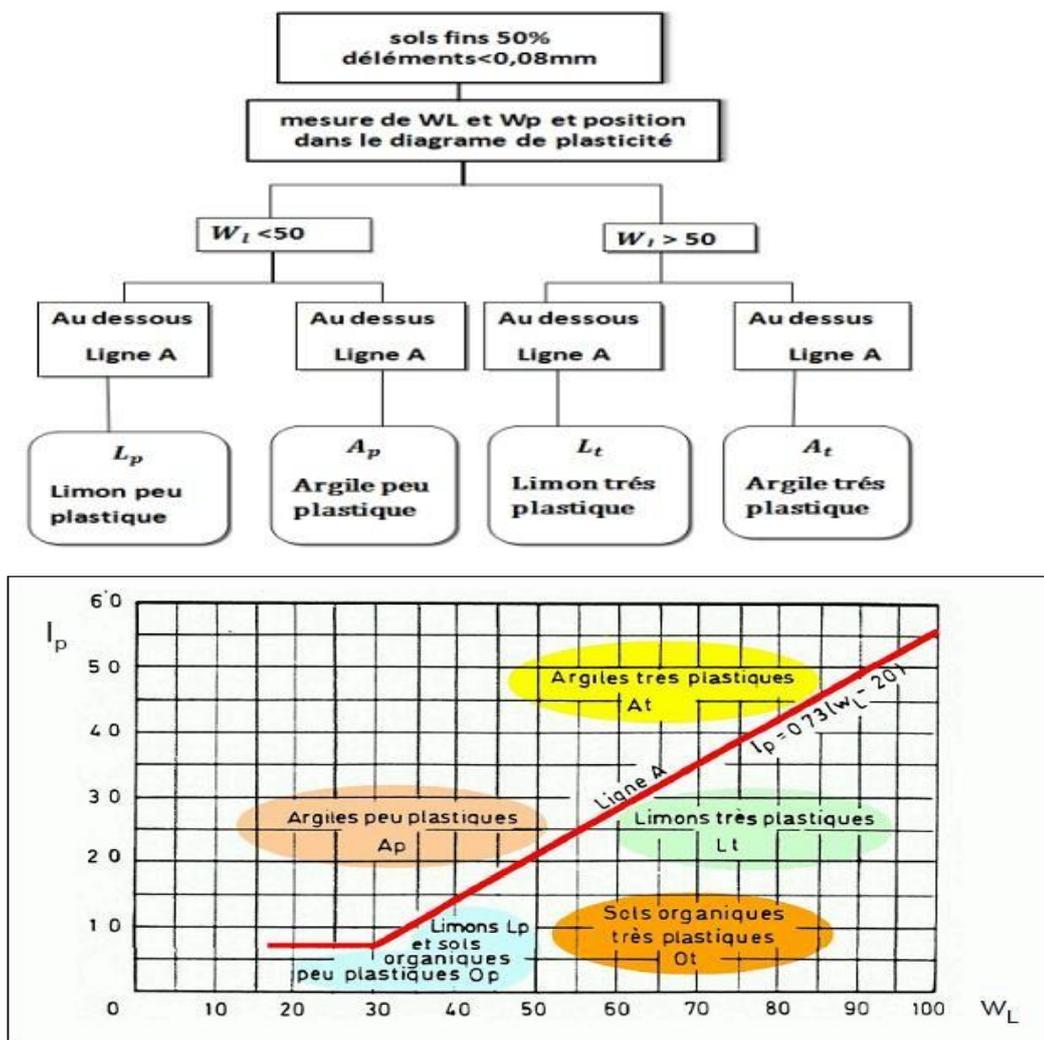


Figure 1.4 Classification des sols fins selon le système USCS/LCPC. [7]

La classification des sols grenus repose sur des critères de granulométrie et les limites d'Atterberg. Elle est exposée dans le Tableau 1.1.

Tableau 1.1 Classification L.C.P.C. des sols grenus [8]

Définitions		Symboles	Conditions	Désignations géotechniques
GRAVES	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm	moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	$c_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ et $c_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ compris entre 1 et 3	grave propre bien graduée
		plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	Une des conditions de Gb non satisfaite	grave propre mal graduée
	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A <sup>17</sup>	grave limoneuse
		plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A <sup>17</sup>	grave argileuse
SABLES	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre < 2 mm	moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	$c_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ et $c_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ compris entre 1 et 3	sable propre bien gradué
		plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	Une des conditions de Sb non satisfaite	sable propre mal gradué
	Plus de 50% des éléments > 0,08 mm ont un diamètre > 2 mm	moins de 5% d'éléments < 0,08 mm	Limites d'Atterberg au-dessous de la ligne A <sup>17</sup>	sable limoneux
		plus de 12% d'éléments < 0,08 mm	Limites d'Atterberg au-dessus de la ligne A <sup>17</sup>	sable argileux

Lorsque 5 % < % inférieur à 0,08 mm < 12 % ⇒ on utilise un double symbole

- pour les graves : Gb-GL      Gb-GA      Gm-GL      Gm-GA
- pour les sables : Sb-SL      Sb-SA      Sm-SL      Sm-SA

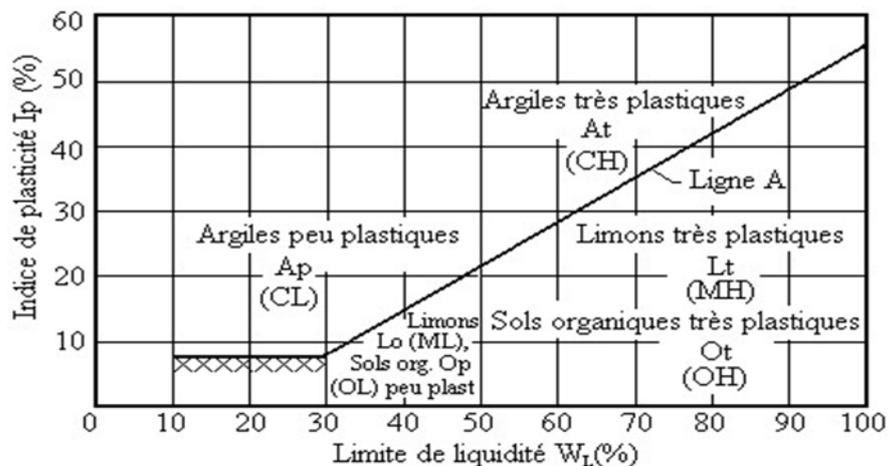


Figure 1.5 Diagramme de Casagrande [9]

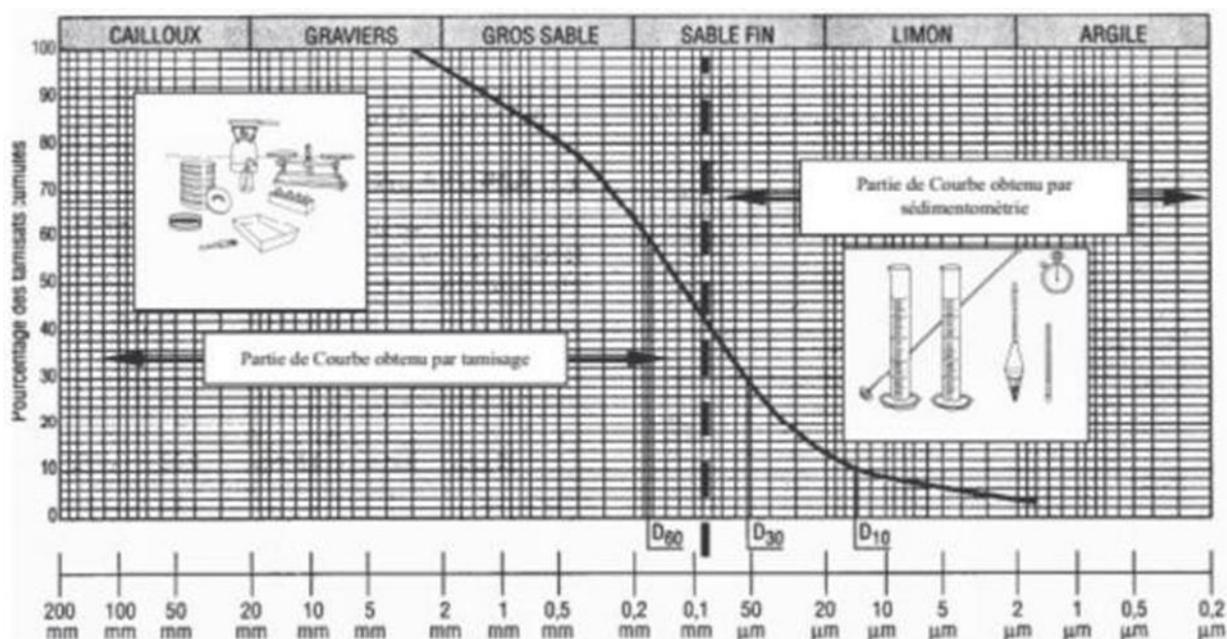


Figure 1.6 Courbe granulométrique [10]

#### 1.4.2 CLASSIFICATION DES SOLS SELON LA NOMENCLATURE GTR (NORME NF P 11 300)

On distingue 3 familles :

1. Les sols de classe : **A, B, C** et **D**
2. Les matériaux rocheux de classe : **R**
3. Les sols organiques et sous produits industriels de classe : **F**
  - Les 4 classes de sols (famille 1):

Classe **A**: sols fins, Classe **B**: sols sableux et graveleux avec fines, Classe **C** : sols comportant des fines et des gros éléments et Classe **D** : sols insensibles à l'eau. Pour l'identification des sols (famille 1)

- Les paramètres de nature, dont les caractéristiques sont :

1. Granularité qui permet de déterminer la distribution des tailles de particules.
2. Argilosité qui permet d'identifier la fraction argileuse (Limites d'Atterberg, Essai au bleu, Equivalent de sable).

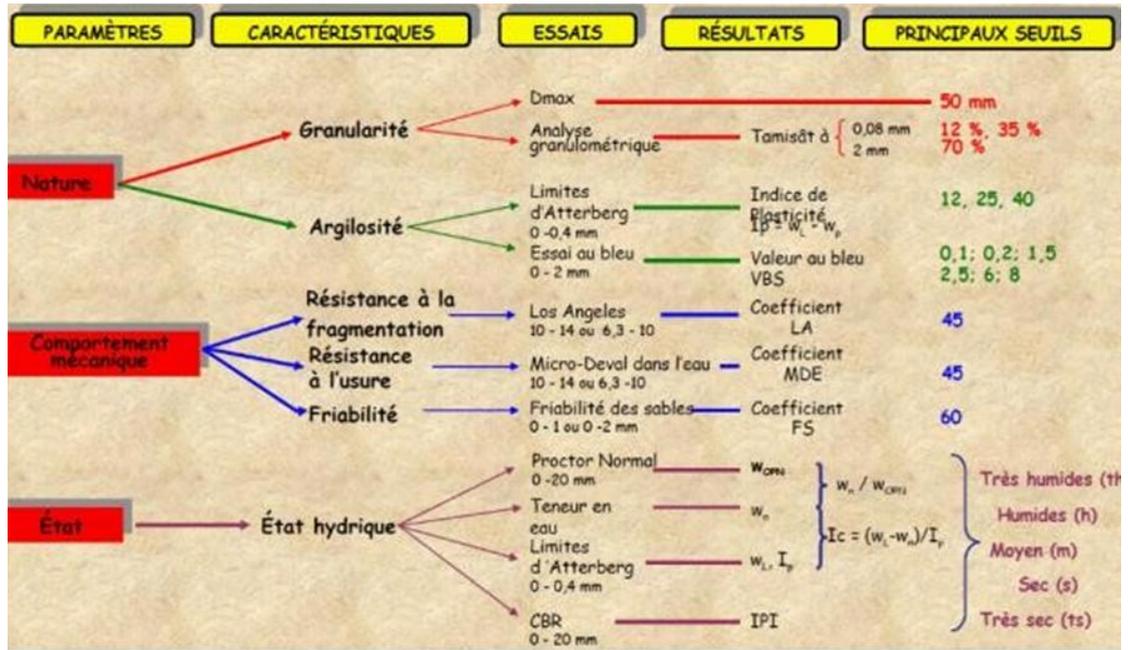
- Les paramètres de comportement mécanique, dont les caractéristiques sont :

1. Résistance à la fragmentation : Los Angeles (LA);
2. Résistance à l'usure Micro : Deval en présence d'Eau (MDE);
3. Friabilité : Friabilité des Sables (FS).

- Les paramètres d'état hydrique :

1. État hydrique ;

Tableau 1.2 La classification GTR pour les sols A, B, C et D [11] [12]



1.4.3 SYSTEME DE CLASSIFICATION AASHTO

La classification AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) est basée sur les caractéristiques mécaniques des sols, notamment la limite de liquidité, la limite de plasticité et l'indice des vides. Le système classe les sols en catégories en fonction de leur réponse à la charge. La classification des sols dans le système AASHTO s'étend de la classe A-1 à la classe A-7, avec des subdivisions permettant de rendre compte d'une diversité plus large de comportements des sols.

Tableau 1.3 Classification des sols de l'AASHTO [12]

General classification	Granular materials (35% or less passing US No. 200 sieve)		Silt-clay materials (More than 35% passing US No. 200 sieve)								
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Group classification	A-1a	A-1b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
Sieve analysis											
Percent passing US No. 10 (2 mm)	50 max										
US No. 40 (420 μ)	30 max	50 max	51 max								
US No. 200 (75 μ)	15 max	25 max	10 max	35 max	35 max	35 max	35 max	36 min	36 min	36 min	36 min
Characteristics of fraction passing US No. 40 (420 μ)											
Liquid limit											
Plasticity index											
Group index	0		0	0			4 max	8 max	12 max	16 max	20 max
Usual types of significant constituent materials	Stone fragments gravel and sand		Fine Sand	Silty or clayey gravel and sand				Silty soils		Clayey soils	
General rating as subgrade	Excellent to good							Fair to poor			

Note: A-8 is identified by visual classification, and is not shown in the Table.

Classification procedure: Proceeding from left to right in the chart, the correct group will be found by the process of elimination. The first group from the left consistent with the test data is the correct classification. A-7 group is subdivided into A-7-5 or A-7-6 depending on the plastic limit. For  $w_p < 30$ , the classification is A-7-6; for  $w_p \geq 30$ , it is A-7-5.

## 1.5 Différents types des sols fins

Les sols à texture fine regroupent tous les sols dont les particules sont imperceptibles à l'œil nu. Le diamètre équivalent de ces particules peut présenter une variation allant d'environ 1 nm ( $10^{-6}$ ) à 0,08 mm. Les sols fins sont habituellement caractérisés en fonction de leur plasticité [13].

### 1.5.1 LES ARGILES

De façon générale, le terme "argile" fait référence à l'ensemble des particules dont la dimension est inférieure à 2  $\mu\text{m}$ . Le terme "argile" possède deux acceptions en ce qui concerne la taille des grains. Il fait référence initialement aux particules composées de minéraux argileux dont les cristaux peuvent parfois dépasser 2  $\mu\text{m}$ . Les minéraux argileux sont principalement issus du processus d'altération chimique de certains minéraux constituant la roche. Cette altération chimique provoque la transformation de certains minéraux silicatés tels que les micas ou les feldspaths en d'autres espèces minérales (comme la kaolinite, l'illite, la montmorillonite), généralement de taille de grain plus fine. Les minéraux argileux appartiennent principalement à la famille des silicates, composés de silice (Si) et d'oxygène (O), tels que le quartz et les feldspaths. Le terme "minéral argileux" englobe les minéraux appartenant à la catégorie des phyllosilicates, également connus sous le nom de silicates à structure lamellaire. Un feuillet d'argile se constitue de l'association de couches tétraédriques (T) composées de tétraèdres siliciques ( $\text{SiO}_4$ ) et de couches octaédriques (O) contenant de l'aluminium et/ou du magnésium.

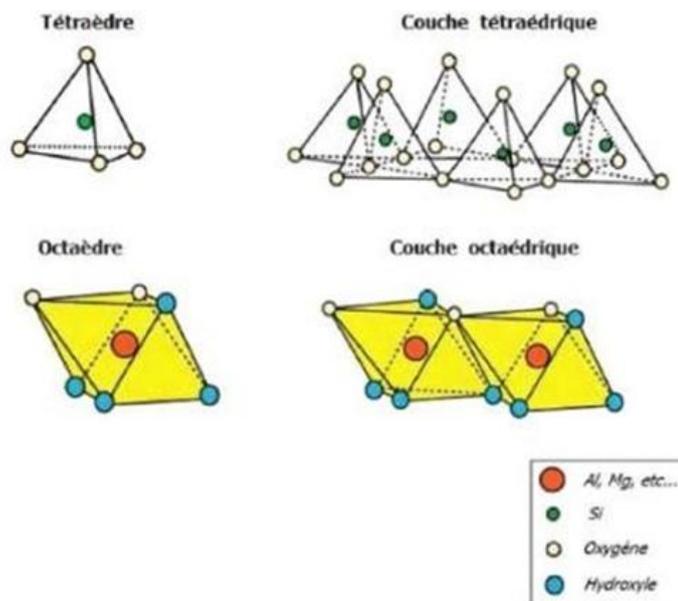


Figure 1.7 Représentation des tétraèdres et des octaèdres [14]

Le terme "argile" fait référence aux particules les plus fines résultant de la désagrégation physique des roches, communément appelées "farine de roche" ( $d < 2 \mu\text{m}$ ). Cette farine peut renfermer une quantité variable de minéraux argileux.



Figure 1.8 Différentes couleurs d'argiles [15]

### 1.5.1.1 Origines et formation des argiles

Les argiles se réfèrent à des particules extrêmement fines de matière détachées des roches par l'érosion, ainsi qu'aux minéraux argileux ou phyllosilicates, qui, observés au microscope, présentent une structure en plaquettes expliquant leur plasticité. La majorité de ces particules sont issues de la décomposition des roches silicatées, telles que le granite (contenant du mica et du feldspath), le gneiss ou les schistes. Ces particules sont transportées par les agents naturels tels que le vent ou l'eau, généralement sous forme de limon ou de vase. Les cours d'eau transportent des particules d'argile qui sont ultérieurement déposées sous forme d'alluvions, que ce soit dans le lit du cours d'eau, à son embouchure, dans un lac ou dans la mer. Les dépôts peuvent se déposer et donner naissance à une roche argileuse par le biais du processus de diagenèse, comprenant la déshydratation et le compactage.

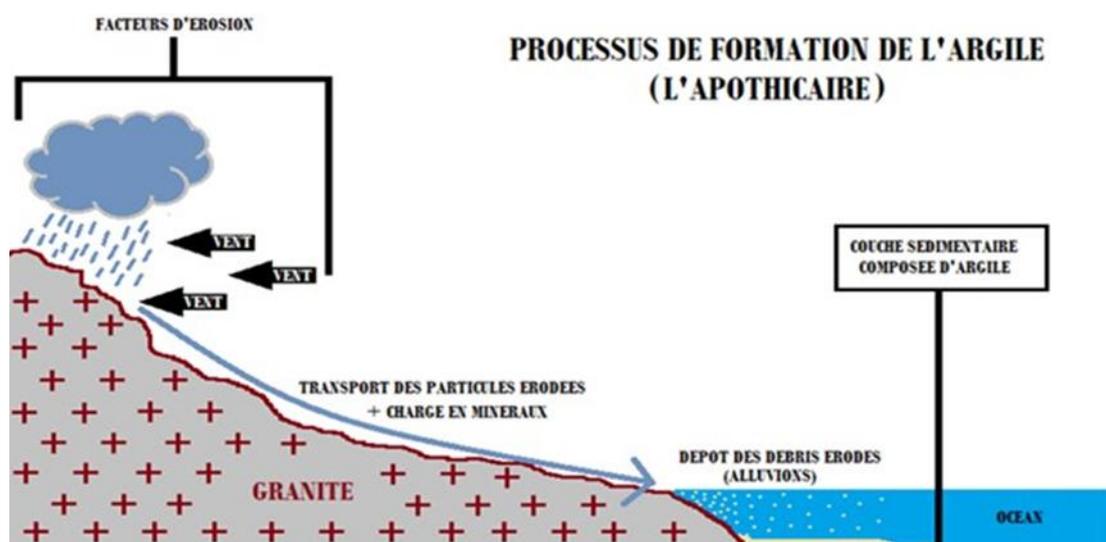


Figure 1.9 Processus de formation de l'argile (Dananaj et al, 2005) [16]

### 1.5.1.2 Caractéristiques d'un sol argileux

En géologie, le terme "argile" est utilisé pour désigner les minéraux d'une roche dont la taille est inférieure à  $2\ \mu\text{m}$ . Ainsi, le sol argileux est constitué d'un grand nombre de minuscules particules de roche. C'est pourquoi le sol argileux se caractérise par sa lourdeur et sa compacité.

- ✓ Il laisse difficilement passer l'eau :
- ✓ En période de sécheresse, il devient très dur et peut se fendiller.
- ✓ La réhydratation est alors longue et difficile.
- ✓ Par temps humide, l'eau a tendance à s'accumuler à la surface du sol, ce qui le rend boueux et collant.
- ✓ Avoir un sol argileux est à la fois un atout et une contrainte :
- ✓ En effet, en raison de sa richesse en minéraux, le sol argileux est très fertile et permet de cultiver de nombreuses plantes.
- ✓ En revanche, son caractère imperméable et dense le rend relativement difficile à travailler.

### 1.5.1.3 Structure moléculaire microscopique des argiles

Les phyllosilicates sont des minéraux silicatés caractérisés par la formation de feuillets bidimensionnels infinis de tétraèdres  $\text{SiO}_4^{4-}$ , où chaque atome de silicium est lié à quatre atomes d'oxygène.

La disposition pseudo-hexagonale de six tétraèdres, partageant chacun trois sommets avec les tétraèdres adjacents, entraîne la création d'une couche tétraédrique (T).

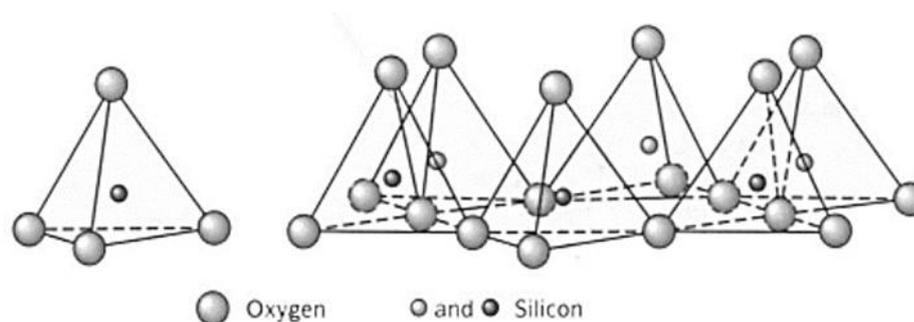


Figure 1.10 Représentation d'un tétraèdre de silicium et agencement de tétraèdres en couche tétraédrique [17]

### 1.5.1.4 Différents types d'argiles

- **Kaolinite** : La kaolinite est composée d'une alternance de feuillets de tétraèdres (silice) et de feuillets d'octaèdres (aluminium ou gibbsite). Les deux feuillets sont connectés de telle façon que les sommets du feuillet de silice et ceux d'une des couches du feuillet en octaèdre se superposent pour former une seule couche. [18]

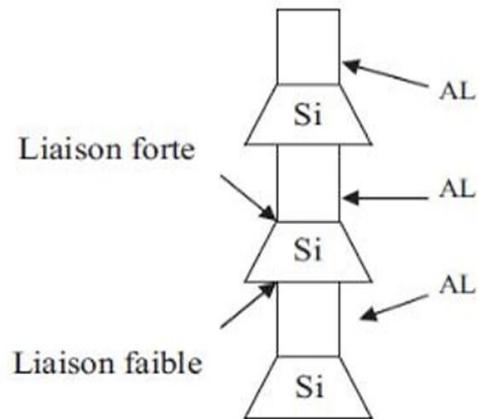


Figure 1.11 Structure de la kaolinite [19]

- **La montmorillonite** : également connue sous le nom de smectite, est un minéral argileux significatif constitué de deux feuillets de silice et d'un feuillet d'alumine (gibbsite). Les feuillets octaédriques sont intercalés entre deux feuillets de silice, tandis que les sommets des tétraèdres se superposent aux groupements hydroxyles du feuillet octaédrique, formant ainsi une seule couche. Les sols contenant de la montmorillonite ont la capacité de gonfler avec l'augmentation de leur teneur en eau, ce qui peut entraîner des pressions de gonflement susceptibles d'endommager les structures légères et les revêtements de chaussées.

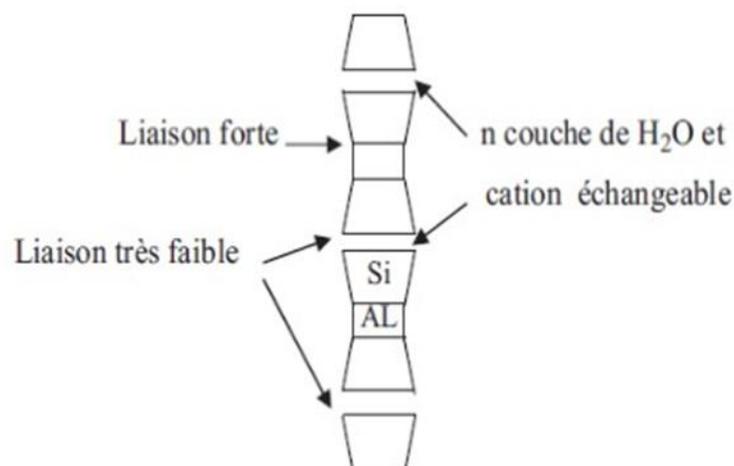


Figure 1.12 Structure de la montmorillonite [20]

- **Illite** : présente dans les sols argileux, partage une structure similaire à celle de la montmorillonite, cependant des ions de potassium sont intercalés entre les feuillets tétraédriques. Les ions renforcent la liaison de manière significative, limitant ainsi la capacité des molécules d'eau à s'intercaler. Des déséquilibres électriques et l'adsorption de cations se produisent également aux extrémités de la

particule d'argile. Ces cations échangeables jouent un rôle significatif dans le comportement des argiles.

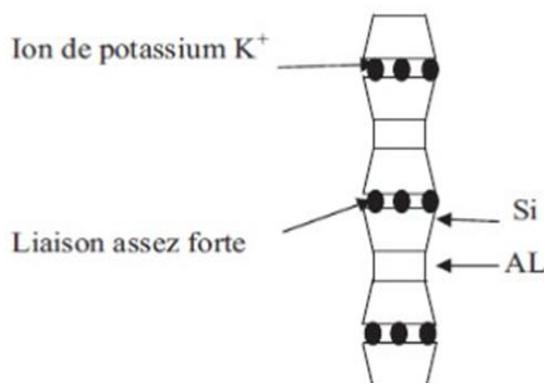


Figure 1.13 Structure d'illite [21]

### 1.5.1.5 Caractéristiques physiques des argiles

Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques des différentes familles d'argiles.

Tableau 1.1 Caractéristiques de certaines familles d'argile [22]

Nom	Nombre de feuillets par particule	Diamètre particule ( $\mu\text{m}$ )	Epaisseur particule ( $\mu\text{m}$ )	Surface spécifique $\text{m}^2/\text{g}$
<b>Kaolinite</b>	100 - 200	0,1 - 4	1 - 10	10 - 20
<b>Illite</b>	1 - 10	0,1 - 1	0,003 - 0.01	65 - 100
<b>Montmorillonite (smectite)</b>	1	0,1	0,001	700 - 840

### 1.5.2 LIMONS

Les limons sont caractérisés par la présence d'un squelette siliceux à silicocalcaire composé de grains fins. Leur dimension se situe dans une plage intermédiaire entre les particules de sable et celles d'argile, avec une teneur en argile variable. Ils sont composés d'éléments dont les dimensions varient entre 2 et 20 micromètres. Le principal minéral constitutif est le quartz, généralement associé à de l'argile, de la calcite, des feldspaths, des oxydes et des hydroxydes de fer, du mica ou des minéraux lourds.

L'origine du limon peut être soit fluviatile soit éolienne ; dans ce dernier cas, il est fréquemment désigné sous le terme de loess. Le loess, généralement de teinte jaunâtre ou brune, se distingue par une excellente granulométrie résultant de son origine éolienne, principalement composée de particules mesurant entre 10 et 50  $\mu\text{m}$ . Il renferme une proportion plus faible de sables et d'argiles, ces dernières

ayant la capacité de s'agglomérer pour former des grains de limon fin. Les limons peuvent renfermer des fragments de graviers, des galets et des concrétions.

### 1.5.3 MARNES

Les marnes sont des formations sédimentaires cohérentes qui se forment dans un environnement marin peu profond. Les marnes se composent principalement d'un mélange de calcaires et d'argiles, avec une proportion de ce dernier variant de 30% à 70%.

Tout comme les argiles, les marnes se caractérisent par leur texture tendre, leur porosité fine, leur friabilité à l'état sec et leur plasticité lorsqu'elles sont humides. Cependant, contrairement aux argiles, les roches calcaires réagissent avec les acides en produisant une effervescence en raison de la présence de carbonate de calcium. La composition fine des particules constitutives telles que les minéraux argileux, les carbonates et parfois une faible quantité de silice, classe les marnes dans la catégorie des lutites ou pélites. En fonction de leur composition minéralogique, les marnes peuvent être classées en différentes catégories telles que les marnes dolomitiques, glauconieuses, magnésiennes, gypseuses, micacées, sableuses et humifères.

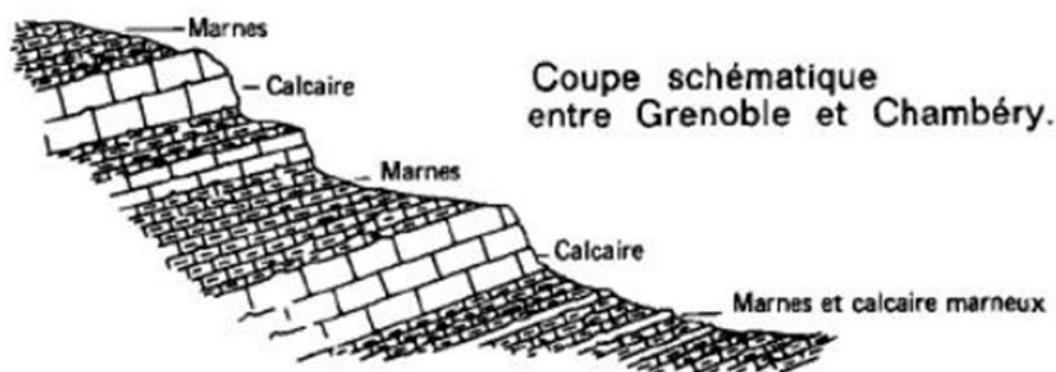


Figure 1.14 Schéma représentant des colonnes lithologiques simplifiées (marno-calcaire) [23]

### 1.5.4 VASES

Les vases sont des accumulations résultant de l'action des marées ou que l'on observe dans les cours d'eau et les plans d'eau. La composition de ces éléments est hautement variable et est largement influencée par leur processus de formation. Ces formations sont principalement constituées de fragments de roches concassées, d'argile et de sable, auxquels s'ajoutent des coquillages partiellement brisés et des débris organiques, tels que des résidus végétaux et animaux, en proportions variables. Divers types de vases sont recensés, notamment :

Les vases marines, également appelées vases de marée, tangué, vases marais, vases salines ou vases rivières, sont des dépôts déposés par les marées à l'embouchure des cours d'eau se jetant dans la mer,

ainsi que sur les berges peu élevées des baies et des anses. Ces formations sont principalement constituées de particules rocheuses fragmentées, se présentant sous la forme d'un sable très fin, ainsi que de limon et d'argile en diverses proportions.

Les vases composés de moules et de coquillages d'huîtres revêtent une importance particulière en raison de leur teneur en carbonate de chaux.

Les vases d'étangs, de lacs et de rivières sont habituellement le résultat du dépôt de particules fines transportées par les cours d'eau. Ce dépôt sédimentaire, principalement constitué de particules rocheuses finement fragmentées, présente fréquemment une quantité significative de débris organiques. Ainsi, ces sédiments sont généralement plus abondants en matières organiques que les sédiments des marais ou des milieux marins salés.

### **1.5.5 TOURBES**

La tourbe est le résultat de la fossilisation de matières végétales par des microorganismes tels que des bactéries, des anthroïdes, des champignons et une microfaune, dans des environnements humides et anoxiques appelés tourbières, sur une période allant de 1 000 à 7 000 ans. Les tourbes sont caractérisées par leur texture fibreuse et se développent dans les fonds des vallées humides et des dépressions marécageuses. Elles ont la capacité d'inclure des éléments détritiques : Sables, graviers et vases sont des exemples de matériaux granulaires. Ces substances renferment une proportion d'eau très élevée. Lorsque la tourbe est exposée à des conditions spécifiques de pression et de température résultant de son enfouissement, elle évolue progressivement en charbon sur une période d'environ un million d'années. Diverses variétés de tourbe sont répertoriées, notamment :

La tourbe blonde est issue de la décomposition des sphaignes. Cette substance est abondante en fibres de cellulose et en carbone. Sa texture est fibreuse. D'autres caractéristiques essentielles de cette substance incluent sa faible densité, sa haute teneur en eau et sa faible teneur en cendres minérales, en raison de sa relative jeunesse (2 000 ans).

La tourbe brune est le résultat de la décomposition des débris végétaux ligneux tels que les arbres et les éricacées. Elle est constituée de fibres mélangées à des particules plus fines, issues d'une décomposition plus avancée des végétaux, ce qui lui confère une texture mésique. Elle est plus ancienne de 5 000 ans que la précédente.

La tourbe noire est issue de la décomposition des végétaux de la famille des cypréracées. Elle contient une quantité importante de particules minérales et organiques de petite taille. Sa texture est saprique, ce qui signifie que la tourbe est plastique et moins fibreuse. D'un point de vue visuel, il est aisé de distinguer la tourbe noire de la tourbe blonde en raison de sa teinte sombre. Une tourbe blonde très ancienne présente des similitudes avec la tourbe noire, notamment par certains de ses attributs.



Figure 1.15 Photo de tourbe blonde [24]

### 1.5.6 SABLES

Le terme "sable" fait référence à la partie des granulats dont les particules ont des dimensions situées entre 0,08 mm et 5 mm. Il s'agit d'une définition générale, dont les limites peuvent varier d'une classification à une autre. Il s'agit également des matériaux dont le diamètre maximal est inférieur à 6,3 mm et dont la proportion passant à 80 microns ne dépasse pas 30%.

Selon leurs provenances, les sables peuvent être classés comme suit :

- ✓ **Sable de rivière** : il est obtenu par dragage des lits des cours d'eau. Il doit être dur et propre pour qu'on puisse l'utiliser dans les bétons.
- ✓ **Sable de mer** : il provient des côtes de la mer. Pour l'utiliser dans les bétons, il faut qu'il ne soit pas trop fin et qu'il soit lavé de son sel.
- ✓ **Sable de carrière (artificiel)** : il est obtenu par concassage des roches (calcaires durs, grés...) dans les carrières de granulats. Il est souvent plein de filler (fines).
- ✓ **Sable de dune** : Il se trouve dans les régions présahariennes du sud du pays. Il est similaire à un sable de mer.



Figure 1.16 Aspect visuel des sables [25]

### 1.5.7 GRAVILLONS

- ✓ Les gravillons sont des fragments de roche de taille uniforme, intermédiaire entre le sable et les gros cailloux, qui sont couramment employés en association avec du sable dans la composition du béton, ainsi que dans divers secteurs du bâtiment et des travaux publics tels que les routes et les ouvrages en terre. Leur taille varie de 3 à 4 mm pour les individus les plus petits à 20 mm pour les plus grands. Il y a deux principales catégories de gravillons :
- ✓ **Les gravillons roulés** : ce sont principalement les matériaux alluvionnaires, ils sont extraits directement dans le lit des rivières, ou dans des zones qui l'étaient auparavant et qui sont devenues des zones agricoles depuis, dans ces cas-là les terres végétales sont enlevées par l'exploitant pour atteindre les gisements anciens. Les éléments arrachés aux roches environnantes ont été usés et arrondis par l'action de l'eau et du courant.
- ✓ **Les gravillons concassés** : lorsque la roche est massive comme le calcaire, elle est extraite dans des carrières à l'explosif. Les bancs de pierre peuvent faire plusieurs dizaines de mètres d'épaisseur, la roche est alors explosée en blocs de plusieurs mètres cubes qui sont ensuite concassés dans des grosses mâchoires métalliques avant d'être criblés. Les arêtes sont alors vives sans toutefois être coupantes : ce sont les gravillons concassés.



Figure 1.17 Photos des gravillons roulés (à gauche) et concassés (à droite) [26]

## 1.6 Phénomènes liés aux sols à problèmes

Chaque projet de construction en génie civil perturbe l'équilibre naturel des sols. Les ingénieurs prennent en considération ces changements lorsqu'ils conçoivent les structures, cependant ces estimations peuvent être inadéquates en raison de phénomènes non anticipés ou mal compris au moment de la réalisation. Les sols problématiques représentent un risque géologique significatif pour les infrastructures urbaines, entraînant des dépenses considérables à l'échelle mondiale pour anticiper et remédier aux dommages causés par leur instabilité.

Et on a comme suit :

### 1.6.1 TASSEMENT

Les tassements peuvent varier en fonction de la nature du sol, pouvant être uniformes ou différents d'un endroit à un autre. Le phénomène de tassement différentiel se caractérise par des déformations inégales du sol sous la base d'une structure. Il est couramment attribuable à l'hétérogénéité du sol sur lequel la fondation est établie. Il peut également découler d'une répartition inégale des charges.



Figure 1.18 Tassement du sol compressible sous l'effet des charges apportées par le remblai [27]

### 1.6.2 GLISSEMENT

Le phénomène naturel du glissement de terrain se produit lorsqu'une quantité importante de sol, qu'il soit meuble ou rocheux, se déplace le long d'une surface de rupture par cisaillement. Cette surface de rupture correspond généralement à une discontinuité préexistante dans le terrain, et ce déplacement peut être causé par divers facteurs tels que les précipitations abondantes, la pente du terrain ou l'activité sismique.

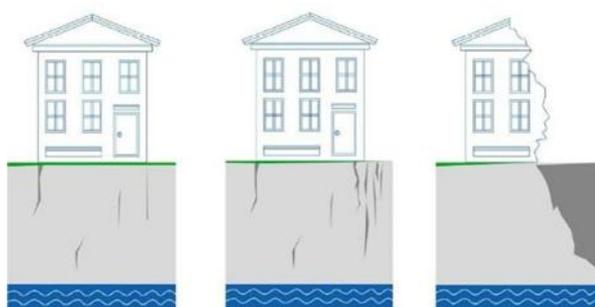


Figure 1.19 Exemple d'un glissement terrain [28]

### 1.6.3 AFFAISSEMENT

Le phénomène d'affaissement, également appelé tassement, se caractérise par une importante réduction du volume du sol suite à son humidification, que ce soit sous l'effet d'une charge ou non. Ce processus peut avoir des conséquences significatives sur la stabilité des structures et des terrains. Il s'agit des structures des sols non saturés qui font l'objet d'un réarrangement important de leurs particules, ce qui entraîne des changements significatifs dans leur agencement et leur composition.



Figure 1.20 Zone touchée par un affaissement de terrain, commune d'Azazga (Tizi-Ouzou) [29]

#### 1.6.4 GONFLEMENT

Le phénomène de gonflement se manifeste par une augmentation du volume du sol, ce qui peut résulter soit d'une déformation du massif, soit d'une augmentation des pressions présentes dans l'environnement. Cette variation peut être observée en fonction de la capacité du sol à se déformer. [30] [31] [32]

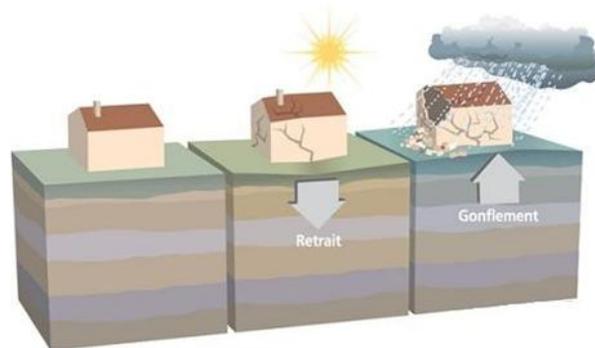


Figure 1.21 Retrait et gonflement des sols [33]

## 1.7 Type des sols à problèmes

### 1.7.1 SOLS A PROBLEMES CHIMIQUES

Lorsqu'on parle de sol à problème chimique, cela signifie que le sol est affecté par une accumulation excessive de produits chimiques, ce qui peut entraîner diverses complications et altérer sa qualité. Ci-dessous, vous trouverez une liste de différents types de sols présentant des problèmes chimiques, tels que des sols acides, des sols salins ou encore des sols contaminés par des métaux lourds. [34]

#### 1.7.1.1 Sol acide

L'acidité est évaluée à l'aide d'une échelle de pH. L'échelle de pH s'étend de 1 à 14. Un pH de 1 correspond à une solution fortement acide, un pH de 7 indique une neutralité, tandis qu'un pH de 14 indique une forte alcalinité. En ce qui concerne le sol, il est considéré comme acide lorsque son pH est inférieur à 7. Pour la couche supérieure, le sol doit présenter un pH supérieur à 5,5, tandis que pour la sous-couche, il doit être supérieur à 5. Un sol acide, tel qu'illustré dans la figure 1.5, est déconseillé pour la construction en raison de son potentiel à causer la corrosion des éléments métalliques en contact avec

le sol, présents dans la structure du bâtiment. Il est préconisé d'utiliser un sol principalement neutre pour la construction, car toute variation du pH peut avoir un impact significatif sur la maniabilité du matériau de construction et sur ses propriétés d'utilisation. Les valeurs de la limite de retrait, de la limite de plasticité et de la limite de liquidité augmentent proportionnellement à l'acidité du sol.



Figure 1.22 Effet de L'acidification sur le sol [35]

### 1.7.1.2 Sol salin

Lorsque le sol contient une quantité excessive de sels qui se dissolvent dans l'eau et remontent à la surface, on parle de sol salin. Le sol salin est principalement composé de chlorure de sodium. D'autres sels tels que le chlorure de magnésium ( $MgCl_2$ ), le chlorure de potassium ( $KCl$ ), le gypse ( $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ ), le sulfate de sodium ( $Na_2SO_4 \cdot 2H_2O$ ) et le sulfate de magnésium ( $MgSO_4$ ) peuvent également être détectés. Ce phénomène d'accroissement de la concentration en sel est désigné sous le terme de salinisation.

La salinité a pour effet de réduire l'humidité du sol, le rendant ainsi sec et rugueux. Par ailleurs, la masse volumique du sol augmente proportionnellement à l'accroissement de la salinité. En outre, le sol salin est associé à d'autres problèmes physiques tels qu'une compressibilité élevée, une capacité portante réduite et une expansion accrue. L'ajout de sels peut accroître la cohésion non drainée du sol.

Les raisons suivantes conduisent à l'augmentation de la salinité du sol : La salinité est engendrée par le phénomène d'altération des minéraux et des roches. Les sols situés à proximité de la mer sont majoritairement affectés par la salinité, qui peut également résulter du processus d'irrigation.



Figure 1.23 Effet du sel sur le sol salin [36]

### 1.7.1.3 Sol alcalin

Un sol est considéré comme alcalin lorsque son pH dépasse 7. Les éléments prédominants retrouvés dans les sols alcalins sont les carbonates de sodium et les bicarbonates de sodium. Le sol alcalin présente des valeurs inférieures de retrait, de plasticité et de liquidité. Le poids spécifique des sols alcalins est moindre que celui des sols acides. Les origines du sol alcalin résident dans la décomposition des roches contenant des carbonates de sodium et des bicarbonates sous l'influence des conditions météorologiques, ainsi que dans la présence naturelle de carbonates et de bicarbonates de sodium dans le sol. Le schéma 1.7 illustre un sol alcalin. [37]

### 1.7.1.4 Sol sodique

Ce sol présente une forte concentration en pourcentage de sodium échangeable, tandis que la concentration en autres sels est plus faible. Le sodium est un ion cationique positif. Il va diminuer les caractéristiques physiques du sol. Les cations affaiblissent les liaisons entre les particules du sol, ce qui entraîne leur gonflement et leur dispersion.

L'action du sel de sodium se traduit par une diminution de l'humidité du sol, le rendant ainsi sec et rugueux. La présence de sodium dans le sol entraîne une dégradation de sa structure, provoquant ainsi un phénomène physique connu sous le nom de dispersion du sol. Le sol sodique est également sujet à l'érosion causée par le vent et par l'eau. La présence de sodium dans le sol peut également provoquer un phénomène de gonflement du sol. Les raisons suivantes entraînent la salinisation du sol : La présence de sodium dans le sol sodique peut résulter de l'élévation du niveau des eaux souterraines contenant cet élément. Généralement, l'origine du sol sodique est d'origine naturelle. L'irrigation peut conduire à l'augmentation de la teneur en sodium du sol. La Figure 1.25 illustre le sol sodique.



Figure 1.24 Sol Sodique [38]

## 1.7.2 SOLS A PROBLEMES PHYSIQUES

Lorsque le problème dans le sol est attribuable aux caractéristiques physiques du sol. On qualifie ce type de sol de sol à problème physique. Ci-dessous sont présentés quelques exemples de sols présentant des problèmes physiques :

### 1.7.2.1 Sols dispersifs

Les sols dispersifs présentent une dégradation physique. Dans ce sol, la dispersion et l'éloignement des particules sont observés en raison de la faible cohésion entre les particules du sol et de l'argile. Cette condition est causée par un taux plus élevé de sodium échangeable dans le sol. Le sodium, en tant que cation, va affaiblir la liaison entre les particules du sol. Les interactions répulsives entre les particules du sol prédominent sur les interactions attractives en raison de leur intensification. Par conséquent, les particules du sol vont se disperser et se déplacer, entraînant la formation de fissures à sa surface. L'impact des sols dispersifs dans le domaine de la construction revêt une grande importance. Étant donné que le sodium est un cation positif, il renforcera les interactions répulsives entre les particules et affaiblira les forces d'attraction.

Dans cette optique, l'utilisation d'un sol dispersif pour la construction est déconseillée en raison de son incapacité à supporter pleinement la charge, ce qui entraîne sa rupture et son tassement sous la charge. Le schéma suivant illustre le sol dispersif.



Figure 1.25 Sol dispersif [39]

### 1.7.2.2 Sols affaissables

Les sols affaissables se caractérisent par leur structure ouverte et métastable, ce qui les rend instables face à certaines charges ou conditions environnementales spécifiques. Ils sont généralement présents sous forme de dépôts. Lorsqu'ils sont dépourvus d'humidité, les grains bénéficient d'une cimentation naturelle

qui leur procure une liaison intergranulaire significative, leur permettant ainsi de supporter des charges considérables.

Toutefois, la saturation, même en l'absence de charge supplémentaire, entraîne la rupture des liaisons, conduisant à une structure plus compacte, suivie d'un effondrement brusque des particules du sol. Ainsi, le sol à effondrement brusque peut être caractérisé comme étant un type de sol qui subit une diminution significative et soudaine de son volume lorsqu'il est humidifié. Les dépôts de sols affaissables présentent deux caractéristiques principales :

La construction d'infrastructures de bâtiment sur des sols sujets à l'affaissement pose un défi majeur en raison des dommages qu'ils peuvent causer aux structures.

La figure suivante illustre des exemples de sols sujets à l'affaissement.



*Figure 1.26 Sol affaissable [40]*

La cause de cette chute est la configuration des particules du sol. Ces sols se caractérisent par un indice de porosité élevé et une densité faible. En raison de sa structure et de sa capacité à supporter des charges élevées sans tassement, le matériau est considéré comme sec. Toutefois, en cas d'humidification du sol, l'eau se déplacera à travers les vides du sol, entraînant la rupture de la structure en bandes et la réorganisation des particules du sol pour atteindre l'état de saturation. Cette réorganisation de la structure du sol entraînera un assèchement rapide du sol, ce qui conduira à son effondrement.

Les conséquences de la subsidence du sol sont généralement défavorables et peuvent compromettre la viabilité d'un projet de construction. Le choix du type de sol est conditionné par l'exposition potentielle des fondations du bâtiment à l'humidité. Sa capacité à se contracter au contact de l'eau peut entraîner un tassement brusque et un effondrement potentiellement dévastateur pour toute structure construite au-dessus. Il est nécessaire de traiter le matériau avant son utilisation dans la construction afin d'assurer sa

capacité à supporter les charges et à ne pas se contracter en présence d'humidité, ce qui pourrait entraîner une défaillance.

### 1.7.2.3 Sols expansifs (gonflants)

Le sol expansif est reconnu comme l'un des types de sol les plus complexes, causant des dommages à diverses infrastructures de génie civil en raison de sa capacité à gonfler et se rétracter en réaction à l'humidité. Ainsi, il est possible d'affirmer que les sols expansifs représentent un défi pour les constructions à l'échelle mondiale. La classification en géotechnique est principalement basée sur les types d'ouvrages. L'expansion des sols constitue un obstacle pour l'ensemble des structures et des infrastructures du génie civil, telles que les fondations profondes et superficielles des bâtiments et des ouvrages d'art, les ouvrages de soutènement, ainsi que les remblais destinés aux voies routières ou ferroviaires.

Ce type de sol fonctionne tel une éponge. À mesure que le volume du sol augmente, une pression sera exercée sur tout bâtiment construit sur ce sol, ce qui peut entraîner des fissures. Ce sol est composé de minéraux argileux tels que la « Montmorillonite ». Ce minéral présente la propriété d'adsorber les particules d'eau, de les retenir dans ses interstices et d'augmenter de ce fait son volume total.

Lors d'une saison des pluies, l'eau a la capacité de s'infiltrer dans le sol à travers les fissures présentes en surface, en raison des conditions sèches antérieures. L'infiltration d'eau dans le sol sous la fondation peut provoquer une augmentation de son volume, entraînant ainsi une dilatation du sol et l'exercice d'une pression sur la fondation. Cette pression accrue peut potentiellement induire des mouvements structurels nuisibles pouvant conduire à l'effondrement de l'ensemble du bâtiment.



Figure 1.27 Bâtiments endommagés par les mouvements des sols argileux expansifs. Western desert, Egypt [41]

### 1.7.2.4 Sol liquéfiable

La liquéfaction des sols représente un enjeu majeur susceptible d'engendrer des dommages souvent irréversibles, tant sur les structures existantes que sur les nouvelles constructions. En effet, ce phénomène peut entraîner le basculement des bâtiments.

- ✓ La rupture des barrages en remblais hydrauliques
- ✓ La rupture des culées des ponts
- ✓ La compaction des dépôts de sable, le déplacement latéral du sol, etc.

La liquéfaction survient dans les sols pulvérulents saturés en eau, où la présence d'eau engendre une pression interstitielle sur les particules du sol. Cette pression entraîne une diminution des contraintes effectives dans le sol, conduisant ainsi à une réduction de sa résistance au cisaillement, pouvant éventuellement atteindre zéro à l'état ultime.

Avant la survenue d'un séisme, la pression de l'eau est généralement faible. Toutefois, les vibrations générées par un tremblement de terre peuvent entraîner une augmentation significative de la pression de l'eau interstitielle, au point que les particules du sol peuvent se déplacer aisément les unes par rapport aux autres. La Figure 12 montre des bâtiments partiellement enfouis et basculés en raison d'une liquéfaction du sol lors du séisme de 1964 à Niigata, au Japon.



Figure 1.28 Liquéfaction du sol lors du séisme de 1964 à Niigata, au Japon [42]

#### 1.7.2.5 Sol sableux

Ce type de sol est caractérisé par la présence de particules de grande taille et une faible quantité voire l'absence d'argile. Ce sol présente une texture granuleuse. La composition comprend environ 70% de sable, ainsi que 30% de limon et d'argile. Étant donné que le sol sableux est composé de particules granulaires de plus grande taille, celles-ci ne permettent pas d'atteindre le degré de compactage nécessaire, contrairement à l'argile et au limon présents dans le sol. C'est la raison pour laquelle il est déconseillé d'utiliser des sols sableux pour la construction. Toutefois, leur utilisation peut être justifiée en l'absence d'autres options de sol disponibles. Le schéma 13 illustre des exemples de sols de type sableux.

#### 1.7.2.6 Sol sensible au gel

Ce genre de problème de sol est fréquent durant les périodes de gel intense. Lorsque l'eau présente dans le sol gèle, son volume augmente de 9%, ce qui engendre une pression sur les couches de sol environnantes en raison de l'expansion de l'espace occupé. Ce phénomène entraînera le déplacement du

sol, ce qui induira également le déplacement de la couche de sol. Par conséquent, des fissures apparaîtront à la surface de la construction en raison de ce mouvement de la couche de sol. Toutefois, lors du processus de décongélation de l'eau, les particules du sol se réarrangent et retrouvent leur configuration initiale, tandis que les fissures demeurent inchangées. La Figure 1.30 montre des fissures sur la chaussée causée par le soulèvement dû au gel.



*Figure 1.29 Effet du gel [43]*

#### **1.7.2.7 Sols tourbeux**

Les sols tourbeux se caractérisent par une forte teneur en eau, atteignant jusqu'à 90 %, ce qui en fait des sols très humides. De plus, ils renferment une proportion élevée de matière organique, pouvant aller jusqu'à 10 %, ce qui contribue à leur fertilité et à leur capacité de retenir les éléments nutritifs essentiels pour les plantes. Ils se trouvent principalement dans des endroits où le débit de l'eau est faible, favorisant ainsi l'accumulation de matière organique. Cependant, on les retrouve surtout dans les tourbières, qui sont des milieux humides caractérisés par une végétation spécifique et une accumulation de matière organique morte. La Figure au-dessous illustre un exemple de sols tourbeux, caractérisés par leur forte teneur en matière organique en décomposition, généralement formés dans des environnements humides et acides, tels que les tourbières.



Figure 1.30 Sol tourbeux [44]

## 1.8 Conclusion

À l'issue du présent chapitre, on reporte les conclusions suivantes :

La connaissance approfondie des sols problématiques constitue un préalable fondamental à toute démarche géotechnique. Les sols fins, notamment les argiles, limons et tourbes, présentent des comportements complexes et instables qui peuvent compromettre la sécurité et la durabilité des ouvrages. Ces sols se distinguent par leur sensibilité à l'eau, leur compressibilité, leur gonflement ou encore leur affaissement, selon leur nature et leur environnement. La classification et la caractérisation de ces sols, à l'aide de systèmes normalisés tels que l'USCS, le GTR ou l'AASHTO, permettent d'établir des diagnostics pertinents et de guider les choix techniques en matière de traitement et de fondations. Ainsi, cette première étape d'identification constitue un pilier essentiel pour anticiper les risques géotechniques et adapter les solutions de stabilisation ou de renforcement.

# **Chapitre 2. Stabilisation et traitement des sols problématiques**

2.1 INTRODUCTION .....	33
2.2 BUT DE LA STABILISATION .....	33
2.3 CHOIX DES TECHNIQUES D'AMELIORATION DU SOL .....	33
2.4 DIFFERENTES TECHNIQUES DE STABILISATION.....	34
2.5 COMPARAISON DES TECHNIQUES : AVANTAGES ET LIMITES .....	49
2.6 CONCLUSION .....	49

## 2.1 Introduction

Au cours des dernières années un développement rapide des infrastructures à travers le monde surtout dans les grandes villes, aggravé par la rareté des terres utiles et obligé les ingénieurs à améliorer les propriétés du sol pour supporter la charge transférée par l'infrastructure comme les bâtiments, les ponts, les routes chemins... etc. L'amélioration des sols est la question centrale pour un grand nombre de projets d'ingénierie, là où le bon sol se fait rare.

Les contraintes géotechniques imposent parfois de construire sur ces sols complexes, nécessitant des solutions adaptées pour améliorer leurs propriétés mécaniques.

Parmi les Diverses méthodes de stabilisation, issues de travaux de recherches récents incluant l'utilisation de liants, géo synthétiques, déchets de matériaux de construction et les stabilisants biologiques, pour améliorer les propriétés mécaniques des argiles compressibles et gonflantes, en s'appuyant sur des recherches récentes et des innovations dans le domaine.

Les dégâts annuels causés par les sols gonflants coûtent des milliards de dollars à travers le monde.

## 2.2 But de la stabilisation

Trois objectifs permettent d'améliorer la résistance mécanique, et de diminuer la sensibilité à l'eau, il s'agit de :

- ✓ Réduire le volume des vides entre les particules solides (augmenter la compacité)
- ✓ Colmater les vides que l'on peut supprimer
- ✓ Créer des liens et améliorer les liaisons existantes entre particules (résistance mécanique).

## 2.3 Choix des techniques d'amélioration du sol

Le sol brut, ou non traité, est principalement caractérisé par sa distribution granulométrique, laquelle joue un rôle crucial dans la planification d'une amélioration spécifique. En raison des deux principales catégories de sols largement identifiées, à savoir les sols pulvérulents et les sols fins, il est évident qu'il y a des distinctions à faire en ce qui concerne les méthodes d'amélioration adaptées à chacune de ces catégories de sols. Étant donné la prédominance des sols de texture intermédiaire, d'autres méthodes d'amélioration peuvent être envisagées. En effet, la figure 2.1 met en évidence la distinction claire entre les méthodes applicables aux sols fins et celles applicables aux sols grenus. En ce qui concerne les sols intermédiaires, les options d'amélioration sont moins variées.

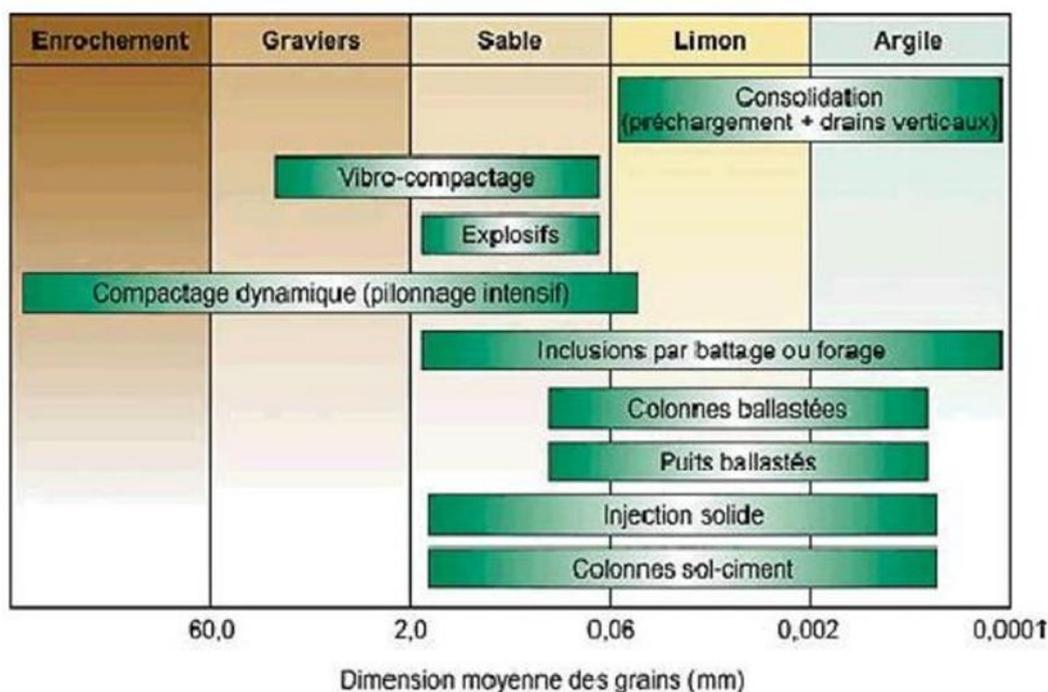


Figure 2.1 Méthodes de traitement en fonction de la nature du sol [45]

## 2.4 Différentes techniques de stabilisation

Parmi les techniques de stabilisation les plus couramment utilisées (Babouri, 2008), on distingue :

### 2.4.1 LA STABILISATION MECANIQUE

La stabilisation mécanique des sols est une méthode employée dans le but d'optimiser les caractéristiques d'un sol, telles que sa capacité portante, sa résistance et sa stabilité, en vue de le rendre plus approprié pour les projets de construction. Les techniques de stabilisation mécanique des sols les plus fréquemment employées sont :

#### 2.4.1.1 Méthode de Compactage

Le compactage désigne l'ensemble des actions entreprises afin d'accroître la densité apparente sèche du sol traité. Cela entraîne une diminution de son volume apparent, grâce à la réduction de l'indice des vides. Les variables de consolidation comprennent la teneur en eau optimale ( $w_{opm}$ ) et la densité sèche maximale du sol ( $\rho_{opm}$ ), déterminées à l'aide de l'essai Proctor standard et modifié. La granulométrie, la morphologie des particules du sol, l'abrasivité et la teneur en argile sont des facteurs qui impactent le comportement du sol pendant le processus de compactage. Le compactage peut engendrer d'autres implications :

- ✓ La suppression des tassements. Cet objectif est toujours atteint ou au moins partiellement par le compactage,
- ✓ La diminution de la perméabilité de la couche traitée afin de s'opposer à l'écoulement de l'eau ;

- ✓ L'amélioration des caractéristiques mécaniques qui en résultent généralement : portance et module de déformation, résistance à la compression et au poinçonnement, résistance au cisaillement.

### **STABILISATION MECANIQUE PAR COMPACTAGE**

Le compactage désigne l'ensemble des opérations mécaniques, impliquant l'apport d'énergie mécanique, visant à augmenter la densité d'un sol. En effectuant cette action, la structure du sol se resserre, ce qui a pour effet de diminuer les déformations et les tassements, tout en augmentant la compacité du sol et en améliorant sa capacité portante. Les structures généralement soumises au processus de compactage comprennent les remblais routiers, les barrages en terre et les aérodromes. La compaction mécanique du sol peut provoquer :

- ✓ Modification de la granulométrie.
- ✓ Modification de la teneur en eau.
- ✓ Réduction ou élimination des risques de tassement.
- ✓ Augmentation de la résistance du sol et la stabilité du talus.
- ✓ Amélioration de la capacité portante.
- ✓ Limitation des variations de volume causées par gel, gonflement et retrait. [46]



*Figure 2.2 Compactage des sols [47]*

Le compactage peut se faire par l'un des procédés suivants :

Compactage dynamique profond réalisé dans les sols pulvérulent et perméable à une profondeur allant jusqu'à 12.5 m.



Figure 2.3 Compactage dynamique [48]

Compactage par vibration connu sous le nom vibroflotation. La procédure utilise des vibrateurs down-hole (vibroflot) descendu dans le sol. Le procédé VC est plus efficace dans les sols granulaires à drainage libre.



Figure 2.4 Vibration profonde [49]

Technique de compactage par coulis qui densifie les sols par injection d'un coulis de mortier à faible mobilité et à faible affaissement. La boule à coulis se dilate au fur et à mesure que le coulis supplémentaire est injecté, compactant ainsi les sols environnants par compression. Outre l'amélioration des sols environnants, la masse du sol est renforcée par la colonne de coulis qui en résulte, réduisant encore le tassement et augmentant la résistance au cisaillement. La méthode est utilisée pour réduire les tassements de fondation, réduire l'affaissement sismique et le potentiel de liquéfaction, permettre la construction sur des remblais granulaires lâches, réduire les tassements dans les terrains à sols mous, et stabiliser les gouffres existants dans les régions karstiques

Insertion de colonnes ballastées (stone columns)

Création de colonnes de gravier ou de pierres dans le sol pour améliorer la capacité portante et réduire les tassements. Les colonnes sont installées en forant des trous dans le sol, puis en les remplissant de gravier ou de pierres compactées.

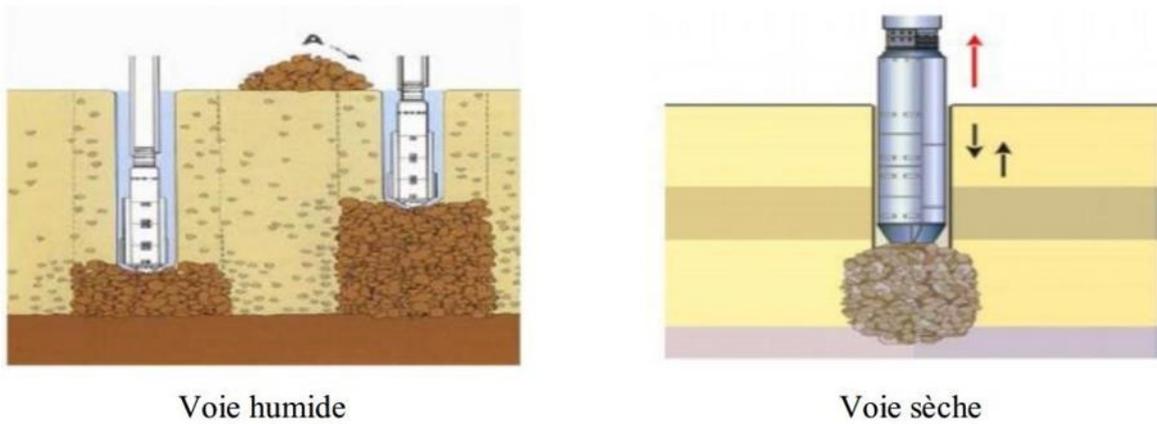


Figure 2.5 Colonnes ballastés (Procédés d'amélioration et de renforcement de sols sous actions sismiques) [50]

Pour compacter les sols en profondeur par l'addition des matériaux qui améliore les caractéristiques du sol, il s'agit d'augmenter la résistance du sol ou diminuer sa plasticité en ajoutant des agrégats ou des fibres.

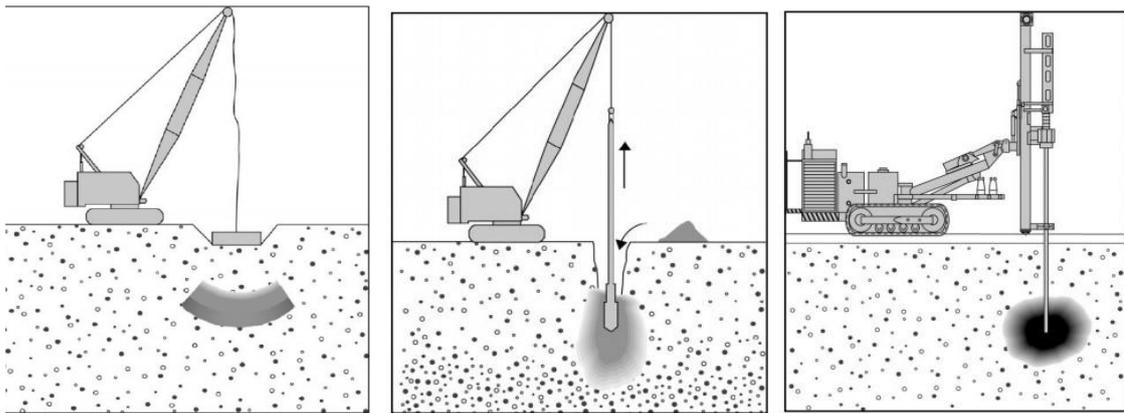


Figure 2.6 Techniques de compactage des sols a) compactage dynamique profond b) compactage par vibration c) compactage par injection de conis [51]

#### 2.4.1.2 Méthodes hydromécaniques

Les techniques hydromécaniques de stabilisation des sols intègrent des concepts mécaniques et hydrauliques afin d'optimiser les caractéristiques des sols, notamment leur résistance et leur stabilité. Les méthodes hydromécaniques habituellement employées :

### CONSOLIDATION PAR SURCHARGE (PRECHARGE).

Cette approche consiste à appliquer des charges temporaires supplémentaires sur le sol afin de favoriser la consolidation naturelle par l'évacuation de l'eau interstitielle. Des matériaux denses tels que de la terre ou du sable sont déposés sur le site afin d'appliquer une pression additionnelle. Les dispositifs de drainage verticaux tels que les drains en sable ou les mèches drainantes peuvent être mis en place afin de favoriser le drainage de l'eau. Cette méthode est habituellement utilisée sur des terrains de mauvaise qualité, principalement constitués de sols fins à faible perméabilité, et caractérisés par un tassement progressif sur plusieurs années.

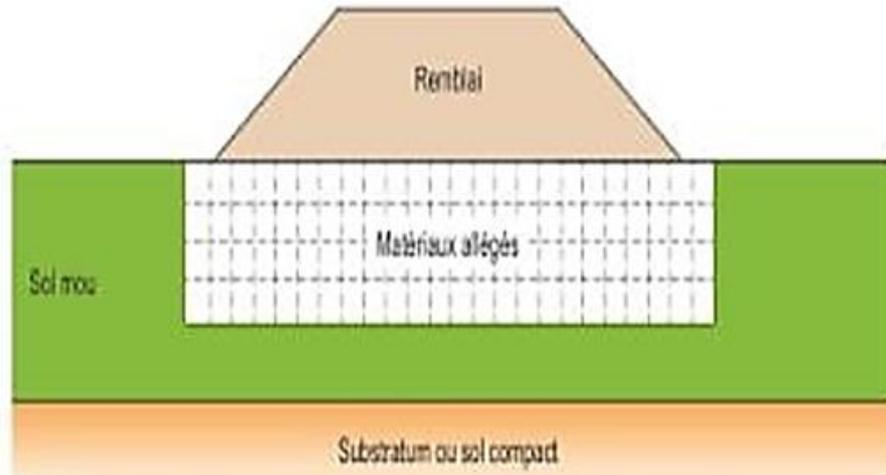


Figure 2.7 Principe du pré chargement pour le contrôle des tassements [52]

### UTILISATION DE DRAINS VERTICAUX (WICK DRAINS)

Ainsi, les drains verticaux peuvent être employés dans de nombreux cas afin de favoriser la rapidité du tassement de la consolidation primaire au sein de la zone préchargée, qu'il y ait une surcharge additionnelle ou non. Ce processus se révèle peu performant dans les sols comme les argiles très organiques et les tourbes, où le phénomène de tassement est largement influencé par la compression secondaire. Ainsi, les drains verticaux favorisent le drainage à la fois horizontalement et verticalement.

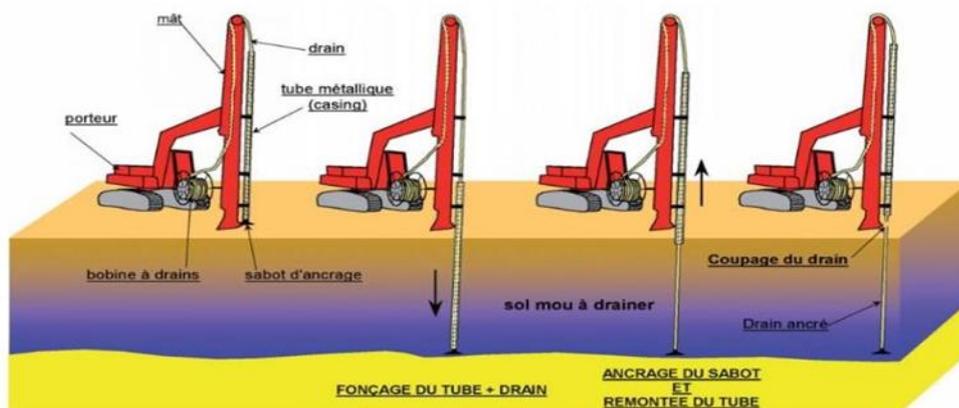


Figure 2.8 Drains verticaux [53]

**GEODRAINAGE (PVD - PREFABRICATED VERTICAL DRAINS).**

L'utilisation de drains verticaux préfabriqués est une méthode visant à accélérer le processus de consolidation par drainage vertical. Les pays en voie de développement sont implantés dans le sol à des intervalles réguliers. Ils favorisent le drainage vertical de l'eau vers les couches drainantes, ce qui contribue à accélérer le processus de tassement et de consolidation.

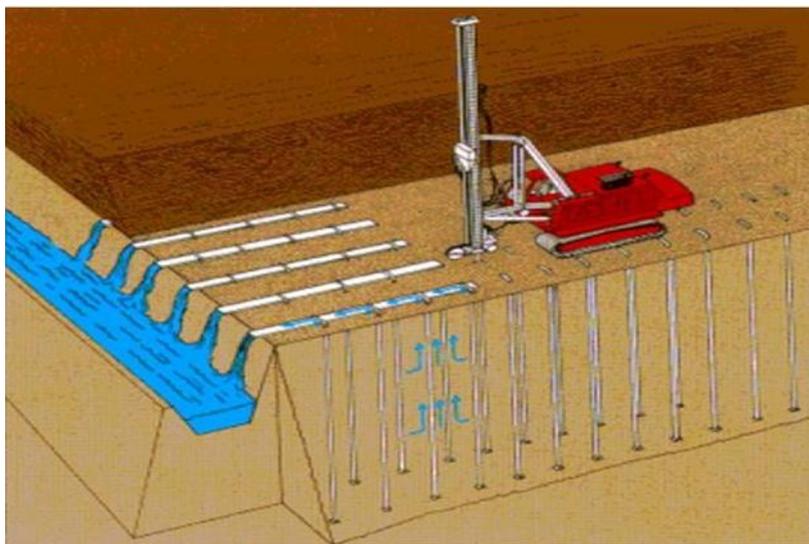


Figure 2.9 Geodrainage [54]

**RENFORCEMENT PAR GEOSYNTHETIQUES.**

L'incorporation de matériaux synthétiques tels que des géotextiles et des géogrilles dans le sol vise à renforcer sa stabilité. Ces matériaux sont disposés en strates horizontales ou verticales dans le sol, ce qui renforce sa capacité à résister aux déformations.



Figure 2.10 Renforcement par géosynthétiques [55]

Les techniques hydromécaniques de renforcement s'avèrent particulièrement performantes sur les sols argileux saturés et d'autres types de sols caractérisés par une capacité de drainage naturelle limitée. En associant des méthodes de drainage à des concepts mécaniques, il est possible de contrôler les caractéristiques hydriques du sol et d'accroître sa résistance et sa stabilité en vue d'applications dans le domaine de la construction.

### 2.4.1.3 Méthodes thermiques

Les techniques thermiques de stabilisation des sols consistent à utiliser la chaleur afin de modifier les caractéristiques physiques et chimiques du sol, ce qui permet d'accroître sa stabilité, sa résistance et sa capacité portante. Les méthodes thermiques fréquemment employées :

#### TRAITEMENT THERMIQUE PAR INJECTION DE CHALEUR.

Cette approche implique le chauffage in situ du sol afin de provoquer l'évaporation de l'eau et d'initier des réactions chimiques dans les minéraux argileux. Des éléments de chauffage tels que des résistances électriques ou des brûleurs à gaz sont intégrés dans le sol. L'élévation de la température entraîne l'évaporation de l'eau présente entre les particules du sol, ce qui induit des changements dans la composition minérale du sol.

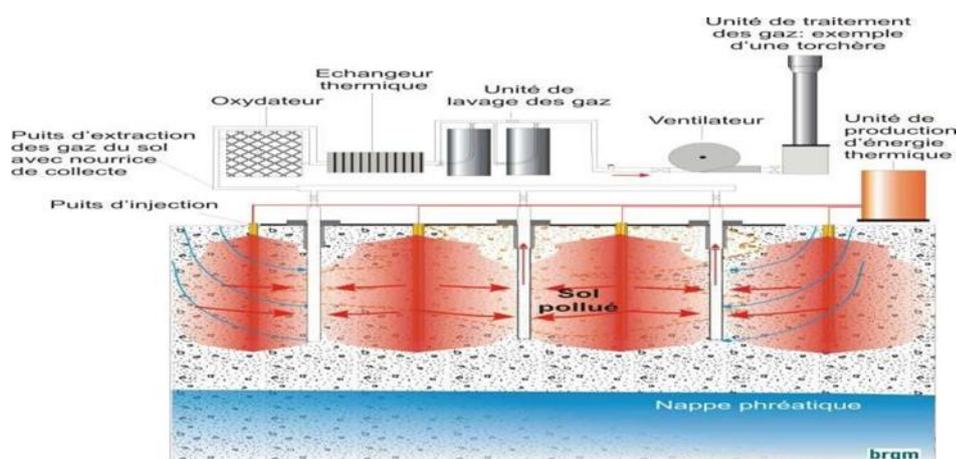


Figure 2.11 Traitement thermique par injection de chaleur [56]

#### CONGELATION ARTIFICIELLE (SOILFREEZING).

Cette approche consiste à geler l'eau présente dans les espaces interstitiels du sol afin d'accroître provisoirement sa résistance et sa stabilité, ce qui facilite les opérations de construction ou d'excavation. Un liquide frigorigène est acheminé à travers des tubes installés dans le sol, ce qui permet de réduire la température et de geler l'eau interstitielle.



Figure 2.12 Travaux en souterrain : la congélation des sols [57]

**CALCINATION.**

La calcination consiste à chauffer le sol afin de provoquer la décomposition de certains minéraux argileux, ce qui a pour effet de diminuer leur capacité de rétention d'eau et d'améliorer la stabilité du sol. Des systèmes de chauffage sont employés afin d'augmenter la température du sol à un niveau adéquat pour déclencher des réactions chimiques au sein des minéraux argileux.

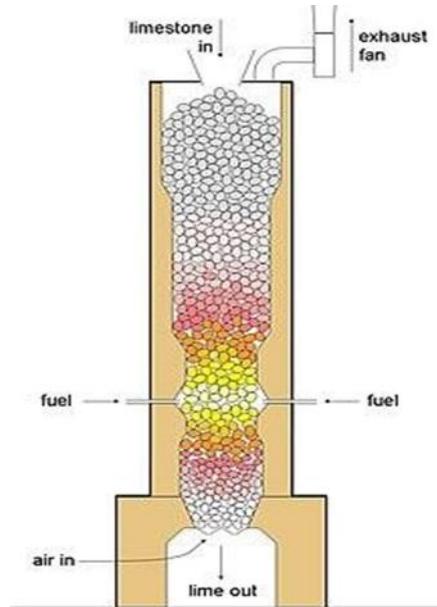


Figure 2.13 Calcination des sols [58]

Les techniques de stabilisation thermique des sols s'avèrent particulièrement bénéfiques dans des situations spécifiques où les approches mécaniques ou chimiques pourraient être moins performantes. Ces techniques sont utilisées pour résoudre divers problèmes liés à la stabilité des sols, en particulier dans des environnements contraignants ou pour des projets de construction complexes.

**2.4.1.4 Méthodes chimiques**

Les méthodes chimiques de stabilisation des sols utilisent divers agents chimiques pour améliorer les propriétés mécaniques et la stabilité des sols. Ces techniques sont particulièrement efficaces pour les sols présentant des problèmes de portance, de plasticité ou de gonflement. Aujourd'hui les divers produits et techniques font partie d'une pratique courante des grands ouvrages du Génie Civil à l'échelle mondiale.

Le recours massif à cette technique qui valorise les matériaux en place ce qui entraîne une diminution notable des coûts est due principalement aux facteurs suivants tels que la raréfaction des gisements naturels de matériaux nobles ; le souci écologique croissant imposant de préserver d'une part les ressources naturelles existantes et de limiter d'autre part la mise en dépôt des matériaux impropres à la réutilisation en remblais ou en couches de forme. Les ajouts cimentaires et les produits chimiques les plus utilisés sont le ciment, la chaux, les cendres volantes, L'objectif principal du malaxage des ajouts cimentaires avec le sol est l'amélioration de ses propriétés physico-mécaniques ainsi que sa durabilité.

Les différentes propriétés qui peuvent être améliorées sont la résistance, la plasticité, la compressibilité, la perméabilité, le potentiel de gonflement et le potentiel d'effondrement.

L'amélioration de ces propriétés s'effectue soit par l'augmentation de certaines d'entre elles telle que la résistance, soit par la réduction d'autres telles que la plasticité, la perméabilité et l'érosion. Un bon malaxage des ajouts cimentaires avec le sol à traiter est un facteur important affectant d'une façon significative la qualité des résultats

### **STABILISATION PAR L'AJOUT DE LA CHAUX**

La chaux est un produit généralement poudreux et de couleur blanc, obtenue par décomposition thermique du calcaire. Elles permettent de mettre en œuvre et de compacter les sols mouillés qui, normalement, ne pourraient pas être compactés correctement la chaux est un matériau obtenu par la calcination du calcaire (carbonate de calcium,  $\text{CaCO}_3$ ) qui se décompose en chaux vive (oxyde de calcium,  $\text{CaO}$ ) et en dioxyde de carbone ( $\text{CO}_2$ ). La chaux est utilisée dans divers domaines, notamment en géotechnique, pour la stabilisation des sols.

Elles permettent de mettre en œuvre et de compacter les sols mouillés qui, normalement, ne pourraient pas être compactés correctement. L'incorporation de la chaux génère immédiatement la formation d'une masse granuleuse, et a pour effet de réduire le taux d'humidité. Ce procédé convient par exemple pour la réalisation de remblais, de talus ou de voies de circulation sur le chantier.



*Figure 2.14 Stabilisation des sols avec de la chaux ou du ciment [59]*

Différents types de chaux.

Les trois principales catégories de chaux (chaux aérienne, chaux naturelles et chaux hydrauliques) se distinguent par leur composition en calcaire et leur processus de prise distinct.

La chaux est produite par la calcination d'une roche calcaire (qui constitue 20% de l'écorce terrestre). En fonction du type de calcaire employé, la cuisson permet la production de diverses variétés de chaux :

- ✓ Chaux aérienne provenant d'un calcaire pur : fabriquées à base de calcaire pur, ces chaux font prise et durcissent au contact du gaz carbonique contenu dans l'air. Cette prise très longue limite le retrait et développe une faible résistance à long terme.
- ✓ Chaux magnésienne provenant d'un mélange de calcaire et de carbonate de magnésium.
- ✓ Chaux hydraulique provenant d'un calcaire argileux : sont des chaux recomposées avec différents liants. Elles suivent le même processus de prise, dans des proportions différentes liées au pourcentage des matériaux qui les composent.

Les chaux prédominantes en génie routier sont principalement les chaux aériennes. Elles se manifestent actuellement sous deux formes :

**La chaux vive** est le premier produit obtenu lors de la cuisson de la pierre calcaire pour produire de la chaux. Il s'agit d'un matériau très hygroscopique. Lorsque la chaux vive entre en contact avec l'eau, elle génère des explosions et sa température peut dépasser 150°C en raison d'une réaction très exothermique.

**La chaux éteinte** est produite par la réaction d'hydratation de la chaux vive. Le processus de transformation de la chaux vive en chaux éteinte est désigné sous le terme d'extinction. Elle est associée à une augmentation du volume du produit, également appelée foisonnement.

Facteurs influant stabilisation à la chaux.

- ✓ **Type de sol:** stabilisation à la chaux est utile pour la stabilisation des sols argileux, mais il n'est pas efficace pour les sols sableux.
- ✓ **La quantité de chaux:** La quantité de chaux nécessite une stabilisation varie entre 2 et 10% du sol.

Différents types de chaux: La chaux vive est plus efficace, mais pour la sécurité et la commodité pour gérer la chaux hydratée est généralement utilisé.

Avantages de l'utilisation de la chaux pour la stabilisation.

Il est possible d'améliorer la résistance du sol en augmentant sa résistance à la compression, ce qui rend le sol plus praticable.

Inconvénients de stabilisation à la chaux:

- ✓ La chaux est produite par la combustion de la pierre à chaux dans les fours, de sorte qu'il est nocif pour l'environnement.
- ✓ Il a besoin de plus frais pour la pierre de chaux vive.
- ✓ Il n'est pas efficace pour les sols sableux. Il y a pourcentage limité de la quantité de chaux nécessaire environ 2 à 10% du sol.

**STABILISATION PAR LE CIMENT**

Un ciment est un liant hydraulique composé de matière inorganique finement moulue qui, gâchée avec de l'eau, forme une pâte qui fait prise et durcit par suite de réactions d'hydratation et qui, après durcissement, conserve sa résistance et sa stabilité même sous l'eau. D'ailleurs, pour les travaux de terrassement, la norme NF-P15-108 met en évidence des liants hydrauliques routiers destinés notamment, à la réalisation d'assises de chaussées, de couches de forme et de terrassements. La norme NF-EN197-1 subdivise les liants hydrauliques en cinq types en fonction de leur composition à savoir : le ciment Portland (CEM I), le ciment Portland composé (CEM II), le ciment de haut-fourneau (CEM III) et le ciment composé (CEM V). [60]



Figure 2.15 Processus de fabrication de ciment [61]

Différents types de ciments, composition, désignation normalisés.

On distingue cinq types de ciments courants :

- ✓ CEM I Ciment Portland.
- ✓ CEM II Ciment Portland composé.
- ✓ CEM III Ciment de haut-fourneau.
- ✓ CEM IV Ciment pouzzolanique.
- ✓ CEM V Ciment composé.

Les ciments conformes à la norme NBN EN 197-1 doivent obligatoirement être identifiés par leur type, suivi du chiffre 32.5, 42.5 ou 52.5 indiquant la catégorie de résistance. La classe de résistance précoce est déterminée en ajoutant la lettre N ou R.

Choix du ciment pour le traitement de sol.

Lors de la sélection parmi la large gamme de ciments disponibles, le choix du type de ciment sera basé sur divers critères :

- ✓ La durée nécessaire pour la mise en œuvre est assez longue.
- ✓ Une résistance satisfaisante est observée sur le moyen et le long terme.
- ✓ Adaptation au sol à traiter.
- ✓ Le rapport qualité-prix est excellent.

En théorie, toutes les catégories de ciments peuvent être appropriées pour la stabilisation des sols. Les types de ciments les plus fréquemment employés dans ce secteur sont les ciments de haut-fourneau de classe CEM II avec une résistance de 32,5 N ou 42,5 N. Il est déconseillé d'utiliser les ciments à prise rapide de type CEM I.

Facteurs influant sur le ciment du sol de stabilisation.

- ✓ **Type de sol** : la stabilisation du ciment peut être appliqué dans le sol fin ou granuleux, mais granulaire est préférable pour la stabilisation du ciment.
- ✓ **Quantité de ciment** : Une grande quantité de ciment est nécessaire pour la stabilisation du ciment.
- ✓ **Quantité d'eau** : eau adéquate est nécessaire pour la stabilisation.

**Le mélange, le compactage et le durcissement** : Un mélange adéquat, le compactage et le durcissement est nécessaire pour la stabilisation du ciment. Adjuvants : Ciment a quelques adjuvants importants lui-même qui les aide à créer une bonne adhérence. Ces adjuvants paient un rôle vital en cas de réaction entre le ciment et l'eau.

Avantages de ciment de stabilisation.

- ✓ Il est largement accessible.
- ✓ Le coût est relativement peu élevé.
- ✓ Il présente une grande durabilité.
- ✓ Le ciment du sol se caractérise par sa grande résistance aux intempéries et sa robustesse.
- ✓ Les sols granulaires contenant une quantité adéquate d'amendements sont particulièrement appropriés pour la stabilisation au ciment en raison de leur faible demande en ciment.

- ✓ L'ajout de ciment au sol permet de diminuer les propriétés de gonflement du sol.

Utilisation de géo synthétiques

Les géo synthétiques regroupent une large famille de matériaux (géotextiles, géo grilles, géo membranes, géo composites) utilisés pour :

- ✓ Renforcer les fondations superficielles,
- ✓ Limiter le gonflement latéral,
- ✓ Séparer et drainer les couches de sol,
- ✓ Améliorer le confinement et la répartition des charges.

Ils sont très efficaces dans le cas des sols argileux en complément d'une autre technique de stabilisation.

### **LE RENFORCEMENT GEO SYNTHETIQUE**

Les géo synthétiques sont définies comme étant des produits synthétiques, utilisés en relation avec les sols et les roches dans les domaines suivants : géotechnique, génie civil (constructions lourdes et bâtiment), hydrogéologie, environnement. Les géo synthétiques sont produites sous différentes formes à partir de matières synthétiques sur la base de divers polymères provenant de l'industrie chimique. Les centaines de produits géo synthétiques existant actuellement sur le marché peuvent être classés en 6 groupes, d'après les matières premières utilisées, les modes de fabrication et les domaines d'utilisation :

- ✓ Les géotextiles,
- ✓ Les géogrilles,
- ✓ Les géo filets,
- ✓ Les géomembranes, - Les géo composites, - Les "géo divers" . [6]



Figure 2.16 Types de géosynthétiques [62]

## Renforcement par géotextiles

Les géotextiles sont des textiles fabriqués principalement à partir de fibres synthétiques, en opposition aux fibres naturelles telles que le coton ou la jute. Les fibres synthétiques sont converties en un textile souple et poreux à travers des processus de tissage, de tricotage et de liaison de voiles ou de nappes de fibres.

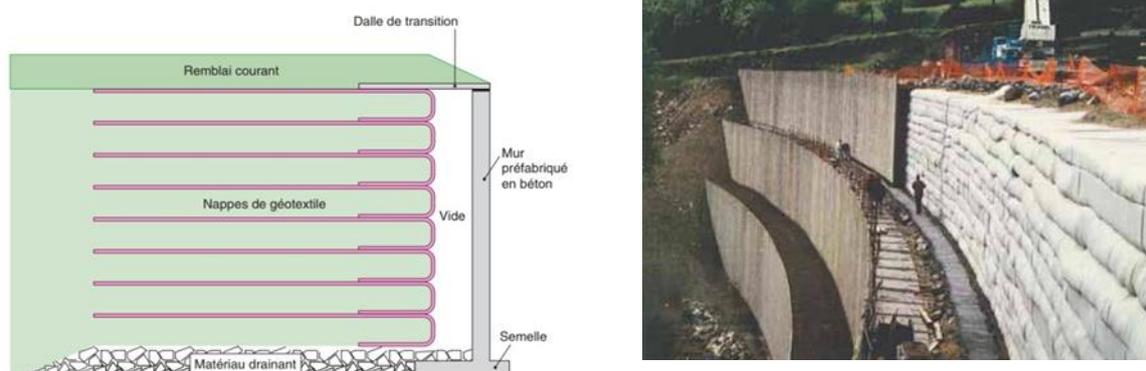


Figure 2.17 Géotextiles de renforcement. (Ouvrage de soutènement des murs en remblai renforcé par éléments géosynthétiques) [63]

L'emploi de la méthode de renforcement des sols à l'aide de géotextiles a connu un essor significatif, couvrant une diversité d'applications dans les secteurs hydraulique et mécanique. L'incorporation de géotextiles dans les sols peut améliorer les caractéristiques de ces sols en fonction du domaine d'application ou de la fonction de la structure. La différence principale entre l'acier, les plastiques rigides et les géotextiles réside dans leur capacité à se déformer, ce qui exerce une influence significative sur les déplacements latéraux des structures. Malgré quelques essais d'application des géotextiles dans des structures de soutènement à paroi verticale, leur utilisation est principalement dédiée au renforcement des pentes et des sols de fondation. Les grillages métalliques ou en plastique rigide sont couramment employés de manière efficace afin de restreindre les déformations latérales des remblais. [64]

### Le renforcement par géo grille

Une géogrille est une structure plane composée d'un réseau ouvert d'éléments résistants à la traction, interconnectés selon un motif régulier. Elle est confectionnée à partir de bandes de polymères à haut module.

La bande de polymère est habituellement chauffée à une température élevée avant d'être étirée. L'étirage peut être effectué de manière uniaxiale (grille géo uniaxiale) ou biaxiale (grille géo biaxiale). Pendant le processus d'étirage, il se produit une orientation des macromolécules, ce qui conduit à une résistance élevée à la traction dans la direction de l'étirage. Les géogrilles sont également produites en soudant des bandes de polymères ou en liant thermiquement des fibres extrudées.

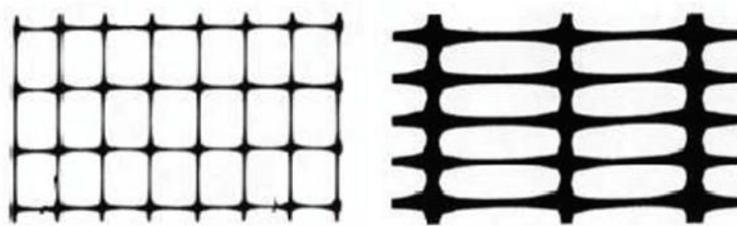


Figure 2.18 Structures de géogrille [65]

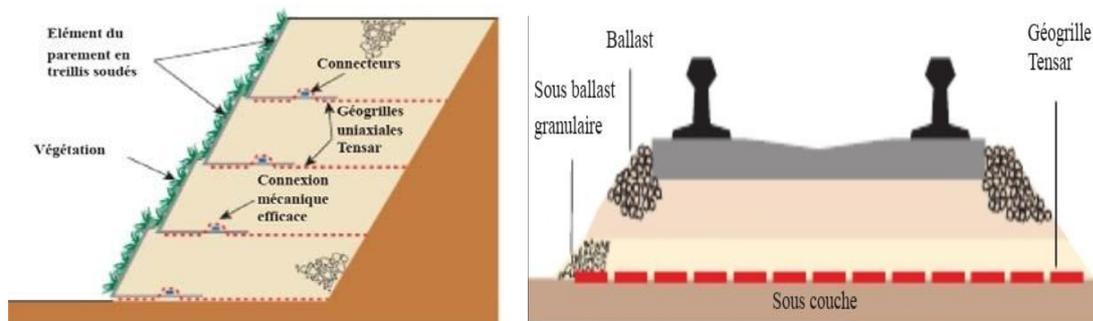


Figure 2.19 Stabilisation par géo grille a) renforcement de talus par géo grille b) Stabilisation de la sous couche par géo grille [66]

### Colonnes ballastées

Cette méthode est appliquée dans les sols peu cohésifs ; le renforcement par inclusion consiste en l'installation de colonnes verticales composées de sable, de gravier ou d'agrégats fortement compactés. De manière générale, l'installation de la colonne se déroule en deux phases principales :

- ✓ 1. Un tube ou un vibreur est inséré dans le sol jusqu'à la profondeur souhaitée en déplaçant le sol environnant.
- ✓ 2. Ensuite, le système est lentement retiré pendant que la cavité est remplie de manière statique avec un matériau granulaire fortement compacté ou par vibrations.

La fonction principale des colonnes est d'accroître la résistance et le module du sol de fondation, tout en agissant comme un drain vertical.

Cette inclusion présente une certaine souplesse et offre une résistance principalement à la compression.

Toutefois, l'utilisation de colonnes ballastées pour renforcer la stabilité du sol de fondation contre un glissement général entraîne également une amélioration significative de la résistance au cisaillement du sol.

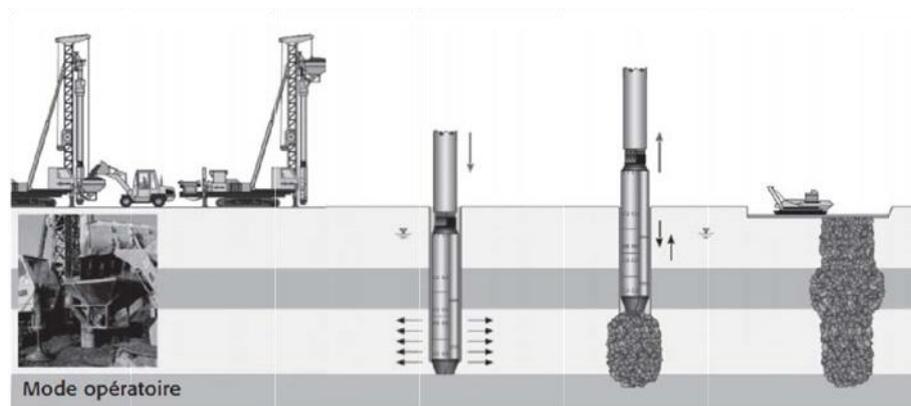


Figure 2.20 Principe de la réalisation de la colonne ballastée par voie sèche [67]

## 2.5 Comparaison des techniques : avantages et limites

Le tableau 2.1 compare les différentes techniques d'amélioration des sols :

Tableau 2.1. Comparaison des techniques d'amélioration des sols : avantages et limite

Technique	Avantages	Limites
<b>Compactage</b>	Facile, peu coûteux	Peu efficace sur argiles plastiques
<b>Chaux / Ciment</b>	Amélioration rapide et durable	Sensible à l'humidité et au dosage
<b>Géo synthétiques</b>	Installation rapide, efficace en renforcement	Coût relativement élevé
<b>Matériaux recyclés</b>	Écologique, économique	Variabilité des propriétés mécaniques
<b>Stabilisants biologiques</b>	Durables, peu d'impact environnemental	Faible recul industriel, coût encore élevé

## 2.6 Conclusion

Divers éléments impactent la décision entre les diverses méthodes d'amélioration des sols, tels que des aspects économiques, les caractéristiques du sol à traiter, la finalité de la construction à réaliser, la durée des travaux, la disponibilité des matériaux nécessaires, ainsi que les conditions environnementales. Les techniques visant à améliorer mécaniquement et hydro mécaniquement les sols sont onéreuses et exigent un haut niveau d'expertise, ce qui peut s'avérer difficile à mettre en œuvre dans les pays en développement tels que l'Algérie. Par ailleurs, les techniques visant à améliorer thermiquement les sols, bien qu'efficaces, demeurent limitées en raison de leur coût très élevé. Cependant, la technique la plus répandue et économique pour améliorer chimiquement les sols demeure l'ajout de chaux, de ciment, de cendres ou d'autres liants cimentaires. Cette méthode, qui a connu une expansion rapide à l'échelle mondiale, continue de progresser de manière significative. Simple à implémenter, rentable et performante, cette méthode permet principalement d'éviter des travaux de terrassement complexes visant à éliminer les sols inappropriés et à utiliser des matériaux de remplacement de haute qualité. Les liants cimentaires sont fabriqués en quantités importantes et à un coût modéré en Algérie, ce qui indique que cette méthode offre des avantages économiques satisfaisants.

# **Chapitre 3. PRESENTATION DU LOGICIEL**

## **PLAXIS 2D**

3.1 INTRODUCTION.....	51
3.2 APERÇU DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS .....	51
3.3 PRESENTATION DU LOGICIEL PLAXIS 2D .....	53
3.4 CONCLUSION.....	65

## 3.1 Introduction

L'avancée rapide de la technologie pousse les ingénieurs à concevoir des projets de plus en plus sophistiqués, nécessitant des investissements financiers conséquents et répondant à des normes de sécurité de plus en plus strictes. Afin de mener à bien ces projets, l'ingénieur se trouve confronté à la complexité des méthodes analytiques utilisées pour étudier la résistance des matériaux. C'est pourquoi il doit avoir recours à des méthodes de simulation qui lui permettent de reproduire de manière virtuelle le comportement des systèmes physiques complexes. Grâce aux avancées réalisées dans le domaine de l'informatique et aux progrès des mathématiques appliquées à la théorie de l'énergie, ainsi qu'aux développements des méthodes de projection et d'approximation, la méthode des éléments finis s'est imposée comme l'une des méthodes numériques les plus performantes. Son champ d'application est vaste, ce qui explique pourquoi elle est largement utilisée dans divers secteurs de l'industrie tels que l'aérospatiale, le nucléaire, le génie civil, la construction navale, la mécanique, la technologie off-shore, et bien d'autres encore.

## 3.2 Aperçu de la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis (MEF) est une approche numérique utilisée pour résoudre des problèmes en discrétisant un domaine en éléments plus petits. Les équations régissant le comportement physique de la structure sont alors appliquées et résolues sur ces éléments. Par la suite, les résultats obtenus pour chaque élément fini permettent de concevoir des structures complexes et de résoudre des problèmes en mécanique des solides, en mécanique des fluides, en transfert thermique, etc. [68]

### 3.2.1 PRINCIPE DE LA METHODE

La méthode des éléments finis repose sur le principe fondamental qui consiste à formuler les équations régissant le comportement physique d'un système sous la forme d'un système algébrique linéaire. Pour ce faire, on utilise des fonctions de base élémentaires qui permettent de décrire de manière précise le comportement du système. Ensuite, on procède à la résolution numérique de ce système d'équations algébriques afin d'obtenir une approximation de la solution recherchée.

La méthode des éléments finis est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- ✓ *La mécanique des structures* : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, ...etc.
- ✓ *L'analyse numérique* : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, ...etc. [69]
- ✓ *L'informatique appliquée* : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

### 3.2.2 CONCEPT DE BASE

La méthode des éléments finis (MEF) est une technique d'analyse numérique qui vise à modéliser la structure physique à étudier en la remplaçant par un nombre déterminé d'éléments ou de composants discrets formant un maillage. Ces éléments, tels que des concepts, des idées ou des entités, sont connectés les uns aux autres au sein d'un réseau complexe. Cette connexion est établie par des points spécifiques, appelés nœuds, qui représentent des points d'intersection ou de jonction dans ce réseau. Tout d'abord, il est essentiel d'analyser le comportement de chaque partie de manière individuelle, en prenant en compte les forces qui y interagissent. Ensuite, il convient d'assembler ces différentes parties de manière à garantir que les forces sont équilibrées et que les déplacements réels de la structure, en tant qu'entité continue, sont compatibles les uns avec les autres.

La méthode des éléments finis (MEF) se distingue par sa grande puissance, qui réside dans sa capacité à analyser de manière précise des structures continues présentant des propriétés géométriques complexes et des conditions de charges variées. Cette tâche exige un nombre considérable de calculs qui, en raison de leur caractère répétitif, se prêtent parfaitement à la programmation numérique.

La méthode des éléments finis est considérée comme la plus satisfaisante d'un point de vue théorique, car elle offre la possibilité de modéliser des problèmes géotechniques complexes.

Elle nécessite :

- ✓ La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats.
- ✓ Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan, Cam-Clay...etc.
- ✓ Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
- ✓ Les caractéristiques des butons ou des tirants d'ancrage.
- ✓ L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

Elle permet :

- ✓ D'effectuer les calculs d'écoulement.
- ✓ De simuler toutes les phases de travaux.
- ✓ De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain et des lits de butons ou de tirants.
- ✓ De calculer un coefficient de sécurité.

Les sorties fournies pour les ouvrages sont :

- ✓ Les déplacements des ouvrages.
- ✓ Les sollicitations internes des ouvrages.
- ✓ Les efforts dans les butons ou tirants.

Et pour le sol

- ✓ Les contraintes totales et effectives dans le sol.
- ✓ Les pressions interstitielles.
- ✓ De calculer un coefficient de sécurité.
- ✓ Les déformations du sol.
- ✓ Les déplacements du sol.

### 3.3 Présentation du logiciel PLAXIS 2D

PLAXIS représente un logiciel d'analyse par éléments finis bidimensionnels, développé spécifiquement pour l'étude des déformations et de la stabilité dans divers contextes géotechniques. Les situations pratiques peuvent être modélisées par un schéma plan ou axisymétrique. Le logiciel est doté d'une interface graphique conviviale qui permet aux utilisateurs de créer efficacement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis en se basant sur la coupe verticale de la structure à analyser. [70]

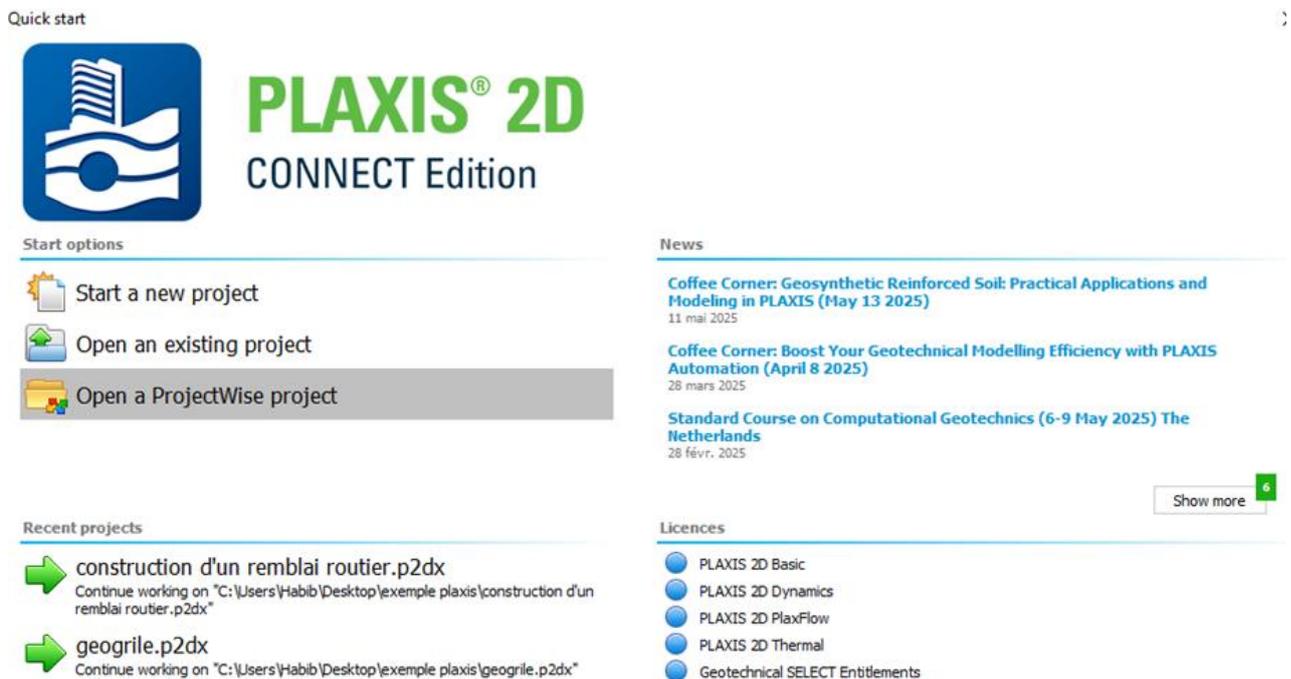


Figure 3.1 Interface principale du logiciel [71]

### 3.3.1 LES SOUS-PROGRAMMES DE PLAXIS 2D [72]

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves) :

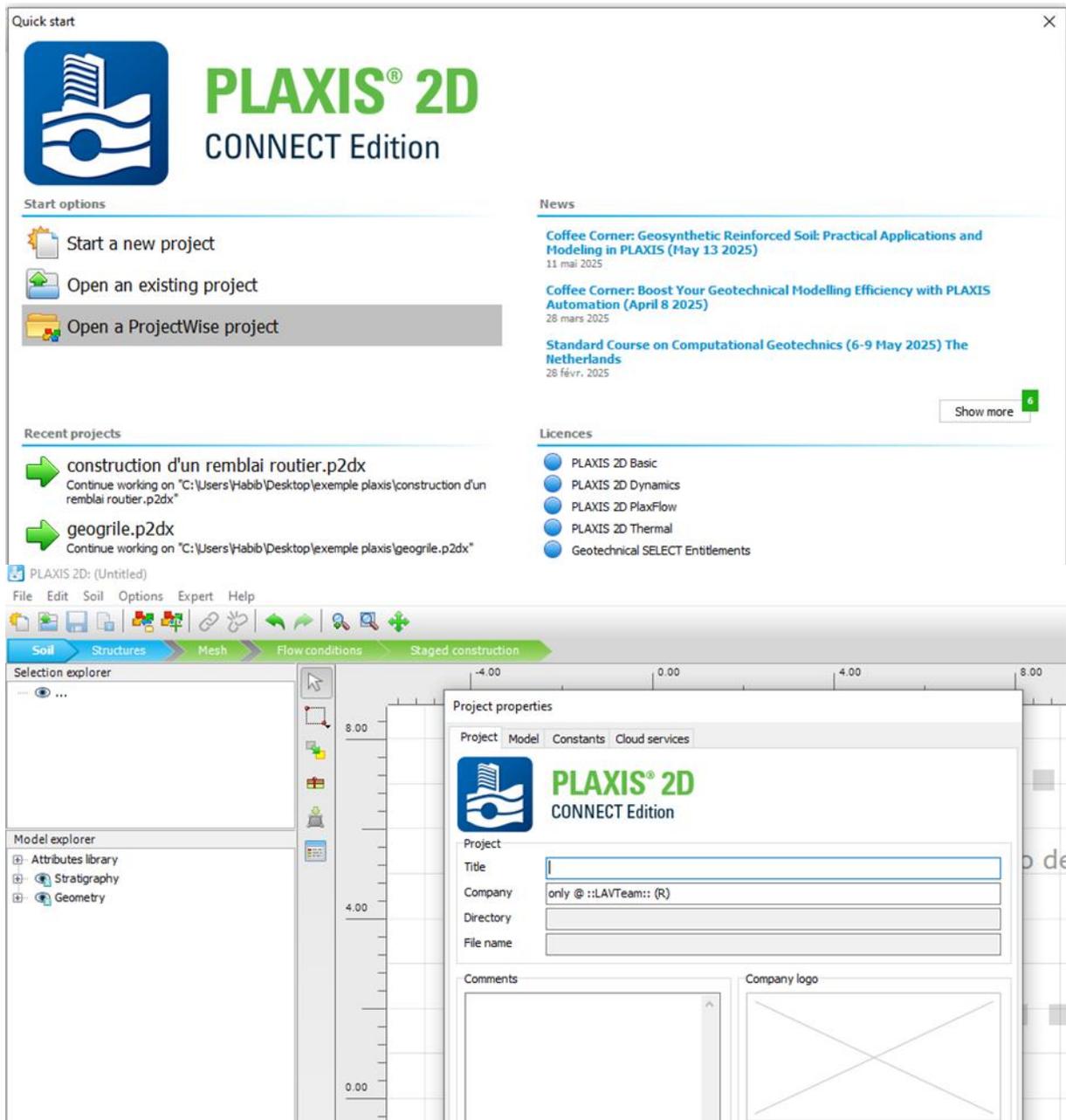


Figure 3.2 Fenêtre de Création de projet [71]

- ✓ **Plaxis-Input** : le sous-programme Input appelé aussi le pré-processing programme contient tous les outils nécessaires à la création et modifications des modèles géométriques, à l'engendrement des maillages des éléments finis et aux définitions des conditions initiales.

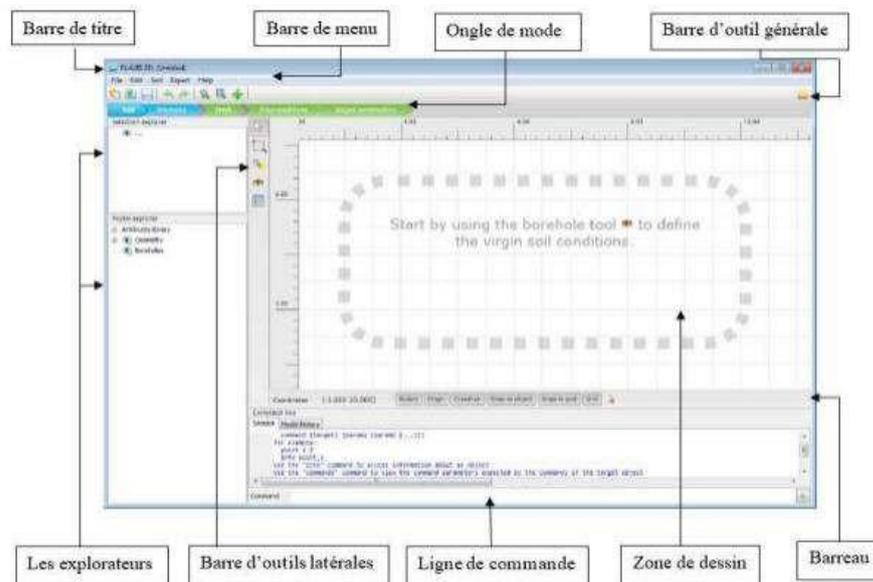


Figure 3.3 Fenêtre principale du programme d'entrée des données [71]

✓ **Plaxis-Calculations:** Le processing programme, également appelé sous-programme de calculs, regroupe un ensemble d'outils indispensables pour définir avec précision les différentes étapes et démarrer le processus de calcul par éléments finis. Ces outils sont essentiels pour garantir la fiabilité et la précision des résultats obtenus lors de l'analyse des structures et des phénomènes physiques.

✓ **Plaxis-Output :** Le logiciel de post-traitement offre des fonctionnalités permettant la visualisation des résultats des différentes étapes de l'analyse, tels que les déplacements aux nœuds, les contraintes et les forces agissant sur les éléments structuraux.

✓ **PLAXIS-Curves :** Le sous-programme curve est utilisé pour la construction des courbes représentant la relation entre la charge et le déplacement, les trajectoires de contrainte, ainsi que d'autres fonctionnalités diverses. Il permet de visualiser graphiquement ces différentes données et de les analyser de manière détaillée.

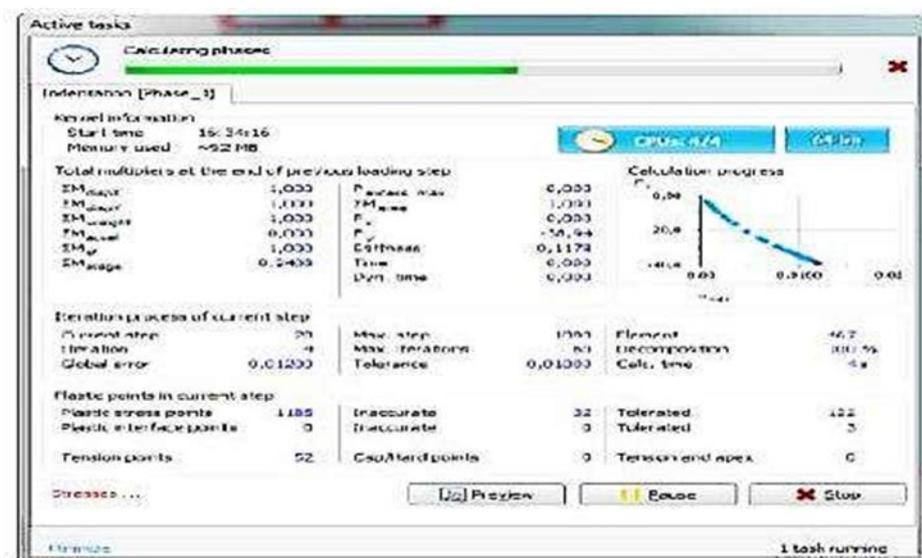


Figure 3.4 Fenêtre de calcul [71]

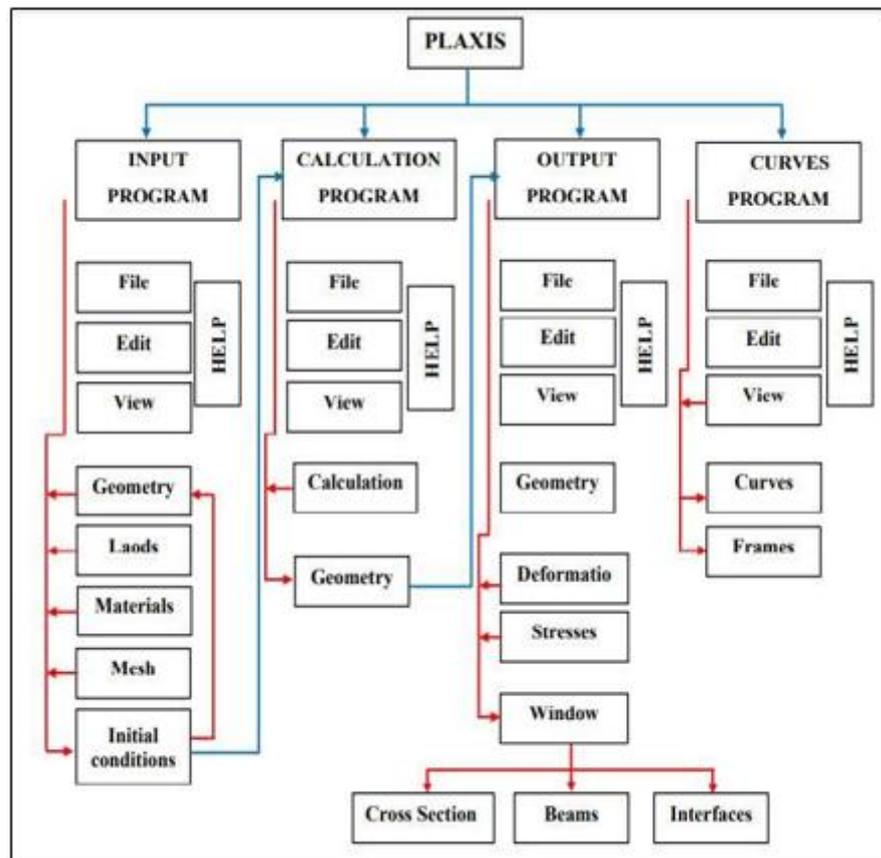


Figure 3.5 Organigramme des sous-programmes de code Plaxis 2d [73]

### 3.3.2 LA DEMARCHE DE MODELISATION AVEC PLAXIS 2D [74]

Nous présenterons ici le cheminement et principales étapes d'un calcul sous PLAXIS :

#### 3.3.2.1 Géométrie

- Les lignes géométriques qui sont là pour dessiner l'organisation du sol.
- L'outil " plates " permet de dessiner et de définir des structures élancées qui possèdent une résistance en traction compression et une résistance en flexion. Cet outil est principalement utilisé pour modéliser des murs, des poutres, des coquilles, des plaques pour modéliser les murs et les zones rigides. Principalement les éléments ayant une forte extension selon l'axe perpendiculaire au plan de modélisation (ici z).
- "Anchor" qui sert à modéliser les liaisons entre les éléments. Ce sont des ressorts, qu'on utilise pour modéliser les batardeaux ou plus exactement la liaison entre les différents éléments d'un batardeau.
- L'outil <<géogrid>> sert à dessiner des structures élancées avec une résistance en compression ou traction mais qui ne possèdent aucune résistance de flexion. Cet outil est généralement utilisé pour modéliser les géogrilles et ancrages.

### 3.3.2.2 Conditions aux limites

Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions limites, c'est-à-dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieures de la géométrie.

Si aucune condition limite n'est fixée sur un tronçon, par défaut le logiciel considère que l'élément n'est soumis à aucune force extérieure et est libre de se déplacer dans toutes les directions.

Les conditions pouvant être imposées sont celles qui imposent un déplacement dans une direction donnée ou celle qui impose une force dans une direction donnée. Plusieurs outils permettent de créer une large gamme de conditions limites (force répartie, force ponctuelle, encastrement, glissement, etc.).

### 3.3.2.3 Définition des paramètres des matériaux

Ensuite, il convient de définir les différentes propriétés des différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, géogrid, etc.), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d'éléments peuvent être paramétrés, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainer, non-drainer ou non-poreux).

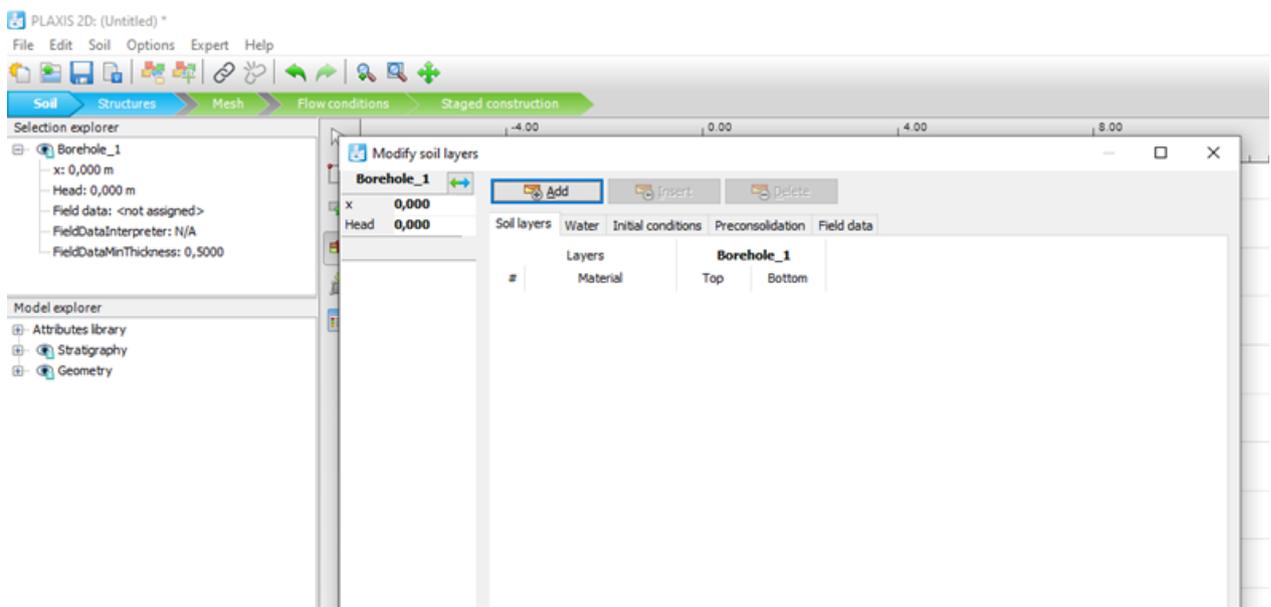


Figure 3.6 Paramètres des matériaux et sol

### 3.3.2.4 Maillage

La génération automatique du maillage est l'un des points forts de Plaxis. L'opérateur a la possibilité de définir la densité du maillage parmi plusieurs choix (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin). De plus, il peut choisir de raffiner le maillage dans une zone spécifique du sol et/ou autour d'un élément en utilisant les options de raffinement disponibles dans le menu de maillage.

Après avoir réalisé le maillage, il est nécessaire de configurer les conditions initiales du sol, généralement en définissant un coefficient de consolidation.

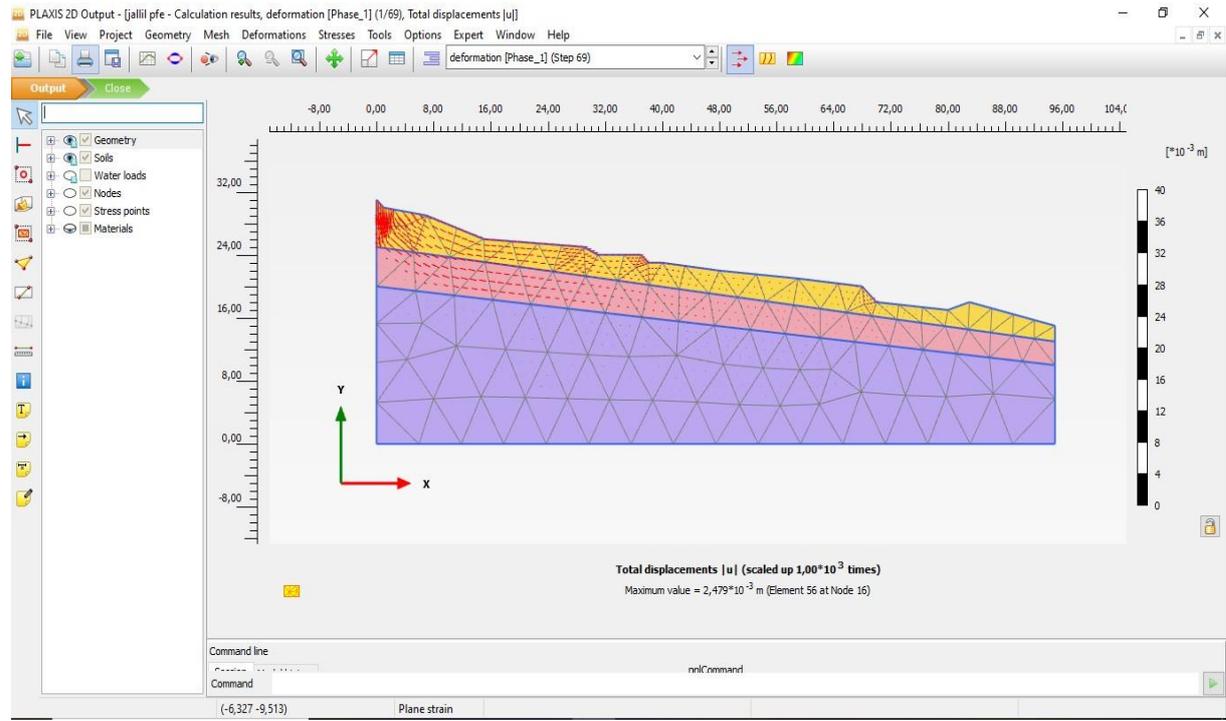


Figure 3.7 Maillage pour avoir les contraintes effectives

### 3.3.2.5 Les conditions initiales

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes tout d'abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé. L'opérateur active les éléments constructifs (déplacements et/ou contraintes impose(e)s, ancrage, plaque) qui correspondent à l'instant initial. Il désactive les éléments de sol qui ne correspondent pas à cet instant initial. Un "Switch bouton" permet d'accéder à deux fenêtres différentes chacune représentant la géométrie de la modélisation :

- La première qui s'appelle "initial pore pressure" permet de définir un niveau de nappe phréatique initial (si besoin), et de générer les pressions interstitielles correspondantes
- La deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l'intérieur du massif (poids propre et sous pression).

### 3.3.2.6 Phases de calcul

Une fois que tous ces paramétrages ont été réalisés, il est possible d'accéder aux calculs en appuyant sur le bouton "calcul". L'interface "input" de "P1axis" se ferme pour laisser place à une nouvelle interface nommée "calculation". Une phase 0 est préalablement déterminée pour représenter l'état initial de la structure. Cette interface permet de déterminer la séquence temporelle de la modélisation de la construction.

Il est possible de générer de nouvelles phases de calcul en se basant sur une phase déjà existante. Il est possible d'ajuster la géométrie de chaque phase en utilisant l'interface déjà utilisée pour définir les

conditions initiales. Ainsi, des modifications peuvent être apportées simplement en activant ou désactivant des éléments. Le niveau de la nappe phréatique est susceptible d'être altéré, de même que diverses caractéristiques des matériaux et d'autres éléments tels que la modification des paramètres d'entrée, l'imperméabilité et/ou la non-consolidation de certaines parois. Il est possible de modifier le niveau d'intensité et la localisation des conditions limites des chargements en déplacement et en contrainte.

Toutefois, il n'est pas possible d'introduire de nouveaux éléments à ce stade, qu'il s'agisse d'une charge, d'un déplacement, de conditions aux limites, d'une plaque ou d'un ancrage.

Diverses formes de phases peuvent être instaurées, en dehors de la simple activation ou désactivation d'un élément (comme la phase de consolidation, par exemple). Divers types de calculs peuvent être simulés, tels que la consolidation, la détermination du facteur de sécurité, la déformation plastique et l'étude dynamique. Une fois la phase d'étude terminée, il est possible d'identifier des points caractéristiques.

Les courbes de performances de Plaxis seront calculées à ces emplacements. Une fois que le bouton "calculer" est enfoncé, les calculs sont initiés. Une fois achevée, les résultats sont visibles en appuyant sur le bouton 'output'.

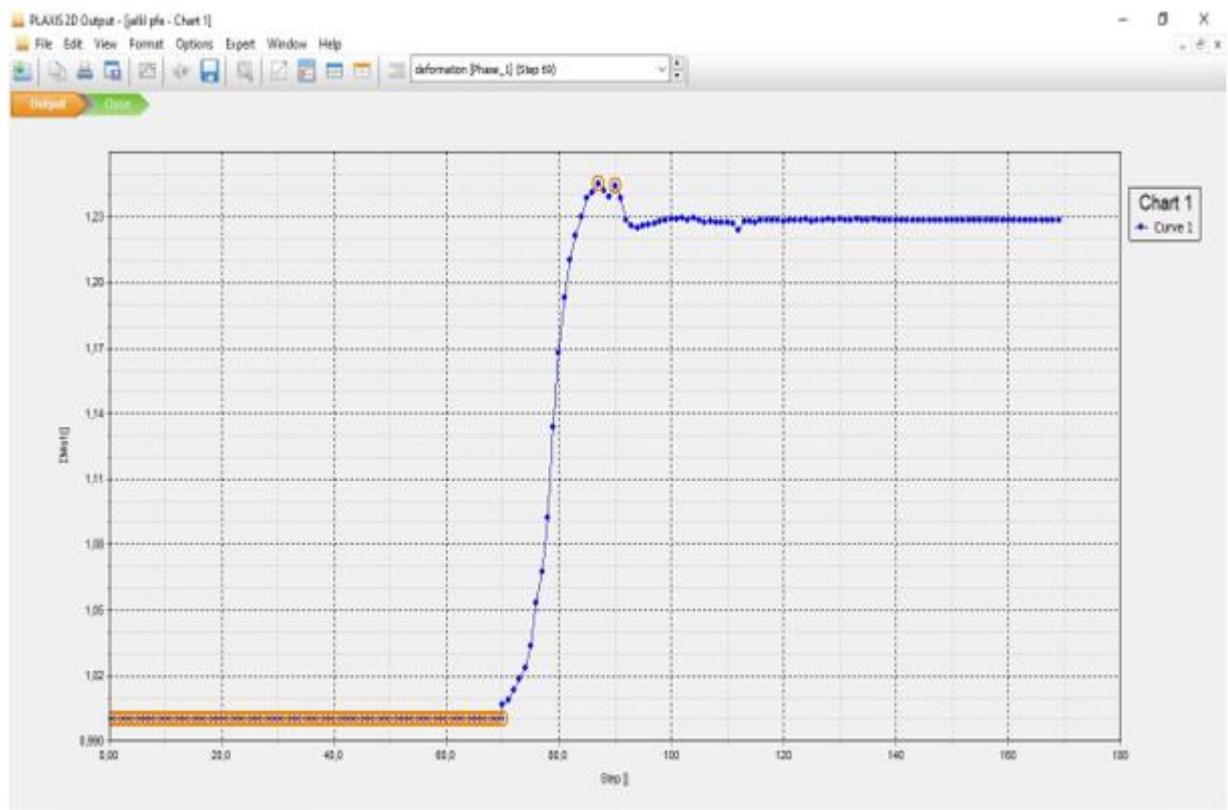


Figure 3.8 Calcul de facteur de sécurité

### 3.3.3 LOIS DE COMPORTEMENT DANS PLAXIS [75]

L'objectif de la modélisation du sol est de définir un modèle de comportement afin d'analyser l'évolution de ses propriétés physiques et mécaniques. Il est essentiel que ce modèle puisse refléter de manière exhaustive tous les aspects du comportement observés lors des expériences en laboratoire et sur le terrain. Le modèle constitue donc une représentation exhaustive du comportement du sol. La majorité des matériaux présentent un comportement élastoplastique, se manifestant par l'émergence de déformations réversibles élastiques et de déformations irréversibles plastiques. Il existe deux types de comportement possibles sur la surface de charge : Lorsque la surface de charge reste invariante, on parle de comportement élasto-plastique parfait, tel que décrit par le modèle de Mohr-Coulomb. En revanche, la surface de charge se déforme pendant le chargement.

Dans Plaxis, il existe plusieurs types de modèles, on définit dans la suite un modèle élastoplastique.

#### 3.3.3.1 Modèle de Mohr-Coulomb

Ce modèle largement reconnu est généralement utilisé comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle est défini par cinq paramètres : le module de Young,  $E$ , le coefficient de Poisson  $\nu$ , la cohésion  $c$ , l'angle de frottement  $\varphi$ , et l'angle de dilataance  $\psi$ .

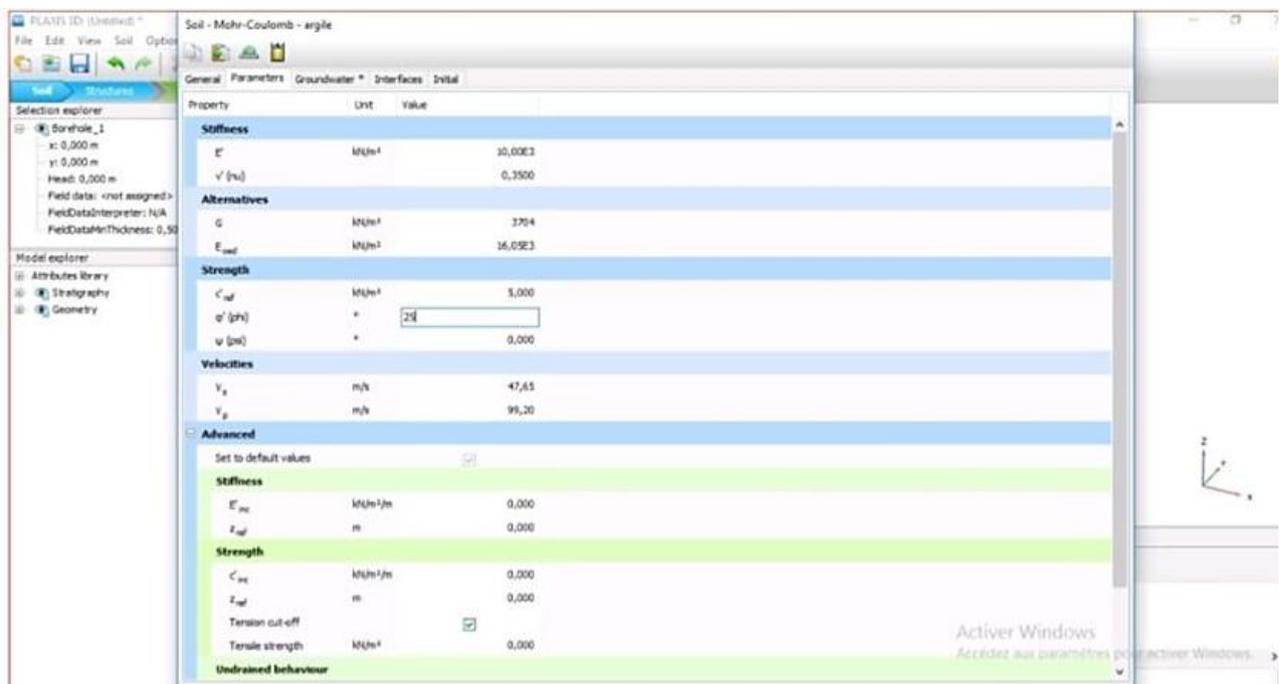


Figure 3.9 Fenêtre de paramètre avancée de modèle de Mohr Coulomb

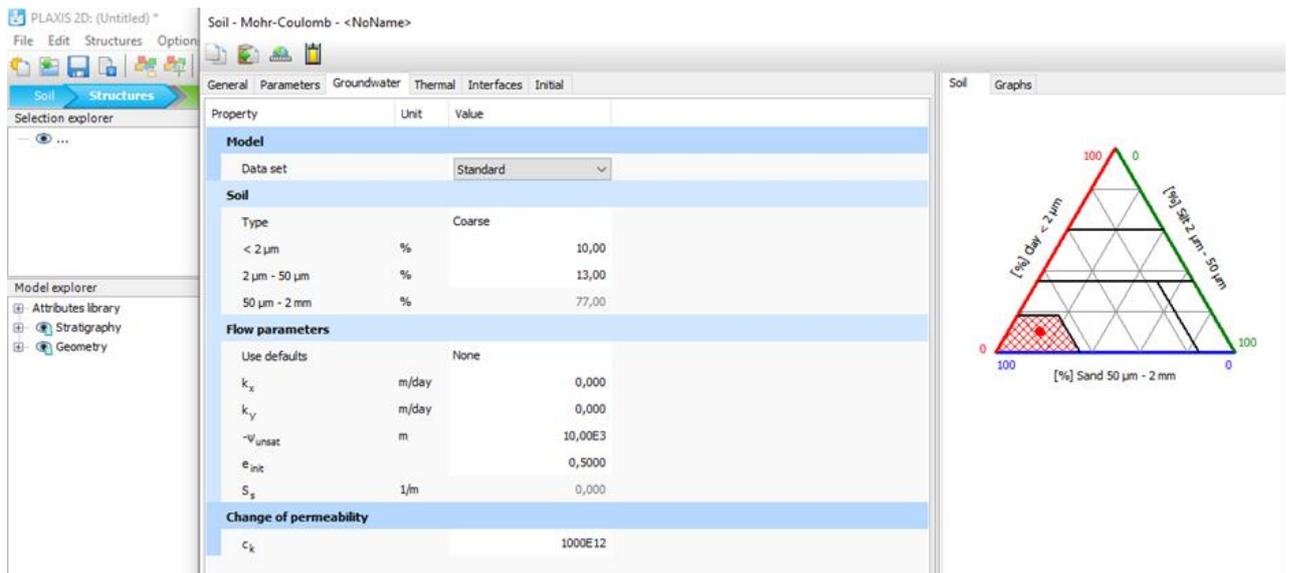


Figure 3.10 Paramètre de Mohr-Coulomb [76]

### ➤ Coefficient de Poisson :

Des essais triaxiaux standards drainés peuvent montrer une diminution significative de volume au tout début du chargement et révéler ainsi une faible valeur du coefficient de Poisson  $\nu$ .

Dans certains cas, comme des problèmes de déchargement particuliers, il peut être réaliste d'employer une valeur initiale aussi faible, mais en général, pour le modèle de

Mohr-Coulomb, l'utilisation d'une valeur plus élevée est recommandée. Le choix d'une valeur pour le coefficient de Poisson est particulièrement simple dans le cas du modèle élastique ou du modèle de Mohr-Coulomb avec un chargement gravitaire.

Dans ces types de chargement, PLAXIS devrait fournir des valeurs réalistes pour le rapport  $K_0 = \sigma_h + \sigma_v$ . Comme les deux modèles donneront le rapport bien connu de  $\sigma_h / \sigma_v$

$= \nu / (1-\nu)$  pour une compression unidimensionnelle, il est facile de choisir un coefficient de Poisson qui donne une valeur réaliste pour  $K_0$ . Ainsi, n'est évalué par l'intermédiaire de  $K_0$ . Dans la plupart des cas, les valeurs de  $\nu$  seront comprises entre 0,3 et 0,4 en général.

### ➤ L'angle de dilatance ( $\psi$ ) :

L'angle de dilatance  $\psi$  (psi), est donné en degrés. Sauf pour les couches très surconsolidées, les sols argileux ne présentent aucune dilatance ( $\psi = 0$ ).

La dilatance d'un sable dépend de sa densité et de son angle de frottement. Pour des sables siliceux, un ordre de grandeur est  $\psi = 30^\circ$ . Dans la plupart des cas toutefois, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs de  $\psi$  inférieures à  $30^\circ$ . Une valeur négative faible pour  $\psi$  n'est réaliste que pour des sables extrêmement lâches

### ➤ L'angle de frottement $\varphi$

L'angle de frottement ( $\varphi$ ) est exprimé en degrés. Des valeurs élevées des angles de frottement, parfois observées dans le cas de sables denses, entraîneront une augmentation significative de la complexité numérique des calculs plastiques.

Le temps de calcul augmente de manière exponentielle en fonction de l'angle de frottement. Ainsi, il est recommandé d'éviter les valeurs élevées des angles de frottement lors des analyses préliminaires d'un projet. La durée de calcul augmentera significativement en cas d'utilisation d'angles de frottement dépassant 35 degrés.

### ➤ La cohésion ( $c$ )

La cohésion a la dimension d'une contrainte. PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ( $c = 0$ ), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible (prendre  $c > 0.2$  kPa). PLAXIS propose une option spéciale pour les couches dans lesquelles la cohésion croît avec la profondeur.

### ➤ Le module d'Young ( $E$ )

PLAXIS utilise le module de Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation a la dimension d'une contrainte (force par unité de surface). Les valeurs de raideur adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plupart des géomatériaux présentent un comportement non linéaire dès le début du chargement

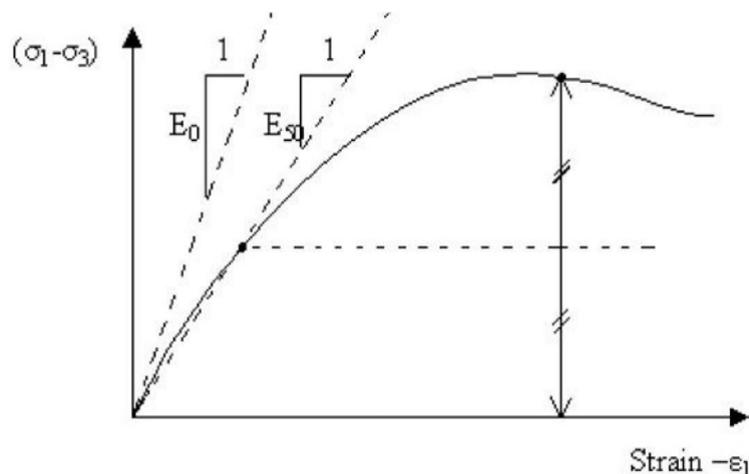


Figure 3.11 Module de Young  $E$  [77]

### 3.3.3.2 Modèle de sol durcissant (Hardening Soil model - HS)

Il s'agit d'un modèle sophistiqué utilisé pour simuler le comportement des sols. Le modèle de sol durcissant est un modèle hyperbolique de type élastoplastique, développé dans le contexte de la plasticité avec durcissement par cisaillement. En outre, le modèle inclut une phase de consolidation par compression afin de reproduire le processus de compactage irréversible du sol lors de la compression initiale. Ce modèle de deuxième ordre peut être employé afin de reproduire numériquement le comportement des matériaux granulaires tels que les sables et les graviers, ainsi que des sols plus cohésifs tels que les argiles et les limons.

### 3.3.3.3 Modèle pour sols mous (soft soil model-ss)

Il s'agit d'un modèle de type Cam-Clay qui peut être utilisé pour simuler le comportement des sols mous comme les argiles et la tourbe normalement consolidées. Le modèle fonctionne mieux dans les situations de compression primaire.

### 3.3.3.4 Modèle de Jointed Rock (The Jointed Rock model)

Le modèle Jointed Rock est un modèle élastique-plastique anisotrope, spécialement conçu pour simuler le comportement de couches rocheuses impliquant une stratification et des directions de faille particulières. La plasticité ne peut se produire que dans un maximum de trois directions de cisaillement (plans de cisaillement). Chaque plan a ses propres paramètres de résistance  $\phi$  et  $c$ . On considère que la roche intacte se comporte entièrement élastique avec des propriétés de rigidité constantes  $E$  et  $\nu$ . Des propriétés élastiques réduites peuvent être définies pour la direction de stratification.

### 3.3.3.5 Modèle de Cam-Clay modifié (Modified Cam-Clay model -MCC)

Ce modèle d'état critique bien connu peut être utilisé pour simuler le comportement de sols mous normalement consolidés. Le modèle suppose une relation logarithmique entre la déformation volumétrique et la contrainte effective moyenne.

## 3.3.4 TYPES DE CALCULS [75]

Le type de calcul d'une phase (Calculations type) est d'abord défini dans le menu déroulant en haut à droite de l'onglet General. Il y a trois types de calcul fondamentaux distincts.

- un calcul plastique (Plastic)
- une analyse de consolidation (Consolidation)
- un calcul de coefficient de sécurité (Phi-c réduction).

### 3.3.4.1 Calcul plastique

Il est nécessaire de choisir un modèle de calcul plastique approprié pour effectuer une analyse des déformations élasto-plastiques, où l'évolution des surpressions interstitielles dans le temps n'a pas besoin d'être prise en compte. Si l'option "Updatedmesh" n'est pas activée dans les paramètres avancés de la fenêtre de configuration, les calculs seront effectués en se basant sur la théorie des petites déformations.

Dans un calcul plastique normal, la matrice de rigidité est établie en référence à la géométrie initiale non déformée. Ce genre de calcul est adapté pour la plupart des applications pratiques en géotechnique.

Même si une durée peut être spécifiée pour un intervalle de temps, un calcul plastique ne tient pas compte de l'effet du temps, à moins d'utiliser le modèle Soft Soil Creep (voir le Manuel des modèles de matériaux). Lors de l'analyse du chargement rapide des sols saturés argileux, il est possible d'utiliser une approche basée sur la mécanique des milieux continus pour modéliser un comportement non drainé en sélectionnant l'option "Undrained" dans les propriétés du matériau. Par ailleurs, il est possible d'estimer les tassements à long terme en effectuant une analyse de comportement drainé. Cela permettra d'obtenir une estimation précise de l'état final, même si les détails exacts du chargement ne sont pas pris en compte et que le processus de consolidation n'est pas explicitement abordé.

#### **3.3.4.2 L'analyse de la consolidation**

Le recours à une analyse de consolidation est indispensable lorsque l'objectif est de surveiller l'évolution et la dissipation des pressions interstitielles dans le temps au sein de sols argileux saturés. PLAXIS permet d'effectuer des analyses de consolidation élasto-plastiques de manière précise et fiable. En règle générale, une évaluation de la consolidation sans chargement supplémentaire est effectuée suite à une analyse plastique effectuée en conditions non drainées. Il est également envisageable d'appliquer des charges pendant l'étude de la consolidation.

Toutefois, il convient de rester attentif lorsqu'on se rapproche de la rupture, car le processus itératif peut ne pas converger dans ces circonstances.

#### **3.3.4.3 Calcul de coefficient de sécurité (Phi-c réduction)**

Il est possible d'effectuer un calcul du coefficient de sécurité dans PLAXIS en diminuant les valeurs des paramètres de résistance du sol. Ce processus est désigné sous le nom de réduction Phi-c et représente une forme spécifique de calcul. Le choix du calcul du coefficient de sécurité (réduction Phi-c) est nécessaire lorsque l'utilisateur souhaite déterminer un coefficient de sécurité global pour une situation donnée.

Une analyse de sécurité peut être effectuée à la fin de chaque phase de calcul individuelle, ce qui correspond à chaque étape de la construction. Il convient de souligner que la phase de réduction Phi-c ne peut pas servir de point de départ pour une autre phase de calcul, car elle se clôture sur une situation de rupture. Il est recommandé de définir toutes les analyses de sécurité à la fin de la séquence des phases de calcul, en utilisant le paramètre "Démarrer à partir de la phase" pour spécifier la phase de référence de chaque analyse de coefficient de sécurité.

Lors de l'évaluation du coefficient de sécurité, il n'est pas possible d'augmenter la charge. En réalité, le calcul de réduction Phi-c est une forme spécifique de calcul plastique. La capture d'un intervalle de temps n'a généralement pas de pertinence dans cette situation.

Lorsque le modèle de réduction Phi-c est utilisé dans des projets impliquant des modèles de sol avancés, ces modèles vont en réalité adopter le comportement du modèle standard de Mohr-Coulomb, car la prise en compte du comportement en raideur dépendant des contraintes et des effets de l'écroutissage est exclue de cette analyse. La raideur est déterminée au début de la phase de calcul et demeure constante jusqu'à la fin de celle-ci.

### 3.4 Conclusion

Ce chapitre a permis de présenter le logiciel Plaxis 2D, outil numérique de référence dans l'analyse du comportement des sols en génie géotechnique. Basé sur la méthode des éléments finis, Plaxis 2D offre une modélisation précise des contraintes et des déformations dans les sols, tout en intégrant différentes lois de comportement adaptées aux conditions géotechniques complexes.

Grâce à sa capacité à simuler les conditions aux limites, les propriétés des matériaux, les phases de construction et les scénarios de chargement, ce logiciel s'impose comme un outil puissant pour la prédiction des performances des ouvrages. Son utilisation s'avère particulièrement pertinente pour étudier les réponses mécaniques des sols traités ou naturels, dans des contextes de stabilisation, de soutènement ou de dimensionnement des fondations. Les fondements théoriques et les fonctionnalités pratiques abordés ici serviront de base à l'étude de cas présentée dans le chapitre suivant.

# **Chapitre 4. ETUDE DE CAS D'AMELIORATION**

4.1 INTRODUCTION.....	67
4.2 PRESENTATION DE L'ETUDE .....	67
4.3 ÉTAPES DE LA MODELISATION DANS PLAXIS 2D .....	68
4.4 RESULTATS .....	79
4.5 CONCLUSION.....	90

## 4.1 Introduction

L'amélioration des sols compressibles constitue un enjeu majeur dans les projets géotechniques, notamment pour garantir la stabilité et la durabilité des fondations superficielles. Dans ce contexte, la présente étude vise à évaluer l'efficacité de deux méthodes de traitement de sol appliquées à une argile compressible : l'incorporation de déchets d'asphalte recyclé à 7 %, 12 % et 22 %, ainsi qu'une procédure de biocimentation par des bactéries non pathogènes selon trois configurations (BioS1T1, BioS1T2 et BioS3T2). L'objectif est de comparer leur efficacité mécanique par simulation numérique à l'aide du logiciel Plaxis 2D.

Le critère décisif dans ce contexte est le tassement absolu, en raison de la nature très compressible du sol. Ainsi, une semelle rigide de largeur 2 m ( $B=2m$ ) est modélisée et un déplacement vertical imposé de 5 cm est appliqué, valeur correspondant au tassement admissible maximal pour les structures courantes (conformément aux recommandations de l'Eurocode 7 et aux pratiques usuelles en géotechnique). La réaction du sol à ce tassement est ensuite analysée afin de déterminer la charge centrée maximale que peut supporter le sol pour chaque configuration.

La modélisation a été réalisée sous Plaxis 2D v2024. Le domaine du sol a été défini sur une largeur de  $5B = 10$  m et une profondeur de 8 m, ce qui permet d'éviter les interférences de bord et d'assurer une distribution correcte des contraintes. Une semelle rigide de 2 m de largeur a été placée à la surface, et le modèle a été soumis à un déplacement vertical imposé de 5 cm.

Ce choix de modélisation avec un déplacement imposé s'explique par la volonté de pousser le tassement maximal admissible afin de simuler le cas limite le plus défavorable et d'en déduire les charges réactives que le sol peut mobiliser, démarche adaptée pour les semelles rigides où la distribution des déplacements est uniforme.

## 4.2 Présentation de l'étude

Le modèle analysé se compose d'une argile compressible de 10 mètres de large et 8 mètres de profondeur, sur laquelle est placée une semelle superficielle rigide de 2 mètres de largeur.

La simulation du comportement du sol est effectuée en utilisant le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb, qui offre une représentation simplifiée mais efficace des caractéristiques mécaniques fondamentales du matériau. Le choix de la condition de drainage est celui d'un drainage complet, caractérisant un régime de fonctionnement à long terme permettant la dissipation des pressions interstitielles. (Analyse à drainage à court terme).

Afin d'assurer la précision des résultats, notamment dans les zones critiques sous la semelle où les gradients de déplacement et de contrainte sont les plus élevés, un maillage fin est employé.

Dans le cadre de cette analyse, sept cas de simulation ont été définis, chacun correspondant à un état particulier du sol :

Tableau 5.1 Présentation des cas d'étude

Cas	Type de sol	Traitement appliqué
Cas 1	Sol non traité	Aucun traitement
Cas 2	Sol traité	7 % de déchets d'asphalte
Cas 3	Sol traité	12 % de déchets d'asphalte
Cas 4	Sol traité	22 % de déchets d'asphalte
Cas 5	Sol traité	S1T1 d'additifs biologiques
Cas 6	Sol traité	S1T2 d'additifs biologiques
Cas 7	Sol traité	S3T2 d'additifs biologiques

## 4.3 Étapes de la modélisation dans Plaxis 2D

La simulation numérique a été réalisée en utilisant le logiciel PLAXIS 2D, basé sur la méthode des éléments finis, une approche couramment employée en géotechnique pour modéliser le comportement mécanique des sols et des structures souterraines. La méthodologie mise en œuvre a suivi un protocole strict, ce qui a permis de reproduire de façon cohérente les diverses configurations de sol mentionnées précédemment.

### 4.3.1 CREATION D'UN NOUVEAU PROJET

La première étape consiste à créer un nouveau projet. En cliquant sur l'icône appropriée.

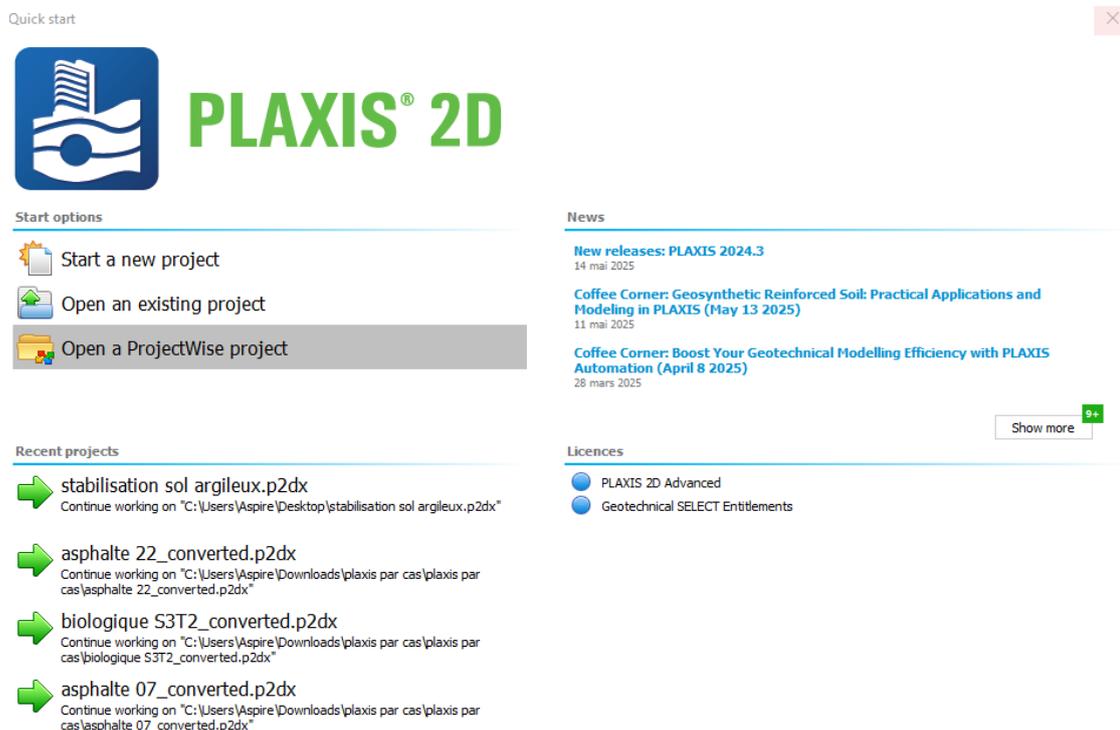


Figure 4.1 Fenêtre nouveau Projet

### 4.3.2 DEFINITION DE DOMAINE D'ANALYSE

Il est essentiel de déterminer avec précision les dimensions du domaine d'analyse afin de prévenir toute interférence des déformations et contraintes engendrées avec les limites du projet. Des études antérieures ont analysé cette variable et ont déterminé que la zone devrait avoir une largeur d'environ sept fois celle de la base et une profondeur trois fois supérieure à cette même largeur pour éviter toute interférence.

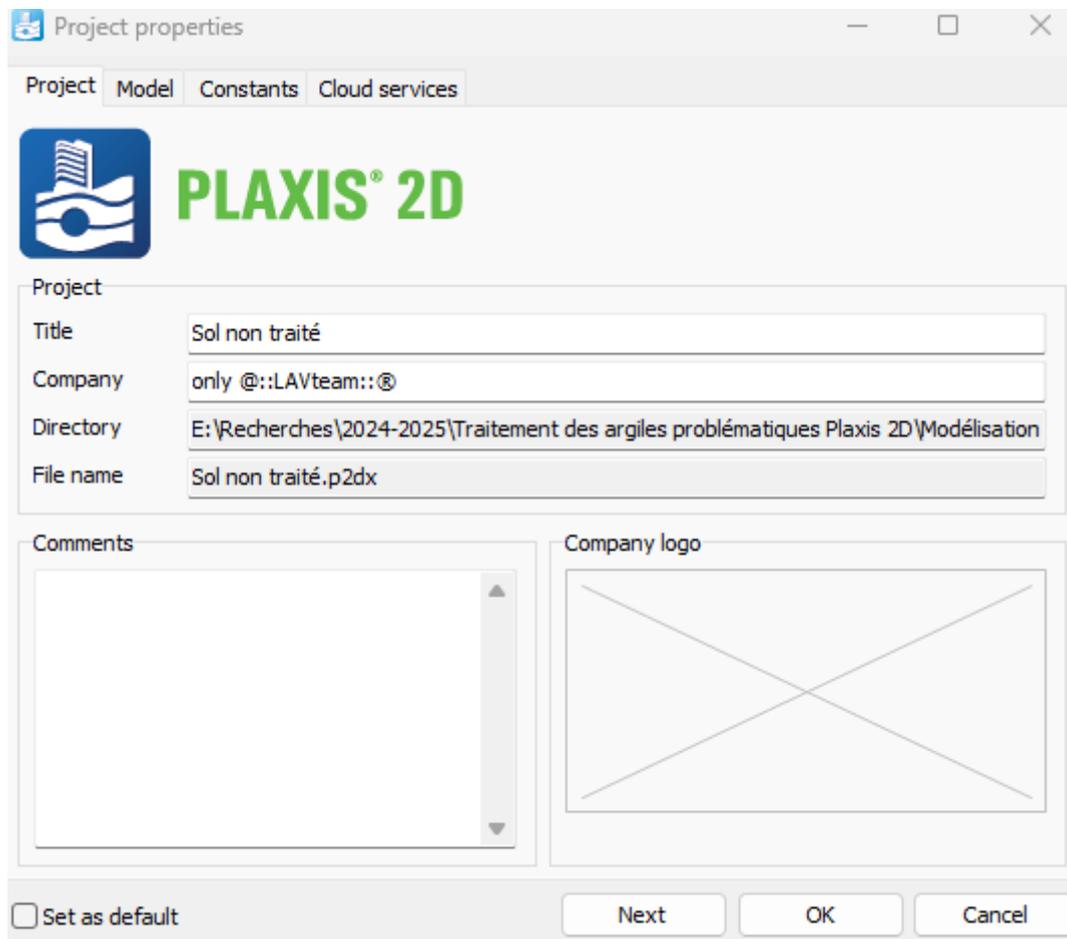


Figure 4.2 Définition de Domaine D'analyse

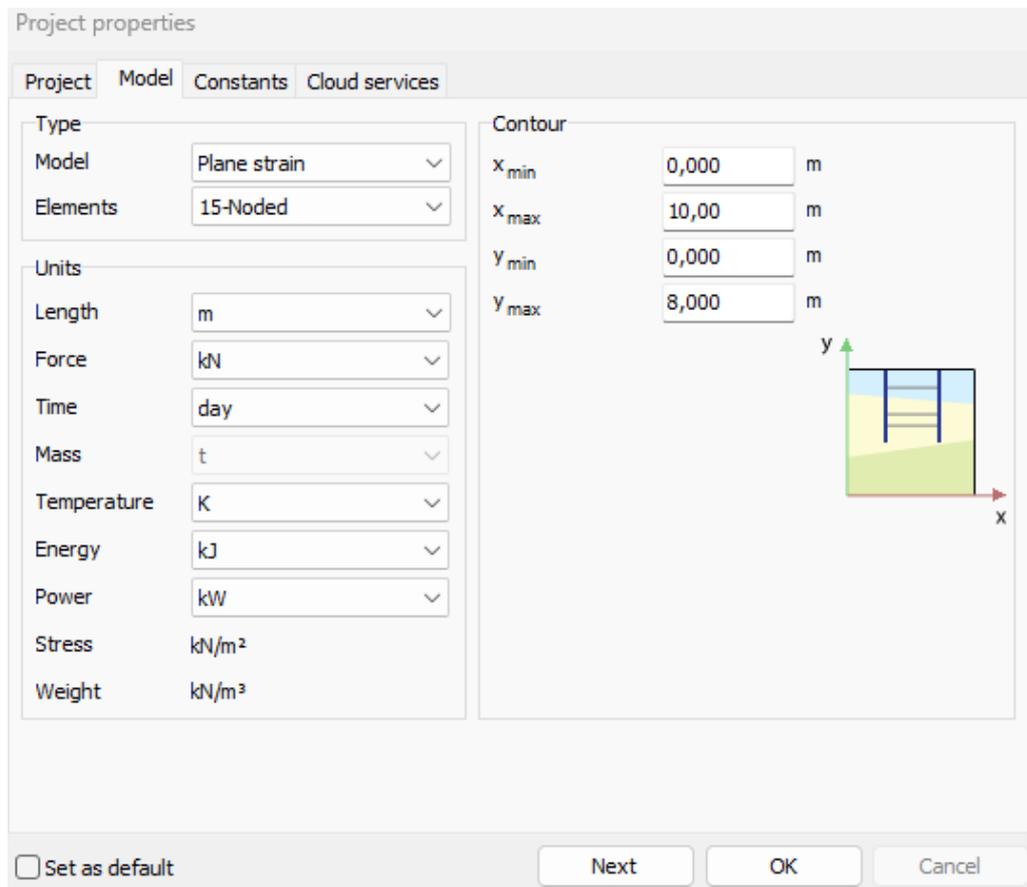


Figure 4.3 Unités et dimensions du modèle

### 4.3.3 CREATION DU SONDAGE (CREATION DE LA GEOMETRIE)

Après la création du domaine, il est nécessaire de déterminer les diverses strates du sol qui le composent. Cette opération est réalisée en cliquant sur l'icône "Create Borehole".

Domaine du sol : Largeur : 10 m, Profondeur : 8 m

Semelle de fondation : Dimension : 2 m de largeur (représentée par une ligne de déplacement vertical imposé de 2m de largeur et placée en haut et au centre du modèle. **Le déplacement imposé est un tassement absolu de 5cm.**

#### 4.3.3.1 Justification du tassement imposé et semelle rigide

La valeur de tassement de 5 cm est choisie car elle représente l'ordre de grandeur « admissible » pour une structure courante, au-delà duquel des fissurations ou désordres apparaissent. En imposant ce déplacement, le logiciel calcule la réaction du sol (force de réaction). L'hypothèse de semelle *rigide* (indéformable en son plan) signifie que la pression de contact au sol est quasiment uniforme sous la fondation. Cette simplification est classique pour les semelles continues larges ( $B \geq 4 \times \text{épaisseur}$ ) : elle conduit à une répartition « rectangulaire » des contraintes sous fondation, ce qui facilite l'interprétation des résultats (le tassement est uniforme).

La géométrie est construite dans l'onglet "Structures" à l'aide des outils Polygon (sol) et Create line displacement sous l'onglet prescribed displacement (semelle).

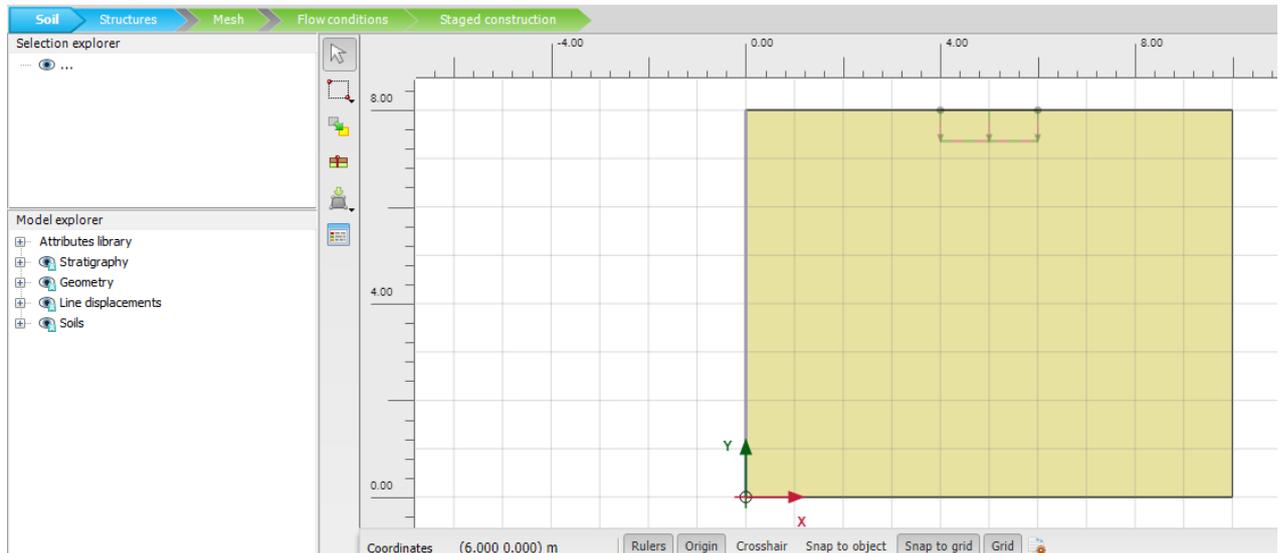


Figure 4.4 Create borehole screen

Le domaine simulé est une zone rectangulaire de 10 mètres de largeur et 8 mètres de profondeur, qui constitue une section du sol de taille adéquate pour éviter toutes interférences de sollicitations aux bords et assurer la fiabilité des résultats. En apparence, une semelle de 2 mètres de largeur est positionnée horizontalement de manière centrale.

**Fondation rigide : Pas de modélisation de la semelle,** Dans cette approche, on **n'utilise pas de plaque (plate)** mais on **impose directement un déplacement vertical  $U_y$**  à la surface du sol.

On simule ainsi un **bloc rigide** s'enfonçant dans le sol, ce qui permet :

- D'évaluer la réaction du sol (pression verticale sous la fondation),
- D'obtenir la relation  $\sigma - s$  (contrainte-tassement).

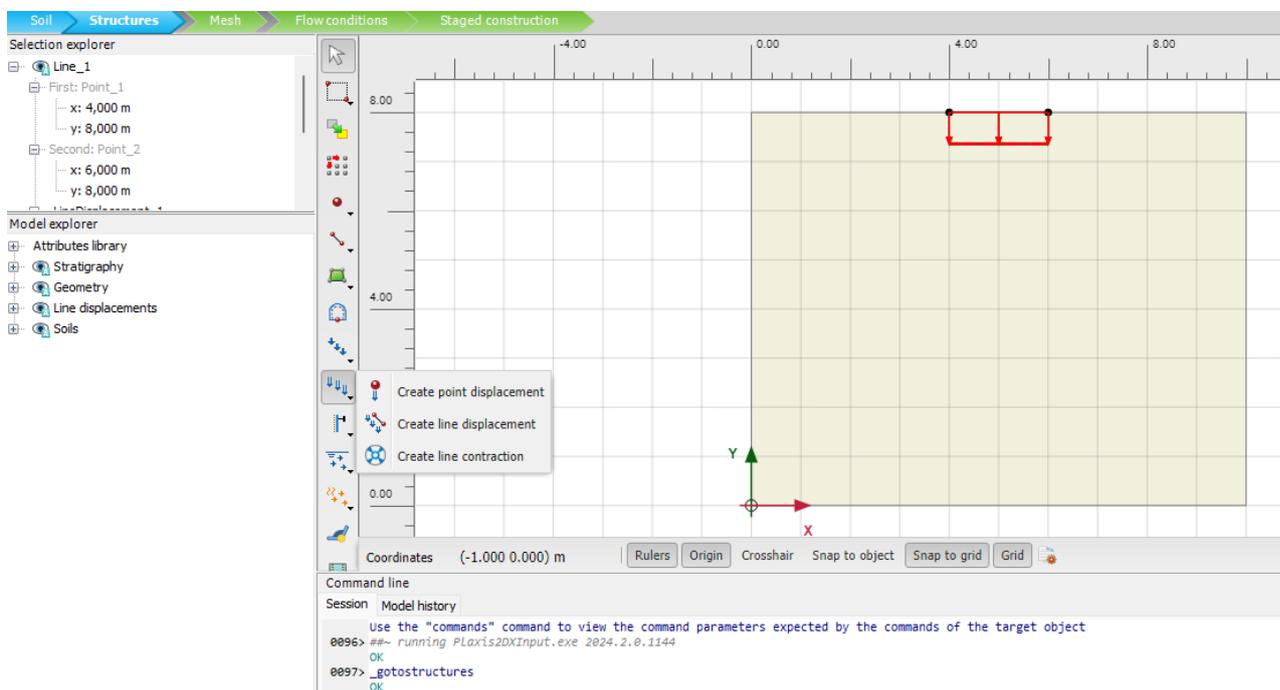


Figure 4.5 Création de la semelle avec déplacement imposé

#### 4.3.4 DEFINITION DES MATERIAUX

##### 4.3.4.1 Sol

Les matériaux sont définis en sélectionnant l'icône "Materials" située en bas de la fenêtre "Modify soil layers" ou sur la fenêtre principale. Diverses options sont à disposition : Soil and interfaces, Plates, Geogrids, Beams, Embedded beams, Anchors.

Les caractéristiques mécaniques du sol ont été définies à partir des résultats expérimentaux pour chacun des sept cas étudiés. Le tableau ci-dessous présente, à titre d'exemple, les propriétés géotechniques utilisées dans PLAXIS pour les quatre premiers cas (sol naturel et sols traités aux déchets d'asphalte) :

Tableau 4.1. Propriétés des matériaux (sol non-traité + traité avec déchets d'asphalte) [78]

	Sol	Asphalte		
		Sol 7 %	Sol 12 %	Sol 22 %
	Argile compressible	Argile traitée	Argile traitée	Argile traitée
$\gamma_{\text{unsaturated}}(\text{kN/m}^3)$	15,3	15,3	15,3	15,3
$\gamma_{\text{sat}}(\text{kN/m}^3)$	18,47	18,47	18,47	18,47
<b>E (kPa)</b>	3383	4635,4	4909,5	6717,7
<b>v</b>	0,3	0,3	0,3	0,3
<b>C' (kPa)</b>	116,88	110,16	101,6	90,41
<b><math>\phi'</math> (°)</b>	15,81	16,22	10,17	11,29
<b>Cc</b>	0,218	0,179	0,174	0,145
<b>Cs</b>	0,033	0,028	0,023	0,032
<b>ei</b>	0,571	0,623	0,553	0,673

Les cas restants (sols traités aux additifs biologiques) seront intégrés dans les mêmes conditions :

Tableau 4.2. Propriétés des matériaux (additifs biologiques au sol non-traité) [79]

	Traitement biologique		
	S1T1	S1T2	S3T2
	Argile traitée	Argile traitée	Argile traitée
	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb
$\gamma_{\text{unsaturated}}(\text{kN/m}^3)$	15,3	15,3	15,3
$\gamma_{\text{sat}}(\text{kN/m}^3)$	18,47	18,47	18,47
E (kPa)	5180,7	4795,1	4726,1
$\nu$	0,3	0,3	0,3
C' (kPa)	65,9	105,83	68,59
$\varphi'$ (°)	15,5	9,44	18,54
Cc	0,159	0,179	0,186
Cs	0,037	0,03	0,03
ei	0,604	0,646	0,671

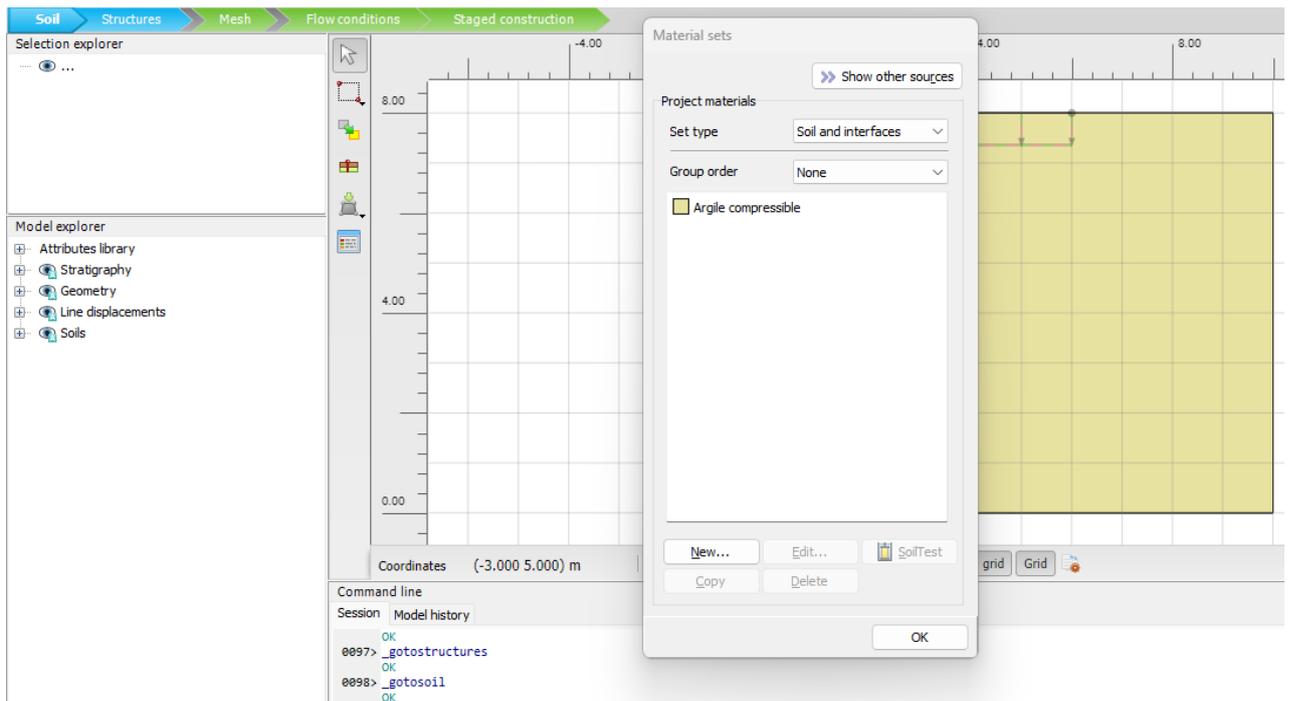


Figure 4.6 Choix de matériaux pour sol non traité

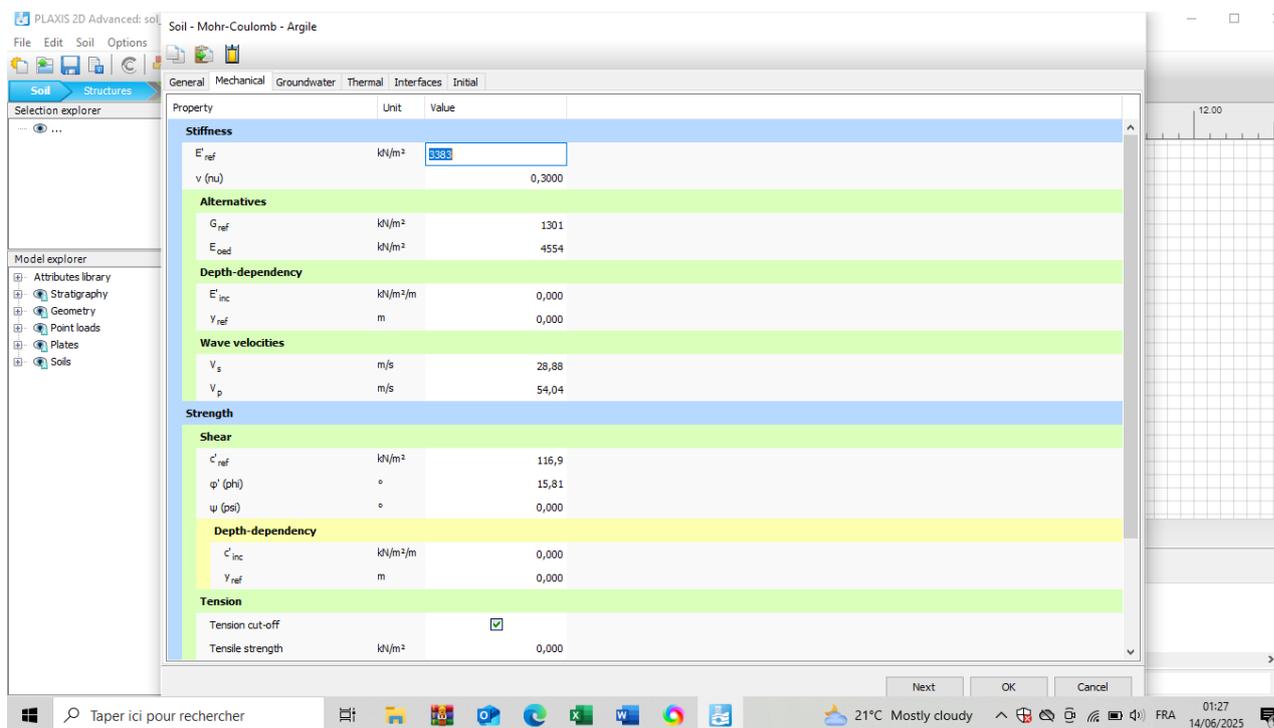


Figure 4.7 Caractéristiques des matériaux pour sol non traité

#### 4.3.5 CONDITIONS AUX LIMITES

Les conditions aux limites appliquées au modèle sont les suivantes :

- ✓ Bords latéraux : bloqués horizontalement ( $u_x = 0$ ), libres verticalement ( $u_y$  libre) ;
- ✓ Base du modèle : bloquée horizontalement et verticalement ( $u_x = 0$ ,  $u_y = 0$ ) ;
- ✓ Surface supérieure : libre, avec déplacement imposé de 5cm.

#### 4.3.6 AFFECTATION OU ASSIGNE LE MATERIAU DE SOL ET SEMELLE

Une fois les propriétés mécaniques et physiques des matériaux définies dans l'onglet "Material sets" de PLAXIS 2D, il est nécessaire de les assigner correctement aux entités géométriques du modèle, afin qu'ils soient pris en compte lors de l'analyse numérique. Cette étape, bien que simple en apparence, est déterminante pour garantir la validité des résultats, en particulier dans les études comparatives où plusieurs cas de simulation sont envisagés.

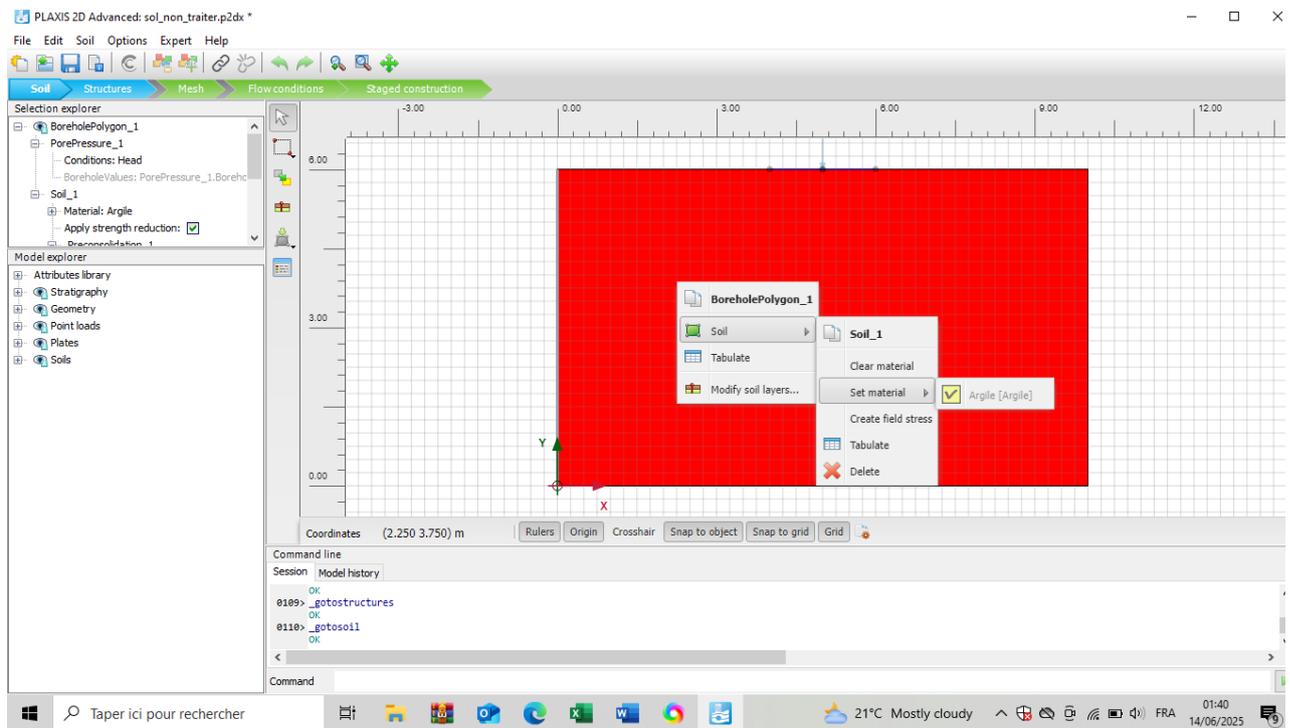


Figure 4.8 Assigne le matériau (Argile compressible)

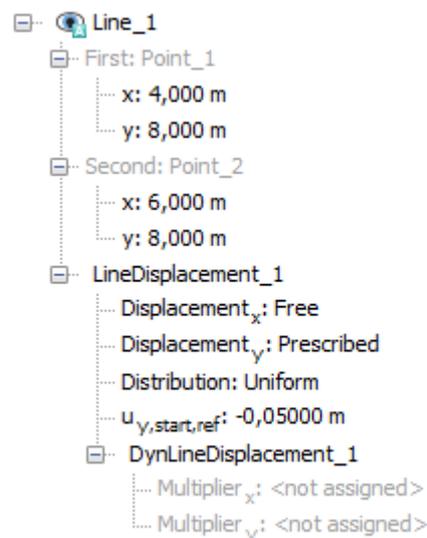


Figure 4.9 Assigne le tassement par déplacement imposé ( $U_y = -0,05\text{m}$ )

### 4.3.7 MAILLAGE

Divers types de maillage sont proposés : V.Coarse, Coarse, Medium, Fine, V.Fine. Dans cet onglet, Plaxis offre la possibilité de raffiner le maillage au niveau des éléments structuraux où les sollicitations sont localisées et plus importantes grâce à l'outil "Refine Mesh". Il permet également d'agrandir le maillage si celui-ci est jugé trop dense à un endroit spécifique par l'outil "Coarse Mesh". La fenêtre permet également de visualiser le maillage obtenu afin de le calibrer. Le maillage choisi dans notre étude est "fin".

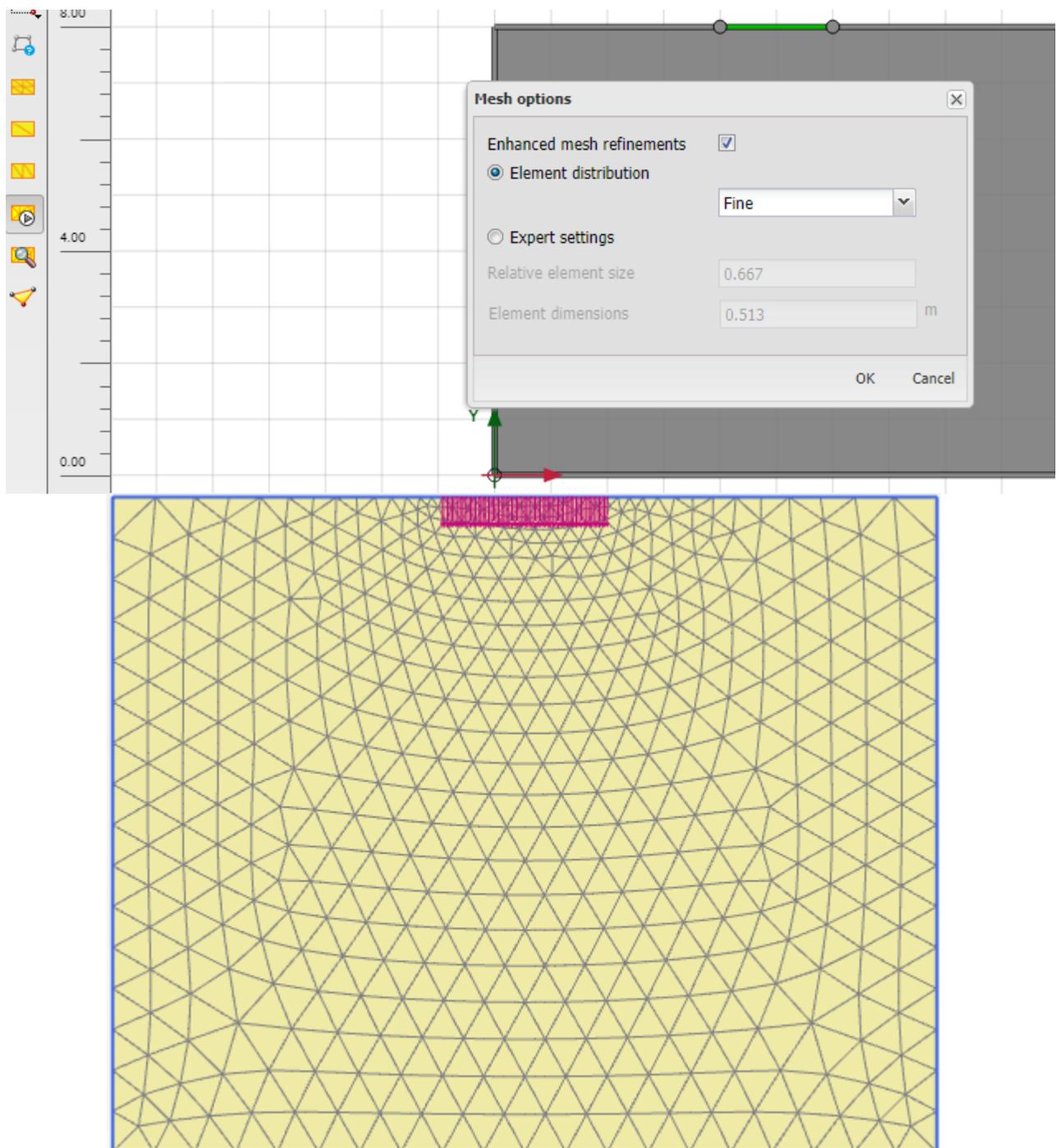


Figure 4.10 Etapes du maillage du sol

#### 4.3.8 DEFINITION DES ETAPES DE CALCUL « STAGED CONSTRUCTION »

La détermination des étapes de calcul varie en fonction de l'analyse envisagée.

Divers modes sont à disposition. Deux phases de calcul ont été utilisées dans notre étude :

- La première phase, incontournable dans toute analyse, consiste en l'étude de l'état de repos du sol ;
- La deuxième étape concerne le calcul plastique avec déplacement vertical imposé ;

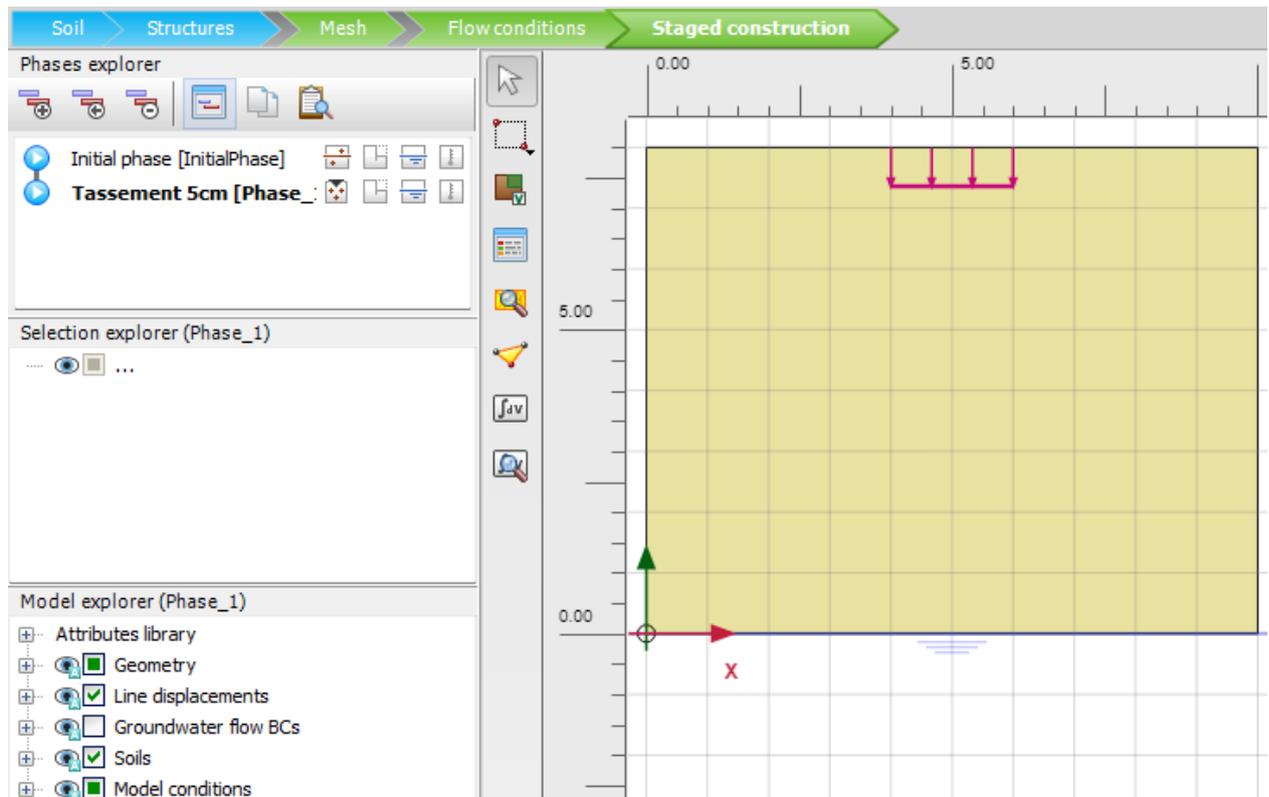


Figure 4.11 Etapes de Staged Construction

#### 4.3.9 DEFINITION DES PHASES DE CALCUL

Aller dans l'onglet "Phases" et créer les phases suivantes :

**Phase 0 –  $K_0$  Procedure :**

Initialise les contraintes géostatiques selon le coefficient  $K_0=1-\sin(\phi)$

**Phase 1 – Calcul plastique :**

Activer le déplacement vertical imposé

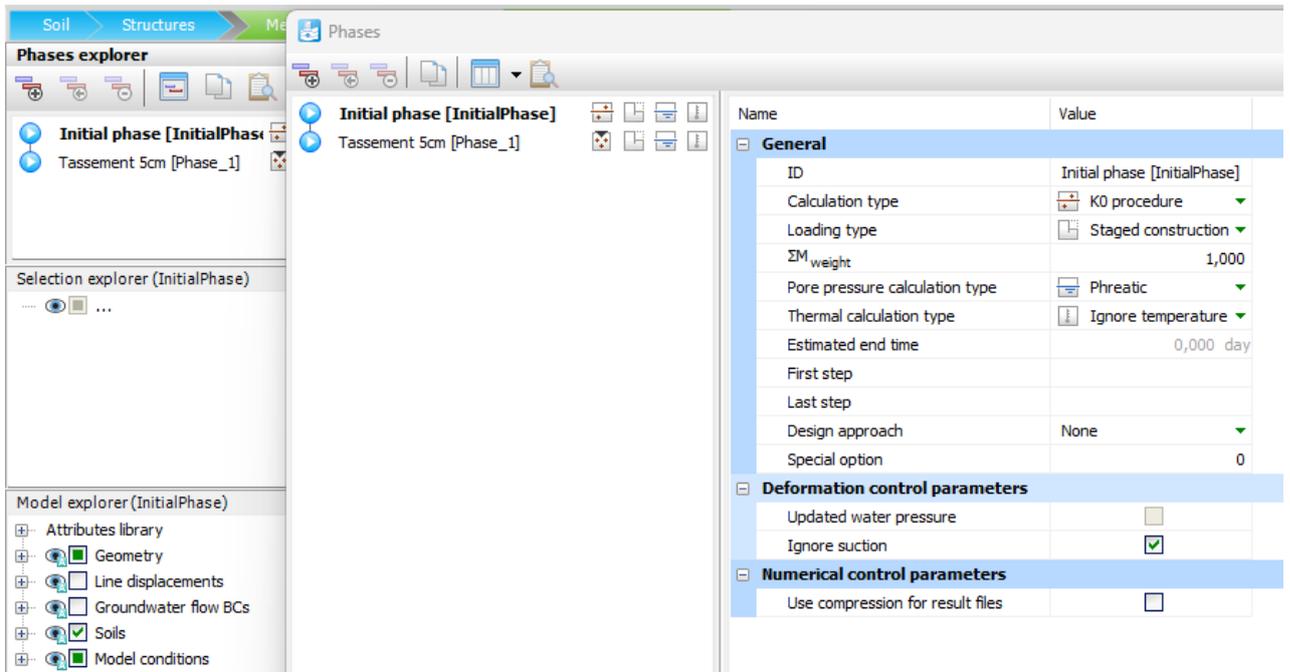


Figure 4.12 Création des phases

### 4.3.10 LANCEMENT DES CALCULS

Avant d'initier les calculs, il est nécessaire de vérifier le modèle et les divers paramètres, puis de définir des points qui seront utilisés pour l'extraction des résultats, en cliquant éventuellement sur l'icône " Select points for cuves ".

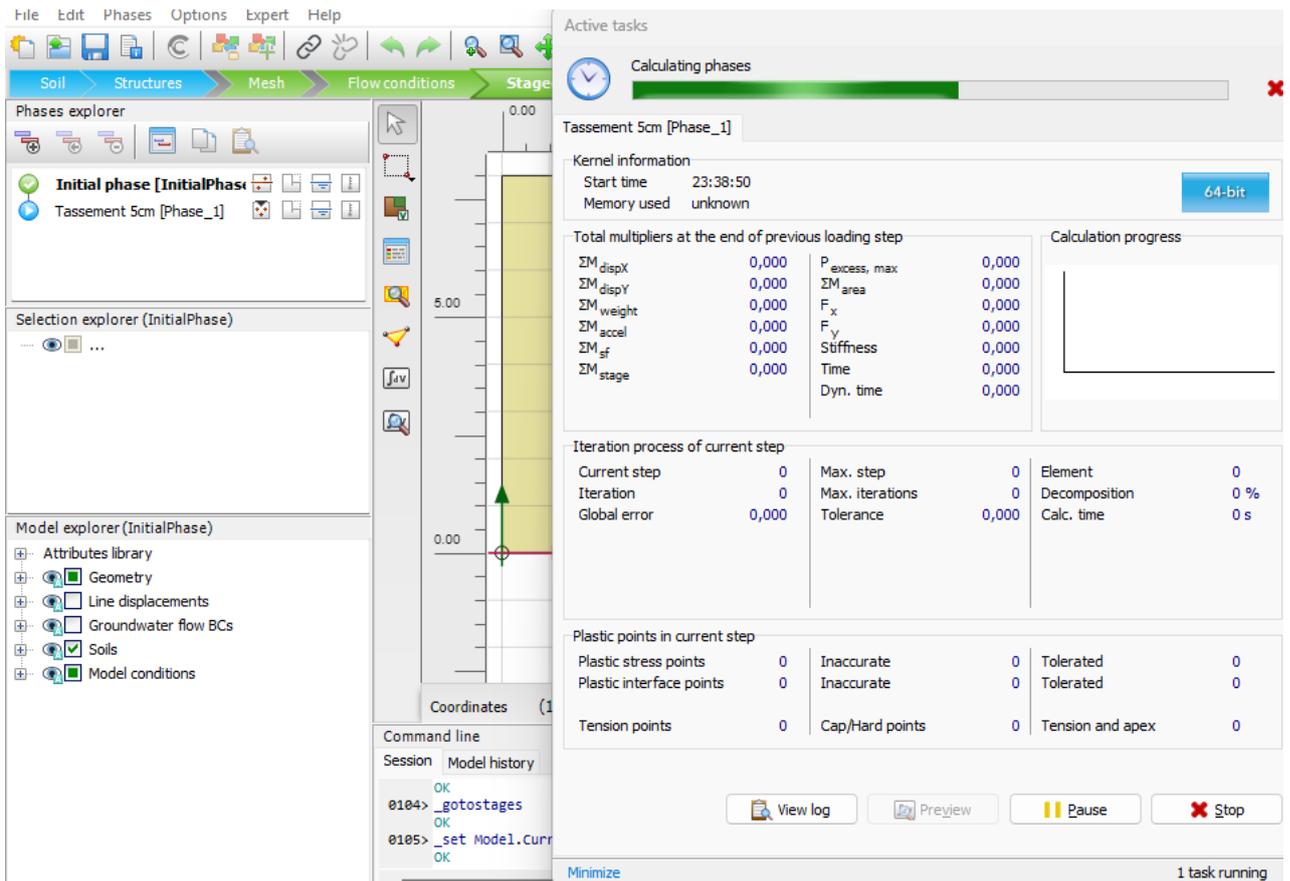


Figure 4.13 Fenêtre de calcul

## 4.4 Résultats

Dans PLAXIS 2D, l'imposition d'un tassement vertical constant de  $U_y = -0,05$  m sous une fondation rigide revient à réaliser un essai de chargement inversé : la semelle est contrainte de s'enfoncer de 5 cm et le modèle calcule la contrainte verticale nécessaire pour satisfaire cette condition, révélant ainsi la portance effectivement mobilisée. Pour analyser avec précision la réponse du sol, il convient de tracer dans l'onglet *Output* une section horizontale située entre **10 et 20 cm** sous la semelle, limitée à la demi-largeur de la semelle afin de profiter de la symétrie du problème. En affichant la table associée à cette ligne, l'on obtient, point par point, les coordonnées ainsi que les contraintes  $\sigma'_N$ ,  $\tau_{\max}$  et  $\tau_{\text{mob}}$ .

La contrainte verticale moyenne  $\sigma'_N$  se compare directement à la contrainte admissible. Le rapport  $\tau_{\text{mob}}/\tau_{\max}$  renseigne sur le niveau de cisaillement mobilisé : proche de 1, il signale une possible rupture locale, alors qu'un rapport nettement inférieur à 0,5 met en évidence une réserve de sécurité confortable.

### 4.4.1 SOL NON TRAITE

La figure ci-dessous illustre les résultats de l'argile compressible non traitée avec tassement imposé de 5cm.

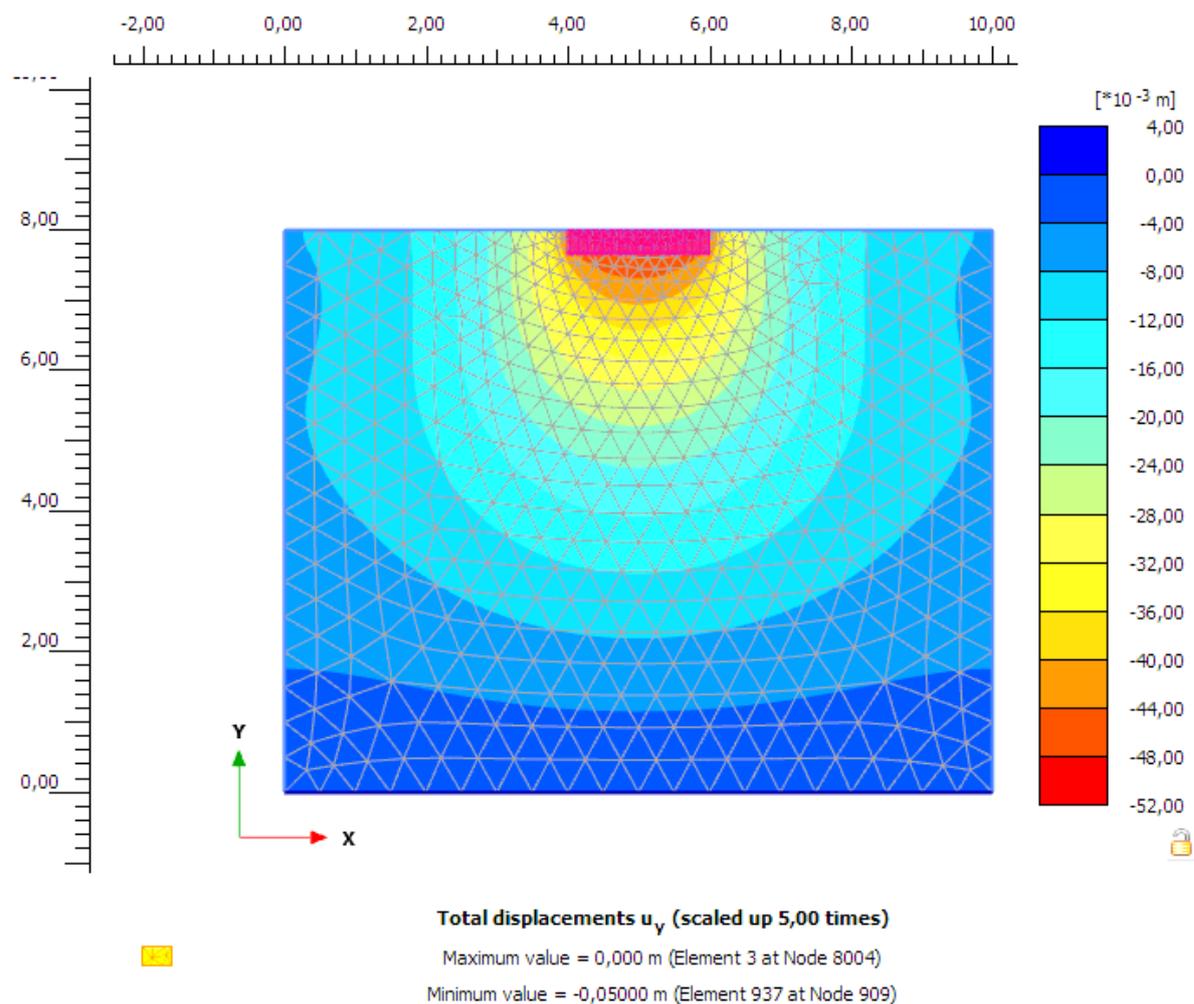
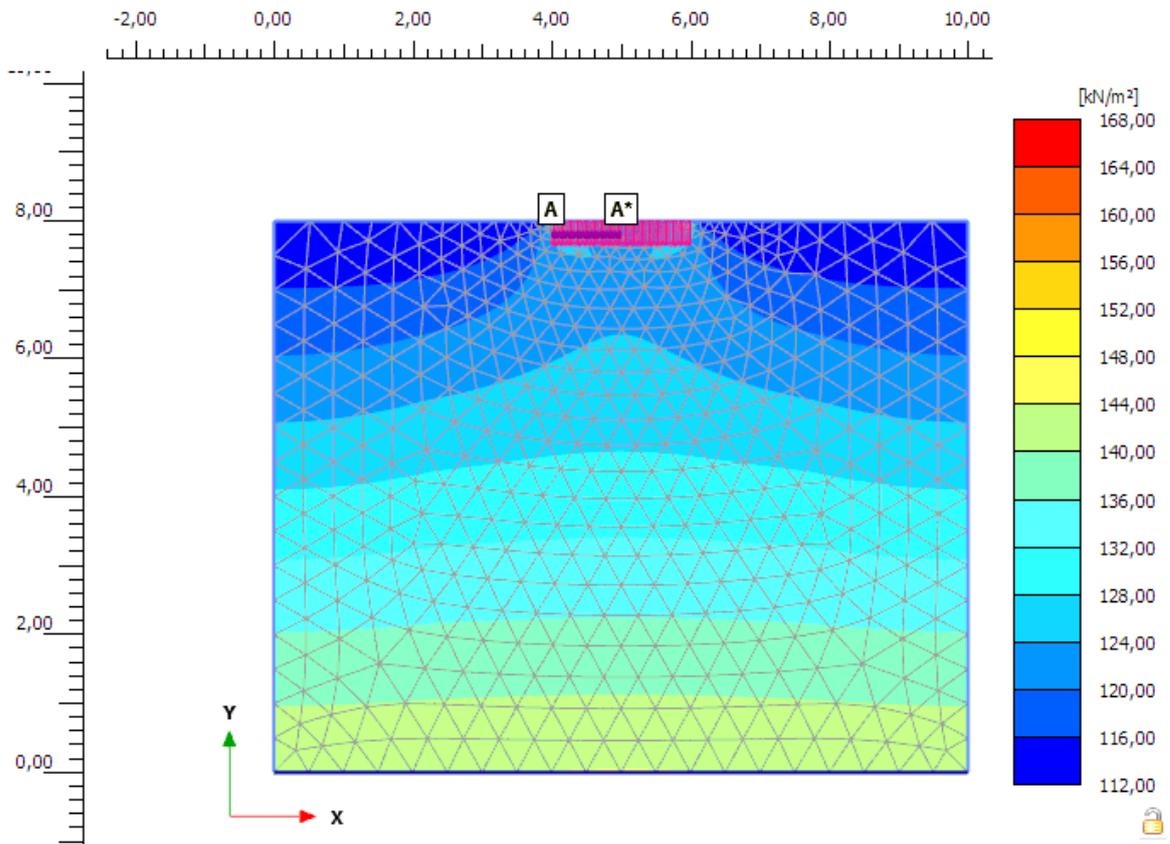
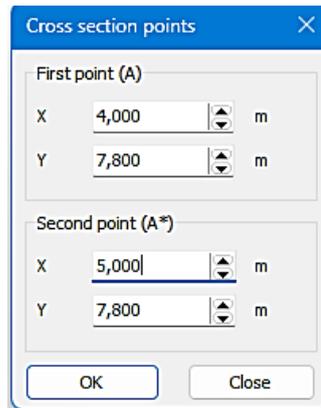
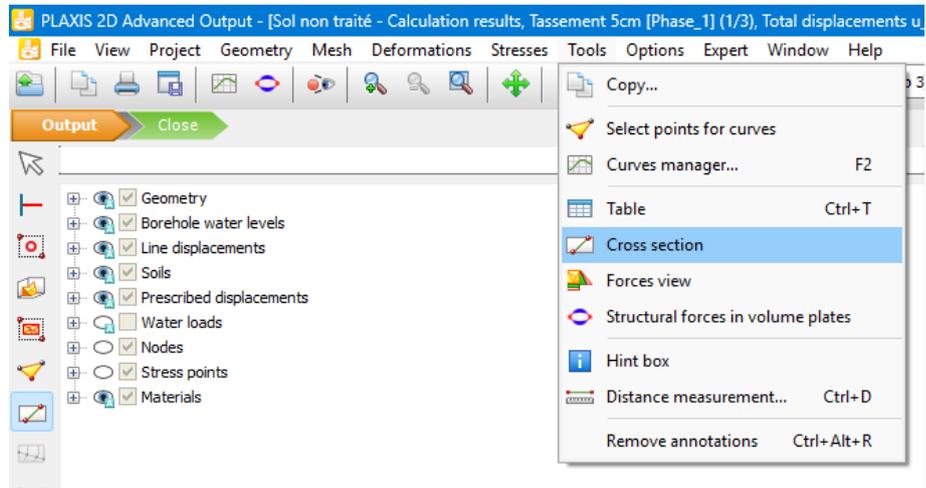


Figure 4.14 Déplacement de la semelle de 5cm



**Shear stress  $\tau_{max}$  (scaled up  $2,00 \cdot 10^{-3}$  times)**

Maximum value = 167,1  $kN/m^2$  (Element 941 at Node 883)

Minimum value = 112,1  $kN/m^2$  (Element 923 at Node 607)

Figure 4.15 Création de ligne A-A\* avec l'outil cross section pour  $\tau_{max}$

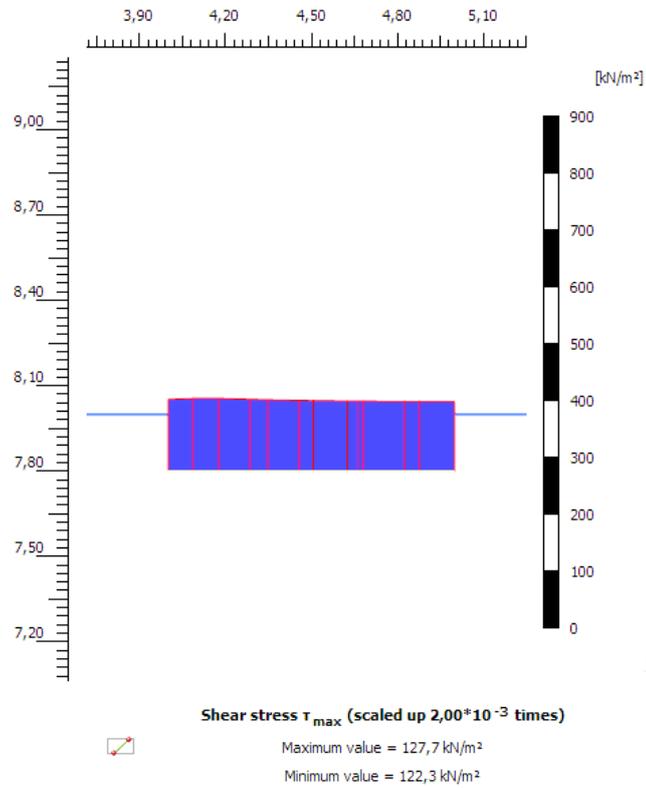


Figure 4.16 Visualisation de  $\tau_{max}$  à 20 cm sous la fondation

4.4.1.1 Détermination de  $\tau_{max}$

On calcule après la moyenne arithmétique de  $\tau_{max}$  soit :  $\tau_{max} = \frac{1}{n} \sum_i^n \tau_{max,i}$  soit :  $\tau_{max} = 124,72$  kPa

Tableau 4.1. Valeurs des contraintes  $\tau_{max}$  sous la base de la fondation (20cm)

Soil element	Local number	X [m]	Y [m]	$\tau_{max}$ [kN/m²]
Clus. 1 - El. 925	1	4,000	7,800	125,693
Argile compressible	2	4,087	7,800	127,597
Clus. 1 - El. 915	1	4,087	7,800	127,629
Argile compressible	2	4,176	7,800	127,696
Clus. 1 - El. 931	1	4,176	7,800	127,676
Argile compressible	2	4,286	7,800	126,038
Clus. 1 - El. 921	1	4,286	7,800	126,044
Argile compressible	2	4,348	7,800	125,265
Clus. 1 - El. 932	1	4,348	7,800	125,259
Argile compressible	2	4,457	7,800	124,117
Clus. 1 - El. 914	1	4,457	7,800	124,118
Argile compressible	2	4,507	7,800	123,733
Clus. 1 - El. 924	1	4,507	7,800	123,734
Argile compressible	2	4,627	7,800	123,053
Clus. 1 - El. 942	1	4,627	7,800	123,051
Argile compressible	2	4,662	7,800	122,888
Clus. 1 - El. 959	1	4,662	7,800	122,890
Argile compressible	2	4,680	7,800	122,821
Clus. 1 - El. 944	1	4,680	7,800	122,819
Argile compressible	2	4,825	7,800	122,424
Clus. 1 - El. 962	1	4,825	7,800	122,424
Argile compressible	2	4,877	7,800	122,345
Clus. 1 - El. 946	1	4,877	7,800	122,345
Argile compressible	2	5,000	7,800	122,269

4.4.1.2 Détermination de  $\tau_{mob}$

On calcule après la moyenne arithmétique de  $\tau_{mob}$  soit :  $\tau_{mob} = \frac{1}{n} \sum_i^n \tau_{mob,i}$  soit :  $\tau_{mob} = 17,2$  kPa

Tableau 4.2. Valeurs des contraintes  $\tau_{mob}$  sous la base de la fondation (20cm)

Soil element ▲	Local number ▲	X ▲ [m]	Y ▲ [m]	$\tau_{mob}$ ▲ [kN/m <sup>2</sup> ]
Clus. 1 - El. 925	1	4,000	7,800	35,827
Argile compressible	2	4,087	7,800	30,875
Clus. 1 - El. 915	1	4,087	7,800	30,822
Argile compressible	2	4,176	7,800	23,920
Clus. 1 - El. 931	1	4,176	7,800	23,865
Argile compressible	2	4,286	7,800	18,059
Clus. 1 - El. 921	1	4,286	7,800	18,061
Argile compressible	2	4,348	7,800	16,310
Clus. 1 - El. 932	1	4,348	7,800	16,297
Argile compressible	2	4,457	7,800	14,013
Clus. 1 - El. 914	1	4,457	7,800	14,013
Argile compressible	2	4,507	7,800	13,240
Clus. 1 - El. 924	1	4,507	7,800	13,242
Argile compressible	2	4,627	7,800	11,983
Clus. 1 - El. 942	1	4,627	7,800	11,978
Argile compressible	2	4,662	7,800	11,692
Clus. 1 - El. 959	1	4,662	7,800	11,691
Argile compressible	2	4,680	7,800	11,572
Clus. 1 - El. 944	1	4,680	7,800	11,570
Argile compressible	2	4,825	7,800	10,881
Clus. 1 - El. 962	1	4,825	7,800	10,881
Argile compressible	2	4,877	7,800	10,752
Clus. 1 - El. 946	1	4,877	7,800	10,752
Argile compressible	2	5,000	7,800	10,621

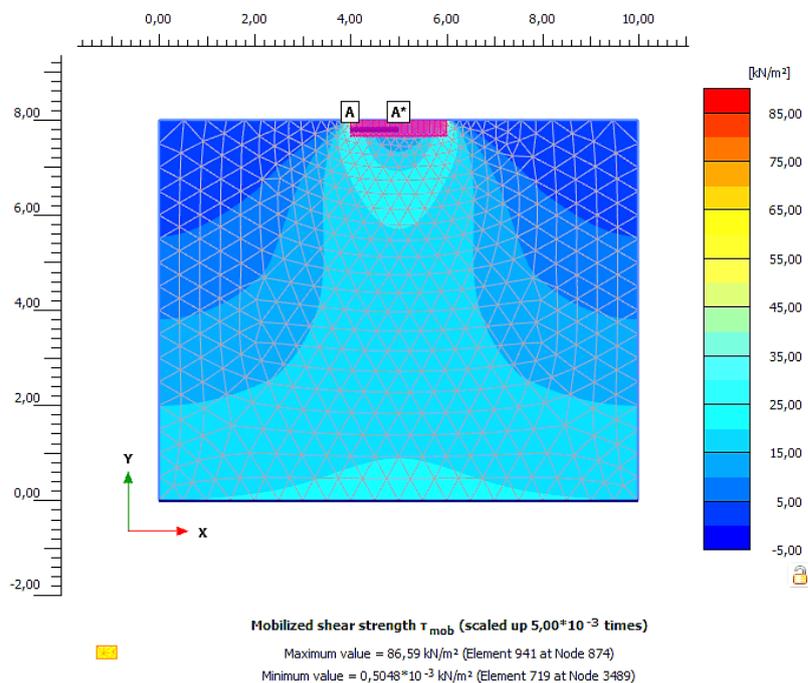


Figure 4.17 Création de ligne A-A\* avec l'outil cross section pour  $\tau_{mob}$

4.4.1.3 Détermination de  $\sigma'_N$

On calcule après la moyenne arithmétique de  $\sigma'_N$  soit :  $\sigma'_N = \frac{1}{n} \sum_i^n \sigma'_{N,i}$  soit :  $\sigma'_N = -59,09$  kPa

Tableau 4.3. Valeurs des contraintes  $\sigma'_N$  sous la base de la fondation (20cm)

Soil element ▲	Local number ▲	X ▲ [m]	Y ▲ [m]	$\sigma'_N$ ▲ [kN/m <sup>2</sup> ]
Clus. 1 - El. 925	1	4,000	7,800	-74,603
Argile compressible	2	4,087	7,800	-86,031
Clus. 1 - El. 915	1	4,087	7,800	-86,054
Argile compressible	2	4,176	7,800	-79,293
Clus. 1 - El. 931	1	4,176	7,800	-79,194
Argile compressible	2	4,286	7,800	-66,490
Clus. 1 - El. 921	1	4,286	7,800	-66,494
Argile compressible	2	4,348	7,800	-61,697
Clus. 1 - El. 932	1	4,348	7,800	-61,669
Argile compressible	2	4,457	7,800	-55,558
Clus. 1 - El. 914	1	4,457	7,800	-55,561
Argile compressible	2	4,507	7,800	-53,561
Clus. 1 - El. 924	1	4,507	7,800	-53,564
Argile compressible	2	4,627	7,800	-50,241
Clus. 1 - El. 942	1	4,627	7,800	-50,235
Argile compressible	2	4,662	7,800	-49,470
Clus. 1 - El. 959	1	4,662	7,800	-49,476
Argile compressible	2	4,680	7,800	-49,155
Clus. 1 - El. 944	1	4,680	7,800	-49,147
Argile compressible	2	4,825	7,800	-47,332
Clus. 1 - El. 962	1	4,825	7,800	-47,330
Argile compressible	2	4,877	7,800	-46,974
Clus. 1 - El. 946	1	4,877	7,800	-46,976
Argile compressible	2	5,000	7,800	-46,628

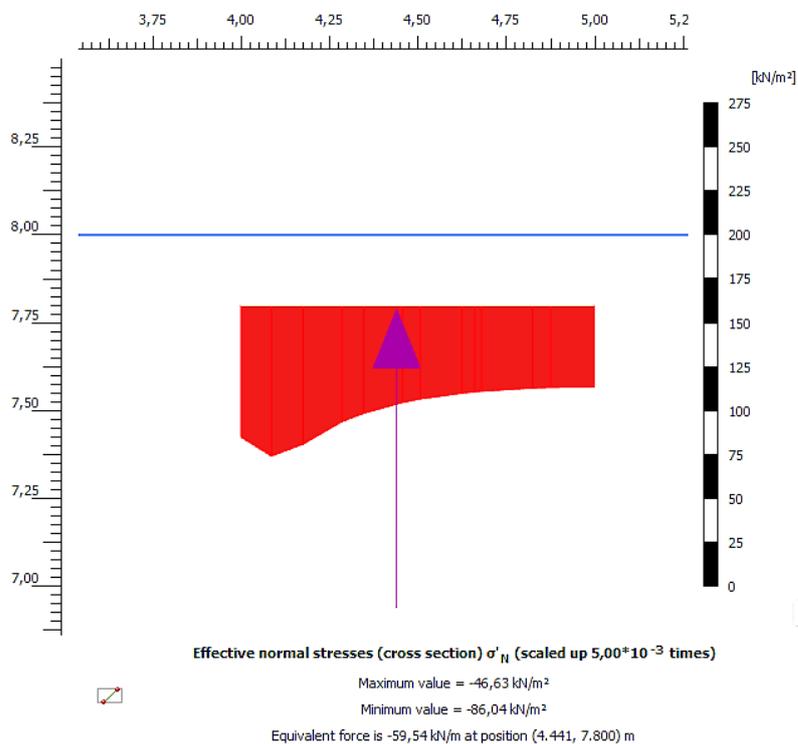


Figure 4.18 Création de ligne A-A\* avec l'outil cross section pour  $\sigma'_N$

#### 4.4.1.4 Interprétation

Le rapport  $\tau_{\text{mob}}/\tau_{\text{max}} > \approx 0,14$  montre que moins de 15 % de la résistance au cisaillement disponible est sollicitée. Le massif n'est donc pas proche de la rupture par cisaillement ; la marge de sécurité est confortable du point de vue de la stabilité immédiate.

- **Si la limite de service est de 50 mm**, le tassement mesuré dépasse déjà l'objectif ; un traitement d'amélioration (mélange de sédiments, inclusion granulaire ou biocimentation) sera nécessaire.
- **Si à titre d'exemple la contrainte admissible visée est > 50 kPa**, la portance mobilisée reste très inférieure ; le problème n'est pas la rupture mais la déformation excessive.

En résumé, l'argile non traitée présente une déformabilité excessive pour un niveau de contrainte modeste ; la stabilité pure est assurée, mais la performance au service est insuffisante.

A partir de la contrainte effective normale on peut déduire la charge maximale centrée :

$$\sigma'_N = \frac{N}{B \times 1 \text{ ml}} \Rightarrow N = \sigma'_N \times B = -59,09 \times 2 = -118,18 \text{ kN/ml}$$

Donc :  $N = -118,18 \text{ kN/ml}$

#### 4.4.2 ANALYSE DE L'EFFET DES DECHETS D'ASPHALTE DANS L'AMELIORATION DU TASSEMENT DU SOL

Les résultats de la modélisation s'est faite d'après les résultats des travaux de A. BALIKI et I. SLIMANI en 2024 [78]. Le traitement d'une argile compressible par des déchets d'asphalte à des pourcentage expérimentaux de 7%, 12 % et 22% ont été exploités et modélisés sur Plaxis.

Pour des raisons de commodité et après un traitement d'un nombre important de résultats en sollicitations, le tableau suivant regroupe l'ensemble des résultats des moyennes arithmétiques des contraintes.

Tableau 4.4. Résultats des sollicitations sur sol traité par déchets d'asphalte [78]

		$\tau_{\text{mob}}$ (Kpa)	$\tau_{\text{max}}$ (Kpa)	$\sigma'_N$ (Kpa)	N (max) kN/m
<b>Sol non traité</b>		17,2	124,72	-59,09	-118,18
<b>Sol traité par déchets d'Asphalte</b>	<b>7%</b>	23,98	122,74	-83,46	-166,92
	<b>12%</b>	25,75	111,49	-88,53	-177,06
	<b>22%</b>	36,21	105,84	-118,28	-236,56

##### 4.4.2.1 Interprétation

Les résultats numériques obtenus pour l'argile compressible, avant et après incorporation de déchets d'enrobés bitumineux (DEB), se prêtent à une lecture en trois volets : mobilisation du cisaillement, capacité portante en compression et évolution de la résistance maximale au cisaillement.

### Mobilisation du cisaillement ( $\tau_{mob}$ ).

Le cisaillement effectivement mobilisé passe de 17 kPa sur le sol brut à 24 kPa, 26 kPa puis 36 kPa pour des dosages de 7 %, 12 % et 22 % de déchets d'asphalte, soit des gains respectifs de +40 %, +50 % et +110 %. Cette progression traduit la création d'un squelette granulaire rigide : les particules d'asphalte, essentiellement sableuses et revêtues de bitume, comblent la matrice argileuse, accroissent la cohésion apparente et limitent la réorganisation des feuillets argileux sous chargement.

### Résistance maximale au cisaillement ( $\tau_{max}$ ).

On note toutefois une baisse graduelle de  $\tau_{max}$  (124 → 123 → 111 → 106 kPa). Ce recul, limité à environ -15 % entre 0 % et 22 % de déchets d'asphalte, l'enrobé recyclé, moins anguleux et doté d'une micro-pellicule bitumineuse, réduit la friction interne. Cependant, la hausse parallèle de  $\tau_{mob}$  fait grimper le ratio  $\tau_{mob}/\tau_{max}$  de 0,14 à 0,34 ; le sol traité mobilise donc une part plus importante de sa résistance, mais reste loin de l'état limite ( $\leq 0,5$ ), préservant une marge satisfaisante contre la rupture.

### Capacité portante mobilisée ( $\sigma'_N$ et $N_{max}$ ).

Pour un tassement fixé ( $U_y = -0,05$  m), la contrainte verticale moyenne  $\sigma'_N$  double pratiquement ( $|\sigma'_N| : 59 \rightarrow 83 \rightarrow 89 \rightarrow 118$  kPa), tout comme la charge linéique  $N_{max}$  ( $|N_{max}| : 118 \rightarrow 167 \rightarrow 177 \rightarrow 237$  kN/m). En d'autres termes, l'apport de 22 % de déchets d'asphalte permet de supporter  $\approx 2$  fois la charge qu'acceptait l'argile non traitée pour le même tassement (figure 4.19), révélant une nette amélioration du module de déformation et de la portance de service.

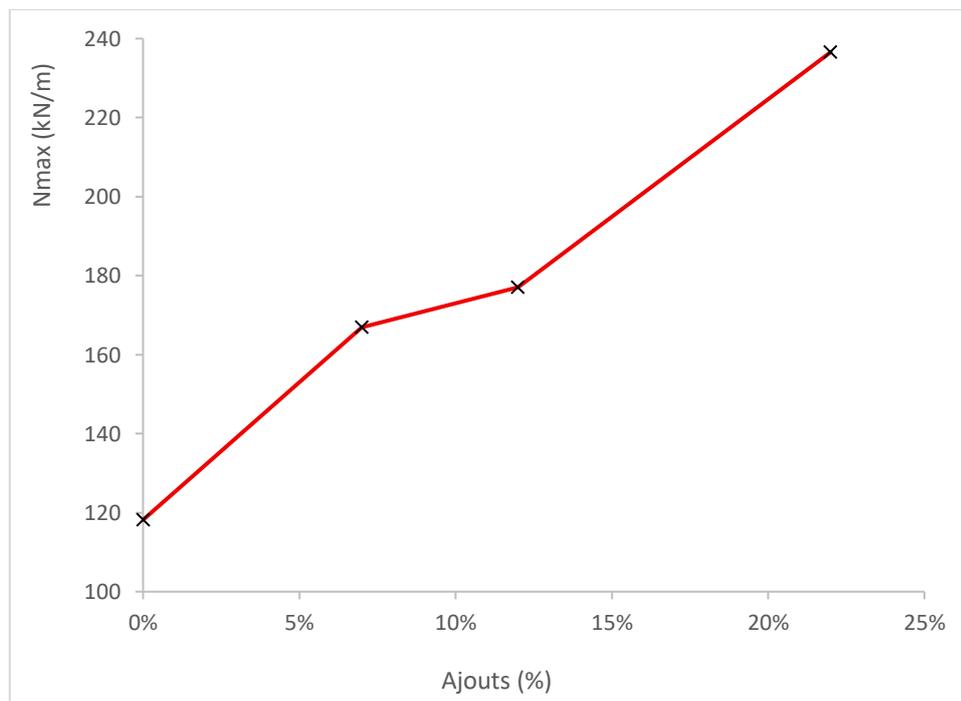


Figure 4.19 Evolution de l'effort  $N_{max}$  en fonction des pourcentages d'ajout de déchets d'asphalte

### Implications de conception.

L'adjonction de déchets d'asphalte accroît sensiblement la rigidité et la portance pour un tassement donné, un bénéfice primordial pour une argile initialement gouvernée par la déformabilité plus que par la stabilité. Le dosage de 7 % offre déjà une amélioration appréciable tout en préservant quasi intégralement  $\tau_{\max}$  ; le palier 12 % optimise le compromis portance/contraintes de cisaillement, tandis que 22 % maximise la capacité portante au prix d'une légère diminution supplémentaire de  $\tau_{\max}$ . D'un point de vue géotechnique et environnemental, ces résultats démontrent la pertinence de la valorisation des déchets d'asphalte : ils transforment un matériau compressible à faibles performances en un géomatériau apte à supporter des charges doublées, tout en offrant une solution circulaire et économique pour la gestion des résidus routiers.

#### 4.4.3 TRAITEMENT BIOLOGIQUE DES SOLS

Le traitement biologique des sols a pour objectif principal d'améliorer les propriétés mécaniques et de stabilité des terrains argileux sans recourir à des liants chimiques. Il permet de réduire le tassement sous charge par densification naturelle de la structure, et de limiter le gonflement en stabilisant la matrice argileuse à l'aide de réactions biochimiques. En favorisant la formation de liaisons cristallines ou organiques, il contribue à augmenter la cohésion et la résistance au cisaillement. Ce traitement constitue également une alternative écologique et durable, valorisant des solutions naturelles et à faible impact environnemental.

Contrairement aux méthodes classiques (mécaniques ou chimiques), ce traitement repose sur des réactions biochimiques naturelles capables de modifier la structure interne du sol de manière progressive, ciblée et durable. Cette analyse s'appuie sur les données obtenues par nos collègues FENTOUS et KEKROUN en 2024 [79] lors de leur projet de fin de cycle.

L'étude examine l'efficacité de trois différentes souches bactériennes, identifiées comme S1T1, S1T2, et S3T2.

Tableau 4.5. Résultats des sollicitations sur sol traité par biocimentation [79]

		$\tau_{\text{mob}}$ (Kpa)	$\tau_{\text{max}}$ (Kpa)	$\sigma N'$ (Kpa)	N (max) kN/m
<b>Sol non traité</b>		17,2	124,72	-59,09	-118,18
<b>Sol traité par Biocimentation</b>	<b>S1T1</b>	27,99	81,87	-92,82	-185,64
	<b>S1T2</b>	26,18	114,99	-88,75	-177,5
	<b>S3T2</b>	25,75	85,67	-86,45	-172,9

#### 4.4.3.1 Interprétation

Les résultats de biocimentation confirment qu'un traitement bactérien ciblé transforme radicalement le comportement d'une argile compressible. Le cisaillement effectivement mobilisé  $\tau_{\text{mob}}$  grimpe en moyenne de 50 % (S3T2) à 63 % (S1T1) par rapport au sol brut ; cette hausse traduit le maillage granulaire induit par les précipitations de carbonates, qui densifient la matrice et augmentent la cohésion apparente. Parallèlement, la contrainte verticale mobilisée  $\sigma'_v$  augmente de 50% environ : de 59 kPa sur l'argile non traitée, elle atteint 93 kPa pour S1T1. Ainsi, à tassement imposé identique, la **capacité portante linéique** passe de **-118 kN/m à -186 kN/m**, largement visible sur la figure 4.20, soit un gain de 70 %.

La résistance maximale au cisaillement  $\tau_{\text{max}}$ , elle, recule de 34 % avec S1T1 et de 31 % avec S3T2, alors qu'elle demeure quasi inchangée pour S1T2 (-8 %). Ce compromis – légère perte de potentiel ultime mais forte amélioration de rigidité – se traduit par un ratio  $\tau_{\text{mob}} / \tau_{\text{max}}$  qui passe de 0,14 à 0,23–0,34 : le massif mobilise désormais jusqu'à un tiers de sa résistance sans la saturer, ce qui demeure conforme aux marges de sécurité usuelles ( $\leq 0,5$ ). S1T1 ressort ainsi comme la souche la plus performante pour accroître portance et rigidité, tandis que S1T2 préserve mieux le niveau de  $\tau_{\text{max}}$  – intérêt pour des ouvrages où la rupture par cisaillement reste critique. En définitive, la biocimentation offre une alternative durable qui double la portance de service tout en maintenant une réserve de cisaillement confortable, rendant l'argile initialement compressible compatible avec des charges d'exploitation élevées et des critères de tassement stricts.

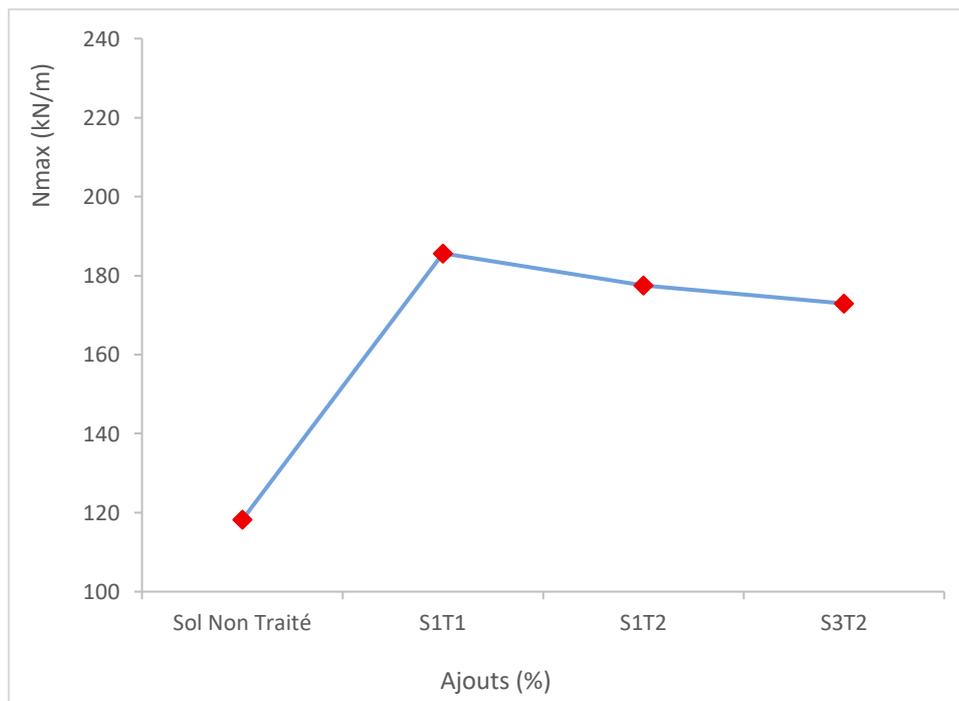


Figure 4.20 Evolution de l'effort N max en fonction de la souche bactérienne

#### 4.4.4 COMPARAISON DES RESULTATS

Le tableau suivant récapitule les résultats de la modélisation de l'argile compressible sans et avec traitement par déchets d'asphalte et biocimentation.

Tableau 4.6. Comparaison des résultats

		$\tau_{mob}$ (Kpa)	$\tau_{max}$ (Kpa)	$\sigma N'$ (Kpa)	N (max) kN/m
<b>Sol non traité</b>		17,2	124,72	-59,09	<b>-118,18</b>
<b>Sol traité par déchets d'Asphalte</b>	<b>7%</b>	23,98	122,74	-83,46	<b>-166,92</b>
	<b>12%</b>	25,75	111,49	-88,53	<b>-177,06</b>
	<b>22%</b>	36,21	105,84	-118,28	<b>-236,56</b>
<b>Sol traité par Biocimentation</b>	<b>S1T1</b>	27,99	81,87	-92,82	<b>-185,64</b>
	<b>S1T2</b>	26,18	114,99	-88,75	<b>-177,5</b>
	<b>S3T2</b>	25,75	85,67	-86,45	<b>-172,9</b>

Les figures 4.21 et 4.22 illustrent respectivement les pourcentages de contrainte tangentielle mobilisée  $\tau_{mob}/\tau_{max}$  et le pourcentage d'augmentation de la charge verticale centrée N(max) et ce, pour la même valeur du tassement imposé (5cm)

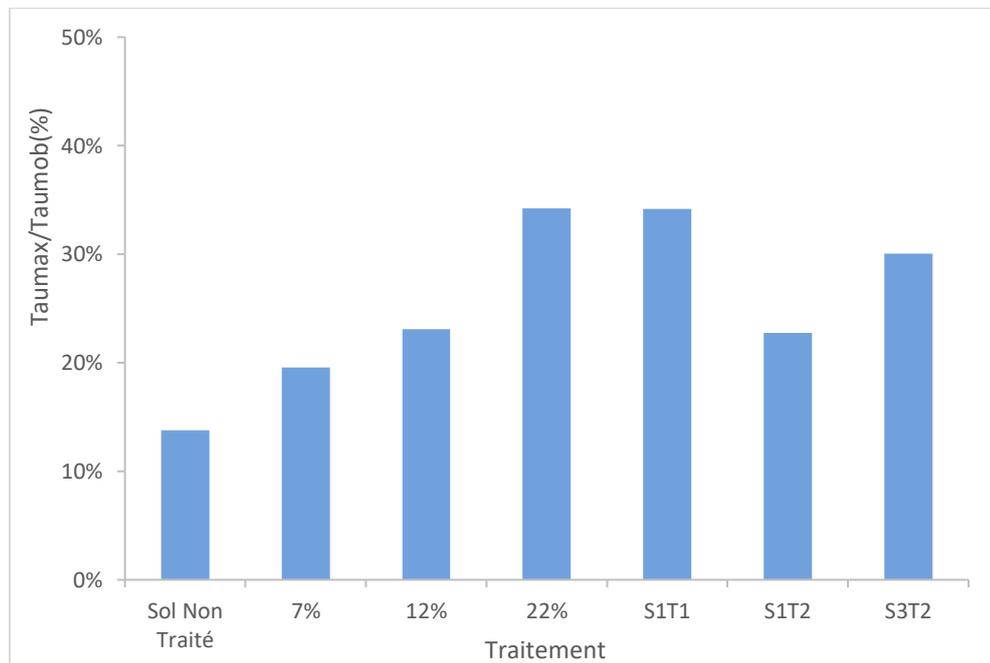


Figure 4.21 Evolution du pourcentage de  $\tau_{mob}/\tau_{max}$  pour un tassement imposé de 5cm

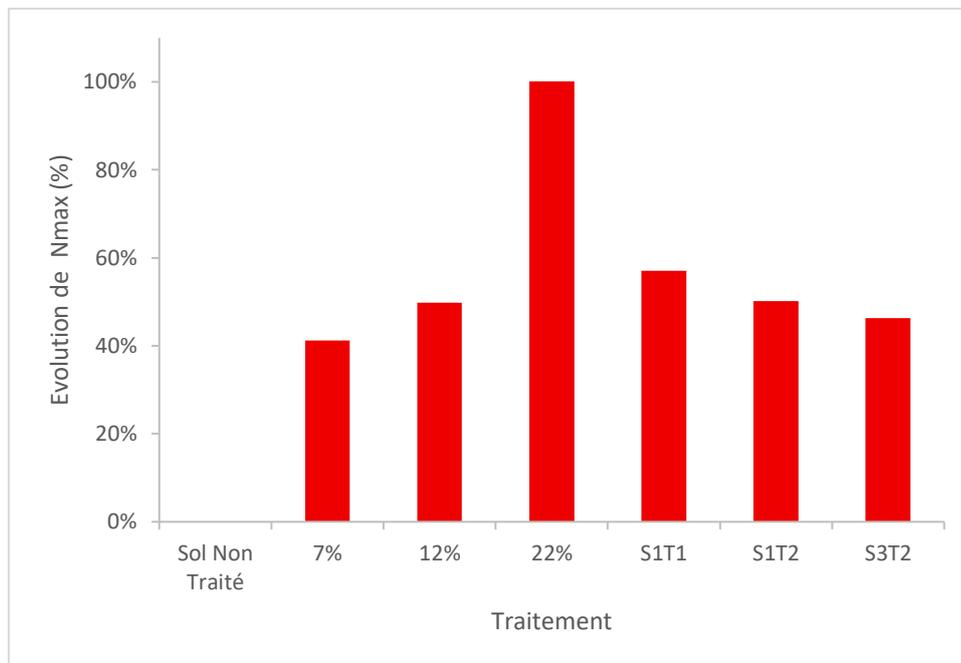


Figure 4.22 Evolution du pourcentage de la charge verticale centrée  $N_{max}$  pour un tassement imposé de 5 cm

Les figures 4.21 et 4.22 confirment visuellement la tendance déjà établie : à tassement imposé identique (5 cm), **le pourcentage de cisaillement mobilisé ( $\tau_{mob}/\tau_{max}$ ) croît régulièrement avec le degré de traitement, tandis que la charge verticale centrée  $N$  (max) augmente de façon quasi linéaire.** Autrement dit, plus la matrice argileuse est enrichie en additifs (déchets d'asphalte ou précipitations carbonatées), plus le sol est capable de mobiliser une part élevée de sa résistance ultime – sans toutefois atteindre la rupture – et plus il supporte de charge pour le même déplacement. Ce double gain de rigidité et de portance traduit l'efficacité combinée du renforcement granulaire et de la cimentation biologique dans la densification de la structure du sol et la redistribution des contraintes.

**Si l'objectif prioritaire est la portance maximale avec un tassement de service strict → Asphalte 22 % est le plus performant (+100 % en capacité).**

Risques : hausse du rapport  $\tau_{mob}/\tau_{max}$  et coût logistique d'un dosage élevé.

**Si l'on vise un compromis portance / réserve au cisaillement / simplicité de mise en œuvre → Asphalte 12 % ressort comme la solution la plus équilibrée :**

- +50 % de portance,  $\tau_{max}$  conservé à 89 % de la valeur initiale, ratio de mobilisation sûr (0,23).
- Matériau recyclé facile à doser, procédé robuste, faible sensibilité environnementale.

**Pour une démarche très bas carbone et une amélioration modérée de portance → Le procédé de Biocimentation S1T1** constitue la meilleure option parmi les traitements biologiques, malgré une baisse plus prononcée de  $\tau_{max}$ .

## 4.5 Conclusion

A l'issue de ce dernier chapitre, on tire les conclusions suivantes :

Les investigations menées sur l'argile compressible démontrent sans équivoque que la performance d'un sol peut être profondément transformée par des techniques de valorisation de déchets d'enrobés bitumineux ou de biocimentation bactérienne.

Il a été possible grâce au logiciel Plaxis 2D V2024 de modéliser efficacement la réponse d'une argile compressible soutenant une semelle de fondation d'un bâtiment et présentant un problème de compressibilité, puis traité par ajout de déchets d'asphalte et par biocimentation.

Chaque stratégie de traitement a permis d'accroître la capacité portante pour un déplacement imposé identique de 5 cm.

Si la conception est gouvernée par la portance ultime sans contrainte stricte sur la réserve de cisaillement, le traitement par **22 % de déchets d'asphalte** constitue l'option la plus performante.

Si l'on recherche un compromis entre charge maximale élevée, marge de sécurité au cisaillement et mise en œuvre/faisabilité, le dosage de **12 % de déchets d'asphalte** ou la **biocimentation S1T1** offrent un équilibre plus robuste, doublant presque la capacité portante tout en maintenant un niveau de sécurité plus généreux.

La biocimentation se distingue par son **impact environnemental très faible** : elle immobilise du CO<sub>2</sub> sous forme de CaCO<sub>3</sub>, ne requiert aucun liant cimentaire, et peut être adaptée in situ par injection ou vaporisation. Elle répond ainsi aux exigences croissantes de durabilité dans l'ingénierie des fondations.

Au-delà de ces cas, le chapitre met en lumière l'importance de **combiner les approches** : l'hybridation d'un apport granulaire modéré avec une biocimentation ciblée pourrait, à terme, cumuler les avantages structurels de l'un et l'empreinte carbone minimale de l'autre. Ces pistes, associées à une modélisation fine sous PLAXIS et à une validation expérimentale, garantiront des solutions de fondations plus résilientes, durables et économiquement pertinentes pour les sols argileux à haute compressibilité.

# CONCLUSION GENERALE

---

Au terme de ce mémoire nous arrivons à la conclusion générale

L'examen exhaustif des argiles, limons, marnes et autres sols fins a rappelé que la variabilité minéralogique, la double sensibilité hydrique-mécanique et les phénomènes connexes (tassement, gonflement, affaissement, liquéfaction) justifient une caractérisation rigoureuse avant tout projet. Cette base théorique établit que la connaissance du mécanisme de désordre conditionne la pertinence du traitement choisi.

La comparaison des approches mécaniques, chimiques, thermiques et biologiques a mis en évidence les limites environnementales des liants cimentaires classiques et l'émergence de solutions circulaires fondées sur les déchets routiers ou la biocimentation

A travers ce mémoire, il a été possible de modéliser le problème d'une argile compressible servant de base pour un projet de bâtiment, par la méthode des éléments finis mise en œuvre sous **PLAXIS 2D V2024**. Ce dernier constitue un outil prédictif robuste pour diagnostiquer et optimiser le comportement d'argiles compressibles soumises à un tassement imposé de 5 cm.

L'analyse comparative de sept configurations – sol compressible, trois dosages de déchets d'enrobés bitumineux (7 %, 12 %, 22 %) et trois protocoles de biocimentation (S1T1, S1T2, S3T2) – révèle que tous les traitements doublent au minimum la portance linéique par rapport au matériau initial, tout en maintenant le rapport  $\tau_{\text{mo}\beta} / \tau_{\text{max}}$  sous le seuil de sécurité de 0,5.

Pour des performances ultimes : l'ajout de 22 % de déchets d'asphalte se révèle être le choix le plus approprié. Pour assurer un compromis portance/sécurité : le dosage de 12 % de déchets d'asphalte et la biocimentation S1T1 offrent un gain de ~50–57 % tout en conservant une marge de cisaillement plus confortable.

**Durabilité** : la biocimentation se distingue par une empreinte carbone minimale grâce à la précipitation de carbonates in situ, satisfaisant ainsi les objectifs de génie civil durable.

Ces résultats démontrent la pertinence de valoriser des **déchets routiers** et des **processus microbiens** pour transformer un sol initialement peu performant en géomatériau porteur, tout en réduisant l'extraction de granulats et les émissions de CO<sub>2</sub>. Les perspectives ouvertes par ce travail portent sur l'hybridation des deux techniques, la validation expérimentale in situ et l'étude du comportement à long terme sous chargements cycliques pour traiter à la fois la performance mécanique et la durabilité.

# REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

- [1] ResearchGate, 2011.
- [2] A. U. S. Texture, 2018.
- [3] J. Warren, «Bulk composition of well-structured soil,» 2021.
- [4] M. K, «Analyse et Caractérisation physico-chimique des Sols d'Entreposage de la station de Pétrole,» Université Abderrahmane Mira – Bejaia, 2014.
- [5] F. V, Emploi des géosynthétiques. LCPC Nantes -Reconnaissance et mécanique des sols, Géotechnique Routière,P1-36.
- [6] M. H. Demirkan, «Numerical analysis of reinforced soil retaining wall structures with cohesive and granular backfills,» 2007.
- [7] CalTrans, «Unified Soil Classification System chart,» 2019.
- [8] L. G. d. r. d. s. L. C. d. P. e. Chaussées., (1992)..
- [9] T. ingénieur, « Casagrande plasticity chart,» 2015.
- [10] J. Smith, «Soil particle-size distribution curve,» *Journal of Geotech*, 2020.
- [11] F. Sétra. Guide technique GTR. Ministère de l'Équipement, (1992)..
- [12] U. AASHTO Standard Classification of Soils. Washington D.C., . (2000). .
- [13] A. M. ABOUBEKRN, *Stabilization of swelling soils using salts*, *Conférence Internationale de Géotechnique*, Beyrouth, Lebanon, 2004.
- [14] Y. Zhang, «Schematic diagram of clay mineral structures,» *ResearchGate*, 2016.
- [15] L. Dubois, «Clay color variations [,» *European Clay Journal*, 2018.
- [16] A. e. a. Dananaj, «Processus de formation de l'argile,» *Clay Research Journal*, 2005.
- [17] Y. Zhang, «Clay mineral structures,» *ResearchGate*, 2016.
- [18] B. R, «stabilisation des sols argileux par la chaux cas des de kaolinite,» 2008.
- [19] Y. Zhang, «Kaolinite structure diagram,» *ResearchGate*, 2016.
- [20] Y. Zhang, «Montmorillonite structure diagram [,» *ResearchGate*, 2016.
- [21] Y. Zhang, «Illite structure diagram,» *ResearchGate*, 2016.
- [22] J. &. S. K. F. o. S. B. W. Mitchell, (2005).
- [23] P. Martin, «Lithological columns: marl-calcareous,» *Geologica Acta*, 2019.
- [24] S. Green, «Peat soil – blond peat pho,» *Soil Environ. Research*, 2020.
- [25] T. Brown, «Sand soil texture close-up,» *Sedimentology Letters*, 2018.
- [26] A. Lee, «Rounded vs crushed gravel comparison,» *Journal of Construction Materials*, 2017.
- [27] D. Johnson, «Settlement under embankment,» *Int. Journal of Geotech*, 2021.
- [28] M. Perez, «Landslide instabilization photo,» *Geo-hazards Today*, 2018.
- [29] A. G. Survey., «Settlement in Azazga region,» 2019.
- [30] B. Z. B. Nehla, Etude du comportement d'une marne argileuse traitée pour valorisation dans les projets routiers Mémoire Master, l'Université 8 Mai 1945 de Guelma, 2017.
- [31] H. Rouabhia, «Amélioration des sols,» Université 08 mai 1945 Guelma, Guelma, 2017.
- [32] B. B. Khaoula, «Amélioration d'un sol argileux par le laitier de haut fourneau activé par la poudre de dolomie,» 2019.
- [33] R. Wilson, «Shrink-swell behavior diagram,» *Soil Mechanics Journal*, 2016.
- [34] W. LUNDGREN, «Prediction of swelling potential for compacted clay,» *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 1962.
- [35] EPA., «Soil acidification effect diagram,» *U.S. Environmental Protection Agency*, 2015.
- [36] USDA., «Soil salinization effects,» *USDA-NRCS.*, 2017.

- [37] K. PC, «Spectroscopy and swelling soils – An integrated approach,» Department of Applied Science Delf University of Technology in the Netherlands, Netherlands, 2004.
- [38] L. Smith, «Sodic soil profile [,» *Agric. Soil Science.*, 2018.
- [39] K. Brown, « Dispersive soil schematic,» *Geotech. Engineering Digest.*, 2019.
- [40] F. Ahmed, «Collapsible soil diagram,» *Building and Soil Journal.*, 2020.
- [41] H. El-Sayed, « Collapsed buildings in Western Desert,» *Egyptian Geotech. Review.*, 2017.
- [42] J. N. C. o. E. Engineering., « Liquefaction at Niigata,» *Tokyo: 3rd World Conference on Earthquake Engineering.*, 1964.
- [43] J. Novak, « Frost heave in soils diagram,» *Cold Region Science Journal.*, 2018.
- [44] S. Green, «Peat soil wetland photograph,» *Soil Environ. Research.*, 2020.
- [45] L. Dubois, « Classification des techniques de traitement des sols,» *Revue Sols & Ouvrages.*, 2021.
- [46] L. V. d. Sierge, «Fondation et procédés d'amélioration des sols. Guide d'application,» Edition Afnor, Eyrolles, France., Eyrolles, France., 2013.
- [47] T. Smith, « Soil Compaction Techniques,» *International Journal of Geotechnique.*, 2020.
- [48] L. Ménard, «Dynamic compaction method,» *Sols-Soils Magazine.*, 1975.
- [49] K. Group., « Deep soil compaction by vibration [,» *Keller Geotechnique Reports.*, 2018.
- [50] M. Bouassida, «Ballasted columns for seismic soil improvement,» *Proceedings of ISSMGE.*, 2015.
- [51] B. Jean, «Soil improvement by deep dynamic methods,» *Revue Génie Civil.*, 2017.
- [52] G. Auvinet, «Preloading methods in soil consolidation,» *Soil Mechanics Handbook*, 2013.
- [53] M. Almeida, «Vertical drains for soft clay,» *Geotextiles & Geomembranes.*, 2012.
- [54] A. Benamar, «Geodrain schematic in road embankments [,» *Travaux Publics Algérie.*, 2016.
- [55] R. Koerner, « Geosynthetic Reinforcement in Soils,» *Design with Geosynthetics, 6th Ed.*, 2012.
- [56] X. Zhou, « Thermal soil stabilization by heat injection,» *Thermomechanics Journal.*, 2019.
- [57] K. Terzaghi, «Ground freezing method,» *Geotechnical Practice.*, 1956.
- [58] M. Benhassine, «Soil calcination process,» *Journée Tunisienne des Matériaux.*, 2021.
- [59] R. Fernandez, «Lime and cement stabilization process,» *Transportation Research Record.*, 2010.
- [60] N. E. 197-1, « Indice de classement : P15-101-1 Titre Ciment – Partie 1 : composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants,» 2012-04-01.
- [61] LafargeHolcim., «Cement production process,» *Lafarge Technical Resources.*, 2022.
- [62] R. Koerner, «Types of Geosynthetics,» *Design with Geosynthetics.*, 2012.
- [63] E. e. a. Guler, «Geotextile-reinforced retaining walls,» *Geosynthetics International.*, 2007.
- [64] N. H. SM, «Effect of geotextile reinforcement on the mechanical behavior of sand Geotextiles and Geomembranes,» Oskrouch, 2000.
- [65] S. & N. R. Haeri, «Geogrid structures in slope stabilization,» *Geomembranes & Soils.*, 2000.
- [66] H. Zhang, «Talus reinforcement by geogrids,» *Geotechnical Design.*, 2018.
- [67] M. Bouassida, «Dry method for stone columns,» *Proceedings of ISSMGE Tunis.*, 2015.
- [68] M. Saeed, «Finite Element Analysis Theory and Application with ANSYS».
- [69] HUGHES, «the Finite Element Method: Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis,» Prentic-Hall, 1987.
- [70] ZAIRAnia, «mémoire de fin d'études en vue de l'obtention d'un diplôme de master en Génie Civil, effet du séisme sur les tassements d'un sol au voisinage de la zone d'excavation d'un tunnel Cas du métro d'Alger,» université de Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, Tizi-Ouzou.
- [71] B. S. P. 2. U. I. Overview, «PLAXIS Documentation Portal,» 2023.
- [72] «<http://www.terrasol.fr:catalogue/plaxis-2d>,» [En ligne].
- [73] A. I. P. 2D.
- [74] «<https://www.plaxis.com/products/plaxis-2d/>,» [En ligne].

- [75] D. BENHAMED, «mémoire de projet de fin d'études pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Minier, étude de la stabilité et conception du rameau de connexion par la contribution des approches anal,» école nationale polytechnique d'Alger.
- [76] B. M. P. i. M.-C. M. F. o. S. B. Das, (2015)..
- [77] J. D. d. m. d. Y. d. l. s. M. d. s. a. Salençon, (1990). .
- [78] B. Azzeddine, *Amélioration de la portance d'un sol par ajout de déchets d'asphalte*, Sidi Bel Abbès: Université Djillali Liabès, 2023-2024.
- [79] M. FEKROUN, *Amélioration biologique des sols argileux*, Sidi Bel Abbès: Université Djillali Liabès, 2023-2024.