

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche  
Scientifique



Université Ferhat ABBAS Sétif 1  
**UNIVERSITÉ FERHAT ABBAS - SETIF1**  
**FACULTÉ DE TECHNOLOGIE**

**THÈSE**

**Présentée au Département de Génie civil**

Pour l'obtention du diplôme de  
**DOCTORAT**  
Domaine : Sciences et Technologie

Filière  
**Génie Civil**

Option  
**Modélisation numérique en  
géotechnique**

Présenté par  
**SAIDANI Douadi**

**THÈME**

**Modélisation avancée par Eléments Discrets du  
renforcement des sols par les racines végétales.**

**Soutenue le 07/05/2025 devant le Jury**

KEBICHE Khelifa	Professeur	Univ. Ferhat Abbas Sétif 1	Président
MANSOURI Mouloud	M.C.A.	Univ. Ferhat Abbas Sétif 1	Directeur de thèse
Farhang RADJAI	Professeur	Université Montpellier	Co-Directeur
Jean-Yves Delenne	Professeur	INRAE, IATE (Montpellier)	Examineur
MESSAST Salah	Professeur	Université 20 Aout, Skikda	Examineur
MESSAI Abderraouf	M.C. A	Univ. Ferhat Abbas Sétif 1	Examineur

---

## REMERCIEMENTS

---

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers mes encadrants, M. Mansouri Mouloud et le Professeur Farhang Radjaï, pour leur engagement constant et leur précieuse implication dans mes travaux de recherche.

Je souhaite également remercier chaleureusement le Professeur Farhang Radjaï et le Professeur Jean-Yves Delenne, qui m'ont accompagné tout particulièrement durant la première année de ma thèse, une période marquée par les défis imposés par la pandémie de COVID-19. Leurs remarques constructives, leur disponibilité et les nombreuses sessions de travail en visioconférence ont été inestimables pour orienter et enrichir mes recherches.

Mes remerciements s'adressent aussi aux membres du jury, qui ont accepté la lourde tâche d'être rapporteurs :

KEBICHE Khelifa, Professeur à l'UFAS1, Président du jury ;  
MESSAST Salah, Professeur à l'Université 20 Août 1955, Skikda, Examineur ;  
MESSAI Abderraouf, Maître de conférences à l'UFAS1, Examineur.

Enfin, je souhaite exprimer ma gratitude infinie à ma famille, pour leur soutien et leur amour indéfectible. À ma femme, pour sa patience et ses encouragements constants tout au long de cette aventure. À mes enfants, qui sont mes plus grandes sources d'inspiration et de motivation. À mes parents et à mes frères, pour leur présence rassurante et leur appui inconditionnel. C'est grâce à vous tous que j'ai pu relever les défis de cette thèse avec détermination et sérénité.

Je remercie énormément toute ma famille pour leur confiance, leur soutien tout au long de mes études.

Merci infiniment.

---

## ملخص

---

(DEM) تركز هذه الأطروحة على النمذجة المتقدمة لتعزيز التربة بواسطة جذور النباتات باستخدام طريقة العناصر المنفصلة. الهدف الرئيسي هو قياس وفهم تأثير الجذور على مقاومة القص للتربة، وهو معامل حاسم لتعزيز التربة واستقرار المنحدرات. ينقسم العمل إلى مكونين رئيسيين. أولاً، تم تطوير نموذج رقمي لاختبار القص المباشر باستخدام صندوق القص كازاغراندي. تم استخدام هذا النموذج لاحقاً لتحليل مقاومة القص للرمال الخالية من الجذور. تم إيلاء اهتمام خاص لتأثير التحميل المسبق على مقاومة القص للرمال وتشوهه أثناء القص. أشارت النتائج إلى أن التحميل المسبق يؤثر على زاوية الاحتكاك الداخلي والتماسك الظاهري. ثانياً، تم دراسة تعزيز التربة بواسطة جذور النباتات من خلال نمذجة التفاعلات بين الجذور والتربة في إطار مماثل. من خلال المحاكاة ثنائية الأبعاد، تم تحليل تأثير المعايير المختلفة، مثل كثافة الجذور وتوزيعها واتجاهها، على مقاومة القص للتربة. أظهرت النتائج أن الجذور تعزز بشكل كبير مقاومة القص، خاصة عند التشوهات الكبيرة. بالإضافة إلى ذلك، يزيد وجود الجذور من التمدد أثناء القص. كشف التصوير البصري للعينة أثناء القص أن الجذور تساهم في توسيع نطاق القص. يؤثر اتجاه الجذور أيضاً على مقاومة القص، وقد تبين أن الجذور تكون أكثر فعالية عندما تكون موجهة في الاتجاه الذي تتعرض فيه للشد أثناء القص. تم إيلاء اهتمام خاص لتأثيرات قرب الجذور من جدران صندوق القص. وقد تبين أن هذا القرب يؤثر على توزيع القوة وتشوه التربة، وبالتالي يمكن أن يكون له تأثير كبير على نتائج اختبارات القص الرقمية والفيزيائية على العينات المجذرة.

**الكلمات المفتاحية:** طريقة العناصر المنفصلة، اختبار القص، مقاومة القص، السلوك التمددي، تعزيز التربة، جذور النبات.

---

## RESUME

---

Cette thèse porte sur la modélisation avancée du renforcement des sols par les racines végétales au moyen de la méthode des éléments discrets (MED). L'objectif principal est d'apporter plus de compréhension sur l'impact des racines sur la résistance au cisaillement des sols, un paramètre déterminant pour le renforcement des sols et la stabilité des pentes. Le travail s'articule autour de deux volets principaux. Dans un premier temps, un modèle numérique de l'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande est élaboré.

Ce modèle a été utilisé par la suite pour l'analyse de la résistance au cisaillement des sables sans racines. Une attention particulière a été attribuée à l'effet du préchargement sur la résistance au cisaillement du sable ainsi que sa déformation au cours du cisaillement. Les résultats obtenus ont montré le préchargement a un effet sur l'angle de frottement interne et la cohésion apparente.

Dans un second temps, le renforcement des sols par les racines végétales a été étudié en modélisant les interactions racines-sol dans un cadre similaire. À travers des simulations 2D, l'effet de différents paramètres tels que la densité racinaire, la distribution et l'orientation des racines sur la résistance au cisaillement des sols a été analysée. Les résultats obtenus ont montré que les racines augmentent de manière significative la résistance au cisaillement particulièrement pour les grandes déformations d'une part, d'autre part la présence des racines entraîne une augmentation de la dilatance lors du cisaillement. La visualisation de l'échantillon au cours du cisaillement a indiqué que la présence des racines produit un élargissement de la bande de cisaillement. L'orientation des racines a aussi un effet sur la résistance au cisaillement, il a été démontré que les racines sont plus efficaces lorsqu'elles sont orientées dans la direction où elles sont soumises à la traction pendant le cisaillement. Une attention particulière a été accordée aux effets de la proximité des racines par rapport aux parois de la boîte de cisaillement. Il a été démontré que cette proximité influence la distribution des forces et la déformation du sol et peut donc avoir un impact significatif sur les résultats des essais de cisaillement numériques et physiques sur des échantillons enracinés.

**Mots-clés :** Méthode des éléments discrets, Test de cisaillement direct, Résistance au cisaillement des sables, Effet du Préchargement, Comportement dilatant, Renforcement des sols par les racines, Interaction sol-racine.

---

## SUMMARY

---

This thesis focuses on advanced modeling of soil reinforcement by plant roots using the Discrete Element Method (DEM). The primary objective is to quantify and understand the impact of roots on soil shear strength, a critical parameter for soil reinforcement and slope stability. The work is structured around two main components. First, a numerical model of the direct shear test using the Casagrande shear box was developed.

This model was subsequently employed to analyze the shear strength of root-free sands. Particular attention was given to the effect of preloading on the shear strength of sand and its deformation during shearing. The results indicated that preloading influences the internal friction angle and apparent cohesion.

Second, soil reinforcement by plant roots was investigated by modeling root-soil interactions in a similar framework. Through 2D simulations, the effect of various parameters, such as root density, distribution, and orientation, on soil shear strength was analyzed. The results demonstrated that roots significantly enhance shear strength, especially at large deformations. Additionally, the presence of roots increases dilatancy during shearing. Visualization of the sample during shearing revealed that roots contribute to the widening of the shear band. Root orientation also affects shear strength, it has been shown that roots are more effective when oriented in the direction in which they are subjected to tension during shearing. Particular attention was paid to the effects of the proximity of roots to the walls of the shear box. It has been shown that this proximity influences force distribution and soil deformation and can therefore have a significant impact on the results of numerical and physical shear tests on rooted samples.

**Keywords:** Discrete Element Method, Direct Shear Test, Sandy Shear Strength, Preloading Effect, Dilatant Behavior, Soil Reinforcements by Roots, Soil-Root Interaction

---

# TABLE DES MATIERES

---

<b>Introduction Générale.....</b>	<b>12</b>
A. Contexte général .....	13
B. Problématique .....	14
C. Approche méthodologique et organisation de la thèse .....	15
<b>Chapitre 1: Revue de la littérature.....</b>	<b>17</b>
1.1 Introduction.....	18
1.2 Techniques de renforcement des sols .....	18
1.2.1 Renforcement par Inclusions.....	19
1.2.2 Injection de Coulis.....	20
1.2.3 Comparaison et Analyse Critique des techniques .....	22
1.3 Renforcement des sols par des racines végétales .....	22
1.4 Aspects biologiques des racines.....	23
1.4.1 Structure interne des racines.....	24
1.4.2 Apex racinaire .....	25
1.4.3 Classification et caractéristiques des systèmes racinaires .....	26
1.5 Rôle des racines dans la stabilisation des sols.....	27
1.5.1 Mécanismes de stabilisation des sols par les racines végétales .....	28
1.5.1.1 <i>Renforcement mécanique</i> .....	28
1.5.1.2 <i>Renforcement hydrologique</i> .....	29
1.5.1.3 <i>Mécanismes biologiques et chimiques</i> .....	29
1.5.2 Facteurs influençant le renforcement .....	30
1.5.2.1 <i>Types de Plantes</i> .....	30
1.5.2.2 <i>Caractéristiques du Sol</i> .....	31
1.5.2.3 <i>Conditions Environnementales</i> .....	31
1.5.3 Architecture des Systèmes Racinaires .....	32
1.5.4 Propriétés hydrogéologiques du système sol-racine .....	33
1.5.5 Propriétés mécaniques des racines.....	34
1.6 Modélisation du renforcement des sols par les racines.....	35
1.6.1 Modèles analytiques .....	36
1.6.2 Modèles Numériques .....	39
1.6.3 Choix de la méthode .....	40
1.7 Conclusion .....	41

---

# TABLE DES MATIERES

---

<b>Chapitre 2: Principes fondamentaux de la modélisation par éléments discrets</b> .....	<b>42</b>
2.1 Introduction.....	43
2.2 Présentation générale.....	43
2.3 Description de la méthode des éléments discrets.....	47
2.3.1 La cinématique de contact entre deux éléments .....	48
2.3.2 Forces de contact .....	49
2.3.2.1 <i>Forces normales</i> .....	51
2.3.2.2 <i>Forces tangentielles</i> .....	52
2.3.2.3 <i>Résistance au roulement</i> .....	53
2.3.3 Cycle de calcul .....	54
2.3.3.1 <i>Algorithme Velocity-Verlet "VV"</i> .....	55
2.3.3.2 <i>Liste de Verlet</i> .....	57
2.3.3.3 <i>Condition de convergence</i> .....	58
2.3.4 Quasi-staticité.....	59
2.3.5 Conditions aux limites .....	60
2.3.5.1 <i>Conditions aux limites rigides</i> .....	61
2.3.5.2 <i>Conditions aux limites périodiques</i> .....	62
2.3.5.3 <i>Conditions limites membranaires</i> .....	62
2.3.6 Volume Élémentaire Représentatif (RVE) .....	63
2.4 Conclusion .....	65
<b>Chapitre 3: Modélisation par éléments discrets de l'essai de cisaillement direct sur un sol sableux</b> .....	<b>66</b>
3.1 Introduction.....	67
3.2 Exploration de la rhéologie des sables : Une revue bibliographique .....	68
3.2.1 Introduction à la rhéologie des sables : .....	68
3.2.2 Résistance au cisaillement des sables .....	69
3.2.3 Critères de stabilité dans les sols granulaires.....	69
3.3 Principes Fondamentaux de la Rhéologie des Sables .....	70
3.3.1 Contractance et dilatance des sables (Concepts essentiels).....	70
3.3.2 L'état critique et l'état stable .....	72
3.3.3 État caractéristique.....	74
3.4 Méthodes et protocoles expérimentaux : .....	75
3.4.1 Procédure d'essai – Normes pour les essais de cisaillement direct.....	75
3.4.2 Principe d'essai.....	76

---

## TABLE DES MATIERES

---

3.4.3	Préparation des échantillons .....	76
3.4.4	Paramètres mesurés .....	76
3.4.5	Résultats typiques .....	76
3.5	Modélisation par éléments discrets de l'essai de cisaillement à la boîte d'un sable dense	77
3.5.1	Modélisation en 2D du test de cisaillement à la boîte .....	77
3.5.2	Préparation des échantillons .....	79
3.5.3	Propriétés micromécaniques du modèle .....	80
3.5.4	Simulations réalisées .....	81
3.6	Résultats et discussions .....	82
3.6.1	Échantillons non préchargés .....	82
3.6.1.1	<i>Contrainte de cisaillement</i> .....	82
3.6.1.2	<i>Angle de frottement interne et cohésion du matériau</i> .....	84
3.6.1.3	<i>Déformation volumétrique</i> .....	85
3.6.2	Échantillons subissant un préchargement .....	86
3.6.2.1	<i>Contrainte de cisaillement</i> .....	86
3.6.2.2	<i>Angle de frottement interne et cohésion du matériau</i> .....	89
3.6.2.3	<i>Déformation volumique</i> .....	90
3.7	Conclusions .....	93
<b>Chapitre 4: Analyse de l'effet des racines sur le comportement au cisaillement des sols sableux .....</b>		<b>94</b>
4.1	Introduction .....	95
4.2	Modélisation par éléments discrets .....	96
4.2.1	Représentation géométrique des racines .....	96
4.2.2	Propriétés mécaniques des racines .....	97
4.2.3	Paramètres du modèle .....	99
4.2.4	Préparation et configurations des échantillons .....	100
4.2.4.1	<i>Échantillon sans racines</i> .....	100
4.2.4.2	<i>Échantillons enracinés</i> .....	100
4.2.5	Choix de la vitesse de cisaillement .....	103
4.2.6	Distance de chevauchement .....	104
4.3	Analyse des essais de cisaillement des interactions racines-sol .....	106
4.3.1	Influence de la densité racinaire sur le comportement sol-racines .....	106
4.3.1.1	<i>Contrainte de cisaillement</i> .....	108
4.3.1.2	<i>Paramètres de résistance au cisaillement</i> .....	112
4.3.1.3	<i>Déformation volumique ou dilatance pendant le cisaillement</i> .....	115

---

## TABLE DES MATIERES

---

4.3.1.4	<i>Déformations longitudinales des racines</i> .....	118
4.3.2	Influence de la Position des Racines dans la Boîte de Cisaillement.....	121
4.3.3	Effets de l'inclinaison des racines .....	124
4.4	Conclusion .....	127
<b>Conclusion et Perspectives</b> .....		<b>129</b>
<b>Bibliographie</b> .....		<b>133</b>

---

# TABLE DES MATIERES

---

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure 1. 1:</b> Images illustratives du renforcement du sol par des géosynthétiques.....	20
<b>Figure 1. 2 :</b> Photo illustrative de la procédure de Jet Grouting (M.S.Kovačević 2007).....	21
<b>Figure 1. 3 :</b> Illustration d'un Système Racinaire Contribuant à la Stabilisation des Sols.....	23
<b>Figure 1. 4:</b> Schéma présentant la structure interne d'une racine de plante.....	24
<b>Figure 1. 5:</b> Schéma du Système Plante-Racine montrant l'Apex [A] et la Zone Basale [B], Source Baluska et al. (2005).....	25
<b>Figure 1. 6:</b> Différents systèmes racinaires des espèces végétales (a. système racinaire pivotant, b: en forme de cœur, c. en forme de plaque), Öl Çorbacı 2020.....	27
<b>Figure 1. 7:</b> Répartition des branches racinaires au sein du système racinaire (a) chevrons et (b) dichotomique Fitter (1991).....	32
<b>Figure 2. 1 :</b> Illustration de l'approche des sphères rigides dans la modélisation des contacts. ...	45
<b>Figure 2. 2:</b> Illustration de l'approche des sphères souples dans la modélisation des contacts....	46
<b>Figure 2. 3 :</b> (a) Description cinématique du milieu granulaire, (b) Repère local de contact (Source, M.Mansouri 2014).....	49
<b>Figure 2. 4:</b> Répartition des contraintes normales: (a) Contacts entre disques lisses (b) Cas général avec contacts non conformes.....	49
<b>Figure 2. 5:</b> Modèles rhéologiques de base.....	50
<b>Figure 2. 6:</b> Représentation graphique des modèles rhéologiques composites classiques. ....	51
<b>Figure 2. 7:</b> Contact forces models: normal force model.....	51
<b>Figure 2. 8:</b> Modèles de forces tangentiels de contact.....	53
<b>Figure 2. 9 :</b> Modèle de moment de roulement résistant.....	54
<b>Figure 2. 10 :</b> Processus de résolution dans un algorithme en élément discret.....	55
<b>Figure 2. 11 :</b> Schéma illustrant une liste de Verlet. Seules les particules en contact avec le cercle en pointillés sont incluses dans la liste de Verlet.....	58
<b>Figure 2. 12 :</b> Conditions aux limites rigides dans un échantillon de sable formé par pluviation lors d'essais de cisaillement à la boîte.....	61
<b>Figure 2. 13 :</b> Représentation des Conditions aux Limites Périodiques dans un espace à deux dimensions (S. TESSON 2016).....	62
<b>Figure 2. 14 :</b> Conditions aux Limites par Membranes : Avant et Après le Cisaillement dans les Essais Triaxiaux (Source : Y. Huang et al, 2023).....	63
<b>Figure 3. 1 :</b> Courbe de Mohr-Coulomb type d'un sol cohésif.....	70
<b>Figure 3. 2 :</b> Variation de volume lors d'un cisaillement : Diminution de volume avec une faible densité (Milieu lâche) Denis Weisse(1991). ....	71
<b>Figure 3. 3 :</b> Variation de volume lors d'un cisaillement :Augmentation de volume avec une grande densité (Milieu dense lâche) Denis Weisse (1991).....	72
<b>Figure 3. 4 :</b> Comportement typique d'un sable lâche et dense dans un essais de cisaillement. Réponse en termes de (a) contrainte-déformation (b) Volume-déformation. S Sarlati (2019)...	72
<b>Figure 3. 5:</b> Schéma illustrant l'état critique (Source : F. Bahda, 1997).....	73
<b>Figure 3. 6 :</b> Illustration de l'état stable à partir d'un essai de liquéfaction sur le sable "Banding sand" (Castro, 1969).....	74
<b>Figure 3. 7 :</b> Shéma Illustratif d'un essai drainé selon J. Canou et al. (2002).....	75
<b>Figure 3. 8 :</b> Schéma de principe de l'essai de cisaillement directe à la boîte.....	75
<b>Figure 3. 9 :</b> Courbes types d'essai de cisaillement direct : Contrainte-Déformation et Indice des Vides-Déformation pour 1. Sables Lâches et 2. Sables Denses. ....	77
<b>Figure 3. 10 :</b> Illustration du modèle de test de la boîte à cisaillement direct.....	78
<b>Figure 3. 11 :</b> Distribution granulométrique du matériau du modèle.....	79

---

## TABLE DES MATIERES

---

<b>Figure 3. 12:</b> Géométrie du modèle ; (a) avant la pluviation gravitaire ; (b) après la pluviation gravitaire. ....	80
<b>Figure 3. 13:</b> Les positions des grains avant la pluviation gravitaire. ....	80
<b>Figure 3. 14:</b> Modèle DEM d'une boîte de cisaillement direct présentant un échantillon cisailé. ....	82
<b>Figure 3. 15:</b> Contrainte de cisaillement vs. déformation de cisaillement pour les échantillons non préchargé pour Contraintes de confinement de (a) 50 kPa ; (b) 100 kPa et (c) 200 kPa. ....	83
<b>Figure 3. 16:</b> Enveloppes de Mohr-Coulomb linéaires ; (a) Résistance maximale au cisaillement ; (b) Résistances au cisaillement résiduelles. ....	84
<b>Figure 3. 17:</b> Évolution du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal pour les échantillons non préchargés et des contraintes de confinement de 50, 100 et 200 kPa. ....	85
<b>Figure 3. 18:</b> Contrainte de cisaillement vs. déformation de cisaillement pour les différents cas de préchargement pour Contrainte de confinement de (a) 50 kPa ; (b) 100 kPa et (c) 200 kPa. ....	87
<b>Figure 3. 19:</b> Enveloppes de Mohr-Coulomb linéaires ; (a) Résistance maximale au cisaillement ; (b) Résistances au cisaillement résiduelles. ....	89
<b>Figure 3. 20 :</b> Évolution de l'indice de vide en fonction de la déformation de cisaillement pour différents préchargements pour contraintes de confinement de (a) 50 kPa , (b) 100 kPa et (c) 200 kPa. ....	91
<b>Figure 4. 1:</b> Illustration schématique de la représentation des racines avec des disques superposés. ....	97
<b>Figure 4. 2:</b> Illustration des efforts de traction, de cisaillement et de flexion d'une coupe d'une section racinaire. ....	98
<b>Figure 4. 3:</b> Positionnement initial des grains de sol et de racines. ....	101
<b>Figure 4. 4:</b> Consolidation de l'échantillon sous contrainte verticale. ....	101
<b>Figure 4. 5:</b> Développement des racines par déplacement vertical contrôlé. ....	102
<b>Figure 4. 6:</b> Courbe de résistance au cisaillement d'un sol renforcé par des racines à différentes vitesses de cisaillement. ....	103
<b>Figure 4. 7:</b> Perturbations moyennes calculées pour différentes vitesses de cisaillement. ....	104
<b>Figure 4. 8:</b> Capture d'un échantillon formé avec $\alpha = 0,2$ . ....	105
<b>Figure 4. 9:</b> Courbes de contrainte de cisaillement pour différentes distances de chevauchement ( $\alpha = 0, 0,1, 0,2, 0,25$ ). ....	105
<b>Figure 4. 10:</b> Captures des essais de cisaillement : échantillons de sol avec (a) deux racines, (b) quatre racines et (c) six racines. ....	107
<b>Figure 4. 11:</b> Contrainte de cisaillement en fonction de déformation de cisaillement pour les tests réalisés à des contraintes de confinement de (a) 50 kPa ; (b) 100 kPa ; (c) 200 kPa. ....	108
<b>Figure 4. 12:</b> Enveloppes linéaires de Mohr-Coulomb pour différentes configurations racinaires pour (a) Phase 2 ; (b) Phase 3 ; (c) Phase 4. ....	113
<b>Figure 4. 13:</b> Évolution de l'indice des vides en fonction de la déformation de cisaillement pour les tests réalisés à des contraintes de confinement de (a) 50 kPa ; (b) 100 kPa ; (c) 200 kPa. ....	116
<b>Figure 4. 14 :</b> Visualisation de la bande de cisaillement dans (a) des échantillons de sol sans racines et (b) des échantillons de sol renforcés par des racines pendant le cisaillement. ....	118
<b>Figure 4. 15:</b> Variation des formes de racines pendant le processus de cisaillement. ....	119
<b>Figure 4. 16 :</b> Évolution des longueurs des racines sous cisaillement pour des contraintes de confinement de (a) 50 kPa, (b) 100 kPa, et (c) 200 kPa. ....	120
<b>Figure 4. 17:</b> Variation en pourcentage des longueurs des racines du début à la fin du cisaillement sous les différentes pressions de confinement. ....	121
<b>Figure 4. 18:</b> Différentes configurations des essais avec deux racines dans des positions variées. ....	122
<b>Figure 4. 19 :</b> Courbes de contrainte de cisaillement en fonction de la déformation de cisaillement pour différentes positions de racines dans des échantillons à deux racines sous une contrainte de	

---

## TABLE DES MATIERES

---

confinement de 100 kPa.....	123
<b>Figure 4. 20 :</b> Effet de l'inclinaison des racines sur le renforcement du sol : (a) Racines inclinées à droite de 15° par rapport à la verticale (IR+15) ; (b) Racines inclinées à droite de 30° par rapport à la verticale (IR+30) ; (c) Racines inclinées à gauche de 15° par rapport à la verticale (IR-15) ; (d) Racines inclinées à gauche de 30° par rapport à la verticale (IR-30). .....	125
<b>Figure 4. 21 :</b> Courbes de contrainte de cisaillement en fonction de la déformation de cisaillement pour différentes inclinaisons des racines dans des échantillons à quatre racines sous une contrainte de confinement de 100 kPa. ....	126

### LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau 3. 1:</b> Propriétés Micromécanique du modèle.....	81
<b>Tableau 3. 2:</b> Les différentes configurations des essais de cisaillement réalisés. ....	81
<b>Tableau 3. 3:</b> Valeurs moyennes des résistances aux pics et résiduelles pour différentes contraintes de confinement.....	83
<b>Tableau 3. 4:</b> Angle de frottement et cohésion pour les échantillons non préchargés. ....	84
<b>Tableau 3. 5 :</b> Angle de dilatance pour tous les tests réalisés sur les échantillons non préchargés. ....	86
<b>Tableau 3. 6:</b> Valeurs moyennes des résistances aux pics et résiduelles pour les tests réalisés... ..	88
<b>Tableau 3. 7:</b> Résistance au cisaillement résiduel ( $\tau_r$ ) pour les tests réalisés. ....	88
<b>Tableau 3. 8:</b> Angle de frottement et cohésion aux pics pour les trois cas de préchargement. ....	89
<b>Tableau 3. 9 :</b> Angle de frottement et cohésion résiduels pour les trois cas de préchargement... ..	90
<b>Tableau 3. 10 :</b> Angle de dilatance pour tous les tests réalisés pour les différents préchargements. ....	92
<b>Tableau 3. 11 :</b> Indices de vides critiques pour les différents cas de préchargement et les différentes contraintes de confinement .....	92
<b>Tableau 4. 1:</b> Micro-propriétés du matériau granulaire d'étude.....	99
<b>Tableau 4. 2:</b> Micro-propriétés des racines utilisées.....	100
<b>Tableau 4. 3:</b> Contrainte de cisaillement moyenne (kPa) pour différentes valeurs de $\alpha$ et plages de déformation.....	106
<b>Tableau 4. 4:</b> Les différentes configurations des essais de cisaillement réalisés. ....	106
<b>Tableau 4. 5:</b> Contrainte de cisaillement moyenne (kPa) pour la phase 2 (1,44 % - 10 %). .....	109
<b>Tableau 4. 6:</b> Contrainte de cisaillement moyenne (kPa) pour la phase 3 (10 % - 25 %). ....	110
<b>Tableau 4. 7 :</b> Contrainte de cisaillement moyenne (kPa) pour la phase 4 (25 % - 40 %). ....	111
<b>Tableau 4. 8:</b> Valeurs intrinsèques pour les sols non enracinés dans différentes plages de déformation.....	114
<b>Tableau 4. 9:</b> Paramètres de résistance au cisaillement pour les échantillons enracinés avec deux racines dans différentes plages de déformation. ....	114
<b>Tableau 4. 10:</b> Paramètres de résistance au cisaillement pour les échantillons enracinés avec quatre racines dans différentes plages de déformation. ....	115
<b>Tableau 4. 11:</b> Déformations et indices des vides critique pour diverses densités racinaires et contraintes de confinement.....	117
<b>Tableau 4. 12:</b> Aperçu des configurations d'essai de cisaillement et de leurs désignations.....	123
<b>Tableau 4. 13:</b> Valeurs moyennes de la contrainte de cisaillement (kPa) pour différentes positions des racines dans différentes plages de déformation. ....	123
<b>Tableau 4. 14:</b> Valeurs moyennes de la contrainte de cisaillement (kPa) pour différentes inclinaisons des racines dans différentes plages de déformation. ....	126

---

## **Introduction Générale**

---

## A. Contexte général

La dégradation des terres agraires et la perte de surfaces cultivables, due à l'érosion amplifiée des sols et aux événements extrêmes induits par le réchauffement climatique, est une source de préoccupation majeure dont l'étude scientifique implique une connaissance approfondie des comportements des sols et des interactions sol-plantes. L'influence des précipitations intenses sur l'érosion des sols et la stabilité des talus et des terres agricoles en pente n'est pas encore bien quantifiée. La Banque mondiale (2021) estime qu'environ 25 milliards de tonnes de sol sont déplacées chaque année, ce qui équivaut à un volume d'environ 16 kilomètres cubes. La FAO estime en outre qu'environ dix millions d'hectares de terres arables sont perdus chaque année en raison de l'érosion des sols, ce qui constitue environ 0,5 % du total des terres arables disponibles dans le monde. Les pentes sont sujets aux glissements de terrain et à d'autres aléas géologiques comme l'érosion qui est l'une des principales causes des instabilités des talus. Elle est définie par (Richards et Reddy 2012) comme la migration de particules initiées par les forces érosives de l'eau le long de fissures dans les matériaux cohésifs ou des vides dans une structure de sol pulvérulent qui provoque une instabilité interne. Ces mécanismes qui affectent la distribution granulométrique, modifient la porosité ainsi que les caractéristiques mécaniques et hydrauliques des matériaux constituant leurs structures. Les plantes peuvent nous aider à y remédier.

En outre, les glissements de terrain peu profonds induits par les précipitations sont les processus gravitationnels les plus fréquents affectant à la fois les terrains escarpés cultivés et les pentes naturelles dans le monde (Cislighi et al. 2017; Beguería 2006; Crosta et Frattini 2003; Glade 2003; Lee et Pradhan 2006; Mugagga, Kakembo, et Buyinza 2012; Reichenbach et al. 2014; Roering et al. 2003; Schmidt et Glade 2003). Ils sont généralement déclenchés par des précipitations de forte intensité et concentrées, qui provoquent une augmentation soudaine de la teneur en eau du sol, une diminution de la succion du sol et par conséquent une réduction de la résistance au cisaillement du sol (Gasmo, Rahardjo, et Leong 2000; Iverson 2000; Van Asch, Buma, et Van Beek 1999). Ces pentes sont souvent constituées de sols colluviaux bien drainés et peu cohésifs (Chirico et al. 2013; 2013; Alonso, Gens, et Josa 1991), ou de dépôts pyroclastiques (Chirico et al. 2013). Par conséquent, les sols sableux sont les plus vulnérables à ces phénomènes.

Dans ce contexte, l'utilisation des racines végétales pour renforcer les sols émerge comme une alternative économique, efficace et écologique. Les plantes, par leur capacité développent un système racinaire complexe, offrant un moyen biologique de stabiliser les sols (Garcia et al., 2018). Les racines des plantes agissent comme agents actifs dans la structure du sol, influençant ses propriétés mécaniques et sa stabilité (Zobel et Wright 2005). En effet, la végétation est classiquement utilisée comme solution d'éco-ingénierie à long terme pour atténuer les glissements de terrain peu profonds et la protection des berges. Comme l'ont déjà prouvé différents chercheurs, la présence de racines peut réduire la probabilité d'érosion et d'instabilités peu profondes (par exemple, (Megahan,

Seyedbagheri, et Dodson 1983; Kort, Collins, et Ditsch 1998; S. De Baets et al. 2007)). Les racines de plantes agissent non seulement comme des éléments de renforcement augmentant la résistance au cisaillement du sol, mais aussi en modifiant les pressions capillaires par succion de l'eau interstitielle (Reubens et al. 2007; Stokes et al. 2009; Chirico et al. 2013). La quantification du renforcement des sols par les racines végétales reste un défi malgré la visibilité claire des résultats du procédé de stabilisation et d'ailleurs de nombreux monuments historiques ont été construit depuis l'Antiquité. Cette complexité découle des interactions entre ces deux phases et de la variabilité de leurs propriétés respectives. Pour analyser ces effets, plusieurs approches ont été proposées, cherchant à modéliser le renforcement mécanique et la succion de l'eau interstitielle induits par les racines des plantes (Danjon et al. 2007; Bischetti et al. 2010; Mickovski et al. 2011; Bourrier et al. 2013 ; Ni et al. 2018). Cette approche, bien que prometteuse, requiert une compréhension approfondie des mécanismes impliqués, ainsi qu'une modélisation précise pour prédire et optimiser l'efficacité du renforcement. La nécessité de comprendre ces interactions cruciales est soulignée, et l'utilisation de techniques de modélisation avancées comme la modélisation par éléments discrets a été suggérée pour mieux appréhender le renforcement des sols par les racines (Gonzalez-Ollauri et Mickovski 2017). Cette approche interdisciplinaire combine les domaines de la biologie végétale, de l'ingénierie géotechnique et de la modélisation numérique pour répondre à une problématique cruciale en ingénierie géotechnique (Gong et al. 2021).

## **B. Problématique**

La présente recherche se situe au cœur d'une problématique complexe liée à la nécessité de développer des approches de renforcement des sols innovantes, durables et respectueuses de l'environnement. Face à l'épuisement des ressources naturelles et aux préoccupations croissantes en matière de développement durable, il devient impératif de repenser les méthodes traditionnelles de renforcement des sols, lesquelles peuvent souvent être énergivores et avoir un impact environnemental significatif.

Le renforcement des sols par les racines végétales représente une alternative naturelle et durable face aux solutions conventionnelles pour stabiliser les pentes et prévenir l'érosion. Les racines agissent comme des "armatures naturelles", augmentant la cohésion et la résistance au cisaillement des sols, particulièrement dans les sols non-cohésifs tels que les sables. Cependant, la complexité des interactions sol-racine rend difficile la quantification précise de leurs effets. En effet, plusieurs études expérimentales et numériques montrent que l'efficacité des racines dépend d'une variété de caractéristiques, notamment leur densité, leur répartition et leur orientation dans le sol. Ces paramètres, qui composent l'architecture racinaire, influencent de manière significative la réponse mécanique des sols sous contrainte de cisaillement.

Les travaux récents de Yunpeng Li et Murielle Ghestem mettent en évidence la relation entre l'architecture racinaire et la stabilité des sols dans des conditions

environnementales variées. Cependant, les études expérimentales présentent des limitations, telles que le manque de contrôle sur les variables spécifiques et les contraintes de reproductibilité, qui empêchent souvent une exploration exhaustive de tous les scénarios. Par conséquent, la modélisation numérique, notamment par la méthode des éléments discrets (MED), pourrait être un outil efficace pour simuler les interactions complexes entre racines et sol sous différentes configurations.

Cette étude consiste en une analyse de l'effet des racines sur la résistance au cisaillement d'un sol granulaire au moyen d'un modèle par éléments discrets de l'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande. Elle essaye d'explorer le comportement du sol soumis au cisaillement en termes de résistance et de déformation, avec attention particulière à :

1. **L'influence de l'architecture racinaire** : Comment la densité et l'orientation des racines affectent-elles la résistance au cisaillement, l'angle de frottement interne et la cohésion du sol ?
2. **Les interactions spécifiques sol-racine** : Comment ces caractéristiques racinaires influencent-elles globalement la résistance et la déformation du sol ?
3. **L'influence de la proximité racines – bords sur les résultats des essais** : Comment minimiser les biais dus aux interactions racine-paroi dans les essais de cisaillement ?

Ce cadre de recherche vise à approfondir notre compréhension des mécanismes de renforcement naturel pour favoriser des applications de bioingénierie en stabilisation des sols.

## C. Approche méthodologique et organisation de la thèse

Cette recherche adopte une approche structurée en quatre étapes majeures, correspondant aux chapitres de la thèse :

### Chapitre 1 : Revue de la littérature

Ce premier chapitre expose les bases théoriques et expérimentales des différentes techniques de renforcement des sols, en comparant les méthodes traditionnelles aux approches utilisant les racines des plantes. Une analyse approfondie des principes de stabilisation par les racines permet de comprendre leurs rôles mécaniques, hydrologiques et biologiques dans la stabilisation des sols. Ce chapitre met en outre la lumière sur les approches de modélisation existantes et introduit la pertinence de la méthode des éléments discrets (MED) pour aborder le comportement complexe des sols renforcés par les racines.

## **Chapitre 2 : Principes fondamentaux de la modélisation par éléments discrets**

Le deuxième chapitre présente le principe et quelques éléments essentiels de la MED, une technique numérique permettant de simuler le comportement des sols granulaires de manière plus réaliste. La MED est particulièrement utile pour modéliser les interactions discrètes dans les sols, ainsi que les hétérogénéités introduites par les racines. Ce chapitre fournit un cadre méthodologique pour les développements ultérieurs, avec des explications sur la cinématique de contact, les forces d'interaction, et les algorithmes de résolution. Cette modélisation permettra ensuite d'analyser l'impact des racines sur le renforcement des sols et le comportement de déformation des sols sableux.

## **Chapitre 3 : Modélisation par éléments discrets du cisaillement des sables**

Avant d'intégrer l'effet des racines, il est d'abord convenable d'étudier le comportement au cisaillement des sables seuls. Ce chapitre introduit en premier lieu le modèle élaboré pour l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande. Ensuite, il présente une analyse du comportement du sable soumis au cisaillement par la boîte de Casagrande. Cette étude a permis de mettre en évidence des informations intéressantes sur la rhéologie des sables et a permis de valider l'approche par éléments discrets avant d'introduire les racines dans le système.

## **Chapitre 4 : Analyse de l'effet des racines sur le comportement au cisaillement des sols sableux**

Ce dernier chapitre se concentre sur l'impact des racines végétales dans la résistance au cisaillement des sols sableux, en explorant particulièrement les effets de certains paramètres comme la densité, la distribution et l'orientation des racines. En utilisant la MED pour simuler des configurations variées de racines, cette étude évalue comment la présence et les caractéristiques des racines influencent le comportement au cisaillement du sol. Des simulations spécifiques, incluant des échantillons de sols avec et sans racines, ont permis d'identifier les effets de renforcement liés aux caractéristiques racinaires et de tirer des conclusions sur leur contribution aux renforcements des sols.

**Chapitre 1**

---

**Revue de la littérature**

---

## 1.1 Introduction

Le renforcement des sols constitue un enjeu majeur en ingénierie géotechnique, visant à améliorer la stabilité et la résistance des terrains, particulièrement dans les zones vulnérables aux glissements de terrain et à l'érosion. Bien que les techniques conventionnelles, telles que les inclusions mécaniques et l'injection de coulis, aient longtemps été privilégiées, elles présentent souvent des inconvénients notables en termes de coûts et d'impact environnemental. Dans ce contexte, l'utilisation des racines végétales émerge comme une alternative prometteuse, alliant efficacité, respect de l'environnement et économique.

Cette revue de littérature a pour objectif d'offrir une analyse comparative approfondie des différentes techniques de renforcement des sols, tout en mettant en lumière le potentiel innovant de renforcement par les racines végétales. Elle débute par un examen détaillé des méthodes traditionnelles, suivi d'une exploration du concept de renforcement par les racines et des principes qui sous-tendent cette approche. Les aspects biologiques des racines sont ensuite analysés pour comprendre leur rôle fondamental dans la stabilisation des sols. L'étude se penche également sur les mécanismes par lesquels les racines contribuent à la stabilisation des sols, ainsi que sur les facteurs influençant leur efficacité. L'architecture des systèmes racinaires et leurs propriétés hydrogéologiques et mécaniques sont également abordées pour fournir une vision complète de leur interaction avec le sol.

Enfin, un panorama des approches de modélisation du renforcement des sols par les racines est présenté, englobant les modèles expérimentaux, analytiques et numériques. Cette section met en avant l'importance du choix méthodologique dans l'évaluation des performances des systèmes sol-racine. La conclusion récapitulera les points clés de cette revue et soulignera l'importance cruciale de cette approche innovante pour les recherches futures en géotechnique et en ingénierie environnementale. En passant à l'étude des principes fondamentaux de la modélisation par éléments discrets dans le chapitre suivant, nous ouvrons la voie à une compréhension plus approfondie du comportement complexe du système sol-racine.

## 1.2 Techniques de renforcement des sols

Le renforcement des sols est au cœur des préoccupations géotechniques, visant à améliorer la stabilité et la résistance des sols dans divers contextes (Liausou et Plumelle 2020). Au sein de cette section, nous nous pencherons sur les différentes techniques conventionnelles déployées pour renforcer les sols, établissant ainsi un cadre de référence nécessaire pour évaluer l'efficacité des approches innovantes basées sur les racines végétales.

Nous débuterons par une exploration approfondie des méthodes classiques telles

que le renforcement par inclusion (utilisation de matériaux comme des géotextiles ou des géogrilles), le jet grouting, et l'injection de coulis. Cette revue critique permettra d'évaluer ces techniques en fonction de leur capacité à augmenter la résistance du sol, de leur durabilité dans le temps, et de leurs avantages respectifs.

L'objectif ultime sera de fournir un cadre de comparaison essentiel, facilitant la compréhension des lacunes actuelles dans les techniques conventionnelles et soulignant ainsi la pertinence de recherches novatrices, telles que le renforcement par les racines végétales. Cette section jettera les bases nécessaires pour établir les différences et les synergies entre les approches traditionnelles et les approches bio-inspirées, contribuant ainsi à orienter la recherche vers des solutions de renforcement des sols plus durables et efficaces.

### **1.2.1 Renforcement par Inclusions**

Le renforcement par inclusion, utilisant des géotextiles ou des géogrilles, est une méthode polyvalente en géotechnique pour améliorer la stabilité des sols et leur portance. Les géotextiles agissent comme des renforts, limitant les déformations sous contrainte (SOHRAB HESHMATI 1993; Hakimelahi et al. 2023), tandis que les géogrilles offrent un renforcement structural tridimensionnel (Du et al. 2023). Cette approche est appliquée dans divers domaines tels que la stabilisation des talus et des chaussées, ainsi que la consolidation des terrains mous.

De nombreuses études ont exploré l'interaction des géotextiles et des géogrilles avec le sol. Les géotextiles et les géogrilles peuvent assurer diverses fonctions telles que la séparation, la filtration, le drainage et le renforcement dans les applications de stabilisation des sols (Bonaparte, Holtz, et Giroud 1987; Razeghi et Ensani 2023; Bhandari et Han 2010; Palmeira 2009; Derksen, Ziegler, et Fuentes 2021). Les résultats montrent que les géosynthétiques peuvent augmenter la résistance au cisaillement et l'angle de frottement de l'interface sol-renfort, l'efficacité dépendant de facteurs tels que le type de sol, la teneur en humidité et le type de géosynthétique utilisé (Razeghi et Ensani 2023). Les géotextiles peuvent assurer simultanément des fonctions de drainage et de renforcement pour les sols cohérents (SOHRAB HESHMATI 1993).

Ces recherches ont mis en évidence l'impact majeur des géosynthétiques sur le renforcement des sols, en soulignant leur rôle essentiel dans la stabilisation et l'amélioration de la résistance des sols. De plus, des études ont démontré que les géosynthétiques peuvent améliorer la capacité portante, réduire le tassement et renforcer la résistance des chaussées (Wei Zhang, Du, et Bai 2018; Harinder, Shankar, et Chandu 2022).



**Figure 1. 1:** Images illustratives du renforcement du sol par des géosynthétiques.

Malgré leur facilité de mise en oeuvre et leur capacité à s'adapter à différentes conditions géotechniques, le renforcement par inclusion présente des défis, notamment en termes de durabilité des matériaux, de coûts initiaux souvent élevés, et de risque potentiel de dégradation au fil du temps, impactant ainsi leur efficacité à long terme. Ces matériaux sont sujets à divers agents de dégradation tout au long de leur durée de vie, ce qui peut altérer leurs propriétés. Ces altérations peuvent entraîner l'instabilité des sols dans lesquelles ils sont utilisés. Parmi les facteurs de dégradation physiques et chimiques, on trouve l'eau et d'autres solvants, la température, l'oxygène et les rayons ultraviolets. De plus, des agents mécaniques, comme le processus d'installation sur site, l'abrasion ou le fluage, peuvent également avoir des effets négatifs sur les géogrilles (Bueno, Costanzi, et Zornberg 2005; Carlos et al. 2021; Koerner RM 2005; Kumar Shukla et Yin 2006; J. H.Greenwood et P.Trubiroha & H. R Schröder 1996).

### 1.2.2 Injection de Coulis

L'injection de coulis, également connue sous le nom de jet grouting, est une technique géotechnique largement utilisée pour améliorer la stabilité et les caractéristiques des sols. Cette méthode implique l'injection sous haute pression un mélange de coulis à base de ciment ou chimique dans le sol à travers des forages spécifiques, formant ainsi une matrice cimentée qui renforce la structure du sol (Sina Kazemain 2012; Wengang Zhang et al. 2021; CHAN Man Piu 2005). Cette colonne de coulis solidifié renforce le sol environnant, augmentant sa capacité portante, réduisant la perméabilité et améliorant la stabilité globale (Wengang Zhang et al. 2021). Cette technique polyvalente trouve des applications dans divers projets de génie civil, tels que la stabilisation des fondations, la consolidation des sols faibles et l'imperméabilisation des sols. L'efficacité du jet grouting a été démontrée dans différentes études. Par exemple, Cristelo, Glendinning, et Teixeira Pinto (2011) ont souligné l'application réussie sur le terrain de combinaisons de coulis testées en laboratoire pour l'amélioration des sols meubles en profondeur, démontrant ainsi le caractère pratique et l'efficacité du jet grouting dans des scénarios réels. De plus, Qiu et al. (2018) ont étudié le tassement à long terme d'un tunnel construit sur un sol de fondation loessial amélioré à l'aide du jet grouting, soulignant le rôle de la technique dans l'amélioration de la stabilité du sol pour les infrastructures critiques.

L'injection de coulis offre plusieurs avantages significatifs. Tout d'abord, elle est adaptable à différents types de sols, ce qui en fait une solution attrayante pour une variété de projets géotechniques. L'injection de coulis dans le sol lors du jet grouting remplit les pores du sol pour créer de la cohésion, ce qui améliore les caractéristiques de résistance et les propriétés mécaniques du sol (Perez-Garcia et al. 2019). De plus, l'injection de coulis est relativement rapide par rapport à d'autres techniques de renforcement des sols, ce qui peut être un avantage dans des projets nécessitant des délais serrés. Cette rapidité d'exécution est un élément clé à prendre en considération lors du choix des méthodes de renforcement des sols pour respecter les contraintes de calendrier des projets géotechniques (C. Yang et al. 2021).

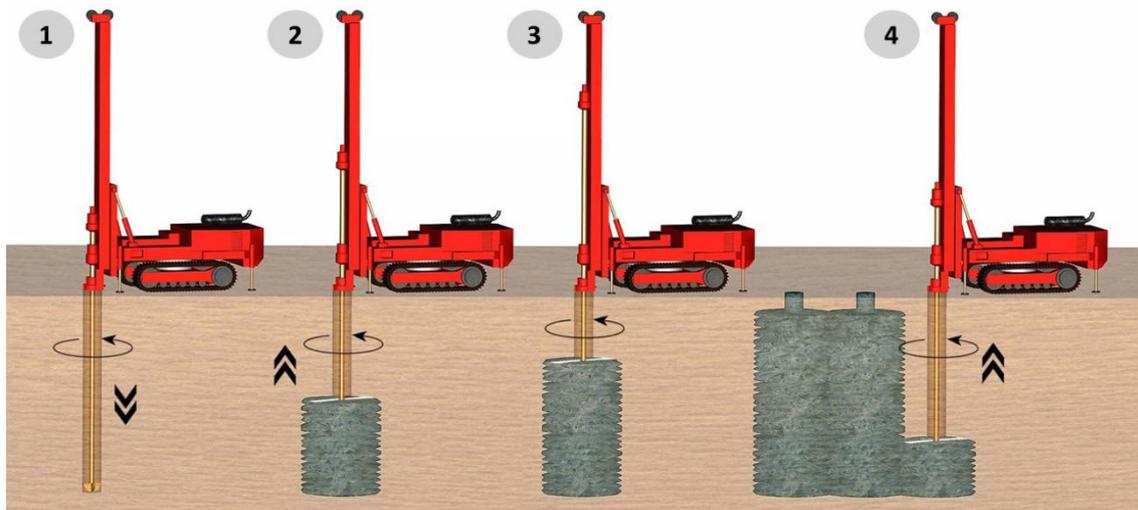


Figure 1. 2 : Photo illustrative de la procédure de Jet Grouting (M.S.Kovačević 2007).

Bien que le jet grouting soit efficace dans de nombreux scénarios, son application présente certaines limites qui doivent être prises en compte. L'une des principales limites du jet grouting est la possibilité d'induire des déplacements latéraux dans les sols meubles. L'injection d'une quantité importante d'eau et de coulis pendant le processus de jet grouting peut entraîner un déplacement latéral, ce qui peut avoir d'autres effets importants sur le sol environnant (Shen, Wang, et Cheng 2017). De plus, lorsque les colonnes de jet grouting sont installées horizontalement, l'orientation verticale du jet peut susciter des inquiétudes quant à l'impact sur le sol environnant, notamment en termes de déplacements du sol (Wang, Shen, et Cheng 2018). De plus, l'efficacité du jet grouting dans différentes conditions de sol et pour diverses applications peut varier. Le diamètre des colonnes de jet grouting et leur plage de renforcement peuvent être influencés par des facteurs tels que les conditions du sol, la pression d'injection et l'énergie du jet érodé (Flora et al. 2013). En outre, les coûts associés à cette technique peuvent varier en fonction des matériaux utilisés et de la complexité du projet. Par exemple, l'utilisation de ciment de haute qualité peut entraîner des coûts plus élevés, ce qui doit être pris en compte lors de la planification du projet.

### 1.2.3 Comparaison et Analyse Critique des techniques

Les méthodes traditionnelles de renforcement des sols telles que le Renforcement par Inclusion, le Jet Grouting présentent des différences notables. Le Renforcement par Inclusion utilise des géotextiles et géogrilles pour améliorer la stabilité et la portance des sols rencontre des défis en termes de durabilité des matériaux, de coûts initiaux élevés et de risque de dégradation dans le temps, tandis que le Jet Grouting implique l'injection un mélange de coulis pour former une matrice cimentée, avec une adaptation à différents sols et une exécution rapide, mais pouvant induire des coûts variables et affecter la perméabilité des sols. Cette analyse souligne l'importance déterminante de choisir la méthode adaptée en fonction des caractéristiques spécifiques de chaque projet. Elle met en lumière les nuances d'efficacité, de complexité, de coûts, de durabilité et d'impact environnemental de chaque approche. Cette sélection méticuleuse est essentielle pour répondre aux besoins spécifiques du projet. Par ailleurs, cette étude marque une transition vers des méthodes plus innovantes comme le Renforcement par les Racines Végétales, perçues comme une alternative prometteuse et durable. Cette évolution dynamique dans le domaine géotechnique allie performance technique et respect environnemental.

## 1.3 Renforcement des sols par des racines végétales

Le renforcement des sols par des racines émerge comme une alternative prometteuse en géotechnique, répondant aux impératifs de durabilité environnementale et de préservation des écosystèmes. Les techniques de stabilisation traditionnelles, telles que les méthodes mécaniques et chimiques, présentent des risques environnementaux significatifs : émissions de CO<sub>2</sub>, coûts énergétiques élevés, pollution de l'air, du sol et de l'eau, épuisement des ressources non renouvelables et introduction de substances dangereuses dans le géo-environnement (Rahim et al. 2020; al-Swaidani, Hammoud, et Meziab 2016; Dilrukshi, 2016). En raison de ces préoccupations, les applications respectueuses de l'environnement sont privilégiées dans l'ingénierie géotechnique et géo-environnementale. Cette approche vise à intégrer des solutions durables en harmonie avec l'environnement (Vieira 2022), en soulignant le rôle crucial des méthodes de bio-ingénierie pour la durabilité environnementale (Chang, Im, et Cho 2016). Contrairement aux méthodes conventionnelles, la bio-ingénierie utilise des processus naturels, réduisant l'empreinte écologique et favorisant la biodiversité tout en améliorant la résilience écologique (Rey et al. 2019). De plus, ces techniques offrent des réponses adaptatives au changement climatique, renforçant la résilience des infrastructures (Wang, Shen, et Cheng 2018).

Le rôle spécifique des racines des plantes dans la stabilisation des sols est exploré, ouvrant la voie à des modèles tels que le renforcement des racines par des éléments discrets, qui clarifient les mécanismes et l'efficacité de cette méthode (Phan et al. 2021; Bourrier et al. 2013). Des études montrent que les racines végétales de différents

diamètres peuvent améliorer la résistance au cisaillement du sol, stabiliser les pentes et atténuer l'érosion grâce à des renforcements mécaniques et hydrologiques (Gyssels et al. 2005). De plus, il a été démontré que les racines restent résistantes même après des déplacements significatifs dans les zones de cisaillement (Ndiaye Samba et al. 2012 ; Operstein & Frydman, 2000), soulignant leur importance dans le maintien de la stabilité du sol. La présence de végétation peut également améliorer les propriétés du sol et augmenter la productivité des cultures, comme observé avec *Cordyla pinnata* (Ndiaye Samba et al. 2012).

En outre, des tests ont fourni des informations précieuses sur le renforcement du sol de surface par les racines sous l'influence des précipitations, offrant ainsi des références pour la conception de la protection et du renforcement des pentes par les plantes (Wang, Shen, et Cheng 2018).



**Figure 1.3 :** Illustration d'un Système Racinaire Contribuant à la Stabilisation des Sols.

Ces différentes études soulignent les nombreux avantages du renforcement des sols par les racines végétales, tant d'un point de vue mécanique qu'environnemental. Cette approche bio-inspirée semble être une solution prometteuse et durable pour la stabilisation naturelle des sols. Cependant, pour optimiser son efficacité, une compréhension approfondie des aspects biologiques des systèmes racinaires est essentielle, ce qui sera exploré dans la section suivante.

## 1.4 Aspects biologiques des racines

Les racines des plantes jouent un rôle crucial dans la stabilisation des sols grâce à leurs propriétés mécaniques et leur capacité à s'ancrer dans le sol. Cependant, au-delà de cet aspect physique, les racines interagissent également avec le sol de manière biologique, influençant ses propriétés chimiques, biochimiques et biotiques. Cohen, Schwarz, et Or (2011) ont souligné que l'estimation du renforcement des racines est difficile en raison des réseaux biologiques complexes formés par les racines, qui présentent des caractéristiques géométriques et mécaniques complexes. Cette section explore les mécanismes biologiques en mettant l'accent sur leur structure interne et leur classification en différents systèmes racinaires.

### 1.4.1 Structure interne des racines

La structure interne d'une racine compose d'un arrangement sophistiqué de cellules. Les cellules racinaires sont divisées en groupe appartenant à différentes couches de tissus racinaire (K. Esau 1977). L'exploration détaillée de la structure interne d'une racine est utile dans le contexte de la bio-ingénierie axée sur le renforcement des sols par l'action des racines. Cette structure complexe implique plusieurs couches de tissus spécialisés, chacune contribuant de manière spécifique à la stabilité et à la santé de la plante, ainsi qu'à son interaction avec le sol environnant.

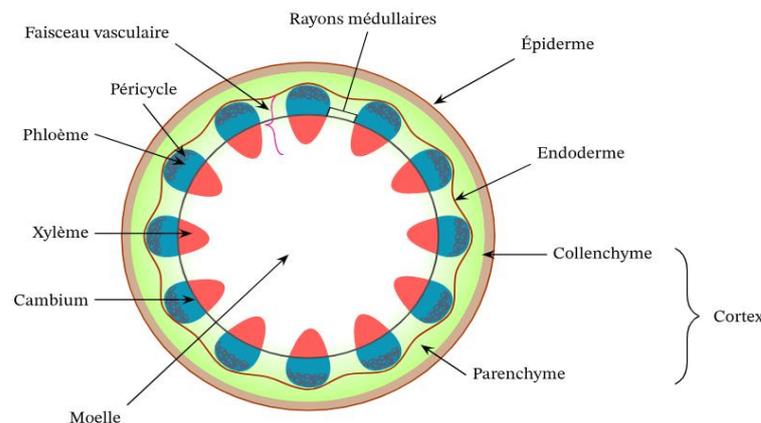
Le tissu racinaire est composé de l'extérieur à l'intérieur de couches de tissus distincts qui remplissent des fonctions spécifiques essentielles pour l'absorption des nutriments, le transport de l'eau et des minéraux, ainsi que le support structurel de la plante :

1. **Épiderme racinaire** : C'est la couche externe de la racine et est responsable de l'absorption de l'eau et des sels minéraux. Les cellules épidermiques peuvent également former des poils absorbants qui augmentent la surface d'absorption.

2. **Cortex** : Sous l'épiderme, il y a une couche de cellules appelée le cortex. Cette région stocke des nutriments et facilite le mouvement de l'eau et des minéraux vers le centre de la racine.

3. **Endoderme** : Cette couche de cellules entoure le cylindre central de la racine et régule le passage des substances vers le xylème et le phloème.

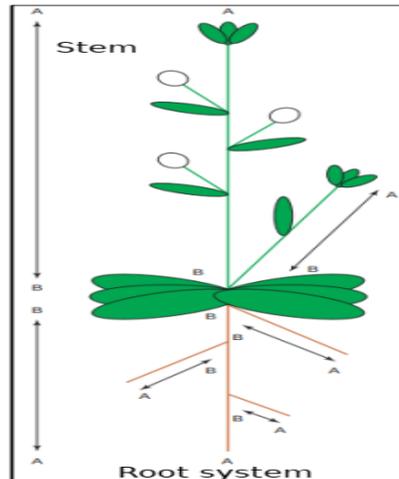
4. **Cylindre central** : Composé de tissu vasculaire, le cylindre central est la partie interne de la racine. Il contient le xylème qui transporte l'eau et les minéraux vers le haut de la plante, ainsi que le phloème qui transporte les nutriments produits par la photosynthèse vers le bas.



**Figure 1. 4:** Schéma présentant la structure interne d'une racine de plante.

De plus, le corps racinaire peut être divisé en une zone de basale et une zone apicale (apex). La zone basale, également connue sous le nom de zone de maturation, est la partie inférieure de la racine où les cellules subissent la différenciation finale et la maturation

pour devenir des cellules spécialisées. En revanche, la zone apicale, ou apex, est la pointe de la racine où la croissance en longueur se produit principalement grâce à la division cellulaire active. Une représentation schématique de ce concept pour le système de la tige et de la racine est illustrée dans la Figure 2.5, où [A] désigne l'apex et [B] la zone basale.



**Figure 1. 5:** Schéma du Système Plante-Racine montrant l'Apex [A] et la Zone Basale [B], Source Baluska et al. (2005).

### 1.4.2 Apex racinaire

L'apex, également connu sous le nom de méristème apical, est la pointe ou l'extrémité de la racine végétale. C'est une région de croissance active où les cellules se divisent continuellement, permettant ainsi la croissance continue de la racine plus profonde vers le sol (Cofie 2001). Une racine en croissance primaire se compose de quatre parties principales :

- La coiffe racinaire (root cap) : Elle recouvre l'extrémité de la racine et est considérée comme la structure protégeant le méristème racinaire. Elle aide la racine à pénétrer le sol lors de sa croissance. En bref, la coiffure racinaire répond à l'environnement du sol pour (i) contrôler la direction de l'allongement, (ii) faciliter la pénétration dans le sol, et (iii) déterminer l'environnement microbien autour de la racine (Hawes et al. 2002);

- La région méristématique : Elle se trouve derrière la coiffe racinaire, où les cellules prolifèrent, commencent à s'étendre et à se diviser.

- La région d'allongement (d'élongation): C'est là que les cellules s'allongent et s'étirent jusqu'à atteindre leur taille maximale ;

- La région de différenciation et de maturation : Dans cette région, les cellules ont atteint leur taille maximale et n'ont plus de croissance. Elle est caractérisée par la formation de poils absorbants issus de l'épiderme racinaire et, dans certains cas, du cortex.

Dans le contexte de la bio-ingénierie pour le renforcement des sols, l'apex peut jouer un rôle important en favorisant la croissance et la densification des racines, renforçant

ainsi la structure du sol. Les plantes peuvent être sélectionnées de façon à favoriser la croissance des racines dans des directions spécifiques, ce qui peut être utilisé stratégiquement pour améliorer la stabilité des sols.

### 1.4.3 Classification et caractéristiques des systèmes racinaires

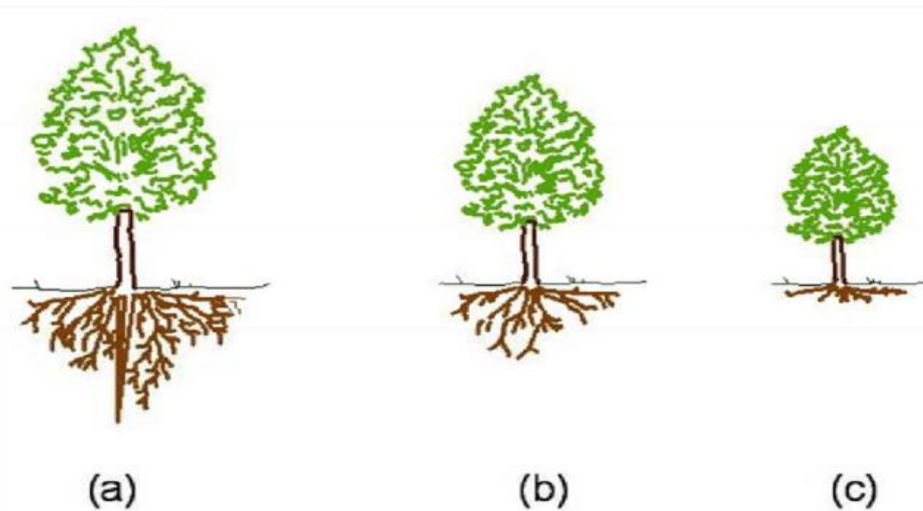
Le système racinaire assure à la plante l'absorption d'eau et de nutriments essentiels, notamment des sels minéraux sous forme d'ions. En plus de répondre à ses besoins nutritionnels, le système racinaire contribue également à l'ancrage mécanique de la plante dans le sol (Fedoreyeva, Chaban, et Kononenko 2022; Liu, Ji, et Zhang 2022). Une classification précise de la diversité des racines revêt une importance fondamentale pour le développement de techniques efficaces visant à prévenir divers risques, tels que l'érosion du sol et l'instabilité des talus (Stokes et al. 2009). Cette classification offre des bases solides pour l'amélioration continue des méthodes de protection des sols et des pentes, contribuant ainsi à la préservation de l'environnement et à la durabilité des écosystèmes. Les systèmes racinaires présentent des différences morphologiques en fonction des types de racines qui les composent, comme indiqué par Sutton et al. (1983). Les trois groupes les plus couramment utilisés, selon la classification de (J. N. Kostler, E. Bruckner, H. Bibelriether 1968), sont :

(i) Le système racinaire pivotant : Caractérisé par une racine principale robuste qui s'étend verticalement dans le sol, accompagnée de racines latérales plus fines (Fig 2.6a);

(ii) Le système racinaire en forme de cœur : Se distingue par des racines équitablement réparties autour de la base de la tige, formant une sorte de motif en forme de cœur (Fig 2.6b);

(iii) Le système racinaire en forme de plaque : Composé de racines superficielles étalées horizontalement à partir de la base de la tige, couvrant ainsi une plus grande surface de sol (Fig 2.6c).

Les systèmes racinaires mixtes, qui combinent des caractéristiques des systèmes en plaques et des systèmes à racines pivotantes, sont fréquemment observés. Ils présentent généralement deux angles racinaires dominants, à la fois verticaux et horizontaux, avec peu ou pas de développement de racines obliques.



**Figure 1. 6:** Différents systèmes racinaires des espèces végétales (a. système racinaire pivotant, b: en forme de cœur, c. en forme de plaque), ÖL Çorbacı 2020.

## 1.5 Rôle des racines dans la stabilisation des sols

La zone d'interaction entre les racines et les particules de sol, connue sous le nom de rhizosphère, est définie par (Hinsinger et al. 2009) comme l'un des écosystèmes les plus riches en biodiversité sur Terre, comprenant des bactéries, des champignons, des protozoaires et des virus. La combinaison de ces éléments avec les sécrétions racinaires induit des modifications substantielles des propriétés du sol. Toutefois, Carminati et al. (2017) ont observé que le mucilage améliore la capacité du sol à retenir l'eau dans la rhizosphère, tandis que Watt, McCully, et Jeffree (1993) et Czarnes et al. (2000) ont constaté que le mucilage lie les particules de sol à la surface des racines, modifiant ainsi la microstructure et la porosité de la rhizosphère. La densité relative des racines fines et grossières joue un rôle majeur dans la stabilisation du sol. Alors que les racines épaisses (diamètre > 10 mm) peuvent fonctionner comme des éléments structurels similaires à des clous dans le sol, les racines fines (diamètre < 2 mm) peuvent, en s'insérant dans le sol, créer une structure semblable à une membrane qui protège le sol de l'érosion de surface (Stokes et al. 2009).

En outre, elles contribuent à l'augmentation du volume et à la stabilité hydro-structurale du sol, menant à un volume poreux structurel plus important, à des rayons de pores structurels plus petits, et à une augmentation de l'eau disponible pour les plantes (Sarah De Baets et al. 2020; Milleret et al. 2009).

De plus, les racines des plantes renforcent le sol, préviennent les mouvements nuisibles du sol et stabilisent la plante elle-même (Liu, Ji, et Zhang 2022). Par ailleurs, les racines jouent également un rôle important dans l'amélioration de la stabilité globale de pente en augmentent le coefficient de sécurité augmentant également la résistance au cisaillement et à l'arrachement, surtout en présence de fortes teneurs en eau (Fan et Su 2009; Wang, Shen, et Cheng 2018; Noël et al. 2022).

L'effet de pontage des racines contribue à la fermeture des microfissures, à la passivation de la concentration de contrainte aux bords des microfissures, et à la prévention de la formation ou de la propagation de fissures, augmentant ainsi la résistance et la ténacité du sol composite (Zhou et al. 2014). Dans l'ensemble, le rôle des racines des plantes dans la stabilisation du sol est multifacette, englobant des aspects physiques, hydrologiques et écologiques. Leur contribution au renforcement du sol, à la régulation de la teneur en eau et à la prévention de l'érosion souligne leur importance dans le maintien de la stabilité du sol et de la santé des écosystèmes.

### **1.5.1 Mécanismes de stabilisation des sols par les racines végétales**

Les racines des plantes contribuent à la stabilisation des sols par divers mécanismes mécaniques, hydrologiques, chimiques et biologiques. Ces mécanismes interagissent de manière complexe pour améliorer les propriétés mécaniques et structurelles du sol, le protégeant ainsi de l'érosion et des mouvements de terrain. Les principaux mécanismes par lesquels les racines stabilisent les sols sont les suivants :

#### ***1.5.1.1 Renforcement mécanique***

Les racines des plantes agissent comme des renforts naturels dans le sol, renforçant sa cohésion et sa résistance au cisaillement. Le renforcement du sol par les racines des plantes implique le transfert de la contrainte de cisaillement dans le sol à la résistance à la traction des racines, renforçant ainsi mécaniquement le sol (C. Zhang et al. 2015). Diverses études se sont penchées sur les aspects mécaniques de la manière dont les racines des plantes contribuent au renforcement des sols. Les propriétés mécaniques des racines, telles que la résistance à la traction, le module d'Young, la tortuosité et les schémas de ramification, ainsi que les frottements de l'interface racine-sol, influencent le renforcement du sol (Schwarz, Lehmann, et Or 2010). Cette capacité de renforcement, associée à une cohésion accrue du sol appelée cohésion racinaire, augmente la résistance au cisaillement du sol, améliorant ainsi sa stabilité (Q. Yang et al. 2022; Meng, Zhao, et Yang 2020). La présence de racines augmente également la résistance au cisaillement du sol, notamment grâce à des facteurs tels que la densité des racines et leur résistance à la traction, permettant au sol de mieux résister aux contraintes de cisaillement (Noël et al. 2022; D. Wang, De Boer, et Ghanbarzadeh 2022).

De plus, les racines contribuent à maintenir la résistance du sol même après des perturbations, ce qui indique un impact durable (L. Yang et al. 2017). En laboratoire, des études ont montré que la présence de racines dans les profils du sol peut accroître la résistance à la compression et la rigidité apparente, améliorant ainsi la stabilité du sol (Schwarz et al. 2015). Les racines des plantes, en s'intégrant dans la matrice du sol, forment un composite résistant au cisaillement en mobilisant les propriétés de traction, de flexion et la friction à l'interface sol-racine (Schwarz, Giadrossich, et Cohen 2013; Karimzadeh et al. 2021).

### **1.5.1.2 Renforcement hydrologique**

Les racines des plantes jouent un rôle crucial dans le renforcement hydrologique des sols. Leur absorption d'eau augmente la succion matricielle du sol, améliorant ainsi sa stabilité et sa résistance mécanique (Stokes et al. 2009; Schwarz, Lehmann, et Or 2010; Song et al. 2024). De plus, l'absorption et la transpiration racinaires renforcent l'aspiration du substrat du sol, ce qui contribue à la stabilité des pentes peu profondes (Huang, Zheng, et Peng 2021; Bertolini et al. 2023).

Les racines contribuent également au renforcement hydrologique en interceptant les prélèvements et en favorisant l'évapotranspiration. Elles créent des voies d'écoulement préférentielles qui modifient les flux hydriques dans le sol améliorant le drainage et accélérant la consolidation des sols mous (Gonzalez-Ollauri et Mickovski 2017; Feng et al. 2022; De Silva et al. 2023).

### **1.5.1.3 Mécanismes biologiques et chimiques**

Les racines des plantes renforcent les sols grâce à divers mécanismes biologiques et chimiques. Leur croissance et leur ramification forment la rhizosphère, une zone influencée par les exsudats racinaires et les micro-organismes, ce qui modifie physiquement les caractéristiques du sol (Micallef et al. 2009). L'action biotique des racines stimule la biomasse microbienne dans le sol et forme des associations avec des champignons symbiotiques, augmentant ainsi la stabilité des agrégats du sol (Garcia et al. 2019). Les processus biologiques impliquent les exsudats racinaires et les cellules éliminées qui modifient le milieu chimique du sol. L'apport en carbone par ces exsudats influence les communautés microbiennes et la disponibilité des nutriments (Micallef et al. 2009).

De plus, la sécrétion de mucilage, une substance collante, favorise l'adhésion entre les particules de sol (Galloway, Knox, et Krause 2020). Sur le plan chimique, les racines sécrètent des composés phytochimiques qui favorisent l'agrégation du sol, créant ainsi un milieu composite améliorant les interactions de cohésion mutuelle entre les particules de sol, les racines de plantes et les composés dérivés de plantes et de microbes (Sarah De Baets et al. 2020). Ces interactions améliorent la porosité, la capacité de rétention d'eau et la résistance à l'érosion du sol. De plus, les systèmes racinaires augmentent la stabilité des agrégats et renforcent les forces de cohésion en influençant les propriétés biophysiques du sol par le biais de processus rhizosphériques complexes (Czarnes et al. 2000; Fattet et al. 2011).

### 1.5.2 Facteurs influençant le renforcement

Le renforcement du sol par les racines des plantes est un processus à multiples facettes influencé par divers facteurs tels que le type de plante, les propriétés du sol et les conditions environnementales. Des études ont révélé que les caractéristiques des racines, telles que leur répartition, leur morphologie et leurs propriétés mécaniques, jouent un rôle crucial dans l'amélioration de la stabilité du sol (Burylo et al. 2012; Teerawattanasuk et al. 2014; Xiaolei, Lanlan, et Guoping 2020; Meng, Zhao, et Yang 2020).

De plus, la densité de la végétation affecte également les propriétés de renforcement des sols et de stabilisation des pentes, avec une augmentation de la densité conduisant à une interception plus élevée de l'eau par les parties aériennes des plantes (Zayadi et al. 2022; Boussaadi et Mouzai 2021; Tan et al. 2020). Cette section examinera ces variables, de la nature des plantes aux conditions environnementales, afin de fournir une vue d'ensemble des facteurs influençant le succès de cette approche bio-ingénierie.

#### 1.5.2.1 Types de Plantes

Les caractéristiques des plantes, telles que la structure, la densité, la profondeur et la résistance des racines, ainsi que la diversité des espèces végétales et les effets saisonniers sur la croissance racinaire, jouent un rôle essentiel dans la variabilité des systèmes racinaires et, par conséquent, dans le renforcement des sols. Une compréhension approfondie de ces aspects est cruciale pour évaluer et améliorer l'efficacité de la stabilisation des sols par les plantes. Danjon et al. (2007) a examiné en détail les caractéristiques des racines des arbres et leur rôle dans la stabilisation des sols. Leur étude a mis en évidence l'importance des racines pivotantes dans le renforcement des sols, en soulignant que les arbres dotés de ce type de système racinaire offrent une meilleure stabilité mécanique aux sols. De plus, les travaux de Bengough et al. (2006) ont abordé la relation entre la structure racinaire et la résistance des sols, mettant en évidence l'impact de la densité et de la profondeur des racines sur la capacité de stabilisation des sols. En outre, les recherches de Stokes et al. (2009) ont examiné la variabilité des espèces végétales et leur adaptation aux conditions spécifiques de sol, soulignant l'importance de choisir des espèces adaptées pour assurer un renforcement efficace des sols.

Enfin, les travaux de Hodge et al. (2009) ont exploré les mécanismes de croissance racinaire et l'adaptation des plantes aux conditions changeantes, mettant en évidence l'importance de comprendre les effets des saisons sur la croissance racinaire pour évaluer l'efficacité de la stabilisation des sols par les racines végétales. Cependant, pendant les saisons sèches, les plantes peuvent nécessiter de longues racines principales pour accéder à l'eau stockée en profondeur dans le sol. En revanche, lorsque l'eau et les nutriments sont disponibles, une faible longueur de racines peut suffire.

### **1.5.2.2 Caractéristiques du Sol**

Les propriétés du sol sont essentielles dans le processus de renforcement par les racines végétales. Les caractéristiques physiques et chimiques du sol, telles que la texture, la conductivité hydraulique, la masse volumique apparente, le pH, la teneur en matière organique, et la composition minérale, influencent directement la croissance des racines et leur capacité à stabiliser le sol. La croissance des racines sur le terrain est souvent ralentie par des contraintes physiques du sol, tels que l'impédance mécanique, la contrainte hydrique et le manque d'oxygène (Bengough et al. 2006). Les sols sableux, par exemple, offrent souvent moins de cohésion et peuvent nécessiter des plantes à système racinaire plus dense pour un renforcement efficace. La perméabilité du sol impacte également la croissance et la distribution des racines, les sols plus perméables favorisant souvent un enracinement plus profond.

De plus, la capacité de rétention d'eau du sol influence la croissance et la santé des racines, affectant ainsi leur capacité de stabilisation. La compacité du sol, sa résistance à la compression et sa résistance globale sont également des paramètres à considérer, car ils influencent la capacité du sol à maintenir les racines et à supporter les contraintes mécaniques exercées par celles-ci. Enfin, l'état de fertilité du sol et la présence de nutriments essentiels jouent un rôle crucial dans le développement sain et vigoureux des racines, affectant ainsi leur capacité de renforcement. Brady, Weil, et Weil (2008) dans leur ouvrage "The Nature and Properties of Soils" fournissent une analyse détaillée des propriétés du sol, y compris la texture, la structure, la perméabilité, la rétention d'eau, la compacité, la résistance à la compression et la fertilité. Ils mettent en évidence l'importance de ces caractéristiques dans la croissance des plantes et le développement des racines.

De plus, Braunack et Dexter (1989) ont réalisé une étude sur la relation entre la texture du sol et la distribution des racines, mettent en évidence l'impact direct de la texture sur le développement racinaire. En ce qui concerne la perméabilité du sol, la recherche de Bengough et al. (2011) offre des informations approfondies sur la façon dont la structure du sol influence la croissance des racines et leur capacité à s'enraciner en profondeur. En outre, la compacité du sol et sa résistance à la compression sont abordées dans l'étude de (Dexter 1987), qui examine en détail l'effet de la structure du sol sur la capacité des racines à pénétrer et à se développer. Enfin, la fertilité du sol et la disponibilité des nutriments sont discutées dans l'ouvrage de Marschner et Marschner (2012), qui explore en profondeur l'interaction entre les nutriments du sol et le développement des racines.

### **1.5.2.3 Conditions Environnementales**

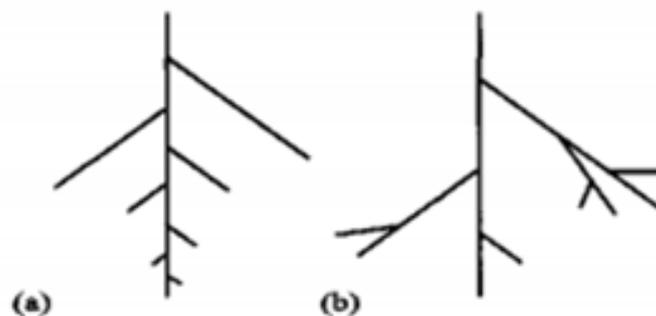
Les conditions environnementales, notamment l'eau, la température et le vent, influencent de manière cruciale le développement et la variabilité des racines des plantes.

Le vent affecte la morphologie et l'architecture des racines, influençant les interactions entre les plantes et le sol (Werger et al. 2020). Il peut stimuler le développement des racines latérales tout en réduisant la longueur des racines pivotantes chez des plantes comme les semis de chêne (Tamasi et al. 2005) et induire des réponses thigmomorphogéniques, affectant la croissance des jeunes plants de peuplier (Irmak et al. 2005). La température, un autre facteur crucial, affecte également la croissance et le développement des racines. Les températures de la zone racinaire peuvent négativement impacter la répartition des racines et la croissance des plantes (Irmak et al. 2005). L'exposition des racines à des températures extrêmes pendant les saisons de croissance affecte défavorablement leur aspects (Ruter 1993). Les différents niveaux de température ont des impacts variés sur les racines des plantes, bénéfiques ou néfastes (Barickman et al. 2021; Walne et Reddy 2022; Brand et al. 2016; Wijewardana et al. 2016).

### 1.5.3 Architecture des Systèmes Racinaires

L'architecture racinaire est cruciale pour la stabilisation des sols, influençant l'exploration du sol, l'absorption des nutriments et le soutien mécanique des plantes (Shields et Gray 1992; Stokes et al. 2009; Reubens et al. 2007). La variabilité spatiale du système racinaire, incluant la profondeur, l'étendue, le diamètre et la densité, est essentielle pour le renforcement des sols (Abernethy et Rutherford 2000; Frédéric Danjon, Fourcaud, et Bert 2005).

La morphologie racinaire, résultant d'un compromis entre génétique et adaptation environnementale (J. N. Kostler, E. Bruckner, H. Bibelriether 1968; Rebouillat et al. 2009). Des facteurs environnementaux tels que la profondeur de l'eau, le type de sédiment, la disponibilité des nutriments et les facteurs de stress comme les pluies acides peuvent avoir un impact significatif sur la morphologie des racines (Bai, Chen, et Chen 2014). (Fitter et al. 1991)ter a classé les systèmes racinaires en deux groupes topologiques : chevrons et dichotomiques.



**Figure 1. 7:** Répartition des branches racinaires au sein du système racinaire (a) chevrons et (b) dichotomique Fitter (1991).

La modélisation numérique est largement utilisée pour étudier la croissance et la distribution des racines. Les modèles populaires incluent RootMap, SimRoot, RootTyp, R-SWMS, et CRootBox, chacun offrant des approches spécifiques pour simuler différents aspects de l'architecture racinaire et ses interactions avec l'environnement RootMap (Diggle 1988; Lynch et al. 1997; Pagès et al. 2004; Javaux et al. 2008; Schnepf et al. 2018).

#### 1.5.4 Propriétés hydrogéologiques du système sol-racine

La végétation exerce une influence significative sur la teneur en eau du sol, l'aspiration, la perméabilité, et les trajectoires préférentielles d'écoulement des eaux souterraines (W. Wu et al. 2015). L'aspiration engendre la formation de liaisons entre les particules du sol, créant ainsi une résistance additionnelle appelée succion. Bien que l'absorption d'eau par les racines, connue sous le terme scientifique d'évapotranspiration, ait été étudiée de manière approfondie dans le domaine de l'ingénierie agricole, elle a reçu peu d'attention en géotechnique. Cependant, l'augmentation de la cohésion apparente due à cette absorption peut avoir un impact significatif. Ainsi, il est nécessaire de développer un modèle numérique intégrant les aspects mécaniques et hydrologiques du système racinaire du sol afin de calculer des facteurs de sécurité (FOS) réalistes.

L'évapotranspiration (abrégée ET) est le processus biophysique de transfert d'eau vers l'atmosphère, résultant de l'évaporation au niveau du sol et de la transpiration des plantes. Sa valeur maximale est dénommée évapotranspiration potentielle. Pour évaluer l'évapotranspiration réelle, il est essentiel de prendre en considération les conditions atmosphériques actuelles et les caractéristiques de la plante. L'estimation de cette valeur est complexe et dépend de divers facteurs. L'équation de Penman-Monteith peut être employée pour calculer l'évapotranspiration de surfaces végétalisées. Gardner (1965) a été l'un des premiers à formaliser, sur des bases physiques, cette perspective dynamique du transport de l'eau vers la racine, comme l'indique Claude Doussan en 2023. Dans cette analyse, qualifiée de microscopique car réalisée à l'échelle d'un segment de racine, les racines sont considérées comme des cylindres verticaux infiniment longs (écoulement radial). Elles prélèvent de l'eau à un débit constant dans un sol caractérisé par des propriétés hydrodynamiques très simplifiées.

Les modèles d'absorption d'eau par les racines, le lecteur peut se référer à (Feddes 1981; Feddes et al. 1988; Homae, Feddes, et Dirksen 2002; Molz 1981; Hopmans et Bristow 2002). Cette absorption peut être considérée à deux échelles darcienes différentes, nommément l'échelle mésoscopique et macroscopique (P. A. C. Raats 2015; P. A. Raats, Smiles, et Warrick 2002b; 2002a). À l'échelle macroscopique, elle est représentée dans le bilan massique volumétrique par un terme puits. À l'échelle mésoscopique, l'absorption est représentée par un flux à travers l'interface sol-racine, résultant de l'interaction des processus dans le sol et dans la plante. L'écoulement de l'eau vers ou depuis les racines individuelles des plantes peut être décrit dans le sol par une équation de diffusion non linéaire, sous certaines conditions initiales et aux limites appropriées.

### 1.5.5 Propriétés mécaniques des racines

Les caractéristiques mécaniques des racines sont connues pour jouer un rôle essentiel dans l'amélioration des caractéristiques intrinsèques du sol, notamment en ce qui concerne la résistance à la traction et le module d'Young (E) et la résistance au cisaillement (Bengough et al. 2006).

**La résistance à la traction du sol**, est une mesure de sa capacité à résister à la force de traction exercée sur lui. Les racines végétales contribuent à renforcer la structure du sol en agissant comme des ancrages, ce qui augmente la résistance à la traction du sol (Stokes et al. 2009). Cette augmentation de la résistance à la traction peut avoir un impact significatif sur la prévention de l'érosion du sol et sur sa capacité à maintenir sa structure en présence de contraintes mécaniques. Elle varie considérablement selon les espèces et les diamètres des racines. Une loi de puissance négative est fréquemment employée pour modéliser la variation de la résistance à la traction des racines en fonction de leur diamètre pour diverses espèces végétales (Mao, Zhang, et Chen 2013a; Boldrin, Leung, et Bengough 2017) :

$$T_r = \alpha D^{-\beta} \quad (1.1)$$

Où :

- $T_r$ : Résistance à la traction de la racine (MPa) ;
- $D$  : Diamètre de la racine (mm) ;
- $\alpha$  et  $\beta$  Paramètres empiriques.

Cette équation a fréquemment servi de modèle prédictif pour estimer le renforcement mécanique engendré par les racines, ce que l'on appelle la cohésion racinaire (Mao, Zhang, et Chen 2013b). Pour les espèces d'arbres, les résistances à la traction varient généralement entre 10 et 70 MPa Voici quelques exemples précis (Cofie 2001) :

- Épicéa de Sitka : 17-52 MPa;
- Pruche de l'Ouest : 14-61 MPa;
- Sapin de Douglas : 20-50 MPa;

Les espèces de graminées ont généralement une résistance à la traction plus faible, allant de 3 à 10 MPa.

**Le module d'Young (E)**, est une mesure de la rigidité du sol, c'est-à-dire sa capacité à résister à la déformation sous contrainte. Les racines végétales influent sur le module d'Young du sol en renforçant sa structure et en réduisant sa susceptibilité à la déformation (Bengough et al., 2011). Il peut être calculé à partir de la relation contrainte-déformation :

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (1.2)$$

Les données recueillies dans la littérature sur les racines d'arbres révèlent une fourchette allant de 5 à 70 MPa pour la résistance à la traction et de 200 à 600 MPa pour le module d'Young (T. H. Wu 2013). D'autres méthodes sont également employées pour estimer la résistance à la traction et le module de Young de chaque section de racine à partir de la courbe contrainte-déformation correspondante (Loades et al. 2013). Divers auteurs ont mené de nombreux tests pour évaluer les résistances à la traction et le module d'élasticité des racines, dont Wasterlund (1986) et Commandeur et Pyles (1991). Des essais sur des racines de sapin de Douglas ont estimé la résistance à la traction entre 20 et 50 MPa. Les études sur des racines de conifères ont révélé une résistance à la traction variant de 10 à 60 MPa. Les racines des espèces de graminées présentent généralement une résistance inférieure à celles des espèces d'arbres, avec des résistances axiales moyennes allant de 3 à 10 MPa, tandis que celles des arbres ont été estimées entre 10 et 70 MPa (Domżał, Gliński, et Lipiec 1991).

**La résistance au cisaillement ( $\tau$ )**, La résistance au cisaillement des racines est importante pour leur capacité à résister aux forces latérales dans le sol. Elle peut être décrite à l'aide du critère de rupture de Mohr-Coulomb :

$$\tau = c + \sigma \cdot \text{tg}(\varphi) \quad (1.3)$$

Pour les sols renforcés par les racines, cette équation est souvent modifiée pour inclure la contribution des racines :

$$\tau = c + \sigma \cdot \text{tg}(\varphi) + \Delta S \quad (1.4)$$

Avec  $\Delta S$  représente la résistance au cisaillement supplémentaire fournie par les racines. Il convient de noter que ces propriétés biomécaniques évoluent au fil du temps sous l'influence de la composition chimique des racines, notamment la teneur en cellulose et en lignine (Genet et al. 2005; Saifuddin et Osman 2014 ; Zhang et al., 2014). D'autres facteurs tels que le type de plante (Loades et al. 2013), l'âge des racines (Dumlao et al. 2015; Loades et al. 2015), la teneur en eau (Yang et al., 2016), la quantité de nutriments (Deljouei et al. 2020), et les contraintes mécaniques (D. Chiatante et al. 2003; Donato Chiatante et al. 2003; Loades et al. 2013) contribuent également à ces variations.

## 1.6 Modélisation du renforcement des sols par les racines

La modélisation du renforcement des sols par les racines est un domaine de recherche crucial, cherchant à représenter les interactions complexes entre la végétation et le sol. Diverses approches, incluant des modèles expérimentaux, analytiques et numériques, ont été développées pour comprendre et prédire les mécanismes de renforcement des sols. Ces modèles ont pour objectif d'améliorer la stabilité des pentes et d'évaluer l'impact de la végétation sur la résistance des sols (Schwarz et al. 2015).

Les tests en laboratoire et in situ montrent que les racines des plantes, telles que celles du vétiver, augmentent significativement la résistance au cisaillement des sols (Mickovski et Van Beek 2009; Meng, Zhao, et Yang 2020; Docker et Hubble 2008). Des essais de cisaillement direct et des tests d'arrachage des racines ont également mis en évidence l'effet des racines sur le renforcement du sol (Zhu et al. 2022; Abe et Ziemer 1991; Waldron et Dakessian 1981 ; Operstein & Friedman 2000).

Les modèles analytiques, tels que ceux proposés par (Waldron 1977) et Wu et al. (1979), quantifient le renforcement des sols en fonction de la force de traction maximale des racines. Le modèle Fiber Bundle (Pollen et Simon 2005) a été largement utilisé pour estimer la résistance racinaire. Des modèles plus avancés comme le Root Bundle Model (RBM) et sa version améliorée (RBMw) ont été développés pour mieux comprendre la distribution spatiale des racines et leur résistance ultime (Schwarz et al., 2010a, 2010b, 2013).

Les modèles numériques, notamment basés sur les méthodes des éléments finis et discrets, sont essentiels pour évaluer la stabilité des pentes renforcées par des racines (Boutaghane, Boubaa, et Arabet 2022; Bai et al. 2021; Mao et al. 2014). Ces modèles prennent en compte la résistance en traction des racines, leur orientation et leur densité (Meijer et al. 2024; Likitlersuang, Takahashi, et Eab 2017), permettant ainsi une évaluation précise des performances des sols renforcés par la végétation.

### 1.6.1 Modèles analytiques

**Le modèle Wu-Waldron WWM**, Le modèle Wu-Waldron a été développé initialement par Waldron (1977), puis affiné par (T. H. Wu, McKinnell Iii, et Swanston 1979). Il est devenu l'un des modèles les plus utilisés pour estimer la cohésion supplémentaire apportée par les racines dans le sol. Le modèle Wu-Waldron exprime la cohésion additionnelle ( $\Delta S$ ) apportée par les racines comme suit :

$$\Delta S = k \cdot T_r \cdot (RAR) \quad (1.5)$$

Où :

- $\Delta S$  est la cohésion additionnelle fournie par les racines.
- $T_r$  est la résistance à la traction des racines.
- $RAR$  est le rapport entre la surface des racines et la surface du sol
- $k$  est un facteur de multiplication prenant en compte l'effet de l'orientation des racines lors de leur défaillance, souvent supposé comme  $k = 1,2$  (Wu et al. 1979).

**Limitations et critiques :** Bien que largement utilisé, le modèle Wu-Waldron a fait l'objet de critiques ces dernières années. Des expériences menées par de nombreux auteurs ont montré que ce modèle a tendance à surestimer les renforcements en raison de l'hypothèse

sous-jacente selon laquelle toutes les racines se cassent simultanément (Operstein et Frydman 2000 ; Loades et al. 2010 ; Liang et al. 2017). En réalité, les racines mobilisent leur résistance de manière séquentielle (certaines se cassent avant d'autres), ce qui réduit le renforcement. La mobilisation séquentielle des racines peut être influencée par :

- Variation inter-diamètres : La variation des diamètres des racines entraîne des différences dans les propriétés biomécaniques telles que la résistance à la traction et la rigidité (Loades et al. 2013; Boldrin, Leung, et Bengough 2017), liées aux différences de topologie et d'anatomie des racines (Loades et al. 2013 ; Mao et al. 2018).
- Variation intra-diamètre : Les propriétés biomécaniques et la topologie varient même entre les racines de même diamètre, indiquant qu'aucune racine n'est identique (Schwarz et al. 2013 ; Mao et al. 2018).
- Variation de l'architecture des racines : Différences dans les orientations des racines (Thomas et Pollen-Bankhead 2010) et la ramification des racines (Mao et al. 2018 ; Meijer et al. 2019b).
- Variation de l'ancrage des racines : Les racines varient dans leurs capacités d'ancrage, certaines glissant plus facilement et d'autres ne parvenant pas à la rupture en traction si l'ancrage est insuffisant (Waldron 1977; Pollen 2007). Pour pallier ces limitations, des modèles plus complexes ont été développés, notamment :

**Modèle Fiber Bundle (FBM) (Rip-Root) :** Le modèle Fiber Bundle (FBM) est un modèle analytique simplifié utilisé pour comprendre et prédire la résistance mécanique des systèmes racinaires en interaction avec le sol. Ce modèle considère le système racinaire comme un faisceau de fibres (racines) qui contribue à la cohésion du sol et à sa stabilité. Le modèle de faisceau de fibres a été développé à l'origine par Daniels en 1945 pour être utilisé dans l'industrie des matériaux afin de comprendre les matériaux composites. Il a ensuite été adapté aux études de renforcement des racines, Pollen et Simon (2005) étant parmi les premiers à l'appliquer aux problèmes de stabilité des berges. Le FBM fonctionne en :

- Considérant les racines comme un faisceau de fibres parallèles ;
- Répartissant la charge totale appliquée sur ces fibres ;
- Vérifiant si la charge sur chaque racine individuelle dépasse sa résistance ;
- Prenant en compte la rupture progressive des racines lors d'une rupture par cisaillement.

La répartition de la charge entre les racines non rompues est souvent basée sur le diamètre des racines, une pratique courante dans la littérature sur le renforcement racinaire. L'équation directrice d'un modèle de faisceau de fibres peut donc s'écrire comme Thomas & a Pollen-Bankhead (2010) :

**Charge pour rompre la nième fibre  
= fonction de répartition  $x$  chargé tolare appliquée**

Le renforcement racinaire ( $c_{r,u,FBM}$ ) prédit par le FBM est souvent calculé comme suit :

$$c_{r,u,FBM} = k'' \cdot c_{r,u,WWM} \quad (1.6)$$

Où :

- $c_{r,u,FBM}$  est le renforcement maximal des racines prédit par le FBM ;
- $k''$  : est un facteur de réduction tenant compte de la mobilisation séquentiel ;
- $c_{r,u,WWM}$  : est le renforcement racinaire prédit par le modèle Wu et Waldron.

La résistance à la traction des racines individuelles est souvent modélisée à l'aide d'une relation de loi de puissance :

$$T_r = \alpha \cdot d^{-\beta} \quad (1.7)$$

Où :

- $T_r$  est la résistance à la traction de la racine (MPa).
- $d$  est le diamètre de la racine (mm).
- $\alpha$  et  $\beta$  sont des paramètres empiriques spécifiques à l'espèce.

**Root Bundle Model (RBM)**, ce modèle a été développé comme une amélioration des modèles précédents de renforcement racinaire. Il fait partie de la famille des modèles de faisceaux de fibres (Fibre Bundle Models ou FBM) appliqués aux systèmes racinaires.

Le RBM original a été proposé par Schwarz et al. en 2010. Il visait à caractériser quantitativement le renforcement mécanique du sol par les racines. Le modèle traite les racines comme des fibres qui peuvent se briser progressivement sous une charge croissante, à l'instar des modèles de faisceaux de fibres utilisés en science des matériaux. Les Principales caractéristiques du RBM original :

- Considère la redistribution de la charge entre les racines intactes restantes après la rupture d'une racine individuelle;
- Tient compte de la variabilité du diamètre des racines au sein d'un faisceau ;
- Intègre la distribution spatiale des racines.

En 2013, Schwarz et al. ont amélioré le RBM en introduisant une fonction de survie de Weibull, créant ainsi le RBMw. Cette amélioration a permis une représentation plus précise de la variabilité de la résistance des racines. La formule clé pour RBMw est :

$$F(x) = \sum_1^n F_i(x) \cdot \varphi_i(x) \quad (1.8)$$

Où :

- $F(x)$  est la force totale du faisceau de racines au déplacement  $x$  ;
- $F_i(x)$  est la fonction force-déplacement pour une seule racine de diamètre  $i$  ;
- $\varphi_i(x)$  est la fonction de survie pour les racines de diamètre  $i$ .

La fonction de survie de Weibull est donnée par :

$$\varphi(x) = \exp\left(-\left(\frac{x-x_0}{\lambda}\right)^\beta\right) \quad (1.9)$$

Où :

- $x$  est le déplacement ;
- $x_0$  est le déplacement au début de la rupture des racines ;
- $\lambda$  est le paramètre d'échelle ;
- $\beta$  est le paramètre de forme.

### 1.6.2 Modèles Numériques

Les modèles numériques de renforcement des sols par les racines sont essentiels pour évaluer la stabilité des pentes et des sols. Plusieurs approches ont été développées pour modéliser ce renforcement, notamment les méthodes des états limites (LEM), les méthodes des éléments discrets (DEM) et les méthodes des éléments finis (FEM). Les modèles numériques reposant sur les méthodes FEM ont été comparés à des essais de cisaillement direct sur le terrain, montrant leur capacité à reproduire avec précision le comportement du sol renforcé par des racines (Meijer et al., 2024; Likitlersuang et al., 2017). En outre, des modèles discrets de renforcement des sols granulaires par les racines des plantes mettent en évidence l'importance de comprendre les mécanismes d'interaction sol-racine pour une évaluation précise des performances (Bourrier et al., 2013, Mao et al., 2014, M.J. Jiang).

Dans le cadre d'une approche alternative et complémentaire, Fakhri et al (2016) a utilisé un modèle numérique basé sur la méthode des éléments discrets (DEM) pour simuler la croissance racinaire dans un milieu granulaire. Cette thèse, intitulée *Modélisation numérique discrète de la croissance racinaire dans un sol : relation force-forme*, explore comment la structure hétérogène d'un sol granulaire influence les trajectoires de croissance des racines. Fakhri a démontré que la distribution des forces de contact dans le sol influe sur les déformations et orientations des racines en croissance, montrant ainsi l'impact du sol sur la biomécanique racinaire. En particulier, ses travaux mettent en évidence deux régimes de croissance racinaire : l'un où la structure du sol contrôle la trajectoire de la racine, et l'autre où la rigidité de la racine prédomine. Cette approche innovante, qui introduit une corrélation entre la force moyenne exercée par le sol et les redirections des racines, constitue un cadre de référence important pour la modélisation de l'interaction sol-racine dans les études de renforcement.

De plus, des travaux récents ont souligné les limites des FEM dans la simulation des interactions complexes sol-racine, les incitant à intégrer des approches DEM pour traiter les grandes déformations et mieux représenter les états limites de service (Bai et al., 2021).

### 1.6.3 Choix de la méthode

La méthode des éléments discrets (MED) émerge comme une approche prometteuse pour modéliser les phénomènes complexes du renforcement des sols par les racines. Son approche a été justifiée par sa capacité à capturer les comportements individuels des particules constitutives du sol et des racines, permettant ainsi une représentation réaliste des interactions à l'échelle microscopique offrant une compréhension détaillée des mécanismes de renforcement.

Bourrier et al (2013) ont mené une étude sur la modélisation discrète du renforcement des sols granulaires par les racines des plantes. Leurs travaux se sont concentrés sur comment les interactions entre les racines et le sol varient en fonction des propriétés du sol et des racines, offrant ainsi une compréhension détaillée des mécanismes de renforcement. De plus, Mao, Yang et al (2014) ont évalué des modèles de renforcement des racines à l'aide d'approches de modélisation numérique par éléments discrets, fournissant ainsi un aperçu de l'évaluation du renforcement des racines par cet approche. En outre, des études telles que celle de (Fakih 2016; Ranjan, Katuri, et Khanna 2015) ont utilisé la MED pour modéliser la croissance des racines en se basant sur des interactions dynamiques entre les éléments de croissance des racines et les éléments du sol.

Bien que la méthode des éléments discrets offre de nombreux avantages pour la modélisation de renforcement racinaires, il est important de noter que des adaptations sont nécessaires pour capturer pleinement la complexité entre les racines végétales et le sol dans le contexte géotechnique. Des études telles que celle de Bai et al., 2021 ont abordé ces adaptations en utilisant la MED pour analyser les propriétés mécaniques du sol renforcé par les racines, mettant en évidence la nécessité de considérer les paramètres spécifiques des racines et leur interaction avec le sol.

En outre, l'étalonnage des paramètres dans les modèles basés sur les éléments discrets présente souvent une complexité notable, car elle nécessite des données expérimentales précises pour garantir la validité des résultats. De nombreuses études ont exploré cette problématique, mettant en évidence l'importance de cette étape pour assurer la fiabilité des simulations (Ghodki et al. 2019; Bai et al. 2021; Boikov, Savelev, et Payor 2018) . À titre d'exemple, Coetzee (2017) a mené une revue détaillée sur la calibration de la méthode des éléments discrets, soulignant son rôle central dans l'obtention de résultats précis et fiables (Coetzee 2017).

## 1.7 Conclusion

Cette revue de littérature a mis en lumière l'importance et le potentiel de renforcement des sols par les racines végétales comme une alternative écologique et économique aux méthodes traditionnelles. Nous avons exploré les différentes techniques de renforcement des sols, en mettant l'accent sur les mécanismes complexes par lesquels les racines améliorent la stabilité et la résistance des sols. L'analyse des aspects biologiques des racines, de leur architecture, et de leurs propriétés mécaniques et hydrogéologiques a révélé la nature multidimensionnelle de leur interaction avec le sol.

Les modèles analytiques et numériques existants, bien qu'utiles, présentent des limitations dans leur capacité à capturer pleinement la complexité des interactions sol-racine. Ces limitations soulignent la nécessité d'approches de modélisation plus avancées et plus précises. En particulier, la nature discrète et hétérogène du système sol-racine suggère que des méthodes de modélisation capables de représenter ces caractéristiques à une échelle fine pourraient offrir des informations précieuses.

C'est dans ce contexte que la modélisation par éléments discrets (DEM) émerge comme une approche prometteuse. Cette méthode, qui sera explorée en détail dans le chapitre suivant, offre la possibilité de simuler le comportement des particules de sol et des racines individuelles, ainsi que leurs interactions complexes. La DEM permet de prendre en compte la nature discontinue du sol, les propriétés mécaniques des racines, et les forces de contact entre les différents éléments du système.

**Chapitre 2**

---

**Principes fondamentaux de la modélisation par éléments  
discrets**

---

## 2.1 Introduction

La modélisation numérique des milieux granulaires, tels que les sols, les roches et les matériaux de construction, représente un défi majeur dans de nombreux domaines de l'ingénierie, de la géologie et des sciences des matériaux. La nature essentiellement discontinue et hétérogène de ces matériaux pose des difficultés considérables pour leur étude, mettant en évidence les limites des approches continues classiques. C'est dans ce contexte que la méthode des éléments discrets (MED), développée par Cundall et Strack dans les années 1970, a émergé comme une solution innovante. Cette approche, fondée sur une description microscopique des interactions entre particules, offre une simulation réaliste du comportement des milieux granulaires en intégrant leur nature discontinue et hétérogène.

Dans le cadre de cette thèse, qui se concentre sur la modélisation du renforcement des sols par les racines végétales, l'application de la MED revêt une importance particulière. L'introduction des racines dans le sol crée une hétérogénéité supplémentaire que les approches continues traditionnelles peinent à capturer de manière adéquate. La MED, en revanche, permet de modéliser ces interactions complexes entre le sol et les racines à l'échelle microscopique.

Ce chapitre vise à présenter de manière approfondie les principes fondamentaux de la méthode des éléments discrets. Nous explorons en détail les différents aspects de cette méthode, en commençant par la cinématique de contact, puis en examinant le calcul des forces d'interaction, et enfin en abordant les algorithmes de résolution. Une attention particulière sera à portée des concepts cruciaux de quasi-staticité, de conditions aux limites, et de volume élémentaire représentatif (VER), qui jouent un rôle déterminant dans la pertinence et la fiabilité des résultats obtenus.

Ces principes fondamentaux serviront de base solide pour les développements ultérieurs de cette thèse. Les chapitres suivants s'appuieront sur ces concepts pour développer un modèle spécifique au comportement des sables renforcés par les racines végétales. Nous explorons comment intégrer de manière adéquate les effets du renforcement racinaire dans le cadre de la MED, ouvrant ainsi la voie à une compréhension plus profonde et plus précise de ce phénomène complexe.

## 2.2 Présentation générale

La compréhension du comportement des sols actuellement repose principalement sur des méthodes empiriques appliquées lors d'essais en laboratoire et sur le terrain. Cependant, l'émergence de techniques numériques telles que la méthode des éléments finis, la méthode de différences finies et la méthode des éléments discrets ouvre de nouvelles perspectives pour approfondir scientifiquement notre compréhension du

comportement des sols. Ces avancées offrent des opportunités considérables d'améliorer notre capacité à prédire et anticiper les comportements du sol. Notamment, la méthode des éléments discrets (DEM) a gagné du terrain en raison de sa capacité à modéliser des phénomènes qui ne peuvent pas être capturés de manière adéquate par les approches traditionnelles basés sur la mécanique des milieux continus, tels que l'érosion interne, la contractance, la dilatance dans les milieux granulaires et la localisation des déformations (Muir Wood, Maeda, et Nukudani 2010; X. Wang et al. 2021; Hicher, Marot, et Sibille 2018; Cividini et al. 2009; Cividini et Gioda 2004; Hu, Zhang, et Yang 2020; Yuan Guo, Yang, et Yu 2018; Abdoulaye Hama et al. 2016; Sirono 2011; Du Bernard, Eichhubl, et Aydin 2002).

Par ailleurs, la capacité du DEM à simuler les interactions grain-fluide et son potentiel pour des approches couplées avec d'autres méthodes numériques, comme la méthode de Boltzmann sur réseau, a été soulignée (Mansouri, El Youssoufi, et Nicot 2017; Lominé et al. 2013; Jiang et al. 2022).

Cela souligne la polyvalence du DEM dans la capture de processus géotechniques complexes impliquant à la fois des phases solides et fluides. De plus, les références discutent également de l'intégration du DEM avec d'autres méthodes numériques, telles que la Dynamique des fluides computationnelle (CFD), la méthode du point matériel (MPM) et l'hydrodynamique des particules lissées (SPH), pour la modélisation et l'analyse multi-échelles de problèmes géomécaniques (X. Li et Zhao 2018; Zhao et Liang 2018; Scherer et al. 2016; P. Liu et al. 2016). Cette intégration du DEM avec des techniques numériques complémentaires élargit encore son applicabilité dans le traitement de phénomènes géotechniques complexes.

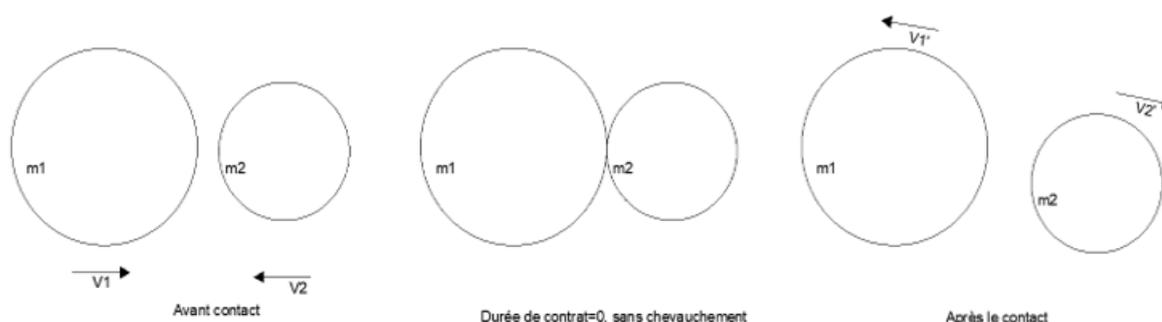
Les références examinées soulignent clairement l'essor majeur du modèle numérique discret (DEM) en ingénierie géotechnique. Elles fournissent une analyse approfondie de ses multiples applications, de ses capacités et de ses perspectives, contribuant ainsi à faire progresser la compréhension et la prédiction du comportement des sols. Au cours de la dernière décennie, la modélisation discrète a été largement exploitée dans une diversité de domaines de recherche, permettant des études approfondies sur de nombreux thèmes de recherche :

1. Analysis of soil-structural interface behavior using three-dimensional DEM simulations , XY Jing 2018;
2. 3D DEM Simulations of Undrained Triaxial Behaviour with Preshearing History, Gong & Chan (2012) ;
3. Comparison of the implementation of three common types of coupled CFD-DEM model for simulating soil surface erosion, Yuan Guo al. 2017 ;
4. A coupled SPFEM/DEM approach for multiscale modeling of large-deformation geomechanical problems, Ning Guo et al. 2020 ;
5. Analysis of soil-structural interface behavior using three-dimensional DEM simulations, XY Jing et al. 2017 ;
6. Peridynamic Investigation on Crushing of Sand Particles, F. Zhu & J.Zhao 2019 ;

7. Slope Stability Analysis and Discontinuous Slope Failure Simulation by Elasto-Plastic Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH), HH Bui et al. 2011 ;
8. Combined Finite-Discrete Element Method in Transient Dynamics of Fracturing Solids, A Munjiza et al. (1995) ;
9. Frictional Contact Algorithms in SPH for the Simulation of Soil-Structure Interaction, J Wang & D Chan (2013) ;
10. An Improved SPH Method for Saturated Soils and Its Application to Investigate the Mechanisms of Embankment Failure, HH. Bui et al 2011;
11. Modeling the Simultaneous Effects of Particle Size and Porosity in Simulating Geo-Materials, J Sun & Y Huang 2022.

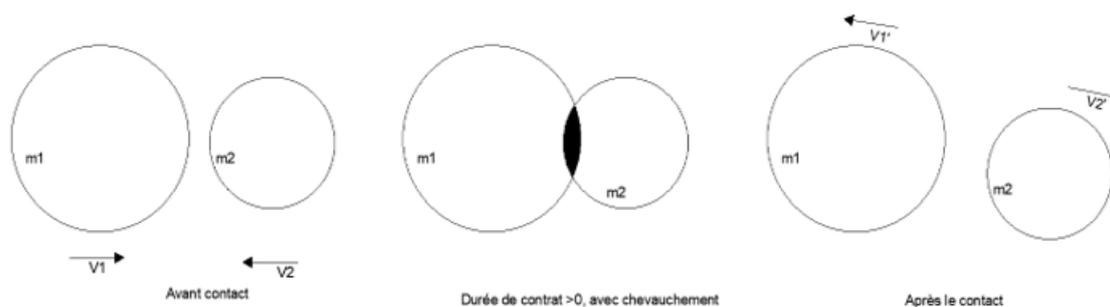
Dans cette méthode, les grains sont modélisés par des éléments indépendants les uns des autres qui interagissent via les points de contact, régis par les lois déterministes de la mécanique classique. Les déformations globales du milieu résultent du mouvement relatif des grains, soumis aux équations du mouvement de Newton. J. Duran (2000) et H.P. Zhu et al. (2007) classent les techniques numériques utilisées en DEM en deux catégories principales (Duran 2000; Zhu et al. 2007) :

**Modèles de sphères rigides**, ces méthodes, telles que la Dynamique des Contacts (DC) introduite par (Moreau 1994; Radjai et al. 1998; Jean 1999), reposent sur l'approche des particules rigides ou dures, souvent appelées méthodes "collisionnelles" (O'Sullivan 2011) ou "événementielles" (*Event Driven - ED*), également connues sous le nom de *Non Smooth-DEM*. La méthode DC est particulièrement pertinente dans le contexte des modèles de sphères rigides et de la dynamique des systèmes multicorps, où elle fournit un cadre pour comprendre le comportement des corps rigides lors de contact (Z.-Q. Feng et al. 2008).



**Figure 2. 1 :** Illustration de l'approche des sphères rigides dans la modélisation des contacts.

**Modèles de sphères souples**, ces méthodes, comme la Méthode des Éléments Discrets (DEM) initiée par Cundall et Strack, sont basées sur l'approche des particules souples, parfois appelées Smooth-DEM. La différence principale entre ces méthodes réside dans la manière dont elles traitent l'interpénétration des particules. Les modèles de sphères souples permettent un chevauchement au niveau des contacts, tandis que les modèles de sphères rigides n'en tolèrent aucun. Une visualisation schématique de cette approche est présentée dans la figure 2.2.



**Figure 2. 2:** Illustration de l'approche des sphères souples dans la modélisation des contacts.

Les modèles **Non Smooth-DEM** se basent sur la conservation des quantités de mouvement, où les forces de contact entre particules sont implicitement prises en compte. Lors des collisions, l'énergie se dissipe par déformation plastique et chaleur, entraînant une perte de quantité de mouvement caractérisée par un coefficient de restitution élastique. Ces approches conviennent bien à décrire les systèmes avec un écoulement granulaire rapide, surtout lorsque le matériau est partiellement ou complètement fluidisé (Hoomans et al. 1996; Campbell et Brennen 1985). Cependant, malgré leur efficacité temporelle supérieure par rapport à d'autres méthodes, elles échouent à capturer les subtilités des réponses des matériaux denses impliquant de multiples contacts simultanés (Delaney, Inagaki, et Aste 2007). De plus, elles ne parviennent pas à modéliser de manière précise les forces de friction entre les particules en interaction. Étant moins utilisées dans la recherche ou la pratique géotechnique, ces approches ne sont pas explorées en détail dans le cadre de cette thèse.

L'approche **Smooth-DEM**, également connue sous le nom d'approche des sphères souples, se concentre sur des particules rigides capables de se chevaucher aux points de contact. Ces méthodes résolvent les équations gouvernant l'équilibre dynamique de translation et de rotation des grains en contact en utilisant le Principe Fondamental de la Dynamique avec un schéma d'intégration explicite pour chaque grain. Cette approche privilégie des formes simples telles que des disques en 2D ou des sphères en 3D pour simplifier la modélisation. Les grains sont considérés légèrement déformables, et les forces de contact sont calculées à l'aide de modèles simples basés sur les déformations des grains, comme des ressorts, des patins et des amortisseurs. Cette simplification des formes et l'utilisation de modèles de contact simples réduisent le coût de calcul, permettant ainsi l'analyse de systèmes comportant un grand nombre de particules. Bien qu'il existe plusieurs algorithmes relevant de cette catégorie de "Smooth DEM", la méthode des éléments discrets, initialement décrite par Cundall et Strack (1979a), est la plus couramment utilisée en géotechnique. Dans la suite, nous présenterons les principes, les bases mécaniques et numériques de cette méthode des éléments discrets, que nous utiliserons dans le cadre de cette thèse.

### 2.3 Description de la méthode des éléments discrets

La méthode des éléments discrets (DEM), élaborée par Cundall et Strack, tire son inspiration de la dynamique moléculaire et se différencie de l'approche conventionnelle de la mécanique des milieux continus pour simuler le comportement mécanique des matériaux granulaires, notamment les sols. Fondée sur une approche Lagrangienne, elle détermine la position, la vitesse et l'orientation des grains à chaque pas temporel, calculant de manière incrémentielle leurs trajectoires selon les équations du mouvement. L'algorithme repose sur la détection des contacts entre grains, le calcul des forces de contact via des lois d'interaction appropriées pour les forces normales et tangentiels, et l'intégration des équations de mouvement selon des schémas d'intégration explicites spécifiques. Pendant chaque cycle de calcul, les forces de contact et les accélérations évoluent de manière complexe dans le temps, nécessitant une discrétisation du temps suffisamment petit  $dt$  pour prédire avec précision les accélérations, vitesses et positions. D'où, une discrétisation du temps en pas suffisamment petit  $dt$  est nécessaire afin de prédire de manière précise les accélérations, les vitesses et les positions.

Cette méthode implique un grand nombre de calcul, ce qui engendre des coûts de calcul considérables. Cependant, diverses techniques telles que l'utilisation de liste voisinage ou le découpage en cellules permettent d'éviter la recherche de contacts parmi toutes les possibilités, réduisant ainsi le temps de calcul en éliminant des calculs inutiles et excessivement longs. Les forces extérieures agissant sur le système sont principalement la gravité, les forces issues des contacts entre grains et éventuellement les forces hydrodynamiques. Compte tenu de la tolérance des grains à une légère interpénétration, les lois décrivant les forces de contact peuvent être explicitement formulées en fonction de ces infimes déformations. Ainsi, pour décrire le mouvement des grains, les équations reposent sur la deuxième loi de Newton afin de calculer les accélérations de ces grains :

$$\begin{cases} m_i \vec{\ddot{x}}_i = \sum_{i \neq j} \vec{F}_{ij}^{contact} + m_i \vec{g} \\ I_i \vec{\ddot{\phi}}_i = \sum_j \vec{M}_{ij}^{contact} \end{cases} \quad (2.1)$$

Où  $m_i$  et  $I_i$  sont la masse et le moment d'inertie du grain  $i$ ,  $\vec{\ddot{x}}_i$  et  $\vec{\ddot{\phi}}_i$  sont les accélérations de translation et de rotation,  $\vec{F}_{ij}^{contact}$  est la force d'interaction appliquée par un grain  $j$  sur le grain  $i$ ,  $\vec{g}$  est l'accélération de la gravité.  $\vec{M}_{ij}^{contact}$  est le couple provoqué par les forces de contact sur le grain  $i$ . Pour simplifier, les forces de contact sont décomposées en deux composantes, une composante normale et une composante tangentielle.

La composante normale de la force intergranulaire est calculée en considérant la distance d'interpénétration des grains en contact, tandis que la composante tangentielle est obtenue à partir du déplacement relatif cumulé des points de contact dans une direction orthogonale à l'orientation normale du contact.

### 2.3.1 La cinématique de contact entre deux éléments

Considérons l'interaction entre deux disques,  $i$  et  $j$ , caractérisés respectivement par leurs rayons  $r_i$  et  $r_j$ , et leurs centres d'inertie  $G_i$  et  $G_j$  (voir Figure 2.3). Dans le repère global  $G (O, \vec{x}, \vec{y}, \vec{z})$  et à l'instant  $t$ , leurs positions sont représentées par  $\vec{x}_i$  et  $\vec{x}_j$ , tandis que leurs orientations par rapport à l'axe des abscisses sont définies par les angles  $\vec{\theta}_i$  et  $\vec{\theta}_j$ . Leurs vitesses de translation respectives sont  $\vec{u}_i = \frac{d\vec{x}_i}{dt}$  et  $\vec{u}_j = \frac{d\vec{x}_j}{dt}$ . Leurs vitesses angulaires respectives sont également définies par  $\vec{\omega}_i = \frac{d\vec{\theta}_i}{dt}$  et  $\vec{\omega}_j = \frac{d\vec{\theta}_j}{dt}$ . Le point de contact entre ces deux éléments se situe au point C, le long de la normale  $\vec{n}$ , orientée du grain  $j$  vers le grain  $i$ . La distance d'interpénétration entre les grains  $i$  et  $j$ , notée  $D_n$ , permet de détecter s'il y a contact ou non est dénie géométriquement par :

$$D_n = \|\vec{x}_j - \vec{x}_i\| - r_i - r_j \quad (2.2)$$

- $D_n < 0$  : Les deux grains s'interpénètrent ;
- $D_n = 0$  : Les deux grains sont exactement au contact ;
- $D_n > 0$  : Les deux grains ne se touchent pas.

Le vecteur unitaire normal  $\vec{n} = \begin{pmatrix} n_x \\ n_y \end{pmatrix}$  dirigé de  $i$  vers  $j$  est défini par :

$$\vec{n} = \frac{(\vec{x}_j - \vec{x}_i)}{\|\vec{x}_j - \vec{x}_i\|} \quad (2.3)$$

Le vecteur unitaire tangentiel perpendiculaire à  $\vec{n}$  dans la direction trigonométrique  $\vec{s} = \begin{pmatrix} s_x \\ s_y \end{pmatrix}$  est défini par :  $\vec{s} = -\vec{n} \times \vec{z}$  soit :  $\vec{s} = \begin{pmatrix} -n_y \\ n_x \end{pmatrix}$ .

La Vitesse relative entre les grains  $i$  et  $j$  au point de contact C est donnée par:

$$\vec{V}_{ji} = (\vec{v}_j + \vec{\omega}_j \times \vec{G}_j\vec{C}) - (\vec{v}_i + \vec{\omega}_i \times \vec{G}_i\vec{C}) = (\vec{v}_j - \vec{v}_i) - (r_j \cdot \vec{\omega}_j + r_i \cdot \vec{\omega}_i) \times \vec{n} \quad (2.4)$$

Cette vitesse relative peut être décomposée en vitesse normale  $V_n$  et Vitesse tangentielle  $V_s$ :

$$\begin{cases} V_n = \vec{V}_{ji} \cdot \vec{n} \\ V_s = \vec{V}_{ji} \cdot \vec{s} \end{cases} \quad (2.5)$$

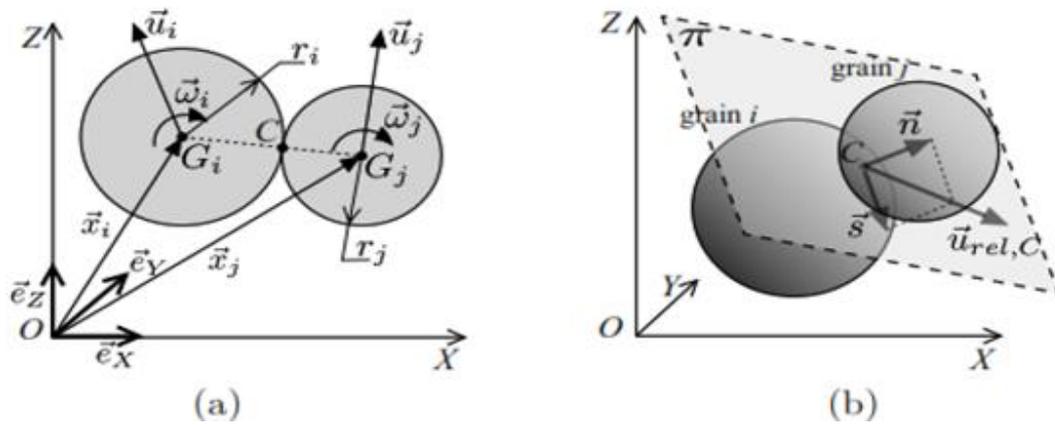


Figure 2.3 : (a) Description cinématique du milieu granulaire, (b) Repère local de contact (Source, M.Mansouri 2014).

### 2.3.2 Forces de contact

Le calcul des forces de contact est une étape clé dans le processus de calcul en éléments discrets. À chaque intervalle de temps, les accélérations sont calculées sur la base des forces après la mise à jour des positions. En effet, chaque grain accumule des forces  $\vec{F}$  et moments  $\vec{M}$  d'interactions à partir des contacts auxquels il est soumis. Afin de déterminer ces efforts, ou réactions entre les grains, il y'a deux séries de calculs principales, il s'agit d'un premier temps d'identifier les grains qui sont en contact « liste de voisins », puis, les forces de contact sont calculées en utilisant des lois d'interactions appropriées dans une série de calculs distincte.

A chaque point de contact, Une force de contact est décomposée en deux composantes orthogonales, une composante normale  $\vec{F}_n$  et une composante tangentielle  $\vec{F}_s$  (Z. Li et al. 2022; Crassous 2023; Berry, Zhang, et Haeri 2023). Les forces tangentielles engendrent systématiquement des moments (Mahboubi, Ghaouti, et Cambou 1996), tandis que les forces normales ne produiront un moment que si leurs lignes d'action ne traversent pas le centre de gravité du grain, ou si les grains ne sont pas circulaires dans un modèle en 2D ou sphériques dans un modèle en 3D (Saidani, Mansouri, et Khellaf 2022).

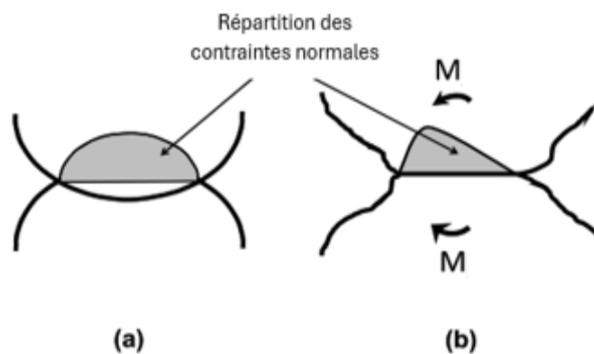


Figure 2.4: Répartition des contraintes normales: (a) Contacts entre disques lisses (b) Cas général avec contacts non conformes.

Les éléments de la force  $\vec{F}$  et du moment  $\vec{M}$  se lient aux variables locales via des lois d'interaction, définissant ainsi leur relation. L'intégration de ces lois dans un code de calcul numérique privilégie généralement des lois simples, en accordant une attention particulière aux lois nécessitant moins d'opérations physiques réels pour garantir des temps de calculs efficaces. Sutmann (2002) estime que ces calculs représentent 90 % du temps de simulation DEM. Néanmoins, ce choix de simplicité ne doit pas compromettre la qualité de la description des phénomènes physiques réels. Cependant, la réaction entre la charge et la déformation lors du contact entre deux particules de sol est extrêmement complexe. Zhu et al. (2007) ont souligné la difficulté de décrire de manière précise ce contact entre les particules, du fait que la distribution des contraintes de contact dépend de multiples facteurs tels que la géométrie des particules, les propriétés du matériau et le mouvement des particules.

À une échelle plus fine, les aspérités des surfaces des particules entrent d'abord en contact, et ensuite, par leur déformation, les particules interagissent dans une zone de taille très petite. Pour simplifier la représentation analytique, les particules DEM sont souvent modélisées comme des surfaces lisses avec des formes des sphères en 3D ou des disques en 2D, la plupart des modèles DEM simplifiant le contact pour le réduire à un point unique. Le chevauchement entre les particules rigides est considéré comme déformation. Ces lois d'interaction sont représentées à l'aide des modèles rhéologiques, agissant respectivement dans les directions normale et tangentielle.

Le calcul des forces normales et tangentes est indépendant, réalisé séparément l'un de l'autre. Ces modèles rhéologiques peuvent inclure des modèles de ressort, d'amortissement et de frottement et sont souvent appelés modèles constitutifs de contact ou modèles de contact (Fig 3.5). Pour rendre les modèles de contact plus réalistes, il est possible de combiner des systèmes de ressorts et d'amortisseurs de différentes manières ou en en spécifiant des relations force-déplacement non linéaires pour les ressorts de contact.

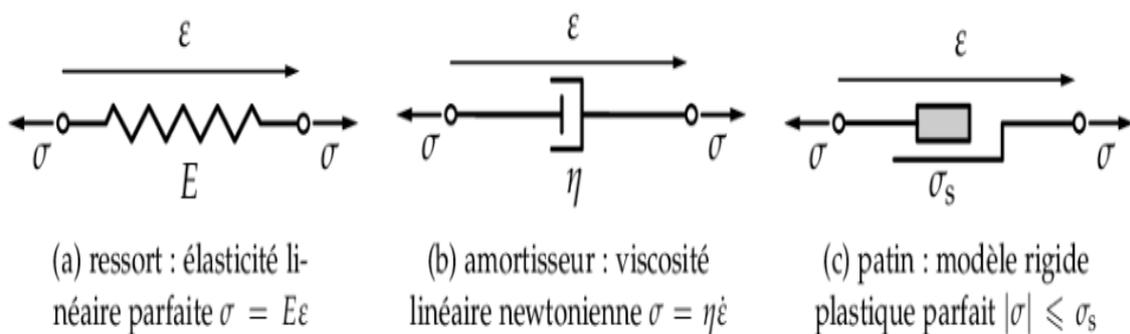


Figure 2. 5: Modèles rhéologiques de base.

Bien qu'il existe un nombre infini de combinaisons possibles, il existe quelques modèles composites standards courants, illustrés dans la figure 3.6.

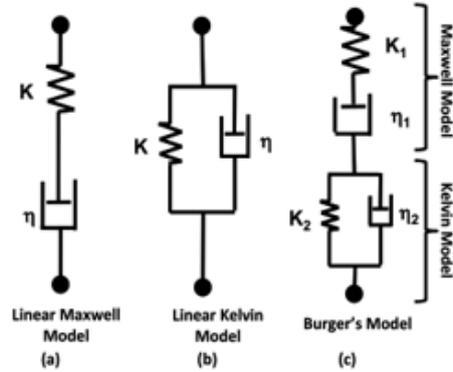


Figure 2. 6: Représentation graphique des modèles rhéologiques composites classiques.

2.3.2.1 Forces normales

Les modèles de type Kelvin sont privilégiés par de nombreux modélisateurs en DEM pour leur capacité à représenter l'hystérésis dans la réponse charge-déformation, capturant les réponses linéaires pendant le chargement et le déchargement et permettant la dissipation de l'énergie (Cámara et al. 2023; Ren et al. 2020; Gbadam et Frimpong 2017; D. Wang, De Boer, et Ghanbarzadeh 2022; Darabi et Rongong 2012).

L'amortissement visqueux est souvent incorporé dans les modèles viscoélastiques de type Kelvin pour capturer les comportements dépendants du temps tels que le fluage dans les applications géomécaniques (Nguyen et al. 2021; H. Liu, Polak, et Penlidis 2008). Le modèle de Kelvin-Voigt, qui consiste en un arrangement parallèle d'un ressort linéaire et d'un amortisseur visqueux (Woodhouse 1998; Mathis et al. 2020).

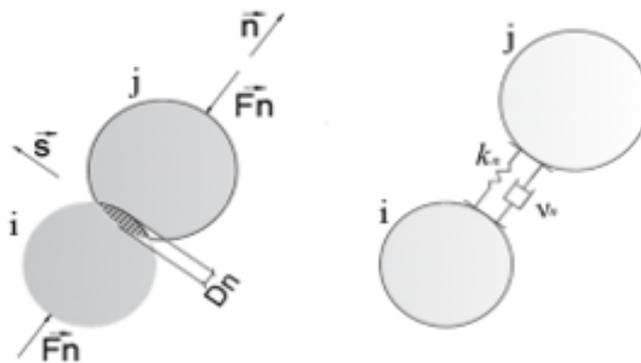


Figure 2. 7: Contact forces models: normal force model.

Dans ce travail, la force répulsive normale est calculée par le modèle viscoélastique linéaire illustré sur la figure 2.7 (Richefeu, El Youssoufi, et Radjaï 2006):

$$\vec{F}_n = (-k_n \cdot D_n - v_n \cdot V_n) \cdot \vec{n} \tag{2.6}$$

Où  $k_n$  est la rigidité normale,  $\nu_n$  est la constante d'amortissement visqueux.  $D_n$  est le chevauchement des grains en contact.  $V_n$  est la vitesse normale. La vitesse normale est considérée comme positive lorsque la distance intergranulaire diminue. Cette approche a été mise en pratique dans la modélisation des contacts de nombreux travaux, comme en témoignent les travaux de Cleary et Hoyer (2000) et Iwashita et Oda (2000). La constante d'amortissement peut être liée au coefficient de restitution du contact  $\varepsilon_n$  (Pöschel et Schwager, 2005), comme suit :

$$\nu_n = -\frac{2 \ln(\varepsilon) \sqrt{k_n m_{eff}}}{\sqrt{\pi^2 + \ln(\varepsilon)^2}} \quad (2.7)$$

où  $m_{eff}$  est la masse effective des particules  $i$  et  $j$  de masses  $m_i$  et  $m_j$  en contact, et est donnée par :

$$m_{eff} = \frac{m_i \cdot m_j}{m_i + m_j} \quad (2.8)$$

La rigidité normale  $k_n$  est liée à la déformation élastique  $D_n$  par une loi non linéaire de Hertz souvent adoptée dans les modèles DEM. Elle est donnée par :

$$k_n = \frac{E}{1-\vartheta^2} \cdot \frac{\sqrt{R}}{3} D_n^{\frac{1}{2}} \quad (2.9)$$

où  $\frac{1}{R} = \frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}$  représente le rayon réduit de deux sphères de rayons  $R_1$  et  $R_2$ , tandis que  $E$  et  $\vartheta$  représentent respectivement le module de Young et le coefficient de Poisson.

### 2.3.2.2 Forces tangentielles

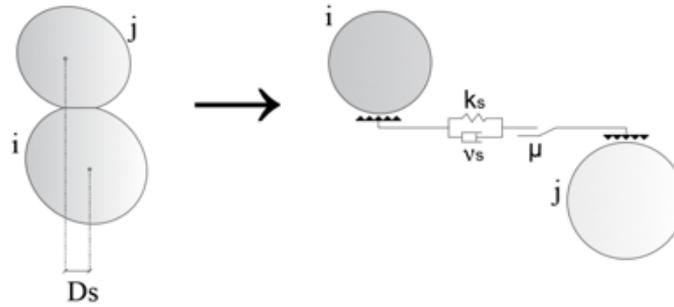
Plusieurs approches sont utilisées pour calculer ces forces, parmi lesquelles le modèle de Coulomb et Modèle viscoélastique linéaire avec glissement, sont couramment adoptés.

**Modèle de Coulomb**, Une approche fréquemment adoptée est le modèle de frottement de Coulomb. Ce modèle suppose que la force tangentielle ne peut pas dépasser un seuil défini par la multiplication d'un coefficient de frottement statique  $\mu_s$  et la force normale (Mariusz et Pawel 2008). Lorsque la force tangentielle est inférieure à ce seuil, les particules restent en "adhérence", et dès qu'elle atteint ce seuil, le phénomène de glissement débute. Dans cette loi, la force de frottement s'oppose au mouvement relatif entre deux corps en contact. Elle est proportionnelle à la force normale et n'est pas influencée par la surface de contact :

$$\vec{F}_s = \mu_s \cdot F_n \cdot \vec{S} \quad (2.10)$$

Toutefois, le modèle de Coulomb peut être limité dans sa capacité à capturer des comportements plus complexes, notamment des variations non linéaires de la force tangentielle. De plus, son initiation soudaine du glissement peut ne pas refléter fidèlement les conditions réelles (Popov 2017).

**Modèle viscoélastique linéaire avec glissement**, dans cette approche, la force tangentielle est calculée en utilisant un modèle viscoélastique linéaire, incorporant une composante de glissement. Cette approche offre une représentation plus sophistiquée des interactions particulières, tenant compte des aspects viscoélastiques du matériau et permettant le mouvement relatif (glissement) entre les particules (Kruggel-Emden, Wirtz, et Scherer 2007; D. Wang et al. 2022).



**Figure 2. 8:** Modèles de forces tangentiels de contact.

Les expressions mathématiques de ces forces sont alors :

$$\vec{F}_s = \min(k_s D_s + v_s V_s, \mu F_n) \cdot \vec{s} \quad (2.11)$$

Où  $k_s$  est la rigidité de cisaillement,  $v_s$  est la constante d'amortissement visqueux et  $\mu$  est le coefficient de frottement inter-particules.  $D_s$  est la déformation relative cumulée au point de contact des grains due à la force de cisaillement.  $V_s$  est la vitesse tangentielle du grain  $j$  par rapport au grain  $i$ .

La valeur de la rigidité de cisaillement  $k_s$  peut être liée à la rigidité normale  $k_n$  dans le modèle normal de contact de Walton-Braun, comme suit :

$$k_s = k_n \frac{2(1-\nu)}{(2-\nu)} \quad (2.12)$$

où  $\nu$  est le coefficient de Poisson des grains.

### 2.3.2.3 Résistance au roulement

La plupart des modèles fondamentaux de la méthode des éléments discrets (DEM) reposent sur des particules lisses, sphériques ou circulaires qui n'offrent aucune résistance à la rotation au niveau des points de contact. Cependant, les surfaces réelles des particules de sol, souvent rugueuses, ajoutent une résistance à la rotation aux points de contact, créant ce que l'on appelle la "résistance au roulement". L'intégration de la résistance au roulement dans les simulations DEM a fait l'objet de plusieurs études, de nombreux chercheurs ont proposé une série de modèles de résistance au roulement

inspirés des travaux d'Iwashita et d'Oda (Jiang, Yu, et Harris 2005; Ai et al. 2011; Yunlong Guo et al. 2020; Sadeghi-Chahardeh et al. 2021; Y. Wang et al. 2015). Ces études soulignent l'importance de prendre en compte la résistance au roulement dans les simulations DEM pour diverses applications, notamment la géotechnique et la science des matériaux.

Pour pallier la perte de résistance causée par la forme circulaire des éléments, un moment de roulement résistant  $M_r$  est incorporé au modèle des éléments discrets (DEM). Ce moment est généré en déplaçant la force de contact normale en dehors du vecteur branche reliant les centres des grains.

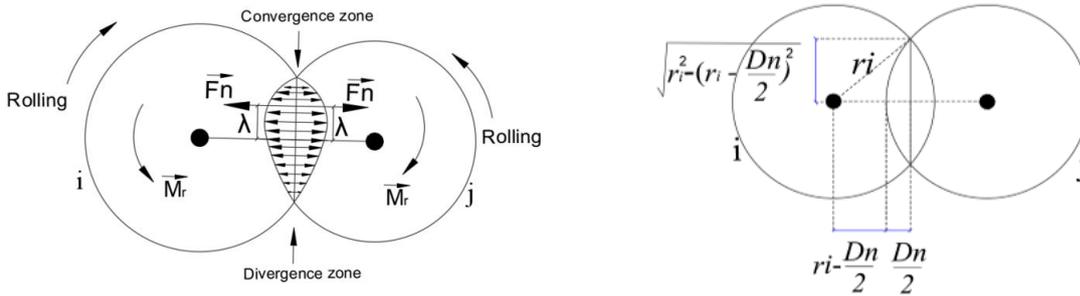


Figure 2. 9 : Modèle de moment de roulement résistant.

L'expression mathématique de ces moments est alors :

$$M_r = -\lambda F_n w' \tag{2.13}$$

Avec  $w'$  est la vitesse de rotation du grain  $i$  par rapport au grain  $j$ , elle s'exprime par :  $w' = w_i - w_j$ ,  $\lambda$  est l'excentricité de la force normale résultante dans le contact donnée par :

$$\lambda = \alpha \sqrt{r_i^2 - \left(r_i - \frac{D_n}{2}\right)^2} \tag{2.14}$$

$\alpha$  est le coefficient qui contrôle la position de  $F_n$  avec  $0 < \alpha < 1$ .

### 2.3.3 Cycle de calcul

La méthode des éléments discrets (DEM) implique un cycle de calcul qui englobe le calcul des positions des particules et des forces d'interaction, permettant l'évolution cinématique des particules grâce à l'utilisation d'algorithmes d'intégration (Griffiths et al., 2001). Ce cycle algorithmique requiert la répétition d'un schéma de résolution d'un pas de temps à un autre. Celui-ci s'articule autour de 2 principales étapes au cours desquelles interviennent le calcul de la position des grains et le calcul des forces d'interactions. Connaissant les forces résultantes agissant sur les grains, nous pouvons suivre l'évolution

cinématique des grains grâce à l'utilisation d'algorithmes d'intégration.

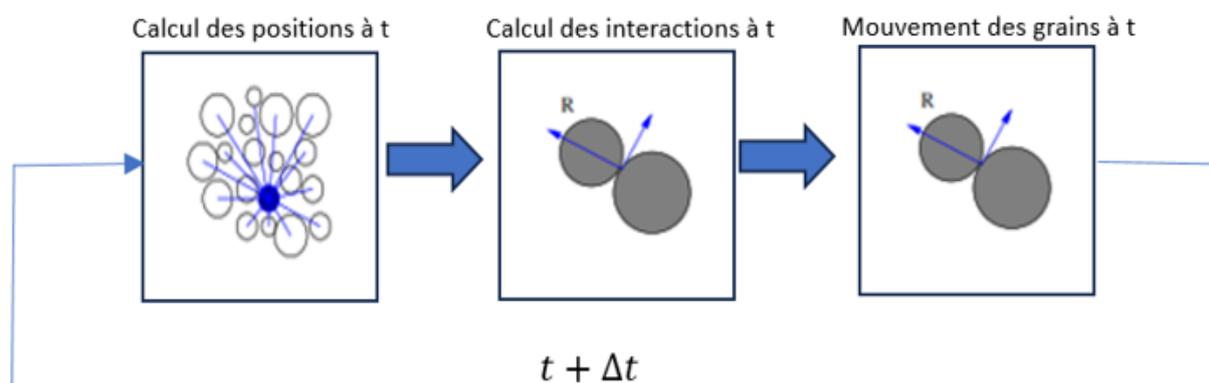


Figure 2. 10 : Processus de résolution dans un algorithme en élément discret.

Le principe consiste à utiliser les accélérations calculées via le Principe Fondamental de la Dynamique comme mentionné dans le paragraphe précédent pour obtenir des déplacements incrémentiels et ainsi mettre à jour les positions des grains. L'évolution du mouvement des grains d'un pas de temps à un autre repose sur l'intégration des accélérations à travers deux phases distinctes : une phase de prédiction, utilisant l'accélération en début de pas de temps, suivie d'une phase de correction impliquant l'accélération en fin de pas de temps. Les vitesses et les positions sont ajustées en fonction des variations d'accélération tout au long du pas de temps. En analyse numérique, les techniques utilisées pour mettre à jour les paramètres en fonction de leurs dérivées première et seconde par rapport au temps, permettant d'obtenir les déplacements dus aux accélérations, sont désignées sous le terme de méthodes d'intégration temporelle (Wood 1990b). Plusieurs schémas d'intégration par prédiction-corrrection du mouvement existent, parmi lesquels l'algorithme Velocity-Verlet se distingue comme le plus populaire.

### 2.3.3.1 Algorithme Velocity-Verlet "VV"

Les équations du mouvement sont numériquement intégrées dans le temps pour déterminer les positions et les vitesses des particules à chaque pas. L'algorithme de Verlet, conçu par L. Verlet aux débuts de la simulation moléculaire, était autrefois le plus populaire en raison de sa simplicité et de sa robustesse (P Viot, 2016). Cependant, bien qu'il ait été remplacé par des dérivés, ses trois formes alternatives offrent une précision et une stabilité équivalentes malgré de légères différences dans leur utilisation :

- ✓ The basic Verlet algorithm;
- ✓ The Verlet leapfrog algorithm;
- ✓ **The velocity Verlet algorithm.**

**L'algorithme Velocity Verlet**, permet de calculer à la fois les positions et les vitesses des grains simultanément, ce qui en fait la forme la plus exhaustive de l'algorithme de Verlet.

Il permet de suivre la trajectoire des grains à l'instant  $(t + \Delta t)$  à partir des variables cinématiques à l'instant  $(t)$  par un schéma d'intégration explicite. C'est-à-dire : les positions  $\vec{x}(t + \Delta t)$ , les vitesses  $\vec{u}(t + \Delta t)$  et les accélérations  $\vec{\ddot{x}}(t + \Delta t)$  pour le mouvement en translation et les rotations  $\vec{\theta}(t + \Delta t)$ , les vitesses angulaires  $\vec{\dot{\theta}}(t + \Delta t)$ , et les accélérations angulaires  $\vec{\ddot{\theta}}(t + \Delta t)$  pour le mouvement en rotation. Dans ces algorithmes, à chaque pas de temps, les équations de mouvement de chaque grain sont intégrées de façon entièrement indépendante.

Pour décrire le schéma VV, Soit  $N$  le nombre de grains dans un système. Chaque grain combine les forces généralisées (forces et couples) résultant des contacts auxquels il est soumis. Ensuite, ces forces et couples sont employés pour intégrer séparément les équations de mouvement de chaque grain. Les positions, vitesses et accélérations des grains à l'instant  $(t)$  sont données respectivement par les vecteurs tridimensionnels  $\vec{x}(t)$ ,  $\vec{u}(t)$  et  $\vec{\ddot{x}}(t)$ . Les rotations, les vitesses angulaires et les accélérations angulaires sont données également respectivement par les vecteurs tridimensionnels  $\vec{\theta}(t)$ ,  $\vec{\omega}(t)$ ,  $\vec{\ddot{\theta}}(t)$ . L'indice de grain  $i$  ( $i = 1, 2, \dots, N$ ) sera omis dans les formules qui s'appliquent indépendamment à toutes les grains. Les composantes des vecteurs sont désignées par les indices  $x, y$  et  $z$ .

Puisque  $\vec{u}(t) = \frac{d\vec{x}(t)}{dt}$ ,  $\vec{\ddot{x}}(t) = \frac{d\vec{u}(t)}{dt}$ ,  $\vec{\omega}(t) = \frac{d\vec{\theta}(t)}{dt}$ ,  $\vec{\ddot{\theta}}(t) = \frac{d\vec{\omega}(t)}{dt}$  nous pouvons écrire les équations de Newton comme un système de  $6N$  équations différentielles ordinaires du premier ordre :

$$\begin{cases} \dot{u}_i = \frac{du_i}{dt} = \frac{d^2 x_i}{dt^2} = \ddot{x}_i = \frac{F_i}{m_i} \\ \dot{\omega}_i = \frac{d\omega_i}{dt} = \frac{d^2 \theta_i}{dt^2} = \ddot{\theta}_i = \frac{M_i}{J_i} \end{cases} \quad (2.15)$$

Où  $m_i$  et  $J_i$  sont la masse et le moment d'inertie du grain  $i$ ,  $F_i$  et  $M_i$  sont la résultante des forces et des moments appliqués sur le grain  $i$ .

Les variables cinématiques en translation (3.16) : les positions et les vitesses et en rotation (3.17) : les angles de rotation et les vitesses angulaires d'un grain  $i$  à l'instant  $(t + \Delta t)$  peuvent s'écrire comme suit :

$$\begin{cases} \vec{x}_i(t + \Delta t) = \vec{x}_i(t) + \Delta t \cdot \vec{u}_i(t) + \frac{\Delta t^2}{2} \cdot \vec{\ddot{x}}_i(t) \\ \vec{u}_i(t + \Delta t) = \vec{u}_i(t) + \frac{1}{2} \Delta t (\vec{\ddot{x}}_i(t) + \vec{\ddot{x}}_i(t + \Delta t)) \end{cases} \quad (2.16)$$

$$\begin{cases} \vec{\theta}_i(t + \Delta t) = \vec{\theta}_i(t) + \Delta t \cdot \vec{\omega}_i(t) + \frac{\Delta t^2}{2} \cdot \vec{\ddot{\theta}}_i(t) \\ \vec{\omega}_i(t + \Delta t) = \vec{\omega}_i(t) + \frac{1}{2} \Delta t (\vec{\ddot{\theta}}_i(t) + \vec{\ddot{\theta}}_i(t + \Delta t)) \end{cases} \quad (2.17)$$

Le schéma de résolution est comme suit :

- Calcul les positions et les angles de rotation à l'instant  $(t + \Delta t)$ :  $\vec{x}_i(t + \Delta t)$  et  $\vec{\theta}_i(t + \Delta t)$ ;
- Calcul de la résultante des forces et moment appliqués sur le grain  $i$ ,  $\vec{F}_i(t + \Delta t)$  et  $\vec{M}_i(t + \Delta t)$  en utilisant les nouvelles positions et angles de rotation  $\vec{x}_i(t + \Delta t)$  et  $\vec{\theta}_i(t + \Delta t)$ ;
- Calcul les accélérations en translation et rotation à l'instant  $(t + \Delta t)$ :

$$\begin{cases} \vec{\ddot{x}}_i(t + \Delta t) = \frac{\vec{F}_i(t + \Delta t)}{m_i} \\ \vec{\ddot{\theta}}_i(t + \Delta t) = \frac{\vec{M}_i(t + \Delta t)}{J_i} \end{cases} \quad (2.18)$$

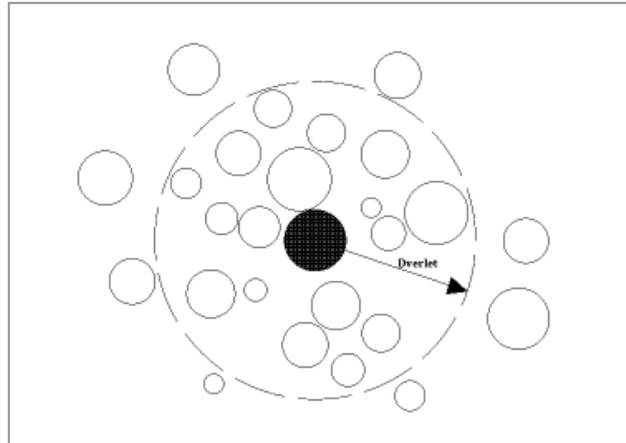
- Calcul des vitesses en translation et rotation à l'instant  $(t + \Delta t)$ :

$$\begin{cases} \vec{u}_i(t + \Delta t) = \vec{u}_i(t) + \frac{1}{2} \Delta t (\vec{\dot{x}}_i(t) + \vec{\dot{x}}_i(t + \Delta t)) \\ \vec{\theta}_i(t + \Delta t) = \vec{\theta}_i(t) + \frac{1}{2} \Delta t (\vec{\dot{\theta}}_i(t) + \vec{\dot{\theta}}_i(t + \Delta t)) \end{cases} \quad (2.19)$$

### 2.3.3.2 Liste de Verlet

L'utilisation des listes de Verlet dans la méthode des éléments discrets offre une solution pratique aux défis informatiques posés par le grand nombre de calculs impliqués. Cette approche optimise le temps de calcul en gérant efficacement les interactions de particules et la détection de contact, notamment dans la simulation de matériaux granulaires polydispersés (Verlet 1967; Tom Shire, Hanley, et Stratford 2021; Plimpton 1995). En outre, les listes de Verlet servent à contourner une recherche exhaustive des contacts, évitant ainsi des calculs excessivement longs et inutiles (Cabrejos-Hurtado, Galindo Torres, et Pedroso 2016).

Le principe de la méthode consiste à construire des listes de voisins pour chaque grain, en considérant une distance spécifique,  $D_{verlet}$ . Cette distance est calculée entre le grain en question et tous les autres grains dans cette plage, leurs informations étant enregistrées dans des listes dédiées. Chaque grain dispose ainsi d'une liste de ses partenaires potentiels pour les interactions. À chaque itération, les distances entre les paires préalablement établies sont recalculées et comparées à  $D_{verlet}$ . Étant donné la mobilité des grains et la possibilité que des partenaires potentiels sortent de la plage définie, ces listes de voisins doivent être régulièrement mises à jour (Goniva et al. 2012).



**Figure 2. 11** : Schéma illustrant une liste de Verlet. Seules les particules en contact avec le cercle en pointillés sont incluses dans la liste de Verlet.

### 2.3.3.3 Condition de convergence

Pour garantir la stabilité des algorithmes d'intégration temporelle, il est crucial de sélectionner soigneusement le pas de temps  $\Delta t$ , qui doit être inférieur à un certain pas de temps critique  $\Delta t < \Delta t_{cr}$  (Askes, Caramés-Saddler, et Rodríguez-Ferran 2010).

Ce pas de temps critique est déterminé par la moitié de la période propre d'un oscillateur harmonique amorti, qui correspond à la fréquence propre la plus élevée du système (M Santasusana 2012; M. Mansouri, 2014). Dans le contexte d'un système masse-ressort, la fréquence maximale se produit lorsque les masses connectées sont dans des mouvements opposés et peut être exprimée (O'Sullivan et Bray 2004):

$$\Delta t_{cr} = \frac{T}{2} = \frac{\pi}{\omega} = \frac{\pi}{\sqrt{\omega_0^2 - \lambda^2}} \quad (2.20)$$

Avec :  $\omega_0 = \frac{k_n}{m_{eff}}$  et  $\lambda = \frac{\nu_n}{2m_{eff}}$

D'où :  $T$  : est la plus petite période propre,  $\omega$  : est la plus grande pulsation du système,  $\omega_0$  est la pulsation propre,  $\lambda$  : coefficient d'amortissement ;  $\nu_n$  : est la constante d'amortissement visqueux,  $m_{eff} = \frac{m_i \cdot m_j}{m_i + m_j}$  : est la masse effective de système. Dans la pratique, on choisit  $\alpha$  de sorte que  $\Delta t = \alpha \cdot \Delta t_{cr}$ , assurant ainsi la stabilité des résultats même avec une valeur inférieure.

Les ondes résultant des interactions entre ces particules peuvent cependant compliquer les simulations numériques si elles persistent sans mécanisme de dissipation d'énergie (Emmanuel 2008; SCHOLTES, 2007). Pour résoudre ce problème, les méthodes numériques intègrent divers mécanismes d'amortissement comme l'amortissement visqueux, solide ou de contact. Ces mécanismes, tels que le modèle de Kelvin-Voigt pour l'amortissement visqueux ou le modèle de Hertz-Mindlin pour l'amortissement de

contact, dissipent l'énergie des ondes. Cette dissipation permet des simulations stables, précises et réalistes des systèmes particuliers, réduisant les perturbations causées par les ondes persistantes (Emmanuel 2008). Trois approches sont présentées dans la littérature :

**L'amortissement visqueux global**, décrit par Cundall et Strack (1983), dissipe l'énergie en ralentissant la vitesse individuelle de chaque élément, imitant ainsi l'action d'amortisseurs placés par rapport au repère global. Malgré son efficacité générale, cette méthode est déconseillée pour les mouvements de corps rigides ou les écoulements permanents. Son efficacité dépend étroitement des caractéristiques spécifiques des éléments, comme leur diamètre, leur masse et leur rigidité ;

**L'amortissement visqueux local (Iwashita et Oda, 2000 ; D'addetta et al.,2001)**, dissipe l'énergie en diminuant la vitesse relative entre deux éléments en interaction, similaire à l'ajout d'un amortisseur en parallèle à un ressort normal. Cette méthode est efficace à condition que l'amortissement reflète la physique du comportement intergranulaire, ce qui peut être difficile et moins approprié pour les matériaux cohésifs ;

**Amortissement type Cundall non visqueux [Cundall,1997]**, s'applique à chaque élément. Il consiste à ajouter un torseur d'amortissement, résultant du torseur équivalent à l'ensemble des actions mécaniques agissant sur l'élément. Son impact sur les phénomènes dynamiques est significatif, mais théoriquement, il ne modifie pas la solution finale, tout en restant indépendant des paramètres du modèle.

#### 2.3.4 Quasi-staticité

Le concept de quasi-staticité dans le DEM joue un rôle crucial dans la compréhension du comportement des matériaux granulaires sous différentes conditions de chargement. Cela implique des considérations sur les taux de chargement, les taux de déformation et les méthodes numériques pour capturer avec précision le régime quasi-statique dans les simulations DEM. Par exemple, Chareyre et Villard (2005) ont analysé l'influence de la vitesse de chargement sur la simulation d'essais triaxiaux et ont constaté que l'erreur sur le pic de contrainte dépend linéairement de la vitesse de déformation, en particulier lorsque la vitesse de déformation n'est pas trop élevée. Cette découverte permet de réaliser des essais à différents taux de chargement pour en déduire la valeur du pic de contrainte correspondant à un essai quasi-statique par simple interpolation.

De plus, la sélection de pas de temps appropriés dans DEM pour les cas quasi-statiques a été discutée par (Sheng et al. 2004), soulignant l'importance des considérations numériques pour capturer avec précision le comportement quasi-statique. Plusieurs indices ont été introduits pour essayer de quantifier cette quasi-staticité. Par exemple, Mahboubi et al. (1996) ont proposé un indice évaluant le rapport entre la moyenne des forces résultantes agissant sur chaque grain de l'assemblage et la moyenne

des forces normales agissant sur le milieu. Radjai (2009) a proposé une définition d'un nombre d'inertie pour identifier si un écoulement est quasi-statique. Le nombre d'inertie  $I$  est donné par Radjai & Roux (2002). Ce nombre d'inertie sert de mesure quantitative pour évaluer si le système est en équilibre, notamment dans le contexte d'un écoulement quasi-statique de milieux granulaires. Il constitue un outil précieux pour analyser la dynamique des matériaux granulaires et déterminer le comportement quasi-statique du système. Le nombre d'inertie est donné par :

$$I = \dot{\varepsilon}_q \sqrt{\frac{m}{pd}} \quad (2.21)$$

Où  $\dot{\varepsilon}_q$  est la vitesse de déformation par cisaillement,  $m$  est la masse des particules,  $d$  est le diamètre des particules et  $p$  est la pression de confinement. En 2D l'expression est légèrement différente:

$$I = \dot{\varepsilon}_q \sqrt{\frac{m}{p}} \quad (2.22)$$

Pour qu'une simulation soit quasi statique, la condition  $I \ll 1$  doit être remplie, ce qui indique que les forces d'inertie sont significativement inférieures aux forces de contact.

### 2.3.5 Conditions aux limites

Le choix des conditions aux limites appropriées est crucial pour représenter avec précision le comportement des matériaux granulaires dans les simulations DEM. Semblable à la modélisation par élément fini, la DEM nécessite également la spécification des conditions aux limites de déplacement et de force. Les études de (ZX. Tong et al., 2013), (Guo & Zhao, 2014) et (L.Cui et al., 2007) soulignent collectivement l'impact significatif des conditions aux limites sur la réponse des matériaux granulaires dans les simulations DEM, soulignant la nécessité d'un examen attentif et d'une sélection des conditions aux limites pour garantir la fidélité des résultats de simulation (Tong, Zhang, et Zhou 2013; N. Guo et Zhao 2014; Cui, O'Sullivan, et O'Neill 2007).

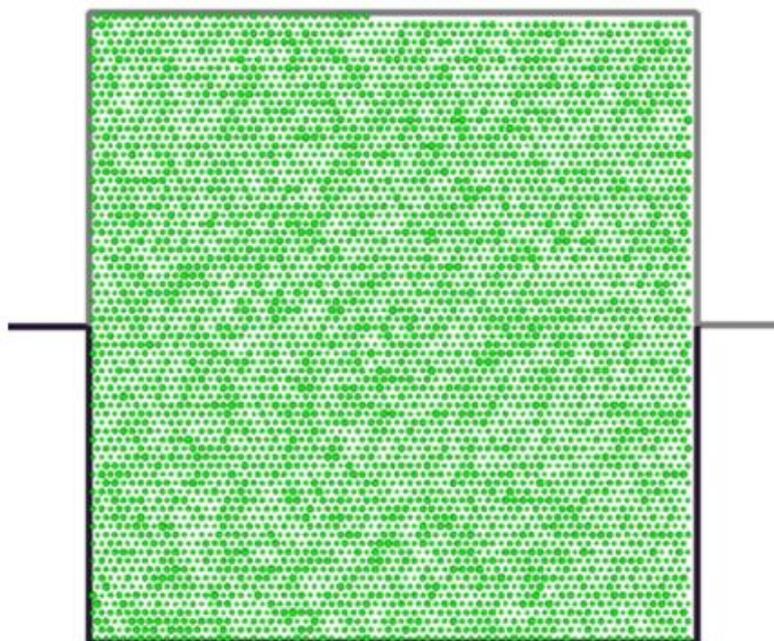
Dans l'étude de (ZX.Tong et al., 2013), les auteurs ont étudié les effets des limites sur la macro-déformation, la localisation des déformations et la non-uniformité de la répartition des contraintes à l'intérieur des échantillons en utilisant des limites rigides et flexibles. Cette étude souligne l'impact significatif des conditions aux limites sur le comportement des matériaux granulaires dans les simulations DEM. De plus, les travaux de L. Cui et al. (2007) ont discuté de l'utilisation de limites périodiques, de limites rigides, de limites hydrostatiques et de limites de membrane flexibles dans l'analyse de l'appareil triaxial à l'aide d'un modèle d'éléments discrets tridimensionnels à limites mixtes. Cela démontre la variété de conditions aux limites qui peuvent être utilisées dans les simulations DEM pour étudier le comportement des matériaux granulaires dans

différentes conditions de chargement. Quatre types de conditions aux limites sont généralement considérés en DEM : les conditions aux limites rigides, les conditions aux limites périodiques et les limites de membrane, chacune étant adaptée à des applications spécifiques.

### 2.3.5.1 Conditions aux limites rigides

Les parois rigides sont le type de frontière le plus largement utilisé en Méthode des Éléments Discrets (DEM). Ces limites rigides sont des surfaces décrites analytiquement et peuvent être planes ou courbes. Contrairement aux frontières avec inertie, les parois rigides elles-mêmes n'ont aucune inertie. Les forces de contact déterminées au niveau des particules en contact avec la limite sont utilisées uniquement pour mettre à jour les coordonnées des particules. En ce sens, elles sont similaires aux conditions aux limites de déplacement utilisées dans les analyses de la Méthode des Éléments Finis (FEM) (T. Shire et al. 2014).

Les lois régissant les forces d'interaction entre le mur et les grains sont similaires aux lois d'interaction grain-grain (section 3.3.2). Un mur rigide plan peut être décrit par une coordonnée ponctuelle, fixant sa position dans l'espace, et le vecteur normal décrivant son orientation. Les forces de contact normales sont calculées en considérant la distance entre le centre de gravité des particules et le mur dans une direction normale au mur. Les limites rigides asservies sont souvent utilisées dans les analyses DEM publiées pour simuler des essais d'éléments tels que l'essai de cisaillement triaxial ou direct (Cheng, Nakata, et Bolton 2003).

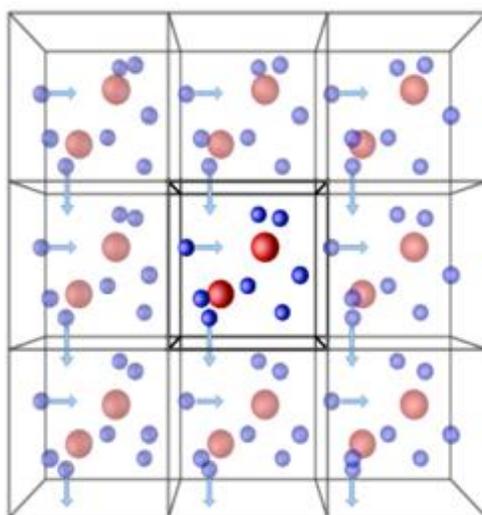


**Figure 2. 12** : Conditions aux limites rigides dans un échantillon de sable formé par pluviation lors d'essais de cisaillement à la boîte.

### 2.3.5.2 Conditions aux limites périodiques

Les conditions aux limites périodiques dans la méthode des éléments discrets (DEM) impliquent la répétition périodique du domaine de simulation. Cela signifie que les particules sortant d'un bord du domaine réapparaissent de l'autre côté, permettant ainsi une continuité et une répétition du comportement à travers les limites du domaine. Cela est souvent utilisé pour simuler des systèmes à grande échelle ou pour éviter les effets de bord. Cette approche permet également une continuité et une répétition du comportement à travers les limites du domaine, offrant ainsi une représentation réaliste du comportement des matériaux granulaires à l'échelle macroscopique.

L'utilisation de frontières périodiques permet la simulation de vastes ensembles de particules en se focalisant sur une seule section, appelée cellule périodique. Cette cellule est entourée de répliques identiques d'elle-même. Ainsi, l'utilisation de frontières périodiques confère au matériau granulaire une étendue virtuellement infinie. Chaque cellule périodique devient ainsi un volume représentatif élémentaire (RVE) du matériau (O'Sullivan, 2011) (Nous aborderons ce point dans la section suivante). De nombreuses simulations DEM discutées dans la littérature géomécanique ont utilisé des conditions aux limites périodiques (Third et al. 2011; Nitka 2010; Audry, Harthong, et Imbault 2023).



**Figure 2. 13** : Représentation des Conditions aux Limites Périodiques dans un espace à deux dimensions (S. TESSON 2016).

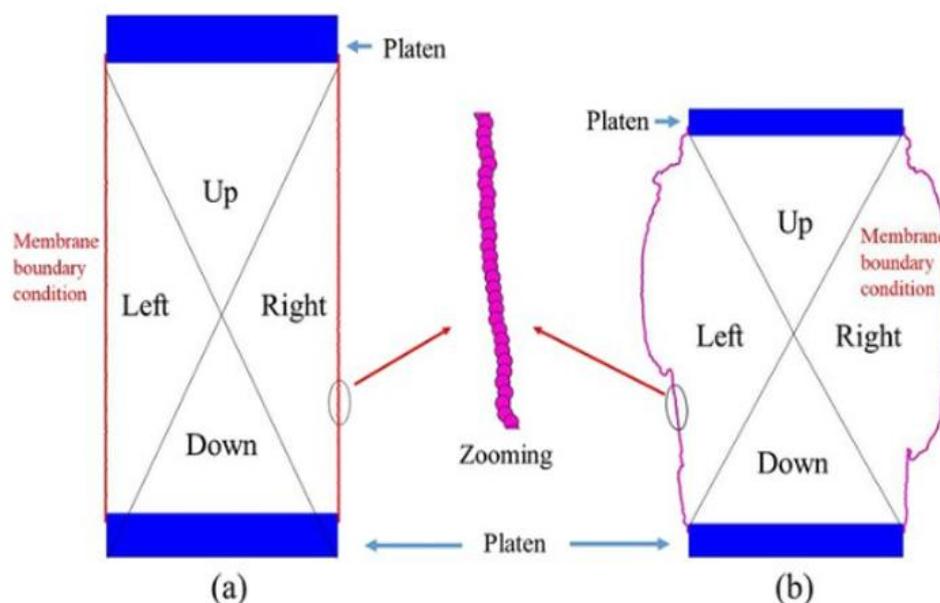
### 2.3.5.3 Conditions limites membranaires

Les membranes, ou limites de type membrane (membrane boundaries), sont des conditions aux limites utilisées dans les modélisations par éléments discrets pour simuler des surfaces déformables. Les limites de membrane sont couramment utilisées pour représenter des interfaces flexibles, des membranes élastiques ou des matériaux présentant des caractéristiques de flexibilité et de déformation sous contrainte (Qin et al.

2021). Ces limites facilitent la transmission des forces, la déformation et l'interaction entre les particules et la membrane, simulant des comportements tels que l'interaction avec des films minces, des enveloppes élastiques ou des structures similaires de type membrane trouvées dans les matériaux granulaires ou dans divers contextes de modélisation (Y. H. Wang et Leung 2008). L'utilisation de limites de membrane dans les simulations DEM a été largement étudiée et validée.

La recherche a montré que l'utilisation de limites de membrane flexibles peut capturer avec précision les caractéristiques de déformation, telles que le développement de bandes de cisailement, et peut conduire à des différences considérables dans la résistance maximale et post-pic des spécimens par rapport aux limites rigides (Khoubani et Evans 2018). Cependant, l'inclusion de limites de type membrane dans les modèles DEM s'est avéré réalisable et efficace pour simuler des essais triaxiaux sur des matériaux granulaires à haute pression, fournissant ainsi des informations précieuses sur les interactions à micro-échelle (Z. Li et al. 2022; Qu et al. 2019; Pham, Zaman, et Vu 2022).

De plus, Qu et al. (2019) ont mené une modélisation par éléments discrets des limites de membrane flexible pour des essais triaxiaux et ont découvert que la condition aux limites a une influence limitée sur le comportement contrainte-déformation. Qin et al. (2021) ont développé un modèle d'éléments discrets tridimensionnel basé sur une nouvelle limite de membrane flexible, reproduisant avec précision les conditions réelles d'essai triaxial pour les matériaux granulaires.



**Figure 2. 14 :** Conditions aux Limites par Membranes : Avant et Après le Cisaillement dans les Essais Triaxiaux (Source : Y. Huang et al, 2023).

### 2.3.6 Volume Élémentaire Représentatif (RVE)

Le Volume Élémentaire Représentatif (VER) est une unité de volume cruciale en modélisation, capturant les aspects essentiels d'un matériau ou d'un système tout en étant

statistiquement représentatif (O'Sullivan, 2011). Sélectionner le VER adéquat est essentiel pour assurer la précision des simulations. Il dépend de nombreux facteurs comme la nature du matériau, ses propriétés et les objectifs de la simulation. Dans leur publication, Hori et Nemat-Nasser (1999) abordent le RVE comme un volume suffisamment petit pour capturer les caractéristiques essentielles des matériaux composites ou hétérogènes. Cette unité de volume doit être choisie avec soin pour que les comportements observés à cette échelle puissent être extrapolés pour caractériser de manière précise le comportement global du matériau.

La littérature propose diverses méthodes pour déterminer le VER, incluant l'analyse statistique des propriétés du matériau et des techniques d'imagerie avancées. Par exemple, (Calvetti, Combe, et Lanier 1997) ont utilisé des essais expérimentaux pour montrer que le calcul des déformations globales à partir des déplacements discrets convergait vers les valeurs mesurées. Leur étude indique qu'un volume dix fois plus grand que le plus gros élément pourrait représenter ce VER. De plus, Chareyre a montré dans des simulations bidimensionnelles que l'écart-type des valeurs de pic de contrainte diminue avec le nombre de grains impliqués, suivant une tendance proportionnelle à  $N^{-1/2}$ . En outre, étant dans les simulations DEM pour la mécanique des sols, la taille des particules varie considérablement, de 100  $\mu\text{m}$  à des centaines de millimètres, entraînant des tailles RVE variables, Hill (1956) recommande  $D_{RVE}/d_{50} > 10$  pour les matériaux hétérogènes, où  $d_{50}$  est le diamètre moyen des particules.

L'objectif est d'obtenir des comportements mécaniques similaires pour plusieurs échantillons d'un même matériau, laissant à l'expérimentateur le choix de juger de l'acceptabilité de la variabilité des résultats. Cependant, il est essentiel de noter que dans les simulations numériques, le coût de calcul augmente proportionnellement au nombre de particules interagissant entre elles.

## 2.4 Conclusion

Ce chapitre a exposé les principes fondamentaux de la méthode des éléments discrets (MED), une approche numérique sophistiquée qui servira de base à notre modélisation du renforcement des sols par les racines végétales dans les chapitres suivants. La MED se distingue par sa capacité à simuler le comportement complexe des milieux granulaires en traitant chaque grain comme un élément discret, interagissant avec ses voisins selon des lois de contact précises. Nous avons exploré en profondeur les différents aspects de cette méthode, notamment :

1. La cinématique de contact entre les éléments, qui décrit les mouvements relatifs des particules.
2. Le calcul détaillé des forces d'interaction, incluant les forces normales, tangentielles et de roulement, qui capture la complexité des interactions inter-particulaires.
3. L'algorithme de résolution Velocity-Verlet, choisi pour son efficacité et sa précision dans la simulation de systèmes dynamiques.
4. Les conditions aux limites, essentielles pour reproduire fidèlement les conditions réelles du système étudié.

Un accent particulier a été mis sur le concept crucial de Volume Élémentaire Représentatif (VER). Ce concept est fondamental pour garantir que les résultats obtenus à l'échelle microscopique soient représentatifs du comportement macroscopique du matériau, assurant ainsi la validité et la pertinence de nos simulations à grande échelle.

La compréhension approfondie de ces principes ouvre la voie à des applications innovantes dans le domaine du renforcement des sols par les racines végétales. Les chapitres suivants s'appuieront sur cette base théorique solide pour développer un modèle adapté à ce contexte spécifique. Des adaptations et des extensions de la MED seront nécessaires pour intégrer de manière adéquate les effets du renforcement racinaire, en tenant compte des propriétés des racines et de leurs interactions complexes avec le sol.

## Chapitre 3

---

# **Modélisation par éléments discrets de l'essai de cisaillement direct sur un sol sableux**

---

### 3.1 Introduction

La résistance au cisaillement des sables renforcés par des racines est un aspect essentiel dans l'étude du renforcement des sols par les systèmes racinaires des plantes. Avant d'aborder la complexité des interactions sol-racine, il est crucial de comprendre et de modéliser avec précision le comportement impliqué du sable seul. Ce chapitre s'inscrit donc comme une étape essentielle dans notre démarche de modélisation avancée par éléments discrets du renforcement des talus par les racines végétales.

Dans la mécanique des sols, l'effet du préchargement sur la résistance au cisaillement est un phénomène bien établi, particulièrement significatif pour les sols argileux, où il est généralement lié au rapport de surconsolidation qui compare la contrainte réelle à la contrainte maximale à laquelle le sol a été soumis au cours de son histoire (Henni, Arab, et Khelafi, 2012). Pour les sols sableux, la difficulté d'extraire des échantillons intacts complique l'étude directe de cet effet. Les essais de cisaillement sont généralement réalisés sur des échantillons reconstitués, ce qui masque l'influence directe de la consolidation sur la résistance au cisaillement.

Néanmoins, plusieurs chercheurs ont étudié l'impact de la surconsolidation du sable sur divers aspects géotechniques, notamment la stabilité des pentes et des fondations, ainsi que la résistance à la liquéfaction (Biarez et Hicher, 1994 ; Ishihara et Takatsu, 1979 ; Tint et al., 2007 ; Swe Tint, Rae Lee et Su Kim, 2009). Ces études ont été réalisées sur des échantillons de sable reconstitués en laboratoire pour les appareils triaxiaux ou la boîte de cisaillement simple. Différentes procédures de préparation d'échantillons sont utilisées, telles que la vibration, la pluviation et le compactage par couche (Tabaroei, Abrishami, et Hosseininia, 2017 ; Pincus et al., 1993).

L'essai de cisaillement à la boîte, largement utilisé en géotechnique, offre un cadre idéal pour étudier la réponse mécanique des sables sous contrainte. En reproduisant numériquement cet essai, nous visons à valider notre approche de modélisation par éléments discrets et à démontrer sa capacité à capturer les phénomènes complexes observés dans les sables, tels que la dilatance, la contractance, et l'évolution de la résistance au cisaillement. La modélisation numérique, en particulier par la méthode des éléments discrets (MED), apparaît comme une approche prometteuse pour mieux comprendre l'effet du préchargement sur la résistance au cisaillement du sable. En effet, cette méthode prend instantanément en compte la nature discrète du matériau (le sable) ainsi que l'effet de densification suite à un préchargement (André et al. , 2017 ; Scholtès, 2007).

Dans ce chapitre, nous commençons par une revue bibliographique de la rhéologie des sables, suivie d'une présentation des principes fondamentaux qui régissent leur comportement. Nous détaillerons ensuite notre méthodologie de modélisation par

éléments discrets, en mettant l'accent sur la préparation des échantillons numériques et les paramètres micromécaniques utilisés. Une attention particulière sera portée à l'analyse de l'effet du préchargement sur la résistance au cisaillement des sables denses, un phénomène important dans le contexte des sols naturels soumis à des cycles de chargement. Cette étude nous permettra non seulement d'évaluer la performance de notre modèle, mais aussi d'approfondir notre compréhension des mécanismes de déformation et de rupture dans les sables.

Les résultats de nos simulations seront présentés et discutés en détail. Nous examinons notamment l'évolution de la contrainte de cisaillement, l'angle de frottement interne, la cohésion apparente et les changements volumiques au cours du cisaillement.

## **3.2 Exploration de la rhéologie des sables : Une revue bibliographique**

### **3.2.1 Introduction à la rhéologie des sables :**

Le terme "rhéologie" vient du grec ancien "rheo" qui signifie "je coule" et "logos" qui signifie "étude" ou "science". La rhéologie est donc littéralement l'étude de la façon dont les matériaux se comportent sous l'effet de contraintes appliquées, comme le cisaillement, la compression, ou la tension. Les études de comportement sur les sables sont essentielles pour comprendre comment ce matériau réagit sous différentes contraintes et conditions. Les essais de laboratoire, tels que les essais de cisaillement à la boîte et triaxiaux, les essais de compression et l'essai de Proctor, permettent de caractériser les propriétés mécaniques et géotechniques du sable, en déterminant des paramètres comme l'angle de frottement interne, la cohésion, la résistance à la compression et la densité maximale du sol sableux (Yamamuro et Lade 1996; De Bono et McDowell 2014; Dehkordi, Berga, et Boudia 2024; Huang, Sun, et Sloan 2007).

En parallèle, l'utilisation de modèles numériques par éléments discrets ou éléments finis est courante pour caractériser le comportement du sable (Mahboubi et al., 1996). Les résultats de ces essais fournissent des informations précieuses sur le comportement mécanique du sable sous différentes contraintes (Konrad, Flavigny, et Meghachou 1991; KAMOUCHE 2012). Parallèlement, des modèles numériques par éléments discrets ou éléments finis sont également utilisés pour caractériser le comportement du sable (Cundall & Strack, 1979; Xu, Liu, et Yang 2020; Belheine et al. 2009; Imseeh et Alshibli 2018). Ces modèles permettent de compléter les données expérimentales en offrant une vision plus détaillée du comportement du sable sous différentes contraintes et conditions. En combinant les résultats des essais de laboratoire avec les prédictions des modèles numériques par discrets ou éléments finis, les chercheurs et ingénieurs peuvent obtenir une vision holistique du comportement du sable, ce qui est essentiel pour concevoir des structures et des infrastructures robustes et durables dans divers domaines de l'ingénierie.

### 3.2.2 Résistance au cisaillement des sables

La résistance au cisaillement des sables en géotechnique est un paramètre crucial pour assurer la stabilité des ouvrages de génie civil et des structures géotechniques. Cette résistance est influencée par plusieurs facteurs, notamment la granulométrie, la forme, la densité, la teneur en eau et la contrainte effective (El Naggar, Zahran, et Moussa 2021; Altun, Göktepe, et Sezer 2011; Cabalar, Dulundu, et Tuncay 2013; Vangla et Latha 2015; Bouri et al. 2020).

Ces éléments interagissent de manière complexe pour influencer le comportement mécanique des sables sous contraintes de cisaillement. Pour évaluer cette résistance, une gamme de méthodes est utilisée, allant des tests de laboratoire classiques tels que les essais de cisaillement direct (Ziaie Moayed, Alibolandi, et Alizadeh 2016; Zhang, Cui, et Zhao 2020; Al-Douri et Poulos 1992) et triaxial (Kamata, Tsukamoto, et Ishihara 2009; Lade et Wang 2001), aux approches de modélisation numérique avancées telles que les simulations par éléments discrets et par éléments finis. Comprendre en détail ces différents aspects permet une compréhension approfondie du comportement des sables, ouvrant ainsi la voie à des applications pratiques dans divers domaines de l'ingénierie géotechnique et civile, de la construction des fondations aux infrastructures de transport.

### 3.2.3 Critères de stabilité dans les sols granulaires

Les critères de stabilité des sols sableux jouent un rôle crucial en génie géotechnique pour évaluer l'instabilité des sols. Parmi ces critères, celui de Mohr-Coulomb se distingue par sa large utilisation, grâce à sa simplicité et son efficacité dans l'évaluation de la stabilité des sols (P. Xu et al. 2021; Li, 2020). Enraciné dans les principes fondamentaux de la mécanique des sols, ce critère offre une approche directe pour comprendre le comportement des sols sableux sous diverses conditions de contrainte.

Andersen et Andersen (2010) ont souligné l'importance du critère de résistance de Mohr-Coulomb comme élément fondamental pour décrire le comportement constitutif du sol dans la modélisation des glissements de terrain. Cette observation met en lumière l'application pratique et la pertinence de ce critère dans l'analyse de la stabilité des sols, notamment dans des scénarios critiques. De plus, P.Xu et al. (2021) ont souligné l'importance de choisir un critère de défaillance géotechnique approprié pour différents types de sols, ce qui a renforcé la pertinence du critère de Mohr-Coulomb dans l'analyse de la stabilité des sols sableux.

Bien que le critère de Mohr-Coulomb ait été initialement développé pour les sols cohésifs, il peut être adapté aux sols sableux en tenant compte de leur comportement granulaire spécifique. Les propriétés particulières des sols sableux, telles que la granularité, la densité et la forme des grains, influencent les valeurs de cohésion et d'angle de frottement interne, paramètres clés du critère.

Il est important de noter que d'autres approches peuvent compléter l'utilisation du critère de Mohr-Coulomb. Par exemple, l'étude de Harahap et al. (2018), bien que non directement lié à ce critère, explorent le rôle des bactéries dans l'amélioration de la stabilité des agrégats des sols sableux. Cette recherche souligne l'intérêt d'une approche plus large pour améliorer la stabilité des sols, pouvant compléter l'application des critères de stabilité traditionnels dans les pratiques géotechniques.

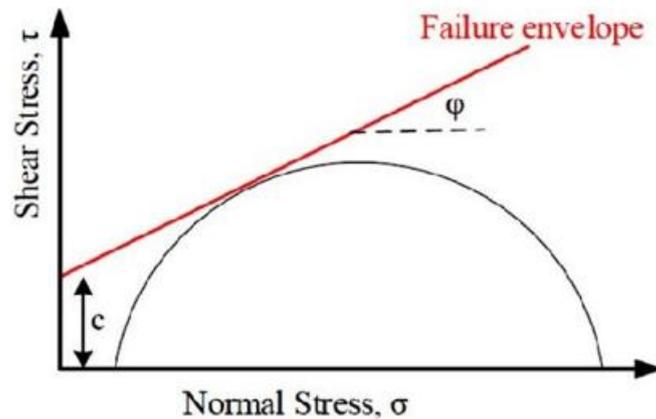


Figure 3. 1 : Courbe de Mohr-Coulomb type d'un sol cohésif.

Mathématiquement, le critère de Mohr-Coulomb s'exprime sous la forme de l'équation suivante :

$$\tau = C + \sigma_n \operatorname{tg}\varphi \quad (3.1)$$

Où :

- $\tau$ , est la contrainte de cisaillement sur le plan de cisaillement à l'état de cisaillement ;
- $\sigma_n$ , est la contrainte normale sur le plan de cisaillement ;
- $C$ , est la cohésion ;
- $\varphi$ , est l'angle de frottement interne.

### 3.3 Principes Fondamentaux de la Rhéologie des Sables

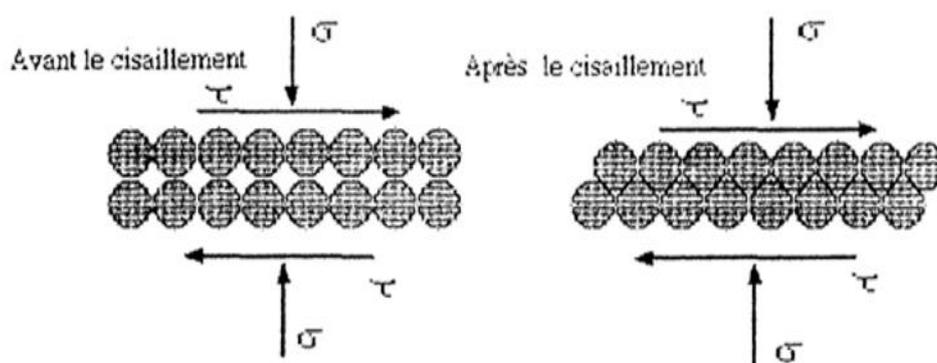
La rhéologie du sable est essentielle dans divers domaines tels que la construction et la géotechnique. Comprendre son comportement est indispensable pour concevoir des structures stables, évaluer et prédire les risques géotechniques tels que les glissements de terrain, l'érosion afin de garantir la sécurité et la durabilité des infrastructures.

#### 3.3.1 Contractance et dilatance des sables (Concepts essentiels)

La dilatance et la contractance sont des aspects fondamentaux dans le comportement des matériaux granulaires comme le sable. La dilatance fait référence à l'expansion d'un matériau granulaire lorsqu'il est soumis à une déformation, tandis que la contractance implique l'effet inverse du compactage du matériau (Smalley et Unwin.1968). Ces phénomènes sont cruciaux en géotechnique et en mécanique des sols car ils influencent le comportement du sable dans diverses conditions de chargement.

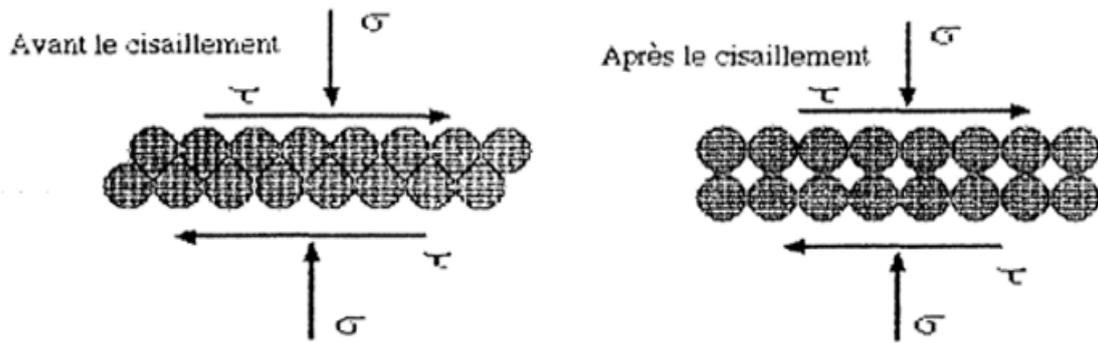
La réponse volumique du sable, qu'il se dilate ou se contracte, est influencée par plusieurs facteurs, notamment la densité du sable, la pression de confinement et le taux de contrainte mobilisée (Jiang et al. 2012). Ces comportements sont également liés à l'état initial du matériau, tel que représenté par l'indice des vides  $e$ , ce qui contribue à déterminer la réponse volumique du sable (Canou et al. 2002). De plus, la microstructure des sols, en particulier la fraction des fines, joue un rôle crucial dans ces phénomènes. Des études ont révélé que l'augmentation de la fraction des fines dans un sol entraîne une phase de contractance plus prononcée et réduit la phase de dilatance (Arab et al., 2008).

En outre, les essais de cisaillement menés sur des sables initialement lâches révèlent une tendance à se contracter (Matiotti et al 1996; Bolton 1986). Cela signifie que ces sables tendent à réduire leur volume lorsqu'ils sont soumis à des contraintes de cisaillement. Ceci est attribué à un enchevêtrement des grains de sable. Lorsque les grains s'entremêlent davantage sous l'effet des contraintes de cisaillement, l'espace entre eux diminue, ce qui entraîne une réduction globale du volume du matériau. Cette évolution est accompagnée d'une diminution de l'indice des vides, qui représente le rapport entre le volume des vides et le volume total du sol.



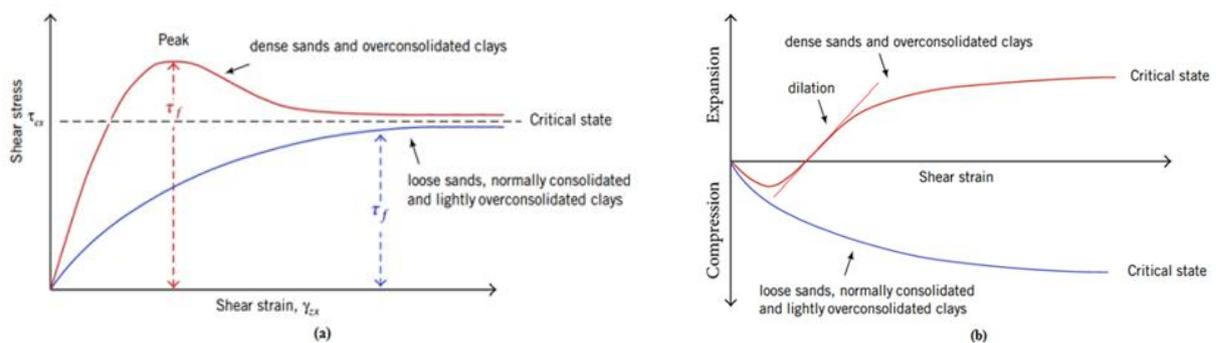
**Figure 3. 2 :** Variation de volume lors d'un cisaillement : Diminution de volume avec une faible densité (Milieu lâche) Denis Weisse(1991).

Par ailleurs, les tests de cisaillement effectués sur des échantillons de sable initialement très denses révèlent plutôt une tendance à se dilater, c'est-à-dire une augmentation de volume. Cela s'explique par le fait que dans un sable dense, les grains sont fortement enchevêtrés les uns dans les autres. Lors du cisaillement, ce réarrangement des grains entraîne une augmentation du volume de l'échantillon (Suriyavut Pra-Ai 2013; Quang Huy Dang 2020). Dans ce contexte, l'indice des vides augmente progressivement puis il tend vers la valeur critique  $e_c$ , qui correspond au cisaillement à volume constant.



**Figure 3.3 :** Variation de volume lors d'un cisaillement : Augmentation de volume avec une grande densité (Milieu dense lâche) Denis Weisse (1991).

L'indice des vides critique, tel que décrit par Casagrande (1936) est un paramètre utilisé en mécanique des sols pour distinguer les zones de contractance ou de dilatance d'un sable en fonction de la contrainte de confinement appliquée en utilisant une courbe appelée "ligne de l'indice des vides critique".



**Figure 3.4 :** Comportement typique d'un sable lâche et dense dans un essai de cisaillement. Réponse en termes de (a) contrainte-déformation (b) Volume-déformation. S Sarlati (2019).

### 3.3.2 L'état critique et l'état stable

L'état critique et l'état stable sont deux concepts fondamentaux en mécanique des sols, ayant des implications significatives dans l'analyse des phénomènes d'écoulement, notamment dans les problèmes de pente. L'état ultime du matériau, déterminé par sa résistance ultime mobilisable, joue un rôle crucial dans le contrôle de l'écoulement potentiel. Plus cette résistance ultime est faible, plus l'écoulement fluide est favorisé, entraînant des distances d'écoulement importantes et des profils de terrain à faible pente après restabilisation.

L'état critique, pionnier dans le domaine de la mécanique des sols, fut introduit par Casagrande en 1936 pour décrire la déformation continue d'un sol sous une contrainte de cisaillement constante en condition drainée. Cette notion a été enrichie par Roscoe et al (1958), lorsqu'ils l'étendirent aux argiles, précisant qu'il survient lorsque le sol se déforme sous une contrainte de cisaillement avec un indice des vides constants. Schofield et Wroth, en 1968, ont complété cette définition en décrivant cet état comme un sol

s'écoulant comme un fluide visqueux sous un cisaillement continu. La ligne d'état critique, parallèle à la ligne de consolidation isotrope, regroupe tous les points caractérisant cet état dans différents plans de l'essai triaxial. La figure 3.5 illustre cette ligne dans différents plans de l'essai triaxial (BAHDA 1997).

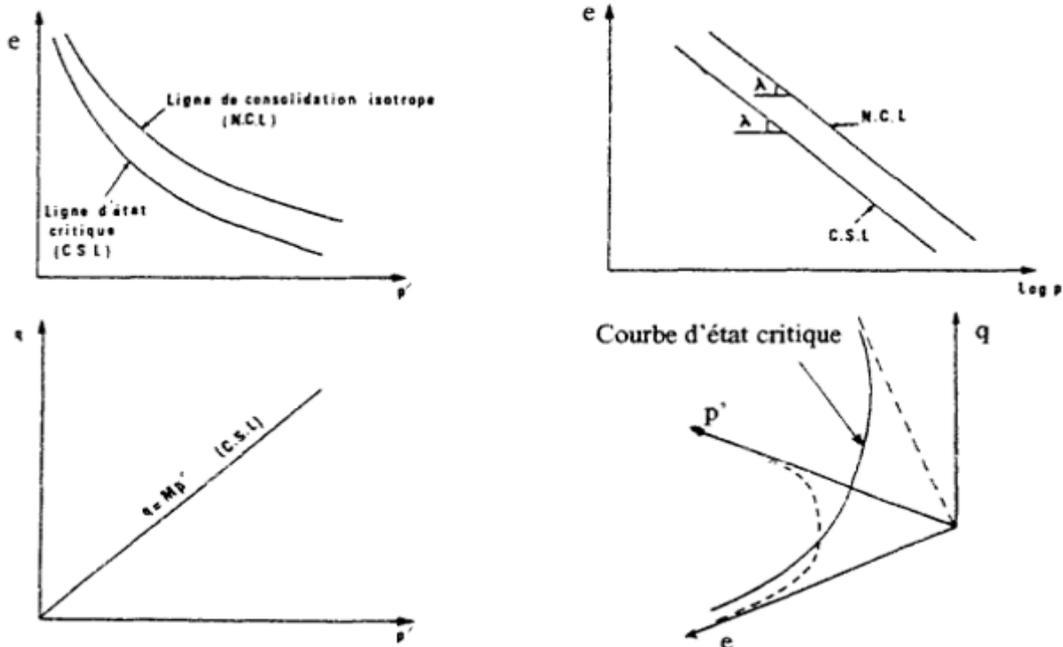


Figure 3. 5: Schéma illustrant l'état critique (Source : F. Bahda, 1997).

D'autre part, l'état stable de déformation, introduit par Castro en 1969, concerne les sables lâches où, après des baisses significatives de la résistance au cisaillement non drainée, les échantillons continuent de se déformer à contrainte constante, formant ainsi cet état. Selon Roscoe et al., la distinction entre l'état stable de déformation et l'état critique réside principalement dans le rôle de la vitesse de déformation, une différence surtout significative pour les argiles mais pas pour les sables, comme l'ont souligné Castro et ses coauteurs (Pouios et al., 1985 ; Castro et al., 1982), confirmé par Lupini et al. (1981) et Been et al. (1991). Ainsi, l'état stable de déformation, l'état permanent de déformation et l'état critique désignent tout état d'écoulement à déformation volumique et à état de contraintes constants. Dans le plan  $(q, p')$ , la droite d'état stable est également appelée droite de rupture.

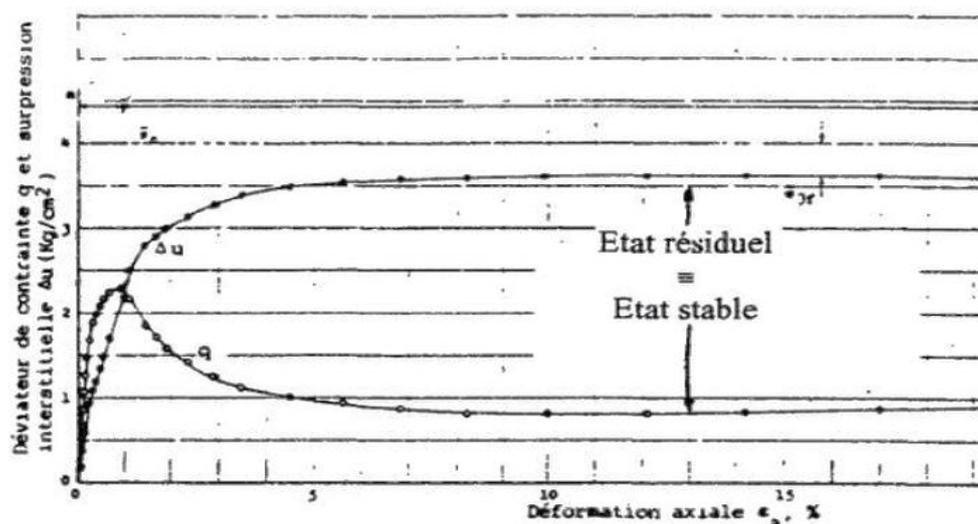


Figure 3. 6 : Illustration de l'état stable à partir d'un essai de liquéfaction sur le sable "Banding sand" (Castro, 1969).

### 3.3.3 État caractéristique

L'état caractéristique, introduit par Luong (1978), Habib et Luong (1978), et Sidaner (1981), marque la transition du comportement d'un matériau de contractant à dilatatant lors d'un chargement de cisaillement, que ce soit en état drainée ou non drainée. Dans le plan des contraintes ( $q, p'$ ), cet état est représenté par une droite passant par l'origine, de pente  $\eta = (q/p')$ , également appelée ligne de transformation de phase par Ishihara et al. (1975), matérialisé par la ligne LCA sur la figure 3.7. Ce seuil de transition se distingue par :

- Un taux de déformation volumique nul en condition drainée
- Une annulation ponctuelle du taux de génération de surpression interstitielle en condition non drainée.

Luong (1980) a établi que la longueur parcourue sur cette ligne détermine la perte de mémoire de l'histoire antérieure lors de la décharge. De plus, il a démontré que l'angle de frottement mobilisé à l'état caractéristique ( $\varphi_c$ ) est un facteur déterminant caractérisant la capacité d'enchevêtrement du sol.

Yamada et Ishihara (1979, 1981) ont confirmé la validité de ce concept au-delà des conditions du plan triaxial, élargissant ainsi son application à diverses configurations d'essais. Cette validation renforce l'importance de l'état caractéristique dans la compréhension du comportement des sols sous cisaillement.

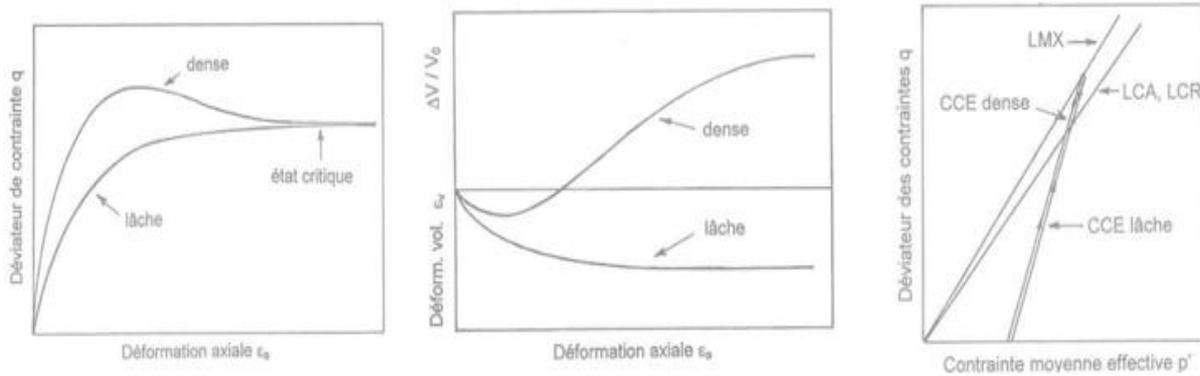


Figure 3.7 : Schéma Illustratif d'un essai drainé selon J. Canou et al. (2002).

### 3.4 Méthodes et protocoles expérimentaux :

Dans notre quête pour approfondir la compréhension de la rhéologie des sables, nous nous tournons désormais vers une méthode d'expérimentation fondamentale : les essais de cisaillement direct à la boîte (Fig.3.8). Les essais de cisaillement direct à la boîte, largement répandus, demeurent parmi les méthodes privilégiées pour explorer le comportement mécanique des sables, offrant la possibilité de quantifier directement leur résistance au cisaillement dans divers contextes de contraintes normales et de densités. Ces approches revêtent une importance capitale dans la compréhension des caractéristiques mécaniques des matériaux granulaires.

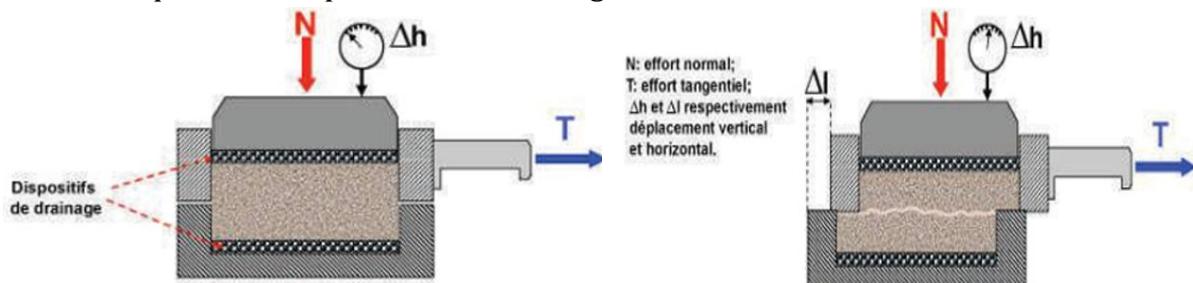


Figure 3.8 : Schéma de principe de l'essai de cisaillement directe à la boîte.

#### 3.4.1 Procédure d'essai – Normes pour les essais de cisaillement direct

La procédure d'essai des essais de cisaillement direct est décrite dans les normes suivantes :

- BS1377 – Partie 7 : 1990 : Méthodes d'essai standard britanniques pour les sols à des fins de génie civil, Partie 7 – Essais de résistance au cisaillement (contrainte totale)
- ASTM D3080-04 : Méthode d'essai standard pour les essais de cisaillement direct des sols dans des conditions drainées et consolidées.
- AS1289.6.2.2 – 1998 : Méthodes d'essais de sols à des fins d'ingénierie – Méthode 6.2.2 : Essais de résistance et de consolidation des sols – Détermination de la résistance au cisaillement d'un sol – Essai de cisaillement direct à l'aide d'une boîte de cisaillement.

### 3.4.2 Principe d'essai

Le principe de l'essai de cisaillement direct à la boîte repose sur l'application d'un cisaillement sur un plan horizontal, à vitesse contrôlée sur un échantillon de sol confiné dans une boîte de cisaillement. Cette méthode permet de mesurer directement la résistance au cisaillement du matériau en fonction de la contrainte normale appliquée et de la densité du sol. L'essai vise à déterminer la résistance induite du matériau à la rupture par cisaillement, en simulant les conditions de contraintes rencontrées dans des applications géotechniques telles que les fondations, les talus ou les remblais.

### 3.4.3 Préparation des échantillons

La préparation des échantillons de sable est une étape déterminante pour assurer la reproductibilité des essais. Différentes techniques peuvent être utilisées, comme la pluviation sèche ou humide, le damage statique, ou encore le remplissage par couches successives. Le choix de la méthode dépend des caractéristiques du sable et des objectifs de l'étude.

### 3.4.4 Paramètres mesurés

Lors de l'essai, on mesure principalement :

- L'effort normal  $N$  appliquée sur l'échantillon ;
- Le déplacement tangentiel  $\Delta l$  entre les deux demi-boîtes ;
- La force tangentielle ( $T$ ) résistante au cisaillement de l'échantillon.

À partir de ces mesures, on peut tracer la courbe contrainte-déformation du sable et déterminer ses paramètres de résistance au cisaillement, tels que l'angle de frottement interne  $\phi$  et la cohésion  $c$ .

### 3.4.5 Résultats typiques

Les résultats typiques des essais de cisaillement direct mettent en lumière les phénomènes de contractance et de dilatance des sables, ainsi que l'identification d'un état critique. Voici les observations générales :

- Pour les sables lâches : Une réponse exclusivement contractante est observée, caractérisée par une diminution monotone du volume au cours du cisaillement.
- Pour les sables denses : On observe une phase initiale contractante suivie d'une phase dilatante, marquée par un pic de résistance au cisaillement.
- Au-delà du pic, on observe un adoucissement progressif vers l'état critique, qui se manifeste par une résistance au cisaillement minimale.

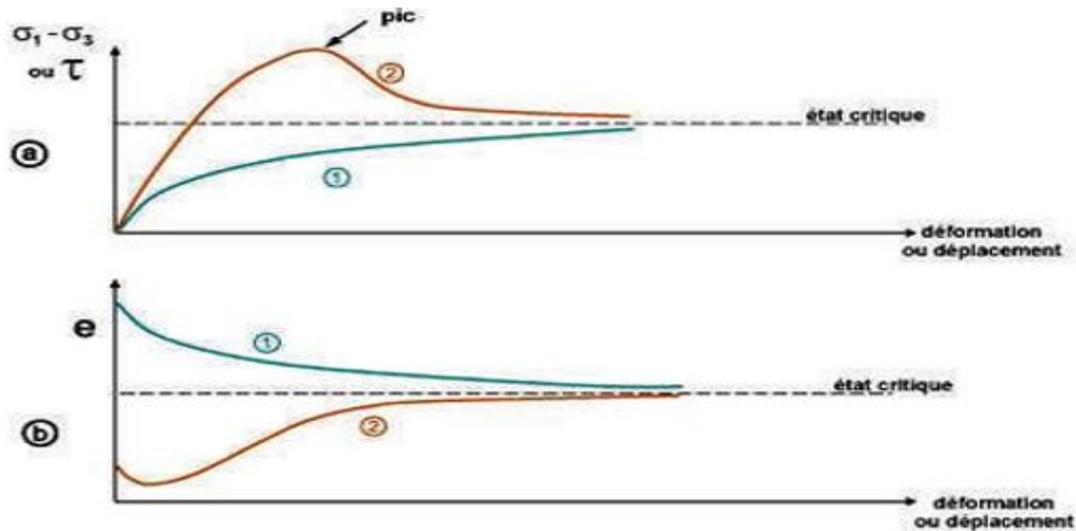


Figure 3. 9 : Courbes types d'essai de cisaillement direct : Contrainte-Déformation et Indice des Vides-Déformation pour 1. Sables Lâches et 2. Sables Denses.

### 3.5 Modélisation par éléments discrets de l'essai de cisaillement à la boîte d'un sable dense

#### 3.5.1 Modélisation en 2D du test de cisaillement à la boîte

Dans le cadre de cette étude, une modélisation en 2D de l'essai de cisaillement à la boîte a été réalisée. Le code développé pour simuler le test de cisaillement est basé sur le modèle à éléments discrets décrit précédemment. Cette modélisation est implémentée en langage C++ et utilise la bibliothèque graphique OpenGL pour les visualisations.

La boîte à cisaillement direct générée est composée de deux demi-boîtes rigides, la demi-boîte supérieure étant fixe tandis que la demi-boîte inférieure est soumise à un mouvement horizontal imposé afin de générer un cisaillement de l'échantillon.

Lors de chaque test de cisaillement, l'échantillon est soumis à une contrainte de confinement spécifiée à l'aide d'un plateau rigide placé sur la surface supérieure de l'échantillon et maintenu horizontal pendant le test. Les deux demi-boîtes sont étendues latéralement par des parois horizontales afin d'empêcher les grains de s'échapper de la boîte pendant le cisaillement (Fig.3.10).

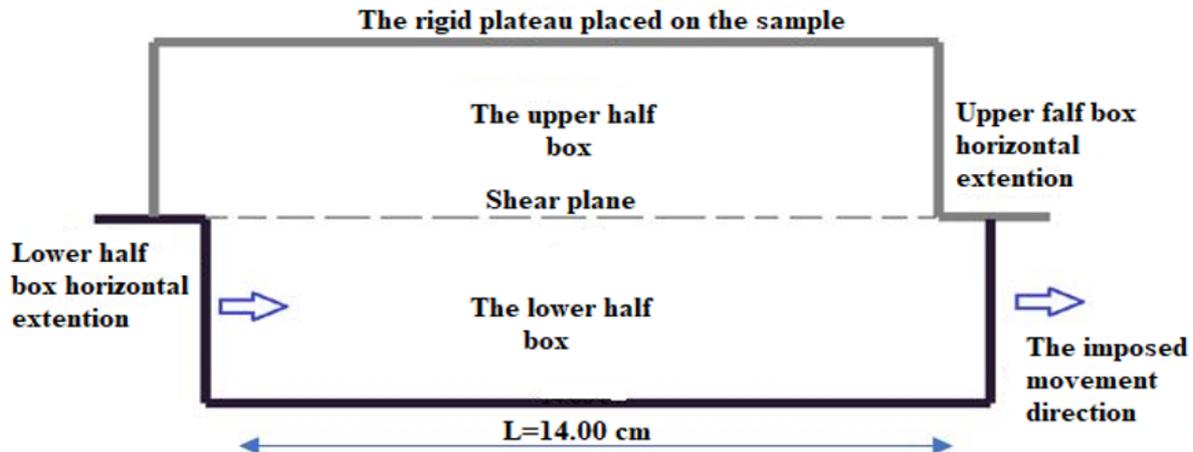


Figure 3. 10 : Illustration du modèle de test de la boîte à cisaillement direct.

Le modèle numérique développé, a été décrit en détail dans le chapitre précédent. Elle consiste à modéliser les grains par des éléments indépendants interagissant via des points de contact, privilégiant des formes simples comme des disques en 2D et des sphères en 3D. Les éléments sont considérés légèrement déformables, les forces de contact étant calculées à partir de modèles simples basés sur les déformations des grains, permettant ainsi de réduire la taille des calculs. Les déformations dans le modèle des matériaux granulaires résultent du mouvement relatif des grains, régi par la deuxième loi de Newton.

L'évolution du mouvement des grains entre les étapes comprend une phase de prédiction avec l'accélération initiale et une phase de correction avec l'accélération finale. Les vitesses et positions sont ajustées en fonction des changements d'accélération. Plusieurs schémas existent, le plus populaire étant l'algorithme de Velocity-Verlet (Verlet 1967).

La force de contact est décomposée en deux composantes : une composante normale et une composante tangentielle. Dans ce travail, la force normale est calculée par le modèle viscoélastique linéaire, tandis que la force tangentielle est calculée par le modèle viscoélastique linéaire avec glissement, comme décrit en détail dans le chapitre précédent. Les expressions mathématiques de ces forces sont ensuite :

$$\vec{F}_n = (-k_n \cdot D_n - v_n \cdot V_n) \cdot \vec{n} \quad (3.2)$$

$$\vec{F}_s = \min(k_s D_s + v_s V_s, \mu F_n) \cdot \vec{s} \quad (3.3)$$

Il convient de noter que les constantes d'amortissement élastique et visqueux ( $k_n$  et  $v_n$ ) sont choisies pour modéliser correctement le comportement du matériau. En effet,  $k_n$  doit être suffisamment élevé pour éviter un chevauchement substantiel qui pourrait influencer le comportement global (Mansouri 2014), tandis que  $v_n$ , qui contrôle l'amortissement dans le matériau, est calculé à partir du coefficient de restitution  $\varepsilon_n$ , représentant le rapport de la vitesse normale correspondant à la fin du contact à la vitesse

normale du début du contact. Afin de décrire de manière précise l'évolution de la force de contact dans cette étude, on choisit un pas de temps  $\Delta t = \frac{1}{10} \cdot \Delta t_{cr}$ , qui est couramment utilisé dans la littérature. Un moment de roulement résistant  $M_r$  est incorporé au modèle des éléments discrets (DEM). L'expression mathématique de ces moments est alors :

$$M_r = -\lambda F_n w' \quad (3.4)$$

Avec  $w'$  est la vitesse de rotation du grain  $i$  par rapport au grain  $j$ , elle s'exprime par :  $dw' = w_i - w_j$ ,  $\lambda$  est l'excentricité de la force normale résultante dans le contact donné par :

$$\lambda = \alpha \sqrt{r_i^2 - \left(r_i - \frac{D_n}{2}\right)^2} \quad (3.5)$$

$\alpha$ , est le coefficient qui contrôle la position de  $F_n$  avec  $0 < \alpha < 1$ .

### 3.5.2 Préparation des échantillons

Les échantillons utilisés dans les tests de cisaillement sont composés de 5000 disques dont les diamètres sont choisis selon le modèle de distribution des tailles proposé par (Voivret et al., 2007), comme illustré dans la Figure 3.11. Les rayons maximum et minimum sont respectivement ( $r_{min} = 0,5$  mm) et ( $r_{max} = 1$  mm).

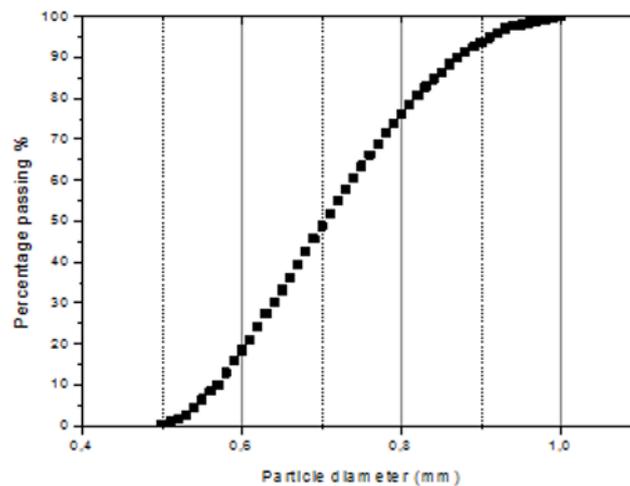
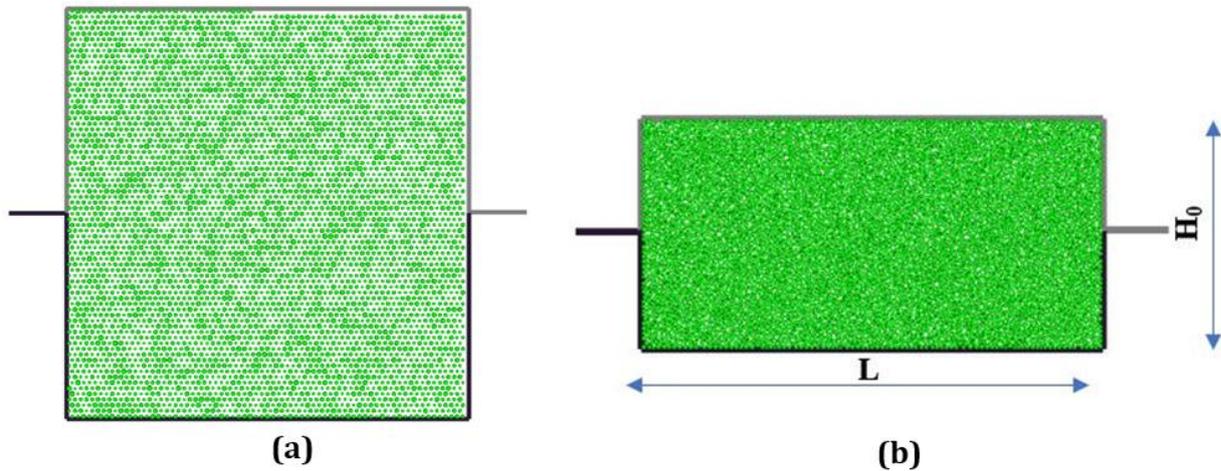


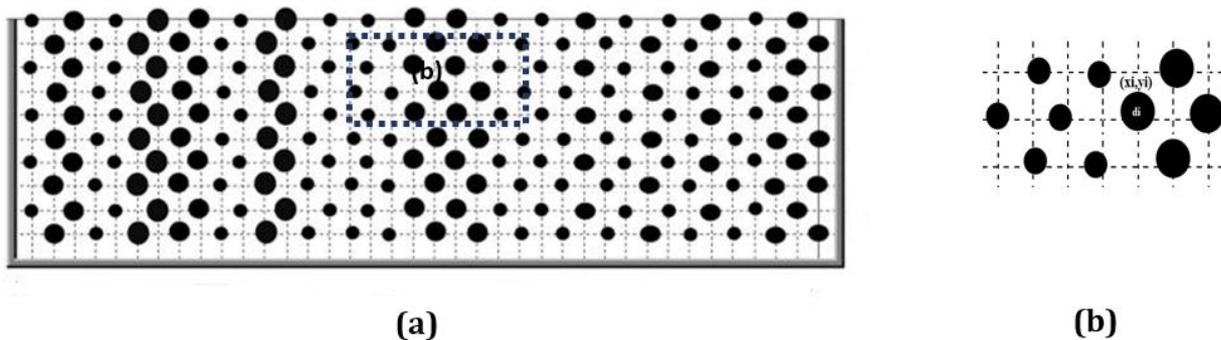
Figure 3. 11 : Distribution granulométrique du matériau du modèle.

La préparation des échantillons se fait par pluviation sous l'effet de la gravité. Initialement, les grains sont positionnés sur une grille régulière sans contact, puis ils sont soumis à une accélération gravitationnelle pour être déposés dans la boîte (Fig. 3.12a). Dans cette étude, l'indice initial des vides n'est pas modifié d'un test à l'autre. Les positions finales des particules générées après la pluviation sous l'effet de la gravité sont enregistrées afin de reproduire les mêmes conditions initiales pour tous les tests de cisaillement (Fig. 3.12b).



**Figure 3. 12:** Géométrie du modèle ; (a) avant la pluviométrie gravitaire ; (b) après la pluviométrie gravitaire.

Il est important de noter que l'indice initial des vides dépend de plusieurs paramètres, notamment du frottement intergranulaire et du processus de pluviométrie, comprenant les positions intergranulaires initiales et les distances entre eux. Dans cette étude, ces paramètres sont choisis de manière à obtenir un échantillon dense. En particulier, le frottement intergranulaire est initialement fixé à zéro, et les grains sont positionnés avant la pluviométrie selon une grille triangulaire (Fig. 3.13a).



**Figure 3. 13:** Les positions des grains avant la pluviométrie gravitaire.

### 3.5.3 Propriétés micromécaniques du modèle

Les propriétés des grains et les paramètres micromécaniques impliqués dans le calcul des forces de contact entre les grains et entre les grains et les parois de la boîte sont présentés dans le Tableau 3.1. Il est à noter que l'utilisation d'éléments de forme circulaire entraîne une perte de résistance au roulement pour les grains des matériaux granulaires naturels tels que les sables. Pour compenser ce manque, un moment de résistance au roulement est intégré dans le modèle.

Tableau 3. 1: Propriétés Micromécanique du modèle.

Property	Sand particle	Shear box
Contact normal stiffness, $k_n$ (N/m)	$1.2 \times 10^8$	$1.2 \times 10^8$
Contact shear stiffness, $k_s$ (N/m)	$9.6 \times 10^8$	$9.6 \times 10^8$
Specific density of solid, $G_s$	2.6	-
Inter-particle friction coefficient, $\mu$	0.4	0.4

### 3.5.4 Simulations réalisées

Le travail de simulation comprend deux séries de tests de cisaillement sur les échantillons numériques préparés selon la procédure mentionnée ci-dessus. La première série consiste en des tests sans préchargement, servant de référence pour évaluer l'effet du préchargement. La seconde série implique un préchargement des échantillons. Dans les deux cas, les tests sont réalisés sous des contraintes de confinement de 50, 100 et 200 kPa. Pour les échantillons préchargés, chaque test de cisaillement commence par l'application d'une contrainte de préchargement, suivie d'un déchargement jusqu'à atteindre la contrainte de confinement spécifique au test. Cette approche permet d'étudier l'influence du préchargement sur le comportement mécanique du matériau. Les différentes configurations de tests de cisaillement, avec et sans préchargement, sont détaillées dans le Tableau 3.2, offrant ainsi une base comparative pour analyser l'effet du préchargement sur les propriétés mécaniques des échantillons.

Tableau 3. 2: Les différentes configurations des essais de cisaillement réalisés.

Preloading stress (kPa)	Confining stress during shearing (kPa)	Designation
<b>0</b>	<b>50</b>	<b>0-50</b>
<b>100</b>	50	100-50
<b>200</b>	50	200-50
<b>300</b>	50	300-50
<b>400</b>	50	400-50
<b>0</b>	<b>100</b>	<b>0-100</b>
<b>200</b>	100	200-100
<b>300</b>	100	300-100
<b>400</b>	100	400-100
<b>0</b>	<b>200</b>	<b>0-200</b>
<b>300</b>	200	300-200
<b>200</b>	200	400-200

Au cours du processus de cisaillement, la contrainte de confinement appliquée par le plateau supérieur à l'échantillon est maintenue constante en ajustant la position du plateau de manière asservie. À n'importe quel moment pendant le cisaillement, la contrainte de cisaillement au niveau du plan de cisaillement est calculée en divisant la force de cisaillement horizontale enregistrée ( $F_c$ ) par la surface corrigée du plan ( $S_c$ ) P.Schuhmacher (2016) :

$$\tau = \frac{F_c}{S_c} \quad (3.6)$$

La force horizontale résultante appliquée par les grains sur les parois verticales de la demi-boîte inférieure ( $F_c$ ) est exprimée par (Fig.3.14):

$$F_c = F_g - F_d \quad (3.7)$$

La surface corrigée est la surface du sol dans le plan de cisaillement (Fig. 3.14), elle diminue lorsque les deux demi-boîtes se déplacent l'une par rapport à l'autre. Pour la modélisation en 2D, elle est obtenue en soustrayant le déplacement horizontal au temps spécifié de la longueur initiale de la boîte à cisaillement, puisque la troisième dimension est égale à 1 dans ce cas :

$$S_c = (L - \delta) \times 1 \quad (3.8)$$

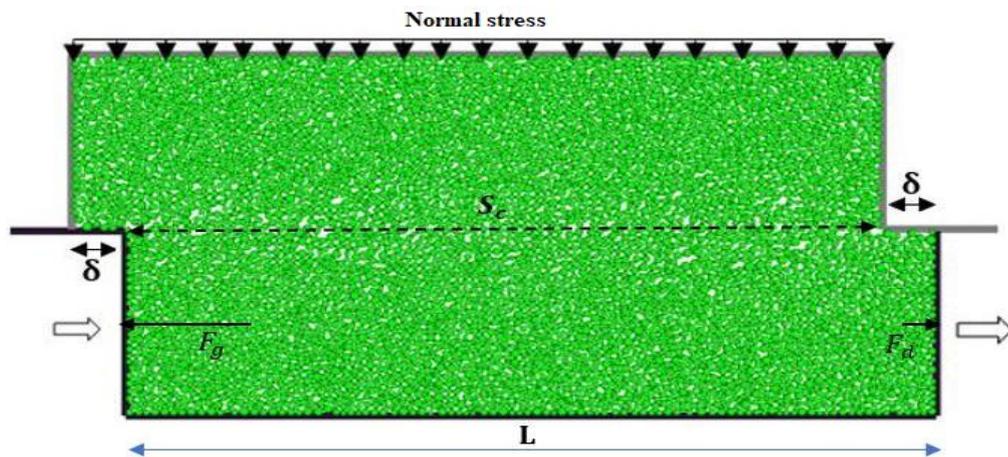


Figure 3. 14: Modèle DEM d'une boîte de cisaillement direct présentant un échantillon cisailé.

## 3.6 Résultats et discussions

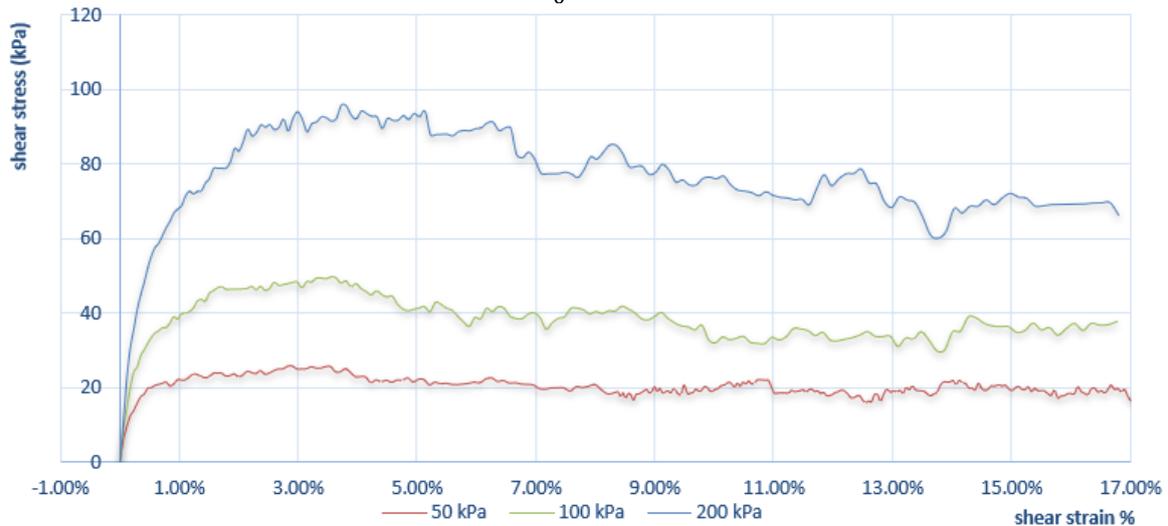
### 3.6.1 Échantillons non préchargés

#### 3.6.1.1 Contrainte de cisaillement

La Figure 3.15 présente le graphique de la contrainte de cisaillement en fonction de la déformation de cisaillement pour les échantillons non préchargés avec des contraintes de confinement de 50 kPa, 100 kPa et 200 kPa.

La déformation de cisaillement est définie ici comme le rapport du déplacement horizontal relatif des deux moitiés de la boîte ( $\delta$ ) sur l'épaisseur initiale de l'échantillon ( $H_0$ ) :

$$\gamma = \frac{\delta}{H_0} \quad (3.9)$$



**Figure 3. 15:**Contrainte de cisaillement vs. déformation de cisaillement pour les échantillons non préchargé pour Contraintes de confinement de (a) 50 kPa ; (b) 100 kPa et (c) 200 kPa.

Les graphiques révèlent un comportement caractéristique du matériau sous cisaillement. On observe distinctement deux phases :

1. Une phase initiale culminant par un pic de résistance, qui représente la résistance maximale au cisaillement du matériau.
2. Une phase résiduelle où la contrainte de cisaillement se stabilise autour d'une valeur plateau, avec de légères fluctuations.

Ce comportement est typique des matériaux granulaires denses ou des sols surconsolidés. Le pic initial indique la mobilisation maximale de la résistance au cisaillement, tandis que le plateau résiduel représente la résistance à long terme du matériau après réarrangement des particules.

On constate clairement que la résistance au cisaillement augmente avec la contrainte de confinement, tant pour la phase de pic que pour la phase résiduelle. Cette relation est conforme au critère de rupture de Mohr-Coulomb, soulignant l'influence significative de la contrainte normale sur la résistance au cisaillement du matériau. Les valeurs moyennes des résistances au pic et résiduelles pour chaque niveau de confinement sont présentées dans le tableau suivant :

**Tableau 3. 3:** Valeurs moyennes des résistances aux pics et résiduelles pour différentes contraintes de confinement.

Load	Peak Shear strength $\tau_p$ (kPa)	Residual shear strength $\tau_r$ (kPa)
50 (kPa)	25.71	18.97
100 (kPa)	49.79	36.43
200 (kPa)	95.82	69.95

L'analyse du Tableau 3.3 met en évidence une augmentation linéaire de la résistance au cisaillement avec le confinement, tant au pic qu'à l'état résiduel. La résistance au pic

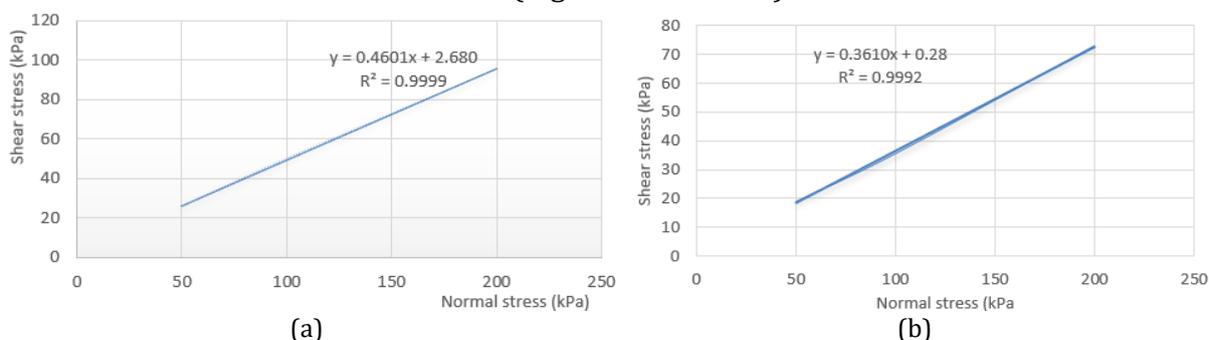
est systématiquement supérieure à la résistance résiduelle, avec un ratio constant d'environ 1,35-1,37.

### 3.6.1.2 Angle de frottement interne et cohésion du matériau

L'angle de frottement interne ( $\varphi$ ) et la cohésion ( $c$ ) sont évalués après avoir tracé l'enveloppe linéaire de Mohr-Coulomb, qui est exprimée par l'équation :

$$\tau_f = c + \sigma_n \cdot \text{tg}\varphi \quad (3.10)$$

Avec  $\tau_f$  représentant la contrainte de cisaillement à la rupture (résistance au cisaillement) lorsque la contrainte normale est  $\sigma_n$ . Une enveloppe linéaire de Mohr-Coulomb est obtenue à partir de trois tests avec des contraintes de confinement de 50, 100 et 200 kPa. La Figure 3.16 présente l'enveloppe linéaires de Mohr-Coulomb pour les échantillons non préchargés. Ces enveloppes sont représentées séparément pour les résistances au cisaillement maximales et résiduelles (Fig. 3.16a et 3.16b).



**Figure 3. 16:** Enveloppes de Mohr-Coulomb linéaires ; (a) Résistance maximale au cisaillement ; (b) Résistances au cisaillement résiduelles.

Le Tableau 3.4 présente les paramètres de résistance au cisaillement (angle de frottement interne et cohésion) obtenus à partir des valeurs de résistance au pic et résiduelle pour les échantillons non préchargés.

**Tableau 3. 4:** Angle de frottement et cohésion pour les échantillons non préchargés.

Phase	$\varphi$ (°)	c (kPa)
Phase au pic	24.70	2.68
Phase résiduelle	19.85	0.28

Le Tableau 3.5 révèle des différences significatives entre les paramètres de résistance au cisaillement en phase de pic et en phase résiduelle pour les échantillons non préchargés :

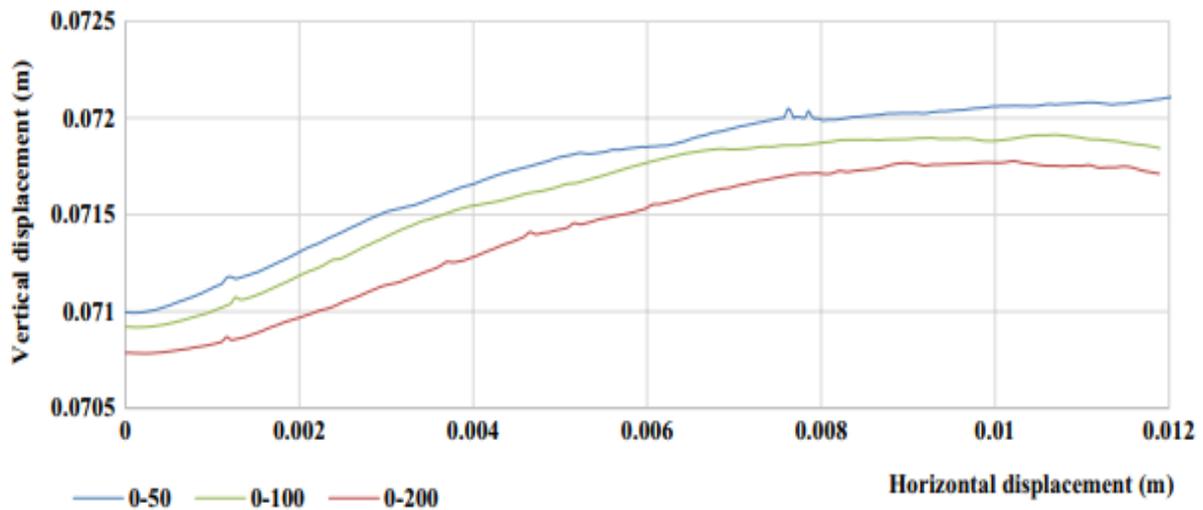
1. Angle de frottement ( $\varphi$ ) : Plus élevé au pic (24,70°) qu'en phase résiduelle (19,85°), reflétant la résistance maximale initiale due à l'imbrication des particules.
2. Cohésion ( $c$ ) : Présente au pic (2,68 kPa) et quasi-nulle en phase résiduelle (0,28 kPa).

Pendant le cisaillement, les grains de sable denses doivent se soulever et passer par-

dessus les particules adjacentes, provoquant une augmentation de volume. Cette augmentation de volume est connue sous le nom de dilatance. Lorsque le sable se dilate, les grains s'imbriquent, créant une résistance supplémentaire au cisaillement. Cette imbrication peut se manifester comme une cohésion apparente dans le critère de rupture de Mohr-Coulomb.

### 3.6.1.3 Déformation volumétrique

La Figure 3.17 illustre l'évolution de l'indice des vides en fonction de la déformation de cisaillement pour le cas des échantillons non préchargés, avec des contraintes de confinement de 50, 100 et 200 kPa.



**Figure 3. 17:** Évolution du déplacement vertical en fonction du déplacement horizontal pour les échantillons non préchargés et des contraintes de confinement de 50, 100 et 200 kPa.

Cette figure indique que le comportement de l'échantillon est principalement dilatant, même s'il présente une légère compression au début du cisaillement. Ces graphiques montrent également qu'à de grandes déformations ( $\gamma > 10\%$ ), l'indice des vides tend vers un plateau, qui correspondrait à l'indice des vides critique observé lors des tests de cisaillement physiques (Kramer 1996). De plus, les graphiques confirment que l'indice de vides critique diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement pendant le cisaillement.

De plus, dans le cas du cisaillement plan, l'angle de dilatance ( $\psi$ ) est obtenu par le rapport du déplacement vertical du plateau supérieur au déplacement horizontal imposé [P Schuhmacher (2016)], tel que :

$$\tan\psi = \frac{\Delta y}{\Delta x} \quad (3.11)$$

Étant donné que  $\tan\psi$  représente la pente des courbes présentées dans la Figure 3.17, il est évident que l'angle de dilatance ( $\psi$ ) varie pendant le cisaillement, dépendant ainsi du niveau de déformation simulé.

Afin d'observer l'effet de la contrainte de confinement sur la dilatance, les angles de dilatance sont calculés pour les trois cas de chargement et présentés dans le Tableau 3.5. Ces angles représentent les pentes moyennes dans l'intervalle de déformation [2%, 4%] :

**Tableau 3. 5** : Angle de dilatance pour tous les tests réalisés sur les échantillons non préchargés.

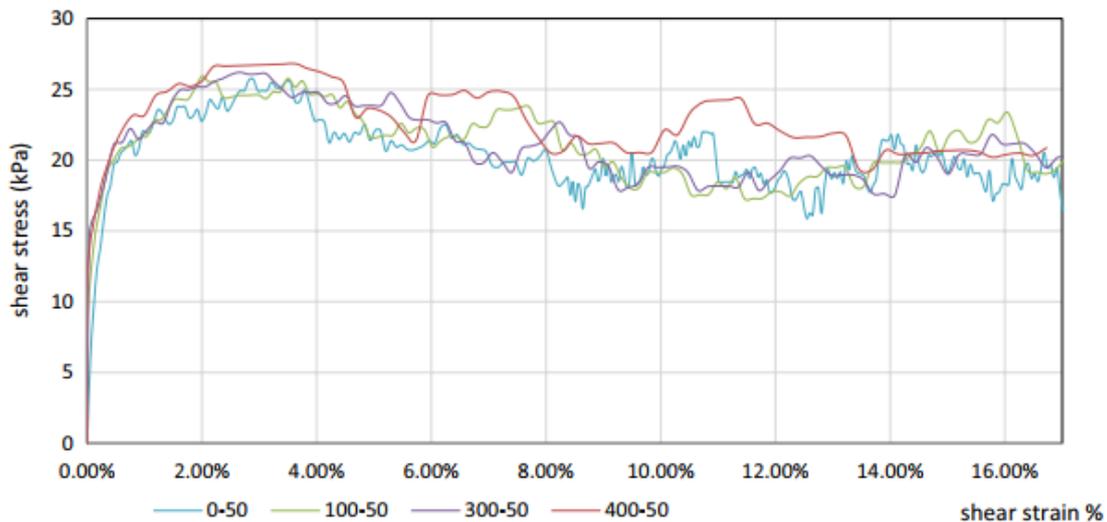
Load	$\psi$
50 (kPa)	11.83
100 (kPa)	11.27
200 (kPa)	9.41

On constate une diminution de l'angle de dilatance avec l'augmentation de la contrainte de confinement.

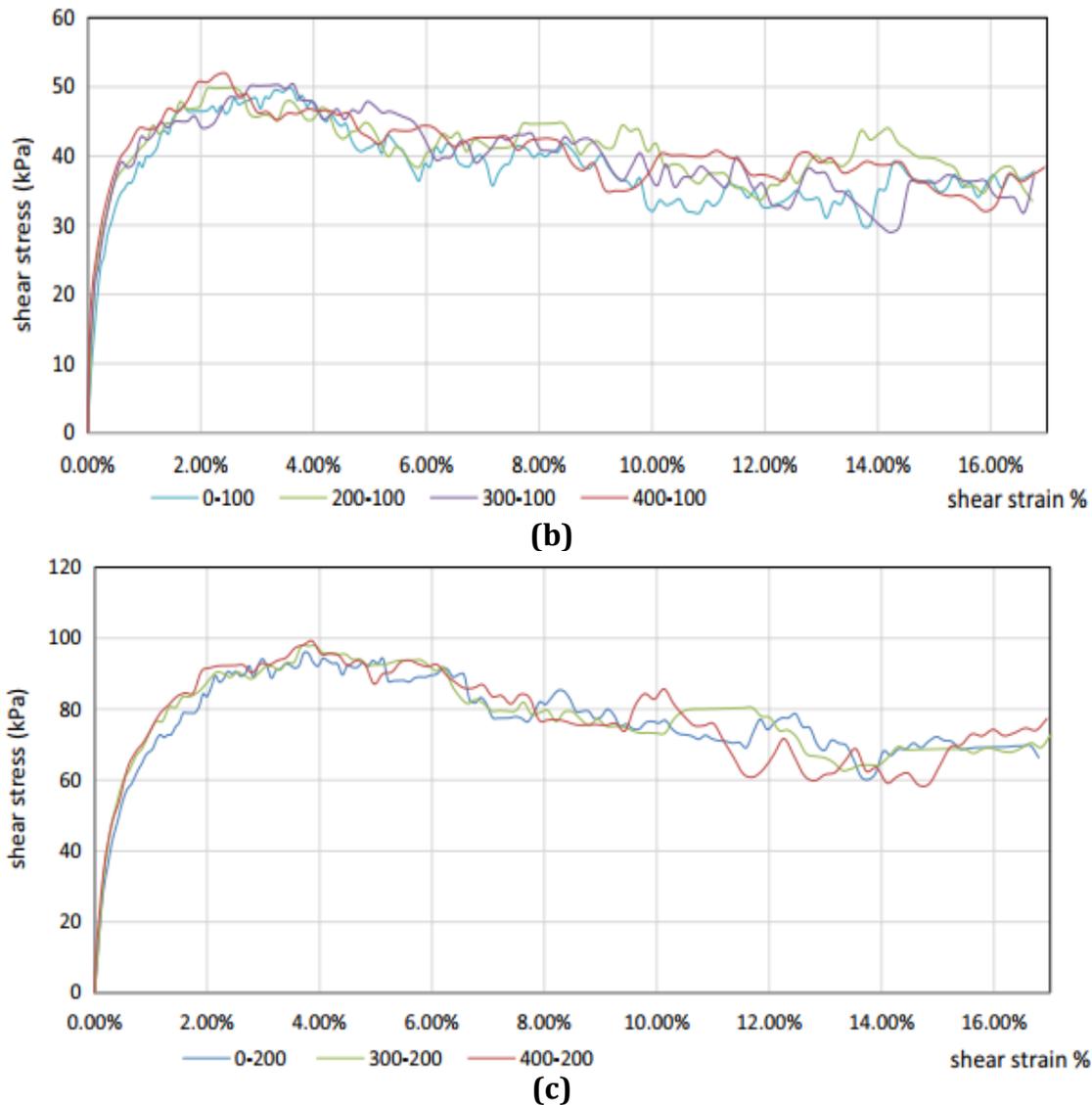
### 3.6.2 Échantillons subissant un préchargement

#### 3.6.2.1 Contrainte de cisaillement

La Figure 3.18 présente des graphiques de la contrainte de cisaillement en fonction de la déformation de cisaillement pour l'ensemble des tests réalisés. La Figure 3.15a correspond aux tests pour lesquels la contrainte de confinement pendant le cisaillement est de 50 kPa avec différents préchargements. De même, les figures 3.15b et 3.15c correspondent aux tests avec des contraintes de confinement de 100 kPa et 200 kPa respectivement.



(a)



**Figure 3. 18:** Contrainte de cisaillement vs. déformation de cisaillement pour les différents cas de préchargement pour Contrainte de confinement de (a) 50 kPa ; (b) 100 kPa et (c) 200 kPa.

Ces graphiques démontrent que, pour une même contrainte de confinement, l'effet du préchargement est plus marqué avant d'atteindre le pic. En effet, on peut observer que les courbes avec les préchargements les plus élevées enveloppent les courbes avec des préchargements plus basses. Ce phénomène s'explique par le fait que le préchargement induit une réorganisation initiale des particules, créant une structure plus dense et imbriquée. Cette configuration initiale offre une résistance accrue au cisaillement dans les premières phases de la déformation. Ainsi, la résistance au cisaillement maximale ( $\tau_p$ ) augmente légèrement avec l'augmentation du préchargement, comme le montre le Tableau 3.6. Cette tendance est observée pour toutes les contraintes de confinement testées (50 kPa, 100 kPa, 200 kPa).

**Tableau 3. 6:** Valeurs moyennes des résistances aux pics et résiduelles pour les tests réalisés.

Preloading-confining stress	Peak Shear strength $\tau_p$ (kPa)
<b>0-50 (kPa)</b>	<b>25.71</b>
100-50 (kPa)	25.92
200-50 (kPa)	26.2
300-50 (kPa)	26.51
400-50 (kPa)	26.81
<b>0-100 (kPa)</b>	<b>49.79</b>
200-100 (kPa)	49.88
300-100 (kPa)	50.42
400-100 (kPa)	51.79
<b>0-200 (kPa)</b>	<b>95.82</b>
300-200 (kPa)	97.81
400-200 (kPa)	99.17

Au-delà du pic, les courbes fluctuent autour de moyennes très proches pour tous les préchargements. Il semble donc que les échantillons perdent leur historique de préchargement après que les grains se sont désenchevêtrés les uns des autres.

Le Tableau 3.7 présente les valeurs des résistances aux cisaillements résiduels obtenus pour tous les tests effectués. Ces valeurs sont calculées dans cette étude comme les moyennes des contraintes de cisaillement sur la plage de déformations de 6% à 17%. Les résultats indiquent que la résistance au cisaillement résiduelle ne change pas de manière monotone avec le préchargement. Cela signifie que le préchargement n'a pas d'effet déterminant sur la résistance au cisaillement résiduelle et que la variation de cette dernière est plutôt due à la perturbation des échantillons pendant le cisaillement.

**Tableau 3. 7:** Résistance au cisaillement résiduel ( $\tau_r$ ) pour les tests réalisés.

Preloading-confining stress	Residual shear strength $\tau_r$ (kPa)
<b>0-50 (kPa)</b>	<b>18.97</b>
100-50 (kPa)	20.03
200-50 (kPa)	19.76
300-50 (kPa)	19.14
400-50 (kPa)	20.87
<b>0-100 (kPa)</b>	<b>36.43</b>
200-100 (kPa)	38.37
300-100 (kPa)	34.57
400-100 (kPa)	37.01
<b>0-200 (kPa)</b>	<b>69.95</b>
300-200 (kPa)	68.42
400-200 (kPa)	66,70

3.6.2.2 Angle de frottement interne et cohésion du matériau

La Figure 3.19 présente les enveloppes linéaires de Mohr-Coulomb pour les échantillons non préchargés et les échantillons préchargés à 300 kPa et 400 kPa. Ces enveloppes sont représentées séparément pour les résistances au cisaillement maximales et résiduelles (Fig. 3.19a et 3.19b).

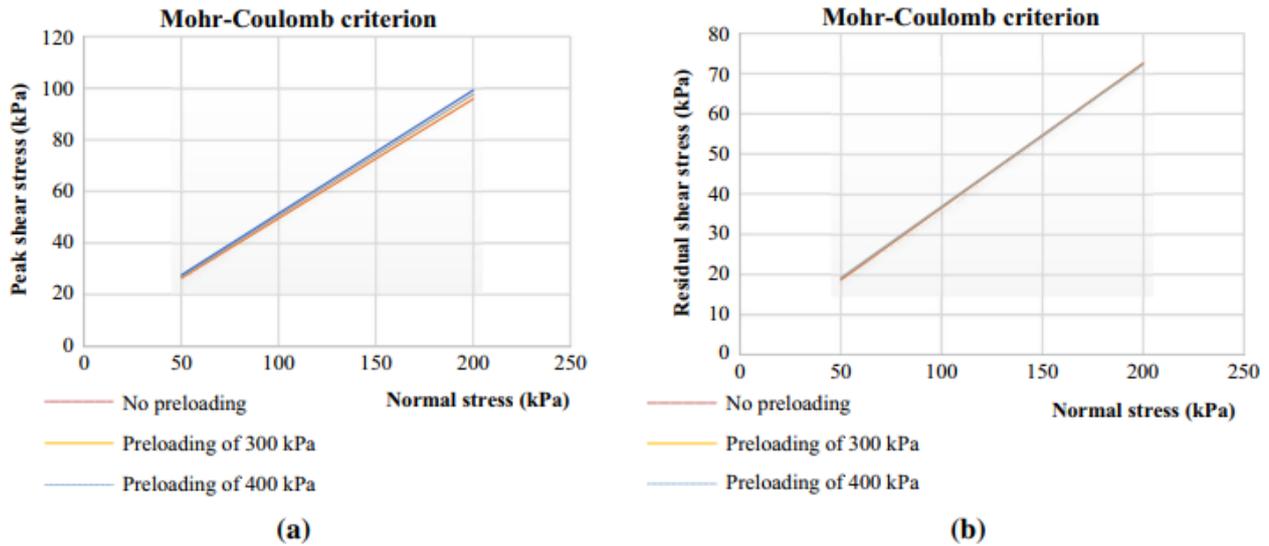


Figure 3. 19: Enveloppes de Mohr-Coulomb linéaires ; (a) Résistance maximale au cisaillement ; (b) Résistances au cisaillement résiduelles.

Le Tableau 3.8 présente l'angle de frottement interne et la cohésion obtenus à partir de la résistance au cisaillement maximal pour les différents préchargements : 0, 300 et 400 kPa. On peut observer qu'il y a une légère augmentation de l'angle de frottement au pic ( $\varphi_p$ ) lorsque le préchargement est augmenté. La même observation peut être faite pour la cohésion ( $c_p$ ).

Tableau 3. 8: Angle de frottement et cohésion aux pics pour les trois cas de préchargement.

Load	$\varphi_p$	$c_p$ (kPa)
No preloading	24.70	2.68
Preloading of 300 kPa	25.17	2.81
Preloading of 400 kPa	25.64	3.11

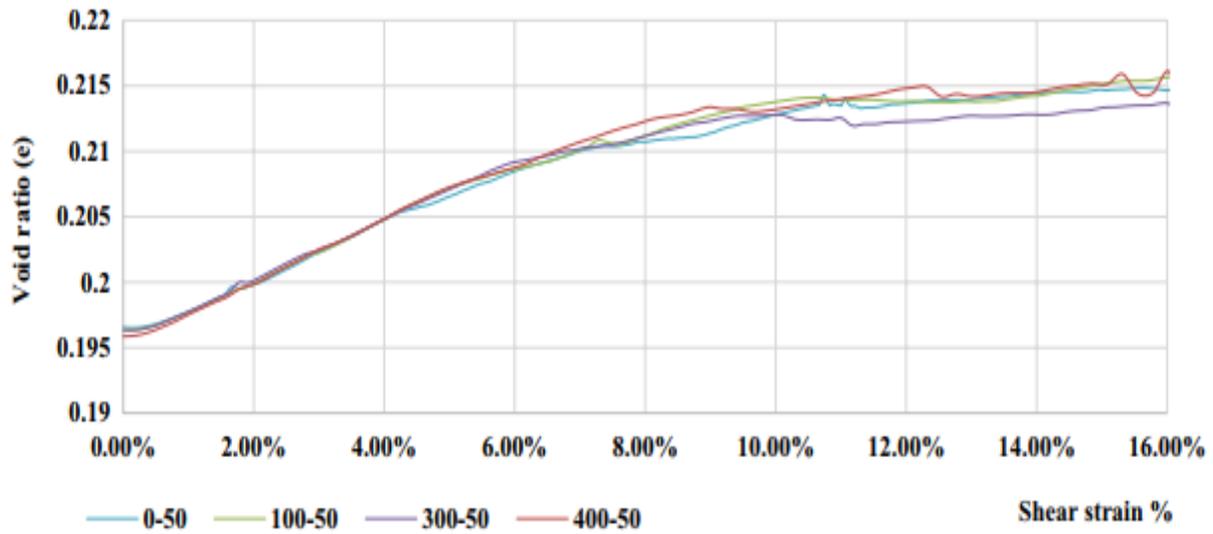
L'examen des résistances au cisaillement résiduelles (Fig. 3.19b) révèle un chevauchement quasi-total des enveloppes de Mohr-Coulomb pour les différents cas de préchargement. Cette observation est corroborée par les données du Tableau 3.9, qui présente les angles de frottement résiduel ( $\varphi_r$ ) et les cohésions résiduelles ( $c_r$ ) pour trois scénarios de préchargement.

**Tableau 3. 9** : Angle de frottement et cohésion résiduels pour les trois cas de préchargement.

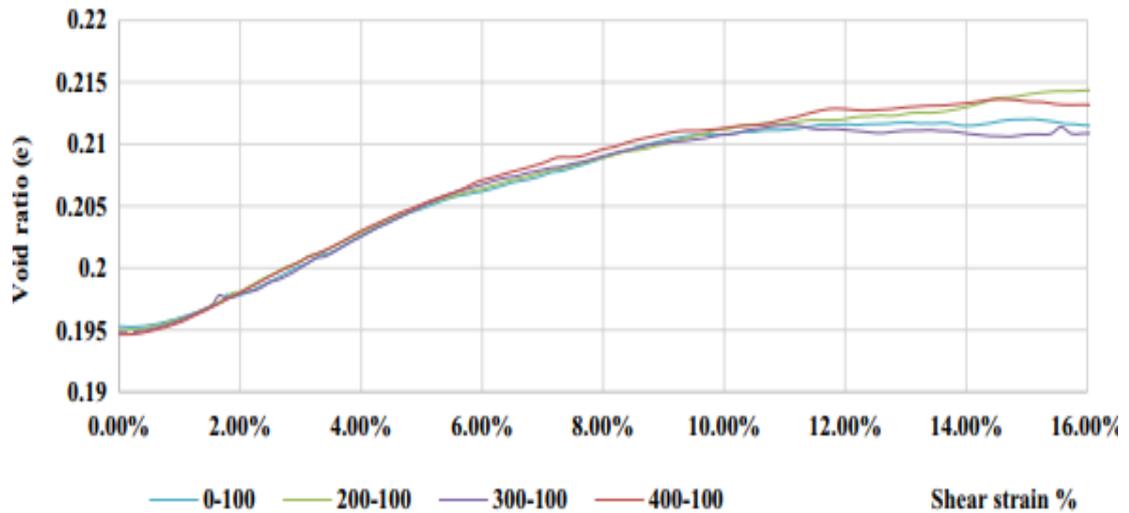
Load	$\varphi_r$	$c_r$ (kPa)
No preloading	19.85	0.28
Preloading of 300 kPa	19.69	0.95
Preloading of 400 kPa	19.72	0.5

### 3.6.2.3 Déformation volumique

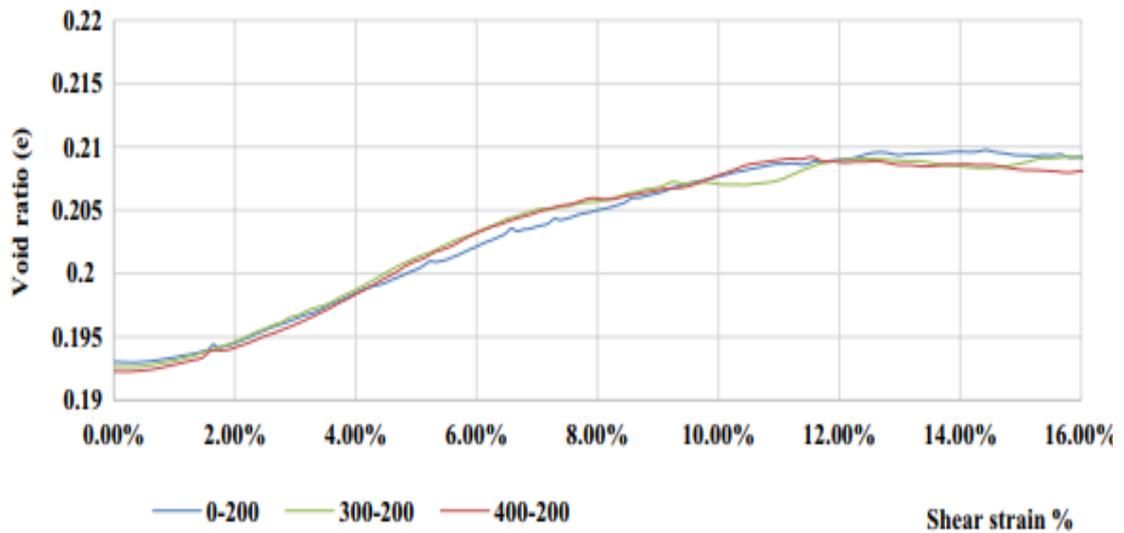
La Figure 3.20 illustre l'évolution de l'indice des vides en fonction de la déformation de cisaillement pour l'ensemble des tests réalisés. La Figure 3.20a correspond aux tests pour lesquels la contrainte de confinement pendant le cisaillement est de 50 kPa avec différents préchargements. De même, les figures 3.20b et 3.20c correspondent aux tests avec des contraintes de confinement de 100 kPa et 200 kPa respectivement.



(a)



(b)



(c)

**Figure 3. 20 :** Évolution de l'indice de vide en fonction de la déformation de cisaillement pour différents préchargements pour contraintes de confinement de (a) 50 kPa , (b) 100 kPa et (c) 200 kPa.

Les graphes révèlent que le comportement de l'échantillon est principalement dilatant, bien qu'une légère compression soit observée au début du cisaillement. Pour évaluer l'effet du préchargement sur la dilatance, les angles de dilatance ont été calculés pour l'ensemble des tests simulés et sont présentés dans le Tableau 3.10. Ces angles correspondent aux pentes moyennes de l'évolution de l'indice de vide dans l'intervalle de déformation compris entre [2 %, 4 %] pour chaque cas de préchargement.

**Tableau 3. 10 :** Angle de dilatance pour tous les tests réalisés pour les différents préchargements.

Preloading-confining stress	$\Psi$
<b>0-50 (kPa)</b>	<b>11.83</b>
100-50 (kPa)	11.60
200-50 (kPa)	11.62
300-50 (kPa)	11.67
400-50 (kPa)	11.84
<b>0-100 (kPa)</b>	<b>11.27</b>
200-100 (kPa)	11.21
300-100 (kPa)	11.10
400-100 (kPa)	11.09
<b>0-200 (kPa)</b>	<b>9.41</b>
300-200 (kPa)	9.84
400-200 (kPa)	9.88

Les résultats obtenus indiquent que l'angle de dilatance est quasiment insensible à l'effet du préchargement, mais diminue progressivement avec l'augmentation de la contrainte de confinement. L'évolution des indices de vide pendant le cisaillement sous différentes contraintes de confinement et préchargements sont représentées sur un même graphique (Fig. 3.20). Les indices de vide critiques ( $e_c$ ), calculés pour des déformations supérieures à 10 %, ont été extraits de ces graphiques et sont présentés dans le Tableau 3.11. Ces résultats montrent que, pour une contrainte de confinement donnée, l'indice de vide critique reste quasiment constant. Cependant, une tendance claire se dégage : l'indice de vide critique diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement lors du cisaillement.

**Tableau 3. 11 :** Indices de vides critiques pour les différents cas de préchargement et les différentes contraintes de confinement

Preloading-confining stress	Critical Void Ratio ( $e_c$ )
<b>0-50</b>	0.2141
<b>100-50</b>	0.2145
<b>200-50</b>	0.2140
<b>300-50</b>	0.2140
<b>400-50</b>	0.2144
<b>0-100</b>	0.2114
<b>200-100</b>	0.2120
<b>300-100</b>	0.2110
<b>400-100</b>	0.2120
<b>0-200</b>	0.2090
<b>300-200</b>	0.2084
<b>400-200</b>	0.2085

Ces résultats confirment que, pour une même contrainte de confinement, les échantillons soumis aux différents préchargements ont presque les mêmes angles de dilatance. En revanche, pour de grandes déformations, ces échantillons atteignent les mêmes indices de vides critiques. Cela confirme que l'historique de préchargement n'a pas d'effet sur l'indice de vides critique.

### 3.7 Conclusions

Dans cette étude, nous avons exploré l'effet du préchargement sur la résistance au cisaillement des sols sableux denses à travers une modélisation par éléments discrets du test de cisaillement direct. Nous avons utilisé la méthode de la dynamique moléculaire avec des éléments de forme circulaire dans lesquels les forces normales intergranulaires sont calculées avec un modèle viscoélastique linéaire et les forces tangentielles sont calculées avec un modèle viscoélastique parfaitement plastique. Un modèle de frottement de roulement est incorporé afin de prendre en compte l'amortissement dans le mouvement de roulement des grains. Les échantillons sont construits par pluviation, soumis à différentes contraintes de préchargements verticaux, puis soumis au cisaillement sous des contraintes de confinement de 50, 100 et 200 kPa.

Cette étude a permis de valider avec succès le potentiel de la méthode des éléments discrets dans l'analyse des problèmes géotechniques. Les simulations réalisées reproduisent bien les caractéristiques des tests de cisaillement sur des sables denses, en particulier :

- La résistance au cisaillement est caractérisée par un pic avant d'atteindre le plateau résiduel ;
- Le comportement des sables denses pendant le cisaillement est dilatant ;
- L'angle de dilatance dépend du niveau de contrainte de confinement et du niveau de déformation ;
- L'indice de vides critique diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement.

Ces simulations ont également démontré que le préchargement a un léger effet dans la phase initiale du cisaillement, c'est-à-dire avant d'atteindre le pic de la résistance au cisaillement. En effet, l'angle de frottement et la cohésion obtenus à partir des résistances au cisaillement maximales augmentent légèrement avec l'augmentation du préchargement. Cependant, une fois le pic atteint, le désenchevêtrement des grains entraîne une perte de l'historique de précharge. Par conséquent, la résistance au cisaillement et l'indice de vides critique deviennent insensibles à l'historique de préchargement.

Cette étude de cas a établi les fondements nécessaires pour entrer dans le chapitre suivant de la thèse. Ce prochain chapitre se focalisera sur le développement du modèle d'un sol sableux incorporant des racines végétales, avec un accent particulier sur le choix des paramètres, l'intégration des propriétés des racines dans le modèle MED, la validation du modèle, l'analyse des résultats, et enfin, une synthèse concluante des travaux réalisés. L'ensemble de ces deux chapitres offre une perspective approfondie sur les applications de la modélisation par éléments discrets dans le domaine de la géotechnique, notamment en ce qui concerne le renforcement des sols par l'interaction avec les racines végétales.

## Chapitre 4

---

### **Analyse de l'effet des racines sur le comportement au cisaillement des sols sableux**

---

## 4.1 Introduction

Le renforcement des sols par les systèmes racinaires représente une approche prometteuse pour améliorer la stabilité des sols tout en favorisant la durabilité écologique. Cette méthode, inspirée des processus naturels, offre des avantages significatifs en termes de coût, d'esthétique et d'impact environnemental par rapport aux techniques de renforcement traditionnelles. Cependant, la complexité des interactions entre le sol et les racines pose des défis considérables pour la modélisation et la prédiction précise de leur effet sur la résistance au cisaillement des sols.

Des études récentes ont considérablement fait progresser notre compréhension de l'impact de l'architecture des systèmes racinaires sur la résistance et la stabilité des sols. Des facteurs clés tels que la densité racinaire, la distribution spatiale et l'orientation ont été identifiés comme critiques dans ce processus. Les recherches de Yunpeng Li et al. (2017) et Murielle Ghestem et al. (2014) ont notamment souligné l'importance de considérer l'architecture racinaire en conjonction avec le type de sol et les conditions environnementales. De plus, le positionnement et l'inclinaison des racines sont des paramètres cruciaux influençant les résultats du renforcement du sol.

Bien que les expériences de terrain et de laboratoire fournissent des informations précieuses sur le comportement des sols renforcés par les racines, ces approches expérimentales sont souvent limitées en termes de contrôlabilité, de répétabilité et de capacité à isoler des variables spécifiques. Face à ces défis, la modélisation numérique est devenue un outil complémentaire efficace. Elle permet d'étudier de manière systématique les interactions complexes entre les racines et le sol dans diverses conditions, offrant ainsi une perspective supplémentaire à la compréhension de ces systèmes.

Dans le cadre de cette thèse, qui vise initialement à évaluer l'effet de la végétation sur la stabilité des pentes, nous nous concentrons sur la modélisation du renforcement des sols par les racines végétales. Bien que cette technique soit utilisée depuis longtemps de manière empirique pour stabiliser les pentes naturelles et les talus conçus par les ingénieurs, la quantification précise de son effet renforçant en termes de mécanismes physiques sous-jacents reste un défi à l'état des connaissances actuelles.

Étant donné que le déclenchement d'une instabilité de pente résulte du cisaillement du sol, notre travail s'est orienté vers l'étude de l'influence des racines de plantes sur la résistance au cisaillement des sols. Pour cela, nous avons opté pour une approche de modélisation numérique utilisant la méthode des éléments discrets (DEM). Cette méthode, prenant en compte la nature discontinue du sol, est capable de reproduire les déformations locales autour des racines et leurs évolutions au cours du cisaillement, effets qui entraînent une modification notable de la résistance au cisaillement des sols.

Compte tenu de la popularité de l'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande dans la caractérisation de la résistance au cisaillement des sols, nous avons élaboré un modèle numérique 2D de cet essai. Ce modèle permet de cisailier un matériau granulaire avec et sans racines végétales. Les racines sont modélisées par des chaînes de grains résistantes à la traction, à la flexion et au cisaillement. Les échantillons de sol sont construits par pluviation sèche avant d'être soumis au confinement par contrainte verticale. Pour la construction des racines, nous avons mis en œuvre une procédure imitant leur développement naturel à partir d'une graine, formant à la fin une chaîne droite de longueur spécifiée.

Notre étude comprend une série de simulations, incluant des échantillons sans racines comme contrôle, ainsi que des échantillons avec diverses configurations racinaires. Nous explorons spécifiquement comment les variations de la densité racinaire influencent la résistance au cisaillement et le comportement volumétrique du sol. De plus, nous examinons les effets du positionnement des racines dans la boîte de cisaillement et l'influence des angles d'inclinaison des racines sur le renforcement global du sol, avec une attention particulière aux effets de bord potentiels.

Cette approche numérique nous permet d'élucider l'influence de paramètres clés tels que la densité, la position et l'inclinaison des racines sur la résistance au cisaillement et le comportement de déformation du sol. Les simulations réalisées ont permis de mettre en évidence certains aspects intéressants du comportement au cisaillement des sables comportant des racines, contribuant ainsi à une meilleure compréhension des mécanismes de renforcement des sols par la végétation.

## 4.2 Modélisation par éléments discrets

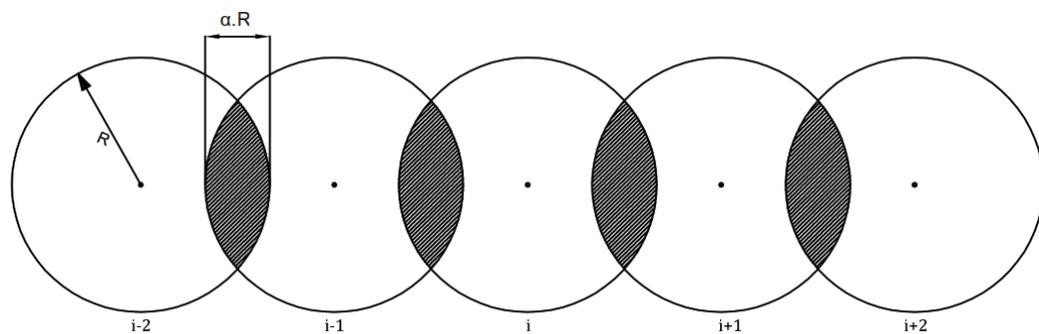
Dans le cadre de cette étude, nous avons développé une modélisation en 2D de l'essai de cisaillement à la boîte contenant des échantillons de sable avec racines. Bien que les principes fondamentaux du modèle, tels que la génération de la boîte à cisaillement direct, les lois d'interactions entre les grains et le cycle de calcul, aient toujours été décrits en détail dans les chapitres précédents, cette section se concentre sur notre approche d'intégrer les racines dans le modèle.

### 4.2.1 Représentation géométrique des racines

Notre objectif principal est de représenter avec précision la géométrie et le comportement mécanique des racines pour permettre des simulations réalistes de leur croissance et de leur interaction avec le sol. Pour ce faire, nous adoptons une méthode par éléments discrets, modélisant les racines comme des chaînes de disques chevauchés. Chaque disque est caractérisé par un rayon  $R$ , et la distance de chevauchement entre deux disques consécutifs est une fraction de  $R$ ,  $(\alpha R)$  avec  $0 < \alpha < 1$ .

L'ajustement de la fraction de chevauchement  $\alpha$  nous permet de simuler différents modèles de racines :

- **Racine rugueuse** : Une fraction de chevauchement plus faible ( $\alpha$  proche de 0) simule une expansion racinaire plus libre et moins contrainte par le milieu environnant. Elle produit à la fin des grains (de la racine) moins chevauchés et par conséquent des racines plus rugueuses.
- **Racine moins rugueuse** : Une fraction de chevauchement plus élevée ( $\alpha$  proche de 1) simule une expansion racinaire plus contrainte par le milieu environnant. Elle produit à la fin des grains (de la racine) plus chevauchés et par conséquent des racines moins rugueuses.



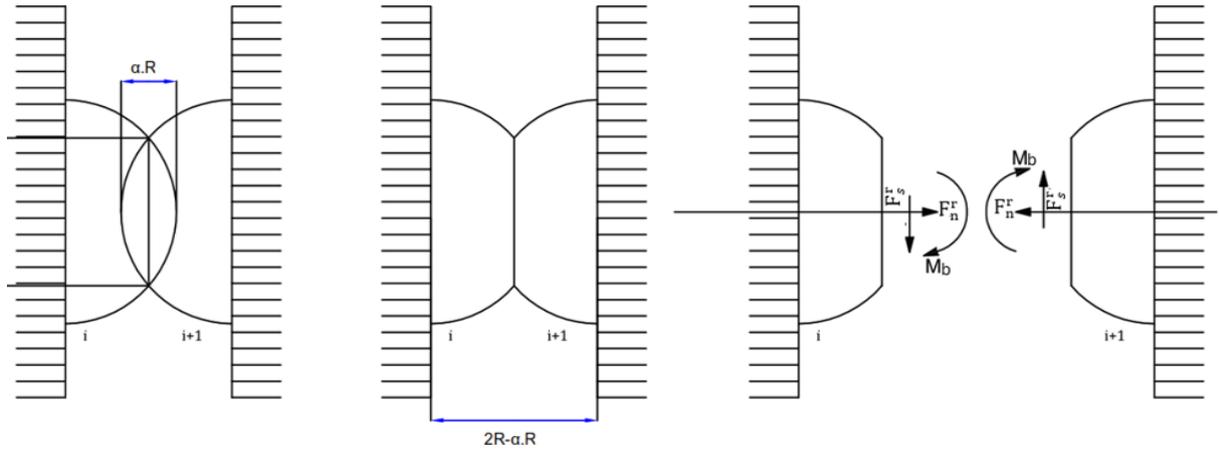
**Figure 4. 1:** Illustration schématique de la représentation des racines avec des disques superposés.

Cette approche nous permet de saisir de manière dynamique la façon dont les racines adaptent leur croissance en réponse aux différentes densités et résistances du sol.

#### 4.2.2 Propriétés mécaniques des racines

Dans notre modélisation 2D, les disques chevauchés représentant les racines sont traités comme une poutre. Cette approche nous permet d'étudier de manière approfondie l'influence des racines sur la résistance au cisaillement du sol. En modélisant les interactions entre les disques chevauchés, nous pouvons analyser comment les racines réagissent en tant que barrières physiques, perturbant le mouvement des particules de sol sous l'effet des forces de cisaillement, contribuant ainsi à une augmentation de la résistance du sol. Nous modélisons les interactions entre les disques chevauchés pour résister à la traction, au cisaillement et à la flexion.

Les paramètres  $k_n^r$ ,  $k_s^r$ ,  $k_\theta^r$ , correspondent respectivement à la rigidité en traction, en cisaillement et en flexion. Ces paramètres sont identifiés à l'aide d'équations de transition pour les relations contrainte-déformation et contrainte-force, en considérant deux demi-disques superposés de longueur  $L=(2-\alpha).R$  et rigides à leurs extrémités. Les paramètres sont déterminés en fonction des propriétés élastiques du matériau racinaire, en particulier le module de Young  $E$  et le module de cisaillement  $G$ , qui décrivent le comportement élastique des racines.



**Figure 4. 2:** Illustration des efforts de traction, de cisaillement et de flexion d'une coupe d'une section racinaire.

Par analogie avec le comportement d'une poutre, une racine de longueur  $L$  soumise à une force de traction  $F_n^r$ , une force de cisaillement  $F_s^r$  et un moment de flexion  $M_b$ , produira respectivement un allongement  $\delta x$ , un déplacement latéral  $\delta y$  et une rotation angulaire  $\delta \theta$ . Les expressions correspondantes sont alors :

$$F_n^r = k_n^r \cdot \delta x \quad (4.1)$$

$$F_s^r = k_s^r \cdot \delta y \quad (4.2)$$

$$M_b = k_\theta^r \cdot \delta \theta \quad (4.3)$$

Avec :

$$\delta x = \frac{L \cdot F_n^r}{E \cdot A} \quad (4.4)$$

$$\delta y = \frac{L \cdot F_s^r}{G \cdot A} \quad (4.5)$$

$$\delta \theta = \frac{L \cdot M_b}{E \cdot I} \quad (4.6)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (4.7)$$

D'où :

$$k_n^r = \frac{E \cdot A}{L} \quad (4.8)$$

$$k_s^r = \frac{G \cdot A}{L} \quad (4.9)$$

$$k_\theta^r = \frac{E \cdot I}{L} \quad (4.10)$$

Avec  $E$  est le module de Young,  $G$  le module de cisaillement,  $A$  l'aire de contact et  $I$  le moment d'inertie. Pour la modélisation 2D, la troisième dimension étant unitaire,  $A$  et  $I$  sont obtenus comme suit :

$$A = 2Rx1 \quad (4.11)$$

$$I = \frac{(2R)^3}{12} \quad (4.12)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4.13)$$

Pour une distance de chevauchement ( $\alpha.R$ ) :

$$L = (2 - \alpha).R \quad (4.14)$$

Donc:

$$k_n^r = \frac{2.E}{(2 - \alpha)} \quad (4.15)$$

$$k_s^r = \frac{2.G}{(2-\alpha)} \quad (4.16)$$

$$k_\theta^r = \frac{2E.R^2}{3(2-\alpha)} \quad (4.17)$$

### 4.2.3 Paramètres du modèle

La spécification des propriétés des grains et des paramètres micromécaniques est cruciale dans la modélisation par éléments discrets du sable. Ces paramètres régissent les interactions entre les grains et déterminent le comportement macroscopique du matériau. Dans notre modèle, nous avons soigneusement sélectionné ces valeurs pour éviter une interpénétration excessive des grains, assurer la stabilité numérique et prévenir un temps de calcul excessif. Le tableau suivant présente les principaux paramètres utilisés dans notre modèle, incluant les propriétés des grains et les paramètres micromécaniques impliqués dans le calcul des forces de contact entre les grains, ainsi qu'entre les grains et les parois :

**Tableau 4. 1:** Micro-propriétés du matériau granulaire d'étude.

Property	Sand particle
Particles radius $R_{min}, R_{max}$ (mm)	0.5 -1
Contact normal stiffness, $k_n$ (N/m)	$1.2 \times 10^8$
Contact shear stiffness, $k_s$ (N/m)	$9.6 \times 10^8$
Specific density of solid, $G_s$	2.6
Inter-particle friction coefficient, $\mu$	0.4

Les coefficients de frottement jouent un rôle important dans la modélisation du comportement au cisaillement du matériau. Les valeurs de raideur ( $k_n$  et  $k_s$ ) ont été sélectionnées pour assurer une rigidité suffisante des contacts tout en permettant un pas de temps de calcul raisonnable.

Pour calibrer les paramètres racinaires  $k_n^r$ ,  $k_s^r$ ,  $k_\theta^r$ , nous utilisons des formules basées sur le module de Young des racines, en nous référant aux valeurs typiques issues de la littérature. Le module de Young des racines ( $E$ ) varie considérablement selon les espèces végétales et les conditions environnementales. Une compilation de données sur les racines d'arbres montre une plage de variation de 200 à 600 MPa T. H. Wu (2013).

Spécifiquement, pour obtenir les paramètres microscopiques du modèle racinaire utilisé dans cette étude, nous employons les équations suivantes (4.15), (4.16), et (4.17). Ces équations nous permettent d'ajuster les valeurs de  $k_n^r$ ,  $k_s^r$ ,  $k_\theta^r$  en fonction des données spécifiques de la littérature, affinant ainsi la représentation du comportement mécanique des racines dans notre modèle. Les paramètres résultants sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau 4. 2:** Micro-propriétés des racines utilisées.

Property	Sand particle
$\alpha$	0
$\nu$	0.2
E (N/m <sup>2</sup> )	2x10 <sup>8</sup>
Particles radius $R$ (mm)	0.75
Contact normal stiffness, $k_n^r$ (N/m)	2x10 <sup>8</sup>
Contact shear stiffness, $k_s^r$ (N/m)	0.83x10 <sup>8</sup>
bending stiffness $k_\theta^r$ (N. m)	18.75

#### 4.2.4 Préparation et configurations des échantillons

##### 4.2.4.1 Échantillon sans racines

La préparation des échantillons sans racine a été discutée en détail dans le chapitre précédent. Pour rappel, il s'agit d'échantillons de sable moyen (classe S selon l'USCS) composés de 5000 disques dont les diamètres varient entre 1 mm et 2 mm. La distribution des tailles de particules suit le modèle proposé par Voivret et al. (2007). Le processus de préparation implique le positionnement initial des grains sur une grille régulière, suivi de leur dépôt dans la boîte d'essai sous l'effet de la gravité.

##### 4.2.4.2 Échantillons enracinés

Les échantillons de racines sont composés de 5000 grains, répartis comme suit : le nombre de grains formant les racines est calculé comme (Nombre de racines) x 46 grains, tandis que les grains restants (5000 - Nombre\_de\_grains\_de\_racines) entourent et enveloppent la racine. Pour simplifier, nous supposons que toutes les racines ont des sections transversales et des caractéristiques mécaniques identiques, sans tenir compte des variations de diamètre. La longueur totale de chaque racine n'est pas fixe ; elle change au cours du processus de cisaillement en raison du chevauchement et des allongements

entre les grains qui constituent les racines. Cette simplification permet d'obtenir un modèle plus simple tout en capturant le comportement essentiel du sol renforcé par des racines sous contrainte de cisaillement.

La préparation des échantillons de sol contenant des racines s'effectue en trois étapes :

**Positionnement initial :** Les grains de sol sont d'abord disposés sur une grille régulière sans contact, puis soumis à l'accélération gravitationnelle pour se déposer dans la boîte. Les grains formant chaque racine sont superposés, c'est-à-dire qu'ils occupent une même position fixe dans cette phase. Au cours de cette étape, les grains de racines restent immobiles.

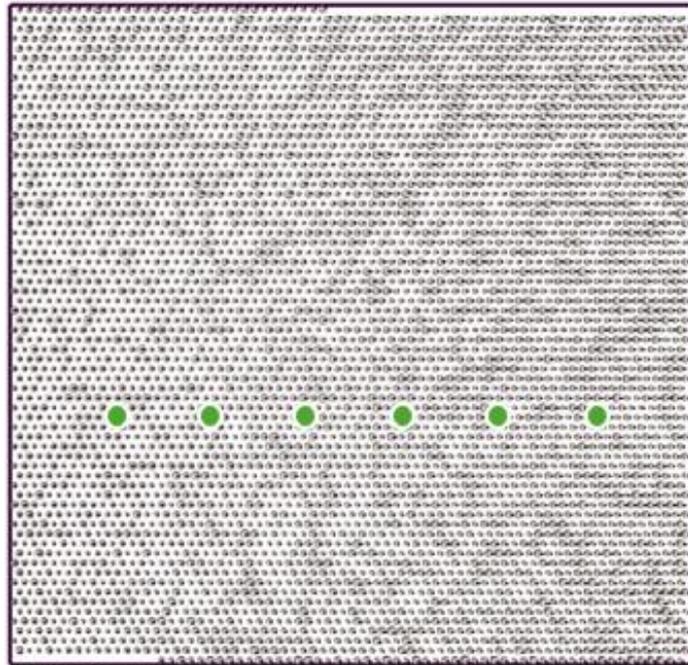


Figure 4. 3: Positionnement initial des grains de sol et de racines.

**Consolidation :** Une fois les grains de sol complètement déposés, une légère contrainte verticale de 10 kPa est appliquée via la plaque supérieure de la boîte. Cette contrainte est mise en œuvre pour éviter le rebond des grains pendant la phase de développement racinaire.

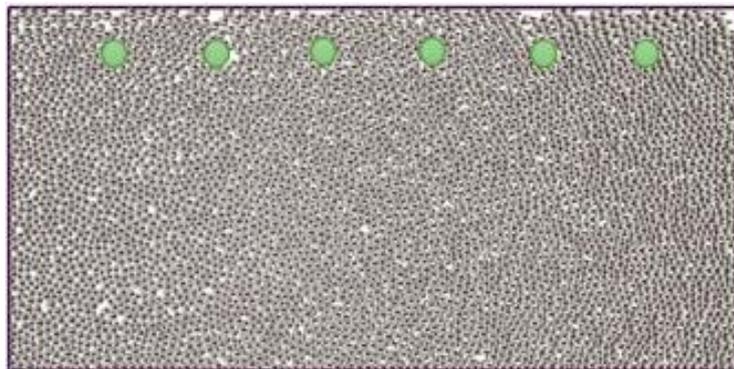


Figure 4. 4: Consolidation de l'échantillon sous contrainte verticale.

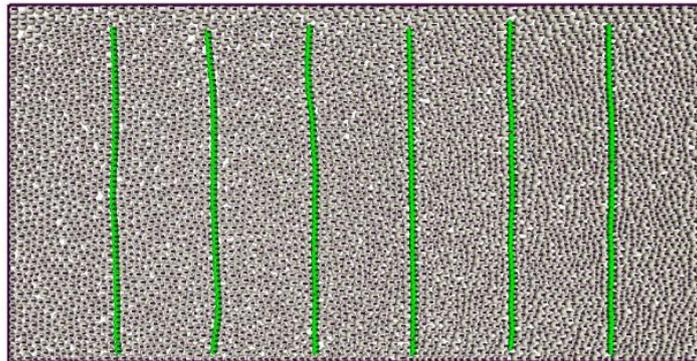
**Développement racinaire :** Rappelons que les grains qui constituent chaque racine sont initialement disposés selon une configuration superposée (Fig 4.4). La croissance des racines est simulée en imposant des déplacements à différentes vitesses à l'ensemble des grains de la racine sur une durée de temps préalablement fixée (temps de croissance).

Le mouvement des grains formant chaque racine se produit simultanément, leurs vitesses étant calculées proportionnellement à leurs positions finales. Les interactions des grains des racine avec les grains de sol sont considérées pendant cette phase de croissance.

La distance finale entre deux grains successifs dans la racine est prise  $(2R - \alpha R)$  (Fig 4.2). Les longueurs finales des racines après le processus de développement dépendent de la distance de chevauchement  $(\alpha R)$  entre les grains successifs, exprimée comme suit :

$$\text{Longueur totale} = (N-1)(2R-\alpha R) \quad (4.18)$$

Où N désigne le nombre de grains formant une racine ; dans cette étude, chaque racine est constituée de 46 grains. Le processus se poursuit jusqu'à ce que chaque racine atteigne sa longueur finale (Fig 4.5).



**Figure 4. 5:** Développement des racines par déplacement vertical contrôlé.

**Enregistrement des échantillons :** Une fois les échantillons entièrement formés, nous enregistrons les positions finales de tous les grains (à la fois du sol et des racines). Cette étape remplit plusieurs avantages :

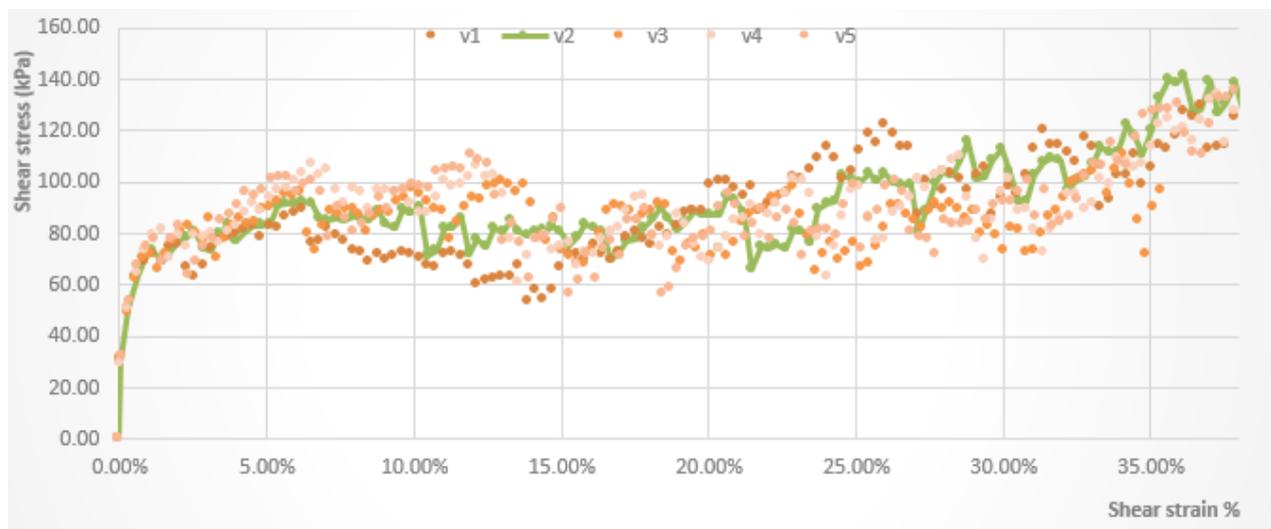
- a) Elle sépare clairement la phase de préparation des échantillons de la phase de test.
- b) Elle permet la reproduction des tests si nécessaire.
- c) Elle réduit considérablement le temps de calcul des simulations ultérieures, car l'état initial peut être rapidement chargé plutôt que régénéré.

#### 4.2.5 Choix de la vitesse de cisaillement

Dans la modélisation par éléments discrets, la sélection d'une vitesse de cisaillement appropriée est cruciale pour garantir que les simulations représentent avec précision les conditions d'essai quasi-statiques. Pour déterminer la vitesse de cisaillement optimale pour notre étude, nous avons effectué une série d'essais en utilisant un échantillon contenant 6 racines droites sous une contrainte de confinement de 100 kPa. Nous avons testé cinq vitesses de cisaillement différentes :

1.  $v1 = 1 \times 10^{-7} \text{ m/s}$  ;
2.  $v2 = 2 \times 10^{-7} \text{ m/s}$  ;
3.  $v3 = 3 \times 10^{-7} \text{ m/s}$  ;
4.  $v4 = 4 \times 10^{-7} \text{ m/s}$  ;
5.  $v5 = 5 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ .

Pour chaque vitesse, nous avons tracé la contrainte de cisaillement en fonction de la déformation de cisaillement. Ces courbes nous permettent d'observer l'évolution de la contrainte de cisaillement au cours de l'essai pour les différentes vitesses appliquées (Fig 4.6). La déformation de cisaillement est définie comme le rapport entre le déplacement horizontal relatif ( $\delta$ ) entre les deux moitiés de la boîte de cisaillement et l'épaisseur initiale de l'échantillon de sol ( $H_0$ ). Les essais ont été réalisés jusqu'à ce qu'une déformation de cisaillement de 40 % soit atteinte.



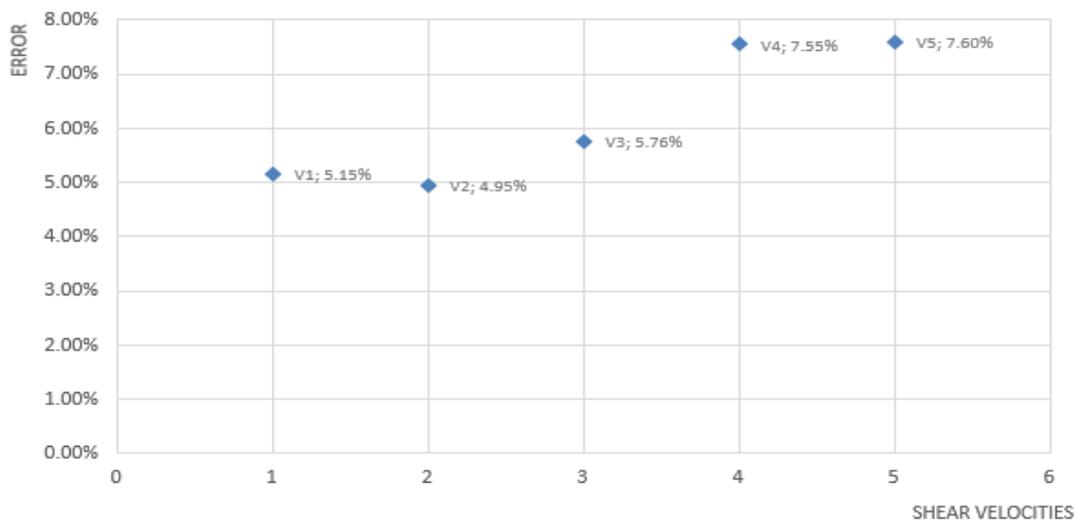
**Figure 4. 6:** Courbe de résistance au cisaillement d'un sol renforcé par des racines à différentes vitesses de cisaillement.

Dans la pratique courante pour les essais de cisaillement à la boîte, les expériences sont généralement arrêtées à 10 % de déformation pour éviter les erreurs dues au frottement entre les grains de sol et les bords horizontaux de la boîte. Cependant, compte tenu de l'augmentation continue de la résistance due aux racines, nous avons étendu les essais à 40 % de déformation dans cette étude. Cette extension permet une analyse des effets du renforcement racinaire sur la résistance au cisaillement du sol pour de grandes

déformations. Une mesure de perturbation a été calculée pour quantifier la perturbation moyenne :

$$perturbation = \frac{\sum_1^{N-1} \left| \frac{\tau_i - \tau_{i-1}}{\tau_{i-1}} \right|}{N} \quad (4.19)$$

Où  $\frac{\tau_i - \tau_{i-1}}{\tau_{i-1}}$  est la variation relative de la résistance au cisaillement entre deux points de mesure consécutifs  $i$  et  $i+1$  et  $N$  est le nombre total de points de mesure dans l'intervalle de calcul de la perturbation moyenne. Cet intervalle étant pris pour toutes les vitesses. Les perturbations moyennes calculées pour toutes les vitesses, sont présentées dans les graphiques suivants :



**Figure 4. 7:** Perturbations moyennes calculées pour différentes vitesses de cisaillement.

L'analyse des perturbations présentée dans le graphique 4.7 indique que la vitesse  $v_2$  a produit la perturbation la plus faible (4,95 %). Une tendance claire à l'augmentation de la perturbation pour des vitesses de cisaillement plus élevées a été observée, en particulier pour  $v_4$  et  $v_5$ . Ainsi pour minimiser les perturbations et maintenir des conditions proches de quasi-statiques, nous avons choisi d'utiliser la vitesse  $v_2$  pour le reste de ce travail.

#### 4.2.6 Distance de chevauchement

Pour déterminer l'impact du coefficient de chevauchement ( $\alpha$ ) sur le comportement au cisaillement du système sol-racine, des échantillons contenant six racines droites ont été préparés en utilisant différentes valeurs de  $\alpha$  : 0, 0,1, 0,2 et 0,25. Des essais ont été réalisés sur ces échantillons sous une contrainte de confinement de 100 kPa. Les coefficients de chevauchement considérés sont les suivants :

- $\alpha = 0$  : Le contact se produit en un seul point le long du périmètre.
- $\alpha = 0,1, 0,2$  et  $0,25$  : Les grains se chevauchent sur une distance de  $(\alpha.R)$ .

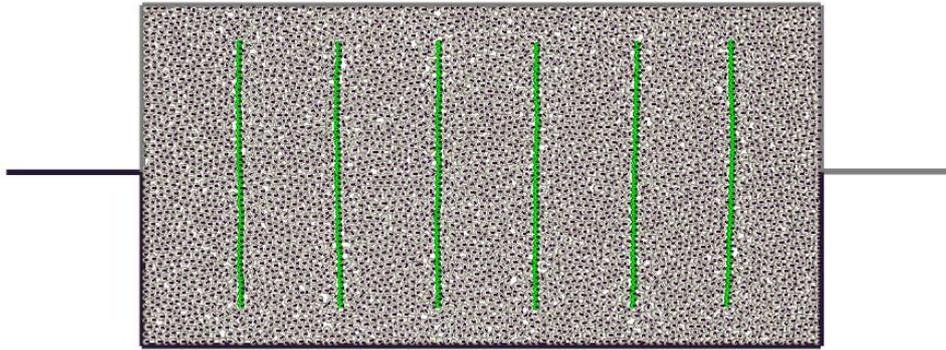


Figure 4. 8: Capture d'un échantillon formé avec  $\alpha = 0,2$ .

Les courbes de contrainte de cisaillement par rapport à la déformation de cisaillement pour ces configurations sont présentées dans la figure 4.9.

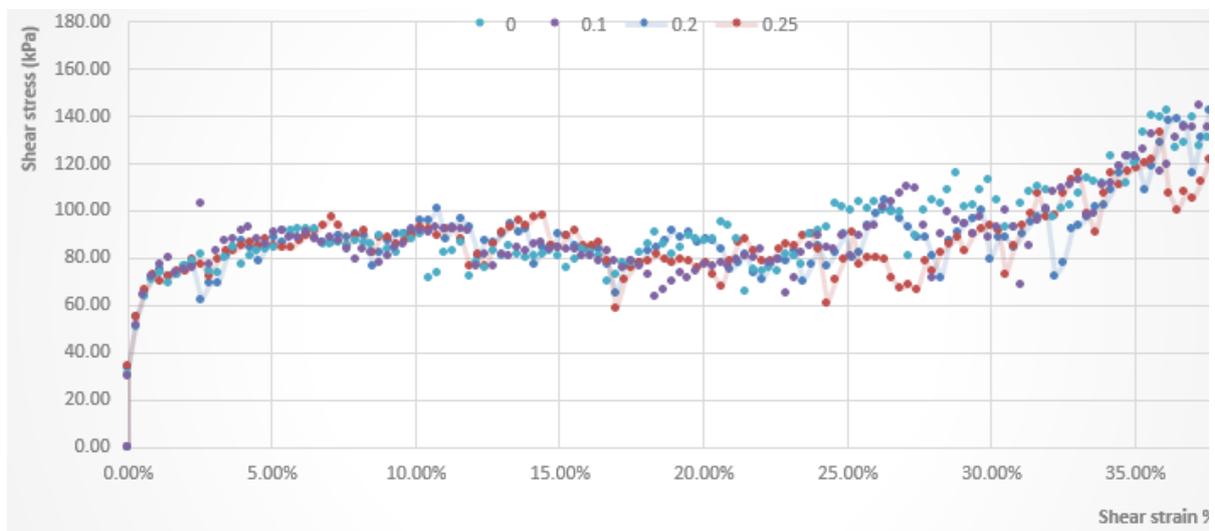


Figure 4. 9: Courbes de contrainte de cisaillement pour différentes distances de chevauchement ( $\alpha = 0, 0,1, 0,2, 0,25$ ).

Pour tous les coefficients de chevauchement, les courbes contrainte-déformation de cisaillement présentent quatre phases distinctes. En première phase correspondant à la plage de déformation (0% - 1,44%), toutes les courbes sont superposées, indiquant un comportement. Pendant la phase de contrainte maximale (1,44% - 10%), une augmentation notable de la contrainte de cisaillement est observée, atteignant des valeurs maximales. Dans la phase de plateau résiduel (10% - 25%), la contrainte de cisaillement fluctue autour d'une valeur résiduelle. Enfin, dans la dernière phase (25% - 40%), la contrainte de cisaillement augmente à nouveau jusqu'à la fin des essais.

Les courbes pour différentes valeurs  $\alpha$  sont presque superposées, suggérant un impact limité de la distance de chevauchement sur le comportement global en cisaillement. Les valeurs moyennes de contrainte de cisaillement pour chaque phase et valeur  $\alpha$  sont présentées dans le tableau suivant :

**Tableau 4. 3:** Contrainte de cisaillement moyenne (kPa) pour différentes valeurs de  $\alpha$  et plages de déformation.

Valeur de $\alpha$	1.44%-10%	10%-25%	25%-40%
0	83.66	82.45	112.74
0.1	85.21	80.51	109.68
0.2	83.34	83.85	107.15
0.25	84.95	82.64	100.73

Ce tableau indique que pour les deux premières plages de déformations (déformation comprise entre 1.44% et 25%), il n'y a pas de tendance claire de la variation de la résistance au cisaillement avec le coefficient de chevauchement. Cependant, pour la dernière phase qui correspond aux grandes déformations, l'augmentation du coefficient de chevauchement entraîne une diminution de la résistance au cisaillement. En effet dans cette phase, la résistance à l'arrachement des racines est plus mobilisée, et cette résistance augmente avec la diminution du coefficient de chevauchement. De faibles valeurs du coefficient de chevauchement produisent des racines plus rugueuses et encore plus longues pour des mêmes nombres de grains qui les composent.

### 4.3 Analyse des essais de cisaillement des interactions racines-sol

Les travaux de simulation consistent en des essais de cisaillement directs réalisés sur des échantillons numériques de sol préparés comme décrit dans les sections précédentes. L'analyse est structurée en trois sous-sections principales qui étudient divers facteurs influençant les interactions racines-sol lors de ces essais de cisaillement, notamment la densité racinaire, la contrainte de confinement et la position et l'orientation des racines.

#### 4.3.1 Influence de la densité racinaire sur le comportement sol-racines

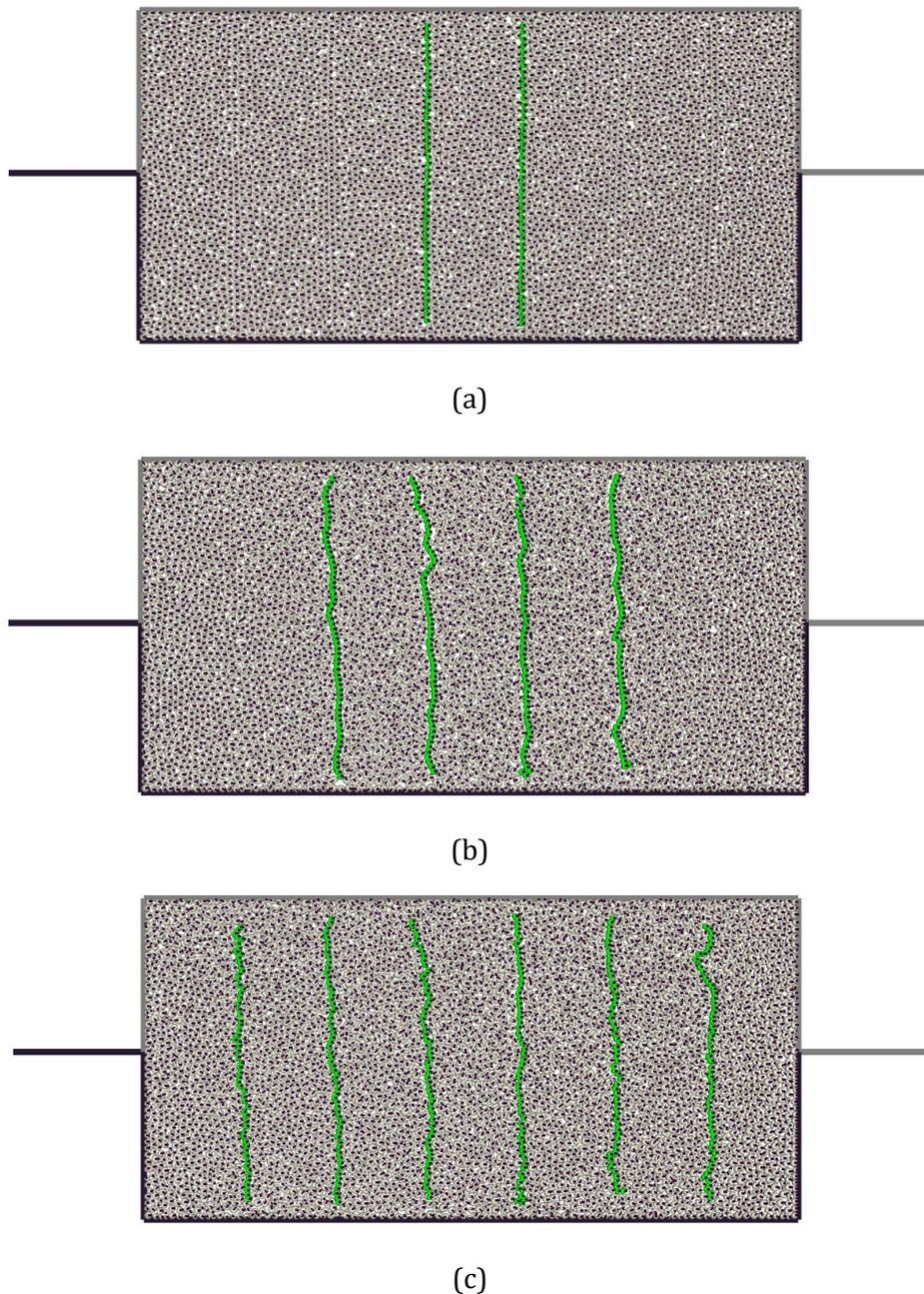
Nous avons étudié l'influence de la densité racinaire (nombre de racines) sur la contrainte de cisaillement sous des contraintes de confinement de 50, 100 et 200 kPa. Des simulations ont été réalisées sur différents échantillons de sol :

- Échantillons de sol sans racines
- Échantillons de sol avec racines droites (deux, quatre et six racines) (Fig 4.10).

Chaque essai a été désigné pour faciliter son identification, comme indiqué dans le tableau suivant :

**Tableau 4. 4:** Les différentes configurations des essais de cisaillement réalisés.

Type d'échantillon	Contrainte de confinement (kPa)	Désignation
Sol sans racines	50, 100, 200	NR- Confinement stress
Sol avec 2 racines droites	50, 100, 200	2SR- Confinement stress
Sol avec 4 racines droites	50, 100, 200	4SR- Confinement stress
Sol avec 6 racines droites	50, 100, 200	6SR- Confinement stress

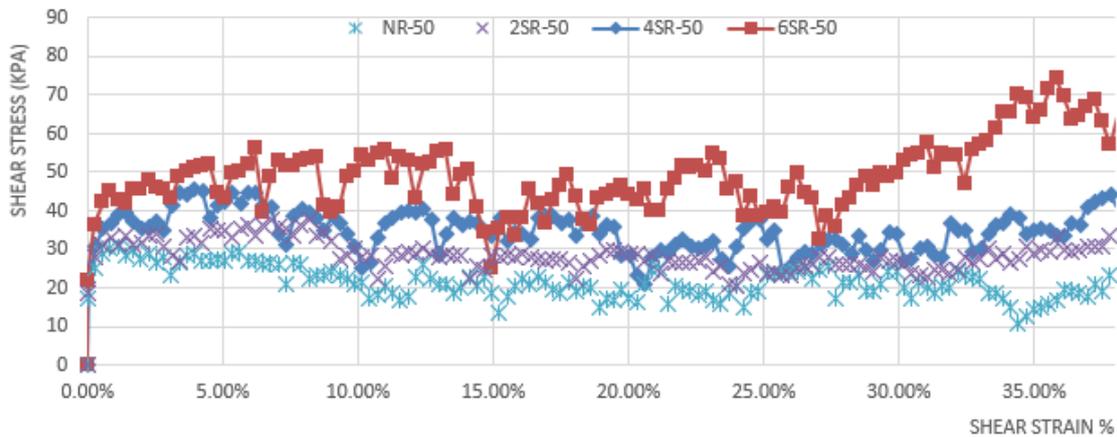


**Figure 4. 10:** Captures des essais de cisaillement : échantillons de sol avec (a) deux racines, (b) quatre racines et (c) six racines.

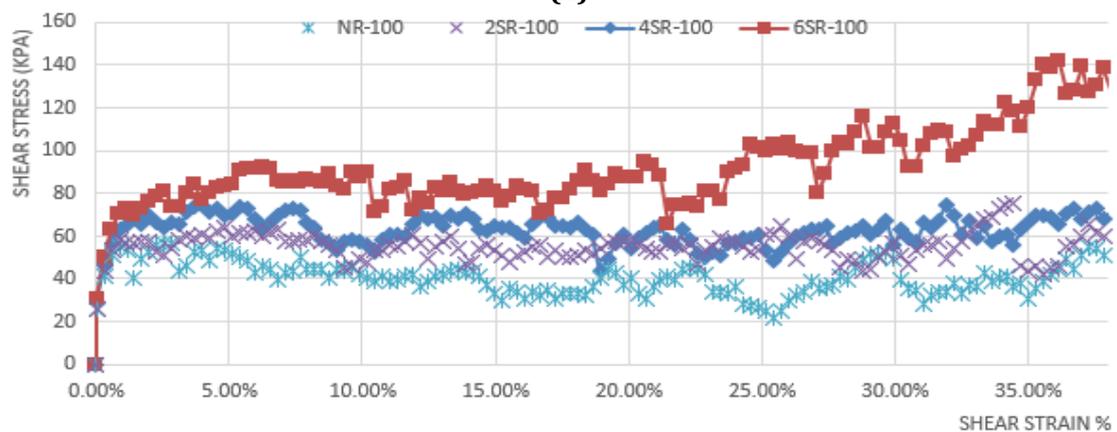
Ces essais ont permis d'analyser le comportement mécanique (comportement contrainte-déformation en cisaillement) des échantillons à différentes densités de racines sous diverses conditions de confinement. De plus, des enveloppes de rupture linéaires de Mohr-Coulomb ont été établies pour analyser les paramètres de résistance au cisaillement, facilitant une comparaison quantitative des paramètres de résistance (cohésion et angle de frottement interne) entre différents échantillons dans diverses conditions de confinement.

### 4.3.1.1 Contrainte de cisaillement

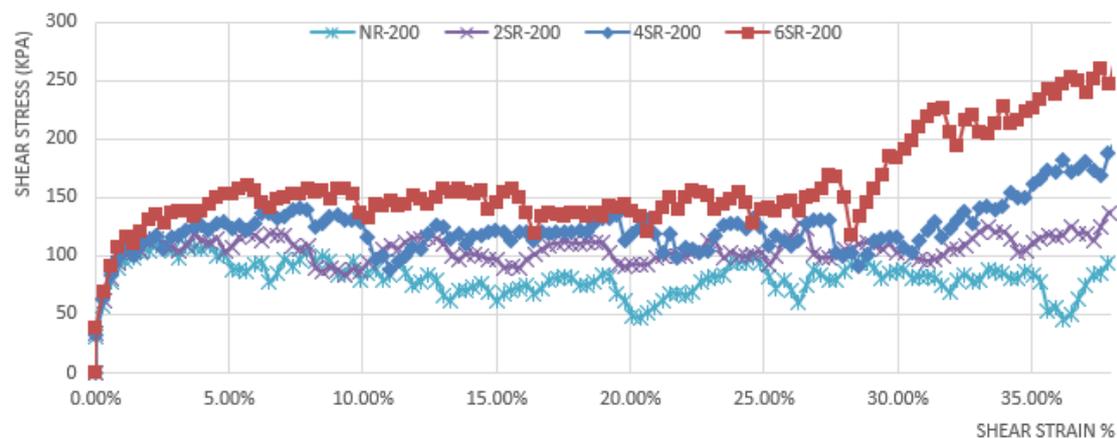
La Figure 4.11 illustre les courbes de contrainte de cisaillement en fonction de la déformation de cisaillement pour diverses configurations de sol, incluant les sols sans racines et ceux avec des racines droites en configurations de deux, quatre et six racines. Ces tests ont été effectués sous des contraintes de confinement de 50, 100 et 200 kPa.



(a)



(b)



(c)

**Figure 4. 11:** Contrainte de cisaillement en fonction de déformation de cisaillement pour les tests réalisés à des contraintes de confinement de (a) 50 kPa ; (b) 100 kPa ; (c) 200 kPa.

Les courbes de contrainte-déformation de cisaillement des sols enracinés et non enracinés présentent des caractéristiques distinctes. Les sols sans racines suivent une courbe typique des sols sableux denses, caractérisée par un pic initial de contrainte de cisaillement suivi d'un plateau résiduel. En revanche, le comportement des sols enracinés peut être divisé en quatre phases distinctes : une phase élastique initiale (0 % - 1,44 %), une phase de contrainte de cisaillement maximale (1,44 % - 10 %), une phase de plateau résiduel (10 % - 25 %), et une phase finale, désignée dans cette étude comme une phase des grandes déformations (25 % - 40%).

**Phase élastique initiale (0 % - 1,44 %) :** Dans cette phase, les courbes sont presque superposées, indiquant que la présence des racines en différents nombres n'a d'effet, ce qui révèle que les racines ne sont pas encore sollicitées. La densité initiale du sol influence principalement la réponse en cisaillement. Les particules de sol s'ajustent à la contrainte appliquée, et les racines ne sont pas encore mobilisées pour contribuer de manière notable à la résistance au cisaillement.

**Phase de contrainte de cisaillement au pic (1,44 % - 10 %) :** L'effet de renforcement des racines devient plus prononcé à mesure que la contrainte de cisaillement augmente. Pour une même contrainte de confinement, les contraintes de cisaillement dans les sols enracinés sont nettement plus élevées que dans les sols non enracinés. Cela met en évidence l'effet de renforcement des racines, qui augmente la résistance au cisaillement du sol. L'influence de la densité des racines est visible, car les courbes de contrainte-déformation des échantillons comportant six racines montrent systématiquement des contraintes de cisaillement plus élevées comparées à celles ayant moins de racines. Cela indique que, bien que la densité initiale du sol joue un rôle, la densité des racines devient un facteur dominant dans l'amélioration de la résistance au cisaillement à mesure que la déformation progresse. Une densité de racines plus élevée accroît l'interaction entre les particules du sol et les racines, offrant une plus grande résistance aux forces de cisaillement.

Le tableau suivant présente les résistances moyennes en cisaillement obtenues pour différents échantillons sous des contraintes de confinement de 50, 100 et 200 kPa :

**Tableau 4. 5:** Contrainte de cisaillement moyenne (kPa) pour la phase 2 (1,44 % - 10 %).

Root Configuration	50 kPa	100 kPa	200 kPa
No root	25.88	47.28	95.99
2 SR	33.18	57.18	105.54
4 SR	38.81	66.46	125.28
6 SR	48.24	83.66	144.53

Les données du tableau 4.5 démontrent clairement l'impact positif du renforcement par les racines sur la contrainte de cisaillement. Pour chaque contrainte de confinement, on

observe une augmentation significative de la contrainte de cisaillement avec l'augmentation du nombre de racines. Par exemple, pour une contrainte de confinement de 100 kPa, la contrainte de cisaillement passe de 47,28 kPa (sans racines) à 57,18 kPa (deux racines), puis à 66,46 kPa (quatre racines) et atteint 83,66 kPa pour six racines, représentant des augmentations de 21 %, 40 % et 77 % respectivement. Cette tendance est constante pour toutes les contraintes de confinement, avec un effet plus prononcé aux contraintes de confinement plus élevées. Les données montrent également que l'impact des racines n'est pas linéaire, l'augmentation de la contrainte entre 4 et 6 racines étant généralement plus marquée qu'entre 2 et 4 racines.

L'effet renforçant particulièrement prononcée dans les échantillons avec six racines, peut être partiellement attribuée aux effets de bord dans la boîte de cisaillement, en effet, les racines d'extrémité sont plus sollicitées du fait de leur rapprochement des bords de la boîte de cisaillement. Comprendre cette interaction entre le renforcement par les racines et les effets de bord est essentiel pour interpréter correctement les résultats dans les conditions d'essai en boîte de cisaillement.

**Phase de plateau résiduel (10 % - 25 %) :** Dans cette phase, les contraintes de cisaillement diminuent légèrement et fluctuent dans le plateau résiduel. Le tableau suivant présente les résistances moyennes en cisaillement obtenues pour différents échantillons sous des contraintes de confinement de 50, 100 et 200 kPa dans cette phase.

**Tableau 4. 6:** Contrainte de cisaillement moyenne (kPa) pour la phase 3 (10 % - 25 %).

Root Configuration	50 kPa	100 kPa	200 kPa
No root	19.45	36.99	74.93
2 SR	26.87	54.17	102.46
4 SR	33.72	60.91	116.39
6 SR	45.24	82.45	142.83

La présence de racines augmente de manière significative la contrainte de cisaillement par rapport aux sols sans racines. Pour une contrainte de confinement de 100 kPa, la contrainte de cisaillement passe de 36,99 kPa (sans racines) à 54,17 kPa (deux racines), 60,90 kPa (quatre racines) et atteint 82,45 kPa pour six racines, ce qui représente des augmentations de 46 %, 64 % et 123 % respectivement. Ces pourcentages d'augmentation plus élevés par rapport à la phase de pic soulignent le rôle important des racines dans le maintien de la résistance du sol après le pic. L'effet de la densité de racines demeure non linéaire, avec des augmentations relatives plus importantes à des densités de racines plus élevées.

L'effet des racines sur la résistance au cisaillement s'amplifie avec l'augmentation de la contrainte de confinement. Cette tendance est probablement due à l'accroissement de la résistance au glissement des racines dans le sol sous des contraintes de confinement plus élevées. Pour vérifier cette hypothèse, il serait pertinent d'étudier la déformation longitudinale d'une racine sous différentes contraintes de confinement. Plus la déformation est grande, plus la racine contribue à la résistance.

Comme dans la phase de pic, les effets de bord précédemment mentionnés peuvent influencer ces résultats, notamment pour l'échantillon à six racines. Cependant, la tendance constante observée pour toutes les contraintes de confinement suggère que l'effet de renforcement observé est significatif, malgré les influences potentielles des effets de bord.

**Phase des grandes déformations (25 % - 40 %) :** Les données montrent une augmentation significative de la contrainte de cisaillement, en particulier pour les sols ayant une densité de racines plus élevée. Cela suggère que les racines continuent de fournir un renforcement même à des niveaux de déformation plus élevés, possiblement en raison de la sollicitation accrue en traction.

Le tableau suivant présente les résistances moyennes en cisaillement obtenues pour différents échantillons sous des contraintes de confinement de 50, 100 et 200 kPa dans cette phase :

**Tableau 4. 7 :** Contrainte de cisaillement moyenne (kPa) pour la phase 4 (25 % - 40 %).

Root Configuration	50 kPa	100 kPa	200 kPa
No root	20.59	40.15	80.18
2 SR	27.87	56.56	112.21
4 SR	34.29	64.05	141.99
6 SR	56.24	112.74	203.82

Dans cette phase, la contrainte de cisaillement augmente de manière significative, en particulier dans les sols comportant six racines. Pour une contrainte de confinement de 100 kPa, la contrainte de cisaillement passe de 40,15 kPa (sans racines) à 56,56 kPa (deux racines), 64,05 kPa (quatre racines), et atteint 112,74 kPa (six racines), ce qui représente des augmentations de 41 %, 59 % et 181 % respectivement. L'effet non linéaire de la densité de racines est particulièrement évident dans cette phase.

Cette tendance indique que l'effet renforçant des racines est plus significatif pour les niveaux élevés de déformation, probablement en raison d'une sollicitation accrue en traction. Comme indiqué dans les phases précédentes, les effets de bord peuvent influencer ces résultats, en particulier pour les échantillons comportant six racines. Dans cette phase, ces effets deviennent plus marqués : la résistance augmente de 18 % entre les échantillons avec deux et quatre racines, mais de 122 % entre ceux avec quatre et six racines.

L'effet prononcé de la densité des racines dans toutes les phases souligne l'apport significatif des racines dans le maintien et l'amélioration de la résistance au cisaillement du sol lors de déformations importantes. Cependant, l'augmentation disproportionnée observée pour les échantillons à six racines suggère que les effets de bord peuvent amplifier le renforcement observé.

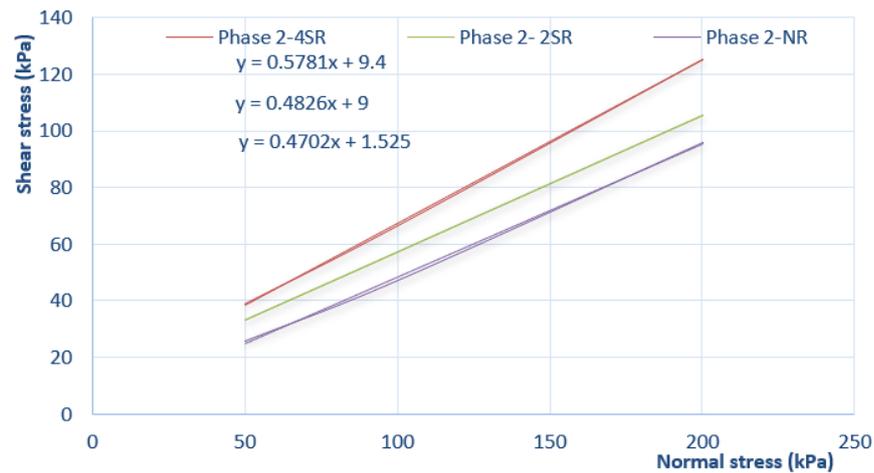
#### 4.3.1.2 Paramètres de résistance au cisaillement

**Angle de frottement interne et cohésion du matériau :** Dans la phase initiale (déformation  $\leq 1,44$  %), les valeurs de résistance au cisaillement indiquent que les échantillons de sol avec ou sans racines présentent des niveaux de résistance relativement similaires, car la structure du sol est principalement influencée par sa densité initiale. Par conséquent, notre analyse se concentre sur la seconde phase (déformation  $\geq 1,44$  %), où l'effet des racines devient significatif.

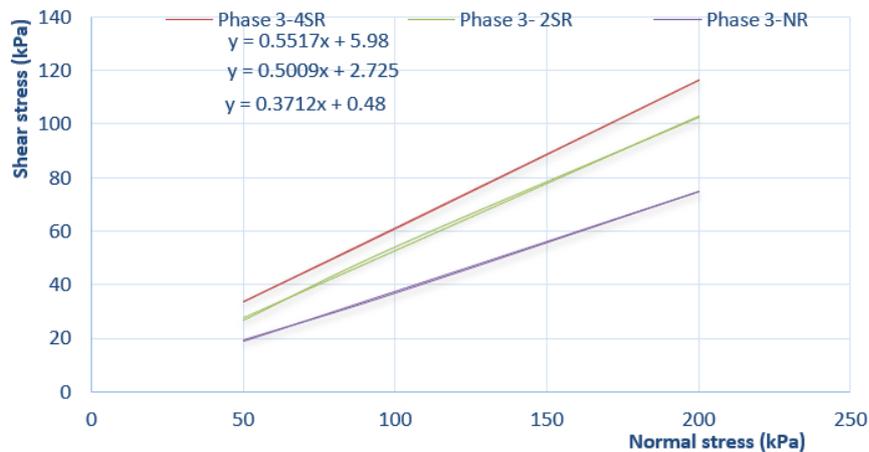
Les valeurs de l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ) et de la cohésion ( $c$ ) sont déterminées en traçant l'enveloppe linéaire de Mohr-Coulomb. Cette enveloppe est dérivée de trois essais réalisés sous des contraintes de confinement de 50, 100 et 200 kPa respectivement. Ces paramètres sont des composantes fondamentales de la résistance au cisaillement, influençant la réponse des sols aux contraintes appliquées. La présence de racines peut modifier significativement ces propriétés, apportant une résistance supplémentaire aux forces de cisaillement. En liant les particules de sol entre elles et en augmentant le frottement interparticulaire, les racines contribuent à une structure du sol plus stable S. Paul et al (2024).

Compte tenu des effets de bord remarquables dans les échantillons à six racines, où les deux racines d'extrémités sont proches des parois, notre analyse se concentre principalement sur les résultats des échantillons avec deux et quatre racines, où ces effets sont moins prononcés. Cette approche nous permet d'obtenir une évaluation plus précise de l'impact réel des racines sur les propriétés mécaniques du sol à l'état naturel, en minimisant l'influence des artefacts expérimentaux.

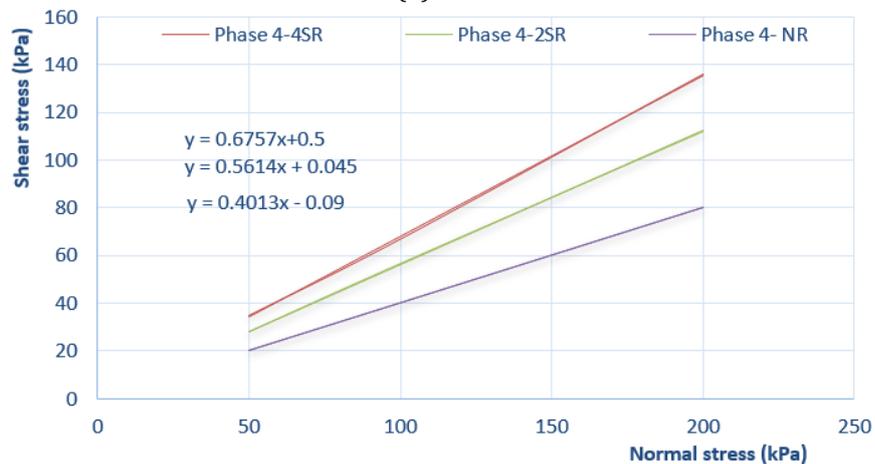
Afin de montrer l'effet de la présence des racines aux différentes phases de déformation, les enveloppes linéaires de Mohr-Coulomb pour les échantillons de sol sans racines et avec racines sont représentés séparément pour chacune des phases. La Figure 4.12 montre les enveloppes obtenues pour les trois phases : Phase 2 (1,44 % - 10 %), Phase 3 (10 % - 25 %) et Phase 4 (25 % - 40 %).



(a)



(b)



(c)

**Figure 4. 12:** Enveloppes linéaires de Mohr-Coulomb pour différentes configurations racinaires pour (a) Phase 2 ; (b) Phase 3 ; (c) Phase 4.

Ces courbes enveloppes montrent que la cohésion des sols enracinés augmente significativement par rapport aux échantillons sans racines. L'angle de frottement interne augmente également par rapport à celui des sols sans racines, démontrant l'effet de

renforcement des racines. Dans la suite nous présentons les paramètres de la résistance au cisaillement  $c$  et  $\varphi$  pour différentes conditions de sol à travers les trois phases. Le tableau 4.8 présente une récapitulation de ces paramètres pour l'échantillon sans racines.

**Tableau 4. 8:** Valeurs intrinsèques pour les sols non enracinés dans différentes plages de déformation.

Phase	$\varphi$ (°)	$c$ (kPa)
1.44%-10%	25.17	1.52
10%-25%	22.23	0.48
25%-40%	21.30	-0.09

Ce tableau met en évidence la caractéristique courante de diminution de l'angle de frottement interne avec l'augmentation de la déformation. Cette caractéristique est liée au développement progressif de surface de cisaillement moins rugueuse au fil de la déformation. De plus, il indique l'existence d'une faible cohésion apparente qui devient de plus en plus négligeable avec l'augmentation de la déformation. Cette cohésion apparente traduit la résistance liée à l'enchevêtrement des grains qui disparaît pour les grandes déformations [25 % - 40 %].

Ces valeurs de paramètres géotechniques fournissent une référence de comparaison pour les échantillons enracinés. Le tableau 4.9 présente les valeurs de l'angle de frottement interne et de la cohésion pour l'échantillon avec deux racines.

**Tableau 4. 9:** Paramètres de résistance au cisaillement pour les échantillons enracinés avec deux racines dans différentes plages de déformation.

Phase	$\varphi$ (°)	$c$ (kPa)
1.44%-10%	25.64	9.0
10%-25%	26.56	2.72
25%-40%	29.24	0.045

Ce tableau indique que l'introduction de deux racines entraîne une augmentation significative de la résistance au cisaillement. Cette augmentation est traduite dans la phase initiale de déformation par une augmentation de la cohésion apparente et dans la phase finale par une augmentation de l'angle de frottement interne.

L'augmentation de la cohésion en phase initiale de déformation, peut être attribuée à une augmentation de la résistance au désenchevêtrement des grains, en effet la présence de racines verticales confère au matériau plus de résistance à la dilatance. Au fil de la déformation, le processus de dilatance devient de plus en plus faible et les racines commencent à s'arracher du sol. Le mécanisme de diminution de la dilatance entraîne une réduction de la cohésion apparente et l'arrachement des racines s'accompagne d'une résistance par frottement sol-racine, c'est ce qui entraîne augmentation de l'angle de frottement.

Le tableau 4.10 présente les valeurs de l'angle de frottement interne et de la cohésion pour l'échantillon avec quatre racines.

**Tableau 4. 10:** Paramètres de résistance au cisaillement pour les échantillons enracinés avec quatre racines dans différentes plages de déformation.

Phase	$\varphi$ (°)	c (kPa)
1.44%-10%	30.02	9.4
10%-25%	28.81	5.98
25%-40%	34.04	0.5

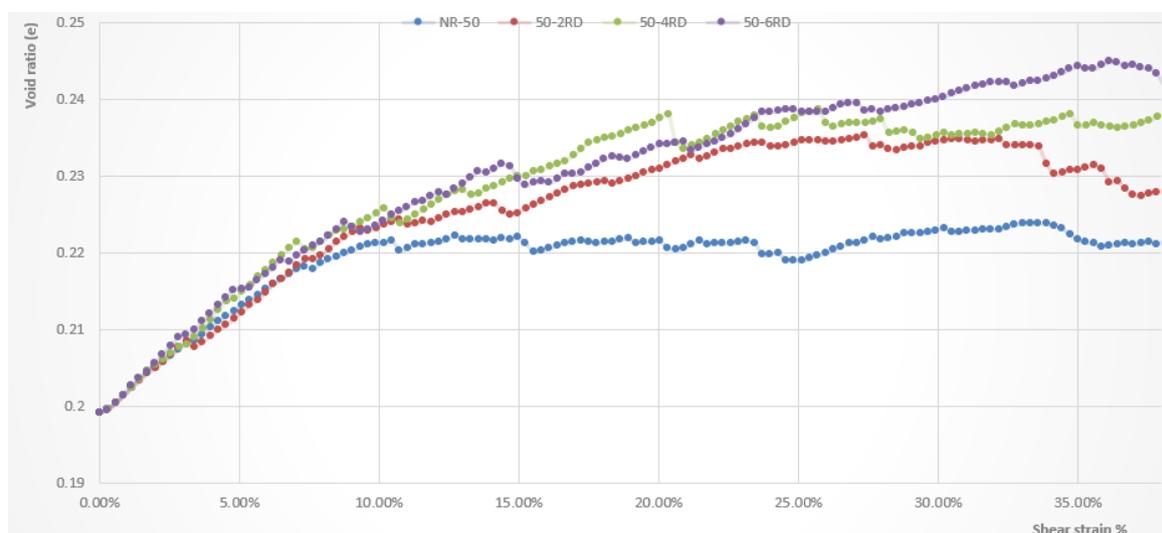
Ce tableau montre que la présence de quatre racines améliore encore davantage à la fois les paramètres  $\varphi$  et  $c$  par rapport à deux racines.

En comparant les résultats des trois échantillons ; sans racines, avec deux racines et avec quatre racines, il semble qu'il n'y a pas de proportionnalité entre la variation des paramètres  $\varphi$  et  $c$  et l'augmentation du nombre de racines. Ce constat peut être attribué à la non-uniformité de la distribution des contraintes autour des racines à cause de leurs différents positionnements dans la boîte de cisaillement. Par conséquent leurs apports en cohésion et angle de frottement diffèrent.

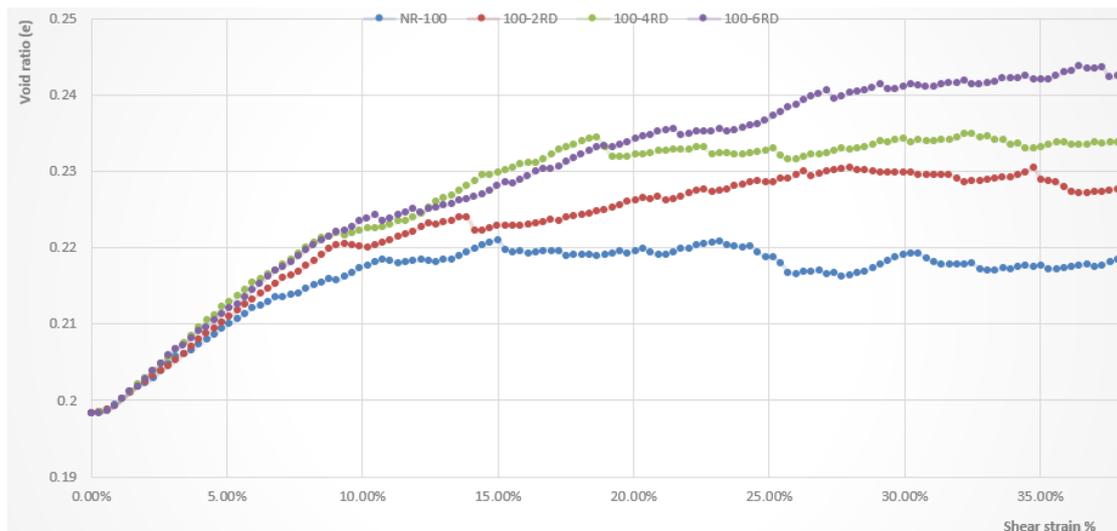
Il peut être conclu enfin que ces résultats démontrent clairement l'amélioration progressive des propriétés du sol avec l'augmentation de la densité racinaire, soulignant le rôle significatif des racines dans le renforcement du sol à travers toutes les phases de déformation.

#### 4.3.1.3 Déformation volumique ou dilatance pendant le cisaillement

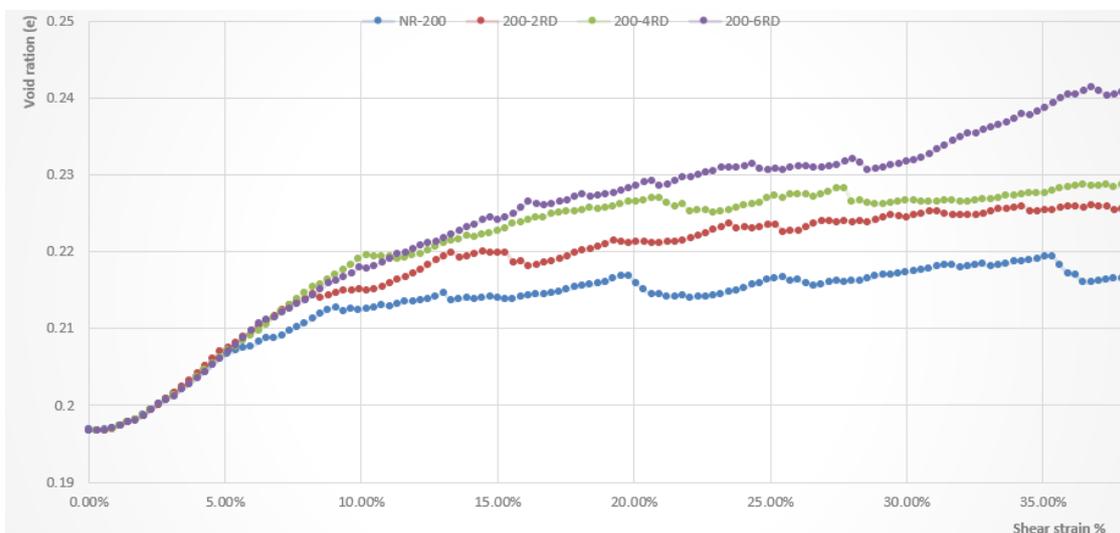
La présence des racines entraîne un changement de dilatance sous les différentes contraintes de confinement. La Figure 4.13 présente l'évolution de l'indice des vides avec la déformation de cisaillement pour des échantillons de sol sans racines et avec racines (2, 4 et 6 racines) et sous des contraintes de confinement de 50, 100 et 200 kPa.



(a)



(b)



(c)

**Figure 4. 13:** Évolution de l'indice des vides en fonction de la déformation de cisaillement pour les tests réalisés à des contraintes de confinement de (a) 50 kPa ; (b) 100 kPa ; (c) 200 kPa.

Ces graphiques indiquent que le comportement principal des tous les échantillons est dilatant et ce comportement dilatant s'intensifie avec l'augmentation de la présence de racines. À de grandes déformations, l'indice des vides tend vers un plateau, correspondant à l'indice des vides critique observé dans les essais de cisaillement expérimentaux. Cet indice des vides critique représente un état où le sol se déforme à volume constant et à contrainte de cisaillement constante.

Les graphiques montrent également que l'indice des vides critique diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement pendant le cisaillement, une tendance qui se vérifie pour toutes les densités de racines. Cette observation s'aligne avec les principes établis de la mécanique des sols, où des contraintes de confinement plus élevées conduisent à des états critiques plus denses.

La déformation correspondante à l'atteinte de cet état critique varie en fonction de la densité des racines, comme suit :

- **Échantillons de sol sans racines** : L'indice des vides critique est atteint pour des déformations de cisaillement supérieures à 10 % pour une contrainte de confinement de 50 kPa et à 15 % pour des contraintes de 100 et 200 kPa.
- **Échantillons enracinés** : L'indice des vides critique est atteint pour des déformations de cisaillement dépassant 20 %.

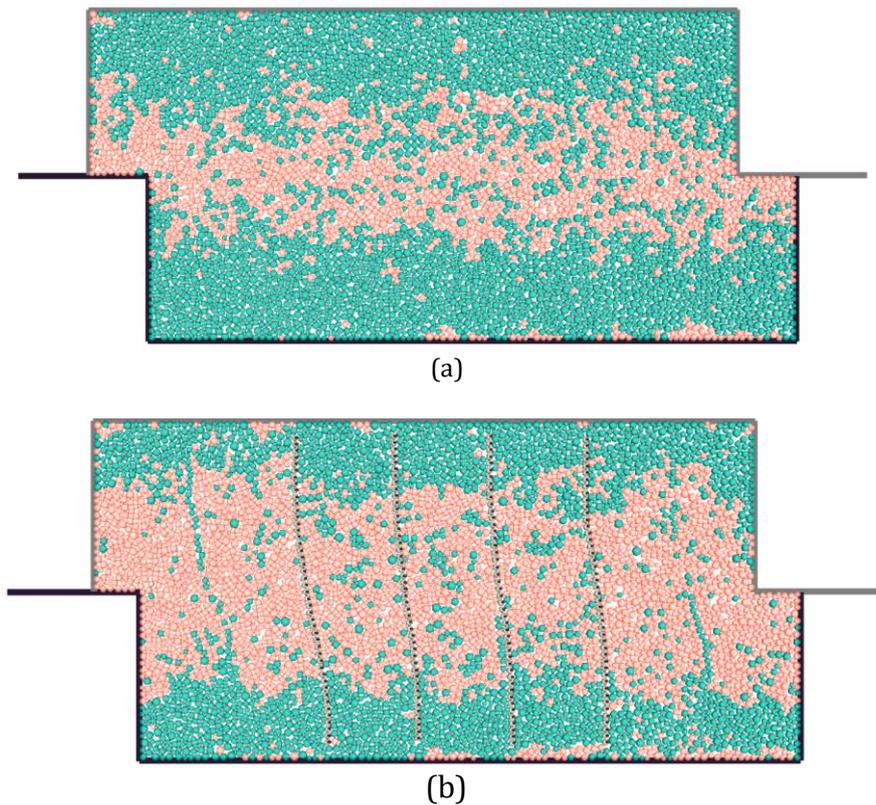
Ces résultats indiquent que, les échantillons avec racines atteignent le plateau des indices des vides critiques de façon tardive comparativement aux échantillons sans racines pour les différentes contraintes de confinement. Les indices des vides critiques ( $e_c$ ) correspondant à différentes contraintes de confinement et densités de racines sont résumés dans le tableau 4.11. Ces indices sont les valeurs moyennes calculées pour des déformations dépassant les niveaux de déformation critique respectifs pour chaque densité de racines.

**Tableau 4. 11:** Déformations et indices des vides critique pour diverses densités racinaires et contraintes de confinement.

Root Densities-Confining Stress	$\epsilon_c$	$e_c$
No root-50 kPa	10%	0.2215
2 SR-50 kPa	20%	0.2325
4 SR-50 kPa	20%	0.2365
6 SR-50 kPa	20%	0.2399
<b>No root-100 kPa</b>	15%	0.2184
2 SR-100 kPa	20%	0.2285
4 SR-100 kPa	20%	0.2332
6 SR-100 kPa	20%	0.2397
<b>No root-200 kPa</b>	15	0.2163
2 SR-200 kPa	20%	0.2241
4 SR-200 kPa	20%	0.2271
6 SR-200 kPa	20%	0.2340

Ces résultats montrent que pour une même configuration, l'indice des vides critique diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement d'une part, d'autre part, ils mettent en évidence une tendance claire : à mesure que la densité des racines augmente, l'indice des vides critique augmente également pour toutes les contraintes de confinement. Cela indique la présence des racines entraîne plus de dilatance de l'échantillon pendant le cisaillement, ce qui pourrait augmenter la résistance au cisaillement du sol. Cette observation s'aligne avec les résultats d'Abe et Ziemer (1991), qui ont souligné que la présence de racines provoque un agrandissement de la zone de cisaillement et fournit un renforcement supplémentaire.

Une illustration de la bande de cisaillement obtenue par des captures au cours d'essais de cisaillement sur des échantillons avec et sans racines est présentée en Figure 4.14. Afin visualiser cette bande de cisaillement nous avons procédé à un changement de couleur des grains subissant des rotations dépassant un seuil prédéfini.



**Figure 4.14** : Visualisation de la bande de cisaillement dans (a) des échantillons de sol sans racines et (b) des échantillons de sol renforcés par des racines pendant le cisaillement.

Ces captures montrent une bande de cisaillement horizontale étroite pour les échantillons sans racines (Figure 4.14a), tandis que les échantillons avec racines présentent une bande de cisaillement plus large (Figure 4.14b). Cela implique que davantage de particules sont impliquées dans le processus de réarrangement dans les échantillons enracinés, ce qui entraîne plus de dilatance.

Les racines agissent comme des barrières, élargissant la zone de déformation et forçant les particules à se déplacer et à se réorganiser, augmentant ainsi l'indice des vides. De plus, les racines créent une structure de sol plus stable, similaire à celle du sable dense, qui présente généralement un comportement plus dilatant sous contrainte de cisaillement.

#### **4.3.1.4 Déformations longitudinales des racines**

Dans notre modèle, les racines sont modélisées comme des éléments élastiques résistants à l'effort axial (traction ou compression), à la flexion et au cisaillement. La raideur axiale prise plus dominante que les deux autres pour simuler les racines naturelles qui sont en général relativement flexibles dans le système sol-racine. Ainsi, l'effet renforçant des racines, résulte essentiellement de la leur résistance à la traction. La sollicitation de traction moyenne d'une racine peut être caractérisée par sa déformation longitudinale. Dans cette section nous nous intéressons à l'échantillon avec six racines. Ces racines sont numérotées R1, R2, ..., R6 tel que montré sur la figure 4.15.

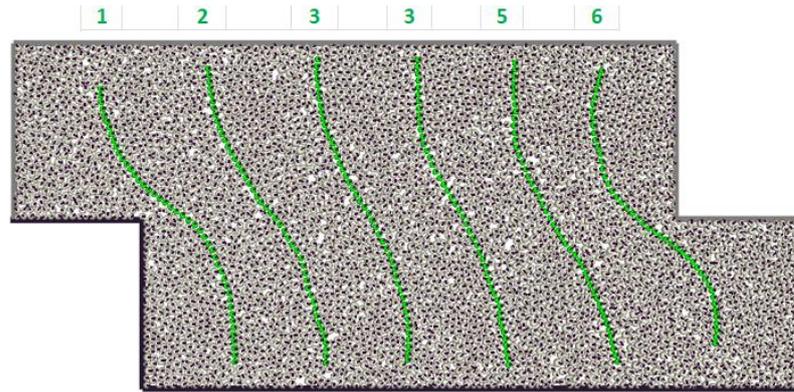
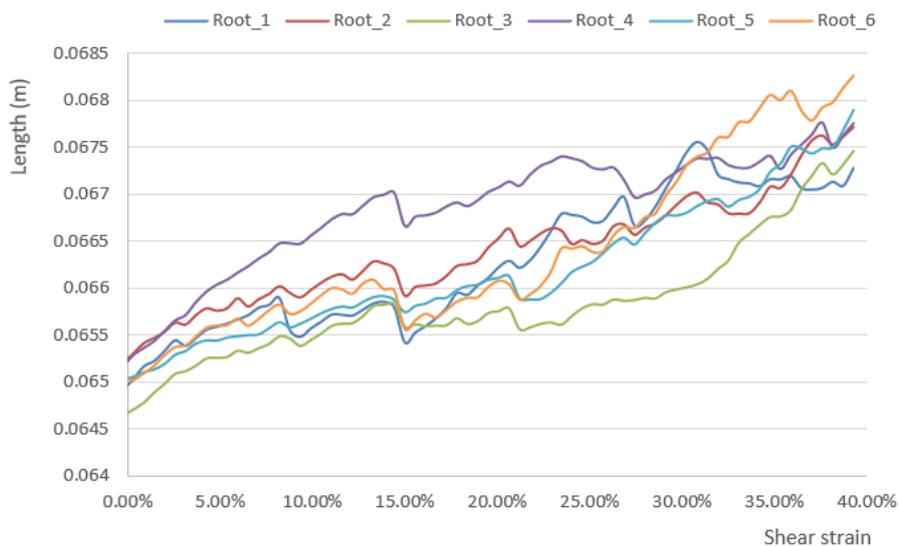
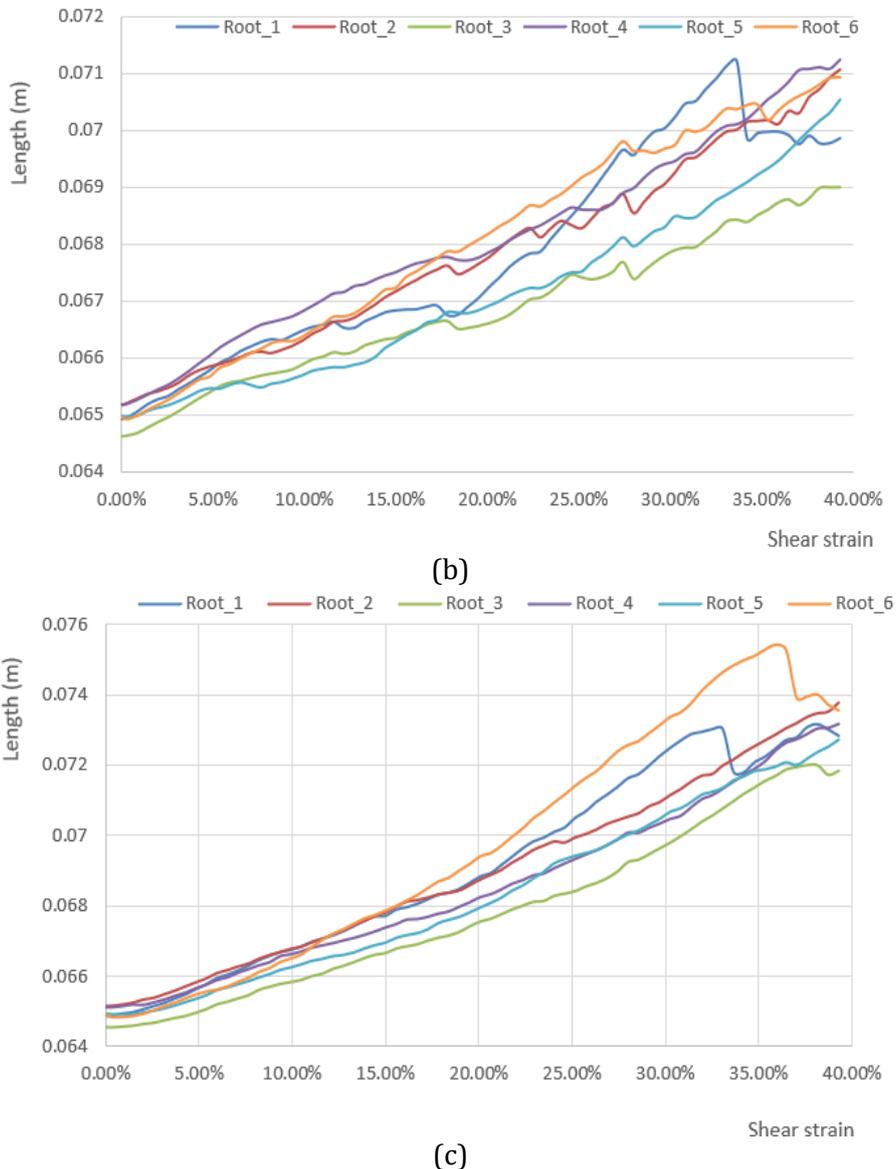


Figure 4.15: Variation des formes de racines pendant le processus de cisaillement.

La Figure 4.16 présente l'évolution des déformations longitudinales des six racines au cours du cisaillement, sous les trois niveaux de contrainte de confinement (50 kPa, 100 kPa et 200 kPa).



(a)



**Figure 4. 16** : Évolution des longueurs des racines sous cisaillement pour des contraintes de confinement de (a) 50 kPa, (b) 100 kPa, et (c) 200 kPa.

Il est clairement visible que toutes les racines subissent un allongement au cours du processus de cisaillement. Pour la pression de confinement de 50kPa, le changement de longueur est accompagné de perturbations significatives, ces perturbations résultent glissements brusques des racines dans le sol. Ces glissements deviennent de plus en plus doux avec l'augmentation de la pression de confinement, cela pourrait résulter de l'augmentation du nombre de contacts avec l'augmentation du confinement.

L'ampleur des allongements varie d'une racine à l'autre, reflétant la complexité des interactions au sein de la boîte d'essai. La Figure 4.17 présente les déformations finales des racines à la fin du cisaillement sous les trois niveaux de contraintes de confinement.



**Figure 4. 17:** Variation en pourcentage des longueurs des racines du début à la fin du cisaillement sous les différentes pressions de confinement.

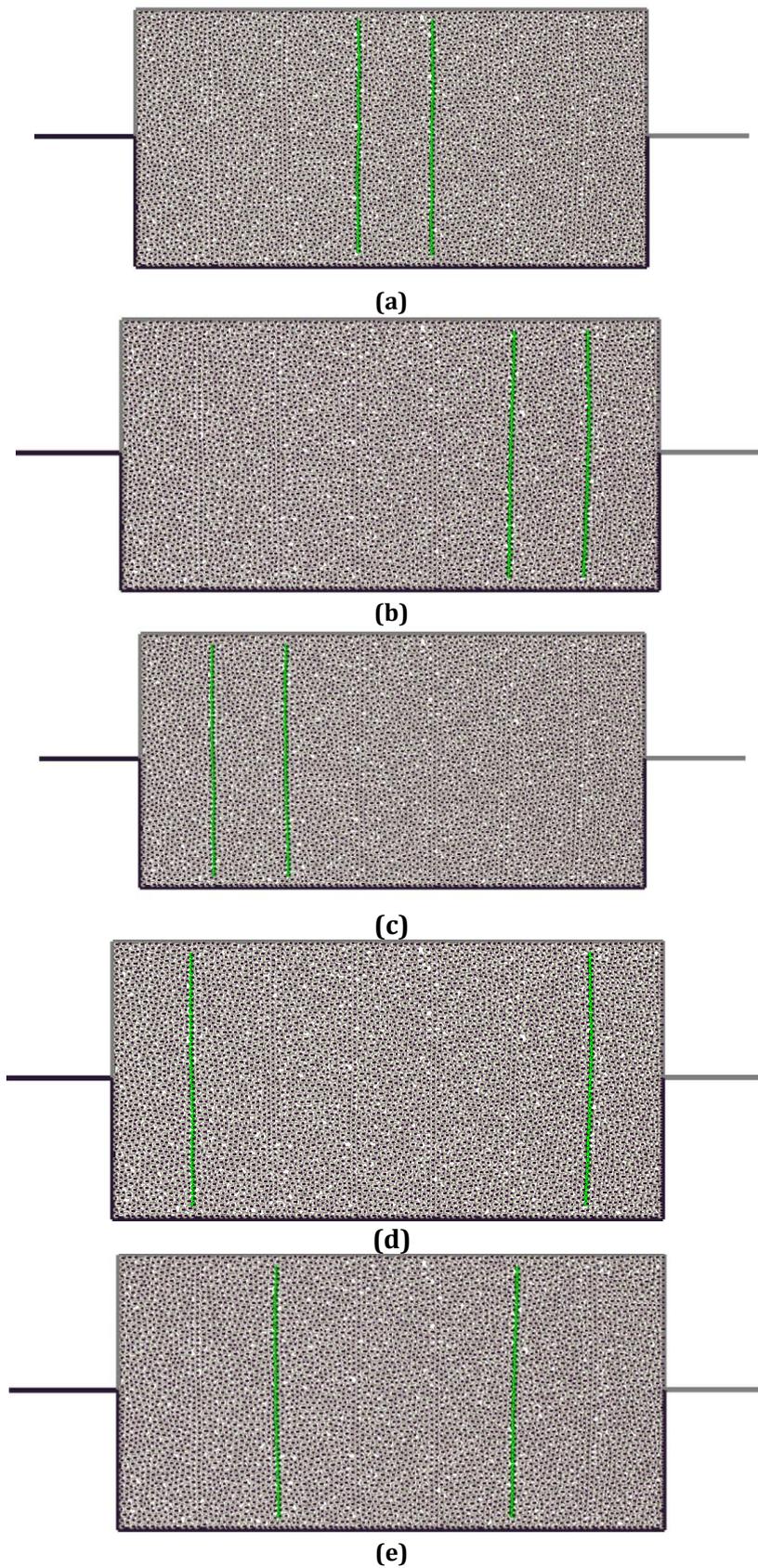
Ces courbes montrent clairement que la déformation longitudinale finale augmente avec l'augmentation de la pression de confinement. Compte tenu que tous les échantillons ont subi la même déformation de cisaillement finale, ces courbes révèlent que les faibles pressions de confinement permettent aux racines de glisser dans le sol, c'est ce qui entraîne des déformations plus faibles. En conséquence, sous des faibles pressions de confinement les racines sont moins sollicitées donc elles contribuent de façon plus faible dans la résistance au cisaillement.

Les courbes indiquent aussi que les déformations de cisaillement des différentes racines diffèrent légèrement, il y a une tendance de déformations plus élevées pour les racines situées dans la partie droite de la boîte. Nous pensons que ce fait, peut résulter d'une diminution de contraintes de confinement dans la partie gauche de la boîte, du fait qu'une partie des pressions verticales devient reprise à la fin de l'essai par un parement la demi-boîte inférieure de cisaillement.

#### 4.3.2 Influence de la Position des Racines dans la Boîte de Cisaillement

Pour étudier l'influence de la position des racines dans la boîte de cisaillement, celles-ci ont été placées selon différentes configurations, comme illustré à la figure 4.18. Des essais de cisaillement ont été réalisés avec deux racines sous une contrainte de confinement de 100 kPa. Les configurations testées sont les suivantes :

- a) Les deux racines positionnées au centre de la boîte ;
- b) Les deux racines positionnées à droite de la boîte ;
- c) Les deux racines positionnées à gauche de la boîte ;
- d) Une racine positionnée à droite et une à gauche de la boîte ;
- e) Les deux racines positionnées au centre, légèrement écartées dans la boîte.



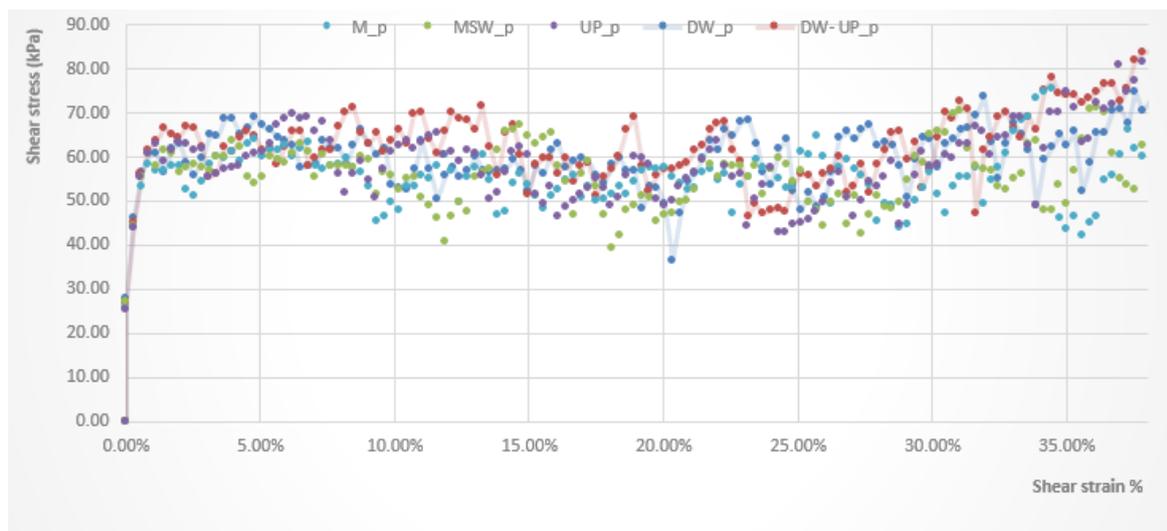
**Figure 4. 18:** Différentes configurations des essais avec deux racines dans des positions variées.

Chaque essai a été identifié par une désignation spécifique pour faciliter l'identification, comme indiqué dans le tableau suivant :

**Tableau 4. 12:** Aperçu des configurations d'essai de cisaillement et de leurs désignations.

Type d'échantillon	Designation
Les deux racines sont positionnées au milieu de la boîte (Middle position)	M_p
Les deux racines sont positionnées au milieu, légèrement élargies dans la boîte (Middle position, slightly widened)	MSW_p
Les deux racines sont positionnées à droite de la boîte, en aval de la direction de cisaillement (Downstream of the shear direction) .	DW_p
Les deux racines sont positionnées à gauche de la boîte, en amont de la direction de cisaillement (Upstream of the shear direction).	UP_p
Une racine en amont (à gauche de la boîte ) et une racine en aval (à droite de la boîte) de la direction de cisaillement .	DW- UP_p

La Figure 4.19 illustre les courbes de contrainte de cisaillement en fonction de la déformation de cisaillement pour différentes positions d'échantillons avec deux racines (Fig 4.18), sous une contrainte de confinement de 100 kPa. Les courbes présentent quatre phases distinctes : une phase élastique initiale (0 % - 1,44 %), une phase de contrainte de cisaillement maximale (1,44 % - 10 %), une phase de plateau résiduel (10 % - 25 %), et une phase des grandes déformations(25 % - 40 %).

**Figure 4. 19 :** Courbes de contrainte de cisaillement en fonction de la déformation de cisaillement pour différentes positions de racines dans des échantillons à deux racines sous une contrainte de confinement de 100 kPa.

Les valeurs moyennes de résistance au cisaillement calculées pour différents échantillons et phases sont données dans le tableau suivant :

**Tableau 4. 13:** Valeurs moyennes de la contrainte de cisaillement (kPa) pour différentes positions des racines dans différentes plages de déformation.

Designation	1.44%-10%	10%-25%	25%-40%
M_p	57.18	54.17	56.56
MSW_p	58.15	54.06	57.74
UP_p	60.7	55.01	62.18
DW_p	61.95	56.96	63.89
DW- UP_p	63.3	59.54	67.35

Les résultats montrent que le positionnement des racines influence significativement la résistance au cisaillement du sol. L'échantillon avec une racine en amont et une racine en aval de la direction de cisaillement présente la plus grande résistance (63,3 kPa dans la plage de déformation de 1,44 % à 10 %), suivi de l'échantillon avec les deux racines positionnées en aval de la direction du cisaillement (61,95 kPa) et de l'échantillon avec les deux racines positionnées en amont de la direction du cisaillement (60,7 kPa). Les échantillons avec les deux racines positionnées au milieu de la boîte montrent la plus faible résistance au cisaillement (57,18 kPa). Cette tendance suggère que le positionnement des racines au sein de la boîte joue un rôle important dans les résultats obtenus. La configuration amont-aval montre une augmentation de 10,7 % de la résistance au cisaillement par rapport à la configuration centrale dans la plage de déformation de 1,44 % à 10 %, et cette différence augmente à 19 % dans la plage de déformation de 25 % à 40 %.

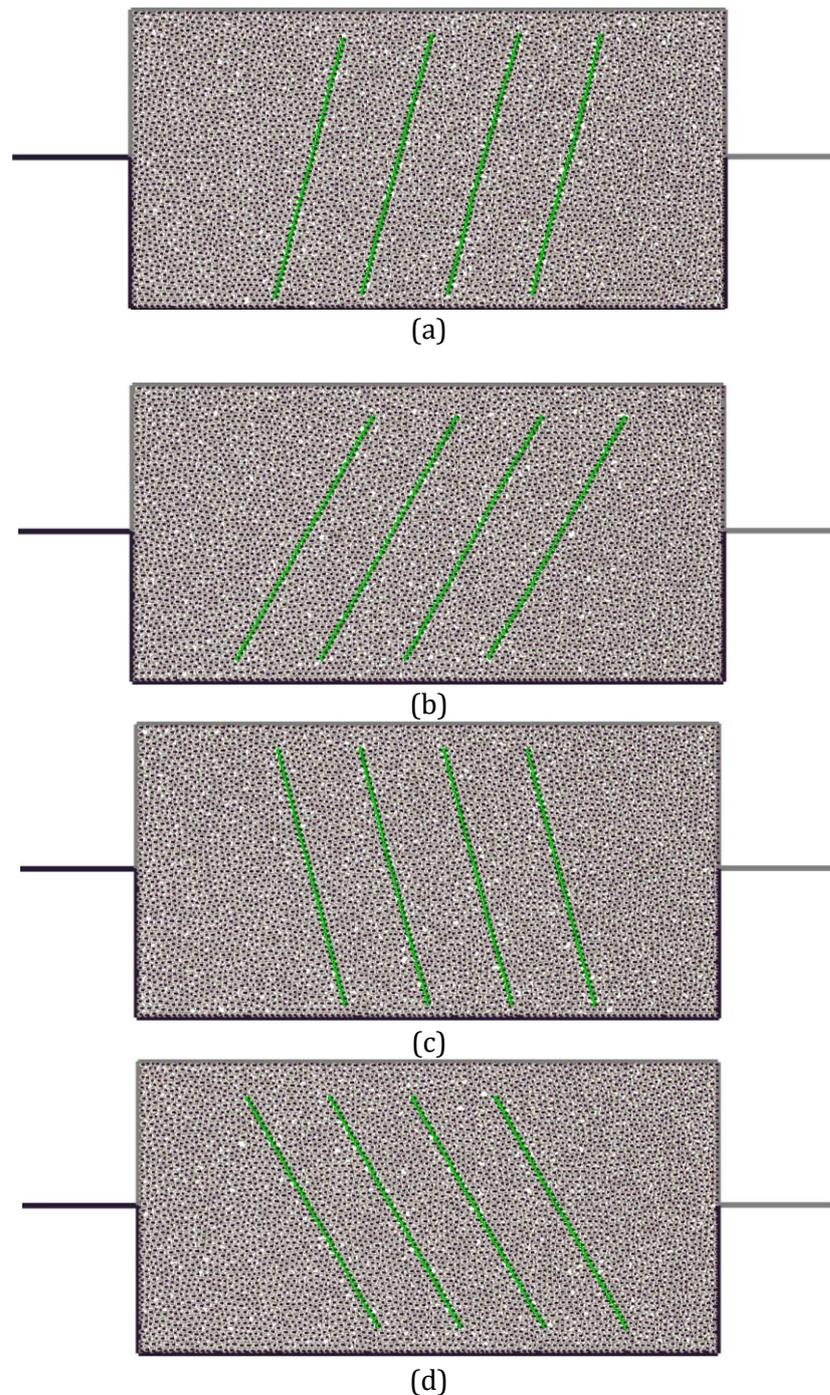
Ces résultats indiquent que les effets de bord ont un impact significatif sur les résultats des essais de cisaillement direct. La résistance au cisaillement plus élevée observée dans les configurations où les racines sont placées près des bords de la boîte (en amont ou en aval) peut être attribuée aux interactions entre les racines et les limites de la boîte plutôt qu'à un véritable renforcement du sol. Pour obtenir des résultats plus représentatifs du renforcement par les racines dans les essais de cisaillement direct, il est préférable de positionner les deux racines au milieu de la boîte, loin des bords. Bien que cette configuration ait montré les valeurs de résistance les plus basses dans notre étude (54,17 kPa dans la plage de déformation de 10 % à 25 %), elle fournit probablement l'évaluation la plus fiable de l'effet réel des racines sur le renforcement du sol en minimisant les effets de bord qui peuvent fausser les résultats.

### 4.3.3 Effets de l'inclinaison des racines

Pour étudier l'influence de l'orientation des racines sur le renforcement du sol, des simulations ont été réalisées sur des échantillons comportant quatre racines positionnées au centre de la boîte de cisaillement afin de minimiser les effets de bord. Cette configuration permet une analyse ciblée des effets de l'orientation des racines. Les simulations visent l'exploration de l'effet de l'inclinaison des racines par rapport au plan vertical sur la résistance au cisaillement du sol. L'étude porte sur deux angles d'inclinaison spécifiques : 15° et 30° par rapport à la verticale. Pour chaque angle, deux orientations ont été testées sous une contrainte de confinement de 100 kPa (Fig 4.20) :

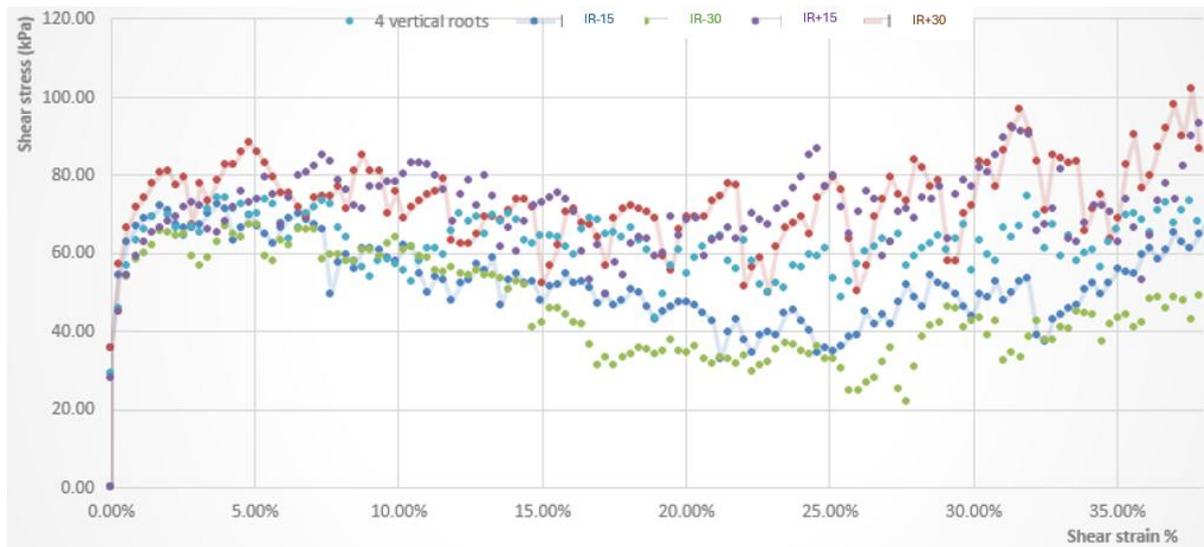
- a) Racines inclinées à droite de 15° par rapport à la verticale, désignées par IR-15 ;
- b) Racines inclinées à droite de 30° par rapport à la verticale, désignées par IR-30 ;
- c) Racines inclinées à gauche de 15° par rapport à la verticale, désignées par IR+15 ;
- d) Racines inclinées à gauche 30° par rapport à la verticale, désignées par IR+30.

À rappeler que le sens de cisaillement est de gauche vers la droite de la demi-boîte inférieure de cisaillement.



**Figure 4. 20** : Effet de l'inclinaison des racines sur le renforcement du sol : (a) Racines inclinées à droite de  $15^\circ$  par rapport à la verticale (IR+15) ; (b) Racines inclinées à droite de  $30^\circ$  par rapport à la verticale (IR+30) ; (c) Racines inclinées à gauche de  $15^\circ$  par rapport à la verticale (IR-15) ; (d) Racines inclinées à gauche de  $30^\circ$  par rapport à la verticale (IR-30).

La Figure 4.21 illustre les courbes de contrainte de cisaillement en fonction de la déformation de cisaillement pour différentes inclinaisons des racines dans des échantillons avec quatre racines (Fig 4.20), sous une contrainte de confinement de 100 kPa. Les courbes présentent des phases similaires à celles observées dans les résultats précédents.



**Figure 4. 21** : Courbes de contrainte de cisaillement en fonction de la déformation de cisaillement pour différentes inclinaisons des racines dans des échantillons à quatre racines sous une contrainte de confinement de 100 kPa.

Les valeurs moyennes de résistance au cisaillement calculées pour différents échantillons et phases sont les suivantes :

**Tableau 4. 14:** Valeurs moyennes de la contrainte de cisaillement (kPa) pour différentes inclinaisons des racines dans différentes plages de déformation.

Designation	1.44%-10%	10%-25%	25%-40%
Vertical roots	66.46	60.91	64.05
IR-15 (-15°)	64.82	47.09	51.11
IR-30(-30°)	62.07	40.46	40.67
IR+15(+15°)	73.88	69.54	75.15
IR+30(+30°)	77.59	67.53	79.77

Ces résultats indiquent que l'inclinaison des racines influence de manière significative la résistance au cisaillement du sol. Les principales observations sont les suivantes :

Les racines inclinées à gauche par rapport à la verticale (IR+15 et IR+30) montrent systématiquement la résistance au cisaillement la plus élevée dans toutes les phases. La configuration IR+30 présente la résistance au cisaillement maximale, avec des valeurs supérieures de 16,7 % par rapport aux racines verticales dans la plage de déformation de (1,44 % -10 %) et de 24,5 % dans la plage de (25 % -40 %).

Les racines inclinées à droite par rapport à la verticale (IR-15 et IR-30) indiquent une résistance au cisaillement inférieure à celle des racines verticales, l'effet étant plus prononcé à des angles d'inclinaison plus élevés. La configuration IR-30 présente la plus faible résistance au cisaillement, avec des valeurs inférieures de 6,6 % par rapport aux racines verticales dans la plage de déformation de (1,44 % -10 %), et de 36,5 % dans la plage de (25 % -40 %).

L'effet de l'inclinaison des racines devient plus marqué dans les phases grandes déformations (10 % - 25 %) et (25 % - 40 %), ce qui suggère que l'orientation des racines joue un rôle important dans le comportement post-pic du sol renforcé.

Les racines verticales montrent une performance intermédiaire, maintenant une résistance au cisaillement relativement constante à travers toutes les phases.

Ces résultats suggèrent que l'inclinaison des racines dans la direction de cisaillement offre le renforcement le plus efficace du sol, probablement en raison de la tension exercée sur les racines pendant le cisaillement. En revanche, les racines inclinées à l'opposé de la direction du cisaillement peuvent être moins efficaces, car elles nécessitent un certain temps pour se tendre, ce qui pourrait réduire leur effet de renforcement.

#### 4.4 Conclusion

Dans cette étude, nous avons exploré le renforcement des sols par les systèmes racinaires à travers une série de simulations de la boîte de cisaillement, modélisées en éléments discrets pour un sol sableux intégrant des racines végétales. Les racines ont été représentées comme des chaînes de disques chevauchés et modélisées en tant qu'éléments élastiques capables de résister à l'effort axial (traction ou compression), à la flexion et au cisaillement, avec une raideur axiale dominante pour simuler la flexibilité naturelle des racines dans le système sol-racine. Ainsi, l'effet renforçant des racines résulte principalement de leur résistance à la traction.

Les résultats des simulations ont permis d'évaluer systématiquement l'influence de divers paramètres, tels que la densité racinaire, le positionnement et l'inclinaison des racines, sur le comportement mécanique des sols renforcés.

- **Influence de la densité racinaire** L'analyse de différents échantillons de sol avec deux, quatre et six racines droites a révélé que l'augmentation de la densité racinaire conduit à des améliorations significatives de la résistance au cisaillement. Cette augmentation s'accompagne de variations non linéaires dans les réponses du sol, démontrant une interaction accrue entre les particules du sol et les racines. Ces observations corroborent les études précédentes sur le rôle significatif des racines dans le renforcement des sols. Les effets de bord dans la boîte de cisaillement, notamment lorsque les racines sont proches des bords, accentuent l'effet renforçant.
- **Effet de l'inclinaison des racines** : L'étude de l'inclinaison des racines, menée sur des échantillons comportant quatre racines inclinées à 15° et 30° par rapport à la verticale, a révélé que les racines orientées dans la direction du cisaillement augmentent la résistance du sol. À l'inverse, celles inclinées à l'opposé réduisent l'efficacité du renforcement, soulignant ainsi l'importance de l'orientation racinaire dans la stabilisation des sols.

- **Influence de la position des racines dans la boîte de cisaillement** : Les essais de cisaillement réalisés avec deux racines, sous une contrainte de confinement de 100 kPa et selon cinq configurations (au centre, à droite, à gauche, une à droite et une à gauche, ou légèrement écartées au centre), ont montré que le positionnement des racines influence significativement la résistance au cisaillement. La configuration avec une racine en amont et une en aval de la direction de cisaillement présente la plus grande résistance, mais cela peut être attribué aux interactions avec les bords de la boîte. Pour minimiser les effets de bord et obtenir des résultats représentatifs, il est préférable de positionner les racines au centre de la boîte.
  
- **Déformations des racines** : Au cours du cisaillement, toutes les racines subissent un allongement, avec des variations d'amplitude reflétant la complexité des interactions sol-racines. Pour une pression de confinement faible (50 kPa), des perturbations importantes, dues à des glissements brusques des racines, ont été observées. Ces perturbations diminuent avec l'augmentation de la pression de confinement (100 kPa et 200 kPa), probablement en raison d'un plus grand nombre de contacts sol-racines.
  
- **Déformations volumiques** : La présence des racines modifie la dilatance du sol sous différentes contraintes de confinement. Tous les échantillons présentent un comportement dilatant, intensifié par une densité racinaire accrue. Les racines, en agissant comme des barrières, favorisent une réorganisation des particules et augmentent l'indice des vides. Par ailleurs, l'indice des vides critiques diminue avec l'augmentation de la contrainte de confinement. Toutefois, il augmente avec la densité racinaire, traduisant une dilatance prolongée dans les sols renforcés par des racines.

Les conclusions de cette étude soulignent la complexité des interactions sol-racines et mettent en évidence le potentiel des systèmes racinaires pour améliorer la stabilité des sols. Ces résultats encouragent l'adoption de stratégies basées sur la végétation dans les pratiques d'ingénierie géotechnique, offrant des solutions durables et respectueuses de l'environnement pour la stabilisation des sols. Des recherches futures, intégrant des conditions de sol et d'environnement variées, sont essentielles pour approfondir la compréhension des mécanismes de renforcement des racines.

---

**Conclusion et Perspectives**

---

## Conclusion et Perspectives

Les travaux réalisés dans cette thèse ont été orientés vers l'évaluation de l'effet de la présence de racines végétales sur la résistance au cisaillement des sols. Ils s'inscrivent dans le contexte général de l'analyse du renforcement des sols par la végétation, vue comme une alternative écologique et économique aux méthodes traditionnelles de stabilisation. À travers une revue de littérature approfondie, nous avons exploré les mécanismes complexes d'interaction entre les racines et le sol, en nous concentrant sur leur architecture, leurs propriétés mécaniques et hydrogéologiques. Dans ce travail une approche numérique basée sur la méthode des éléments discrets est adoptée. En effet, cette méthode, en tenant compte de façon rationnelle de la nature discontinue du sol, intègre de manière inhérente les phénomènes de déformation (contractance ou dilatance) se produisant au cours du cisaillement. Ces déformations peuvent avoir des effets considérables sur la résistance au cisaillement des sols, particulièrement en présence de d'éléments de renforcement tels que les racines végétales.

L'approche par éléments discrets utilisée dans ce travail repose sur la dynamique moléculaire. Dans les modèles élaborés, les éléments sont de forme circulaire, les forces normales de contact intergranulaire sont calculées au moyen d'un modèle viscoélastique linéaire, et les forces tangentielles avec un modèle viscoélastique parfaitement plastique. Un modèle de frottement de roulement est incorporé afin de prendre en compte l'amortissement dans le mouvement de roulement des grains.

Après avoir présenté le principe ainsi que les éléments de base de la méthode des éléments discrets, un modèle 2D de l'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande a été mis au point. Ce modèle a permis de mener une analyse du cisaillement d'un matériau granulaire dense, en s'intéressant à deux aspects principaux : la résistance au cisaillement et la déformation. Une attention particulière a été accordée à l'effet du préchargement sur le comportement du sol lors du cisaillement. Les simulations réalisées ont permis de reproduire fidèlement les comportements géotechniques observés expérimentalement, tels que la dilatance, la diminution de l'indice des vides critique à mesure que la pression de confinement augmente, et le développement d'un pic de résistance au cisaillement avant d'atteindre un plateau résiduel. L'effet du préchargement, bien qu'initialement perceptible par une légère augmentation de la cohésion et de l'angle de frottement, devient insignifiant après le désenchevêtrement des grains.

Dans un second temps, un modèle numérique de l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande sur des échantillons de sols granulaires contenant des racines est mis au point. Dans ce modèle les racines sont modélisées par des chaînes de grains résistantes à la traction, à la flexion et au cisaillement. Les échantillons du sol soumis à l'essai sont construits par pluviométrie sèche avant d'être soumis au confinement par contrainte verticale. Les racines sont construites dans l'échantillon du sol suivant une procédure qui essaie d'imiter le développement naturel des racines à partir d'une graine. Les éléments discrets (grains) qui vont former la chaîne modélisant une racine sont initialement placés au même point (position de la graine), ensuite ils sont poussés dans le sol par des

déplacements différents pour former à la fin une chaîne droite de longueur spécifiée.

Dans la pratique courante des essais de cisaillement à la boîte, les expériences sont généralement arrêtées à 10 % de déformation pour éviter les erreurs dues au frottement entre les grains de sol et les parois latérales de la boîte. Cependant, compte tenu de l'augmentation observée de la résistance due aux racines, nous avons étendu les essais à 40 % de déformation dans cette étude. De plus, cinq vitesses de cisaillement différentes ont été testées pour déterminer la vitesse optimale se rapprochant des conditions d'essai quasi-statiques.

Les influences de la densité racinaire, de l'inclinaison des racines et de leur positionnement dans la boîte de cisaillement ont été analysées. Les résultats obtenus ont montré que les racines augmentent de manière significative la résistance au cisaillement particulièrement pour les grandes déformations d'une part, d'autre part la présence des racines entraîne une augmentation de la dilatance lors du cisaillement. La visualisation de l'échantillon au cours du cisaillement a indiqué que la présence des racines produit un élargissement de la bande de cisaillement. L'analyse de la déformation longitudinale des racines pendant le cisaillement a montré que l'allongement des racines augmente avec l'augmentation de la pression de confinement, les faibles pressions de confinement permettent aux racines de glisser dans le sol, ce qui entraîne des déformations plus faibles. En conséquence, sous des faibles pressions de confinement les racines sont moins sollicitées donc elles contribuent de façon plus faible dans la résistance au cisaillement. L'orientation des racines a aussi un effet sur la résistance au cisaillement, il a été démontré que les racines sont plus efficaces lorsqu'elles sont orientées dans la direction où elles sont soumises à la traction pendant le cisaillement. Une attention particulière a été accordée aux effets de la proximité des racines par rapport aux parois de la boîte de cisaillement. Il a été démontré que cette proximité influence la distribution des forces et la déformation du sol et peut donc avoir un impact significatif sur les résultats des essais de cisaillement numériques et physiques sur des échantillons enracinés.

### **Perspectives**

Les conclusions de cette étude mettent en lumière la complexité des interactions sol-racines et le potentiel des systèmes racinaires pour améliorer la stabilité des sols. Pour valider davantage ces résultats, des essais expérimentaux, notamment des tests triaxiaux, seront nécessaires afin de minimiser les effets de bord et obtenir des données plus précises. Il serait également pertinent de réaliser des essais en laboratoire en intégrant des racines réelles pour mieux simuler les conditions du sol. En outre, cette étude étant réalisée en 2D, il serait judicieux de passer à une modélisation en 3D afin de mieux représenter les comportements complexes des racines et des sols dans un environnement tridimensionnel.

De plus, il serait intéressant d'explorer la combinaison de la méthode des éléments discrets (DEM) avec la méthode des éléments finis (FEM) pour modéliser de manière plus

réaliste les racines continues, offrant ainsi une meilleure représentation de leur comportement dans les sols. Ces recherches futures, prenant en compte des conditions variées de sol et d'environnement, permettront d'approfondir la compréhension des mécanismes de renforcement des racines et d'élargir les applications des systèmes racinaires dans les pratiques géotechniques, contribuant à des solutions durables pour la stabilisation des sols.

En conclusion, cette recherche ouvre la voie à une meilleure compréhension et à des applications innovantes dans le domaine du renforcement des sols, contribuant ainsi à des pratiques d'ingénierie plus durables et respectueuses de l'environnement.

## Bibliographie

1. Abdoulaye Hama, N., T. Ouahbi, S. Taibi, H. Souli, J.M. Fleureau, et A. Pantet. 2016. « Analysis of Mechanical Behaviour and Internal Stability of Granular Materials Using Discrete Element Method ». *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 40 (12): 1712-29. <https://doi.org/10.1002/nag.2510>.
2. Abe, Kazutoki, et Robert R. Ziemer. 1991. « Effect of Tree Roots on a Shear Zone: Modeling Reinforced Shear Stress ». *Canadian Journal of Forest Research* 21 (7): 1012-19. <https://doi.org/10.1139/x91-139>.
3. Ai, Jun, Jian-Fei Chen, J. Michael Rotter, et Jin Y. Ooi. 2011. « Assessment of Rolling Resistance Models in Discrete Element Simulations ». *Powder Technology* 206 (3): 269-82. <https://doi.org/10.1016/j.powtec.2010.09.030>.
4. Al-Douri, Rh, et Hg Poulos. 1992. « Static and Cyclic Direct Shear Tests on Carbonate Sands ». *Geotechnical Testing Journal* 15 (2): 138-57. <https://doi.org/10.1520/GTJ10236J>.
5. Alonso, E. E., A. Gens, et A. Josa. 1991. « Discussion: A Constitutive Model for Partially Saturated Soils ». *Géotechnique* 41 (2): 273-75. <https://doi.org/10.1680/geot.1991.41.2.273>.
6. Andersen, S., et L. Andersen. 2010. « Modelling of Landslides with the Material-Point Method ». *Computational Geosciences* 14 (1): 137-47. <https://doi.org/10.1007/s10596-009-9137-y>.
7. Audry, Nils, Barthélémy Harthong, et Didier Imbault. 2023. « Comparison between Periodic and Non-Periodic Boundary Conditions in the Multi-Particle Finite Element Modelling of Ductile Powders ». *Powder Technology* 429 (novembre):118871. <https://doi.org/10.1016/j.powtec.2023.118871>.
8. BAHDA, Fatiha. 1997. « Etude du comportement du sable à l'appareil triaxial : expérience et modélisation ».
9. Bai, Hao, Ruidong Li, Wubin Wang, Kang Xie, et Xiang Wang. 2021. « Investigation on Parameter Calibration Method and Mechanical Properties of Root-Reinforced Soil by DEM ». Édité par Wangcheng Zhang. *Mathematical Problems in Engineering* 2021 (avril):1-18. <https://doi.org/10.1155/2021/6623489>.
10. Bai, Xiang, Xiaomin Chen, et Kaining Chen. 2014. « Impact of Water Depth on Root Morphology of *Juncellus Serotinus* (Cyperaceae) ». *Nordic Journal of Botany* 32 (2): 245-50. <https://doi.org/10.1111/j.1756-1051.2013.01710.x>.
11. Barickman, T. Casey, Omolayo J. Olorunwa, Akanksha Sehgal, C. Hunt Walne, K. Raja Reddy, et Wei Gao. 2021. « Interactive Impacts of Temperature and Elevated CO<sub>2</sub> on Basil (*Ocimum Basilicum* L.) Root and Shoot Morphology and Growth ». *Horticulturae* 7 (5): 112. <https://doi.org/10.3390/horticulturae7050112>.
12. Belheine, N., J.-P. Plassiard, F.-V. Donzé, F. Darve, et A. Seridi. 2009. « Numerical Simulation of Drained Triaxial Test Using 3D Discrete Element Modeling ». *Computers and Geotechnics* 36 (1-2): 320-31. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2008.02.003>.
13. Bengough, A. Glyn, B. M. McKenzie, P. D. Hallett, et T. A. Valentine. 2011. « Root Elongation, Water Stress, and Mechanical Impedance: A Review of Limiting Stresses and Beneficial Root Tip Traits ». *Journal of Experimental Botany* 62 (1): 59-68. <https://doi.org/10.1093/jxb/erq350>.
14. Bengough, A. Glyn, M. Fraser Bransby, Joachim Hans, Stephen J. McKenna, Tim J. Roberts, et Tracy A. Valentine. 2006. « Root Responses to Soil Physical Conditions; Growth Dynamics from Field to Cell ». *Journal of Experimental Botany* 57 (2): 437-47. <https://doi.org/10.1093/jxb/erj003>.
15. Berry, Nathan, Yonghao Zhang, et Sina Haeri. 2023. « Contact Models for the Multi-Sphere Discrete Element Method ». *Powder Technology* 416 (février):118209. <https://doi.org/10.1016/j.powtec.2022.118209>.
16. Bertolini, Ilaria, Andrew Vidler, Guido Gottardi, et Olivier Buzzi. 2023. « Numerical Investigation into the effects of rainfall and long stem plants spacing on Root Water Uptake (RWU) ». Édité par M. Bardanis. *E3S Web of Conferences* 382:25001. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202338225001>.

17. Bhandari, Anil, et Jie Han. 2010. « Investigation of Geotextile–Soil Interaction under a Cyclic Vertical Load Using the Discrete Element Method ». *Geotextiles and Geomembranes* 28 (1): 33-43. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2009.09.005>.
18. Biarez, Jean, et Pierre-Yves Hicher. 1994. Elementary mechanics of soil behaviour: saturated remoulded soils. <https://www.cabidigitallibrary.org/doi/full/10.5555/19951904796>.
19. Bischetti, G. B., E. A. Chiaradia, Vincenzo D'Agostino, et T. Simonato. 2010. « Quantifying the effect of brush layering on slope stability ». *Ecological Engineering* 36 (3): 258-64.
20. Bogor Agricultural University Indonesia, Nasrul Harahap, Dwi Andreas Santosa, Bogor Agricultural University Indonesia, Nuni Gofar, et Sriwijaya University, Palembang, Indonesia. 2018. « The potential of exopolysaccharide-producing bacteria from rhizosphere of rubber plants for improving soil aggregate ». *Journal of Degraded and Mining Lands Management* 5 (3): 1275-81. <https://doi.org/10.15243/jdmlm.2018.053.1275>.
21. Boikov, A. V., R. V. Savelev, et V. A. Payor. 2018. « DEM calibration approach: random forest ». In *Journal of Physics: Conference Series*, 1118:012009. IOP Publishing. <https://iopscience.iop.org/article/10.1088/1742-6596/1118/1/012009/meta>.
22. Boldrin, D., Anthony K. Leung, et A. G. Bengough. 2017. « Correlating Hydrologic Reinforcement of Vegetated Soil with Plant Traits during Establishment of Woody Perennials ». *Plant and Soil* 416 (1-2): 437-51. <https://doi.org/10.1007/s11104-017-3211-3>.
23. Boldrin, D., Anthony K. Leung, et A. G. Bengough. 2017. « Correlating Hydrologic Reinforcement of Vegetated Soil with Plant Traits during Establishment of Woody Perennials ». *Plant and Soil* 416 (1-2): 437-51. <https://doi.org/10.1007/s11104-017-3211-3>.
24. Bolton, M. D. 1986. « The Strength and Dilatancy of Sands ». *Géotechnique* 36 (1): 65-78. <https://doi.org/10.1680/geot.1986.36.1.65>.
25. Bonaparte, R, Rd Holtz, et Jp Giroud. 1987. « Soil Reinforcement Design Using Geotextiles and Geogrids ». In *Geotextile Testing and the Design Engineer*, par Je Fluet, 69-116. ASTM International 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959. <https://doi.org/10.1520/STP20057S>.
26. Bourrier, Franck, François Kneib, Bruno Chareyre, et Thierry Fourcaud. 2013. « Discrete Modeling of Granular Soils Reinforcement by Plant Roots ». *Ecological Engineering* 61 (décembre):646-57. <https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2013.05.002>.
27. Boussaadi, Mounia, et Liatim Mouzai. 2021. « Vegetation Cover Effects on Sediment Concentration and Overland Flow under Artificial Rainfall Intensity ». *Journal of the Geographical Institute Jovan Cvijic, SASA* 71 (2): 135-50. <https://doi.org/10.2298/IJGI2102135B>.
28. Boutaghane, Fatima, Djahida Boubaa, et Leila Encadreur Arabet. 2022. « Etude de l'effet des racines sur la capacité portante des fondations à proximité d'un talus. » PhD Thesis, Université de Jijel. <http://dspace.univ-jijel.dz:8080/xmlui/handle/123456789/11637>.
29. Brady, Nyle C., Ray R. Weil, et Ray R. Weil. 2008. *The nature and properties of soils*. Vol. 13. Prentice Hall Upper Saddle River, NJ. [https://testbank4textbook.com/pdf\\_samples/Solutions\\_Manual\\_for\\_Nature\\_and\\_Properties\\_of\\_Soils\\_14th\\_Edition\\_by\\_Brady\\_sample\\_chapter.pdf](https://testbank4textbook.com/pdf_samples/Solutions_Manual_for_Nature_and_Properties_of_Soils_14th_Edition_by_Brady_sample_chapter.pdf).
30. Brand, David, Chathurika Wijewardana, Wei Gao, et K. Raja Reddy. 2016. « Interactive Effects of Carbon Dioxide, Low Temperature, and Ultraviolet-B Radiation on Cotton Seedling Root and Shoot Morphology and Growth ». *Frontiers of Earth Science* 10 (4): 607-20. <https://doi.org/10.1007/s11707-016-0605-0>.
31. Braunack, M.V., et A.R. Dexter. 1989. « Soil Aggregation in the Seedbed: A Review II. Effect of Aggregate Sizes on Plant Growth ». *Soil and Tillage Research* 14 (3): 281-98. [https://doi.org/10.1016/0167-1987\(89\)90014-7](https://doi.org/10.1016/0167-1987(89)90014-7).
32. Burylo, Melanie, Freddy Rey, Nicole Mathys, et Thierry Dutoit. 2012. « Plant Root Traits Affecting the Resistance of Soils to Concentrated Flow Erosion ». *Earth Surface Processes and Landforms* 37 (14): 1463-70. <https://doi.org/10.1002/esp.3248>.
33. Cabrejos-Hurtado, J., S. Galindo Torres, et D.M. Pedroso. 2016. « Assessment of the Mechanical Behaviour of Granular Media by DEM-Based True Triaxial Tests ». *Applied Mechanics and Materials* 846 (juillet):428-33. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.846.428>.

34. Calvetti, F., G. Combe, et J. Lanier. 1997. « Experimental Micromechanical Analysis of a 2D Granular Material: Relation between Structure Evolution and Loading Path ». *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials* 2 (2): 121-63. [https://doi.org/10.1002/\(SICI\)1099-1484\(199704\)2:2<121::AID-CFM27>3.0.CO;2-2](https://doi.org/10.1002/(SICI)1099-1484(199704)2:2<121::AID-CFM27>3.0.CO;2-2).
35. Campbell, Charles S., et Christopher E. Brennen. 1985. « Computer Simulation of Granular Shear Flows ». *Journal of Fluid Mechanics* 151 (1): 167. <https://doi.org/10.1017/S002211208500091X>.
36. Canou, J., N. Benahmed, J.-C. Dupla, et V. De Gennaro. 2002. « Instabilités de liquéfaction et phénomène de mobilité cyclique dans les sables ». *Revue Française de Géotechnique*, no 98, 29-46. <https://doi.org/10.1051/geotech/2002098029>.
37. CHAN Man Piu. 2005. « Analysis and Modeling of Grouting and its Application In Civil Engineering ».
38. Chang, Ilhan, Jooyoung Im, et Gye-Chun Cho. 2016. « Introduction of Microbial Biopolymers in Soil Treatment for Future Environmentally-Friendly and Sustainable Geotechnical Engineering ». *Sustainability* 8 (3): 251. <https://doi.org/10.3390/su8030251>.
39. Chareyre, Bruno, et Pascal Villard. 2005. « Dynamic Spar Elements and Discrete Element Methods in Two Dimensions for the Modeling of Soil-Inclusion Problems ». *Journal of Engineering Mechanics* 131 (7): 689-98. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2005\)131:7\(689\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2005)131:7(689)).
40. Cheng, Y. P., Y. Nakata, et M. D. Bolton. 2003. « Discrete Element Simulation of Crushable Soil ». *Géotechnique* 53 (7): 633-41. <https://doi.org/10.1680/geot.2003.53.7.633>.
41. Chiatante, D., M. Sarnataro, S. Fusco, A. Di Iorio, et G. S. Scippa. 2003. « Modification of Root Morphological Parameters and Root Architecture in Seedlings of *Fraxinus Ornus* L. and *Spartium Junceum* L. Growing on Slopes ». *Plant Biosystems - An International Journal Dealing with All Aspects of Plant Biology* 137 (1): 47-55. <https://doi.org/10.1080/11263500312331351321>.
42. Chiatante, Donato, Alessia Baraldi, Antonino Di Iorio, Maria Sarnataro, et Gabriella S. Scippa. 2003. « Root Response to Mechanical Stress in Plants Growing on Slopes: An Experimental System for Morphological, Biochemical and Molecular Analysis ». In *Roots: The Dynamic Interface between Plants and the Earth*, édité par Jun Abe, 427-37. Dordrecht: Springer Netherlands. [https://doi.org/10.1007/978-94-017-2923-9\\_42](https://doi.org/10.1007/978-94-017-2923-9_42).
43. Chirico, Giovanni B., Marco Borga, Paolo Tarolli, Riccardo Rigon, et Federico Preti. 2013. « Role of vegetation on slope stability under transient unsaturated conditions ». *Procedia Environmental Sciences* 19:932-41.
44. Cividini, Annamaria, et Giancarlo Gioda. 2004. « Finite-Element Approach to the Erosion and Transport of Fine Particles in Granular Soils ». *International Journal of Geomechanics* 4 (3): 191-98. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1532-3641\(2004\)4:3\(191\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1532-3641(2004)4:3(191)).
45. Cividini, Annamaria, Simone Bonomi, Giulio C. Vignati, et Giancarlo Gioda. 2009. « Seepage-Induced Erosion in Granular Soil and Consequent Settlements ». *International Journal of Geomechanics* 9 (4): 187-94. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1532-3641\(2009\)9:4\(187\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1532-3641(2009)9:4(187)).
46. Cleary, Paul W., et David Hoyer. 2000. « Centrifugal mill charge motion and power draw: comparison of DEM predictions with experiment ». *International Journal of Mineral Processing* 59 (2): 131-48.
47. Coetzee, Corné J. 2017. « Calibration of the discrete element method ». *Powder Technology* 310:104-42.
48. Cofie, Peter. 2001. *Mechanical Properties of Tree Roots for Soil Reinforcement Models*. Wageningen.
49. Commandeur, Paul R., et Marvin R. Pyles. 1991. « Modulus of Elasticity and Tensile Strength of Douglas-Fir Roots ». *Canadian Journal of Forest Research* 21 (1): 48-52. <https://doi.org/10.1139/x91-007>.
50. Crassous, Jérôme. 2023. « Discrete-Element-Method Model for Frictional Fibers ». *Physical Review E* 107 (2): 025003. <https://doi.org/10.1103/PhysRevE.107.025003>.
51. Cundall, P. A., et O. D. L. Strack. 1979. « A discrete numerical model for granular assemblies ». *Geotechnique* 29 (mars):47-65. <https://doi.org/10.1680/geot.1979.29.1.47>.

52. Cundall, P.A., et O.D.L. Strack. 1983. « Modeling of Microscopic Mechanisms in Granular Material ». In *Studies in Applied Mechanics*, 7:137-49. Elsevier. <https://doi.org/10.1016/B978-0-444-42192-0.50018-9>.
53. Czarnes, S., P. D. Hallett, A. G. Bengough, et I. M. Young. 2000. « Root- and Microbial-derived Mucilages Affect Soil Structure and Water Transport ». *European Journal of Soil Science* 51 (3): 435-43. <https://doi.org/10.1046/j.1365-2389.2000.00327.x>.
54. Danjon, F., D. H. Barker, M. Drexhage, et A. Stokes. 2007. « Using Three-Dimensional Plant Root Architecture in Models of Shallow-Slope Stability ». *Annals of Botany* 101 (8): 1281-93. <https://doi.org/10.1093/aob/mcm199>.
55. De Baets, S., J. Poesen, A. Knapen, G. G. Barberá, et J. A. Navarro. 2007. « Root Characteristics of Representative Mediterranean Plant Species and Their Erosion-Reducing Potential during Concentrated Runoff ». *Plant and Soil* 294 (1-2): 169-83. <https://doi.org/10.1007/s11104-007-9244-2>.
56. De Baets, Sarah, Thomas D. G. Denbigh, Kevin M. Smyth, Bethany M. Eldridge, Laura Weldon, Benjamin Higgins, Antoni Matyjaszkiewicz, et al. 2020. « Micro-Scale Interactions between Arabidopsis Root Hairs and Soil Particles Influence Soil Erosion ». *Communications Biology* 3 (1): 164. <https://doi.org/10.1038/s42003-020-0886-4>.
57. De Bono, J. P., et G. R. McDowell. 2014. « DEM of Triaxial Tests on Crushable Sand ». *Granular Matter* 16 (4): 551-62. <https://doi.org/10.1007/s10035-014-0500-x>.
58. De Silva, Sujani, Priyantha Indralal Yapa, Kushani Mahatantila, Saurav Das, et Bijesh Mahajan. 2023. « Creeper Legume, in Conjunction with Biochar, Is a Potential Tool to Minimize Soil Erosion ». *Agrosystems, Geosciences & Environment* 6 (2): e20394. <https://doi.org/10.1002/agg2.20394>.
59. Dehkordi, Pezhman Fazeli, Abdelmadjid Berga, et Amel Boudia. 2024. « Comparison Behaviour of Dune Sand with Reference Sands Using Direct Shear Tests ». <https://doi.org/10.21203/rs.3.rs-3860338/v1>.
60. Delaney, Gary W., Shio Inagaki, et Tomaso Aste. 2007. « Fine Tuning DEM Simulations to Perform Virtual Experiments with Three-Dimensional Granular Packings ». In *World Scientific Lecture Notes in Complex Systems*, par T Aste, T Di Matteo, et A Tordesillas, 8:169-85. WORLD SCIENTIFIC. [https://doi.org/10.1142/9789812771995\\_0009](https://doi.org/10.1142/9789812771995_0009).
61. Deljouei, Azade, Ehsan Abdi, Massimiliano Schwarz, Baris Majnounian, Hormoz Sohrabi, et R. Kasten Dumroese. 2020. « Mechanical characteristics of the fine roots of two broadleaved tree species from the Temperate Caspian Hyrcanian Ecoregion ». *Forests* 11 (3): 345.
62. Derksen, Jan, Martin Ziegler, et Raul Fuentes. 2021. « Geogrid-Soil Interaction: A New Conceptual Model and Testing Apparatus ». *Geotextiles and Geomembranes* 49 (5): 1393-1406. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2021.05.011>.
63. Dexter, A. R. 1987. « Mechanics of Root Growth ». *Plant and Soil* 98 (3): 303-12. <https://doi.org/10.1007/BF02378351>.
64. Dilrukshi, R.A.N. 2016. « STRENGTHENING OF SAND CEMENTED WITH CALCIUM PHOSPHATE COMPOUNDS USING PLANT-DERIVED UREASE ». *International Journal of Geomate*. <https://doi.org/10.21660/2016.25.5149>.
65. Docker, B.B., et T.C.T. Hubble. 2008. « Quantifying Root-Reinforcement of River Bank Soils by Four Australian Tree Species ». *Geomorphology* 100 (3-4): 401-18. <https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2008.01.009>.
66. Du Bernard, Xavier, Peter Eichhubl, et Atilla Aydin. 2002. « Dilation Bands: A New Form of Localized Failure in Granular Media ». *Geophysical Research Letters* 29 (24). <https://doi.org/10.1029/2002GL015966>.
67. Du, Wei, Rusong Nie, Yongchang Tan, Jie Zhang, Yanlu Qi, et Chunyan Zhao. 2023. « Influence of Strengthened Nodes on the Mechanical Performance of Aeolian Sand-Geogrid Interface ». *Materials* 16 (13): 4665. <https://doi.org/10.3390/ma16134665>.
68. Dumlao, Matthew R., Sophie Ramanarivo, Vivek Goyal, Jason T. DeJong, Jack Waller, et Wendy K. Silk. 2015. « The Role of Root Development of Avena Fatua in Conferring Soil Strength ». *American Journal of Botany* 102 (7): 1050-60. <https://doi.org/10.3732/ajb.1500028>.

69. Duran, Jacques. 2000. « Interactions in Granular Media ». In *Sands, Powders, and Grains*, par Jacques Duran, 19-52. Partially Ordered Systems. New York, NY: Springer New York. [https://doi.org/10.1007/978-1-4612-0499-2\\_2](https://doi.org/10.1007/978-1-4612-0499-2_2).
70. Emmanuel, Frangin. 2008. « Adaptation de la méthode des éléments discrets à l'échelle de l'ouvrage en béton armé: une approche couplée éléments discrets/éléments fini ».
71. Fakhri, Mahmoud. 2016. « Modélisation numérique discrète de la croissance racinaire dans un sol: relation force-forme ». PhD Thesis, Montpellier II. <https://hal.science/tel-01531534/>.
72. Fattet, M., Y. Fu, M. Ghestem, W. Ma, M. Foulonneau, J. Nespoulous, Y. Le Bissonnais, et A. Stokes. 2011. « Effects of Vegetation Type on Soil Resistance to Erosion: Relationship between Aggregate Stability and Shear Strength ». *CATENA* 87 (1): 60-69. <https://doi.org/10.1016/j.catena.2011.05.006>.
73. Feddes, R. A. 1981. « Water use models for assessing root zone modification. » <https://www.cabidigitallibrary.org/doi/full/10.5555/19830750423>.
74. Feddes, R. A., P. Kabat, P. J. Van Bakel, J. J. B. Bronswijk, et J. Halbertsma. 1988. « Modelling soil water dynamics in the unsaturated zone—state of the art ». *Journal of hydrology* 100 (1-3): 69-111.
75. Fedoreyeva, Larisa I., Inna A. Chaban, et Neonila V. Kononenko. 2022. « Short Peptides Induce Development of Root Hair *Nicotiana Tabacum* ». *Plants* 11 (7): 852. <https://doi.org/10.3390/plants11070852>.
76. Feng, Lanqian, Mingming Guo, Wenlong Wang, Yulan Chen, Qianhua Shi, Wenzhao Guo, Yibao Lou, Hongliang Kang, Zhouxin Chen, et Yanan Zhu. 2022. « Comparative Analysis of Machine Learning Methods and a Physical Model for Shallow Landslide Risk Modeling ». *Sustainability* 15 (1): 6. <https://doi.org/10.3390/su15010006>.
77. Feng, Y. T., K. Han, et D. R. J. Owen. 2007. « Coupled Lattice Boltzmann Method and Discrete Element Modelling of Particle Transport in Turbulent Fluid Flows: Computational Issues ». *International Journal for Numerical Methods in Engineering* 72 (9): 1111-34. <https://doi.org/10.1002/nme.2114>.
78. Feng, Z.-Q., J.-M. Cros, C. Renaud, et G. Turbelin. 2008. « Identification of the dissipated energy by friction in dynamic multibody systems ». *International Journal for Simulation and Multidisciplinary Design Optimization* 2 (3): 193-97. <https://doi.org/10.1051/ijsmdo:2008026>.
79. Fitter, A. H., T. R. Stickland, M. L. Harvey, et G. W. Wilson. 1991. « Architectural Analysis of Plant Root Systems 1. Architectural Correlates of Exploitation Efficiency ». *New Phytologist* 118 (3): 375-82. <https://doi.org/10.1111/j.1469-8137.1991.tb00018.x>.
80. Flora, A., G. Modoni, S. Lirer, et P. Croce. 2013. « The Diameter of Single, Double and Triple Fluid Jet Grouting Columns: Prediction Method and Field Trial Results ». *Géotechnique* 63 (11): 934-45. <https://doi.org/10.1680/geot.12.P.062>.
- 81.
82. Galloway, Andrew F., Paul Knox, et Kirsten Krause. 2020. « Sticky Mucilages and Exudates of Plants: Putative Microenvironmental Design Elements with Biotechnological Value ». *New Phytologist* 225 (4): 1461-69. <https://doi.org/10.1111/nph.16144>.
83. Garcia, Léo, Gaëlle Damour, Christian Gary, Stéphane Follain, Yves Le Bissonnais, et Aurélie Metay. 2019. « Trait-Based Approach for Agroecology: Contribution of Service Crop Root Traits to Explain Soil Aggregate Stability in Vineyards ». *Plant and Soil* 435 (1-2): 1-14. <https://doi.org/10.1007/s11104-018-3874-4>.
84. Gardner, W. R. 1965. « Dynamic Aspects of Soil-Water Availability to Plants ». *Annual Review of Plant Biology* 16 (Volume 16, 1965): 323-42. <https://doi.org/10.1146/annurev.pp.16.060165.001543>.
85. Gasmol, J. M., H. Rahardjo, et E. C. Leong. 2000. « Infiltration effects on stability of a residual soil slope ». *Computers and geotechnics* 26 (2): 145-65.
86. Genet, Marie, Alexia Stokes, Franck Salin, Slobodan B. Mickovski, Thierry Fourcaud, Jean-François Dumail, et Rens Van Beek. 2005. « The Influence of Cellulose Content on Tensile Strength in Tree Roots ». *Plant and Soil* 278 (1-2): 1-9. <https://doi.org/10.1007/s11104-005-8768-6>.

87. Ghodki, Bhupendra M, Manish Patel, Rohit Namdeo, et Gopal Carpenter. 2019. « Calibration of Discrete Element Model Parameters: Soybeans ». *Computational Particle Mechanics* 6 (1): 3-10. <https://doi.org/10.1007/s40571-018-0194-7>.
88. Gong, Qinghua, Jun Wang, Ping Zhou, et Min Guo. 2021. « A Regional Landslide Stability Analysis Method under the Combined Impact of Rainfall and Vegetation Roots in South China ». Édité par Youjun Ning. *Advances in Civil Engineering* 2021 (1): 5512281. <https://doi.org/10.1155/2021/5512281>.
89. Goniva, Christoph, Christoph Kloss, Niels G. Deen, Johannes A.M. Kuipers, et Stefan Pirker. 2012. « Influence of Rolling Friction on Single Spout Fluidized Bed Simulation ». *Particuology* 10 (5): 582-91. <https://doi.org/10.1016/j.partic.2012.05.002>.
90. Gonzalez-Ollauri, Alejandro, et Slobodan B. Mickovski. 2017. « Plant-Soil Reinforcement Response under Different Soil Hydrological Regimes ». *Geoderma* 285 (janvier):141-50. <https://doi.org/10.1016/j.geoderma.2016.10.002>.
91. Guo, Yuan, Yang Yang, et Xiong (Bill) Yu. 2018. « Influence of Particle Shape on the Erodibility of Non-Cohesive Soil: Insights from Coupled CFD-DEM Simulations ». *Particuology* 39 (août):12-24. <https://doi.org/10.1016/j.partic.2017.11.007>.
92. Guo, Yunlong, Chunfa Zhao, Valeri Markine, Can Shi, Guoqing Jing, et Wanming Zhai. 2020. « Discrete Element Modelling of Railway Ballast Performance Considering Particle Shape and Rolling Resistance ». *Railway Engineering Science* 28 (4): 382-407. <https://doi.org/10.1007/s40534-020-00216-9>.
93. Gyssels, G., J. Poesen, E. Bochet, et Y. Li. 2005. « Impact of Plant Roots on the Resistance of Soils to Erosion by Water: A Review ». *Progress in Physical Geography: Earth and Environment* 29 (2): 189-217. <https://doi.org/10.1191/0309133305pp443ra>.
94. Hakimelahi, Nima, Meysam Bayat, Rassoul Ajalloeian, et Bahram Nadi. 2023. « Effect of Woven Geotextile Reinforcement on Mechanical Behavior of Calcareous Sands ». *Case Studies in Construction Materials* 18 (juillet):e02014. <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2023.e02014>.
95. Harinder, D, S Shankar, et B Chandu. 2022. « Laboratory Assessment of Coir Geotextile Mats Under Wheel Load Conditions for Low-Volume Roads (LVRs) ». *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science* 1086 (1): 012027. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/1086/1/012027>.
96. Hawes, Martha C., Glyn Bengough, Gladys Cassab, et Georgina Ponce. 2002. « Root Caps and Rhizosphere ». *Journal of Plant Growth Regulation* 21 (4): 352-67. <https://doi.org/10.1007/s00344-002-0035-y>.
97. Henni, A. Djafar, A. Arab, et H. Khelafi. 2012. « Etude en laboratoire de l'effet du rapport de surconsolidation sur le comportement non drainé des sols. » In *MATEC Web of Conferences*, 2:05001. EDP Sciences. [https://www.matec-conferences.org/articles/mateconf/abs/2012/02/mateconf\\_invaco2012\\_05001/mateconf\\_invaco2012\\_05001.html](https://www.matec-conferences.org/articles/mateconf/abs/2012/02/mateconf_invaco2012_05001/mateconf_invaco2012_05001.html).
98. Hicher, Pierre-Yves, Didier Marot, et Luc Sibille. 2018. « Internal Erosion ». In *Advances in Multi-Physics and Multi-Scale Couplings in Geo-Environmental Mechanics*, 291-334. Elsevier. <https://doi.org/10.1016/B978-1-78548-278-6.50009-8>.
99. Hinsinger, Philippe, A. Glyn Bengough, Doris Vetterlein, et Iain M. Young. 2009. « Rhizosphere: Biophysics, Biogeochemistry and Ecological Relevance ». *Plant and Soil* 321 (1-2): 117-52. <https://doi.org/10.1007/s11104-008-9885-9>.
100. Hodge, Angela, Graziella Berta, Claude Doussan, Francisco Merchan, et Martin Crespi. 2009. « Plant Root Growth, Architecture and Function ». *Plant and Soil* 321 (1-2): 153-87. <https://doi.org/10.1007/s11104-009-9929-9>.
101. Homae, M., R. A. Feddes, et C. Dirksen. 2002. « Simulation of root water uptake: II. Non-uniform transient water stress using different reduction functions ». *Agricultural water management* 57 (2): 111-26.
102. Hoomans, B.P.B., J.A.M. Kuipers, W.J. Briels, et W.P.M. Van Swaaij. 1996. « Discrete Particle Simulation of Bubble and Slug Formation in a Two-Dimensional Gas-Fluidised Bed: A Hard-Sphere Approach ». *Chemical Engineering Science* 51 (1): 99-118. [https://doi.org/10.1016/0009-2509\(95\)00271-5](https://doi.org/10.1016/0009-2509(95)00271-5).
103. Hopmans, Jan W., et Keith L. Bristow. 2002. « Current capabilities and future needs of root water and nutrient uptake modeling ». *Advances in agronomy* 77:103-83.

104. Hori, Muneo, et Sia Nemat-Nasser. 1999. « On Two Micromechanics Theories for Determining Micro-Macro Relations in Heterogeneous Solids ». *Mechanics of Materials* 31 (10): 667-82. [https://doi.org/10.1016/S0167-6636\(99\)00020-4](https://doi.org/10.1016/S0167-6636(99)00020-4).
105. Hu, Zheng, Yida Zhang, et Zhongxuan Yang. 2020. « Suffusion-Induced Evolution of Mechanical and Microstructural Properties of Gap-Graded Soils Using CFD-DEM ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 146 (5): 04020024. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0002245](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002245).
106. Huang, Gang, Mingxin Zheng, et Jing Peng. 2021. « Effect of Vegetation Roots on the Threshold of Slope Instability Induced by Rainfall and Runoff ». Édité par Judit Mádl-Szonyi. *Geofluids* 2021 (juin):1-19. <https://doi.org/10.1155/2021/6682113>.
107. Huang, Wenxiong, De'an Sun, et Scott W. Sloan. 2007. « Analysis of the Failure Mode and Softening Behaviour of Sands in True Triaxial Tests ». *International Journal of Solids and Structures* 44 (5): 1423-37. <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2006.06.026>.
108. Hubble, T. C. T., B. B. Docker, et I. D. Rutherford. 2010. « The role of riparian trees in maintaining riverbank stability: a review of Australian experience and practice ». *Ecological Engineering* 36 (3): 292-304.
109. Imseeh, Wadi H., et Khalid A. Alshibli. 2018. « 3D Finite Element Modelling of Force Transmission and Particle Fracture of Sand ». *Computers and Geotechnics* 94 (février):184-95. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2017.09.008>.
110. Irmak, Suat, D. Z. Haman, Ayse Kilic, J. W. Jones, B. Tonkinson, D. Burch, T. H. Yeager, et C. Larsen. 2005. « Root zone temperatures of *Viburnum odoratissimum* grown in the multipot box system and conventional systems: Measurement and analyses of temperature profiles and predicting root zone temperatures ». <https://digitalcommons.unl.edu/biosysengfacpub/228/>.
111. Ishihara, Kenji, et Hiroaki Takatsu. 1979. « Effects of overconsolidation and  $K_0$ , conditions on the liquefaction characteristics of sands ». *Soils and Foundations* 19 (4): 59-68.
112. Iverson, Richard M. 2000. « Landslide Triggering by Rain Infiltration ». *Water Resources Research* 36 (7): 1897-1910. <https://doi.org/10.1029/2000WR900090>.
113. Iwashita, Kazuyoshi, et Masanobu Oda. 2000. « Micro-Deformation Mechanism of Shear Banding Process Based on Modified Distinct Element Method ». *Powder Technology* 109 (1-3): 192-205. [https://doi.org/10.1016/S0032-5910\(99\)00236-3](https://doi.org/10.1016/S0032-5910(99)00236-3).
114. J. N. Kostler, E. Bruckner, H. Bibelriether. 1968. « The root systems of forest trees ».
115. Jean, Michel. 1999. « The non-smooth contact dynamics method ». *Computer methods in applied mechanics and engineering* 177 (3-4): 235-57.
116. JH Mao, JX Zhang, FQ Chen . 2013b. « Performance of Soil-Root System of *Setaria viridis* Community in Soil Reinforcement and Slope Protection on the Water-Level-Fluctuation Belt in the Three Gorges Reservoir Region ». *Advanced Materials Research* 773 (septembre):794-99. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.773.794>.
- 117.
118. Jiang, M. J., Y. G. Sun, L. Q. Li, et H. H. Zhu. 2012. « Contact behavior of idealized granules bonded in two different interparticle distances: An experimental investigation ». *Mechanics of Materials* 55:1-15.
119. Jiang, M.J., H.-S. Yu, et D. Harris. 2005. « A Novel Discrete Model for Granular Material Incorporating Rolling Resistance ». *Computers and Geotechnics* 32 (5): 340-57. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2005.05.001>.
120. K. Esau. 1977. « Anatomy of seed plants ».
121. Kamata, Toshiyuki, Yoshimichi Tsukamoto, et Kenji Ishihara. 2009. « Undrained shear strength of partially saturated sand in triaxial tests ». *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 42 (1): 57-62. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.42.1.57-62>.
122. KAMOUCHE, HOUDA. 2012. « Comportement Mécanique d'un Sable Argileux ».
123. Karimzadeh, Ali Akbar, Anthony Kwan Leung, Saied Hosseinpour, Zhaoyi Wu, et Pedram Fardad Amini. 2021. « Monotonic and Cyclic Behaviour of Root-Reinforced Sand ». *Canadian Geotechnical Journal* 58 (12): 1915-27. <https://doi.org/10.1139/cgj-2020-0626>.

124. Khoubani, Ali, et T. Matthew Evans. 2018. « An Efficient Flexible Membrane Boundary Condition for DEM Simulation of Axisymmetric Element Tests ». *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 42 (4): 694-715. <https://doi.org/10.1002/nag.2762>.
125. Konrad, J.-M., E. Flavigny, et M. Meghachou. 1991. « Comportement non drainé du sable d'Hos-tun lâche ». *Revue Française de Géotechnique*, no 54, 53-64. <https://doi.org/10.1051/geotech/1991054053>.
126. Kort, John, Michael Collins, et David Ditsch. 1998. « A review of soil erosion potential associated with biomass crops ». *Biomass and Bioenergy* 14 (4): 351-59.
127. Kramer, Steven L. 1996. *Geotechnical earthquake engineering*. Vol. 653. Prentice Hall.
128. Kruggel-Emden, H., S. Wirtz, et V. Scherer. 2007. « An Analytical Solution of Different Configurations of the Linear Viscoelastic Normal and Frictional-Elastic Tangential Contact Model ». *Chemical Engineering Science* 62 (23): 6914-26. <https://doi.org/10.1016/j.ces.2007.08.049>.
129. KW Loades, AG Bengough, MF Bransby, PD Hallett. 2015. « Effect of Root Age on the Biomechanics of Seminal and Nodal Roots of Barley (*Hordeum Vulgare* L.) in Contrasting Soil Environments ». *Plant and Soil* 395 (1-2): 253-61. <https://doi.org/10.1007/s11104-015-2560-z>.
130. Lade, Poul V., et Qiong Wang. 2001. « Analysis of Shear Banding in True Triaxial Tests on Sand ». *Journal of Engineering Mechanics* 127 (8): 762-68. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2001\)127:8\(762\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2001)127:8(762)).
131. Li, Shuguang. 2020. « A Reflection on the Mohr Failure Criterion ». *Mechanics of Materials* 148 (septembre):103442. <https://doi.org/10.1016/j.mechmat.2020.103442>.
132. Li, Xingyue, et Jidong Zhao. 2018. « A Unified CFD-DEM Approach for Modeling of Debris Flow Impacts on Flexible Barriers ». Édité par Darve Felix. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 42 (14): 1643-70. <https://doi.org/10.1002/nag.2806>.
133. Li, Ziwen, Xiangyuan Zeng, Tongge Wen, et Yonglong Zhang. 2022. « Numerical Comparison of Contact Force Models in the Discrete Element Method ». *Aerospace* 9 (11): 737. <https://doi.org/10.3390/aerospace9110737>.
134. Liausu, Philippe, et Claude Plumelle. 2020. « Un livre sur l'amélioration et le renforcement des sols : AMSOL ». *Revue Française de Géotechnique*, no 162, 5. <https://doi.org/10.1051/geotech/2020006>.
135. Likitlersuang, Suched, Akihiro Takahashi, et Kreng Hav Eab. 2017. « Modeling of root-reinforced soil slope under rainfall condition ». *Engineering Journal* 21 (3): 123-32.
136. Liu, Hongtao, Maria Anna Polak, et Alexander Penlidis. 2008. « A Practical Approach to Modeling Time-dependent Nonlinear Creep Behavior of Polyethylene for Structural Applications ». *Polymer Engineering & Science* 48 (1): 159-67. <https://doi.org/10.1002/pen.20942>.
137. Liu, Peiyuan, Casey Q. LaMarche, Kevin M. Kellogg, et Christine M. Hrenya. 2016. « Fine-Particle Defluidization: Interaction between Cohesion, Young's Modulus and Static Bed Height ». *Chemical Engineering Science* 145 (mai):266-78. <https://doi.org/10.1016/j.ces.2016.02.024>.
138. Liu, Shusen, Xiaodong Ji, et Xiao Zhang. 2022. « Effects of Soil Properties and Tree Species on Root-Soil Anchorage Characteristics ». *Sustainability* 14 (13): 7770. <https://doi.org/10.3390/su14137770>.
139. Loades, K. W., A. G. Bengough, M. F. Bransby, et P. D. Hallett. 2010. « Planting density influence on fibrous root reinforcement of soils ». *Ecological Engineering* 36 (3): 276-84.
140. Loades, K. W., A. G. Bengough, M. F. Bransby, et P. D. Hallett. 2013. « Biomechanics of Nodal, Seminal and Lateral Roots of Barley: Effects of Diameter, Waterlogging and Mechanical Impedance ». *Plant and Soil* 370 (1-2): 407-18. <https://doi.org/10.1007/s11104-013-1643-y>.
141. M Santasusana. 2012. « Continuum Modelling using the Discrete Element Method. Theory and Implementation in an Object-Oriented Software Platform ».
142. Mahboubi, A., A. Ghaoui, et B. Cambou. 1996. « La simulation numérique discrète du comportement des matériaux granulaires ». *Revue Française de Géotechnique*, no 76, 45-61. <https://doi.org/10.1051/geotech/1996076045>.
143. Mansouri, Mouloud. 2014. « Hydromécanique des milieux granulaires saturés par une approche micromécanique couplée Eléments Discrets/Lattice Boltzmann-Applications à la géotechnique ». PhD Thesis, Université Mohamed Khider Biskra. <http://thesis.univ-biskra.dz/1161/2/R%C3%A9sum%C3%A9.pdf>.

144. Mao, Jun Hua, Jin Xia Zhang, et Fang Qing Chen. 2013a. « Performance of Soil-Root System of *Setaria viridis* Community in Soil Reinforcement and Slope Protection on the Water-Level-Fluctuation Belt in the Three Gorges Reservoir Region ». *Advanced Materials Research* 773 (septembre):794-99. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.773.794>.
145. Mao, Zhun, Ming Yang, Franck Bourrier, et Thierry Fourcaud. 2014. « Evaluation of Root Reinforcement Models Using Numerical Modelling Approaches ». *Plant and Soil* 381 (1-2): 249-70. <https://doi.org/10.1007/s11104-014-2116-7>.
146. Mao, Zhun, Yan Wang, M Luke McCormack, Nick Rowe, Xiaobao Deng, Xiaodong Yang, Shangwen Xia, et al. 2018. « Mechanical Traits of Fine Roots as a Function of Topology and Anatomy ». *Annals of Botany*, mai. <https://doi.org/10.1093/aob/mcy076>.
147. Mariusz, Leus, et Gutowski Pawel. 2008. « ANALYSE DU CONTACT TANGENTIEL LONGITUDINALEFFET DE VIBRATION SUR LA FORCE DE FRICTION EN UTILISANT MODÈLES COULOMB ET DAHL ».
148. Marschner, Horst, et Petra Marschner, éd. 2012. *Marschner's mineral nutrition of higher plants*. 3rd ed. London ; Waltham, MA: Elsevier/Academic Press.
149. Mathis, Allen T., Nidish N. Balaji, Robert J. Kuether, Adam R. Brink, Matthew R. W. Brake, et D. Dane Quinn. 2020. « A Review of Damping Models for Structures With Mechanical Joints1 ». *Applied Mechanics Reviews* 72 (4): 040802. <https://doi.org/10.1115/1.4047707>.
150. Mاتيotti, R., E. Ibraim, et T. Doanh. 1996. « Comportement non drainé de sable Hostun RF très lâche en consolidation anisotrope ». *Revue Française de Géotechnique*, no 75, 35-46. <https://doi.org/10.1051/geotech/1996075035>.
151. Megahan, Walter F., Kathleen A. Seyedbagheri, et Patrick C. Dodson. 1983. « Long-term Erosion on Granitic Roadcuts Based on Exposed Tree Roots ». *Earth Surface Processes and Landforms* 8 (1): 19-28. <https://doi.org/10.1002/esp.3290080103>.
152. Meijer, G. J., J. P. Lynch, J. G. Chimungu, et K. W. Loades. 2024. « Root Anatomy and Biomechanical Properties: Improving Predictions through Root Cortical and Stele Properties ». *Plant and Soil* 500 (1-2): 587-603. <https://doi.org/10.1007/s11104-024-06507-y>.
153. Meng, Suyun, Guoqing Zhao, et Yuyou Yang. 2020. « Impact of Plant Root Morphology on Rooted-Soil Shear Resistance Using Triaxial Testing ». Édité par Xinyu Ye. *Advances in Civil Engineering* 2020 (novembre):1-13. <https://doi.org/10.1155/2020/8825828>.
154. Micallef, Shirley A., Sheridan Channer, Michael P. Shiaris, et Adán Colón-Carmona. 2009. « Plant Age and Genotype Impact the Progression of Bacterial Community Succession in the *Arabidopsis* Rhizosphere ». *Plant Signaling & Behavior* 4 (8): 777-80. <https://doi.org/10.4161/psb.4.8.9229>.
155. Mickovski, S. B., et L. P. H. Van Beek. 2009. « Root Morphology and Effects on Soil Reinforcement and Slope Stability of Young Vetiver (*Vetiveria Zizanioides*) Plants Grown in Semi-Arid Climate ». *Plant and Soil* 324 (1-2): 43-56. <https://doi.org/10.1007/s11104-009-0130-y>.
156. Mickovski, Slobodan B., Alexia Stokes, Rens Van Beek, Murielle Ghestem, et Thierry Fourcaud. 2011. « Simulation of direct shear tests on rooted and non-rooted soil using finite element analysis ». *Ecological engineering* 37 (10): 1523-32.
157. Milleret, R., R.-C. Le Bayon, F. Lamy, J.-M. Gobat, et P. Boivin. 2009. « Impact of Roots, Mycorrhizas and Earthworms on Soil Physical Properties as Assessed by Shrinkage Analysis ». *Journal of Hydrology* 373 (3-4): 499-507. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2009.05.013>.
158. Molz, Fred J. 1981. « Models of Water Transport in the Soil-plant System: A Review ». *Water Resources Research* 17 (5): 1245-60. <https://doi.org/10.1029/WR017i005p01245>.
159. Moreau, Jean Jacques. 1994. « Some numerical methods in multibody dynamics: application to granular materials ». *European Journal of Mechanics-A/Solids* 13 (4-suppl): 93-114.
160. Muir Wood, D., K. Maeda, et E. Nukudani. 2010. « Modelling Mechanical Consequences of Erosion ». *Géotechnique* 60 (6): 447-57. <https://doi.org/10.1680/geot.2010.60.6.447>.
161. Ndiaye Samba, Sa, F Elhadji, G Tala, M Hank, et C Camire. 2012. « *Cordyla pinnata* améliore les propriétés du sol et la productivité des cultures ». *International Journal of Biological and Chemical Sciences* 6 (2): 714-25. <https://doi.org/10.4314/ijbcs.v6i2.15>.

162. Nguyen, TuanDung, Jin Li, Lijie Sun, DanhQuang Tran, et Fuzhen Xuan. 2021. « Viscoelasticity Modeling of Dielectric Elastomers by Kelvin Voigt-Generalized Maxwell Model ». *Polymers* 13 (13): 2203. <https://doi.org/10.3390/polym13132203>.
163. Ni, J.J., A.K. Leung, C.W.W. Ng, et W. Shao. 2018. « Modelling Hydro-Mechanical Reinforcements of Plants to Slope Stability ». *Computers and Geotechnics* 95 (mars):99-109. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2017.09.001>.
164. Nitka, Michał. 2010. « Modélisation multi-échelle des milieux granulaires | Theses. fr ». PhD Thesis, Grenoble INPG. <https://theses.fr/2010INPG0141>.
165. Palmeira, Ennio Marques. 2009. « Soil-Geosynthetic Interaction: Modelling and Analysis ». *Geotextiles and Geomembranes* 27 (5): 368-90. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2009.03.003>.
166. Perez-Garcia, Francisca, Maria Eugenia Parron-Rubio, Jose Manuel Garcia-Manrique, et Maria Dolores Rubio-Cintas. 2019. « Study of the Suitability of Different Types of Slag and Its Influence on the Quality of Green Grouts Obtained by Partial Replacement of Cement ». *Materials* 12 (7): 1166. <https://doi.org/10.3390/ma12071166>.
167. Pham, Thang, Md. Wasif Zaman, et Thuy Vu. 2022. « Modeling Triaxial Testing with Flexible Membrane to Investigate Effects of Particle Size on Strength and Strain Properties of Cohesionless Soil ». *Transportation Infrastructure Geotechnology* 9 (4): 417-41. <https://doi.org/10.1007/s40515-021-00167-6>.
168. Phan, Trung Nghia, Suched Likitlersuang, Viroon Kamchoom, et Anthony Kwan Leung. 2021. « Root Biomechanical Properties of *Chrysopogon Zizanioides* and *Chrysopogon Nemoralis* for Soil Reinforcement and Slope Stabilisation ». *Land Degradation & Development* 32 (16): 4624-36. <https://doi.org/10.1002/ldr.4063>.
169. Plimpton, Steve. 1995. « Fast Parallel Algorithms for Short-Range Molecular Dynamics ». *Journal of Computational Physics* 117 (1): 1-19. <https://doi.org/10.1006/jcph.1995.1039>.
170. Pollen, Natasha. 2007. « Temporal and spatial variability in root reinforcement of stream-banks: accounting for soil shear strength and moisture ». *Catena* 69 (3): 197-205.
171. Popov, Valentin L. 2017. *Contact Mechanics and Friction*. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg. <https://doi.org/10.1007/978-3-662-53081-8>.
172. Qin, Yan, Chun Liu, Xiaoyu Zhang, Xingang Wang, Bin Shi, Yue Wang, et Shang Deng. 2021. « A Three-Dimensional Discrete Element Model of Triaxial Tests Based on a New Flexible Membrane Boundary ». *Scientific Reports* 11 (1): 4753. <https://doi.org/10.1038/s41598-021-84224-7>.
173. Qu, Tongming, Y.T. Feng, Yong Wang, et Min Wang. 2019. « Discrete Element Modelling of Flexible Membrane Boundaries for Triaxial Tests ». *Computers and Geotechnics* 115 (novembre):103154. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2019.103154>.
174. Quang Huy Dang. 2020. « Comportement des sols sous liquéfaction artificielle, amélioration des sols à risques liquéfiable ».
175. Raats, P.A.C. 2015. « Characteristic Lengths and Times Associated with Processes in the Root Zone ». In *SSSA Special Publications*, édité par Daniel Hillel et David E. Elrick, 59-72. Madison, WI, USA: Soil Science Society of America. <https://doi.org/10.2136/sssaspecpub25.c6>.
176. Raats, Peter AC, David E. Smiles, et Arthur W. Warrick. 2002a. « Contributions to environmental mechanics: Introduction ». *Environmental mechanics: Water, mass and energy transfer in the biosphere* 129:1-28.
177. Raats, Peter AC, David Smiles, et Arthur W. Warrick. 2002b. *Environmental mechanics: water, mass and energy transfer in the biosphere*. <https://www.cabidigitallibrary.org/doi/full/10.5555/20043143643>.
178. Radjai, Farhang, Dietrich E. Wolf, Michel Jean, et Jean-Jacques Moreau. 1998. « Bimodal Character of Stress Transmission in Granular Packings ». *Physical Review Letters* 80 (1): 61-64. <https://doi.org/10.1103/PhysRevLett.80.61>.
179. Rahim, N L, N M Ibrahim, S Salehuddin, S A Mohammed, et M Z Othman. 2020. « Investigation of bamboo as concrete reinforcement in the construction for low-cost housing industry ». *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science* 476 (1): 012058. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/476/1/012058>.

180. Ranjan, Ritu, Sambasiva Rao Katuri, et Rajesh Khanna. 2015. « Discrete Modeling of Growth of Hairy Roots in a Mist Bioreactor ». *Chemical Engineering & Technology* 38 (3): 391-98. <https://doi.org/10.1002/ceat.201400402>.
181. Razeghi, Hamid Reza, et Abbas Ensani. 2023. « Clayey Sand Soil Interactions with Geogrids and Geotextiles Using Large-Scale Direct Shear Tests ». *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering* 9 (2): 24. <https://doi.org/10.1007/s40891-023-00443-0>.
182. Rebouillat, J., A. Dievart, J. L. Verdeil, J. Escoute, G. Giese, J. C. Breitler, P. Gantet, S. Espeout, E. Guiderdoni, et C. Périn. 2009. « Molecular Genetics of Rice Root Development ». *Rice* 2 (1): 15-34. <https://doi.org/10.1007/s12284-008-9016-5>.
183. Reubens, Bert, Jean Poesen, Frédéric Danjon, Guy Geudens, et Bart Muys. 2007. « The role of fine and coarse roots in shallow slope stability and soil erosion control with a focus on root system architecture: a review ». *Trees* 21 (4): 385-402.
184. Rey, F., C. Bifulco, G.B. Bischetti, F. Bourrier, G. De Cesare, F. Florineth, F. Graf, et al. 2019. « Soil and Water Bioengineering: Practice and Research Needs for Reconciling Natural Hazard Control and Ecological Restoration ». *Science of The Total Environment* 648 (janvier):1210-18. <https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2018.08.217>.
185. Richards, Kevin S., et Krishna R. Reddy. 2012. « Slope Failure of Embankment Dam under Extreme Flooding Conditions: Comparison of Limit Equilibrium and Continuum Models », mai, 1-12. [https://doi.org/10.1061/40787\(166\)30](https://doi.org/10.1061/40787(166)30).
186. Roscoe, K. H., A. N. Schofield, et C. P. Wroth. 1958. « On The Yielding of Soils ». *Géotechnique* 8 (1): 22-53. <https://doi.org/10.1680/geot.1958.8.1.22>.
187. Ruter, John M. 1993. « High-temperature-induced electrolyte leakage from excised leaves and roots of three hollies ». *Hortscience* 28 (9): 927-28.
188. Sadeghi-Chahardeh, Alireza, Roozbeh Mollaabbasi, Donald Picard, Seyed Mohammad Taghavi, et Houshang Alamdari. 2021. « Effect of Particle Size Distributions and Shapes on the Failure Behavior of Dry Coke Aggregates ». *Materials* 14 (19): 5558. <https://doi.org/10.3390/ma14195558>.
189. Saidani, Douadi, Mouloud Mansouri, et Abdelghani Khellaf. 2022. « Analysis of the Preloading Effect on Shear Strength for Dense Sandy Soils A Discrete Element Modeling ». *Innovative Infrastructure Solutions* 7 (1): 81. <https://doi.org/10.1007/s41062-021-00680-0>.
190. Saifuddin, Mohammed, et Normaniza Osman. 2014. « Evaluation of hydro-mechanical properties and root architecture of plants for soil reinforcement ». *Current Science*, 845-52.
191. Scherer, Viktor, Martin Mönnigmann, Marc Oliver Berner, et Florian Sudbrock. 2016. « Coupled DEM-CFD Simulation of Drying Wood Chips in a Rotary Drum – Baffle Design and Model Reduction ». *Fuel* 184 (novembre):896-904. <https://doi.org/10.1016/j.fuel.2016.05.054>.
192. SCHOLTES, Luc. 2007. « Modélisation micro-mécanique des milieux granulaires non saturés ».
193. Schwarz, M., A. Rist, D. Cohen, F. Giadrossich, P. Egorov, D. Büttner, M. Stolz, et J.-J. Thormann. 2015. « Root Reinforcement of Soils under Compression ». *Journal of Geophysical Research: Earth Surface* 120 (10): 2103-20. <https://doi.org/10.1002/2015JF003632>.
194. Schwarz, M., F. Giadrossich, et D. Cohen. 2013. « Modeling Root Reinforcement Using a Root-Failure Weibull Survival Function ». *Hydrology and Earth System Sciences* 17 (11): 4367-77. <https://doi.org/10.5194/hess-17-4367-2013>.
195. Schwarz, M., P. Lehmann, et D. Or. 2010. « Quantifying Lateral Root Reinforcement in Steep Slopes – from a Bundle of Roots to Tree Stands ». *Earth Surface Processes and Landforms* 35 (3): 354-67. <https://doi.org/10.1002/esp.1927>.
196. Shen, S. L., Z. F. Wang, et W. C. Cheng. 2017. « Estimation of Lateral Displacement Induced by Jet Grouting in Clayey Soils ». *Géotechnique* 67 (7): 621-30. <https://doi.org/10.1680/jgeot.16.P.159>.
197. Sheng, Y., C.J. Lawrence, B.J. Briscoe, et C. Thornton. 2004. « Numerical Studies of Uniaxial Powder Compaction Process by 3D DEM ». *Engineering Computations* 21 (2/3/4): 304-17. <https://doi.org/10.1108/02644400410519802>.

198. Shields, F Douglas, et Donald H. Gray. 1992. « EFFECTS OF WOODY VEGETATION ON SANDY LEVEE INTEGRITY 1 ». *JAWRA Journal of the American Water Resources Association* 28 (5): 917-31. <https://doi.org/10.1111/j.1752-1688.1992.tb03192.x>.
199. Shire, T., C. O'Sullivan, K. J. Hanley, et R. J. Fannin. 2014. « Fabric and Effective Stress Distribution in Internally Unstable Soils ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 140 (12): 04014072. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001184](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001184).
200. Shire, Tom, Kevin J. Hanley, et Kevin Stratford. 2021. « DEM Simulations of Polydisperse Media: Efficient Contact Detection Applied to Investigate the Quasi-Static Limit ». *Computational Particle Mechanics* 8 (4): 653-63. <https://doi.org/10.1007/s40571-020-00361-2>.
201. Sina Kazemian. 2012. « Review of soft soils stabilization by grouting and injection methods with different chemical binders ». *Scientific Research and Essays* 7 (24). <https://doi.org/10.5897/SRE11.1186>.
202. Sirono, S. 2011. « Dilatancy of two-dimensional disk packing ». *EPL (Europhysics Letters)* 96 (3): 30003. <https://doi.org/10.1209/0295-5075/96/30003>.
203. Smalley, Ian J., et David J. Unwin. 1968. « The Formation and Shape of Drumlins and their Distribution and Orientation in Drumlin Fields ». *Journal of Glaciology* 7 (51): 377-90. <https://doi.org/10.3189/S0022143000020591>.
204. SOHRAB HESHMATI. 1993. « THE ACTION OF GEOTEXTILES IN PROVIDING COMBINED DRAINAGE AND REINFORCEMENT TO COHESIVE SOIL ».
205. Song, Huanran, Jiankun Huang, Zhiwei Zhang, Qunou Jiang, Lanhua Liu, Caisong He, et Yang Zhou. 2024. « Analysis of Water Migration and Spoil Slope Stability under the Coupled Effects of Rainfall and Root Reinforcement Based on the Unsaturated Soil Theory ». *Forests* 15 (4): 640. <https://doi.org/10.3390/f15040640>.
206. Stokes, Alexia, Claire Atger, Anthony Glyn Bengough, Thierry Fourcaud, et Roy C. Sidle. 2009. « Desirable Plant Root Traits for Protecting Natural and Engineered Slopes against Landslides ». *Plant and Soil* 324 (1-2): 1-30. <https://doi.org/10.1007/s11104-009-0159-y>.
207. Suriyavut Pra-Ai. 2013. « Essais et modélisation du cisaillement cyclique sol-structure à grand nombre de cycles. Application aux pieux ».
208. Sutmann, Godehard. 2002. « Classical molecular dynamics ». *Quantum simulations of complex many-body systems: from theory to algorithms*. John von Neumann Institute for Computing, Jülich. <https://core.ac.uk/download/pdf/34931721.pdf>.
209. Swaidani, Aref al-, Ibrahim Hammoud, et Ayman Meziab. 2016. « Effect of Adding Natural Pozzolana on Geotechnical Properties of Lime-Stabilized Clayey Soil ». *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 8 (5): 714-25. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2016.04.002>.
210. Swe Tint, Khin, Seung Rae Lee, et Young Su Kim. 2009. « Comparison Between Shear Behaviors of Overconsolidated Nakdong River Sandy Silt and Silty Sand ». *Marine Georesources & Geotechnology* 27 (3): 217-29. <https://doi.org/10.1080/10641190902967101>.
211. Tabaroei, Abdollah, Saeed Abrishami, et Ehsan Seyedi Hosseininia. 2017. « Comparison between Two Different Pluviation Setups of Sand Specimens ». *Journal of Materials in Civil Engineering* 29 (10): 04017157. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001985](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001985).
212. Tamasi, Elisabetta, Alexia Stokes, Bruno Lasserre, Frédéric Danjon, Stéphane Berthier, Thierry Fourcaud, et Donato Chiatante. 2005. « Influence of Wind Loading on Root System Development and Architecture in Oak (*Quercus Robur* L.) Seedlings. » *Trees* 19 (4): 374-84. <https://doi.org/10.1007/s00468-004-0396-x>.
213. Tan, Xiangqian, Yongwen Huang, Danwei Xiong, Kun Lv, et Fangqing Chen. 2020. « The Effect of Elymus Nutans Sowing Density on Soil Reinforcement and Slope Stabilization Properties of Vegetation-Concrete Structures ». *Scientific Reports* 10 (1): 20462. <https://doi.org/10.1038/s41598-020-77407-1>.
214. Teerawattanasuk, Chairat, Jindarat Manecharoen, Dennes T. Bergado, Panich Voottipruex, et Gia Lam Le. 2014. « ROOT STRENGTH MEASUREMENTS OF VETIVER AND RUZI GRASSES ». *Lowland Technology International* 16 (2): 71-80. [https://doi.org/10.14247/liti.16.2\\_71](https://doi.org/10.14247/liti.16.2_71).
215. Third, J. R., D. M. Scott, S. A. Scott, et C. R. Müller. 2011. « Effect of Periodic Boundary Conditions on Granular Motion in Horizontal Rotating Cylinders Modelled Using the DEM ». *Granular Matter* 13 (1): 75-78. <https://doi.org/10.1007/s10035-010-0224-5>.

216. Thomas, Robert E., et Natasha Pollen-Bankhead. 2010. « Modeling Root-Reinforcement with a Fiber-Bundle Model and Monte Carlo Simulation ». *Ecological Engineering* 36 (1): 47-61. <https://doi.org/10.1016/j.ecoleng.2009.09.008>.
217. Tint, Khin Swe, Young Su Kim, In-Shik Seo, et Dae-Man Kim. 2007. « Shear Behavior of Over-consolidated Nakdong River Sandy Silt ». *KSCE Journal of Civil Engineering* 11 (5): 233-41. <https://doi.org/10.1007/BF02824087>.
218. Van Asch, Th WJ, J. Buma, et L. P. H. Van Beek. 1999. « A view on some hydrological triggering systems in landslides ». *Geomorphology* 30 (1-2): 25-32.
219. Verlet, Loup. 1967. « Computer "Experiments" on Classical Fluids. I. Thermodynamical Properties of Lennard-Jones Molecules ». *Physical Review* 159 (1): 98-103. <https://doi.org/10.1103/PhysRev.159.98>.
220. Verlet, Loup. 1967. « Computer "Experiments" on Classical Fluids. I. Thermodynamical Properties of Lennard-Jones Molecules ». *Physical Review* 159 (1): 98-103. <https://doi.org/10.1103/PhysRev.159.98>.
221. Vieira, Castorina S. 2022. « Sustainability in Geotechnics through the Use of Environmentally Friendly Materials ». *Sustainability* 14 (3): 1155. <https://doi.org/10.3390/su14031155>.
222. Waldron, L. J. 1977. « The Shear Resistance of Root-Permeated Homogeneous and Stratified Soil ». *Soil Science Society of America Journal* 41 (5): 843-49. <https://doi.org/10.2136/sssaj1977.03615995004100050005x>.
223. Waldron, L. J., et Suren Dakessian. 1981. « SOIL REINFORCEMENT BY ROOTS: CALCULATION OF INCREASED SOIL SHEAR RESISTANCE FROM ROOT PROPERTIES ». *Soil Science* 132 (6): 427-35. <https://doi.org/10.1097/00010694-198112000-00007>.
224. Walne, Charles Hunt, et Kambham Raja Reddy. 2022. « Temperature effects on the shoot and root growth, development, and biomass accumulation of corn (*Zea mays* L.) ». *Agriculture* 12 (4): 443.
225. Wang, Dongze, Gregory De Boer, Anne Neville, et Ali Ghanbarzadeh. 2022. « A Review on Modelling of Viscoelastic Contact Problems ». *Lubricants* 10 (12): 358. <https://doi.org/10.3390/lubricants10120358>.
226. Wang, Xiukai, Yao Tang, Bo Huang, Tiantian Hu, et Daosheng Ling. 2021. « Review on Numerical Simulation of the Internal Soil Erosion Mechanisms Using the Discrete Element Method ». *Water* 13 (2): 169. <https://doi.org/10.3390/w13020169>.
227. Wang, Y. H., et S. C. Leung. 2008. « Characterization of Cemented Sand by Experimental and Numerical Investigations ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 134 (7): 992-1004. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2008\)134:7\(992\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:7(992)).
228. Wang, Yucang, Fernando Alonso-Marroquin, Sheng Xue, et Jun Xie. 2015. « Revisiting Rolling and Sliding in Two-Dimensional Discrete Element Models ». *Particuology* 18 (février):35-41. <https://doi.org/10.1016/j.partic.2014.04.013>.
229. Wang, Zhi-Feng, Jack S. Shen, et Wen-Chieh Cheng. 2018. « Simple Method to Predict Ground Displacements Caused by Installing Horizontal Jet-Grouting Columns ». *Mathematical Problems in Engineering* 2018:1-11. <https://doi.org/10.1155/2018/1897394>.
230. Werger, Luise, Joana Bergmann, Ewald Weber, et Johannes Heinze. 2020. « Wind intensity affects fine root morphological traits with consequences for plant-soil feedback effects ». *AoB Plants* 12 (5): plaa050.
231. Wijewardana, Chathurika, W. Brien Henry, Wei Gao, et K. Raja Reddy. 2016. « Interactive Effects on CO<sub>2</sub>, Drought, and Ultraviolet-B Radiation on Maize Growth and Development ». *Journal of Photochemistry and Photobiology B: Biology* 160 (juillet):198-209. <https://doi.org/10.1016/j.jphotobiol.2016.04.004>.
232. Wood, W. L. 1990. *Practical Time-Stepping Schemes*. Oxford Applied Mathematics and Computing Science Series. Oxford [England]: Clarendon Press.
233. Woodhouse, J. 1998. « LINEAR DAMPING MODELS FOR STRUCTURAL VIBRATION ». *Journal of Sound and Vibration* 215 (3): 547-69. <https://doi.org/10.1006/jsvi.1998.1709>.
234. Wu, Tien H. 2013. « Root Reinforcement of Soil: Review of Analytical Models, Test Results, and Applications to Design ». *Canadian Geotechnical Journal* 50 (3): 259-74. <https://doi.org/10.1139/cgj-2012-0160>.

235. Wu, Tien H., William P. McKinnell Iii, et Douglas N. Swanston. 1979. « Strength of Tree Roots and Landslides on Prince of Wales Island, Alaska ». *Canadian Geotechnical Journal* 16 (1): 19-33. <https://doi.org/10.1139/t79-003>.
236. Wu, Wei, Barbara Maria Switala, Madhu Sudan Acharya, Roberto Tamagnini, Michael Auer, Frank Graf, Lothar Te Kamp, et Wei Xiang. 2015. « Effect of Vegetation on Stability of Soil Slopes: Numerical Aspect ». In *Recent Advances in Modeling Landslides and Debris Flows*, édité par Wei Wu, 163-77. Springer Series in Geomechanics and Geoengineering. Cham: Springer International Publishing. [https://doi.org/10.1007/978-3-319-11053-0\\_15](https://doi.org/10.1007/978-3-319-11053-0_15).
237. Xiaolei, Ji, Xu Lanlan, et Yang Guoping. 2020. « Influence of Root Morphology on Ecological Slope Protection ». Édité par G. Yang et M. Ziegler. *E3S Web of Conferences* 198:04036. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202019804036>.
238. Xu, Ping, Zhijun Sun, Shengjun Shao, et Lingyun Fang. 2021. « Comparative Analysis of Common Strength Criteria of Soil Materials ». *Materials* 14 (15): 4302. <https://doi.org/10.3390/ma14154302>.
239. Xu, Wen-Jie, Guang-Yu Liu, et Han Yang. 2020. « Study on the Mechanical Behavior of Sands Using 3D Discrete Element Method with Realistic Particle Models ». *Acta Geotechnica* 15 (10): 2813-28. <https://doi.org/10.1007/s11440-020-00982-0>.
240. Yamamuro, Jerry A., et Poul V. Lade. 1996. « Drained Sand Behavior in Axisymmetric Tests at High Pressures ». *Journal of Geotechnical Engineering* 122 (2): 109-19. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1996\)122:2\(109\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:2(109)).
241. Yang, Changwei, Jinhao Guo, Shaowei Wei, Liang Zhang, Sifeng Li, et Yang Liu. 2021. « Study on the Calculation Method of the Diffusion Range of Grouting Slurry for a High-Speed Railway Ballastless Track Subgrade ». Édité par Peixin Shi. *Advances in Civil Engineering 2021 (janvier)*:1-8. <https://doi.org/10.1155/2021/5279479>.
242. Yang, Lin, Hengxing Wang, Chunpeng Han, Hong Guo, Yafeng Gong, et Yulong He. 2017. « Research on the Strength Variation of Root-Clay Systems under Freeze-Thaw Action ». *Advances in Materials Science and Engineering 2017*:1-14. <https://doi.org/10.1155/2017/5853034>.
243. Yang, Qihong, Chaobo Zhang, Shiming Yao, et Jing Jiang. 2022. « Root Distribution and Root Cohesion of Two Herbaceous Plants in the Loess Plateau of China ». *Sustainability* 14 (13): 8053. <https://doi.org/10.3390/su14138053>.
244. Zayadi, Ruwaida, Christy Anandha Putri, Muhammad Nur Irfan, Zaenal Kusuma, Amin Setyo Leksono, et Bagyo Yanuwadi. 2022. « Soil reinforcement modelling on a hilly slope with vegetation of five species in the area prone to landslide in Malang, Indonesia ». *Environmental Research, Engineering and Management* 78 (3): 56-72.
245. Zhang, C., J. Jiang, J. Ma, X. Zhang, Q. Yang, Q. Ouyang, et X. Lei. 2015. « Evaluating Soil Reinforcement by Plant Roots Using Artificial Neural Networks ». *Soil Use and Management* 31 (3): 408-16. <https://doi.org/10.1111/sum.12196>.
246. Zhang, Wei, David Du, et Xiaohong Bai. 2018. « In Situ Testing of Square Footing Resting on Geobelt-Reinforced Gravel Thin Cushion on Soft Silt ». *Advances in Materials Science and Engineering 2018*:1-12. <https://doi.org/10.1155/2018/3563914>.
247. Zhang, Wengang, Li Hong, Yongqin Li, Runhong Zhang, Anthony T.C. Goh, et Hanlong Liu. 2021. « Effects of Jet Grouting Slabs on Responses for Deep Braced Excavations ». *Underground Space* 6 (2): 185-94. <https://doi.org/10.1016/j.undsp.2020.02.002>.
248. Zhang, Zhong-Liang, Zhen-Dong Cui, et Ling-Zi Zhao. 2020. « Shear Strength of Sand-Clay Interfaces Through Large-Scale Direct Shear Tests ». *Arabian Journal for Science and Engineering* 45 (5): 4343-57. <https://doi.org/10.1007/s13369-020-04459-w>.
249. Zhao, Jidong, et Weijian Liang. 2018. « Multiscale Modeling of Large Deformation in Geomechanics: A Coupled MPM-DEM Approach ». In *Proceedings of China-Europe Conference on Geotechnical Engineering*, édité par Wei Wu et Hai-Sui Yu, 449-52. Springer Series in Geomechanics and Geoengineering. Cham: Springer International Publishing. [https://doi.org/10.1007/978-3-319-97112-4\\_101](https://doi.org/10.1007/978-3-319-97112-4_101).
250. Zhou, YunYan, Kun Xu, JianPing Chen, et XiaoMei Wang. 2014. « Reinforcing and Toughening Effect of Plant Fine Roots on the Soil ». In *Proceedings of the 2014 International Conference on*

- Computer, Communications and Information Technology. Beijing, China: Atlantis Press. <https://doi.org/10.2991/ccit-14.2014.83>.
251. Zhu, H.P., Z.Y. Zhou, R.Y. Yang, et A.B. Yu. 2007. « Discrete Particle Simulation of Particulate Systems: Theoretical Developments ». *Chemical Engineering Science* 62 (13): 3378-96. <https://doi.org/10.1016/j.ces.2006.12.089>.
252. Zhu, Huibin, Haoran Zhao, Lizhen Bai, Shi'ao Ma, Xu Zhang, et Hui Li. 2022. « Mechanical Characteristics of Rice Root-Soil Complex in Rice-Wheat Rotation Area ». *Agriculture* 12 (7): 1045. <https://doi.org/10.3390/agriculture12071045>.
253. Ziaie Moayed, Reza, Mahdi Alibolandi, et Amir Alizadeh. 2016. « Specimen Size Effects on Direct Shear Test of Silty Sands ». *International Journal of Geotechnical Engineering*, juillet, 1-8. <https://doi.org/10.1080/19386362.2016.1205166>.
254. Zobel, Richard W., et Sara F. Wright, éd. 2005. *Roots and Soil Management: Interactions between Roots and the Soil*. Agronomy Monographs. Madison, WI, USA: American Society of Agronomy, Crop Science Society of America, Soil Science Society of America. <https://doi.org/10.2134/agronmonogr48>.
255. Fakih, Mahmoud. 2016. « Modélisation numérique discrète de la croissance racinaire dans un sol: relation force-forme ». PhD Thesis, Montpellier II. <https://hal.science/tel-01531534/>.
256. Richards, Kevin S., et Krishna R. Reddy. 2012. « Experimental investigation of initiation of backward erosion piping in soils ». *Géotechnique* 62 (10). <https://doi.org/10.1680/geot.11.p.058>.