



**Ministère de l'Enseignement Supérieur  
et de la Recherche Scientifique  
Université Mohamed Boudiaf - M'sila  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil**



**Mémoire présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER**

**FILIERE : Génie Civil      SPECIALITE : Géotechnique**

**Par:**

**BENBADA Nawal & BOURAS Marwa**

**THEME**

***CONTRIBUTION A L'ETUDE DES SOLS RENFORCES PAR DES  
FIBRES***

Soutenu devant le jury composé de :

**KHEMISSA Mohamed, Prof., Université Med Boudiaf - M'sila, Président**

**MEDDAH Abdelaziz, Prof., Université Med Boudiaf - M'sila, Encadreur**

**LAHMADI Azzeddine, M.A.A, Université Med Boudiaf - M'sila, Examineur**

**Promotion: 2024/2025**



# *Dédicace*

*Je dédie ce travail à mon père, qui m'a appris la valeur de la patience et du travail, et qui a toujours été là pour moi.*

*À ma mère, dont les prières m'ont accompagné chaque jour, et qui a toujours cru en moi.*

*À mes frères, mes sœurs et toute ma famille, qui m'ont toujours soutenu avec amour et sincérité.*

*À mes amis et à toutes les personnes qui m'ont aidé, encouragé et conseillé tout au long de ce parcours.*

*Merci à vous tous.*

*Ben Bada Nawal*



# *Dédicace*



*Je dédie ce travail :*

*A mes chers parents*

*Bouras Maroua*



# ***REMERCIEMENTS***

*Je remercie en premier mon DIEU pour tout.*

*Je remercie en second mes parents, qui ont sacrifiés leur vie pour notre bien.*

*Nous tenons à remercier nos promoteur Professeur MEDDAH Abdelaziz,*

*Pour le suivi, les conseils et les encouragements qu'il nous a attribué*

*Tout au long de ce parcours.*

*Je remercie également les membres de jury d'avoir accepté d'examiner*

*le mémoire*

*Je n'oublie pas ma famille, mes amis et toutes les personnes qui ont participé à la*

*réalisation de ce travail*

*Je tiens à remercier tous les enseignants du département Génie Civil.*

**ABSTRACT** Loess soils are highly sensitive to moisture and prone to subsidence, posing challenges for construction and infrastructure development. This study investigates the reinforcement of loess soil using textile fibers extracted from industrial rubber waste. Laboratory experiments were conducted by incorporating fiber contents of 0.25%, 0.5%, 0.75%, and 1% by dry weight of the soil. The results demonstrate notable improvements in both shear strength and elastic behavior. This fiber-reinforcement technique not only enhances the mechanical performance of loess soils but also promotes the sustainable reuse of industrial waste, thereby contributing to environmental conservation and resource efficiency.

**Keywords:** Textile fibers, Loess soil, Subsidence, Shear strength, Soil improvement, Waste recycling.

**RESUME** Les sols lœssiques sont très sensibles à l'humidité et sujets à l'affaissement, ce qui représente un défi pour les travaux de construction et le développement des infrastructures. Cette étude examine le renforcement des sols lœssiques à l'aide de fibres textiles extraites de déchets de caoutchouc industriels. Des essais en laboratoire ont été réalisés en incorporant des fibres à des teneurs de 0,25 %, 0,5 %, 0,75 % et 1 % par rapport à la masse sèche du sol. Les résultats montrent des améliorations notables de la résistance au cisaillement et du comportement élastique. Cette technique de renforcement par fibres améliore non seulement les performances mécaniques des sols lœssiques, mais favorise également la valorisation durable des déchets industriels, contribuant ainsi à la préservation de l'environnement et à une meilleure efficacité des ressources.

**Mots clés :** Fibres textiles, Sol lœssique, Résistance au cisaillement, Affaissement, Amélioration des sols.

ملخص

تُعدّ تربة اللوس شديدة الحساسية للرطوبة ومعرّضة للهبوط، مما يشكل تحديًا في أعمال البناء وتطوير البنية التحتية. تهدف هذه الدراسة إلى تعزيز تربة اللوس باستخدام ألياف نسيجية مستخرجة من نفايات مطاط صناعي. تم إجراء تجارب مخبرية من خلال دمج الألياف بنسب 0.25%، 0.5%، 0.75%، و1% من الكتلة الجافة للتربة. أظهرت النتائج تحسنًا ملحوظًا في مقاومة القص والسلوك المرن للتربة. لا تساهم هذه التقنية فقط في تحسين الأداء الميكانيكي لتربة اللوس، بل تعزز أيضًا إعادة الاستخدام المستدام للنفايات الصناعية، مما يساهم في الحفاظ على البيئة وتحقيق كفاءة أفضل في استخدام الموارد.

الكلمات المفتاحية: الألياف النسيجية، التربة المترهلة، مقاومة القص، تحسين التربة اللوسي

## SOMMAIRE

I	INTRODUCTION GENERAL .....	2
	<b>CHAPITRE I</b> .....	17
I.1	INTRODUCTION.....	5
I.2	TYPLOGIE DES SOLS PROBLEMATIQUES .....	5
I.2.1	Sols expansifs .....	5
I.2.2	Sols effondrables .....	6
I.2.2.1	Caractéristiques des sols effondrables .....	7
I.2.2.2	Cas d’effondrement dans le monde.....	7
I.2.2.3	Cas d’effondrement rencontrés en Algérie .....	8
I.2.2.4	Méthodes de caractérisation des sols affaissables.....	11
I.2.3	Sols compressibles.....	17
I.2.3.1	Les caractéristiques des sols compressibles.....	17
I.2.4	Sols sablonneux et risque de liquéfaction.....	18
I.2.5	Sols salins .....	19
I.3	CONSEQUENCES GEOTECHNIQUES SUR LES OUVRAGES .....	19
I.3.1	Tassements et affaissements différentielles.....	20
I.3.2	Retrait et gonflement des argiles .....	21
I.3.3	Glissements de terrain et instabilité des pentes .....	22
I.4	TECHNIQUES D’AMELIORATION DES SOLS.....	24
I.4.1	Stabilisation chimique .....	24
I.4.2	Méthodes de renforcement mécanique .....	27
I.4.2.1	Compactage de surface.....	27
I.4.2.2	Compactage dynamique .....	28
I.4.2.3	Vébrocompactage :.....	29
I.4.2.4	Le pré-chargement : .....	29

I.4.2.5	Géo synthétiques : .....	30
I.4.2.6	Inclusions : .....	33
I.4.3	Renforcement par des fibres .....	33
I.4.3.1	Fibres naturelles.....	34
I.4.3.2	Fibres végétales .....	34
I.4.3.3	Fibres métalliques .....	34
I.4.3.4	Fibres synthétiques : .....	35
I.4.3.5	Fibres de polypropylène : .....	35
I.4.3.6	Fibres de caoutchouc : .....	36
I.4.3.7	Fibres plastiques : .....	36
<b>CHAPITRE II</b>	.....	<b>39</b>
<b>II INTRODUCTION</b>	.....	<b>40</b>
II.1	Présentation du sol loessique utilisé.....	40
II.1.1	Origine .....	40
II.1.2	Aspects géologiques.....	41
II.2	Essais d'identification .....	42
II.2.1.1	Granulométrie par tamisage.....	42
II.2.1.2	Propriétés de plasticité (limites d'Atterberg).....	44
II.2.1.3	Masse volumique apparente et absolue des lèss sebseb et finis.....	46
II.2.1.4	Equivalent de sable "NFP 18 501":.....	48
II.2.1.5	Densités spécifiques des grains solides (pycnomètre).....	49
II.2.1.6	L'essai de teneur en eau et densité des sols .....	50
II.2.1.7	Valeur de bleu methylene.....	50
II.2.1.8	Essai de carbonate CaCO <sub>3</sub> , "NF P 15-461 " : .....	51
II.3	Fibres utilisées.....	53
II.3.1	Origine de fibres .....	54

II.3.2	Qualité et composition : .....	54
II.3.3	Valorisation : .....	54
II.3.4	Masse volumique des fibres.....	54
II.4	Méthodologie de renforcement .....	55
II.5	Protocole d'essais de laboratoire.....	55
II.5.1	Essais de compactage selon la norme " NF P94-093 " .....	55
II.5.2	Essais de cisaillement selon la norme" NF P 94 - 07 -1" .....	56
II.5.3	Essai de portance CBR "NF P 94 – 078" .....	57
II.5.3.1	Exécution de l'essai : .....	58
II.5.4	Essai de compression .....	59
II.5.4.1	Principe de l'essai.....	59
II.5.5	Essai œdométrique .....	<b>Error! Bookmark not defined.</b>
II.5.5.1	Procédure et réalisation de l'essai œdométrique (Affaissabilité du sol)	61
<b>CHAPITRE III.....</b>		<b>Error! Bookmark not defined.</b>
<b>RESULTATS ET DISCUSSION .....</b>		<b>Error! Bookmark not defined.</b>
III.1	INTRODUCTION : .....	63
III.2	Résultats et interprétation des essais principaux .....	63
III.2.1	Classification des selon les paramètres de consistance.....	63
III.2.2	Essais de compactage.....	64
III.2.3	Essais de cisaillement .....	66
III.2.3.1	Effet des fibres textiles sur l'angle de frottement interne : .....	67
III.2.3.2	Effet des fibres textiles sur la cohésion pour les deux lœss : .....	69
III.2.3.3	Effet de fibre sur la résistance de cisaillement : .....	70
III.2.4	.Essais de portance (CBR) .....	75
III.2.4.1	Caractéristiques de poinçonnement Indice CBR immédiat en fonction de teneur en fibre pour les deux lœss : .....	76

III.2.4.2	Caractéristiques de poinçonnement Indice CBR après immersion en fonction de teneur en fibre pour les deux lœss :.....	77
III.2.5	Essais de Compression simple ou uni axiale .....	77
III.2.6	Essais d'affaissement œdométrique.....	79
III.2.6.1	Résultats obtenus pour un sol naturel .....	80
III.2.6.2	.Effets du renforcement d'un sol par fibres textiles sur ses caractéristiques géotechniques : .....	84
III.2.6.3	Discussion des résultats œdométriques après traitement pour lœss de sebseb :	89
III.2.6.4	.Discussion des résultats œdométriques après traitement : .....	94

<b>LISTE DES FIGURES CHAPITRE I</b>		
<b>N°</b>	<b>Nom de figure</b>	<b>Page</b>
<b>Figure 1 .1</b>	Affaissement de 9 m entre 1925 et 1977 dans la vallée de San Joaquin d'après Muñoz-Castelblanco et al. (2011).	<b>P 19</b>
<b>Figure 1.2</b>	l'effondrement de Tafziouine (Koli, 2012).	<b>P 20</b>
<b>Figure 1 .3</b>	L'effondrement Sahb-Elbir (Kolli 2012).	<b>P 21</b>
<b>Figure 1 .4</b>	l'affaissement d'EL M'Rara (Kolli, A. 2012).	<b>P 21</b>
<b>Figure 1 .5</b>	effondrement récent à Alger	<b>P 22</b>
<b>Figure 1 .6</b>	Les courbes des essais du double œdomètre (Jennings et Knight 1975).	<b>P 25</b>
<b>Figure 1 .7</b>	Critère d'évaluation du risque d'effondrement proposée par Gibbs et Bara (1962).	<b>P 27</b>
<b>Figure 1 .8</b>	Critères d'évaluation du risque d'effondrement (Huergo et al 1989)	<b>P 28</b>
<b>Figure 1 .9</b>	phénomène de liquéfaction a Al Asnam 1980.	<b>P30</b>
<b>Figure 1 .10</b>	Impact des tassements sur les fondations.	<b>P 32</b>
<b>Figure 1 .11</b>	Gonflement d'argile.	<b>P 33</b>
<b>Figure 1 .12</b>	Glissement de terrain	<b>P 34</b>
<b>Figure 1 .13</b>	injection solide	<b>P 38</b>
<b>Figure 1 .14</b>	compactage de surface [Lawton, 2004].	<b>P 39</b>
<b>Figure 1 .15</b>	réalisation de compactage dynamique (document de Ménard canada)	<b>P 39</b>
<b>Figure 1 .16</b>	réalisation de vébrocompactage (document de Menard Canada 2025).	<b>P 40</b>
<b>Figure 1 .17</b>	réalisation de pré-chargement.	<b>P 41</b>
<b>Figure 1 .18</b>	les types de géosynthétique	<b>P 43</b>
<b>Figure 1 .19</b>	les colonnes ballastées.	<b>P 44</b>
<b>Figure 1 .20</b>	Fibre métallique	<b>P 46</b>
<b>Figure 1 .21</b>	Fibre de polypropylène	<b>P 47</b>

**LISTE DES FIGURES  
CHAPITER II**

N°	Nom de figure	Page
<b>Figure 2 .1</b>	localisation de site de prélèvement de lœss sebseb.	<b>P 52</b>
<b>Figure 2.2</b>	localisation de site de prélèvement de lœss.	<b>P 52</b>
<b>Figure 2 .3</b>	Série de tamis et tamiseuse électrique.	<b>P 53</b>
<b>Figure 2 .4</b>	Courbes granulométriques des échantillons (Finis et Sebseb).	<b>P 55</b>
<b>Figure 2 .5</b>	Etude de la plasticité des sols (Limites d'Atterberg)	<b>P 56</b>
<b>Figure 2 .6</b>	Diagramme de l'abaque de Casagrande.	<b>P 57</b>
<b>Figure 2 .7</b>	Appareillages de l'essai	<b>P 62</b>
<b>Figure 2 .8</b>	Appareil calcimètre	<b>P 63</b>
<b>Figure 2 .9</b>	La couleur des deux échantillons est devenue rose après la réaction	<b>P 63</b>
<b>Figure2 .10</b>	fibres de textiles	<b>P 65</b>
<b>Figure2 .11</b>	Materiels utilise pour le compactage.	<b>P 67</b>
<b>Figure2 .12</b>	appareillage de l'essai (boite de cisaillement).	<b>P 68</b>
<b>Figure2 .13</b>	éprouvette de sol sebseb avec fibre.	<b>P 68</b>
<b>Figure 2 14</b>	éprouvette de sol finis avec fibre.	<b>P 68</b>
<b>Figure 2.15</b>	CBR imbibé de lœss sebseb avec des fibres.	<b>P 70</b>
<b>Figure 2.16</b>	CBR imbibé de lœss finis avec des fibres	<b>P 70</b>
<b>Figure2 .17</b>	Essais de compression uniaxial, presse et aspect des eprouvettes	<b>P 71</b>
<b>Figure2 .18</b>	La cellule oedométrique	<b>P 72</b>

**LISTE DES FIGURES  
CHAPITRE III**

N°	Nom de figure	Page
<b>Figure 3.1</b>	Courbe Proctor pour lœss de sebseb	<b>P 81</b>
<b>Figure 3.2</b>	Courbe Proctor pour lœss de finis	<b>P 81</b>
<b>Figure 3.3</b>	Les valeurs des contraintes de cisaillement avec la variation de la teneur en fibre (sebseb)	<b>P 82</b>
<b>Figure 3.4</b>	Les valeurs des contraintes de cisaillement avec la variation de la teneur en fibre (Finis)	<b>P 83</b>
<b>Figure 3.5</b>	Variation de l'angle de frottement en fonction de la teneur en fibre	<b>P 84</b>
<b>Figure 3.6</b>	Variation de la cohésion en fonction de la teneur en fibre.	<b>P 85</b>
<b>Figure 3.7</b>	Effet de fibre sur la résistance au cisaillement du lœss de sebseb ( $\sigma_n=50\text{KPa}$ )	<b>P 87</b>
<b>Figure 3.8</b>	Effet de fibre sur la résistance au cisaillement du lœss de sebseb ( $\sigma_n=100\text{KPa}$ )	<b>P 87</b>
<b>Figure 3.9</b>	Effet de fibre sur la résistance au cisaillement du lœss de sebseb ( $\sigma_n=200\text{KPa}$ )	<b>P 88</b>
<b>Figure 3.10</b>	Effet de fibre sur la résistance au cisaillement du lœss de finis ( $\sigma_n=50\text{KPa}$ )	<b>P 89</b>
<b>Figure 3.11</b>	Effet de fibre sur la résistance au cisaillement du lœss de finis ( $\sigma_n=100\text{KPa}$ )	<b>P 90</b>
<b>Figure 2 .12</b>	Effet de fibre sur la résistance au cisaillement du lœss de finis ( $\sigma_n=200\text{KPa}$ )	<b>P 90</b>
<b>Figure 3.13</b>	la résistance de poinçonnement d'un lœss compacté a l'énergie de Proctor modifiée.	<b>P 92</b>
<b>Figure 3 14</b>	l'évolution de la portance d'un lœss compacté a des variations de régime hydrique	<b>P 93</b>
<b>Figure 3.15</b>	Évolution de la Résistance Mécanique du Sol de Sebseb en Fonction du teneur en fibre.	<b>P 94</b>
<b>Figure 3.16</b>	Évolution de la Résistance Mécanique du Sol de finis en Fonction du teneur en fibre.	<b>P 95</b>
<b>Figure 3.17</b>	Le potentiel d'effondrement pour un sol non traité (sebseb).	<b>P 98</b>
Figure 3.18	Le potentiel d'effondrement pour un sol non traité (finis).	<b>P 99</b>

## Liste des Figure

<b>Figure 3.19</b>	Courbe œdométrique d'un sol traité à 0.25% de fibre de Textile (sebseb).	<b>P 102</b>
<b>Figure 3.20</b>	Courbe œdométrique d'un sol traité à 0.5% de fibre de Textile (sebseb).	<b>P 103</b>
<b>Figure 3.21</b>	Courbe œdométrique d'un sol traité à 0.75% de fibre de Textile (sebseb).	<b>P 103</b>
<b>Figure 3.22</b>	Courbe œdométrique d'un sol traité à 1% de fibre de Textile (sebseb).	<b>P 104</b>
<b>Figure 3.23</b>	Courbe œdométrique d'un sol traité à 0.25% de fibre de Textile (finis).	<b>P 107</b>
<b>Figure 3.24</b>	Courbe œdométrique d'un sol traité à 0.5% de fibre de Textile (finis).	<b>P 107</b>
<b>Figure 3.25</b>	Courbe œdométrique d'un sol traité à 0.75% de fibre de Textile (finis).	<b>P 108</b>
<b>Figure 3.26</b>	Courbe œdométrique d'un sol traité à 1% de fibre de Textile (finis).	<b>P 109</b>

<b><i>LISTE DES TABLEAUX</i></b>		
<b>N°</b>	<b>Nom de tableau</b>	<b>page</b>
<b>CHAPITER I</b>		
<b>Tableau 1.1</b>	Classement des sols affaissables (Jennings et Knight 1975).	<b>P 24</b>
<b>CHAPITER II</b>		
<b>Tableau 2.1</b>	Résultats d'analyse granulométrique de lœss sebseb	<b>P 54</b>
<b>Tableau 2.2</b>	Résultats d'analyse granulométrique de lœss finis	<b>P 54</b>
<b>Tableau 2.3</b>	Propriétés de plasticité des échantillons (Finis et Sebseb).	<b>P 56</b>
<b>Tableau 2.4</b>	la masse volumique apparente de lœss sebseb	<b>P 57</b>
<b>Tableau 2.5</b>	la masse volumique apparente de lœss finis	<b>P 58</b>
<b>Tableau 2.6</b>	la masse volumique absolue de lœss sebseb	<b>P 58</b>
<b>Tableau 2.7</b>	la masse volumique absolue de lœss finis	<b>P 59</b>
<b>Tableau 2.8</b>	équivalente de sable de lœss sebseb.	<b>P 59</b>
<b>Tableau 2.9</b>	équivalente de sable de lœss finis.	<b>P 60</b>
<b>Tableau 2.10</b>	densités spécifiques des grains solides.	<b>P 61</b>
<b>Tableau 2.11</b>	Les résultats de l'essai de teneur en eau et densité des sols	<b>P 61</b>
<b>Tableau 2.12</b>	Valeurs du VBS des sols testés	<b>P 62</b>
<b>Tableau 2.13</b>	Valeurs des CaCO <sub>3</sub> des sols	<b>P 62</b>
<b>Tableau 2.14</b>	Propriétés géotechniques des sols	<b>P 64</b>
<b>Tableau 2.15</b>	la masse volumique absolue des fibres.	<b>P 66</b>
<b>CHAPITER III</b>		
<b>Tableau 3.1</b>	Caractéristiques de consistance des sols.	<b>P 80</b>
<b>Tableau 3.2</b>	La variation d'angle de frottement de lœss (finis et sebseb).	<b>P 84</b>
<b>Tableau 3.3</b>	La variation de la cohésion de lœss (finis et sebseb).	<b>P 86</b>
<b>Tableau 3.4</b>	Classification de l'indice d'effondrement.	<b>P 97</b>
<b>Tableau 3.5</b>	Résultats obtenus pour un sol non traité (Sebseb).	<b>P 97</b>
<b>Tableau 3.6</b>	Résultats obtenus pour un sol non traité (Finis).	<b>P 99</b>

## Liste des Tableaux

<b>Tableau 3.7</b>	Cp pour un sol traité à 0.25% de fibre de Textile (sebseb).	<b>P 101</b>
<b>Tableau 3.8</b>	Cp pour un sol traité à 0.5% de fibre de Textile (sebseb).	<b>P 102</b>
<b>Tableau 3.9</b>	Cp pour un sol traité à 0.75% de fibre de Textile (sebseb).	<b>P 103</b>
<b>Tableau 3.10</b>	Cp pour un sol traité à 1% de fibre de Textile (sebseb).	<b>P 104</b>
<b>Tableau 3.11</b>	Cp pour un sol traité à 0.25% de fibre de Textile (finis).	<b>P 106</b>
<b>Tableau 3.12</b>	Cp pour un sol traité à 0.5% de fibre de Textile (finis).	<b>P 107</b>
<b>Tableau 3.13</b>	Cp pour un sol traité à 0.75% de fibre de Textile (finis).	<b>P 108</b>
<b>Tableau 3.14</b>	Cp pour un sol traité à 1% de fibre de Textile (finis).	<b>P 109</b>

<i><b>LISTE DES ABREVIATIONS</b></i>	
<b>Notation</b>	<b>Désignation</b>
<b>CBR</b>	Californian Bearing Ratio
<b>IC</b>	L'indice de Consistance
<b>IPI</b>	L'indice Portant Immédiat
<b><math>\omega_L</math></b>	Limite De Liquidité
<b><math>\omega_P</math></b>	Limite de Plasticité
<b>IP</b>	Indice de Plasticité
<b><math>\gamma_d</math></b>	Poids volumique sec
<b><math>\gamma_h</math></b>	Poids volumique humide
<b>Wopt</b>	Optimum de Proctor
<b>K</b>	Coefficient d'affaissement
<b><math>\phi</math></b>	Angle de frottement interne
<b><math>\Delta ec</math></b>	Variation de l'indice des vides à l'état inondé
<b><math>e_0</math></b>	Indice des vides initial
<b>C</b>	Cohésion
<b>Cc</b>	Coefficient de courbure
<b>Cu</b>	Coefficient d'uniformité
<b>Cp</b>	Potentiel d'affaissement
<b>Gs</b>	Densité spécifique
<b>ES</b>	Equivalent de sable
<b>Dr</b>	Densité relative
<b>Gs</b>	Densité spécifique
<b>Il</b>	Indice de liquidité
<b>Ip</b>	Indice de plasticité
<b><math>\tau</math></b>	Résistance au cisaillement
<b>Wopt</b>	Optimum de Proctor
<b><math>\rho_d</math></b>	Masse volumique sèche

### I INTRODUCTION GENERAL

La stabilisation des sols constitue une opération fondamentale en génie civil, car elle regroupe un ensemble de techniques visant à renforcer la résistance mécanique des sols et à limiter leurs déformations sous les charges des ouvrages. Elle concerne aussi bien l'amélioration des sols de fondation que celle des remblais, dans le but d'accroître leur résistance au cisaillement et leur stabilité. En géotechnique, diverses méthodes de stabilisation sont utilisées, parmi lesquelles l'incorporation de fibres s'est révélée efficace pour améliorer les propriétés physiques et mécaniques des sols. Toutefois, le choix de la technique la plus adaptée dépend étroitement de la nature du sol en place et des exigences spécifiques du projet.

Les activités industrielles actuelles s'accompagnent de graves problèmes environnementaux, car les étapes de fabrication des produits génèrent divers déchets. La réutilisation de ces déchets dans les applications du génie civil constitue une question importante pour les ingénieurs et les chercheurs. En effet, l'utilisation des déchets industriels dans ce domaine, qui est un grand consommateur de ressources naturelles, contribue à réduire les coûts, à protéger l'environnement, et parfois à améliorer les propriétés techniques du sol ou du béton, telles que la résistance, l'isolation et la flexibilité.

Les sols affaissables sont parmi les types de sols qui posent de sérieux problèmes, car ils peuvent s'effondrer lorsqu'ils sont exposés à l'eau. Cela suscite une grande inquiétude dans les domaines de la construction et du génie, car cela entraîne des déformations et des effondrements des ouvrages. Le manque d'informations sur leurs dépôts est dû à leur localisation dans des zones arides où le développement économique est limité.

Cette étude s'inscrit dans un programme de recherche visant à développer de nouvelles applications en génie civil pour intégrer des quantités de fibres textiles issues des déchets pneumatiques. Ce travail se concentre sur la caractérisation des sols loessique dans la wilaya de Ghardaïa par l'ajout de fibres textiles. Cette étude présente de grands avantages tant sur le plan technique qu'environnemental. Le protocole expérimental comprend l'étude de l'effet des fibres textiles sur les propriétés mécaniques du sol, où les fibres ont été ajoutées en différentes proportions de 0,25 %, 0,5 %, 0,75 % et 1 %, calculées par rapport à la masse du sol à l'état sec. Alors Comment l'utilisation des fibres textiles influence-t-elle l'amélioration des propriétés des sols affaissables, et quels sont les avantages potentiels de cette amélioration dans

les domaines du génie civil ?

La recherche se compose de deux parties : une partie théorique dans laquelle les principes de base du comportement des sols lâessique sont présentés. De plus, des détails sur les fibres de textile et leurs applications en ingénierie civile sont fournis. Dans la partie expérimentale, nous avons présenté et discuté des résultats des tests de cisaillement dans la boîte renforcée par des fibres. Pour atteindre les objectifs de l'étude Nous avons décidé de diviser le mémoire en deux chapitres :

- **Introduction**
- **Chapitre 1 : les sols problématiques et la nécessité de leur amélioration.**
- **Chapitre 2 : matériaux et méthodologie expérimentale.**
- **Chapitre 3 : Résultats et discussion.**
- **Conclusion générale.**



---

***CHAPITRE I***  
***LES SOLS***  
***PROBLEMATIQUE ET LA***  
***NECESSITE DE LEUR***  
***AMELIORATION***

---



## I.1 INTRODUCTION

L'amélioration des sols est une technique géotechnique visant à renforcer les sols problématiques afin d'assurer une meilleure stabilité des structures. Elle consiste à modifier les propriétés géotechniques des sols en y intégrant des matériaux naturels ou artificiels. Cette stabilisation permet d'accroître la capacité portante du sol, de limiter sa déformabilité, de contrôler les infiltrations et, de manière générale, d'améliorer ses performances mécaniques et hydrauliques.

De nombreux types de sols présentent en effet des comportements défavorables, tels qu'une faible résistance mécanique ou une forte compressibilité. Ces problèmes sont souvent liés à la composition minéralogique du sol, à la nature des fluides interstitiels, à la granulométrie ou à la structure du matériau. Parmi les sols les plus problématiques figurent notamment les sols gonflants et les sols affaissables.

Face à ces défis, l'amélioration des sols s'impose comme une solution privilégiée, car elle est à la fois plus économique, durable et respectueuse de l'environnement que les méthodes classiques telles que les fondations profondes ou le remplacement massif par excavation, souvent coûteuses et génératrices d'impacts environnementaux négatifs.

## I.2 TYPOLOGIE DES SOLS PROBLEMATIQUES

La typologie des sols problématiques se divise en plusieurs catégories, chacune présentant des caractéristiques spécifiques qui peuvent affecter leur comportement et leur stabilité. Voici les principales catégories de sols problématiques :

### I.2.1 Sols expansifs

Appelé aussi les sols gonflants représentent un problème pour les constructions partout dans le monde. Ces variations de volume sont principalement dues à la présence de particules argileuses. Le terme « gonflement » désigne l'augmentation du volume du sol lorsqu'il absorbe de l'eau. Ce phénomène est au moins partiellement réversible, car lorsque la teneur en eau diminue, le sol subit un retrait, c'est-à-dire une réduction de son volume.

Les sols expansifs sont un type important de sol régional, selon les spécifications techniques

de construction pour les zones de sols expansifs (GBJ112-87). Ces sols doivent être principalement composés d'argile minérale hydrophile et posséder des caractéristiques de déformation notables, telles que l'expansion hydrique et la contraction lors de la perte d'eau. Bien que les sols argileux ordinaires présentent également des propriétés d'expansion et de contraction, leur ampleur est généralement faible, ce qui les rend moins significatifs pour les projets. Les caractéristiques de déformation cyclique des sols expansifs sont très marquées et peuvent souvent causer des dommages aux projets, ce qui les classe comme un type spécial de sol.

Le mécanisme interne influençant les propriétés d'expansion et de contraction des sols expansifs est principalement lié à la composition minérale et à la microstructure. Des études ont montré que les sols expansifs contiennent une grande quantité de minéraux argileux actifs, tels que la montmorillonite et l'illite, la montmorillonite ayant une capacité d'absorption d'eau élevée à faible teneur en eau. La quantité de montmorillonite dans le sol détermine directement l'ampleur des propriétés d'expansion et de contraction.

En plus des facteurs de composition minérale, l'état de liaison de ces composants minéraux dans l'espace influence également leurs propriétés d'expansion et de contraction. Selon l'analyse SEM d'un grand nombre de sols expansifs provenant de différents sites, il a été constaté que la lamelle connectée à la surface est une forme structurelle courante des sols expansifs, ayant une capacité d'absorption d'eau et d'expansion supérieure à celle de la structure massive.

### **1.2.2 Sols effondrables**

Sont un type de sol qui peut s'effondrer ou se comprimer lorsqu'ils sont soumis à des charges ou à des variations d'humidité. Ils se caractérisent par leur structure lâche et leur capacité à absorber rapidement l'eau, ce qui augmente la pression à l'intérieur. Parmi ces sols, on trouve le loess, les sables non consolidés et certains types d'argile. Plusieurs facteurs peuvent provoquer l'effondrement de ces sols, tels qu'une augmentation de l'humidité due aux pluies ou aux infiltrations d'eau, une surcharge provenant des bâtiments, et l'érosion qui entraîne une perte de cohésion. Ces sols ont un impact sur les infrastructures, pouvant provoquer des fissures dans les fondations et l'effondrement de routes, ce qui représente un danger pour la sécurité publique. Il est donc essentiel de réaliser des études géotechniques pour évaluer les

caractéristiques des sols et d'utiliser des cartes pour identifier les zones à risque. Les méthodes de traitement incluent l'amélioration géotechnique, les systèmes de drainage et l'utilisation de fondations profondes. Ces sols constituent un sujet important en ingénierie géotechnique, et leur gestion nécessite une planification précise pour garantir la sécurité des structures.

### **I.2.2.1 Caractéristiques des sols effondrables**

Le sol de certaines régions du monde a des propriétés particulières dont sols solubles ou sols macroporeux affaissables, dont l'évolution doit être prise en compte lors de l'élaboration des projets de construction, voire de mise en valeur des territoires. Un apport d'eau, dans le cas des sols loessiques secs (construction de canaux, barrages, fuites des réseaux dans les villes) peut provoquer un effondrement d'environ 10% de l'épaisseur de la couche, chose qui peut induire de forts désordres dans toutes les constructions civiles et industrielles de la zone humidifiée. Les sols affaissables ou métastables, ayant une teneur en eau faible et une structure lâche et poreuse se présentant dans la nature sous forme de dépôts, sont souvent sujets à d'importants dégâts suite à leur inondation. Ils couvrent une grande surface à travers le monde, dont les loess qui occupent près de 13 millions de kilomètre carrés de la surface du globe terrestre, et qui se situent entre deux bandes comprises entre les 30e et 55e degrés de latitude nord et sud, ce qui représente environ 10% des terres émergées. De nombreux cas similaires existent en Russie, en Afghanistan, dans la Chine, l'Inde, le Pakistan, la Thaïlande, l'Arabie saoudite, les États-Unis, l'Argentine, la Nouvelle Zélande, l'Australie, l'Afrique du nord, et dans beaucoup d'autres régions.

### **I.2.2.2 Cas d'effondrement dans le monde**

Différents cas de sols affaissables dans le monde peuvent être cités, par exemple celui du Koweït dont le sol était du sable calcaire faiblement compacté qui, suite aux dommages causés par son effondrement, la remise en forme des infrastructures routières et des bâtiments a coûté énormément cher. Parmi les infrastructures construites en France et sur tout au nord visant un échange économique entre la France et les pays du nord européen, on trouve le Train à Grande Vitesse TGV dont le tracé traverse des dépôts de loess susceptible d'effondrement et dont la ligne nord du TGV a subi des problèmes de tassement lors de période de fortes précipitations, les changements de conditions hydriques dans le sol initialement sec d'une argile du

Pléistocène déposée dans un bassin sédimentaire par l'ensemble du réseau (canal, pipelines, irrigation par l'agriculture) ont engendré d'importants tassements. Pour résoudre le problème et stabiliser le sol l'inondation du sous-sol par la mise en place de bassins s'est avérée plus efficace que le compactage mécanique. Les tassements ont atteint 9 mètres de hauteur dans certains endroits.



Figure 1.1 : Affaissement de 9 m entre 1925 et 1977 dans la vallée de San Joaquin d'après Muñoz-Castelblanco et al. (2011).

Parmi les exemples de dépôts de sols affaissables nous pouvons citer ceux du loess qui sont constitués essentiellement de particules de taille de limon et qui sont produites par l'érosion. Les matériaux de loess observés au Nigeria, Libye et Tunisie se sont formés suite au processus de l'érosion. Les dépôts de loess de l'Amérique du Nord sont produits par l'écrasement glaciaire et le loess chinois des montagnes de Tibet est un dépôt de loess produit par l'érosion.

### 1.2.2.3 Cas d'effondrement rencontrés en Algérie

Les tassements et effondrement de sols sont des mouvements verticaux causés par la circulation souterraine créant des vides au sous-sol par entrainement mécanique et hydraulique de matériaux fins, ou par dissolution de roches solubles. L'évolution de ces processus peut être aggravée par l'intervention de l'homme.

#### ➤ L'effondrement de Tafziouine à Guerrara, wilaya de Ghardaïa

Dans la région dite Tafziouine à 07 km au Sud-ouest de Guerrara, nous pouvons citer le cas d'un effondrement qui, d'après le témoignage des habitants de la région a eu lieu en 1997. Engendrant ainsi un cratère de forme circulaire de 22 mètres de diamètres et de 13 mètres

de profondeur avec un accès très difficile. Aucune fissuration de surface n'a été signalée indiquant l'évolution du cratère. . Les eaux d'infiltration provenant d'un forage artésien jaillissant à 150mètres de distance.



Figure 1. 2 : l'effondrement de Tafziouine (Koli, 2012).

➤ **L'effondrement de Sahb-Elbir à Mansourah, wilaya de Ghardaïa**

L'effondrement de Sahb-Elbir est situé à 50 km par la piste du village d'Ain Lossig. Lui-même distant de 2 km du chef-lieu communal de Mansourah. Cette région appartient à la wilaya de Ghardaïa.

- L'effondrement de Sahb-Elbir présente une forme circulaire avec un diamètre de 10m
- L'effondrement à une profondeur inconnue.
- Aucun indice de surface n'indique l'évolution du cratère.
- On observe des failles de direction E-W et N-S connues dans la région.
- D'après les habitants de Mansourah, l'effondrement de Sahb-Elbir est très ancien, de plus de 50 ans (Koli 2012) .



Figure 1.3 : L'effondrement Sahb-Elbir (Kolli 2012).

➤ **L'affaissement d'El M'Rara dans la wilaya d'El Oued**

Le village de M'Rara peut être cité ici de par les différents cas d'effondrement qu'il a connu. Cette région est située dans la wilaya d'El Oued (Nord-Est du Sahara algérien). La région de M'rara est caractérisée par un climat aride de type saharien avec des étés secs et chauds et des hivers plus doux. Les écarts entre les températures diurnes et nocturnes sont importants, ils dépassent souvent les 20°C (Guemache et al, 2008). L'eau de Oued Retem traverse des secteurs des M'Rara avec une certaine violence occasionnée par des pluies diluviennes ainsi que des crues torrentielles. Des structures ont été installées en amont de l'Oued pour contenir la force des torrents, mais elles n'ont pas pu résister (Kolli 2012).



Figure 1.4 : l'affaissement d'EL M'Rara (Kolli, A. 2012).

Le laboratoire (LNHC Batna, 2000), dans une étude faite en vue de la réalisation d'une station

de gaz naturel à Hassi Messoud a abouti au fait qu'il existe deux couches de nature affaissable, chose qui a conduit les ingénieurs à opter pour la solution de substituer la première couche et de prendre des mesures nécessaires afin d'éviter toute infiltration d'eau à la seconde couche. Un autre cas plus récent d'affaissement brusque qui date du 18 novembre 2016, est celui qui a eu lieu à Alger sur l'autoroute au niveau de Ben Aknoun en direction de Zéralda. Cet incident a fait 11 blessés suite à la chute de leurs voitures dans l'immense trou causé par cet effondrement et qui était d'environ 9 m de diamètre et de 4 à 5 m de profondeur, qui est due selon les déclarations des médias, à un éclatement de la conduite principale d'alimentation en eau potable.



Figure 1.5 : effondrement récent à Alger.

#### 1.2.2.4 Méthodes de caractérisation des sols affaissables

La mise en évidence de l'affaissement d'un sol se constate par le tassement appréciable qu'il subit, lent ou instantané, par l'addition d'eau sous une charge constante. L'évolution de ce tassement peut être étudiée au laboratoire par simulation des conditions réelles du sol, ou par des critères empiriques qui utilisent divers paramètres.

##### ➤ Les méthodes expérimentales

Le potentiel de l'effondrement est traditionnellement mesuré à l'aide d'essai d'œdomètre simple, ou d'essai du double œdomètre. La quantité de déformation produite à l'effondrement d'une éprouvette est inondée sous une pression donnée indique la susceptibilité à l'effondrement.

- L'essai œdométrique simple

Knight (1963) a proposé une méthode pour analyser le risque d'effondrement basée sur l'humidification sous une contrainte verticale de 200kPa d'un échantillon de sol préalablement chargé à sa teneur en eau naturelle.. Le critère est basé sur le pourcentage de déformation verticale obtenu. Et défini comme suite :

$$CP(\%) = \Delta e / (1 + e_0)$$

Où :  $\Delta e = (e_1 - e_2)$ , et  $e_0$  est l'indice des vides initial.

Le potentiel d'affaissement peut être aussi défini comme suite :

$$CP(\%) = H_c / H_0$$

Où :  $H_c$  est la variation de la hauteur après mouillage, et  $H_0$  : hauteur initial de l'échantillon.

- **L'essai du double œdomètre**

Jennings et Knight (1975) ont proposé l'essai du double œdomètre, pour évaluer la réaction d'un sol non saturé au mouillage et au chargement à différents niveaux d'effort, celui-ci basé sur deux types d'essais œdométrique simples, le premier essai est réalisé à la teneur en eau initiale en condition non saturé, pour le deuxième on humidifie l'échantillon sous une charge fixe ensuite le chargement en condition saturée, ensuite l'essai est effectué de la même manière comme l'essai de consolidation standard.

Les graphiques qui montres les résultats obtenues par les deux essais sont comme représentés à la figure 1.21. La pression de surcharge ( $p_o$ ) est calculée, et la pression de pré consolidation ( $p_c$ ) est déterminée à partir de la courbe de l'échantillon saturée. Il peut observer que les deux courbes ne commencent pas à partir d'un même point, Car les rapports des vides initiaux des échantillons ne sont pas identiques après les 24 heures premières.

Pour le cas normalement consolidé dans lequel ( $p_c / p_o$ ) est égal à (0.8 - 15), la compression est considéré comme ayant lieu sur la courbe vierge, et la courbe de l'humidité naturelle du contenu est ajusté à le point ( $e_o ; p_o$ ), habituellement associées à des sols normalement consolidés comme dans la figure 1.21.a. Si le chargement est augmenté à ( $\Delta P$ ). Alors le règlement unitaire (mm/mm), pour le sol sans changement de teneur en eau naturelle sera :

$$CP = \Delta e_s / (1 + e_0).$$

Si la charge appliquée reste constante et la teneur en eau de sol augment, puis le règlement supplémentaire sera :

$$CP = \Delta e_c / (1 + e_0).$$

Où :  $\Delta \rightarrow$  et  $\Delta \rightarrow$ ] sont déterminés comme monter la figure 1.6

Si ces valeurs sont utilisées avec diverses couches sélectionnées dans le profil, le règlement total dans les deux conditions peuvent être calculé, il est à noter que si ( $\Delta P$ ) est petit, alors la précision des estimations sera inférieure. Pour le cas sur consolidé ( $p_c / p_o$ )  $> 1.5$ , l'ajustement de la courbe suit largement les pratiques ordinaires de calcul de règlement comme le montre la figure 1.6, la seule différence entre les deux cas réside dans la détermination du point ( $e_0$  ;  $p_o$ ).

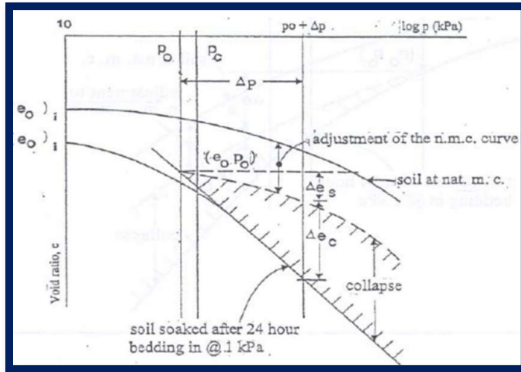
La susceptibilité à l'effondrement est présentée dans le tableau 1.1.

Tableau 1.1. Classement des sols affaissables (Jennings et Knight 1975).

CP (%)	Gravité du problème
0 à 1 %	Sols non affaissables (pas de problème)
1 à 5%	Trouble moyennes
5 à 10%	Troubles
10 à 20%	Troubles sévères
> à 20%	Troubles très sévères

Il y a d'autres méthodes pour déterminer le potentielle d'effondrement tel que les essais in situ, comprenant des essais de chargement du plaque et plus récemment des essais de pressiométrique. Les soins nécessaires pour assurer l'uniformité de l'état de contrainte dans la région de l'effondrement, c'est souvent l'inconvénient principal dans les essais in situ, et a conduit un certain nombre de chercheurs pour développer des méthodologies des essais plus sensibles par exemple : Handy (1995) à conçu une méthode de lame intensifiée pour évaluer les changements de contrainte latérale. Plus récemment avec les améliorations en technologie, des

approches géophysiques ont été avancées comme une méthode pour déterminer le potentiel de l’effondrement.



(a)

(b)

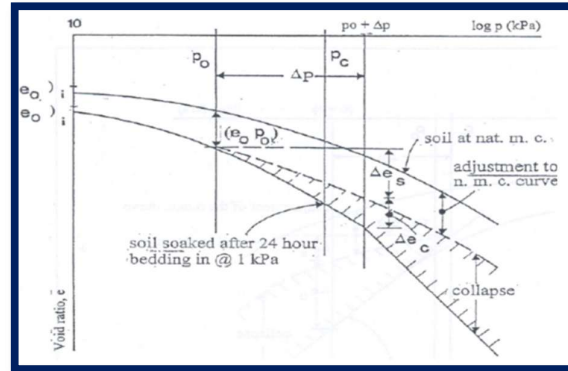


Figure 1.6 : Les courbes des essais du double œdomètre (Jennings et Knight 1975).

- a) Pour le cas normale de sol consolidé ;
- b) Pour le cas du sol pré-consolidé.

➤ **Les critères empiriques**

Les critères empiriques peut fournir des moyens relativement rapides et peu couteux. Plusieurs critères empiriques d’effondrement ont été proposés pour prévoir si un sol affaissable ou non affaissable.

Clevenger (1958) a proposé un critère pour l’affaissement basé sur la densité sèche c.à.d. si la densité sèche est inférieur à (1.28 KN/m<sup>3</sup>), puis le sol est susceptible, d’autre part si la densité sèche est supérieur à (1.44 KN/m<sup>3</sup>), alors la quantité d’effondrement devrait être petite.

Holtz et Hiff (1961) ont proposé que un sol de lœss qui un rapport de vide assez grand permettre sa teneur en eau de dépasser sa limite de liquidité à saturation est sensible à l’effondrement.

Gibbs et Bara (1962) ont proposé l’utilisation de la densité sèche et la limite de liquidité comme critère de distinction entre les types de sol (affaissable ou non affaissable), comme montre la figure 1.22. Ce critère s’applique seulement si le sol non cimentée et la limite de liquidité est supérieur à (20%).

Feda (1966) a proposé que le sol susceptible à l'affaissement tant que sa porosité naturelle ou initial ( $n_0$ ) est supérieur à 40%.

Handy (1973) a proposé que l'affaissement pourrait être déterminé par le pourcentage de la teneur en argile et sur le ratio de limite de liquidité à la teneur en eau de saturation alors :

- La teneur en argile  $< 16\%$  une probabilité élevée pour l'effondrement
- La teneur en argile entre 16-24% était probablement affaissable
- La teneur en argile entre 25% et 32% une probabilité de l'effondrement de plus de 50%
- La teneur en argile qui a dépassé 32% était non affaissable.

Les sols dans lesquels le rapport de la limite de liquidité à la teneur en eau de saturation à été inférieur à l'unité est affaissable, tandis que si elle était plus grande que l'unité, alors pas d'affaissement.

Grabowska et Olszewsla (1988). Ont suggéré que loess avec une teneur en eau naturelle plus moins de (6%) à été potentiellement instable. Celui dans lequel la teneur en eau naturelle dépasse (19%) pourrait être considérée comme stable, tandis qu'avec des valeurs entre (6% et 19%) présentaient un comportement intermédiaire.

Ayadat et Belouahri (1996) ont proposé un critère basé sur le coefficient d'uniformité( $C_u$ )

- Si :  $C_u > 12$  affaissement très probable.
- Si :  $4 < C_u < 12$  affaissement probable.
- Si :  $C_u < 4$  pas d'affaissement.

Ayadat et Ouali (1999) ont proposé un critère basé sur les limites d'Atterberg

Abbeche et al (2007) ont proposé un critère basé sur le pourcentage des particules fines de diamètre inférieur à  $2\mu\text{m}$  et la limite de liquidité. Alors :

- Si :  $5\% < (\% \text{ des particules fines } < 2 \mu\text{m}) < 15\%$  l'effondrement est très probable.
- Si :  $15\% < (\% \text{ des particules fines } < 2 \mu\text{m}) < 30\%$  l'effondrement est probable.
- Si :  $(\% \text{ des particules fines } < 2 \mu\text{m}) > 30\%$  pas d'affaissement.

Avec : si la densité relative est supérieure à 65% et ta teneur en eau initiale près de la teneur

en eau optimale, alors le sol n'est pas soumise à l'effondrement.

Abbeche et al (2010-a) ont proposé une nouvelle approche expérimentale de prédiction de l'affaissement des sols non saturés, facile et rapide, elle est basé sur des essais ultrasoniques.

Cette procédure peut être effectuée au laboratoire ou in situ sur des échantillons de forme quelconque intacts ou remanies. Les vitesses ultrasoniques sont limitées comme suit :

- Si  $V < 400$  m/s l'affaissement se manifeste.
- Si  $V > 1000$  m/s le risque d'affaissement est écarté.

Entre ces deux limites l'effondrement peut se produire, il dépend de la teneur en eau et de l'état de compacité. Bien que ces résultats montrent l'influence de la teneur en kaolinite et la teneur en eau et l'indice des vides initial sur le potentiel d'effondrement.

Huergo et al (1989) ont présenté divers critère d'évaluation de l'effondrement. Ils sont décrits dans le Figure 1.8 [1].

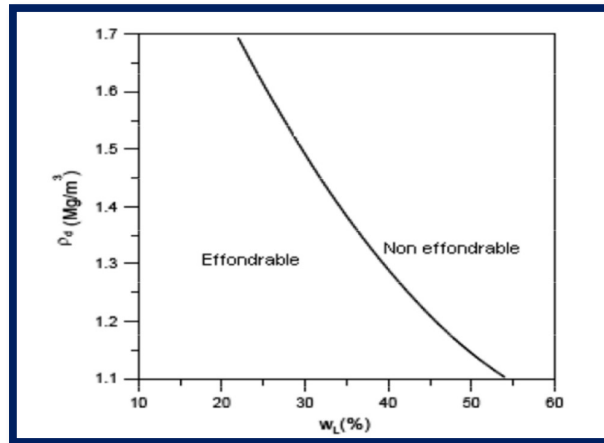


Figure 1.7 : Critère d'évaluation du risque d'effondrement proposée par Gibbs et Bara (1962).

<sup>1</sup> KHELLASSI KAMEL , Étude de l'influence de la contrainte verticale et le degré de saturation sur le taux et l'amplitude de l'affaissement des sols a effondrement brusque, Mémoire de Magister en Génie Civil, UNIVERSITE HADJ LAKHDAR DE BATNA Faculté Des Sciences De L'ingénieur Département de Génie Civil,2014/2015 ,p25.29

Auteur	Critère	Expression
Denisov (1951)	$K_e < 0.75$	$K_e = e^{(w_l)} / e_{nat}$
Prikloński (1952)	$w_p - w_{nat} < 0$	$K_L = ((w_{nat} / S_{r(nat)}) - w_p) / I_p$
Feda (1966)	$K_L > 0,85$ et $S_{r(nat)} > 0,6$	
Stephanokk et Kremakova (1960)	Estimation quantitative de l'effondrement	$\delta = K n - 40 30 - w$ , où : $K = 0,08$ pour lœss argileux ; $K = 0,05$ pour lœss avec une faible fraction d'argile
$e_{wl}$ : indice des vides correspondant à la limite de liquidité ; $e_{nat}$ : indice naturel des vides ; $w_p$ : limite de plasticité ; $w_{nat}$ : teneur naturelle en eau ; $S_{r(nat)}$ : degré naturel de saturation ; $I_p$ : indice de plasticité ; $n$ : porosité		

Figure 1.8 : Critères d'évaluation du risque d'effondrement (Huergo et al 1989).

### 1.2.3 Sols compressibles

Sont des matériaux récents peuvent être classés de manière sommaire en grandes catégories : les argiles molles et les tourbes, qui sont des sols très organiques. Ces matériaux se sont déposés dans l'eau d'une manière qui varie considérablement selon les conditions hydrauliques côtières. Ainsi, la nature des sols est directement liée à ces conditions. En ce qui concerne l'évolution hydraulique, les sols compressibles présentent une résistance au cisaillement. Ce sont des sols qui subissent des tassements importants et qui posent des problèmes de tassement et de stabilité. Les sols compressibles sont des sols qui subissent des variations importantes de volume lorsque leur teneur en eau varie. À partir d'un état initial sec, leur volume augmente [2].

#### 1.2.3.1 Les caractéristiques des sols compressibles

Les sols compressibles sont caractérisés par Une nature le plus souvent argileuse avec une teneur en matières organiques plus ou moins importante mais rarement négligeable ; Une teneur en eau très forte, et un faible poids spécifique apparent (ces sols sont très généralement saturés)

<sup>2</sup> <https://fr.scribd.com/presentation> : document de sol compressible

.Une résistance au cisaillement très faible .Une forte compressibilité se traduisant, même sous faible charge, par des amplitudes de tassement notables, la vitesse de tassement décroissant avec le temps, mais ne s'annulant pas en quelques années.

Ces sols, généralement de formation récents (quelques milliers d'années) contiennent presque toujours, en plus ou moins grande proportion, des matières organiques, on peut les diviser en trois catégories :

- les vases et argiles molles.
- les tourbes.
- les sols de sebka formés de vase argileuse ou de vase sableuse [3].

#### **I.2.4 Sols sablonneux et risque de liquéfaction**

Est un sol dont la composition comprend plus de 60 % de particules de sable, c'est-à-dire des grains minéraux dont la taille varie entre 0,05mm et 2 mm. Ce type de sol est caractérisé par une texture granuleuse, une faible cohésion entre les grains, une grande perméabilité et une faible capacité de rétention d'eau et de nutriments.

La liquéfaction est un phénomène dans lequel la résistance au cisaillement d'un sol est réduite par les secousses d'un séisme ou d'un autre chargement rapide. La liquéfaction se produit dans les sols pulvérulents saturés d'eau, la présence d'eau provoque une pression interstitielle sur les particules de sol, ce qui fait la diminution des contraintes effectives régnant dans le sol et donc une diminution de sa résistance au cisaillement qui, à l'état ultime, peut devenir nulle. Avant un séisme, la pression de l'eau est relativement basse. Cependant, les secousses d'un séisme peuvent causer une augmentation considérable de la pression d'eau interstitielle jusqu'au point où les particules de sol peuvent facilement se déplacer l'une par rapport à l'autre [4].

---

<sup>3</sup> BERRABAH Fouad, Etude du comportement des remblais renforcés par des géo synthétiques sur sols marécageux, magister en génie civil, université Mohamed khi der– Biskra faculté des sciences et de la technologie, Département de Génie civil et hydraulique, 2010,p67.

<sup>4</sup> <https://www.riskreductionafrica>



Figure 1.9 : phénomène de liquéfaction a Al Asnam 1980.

### 1.2.5 Sols salins

La quantité excessive de sels présents dans le sol, ce sol est connu comme un sol salin. Le sol salin contient principalement du chlorure de sodium. D'autres sels tels que le chlorure de magnésium ( $MgCl_2$ ), le chlorure de potassium ( $KCl$ ), le gypse ( $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ ), le sulfate de sodium ( $NaSO_4 \cdot 2H_2O$ ) et le sulfate de magnésium ( $MgSO_4$ ) peuvent également être présents. Ce processus d'augmentation de la teneur en sel est connu sous le nom de salinisation. L'effet de la salinité est de diminuer la teneur en eau du sol et le rend sec et rugueux. De plus, le sol salin présente d'autres problèmes physiques, tels qu'une compressibilité élevée, une faible capacité portante et une plus grande expansion [5].

## 1.3 CONSEQUENCES GEOTECHNIQUES SUR LES OUVRAGES

Dans le domaine de la construction, la compréhension des risques géotechniques s'avère déterminante pour garantir la stabilité et la durabilité des ouvrages. Ces risques, qui incluent des phénomènes tels que les tassements, les glissements de terrain et les inondations, peuvent gravement compromettre l'intégrité des structures. C'est là qu'intervient l'étude de sol qui consiste en une série d'analyses et d'essais visant à caractériser le sol sur lequel va s'implanter l'ouvrage. Grâce à cette investigation, il est possible de déterminer la nature du sol, sa résistance, sa compressibilité, sa perméabilité et d'évaluer les éventuels phénomènes

<sup>5</sup> DOUAILIA SAOUSEN /BAHLOUL MARWA, Etude des sols affaissables, Université 08 Mai 1945 de Guelma  
Faculté des Sciences et de la Technologie, Génie Civil & Hydraulique, 2019, p 7

géotechniques susceptibles d'affecter la construction. Mais de quels risques s'agit-il réellement ? Quels en sont les effets et comment les prévenir ?

### I.3.1 Tassements et affaissements différentiels

Les tassements et affaissements différentiels sont des phénomènes géotechniques courants qui peuvent gravement affecter la stabilité des structures. Ils sont caractérisés par des mouvements de terrain inégaux qui peuvent engendrer de graves dommages aux bâtiments s'ils ne sont pas pris en compte dès le début des travaux.

S'agissant de leurs causes, plusieurs facteurs peuvent être à l'origine de ces risques géotechniques :

- **Compaction inégale du sol** : se produit lorsque différentes parties du sol se tassent à des rythmes différents, souvent en raison de variations dans la composition ou la densité du sol.
- **Présence de cavités** : qu'elles soient naturelles (comme les karsts) ou anthropiques (telles que les anciennes mines), ces cavités créent des vides sous la surface qui peuvent s'effondrer sous le poids des structures.
- **Extraction d'eau souterraine** : peut entraîner une diminution de la pression interstitielle dans le sol, réduisant ainsi sa cohésion et favorisant les tassements.

Les conséquences de ces tassements et affaissements sur les fondations sont multiples et souvent graves. On observe fréquemment des **fissures dans les murs**, des portes et fenêtres qui ne ferment plus correctement, et dans les cas extrêmes, un affaissement complet des structures. Pour minimiser ces risques géotechniques, plusieurs solutions peuvent être mises en œuvre, dont la réalisation d'une étude de sol approfondie avant toute construction pour identifier les zones à risque. L'utilisation de fondations profondes, telles que les pieux, peut également aider à atteindre des couches de sol plus stables. De plus, des techniques de renforcement du sol, comme l'injection de résines, peuvent être employées pour stabiliser les zones sujettes aux affaissements.



Figure 1.10 : Impact des tassements sur les fondations.

### I.3.2 Retrait et gonflement des argiles

Les argiles, constituants majeurs de nombreux sols, présentent une particularité : leur volume varie en fonction de leur teneur en eau. Ce phénomène, appelé retrait-gonflement, est à l'origine de nombreux problèmes dans le bâtiment. En période humide, les argiles absorbent l'eau et se dilatent, tandis qu'en période sèche, elles perdent de l'eau et se contractent. Explicitement, lorsqu'elles entrent en contact avec l'eau, elles absorbent l'eau entre ces lamelles, entraînant une augmentation de leur volume. Ce phénomène est appelé gonflement. À l'inverse, lorsque l'eau s'évapore, les lamelles se rapprochent, réduisant ainsi le volume du sol : c'est le retrait. Ce cycle d'expansion et de contraction peut provoquer des mouvements significatifs du sol, affectant ainsi la stabilité des structures construites dessus. Face à ce risque, plusieurs précautions peuvent être prises :

- Dimensionnement adapté des fondations.
- Choix de matériaux adaptés en fonction de leur résistance aux contraintes induites par les mouvements du sol .
- Mise en place de joints de dilatation pour absorber les mouvements différentiels et limiter l'apparition de fissures.

Dans certains cas, il peut être nécessaire de traiter le sol pour réduire sa sensibilité au retrait-gonflement, en injectant par exemple des produits stabilisants. De plus.

des techniques de drainage efficaces peuvent être mises en place pour contrôler l'humidité autour des fondations.



Figure 1.11 : Gonflement d'argile.

### I.3.3 Glissements de terrain et instabilité des pentes

Les glissements de terrain et l'instabilité des pentes représentent des risques géotechniques majeurs, particulièrement dans les régions montagneuses ou vallonnées. Ces phénomènes sont principalement causés par :

- Un excès d'humidité : souvent dû à des précipitations abondantes ou à une mauvaise gestion des eaux de surface, il réduit la cohésion des particules du sol, augmentant ainsi le risque de glissement.
- La gravité : en exerçant une force constante qui pousse les matériaux vers le bas de la pente.
- La surcharge du sol : l'ajout de nouvelles charges sur une pente, comme la construction de bâtiments ou le dépôt de remblais, peut déséquilibrer les forces en présence et provoquer un mouvement de terrain.

L'impact de ces glissements de terrain sur les constructions situées sur ou en contrebas des pentes peut être dévastateur. À titre indicatif, les bâtiments peuvent subir des dommages structurels importants, allant des fissures dans les murs à l'effondrement total.

Pour limiter ces risques géotechniques, plusieurs techniques de prévention peuvent être

envisagées comme :

- L'installation de systèmes de drainage efficaces pour contrôler l'humidité et réduire la saturation du sol.
- La construction des murs de soutènement pour retenir les matériaux et stabiliser les pentes.
- L'utilisation de géotextiles et de végétation pour renforcer le sol et prévenir l'érosion est également une méthode courante.

Dans les cas les plus critiques, des ancrages de sol ou des clous de terre peuvent être utilisés pour fournir un soutien supplémentaire et empêcher les glissements de terrain. Ces mesures, combinées à une surveillance régulière, permettent de réduire significativement les risques géotechniques associés à l'instabilité des pentes.



Figure 1.12 : Glissement de terrain.

L'évaluation des risques géotechniques par une étude de sol est une étape cruciale pour assurer la stabilité et la durabilité de tout projet de construction. En identifiant les dangers potentiels tels que les tassements, les affaissements différentiels, les glissements de terrain, les inondations et la présence de cavités souterraines, cette analyse permet de concevoir des solutions adaptées pour chaque terrain [6].

En génie civil, le besoin d'amélioration ou de stabilisation des sols constitue une étape essentielle pour garantir la sécurité et la durabilité des ouvrages, car le sol est la base qui

---

<sup>6</sup> Document de GRAND –EST géotechnique : <https://grandest-geotechnique>

supporte tous les bâtiments et structures.

L'analyse du sol consiste à étudier ses caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques sur le site de construction. Elle inclut l'évaluation de la capacité portante du sol, du niveau d'humidité, du phénomène de retrait-gonflement, ainsi que l'impact des facteurs naturels tels que les séismes et les inondations sur sa stabilité. La géotechnique fournit la base scientifique pour concevoir des fondations adaptées, choisir les matériaux appropriés et garantir la stabilité des ouvrages face aux conditions environnementales et naturelles.

Si le sol est faible ou instable, il peut ne pas supporter les charges requises, ce qui entraîne des tassements différentiels et des fissures dans les structures. L'amélioration du sol inclut des techniques telles que le compactage, l'injection ou l'ajout de matériaux pour améliorer ses propriétés mécaniques et physiques, augmentant ainsi sa densité, sa rigidité et sa capacité portante.

La stabilisation du sol est nécessaire pour prévenir les glissements de terrain, la liquéfaction et les effondrements pouvant conduire à la défaillance des ouvrages. La stabilisation est généralement réalisée par l'utilisation de matériaux chimiques comme la chaux ou le ciment, ou par des techniques mécaniques telles que le compactage et l'injection, dans le but d'augmenter la cohésion du sol, de réduire sa perméabilité et d'améliorer sa résistance aux conditions environnementales.

## **I.4 TECHNIQUES D'AMELIORATION DES SOLS**

### **I.4.1 Stabilisation chimique**

La stabilisation chimique des sols est une méthode qui vise à renforcer les caractéristiques mécaniques, physiques et chimiques d'un sol en intégrant des additifs ou des agents de liaison chimiques. Ces substances interagissent avec les particules du sol afin de créer des composés cimentaires ou d'associer les grains entre eux, ce qui renforce la solidité, diminue la perméabilité et optimise la longévité du sol.

Il existe 3types de traitement chimique de courant

- Traitement a la chaux .
- Traitement ala ciment .

- Les colonne de sol traité .

#### **1.4.1.1. Stabilisation du sol avec du ciment**

Le processus de stabilisation du sol avec du ciment est une technique avancée visant à améliorer les propriétés du sol et à augmenter sa résistance, le rendant ainsi plus adapté à une utilisation dans des projets de construction et d'édification. Ce processus commence par la réalisation de tests précis pour déterminer le type de sol et ses propriétés physiques, suivi d'un nettoyage de la surface pour éliminer toute matière organique ou débris pouvant affecter la qualité de la stabilisation. Ensuite, le ciment est mélangé au sol dans des proportions spécifiques, généralement comprises entre 5 % et 15 % du poids du sol. De l'eau est ensuite ajoutée au mélange pour obtenir un mélange homogène, ce qui active le processus d'hydratation. Des équipements de compactage sont utilisés pour comprimer le mélange, renforçant ainsi sa cohésion et augmentant sa stabilité. Le maintien de l'humidité du mélange après compactage est crucial, car cela contribue à obtenir les meilleurs résultats du processus de stabilisation. Après une période déterminée, des tests sont effectués pour évaluer la résistance du mélange, garantissant ainsi la qualité et l'efficacité du travail.

##### **➤ Avantages de la stabilisation du sol avec du ciment**

- Augmentation de la résistance : Améliore la capacité du sol à supporter des charges lourdes, renforçant ainsi la stabilité des structures.
- Réduction de la perméabilité : Diminue le passage de l'eau à travers le sol, protégeant ainsi les fondations de l'érosion.
- Amélioration de la stabilité : Accroît la stabilité du sol dans les zones sujettes aux glissements et aux effondrements.
- Efficacité en temps et en coûts : Réduit le besoin de traitements supplémentaires, ce qui permet d'économiser du temps et des ressources financières.
- Durabilité accrue : Prolonge la durée de vie du sol traité, réduisant ainsi le besoin d'entretien régulier.
- Élargissement du champ d'application : Permet d'utiliser le sol traité dans divers projets, y compris les routes, les bâtiments et les barrages.

Cette technique contribue à améliorer la performance des projets de construction et à garantir leur durabilité à long terme.

#### **I.4.1.2. Stabilisation à la chaux**

Les théories de la stabilisation à la chaux suggèrent cinq mécanismes de bases (H .Hauben et H.Guillaud, 1995)

- Absorption d'eau : plus remarquable en cas d'utilisation de la chaux vive. La chaux subit une réaction d'hydratation qui abaisse la teneur en eau du mélange.
- Echange cationique : L'addition de la chaux à une terre humidifiée correspond à un apport Important d'ions de calcium. Par un phénomène d'échange cationique, ces ions de calcium se substituent aux actions échangeables (magnésium, sodium, hydrogène...) de la terre. La capacité d'échange cationique de la terre est déterminante dans ce phénomène.
- Floculation et agglomération : l'échange cationique et l'augmentation de la quantité d'électrolytes dans l'eau interstitielle conduisent à la floculation et agglomération des particules fines de la terre. Ainsi, il y a augmentation de la taille des agrégats de la fraction fine de la terre. La structure et la texture de la terre changent.
- Carbonatation : la chaux ajoutée à la terre réagit avec le dioxyde atmosphérique pour former du carbonate de calcium. Cette réaction consomme une partie de la chaux disponible pour les réactions pouzzolaniques [7].

#### ➤ **injection solide**

Utilisée pour le traitement des terrains sableux, limoneux ou argileux, humides ou saturés. La technique d'injection solide consiste à injecter sous pression un mortier très visqueux, suivant un maillage spécifique établi en fonction de la nature du terrain et des objectifs recherchés, de manière à réaliser une densification statique horizontale.

---

<sup>7</sup> HAMDOUNE ABDELHAMID, Contribution à la production des blocs de terre comprimée et renforcée par des fibres, université Mohamed Boudiaf - m'sila, faculté de technologie, département de génie civil, matériaux, 2018/2019 p11, 15.

Technique éprouvée. Economique et souple, elle permet en outre de réduire le potentiel de liquéfaction en cas de séisme. Contrairement à d'autres, elle peut être utilisée sous des constructions existantes [8].

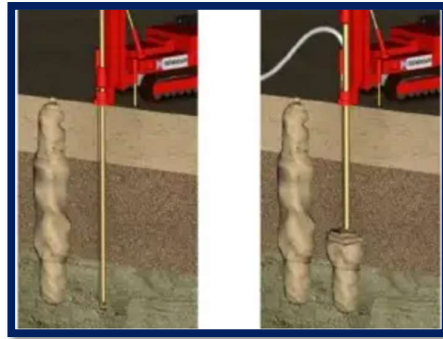


Figure 1.13 : injection solide.

## I.4.2 Methods de renforcement mécanique

### I.4.2.1 Compactage de surface

Le compactage est un procédé de densification des sols en place. Ce procédé mène à une diminution des vides du sol par des moyens mécaniques aboutissant ainsi à une augmentation de la densité et de la résistance ainsi qu'une réduction de la compressibilité L'application des charges sur le sol à compacter par le biais de certains rouleaux de compactage statiques ou vibratoires induisent une densification dans le sol qui se proportionnelle à l'énergie mécanique appliquée. Le compactage de surface peut être accompli sur différents types de sites [9].

<sup>8</sup> BELKAALOUL HADJER, ARABA KHAOULA, étude comparative de l'affaissement de deux sols, un à base d'argile rouge, et l'autre à base de kaolin par la méthode de double consolidation, mémoire de fin d'étude, université DE MOUHAMED EL-BACHIR EL- IBRAHIMI bourdj-bou Arreridj, département de génie civil ,2019-2020.p 29.

<sup>9</sup> Lawton, 2004 Lawton, E.C., (2004). Non grouting techniques. In: Practical foundation engineering handbook, Mc Graw-Hill Companies, USA, 340p

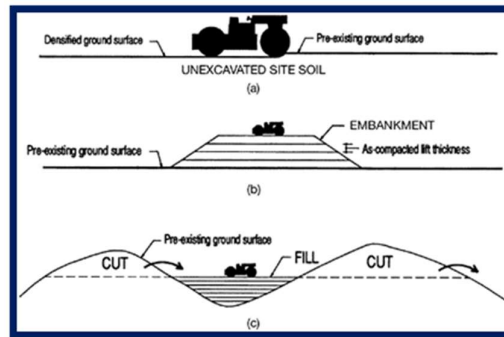


Figure 1.14 : compactage de surface [Lawton, 2004].

### I.4.2.2 Compactage dynamique

Le Compactage Dynamique permet de densifier les sols à grande profondeur grâce à l'impact d'une masse de métal depuis une grande hauteur générant la création d'ondes de choc de très haute énergie. La technique a été inventée et développée par Louis Ménard dans les années 60. Ce procédé, applicable pour un grand nombre d'ouvrages, permet d'augmenter la capacité portante des sols granulaires, ou de remblais hétérogènes tout en réduisant les tassements post-construction ainsi que le potentiel de liquéfaction. Le Compactage Dynamique met en œuvre des masses de 12 à 40 tonnes en chute libre d'une hauteur de 10 à 40 mètres.

La disposition des points d'impact et les autres paramètres du traitement – énergies, nombre de phases, nombre d'impacts par empreinte, périodes de repos, etc. – dépendent des caractéristiques du terrain à traiter <sup>[10]</sup>.



Figure 1.15 : réalisation de compactage dynamique (document de Ménard canada).

<sup>10</sup>Document de Ménard canada <https://menardcanada.ca/fr/soil-expert-portfolio/compactage-dynamique>

### I.4.2.3 Vibrocompactage

Le vibrocompactage est une technique d'amélioration des sols qui permet de compacter en profondeur un sol lâche ou un remblai peu compact. Le procédé consiste à liquéfier localement le sol par pénétration d'une aiguille vibrant et apport en eau. Cela permet aux grains de réarranger en un état plus dense et d'augmenter ainsi la capacité globale du massif de sol. Les bénéfices de cette technique divers : réduction de tassement, stabilisation de remblais, limitation de poussée [11].



Figure 1.16 : réalisation de vibrocompactage (document de Menard Canada 2025).

### I.4.2.4 Le pré-chargement

Le pré-chargement est une méthode mécanique principalement appliquée aux sols argileux compressibles pour renforcer leur capacité portante en accélérant leur consolidation naturelle. Cette technique consiste à imposer une surcharge temporaire sur le sol, qui est égale ou supérieure à la charge finale envisagée, afin de provoquer et d'accélérer les tassements avant le début de la construction.

Les types de pré-chargement

- pré-chargement simple : Cette méthode consiste à appliquer une charge temporaire sur le sol, généralement comparable ou légèrement supérieure à la charge finale prévue. L'objectif est de générer les compactages requis avant la construction, ce qui favorisera une consolidation naturelle du sol.

---

<sup>11</sup>Document de Menard Canada 2025 <https://menardcanada.ca/fr/soil-expert-portfolio/vibro-compactage>.

- pré-chargement associé un réseau drainant : Dans ce contexte, l'établissement de drains verticaux ou de fossés drainants dans le terrain est réalisé avant l'application du poids supplémentaire. Ces drains facilitent l'évacuation horizontale de l'eau interstitielle, ce qui accélère la consolidation, notamment dans les sols à faible perméabilité ou exposés à des pressions importantes.

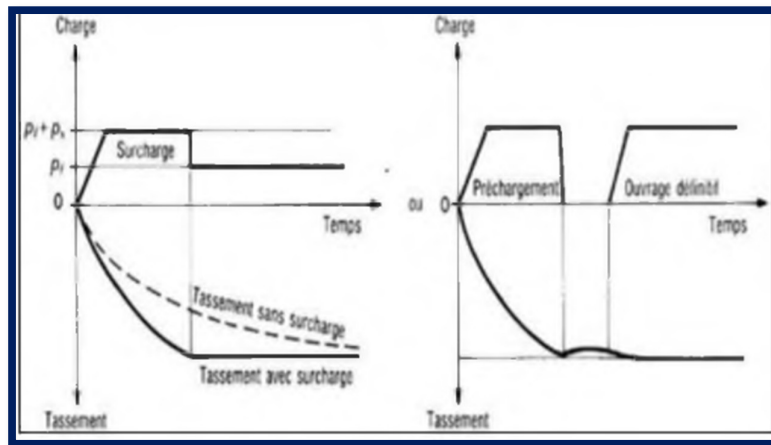


Figure 1.17 : réalisation de pré-chargement.

#### I.4.2.5 Géo synthétiques

Le nom "géo synthétique" désigne les nappes synthétiques utilisées en contact avec le sol. Mis en application depuis une vingtaine d'années dans le domaine du génie civil, les géo synthétiques sont principalement utilisées sous la forme de nappes pour assurer aussi bien un rôle de drain, de filtre, de séparation ou de renforcement. Ils permettent, lorsqu'ils sont incorporés dans la structure, de diminuer la quantité de matériaux utilisés, d'utiliser des matériaux de qualité limitée, d'empêcher l'interpénétration de deux couches, de renforcer en grande déformation un remblai sur sol mou. Les géotextiles sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymère et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. La fonction du géotextile dans le sol peut être la séparation, la filtration, et aussi le renforcement.

Les géo grilles sont des géo synthétiques dont la fonction est le renforcement des sols. Une géo grille est une structure plane à base de polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants et

permettant le confinement du sol. La grandeur des mailles doit être suffisante pour permettre la pénétration des gros éléments du sol, et la création d'un effet d'imbrication de ces constituants dans la géo grille. Les géo membranes sont des géo synthétiques de faible perméabilité, manufacturés sous la forme de feuilles, qui peuvent être synthétiques, bitumineuses ou composées de bentonite, utilisées en géotechnique ou dans des applications d'ingénierie de l'environnement, hydraulique ou du transport.

Les géo composites résultant quand deux matériaux ou plus sont combinés dans le processus de fabrication des géo synthétiques. Ils peuvent être des composés des géotextiles-géo nets, des géotextiles-géo grilles, des géotextiles-géo membranes, des géomembranes-géonets, des noyaux géotextiles-polymères, et des mêmes structures polymères à trois dimensions de cellules. Il n'y a presque aucune limite à la variété de géo composites qui sont possibles et utiles. Ils peuvent être utilisés, soit en géotechnique (fonctions de séparation et renforcement), soit pour les couches de roulement (fonction de renforcement, particulièrement en réfection).

Les géo synthétiques sont constituées principalement de fibres synthétiques pour des raisons de coût et de résistance aux actions chimiques et biologique des sols. Ces fibres sont obtenues par Filage puis étirage de structures macromoléculaires appelées aussi polymères. Les polymères les plus couramment rencontrés dans les nappes géo synthétiques sont les suivants

- Les vinyliques, tels que le chlorure de polyvinyle (PVC), très résistants à l'eau et l'attaque de nombreux produits chimiques ou micro-organismes ; ils sont très utilisés comme drains.
- Les acryliques sont utilisés dans les géo synthétiques sous forme de résine ou d'émulsion pour les consolider.
- Les polyamides (PM ex : Nylon) sont très sensibles à l'eau et donc peu utilisés.
- Les polyesters (PS) possèdent des propriétés mécaniques élevées et une inertie aux acides et aux micro-organismes qui les rendent très intéressants. Ils sont cependant attaqués en surface par les bases.
- Les polyoléfinés telles que le polyéthylène (PE) ou le polypropylène (PP) sont également très utilisés du fait de leur forte insensibilité chimique et de leurs bonnes propriétés mécaniques et de leur faible coût.

➤ **Fonctions des géo synthétiques**

L'incorporation de géo synthétiques dans le sol permet d'en améliorer le comportement mécanique et hydraulique. Les rôles principaux sont les suivants

- Séparation : prévention contre le mélange des deux matériaux de natures différentes par l'emploi d'un géotextile.
- Renforcement : utilisation de la capacité de résistance d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles afin d'améliorer les propriétés mécaniques des sols.
- Protection : fonction consistant à empêcher les endommagements localisés concernant un matériau donné en utilisant le géotextile, en général une géo membrane.
- Etanchéité : contrôle de la migration de gaz ou de liquide.
- Filtration : maintien du sol ou d'autres particules soumis à des forces hydrauliques en permettant le passage de fluides à travers ou dans un géotextile.
- Drainage : collecte et transport des eaux pluviales, souterraines ou d'autres liquides dans le plan d'un géotextile ou d'un produit apparenté aux géotextiles [12].



Figure 1.18 : les types de géosynthétique.

<sup>12</sup> BERRABAH Fouad, étude du comportement des remblais renforcés par des géo synthétiques sur sols marécageux, Magister en génie civil : Université Mohamed Kheider – Biskra Faculté des Sciences et de la technologie Département Génie civil et hydraulique, 2010, p15 .17.

#### I.4.2.6 Inclusions

##### ➤ Colonnes ballastées

Les Colonnes Ballastées, souvent appelées Vibro-Remplacement, sont des colonnes d'agrégats Densément compactées et installées dans le sol pour améliorer considérablement leurs propriétés. Les colonnes ballastées sont utilisées pour accroître efficacement la capacité portante et diminuer les tassements totaux et différentiels. Elles améliorent également la stabilité des sols en pente et préviennent la liquéfaction en renforçant la résistance au cisaillement du sol grâce aux propriétés de drainage des inclusions verticales. Un des principaux atouts des colonnes ballastées est leur installation rapide par rapport aux méthodes de fondation profonde, ce qui permet de réduire significativement les délais des projets.



Figure 1.19: les colonnes ballastées.

##### ➤ Traitement par pieu de sable

Le traitement par pieux de sable consiste à renforcer un sol faible ou compressible en y insérant des colonnes de sable compacté. Cette technique vise à améliorer la capacité portante du terrain et à diminuer les tassements. Elle est particulièrement efficace pour les sols mous, limoneux ou argileux saturés, dont la portance naturelle est insuffisante pour supporter les charges des constructions.

#### I.4.3 Renforcement par des fibres

Est une technique d'amélioration géotechnique qui consiste à incorporer dans le sol des fibres courtes, discrètes et distribuées de manière aléatoire, afin de former un matériau composite sol-fibres aux propriétés mécaniques améliorées. Cette méthode est complémentaire aux

renforcements par éléments continus (géo synthétiques, armatures) et présente plusieurs avantages spécifiques. Les fibres, qu'elles soient synthétiques (polypropylène, verre), naturelles (végétales comme sisal, coco, alfa) ou autres (caoutchouc), sont mélangées directement au sol, de façon homogène.

#### **I.4.3.1 Fibres naturelles**

Les fibres naturelles sont classées généralement en fonction de leurs origines : Animale, végétale et minérale. Les fibres d'origine végétale sont constituées majoritairement de cellulose et possèdent des propriétés mécaniques supérieures à celles d'origine animale. Ces dernières, telles que la laine et la soie, sont largement utilisées dans le domaine du textile. Les fibres d'origines végétales peuvent être classées en sous familles selon d'où elles ont été extraites, graines, fruits, écorce, feuilles, bois, tiges ou canne. (Dalila 2017).

#### **I.4.3.2 Fibres végétales**

Les fibres végétales sont extraites des plantes, soit de la tige comme le lin et le chanvre, soit de la feuille comme les fibres de palmier dattier voir même du fruit lui-même comme la noix de coco. Elles font partie de la biomasse. Elles sont caractérisées par une faible densité, un pouvoir d'isolation thermique, des résistances élevée sen traction, et une biodégradabilité qui constitue un avantage majeur pour l'écologie. Leurs principaux composants sont la cellulose, l'hémicellulose, la lignine et les pectines. Leurs proportions déterminent l'ensemble des propriétés de fibre.

#### **I.4.3.3 Fibres métalliques**

Ce type de fibre, qui regroupe les fibres d'acier et les fibres de fonte amorphe, a été et reste encore l'objet de recherches très importantes dans le monde. On se limite aux fibres d'acier qui sont sans doute les plus utilisées dans le domaine du génie civil. En effet, les propriétés mécaniques du béton renforcé par ces fibres sont influencées par la résistance d'adhésion interfaçage entre fibre et matrice. (Dalila 2017).



Figure 1.20 : Fibre métallique.

#### **I.4.3.4 Fibres synthétiques**

Cette catégorie est apparue à la fin des années 30. Certaines de ces fibres furent découvertes, par accident, lors de recherches sur les explosifs (plastiques). Les polyamides ont été les premières fibres synthétiques à prendre d'assaut le marché et les magasins. L'effort de guerre donna un élan aux fibres synthétiques puisque certaines fibres naturelles devaient être remplacées. Par exemple, la soie servant à faire des parachutes se faisait plus rare puisque les routes. D'approvisionnement étaient bloquées. Le polyester arriva rapidement sur le marché, suivi par plusieurs autres fibres (Siham et aicha 2016).

#### **I.4.3.5 Fibres de polypropylène**

Les fibres de polypropylène sont fabriquées depuis 1954 par l'industrie textile. Le polypropylène est un polymère cristallisable de la famille des polyoléfines des produits chimiques. Il a connu une extension croissante dans ce domaine où il apporte les avantages suivants : déformabilité élevée, imputrescibilité et bonne résistance en traction qui peut atteindre 800 Map.

Ces fibres sont utilisées dans les bâtiments pour l'élaboration de revêtement de façades dans plusieurs constructions (Londonderry House Hôtel), ainsi que l'élaboration de panneaux décoratifs de 33cm d'épaisseur et aussi dans la réalisation des canalisations et des pieux. Les fibres de polypropylène sont en général assez longues (30 à 60 mm), légères et ne sont pas attaquées par le ciment. Leur module d'élasticité plus faible que la pâte durcie. Il convient de les utiliser de préférence pour les pièces minces devant résister, soit à l'action corrosive de

certaines ambiances dans lesquelles l'acier pourrait se corroder rapidement, soit taux chocs mécaniques. (Siham et aicha 2016).



Figure 1.21 : Fibre de polypropylène

#### I.4.3.6 Fibres de caoutchouc

Les fibres issues des déchets caoutchouteux dans en génie civil, notamment dans le béton et les sols, est considérée comme une solution intéressante sur les plans économique et Environnemental, en effet, elle permette de réduire les impacts écologiques des déchets de caoutchouc sur l'environnement et la santé de L'être humain, d'une part, et de réduire les besoins en matière première, d'autre part [13].

#### I.4.3.7 Fibres plastiques

La bouteille plastique d'eau est la plus forte croissance de l'industrie des boissons dans le monde. Au cours de la dernière décennie 1,5 millions de tonnes de plastique sont utilisées pour la mise en bouteille de l'eau chaque année. Les études montrent que 1500 bouteilles sont sous-évaluées comme déchets chaque seconde. D'autre part, le nombre de bouteilles recyclées ou retourné est très faible. La fibre plastique, est un mélange contenant une matière de base (un polymère) qui est susceptible d'être moulé, façonné, en général à chaud et sous pression, afin de conduire à un semi-produit ou à un objet. La matière de base (la résine) est un polymère. Les résines des matières plastiques sont issues de produits intermédiaires (éthylène, propylène, acétylène, benzène, etc.) dont les matières premières sont le pétrole. Le type de ce matériel est

<sup>13</sup> BEN YOUNES FOUZIA NESRINE & BOUZIDI RACHIDA, Amélioration des propriétés géotechniques d'une Argile par l'ajout des fibres de polypropylène, Mémoire fin d'étude de master : université Mohamed Boudiaf -m'sila, Faculté de Technologie Département de Génie Civil, 2020/2021, p 26,32

en polyéthylène, les fibres plastiques sont coupées en morceaux formes 1mm de diamètre et 20 mm d'épaisseur [<sup>14</sup>].

## **CONCLUSION**

---

<sup>14</sup> ROUABHIA EL HOUSSAYNEZEDADRA HANANE, Amélioration des sols, Mémoire fin d'étude de master : l'Université 08 Mai 1945 de Guelma Faculté des Sciences et de la Technologie Département de : Génie Civil & Hydraulique, 2017, p56.

Les sols problématiques, tels que les sols expansifs, effondrables, compressibles, sablonneux ou salins, peuvent compromettre la stabilité des ouvrages. Leur amélioration ou stabilisation, par des méthodes chimiques, mécaniques ou l'utilisation de matériaux recyclés, est essentielle pour garantir la sécurité, la durabilité et la performance des infrastructures.



---

**CHAPITRE II**  
***MATERIAUX ET***  
***METHODOLOGIE***  
***EXPERIMENTALE***

---



## II INTRODUCTION

L'étude expérimentale du comportement mécanique des sols lœssiques vise à identifier et comprendre les mécanismes d'instabilité, notamment l'effondrement. Pour ce faire, des éprouvettes reconstituées en laboratoire, à partir de deux types de sols prélevés dans la région de Ghardaïa, au sud de l'Algérie, sont soumises à une série d'essais géotechniques et mécaniques.

Outre les essais d'identification des sols utilisés, le protocole expérimental comprend des essais œdométriques (pour évaluer le potentiel d'affaissement), ainsi que des essais de compression uni-axiale et de cisaillement rectiligne.

### II.1 Présentation du sol lœssique utilisé

#### II.1.1 Origine

Le choix de la région de Ghardaïa pour cette étude est motivé par la présence abondante de sols lœssiques, caractéristiques des zones arides. L'analyse du relief de la région, notamment à Metlili, révèle l'existence de dépressions naturelles qui favorisent l'accumulation de dépôts éoliens, tels que le lœss. Ces formations sont constituées principalement de particules fines de limon, issues du transport éolien.

Les deux échantillons ont été prélevés sur le site de Metlili c'est à environ 42 km au sud-ouest de Ghardaïa.

- Le premier échantillon provient du site de Sebseb, qui se trouve dans la partie sud de la wilaya de Ghardaïa, à une distance de 63 Km (Fig. 2.1).
- Le deuxième échantillon provient du site de finis, qui se trouve dans la partie sud de la wilaya de Ghardaïa, à une distance de 33 Km (Fig. 2.2).



Figure 2.1 : localisation de site de prélèvement de loëss sebsseb.

(<https://maps.app.goo.gl/ggzZDaPLAEyVE3458> )



Figure 2.2 : localisation de site de prélèvement de loëss.

(<https://maps.app.goo.gl/6KRBN9Day7Mss8YA7>)

### II.1.2 Aspects géologiques

Les loëss sont des formations sédimentaires d'origine éolienne, essentiellement composées de particules de limon bien triées, avec des proportions variables de sable fin, d'argile, de quartz, de feldspaths, de mica et de calcite. Ils se forment majoritairement dans des environnements périglaciaires sous climats froids et secs, où les particules sont transportées et déposées par le vent. Leur structure est homogène, non stratifiée, et caractérisée par une forte porosité et une faible teneur en eau naturelle. Le carbonate de calcium, présent entre 4 % et 20 %, joue un rôle cimentaire partiel, contribuant à la cohésion des grains.

Les caractéristiques physiques des loëss incluent une granulométrie centrée entre 10 et 50  $\mu\text{m}$ ,

Une densité apparente variant de 1,5 à 1,8 g/cm<sup>3</sup>, une gravité spécifique entre 2,1 et 2,75, ainsi qu'une plasticité modérée (IP entre 5 % et 22 %). D'un point de vue minéralogique, le quartz est dominant (jusqu'à 70 %), suivi des feldspaths (~15 %) et des minéraux argileux, qui jouent un rôle essentiel dans la liaison des particules.

Ces sols sont présents principalement dans les zones arides et semi-arides. En Afrique du Nord, ils sont bien identifiés en Tunisie, et plus localement en Algérie. À Ghardaïa, notamment dans les localités de Metlili, Finis et Sebseb, des dépôts de lœss ont été identifiés dans des dépressions naturelles favorables à leur accumulation.

Le choix de la région de Ghardaïa pour cette étude est motivé par la présence abondante et caractéristique de sols lœssiques dans un contexte saharien. Cette région offre un terrain pertinent pour analyser les propriétés géotechniques des lœss dans un climat aride. Les échantillons prélevés à Finis et Sebseb présentent des caractéristiques comparables à celles observées dans d'autres régions sahariennes comme Matmata (Tunisie), renforçant l'intérêt de cette étude pour mieux comprendre le comportement mécanique et l'instabilité potentielle (effondrement) de ces sols dans le contexte algérien, encore peu documenté.

## II.2 Essais d'identification

### II.2.1.1 Granulométrie par tamisage

L'essai consiste à séparer mécaniquement, à l'aide d'une série de tamis normalisés (Fig 2.3), les particules solides d'un sol sec selon leur dimension, afin d'obtenir la répartition pondérale des grains. La masse retenue sur chaque tamis est rapportée à la masse totale sèche de l'échantillon. Cette méthode est conforme à la norme NF P 94-056.



Figure 2.3 : Série de tamis et tamiseuse électrique.

Tableau 2.1 : Résultats d'analyse granulométrique de loess sebseb.

Poids de l'Echantllion	Tamis (mm)	Poids de refus partiels (g)	Poids de refus cumulés (g)	Poids de refus Cumulés (%)	Les complémets a100	Tamisât Cumulés (%)
5388.4	31.5	0	0	0	100	100
	20	117.1	117.1	2.17	97.83	98
	10	258.4	375.5	6.96	93.04	93
1000	5	85.6	85.6	8.56	91.44	85
	2	87	172.6	17.26	82.74	77
	1	31.3	203.9	20.39	79.61	74
	0.4	42.7	246.6	24.66	75.34	70
	0.2	285.2	531.8	53.18	46.82	44
	0.1	297.3	829.1	82.91	17.09	16
	0.08	40.2	869.3	86.93	13.07	12
	Fond	6.9	876.2	87.62	12.38	12

.Tableau 2.2 : Résultats d'analyse granulométrique de loess finis.

Poids de l'Echantllion	Tamis(mm)	Poids de refus partiels (g)	Poids de refus cumulés (g)	Poids de refus Cumulés (%)	Les Compléments à 100	Tamisats (%)
3181.10	31.5	0	0	0	100	100
	20	114.5	114.5	3.59	96.41	96
	10	108.5	223	7.01	92.99	93
1000	5	65.5	288.5	6.55	93.45	87
	2	85.6	374.1	15.11	84.89	79
	1	48.6	422.7	19.97	80.03	74
	0.4	57.2	479.9	25.69	74.31	69
	0.2	266.3	746.2	52.32	47.68	44
	0.1	298.6	3044.8	82.18	17.82	17
	0.08	40.1	3084.9	86.19	13.81	13
	Fond	4.8	3089.7	86.67	13.33	12

Les résultats de l'analyse granulométrique sont présentés sous forme de courbes granulométriques (Figure 2.4) et de valeurs tabulées (Tableaux 2.1-2) pour les deux types de sols étudiés prélevés à Finis et Sebseb

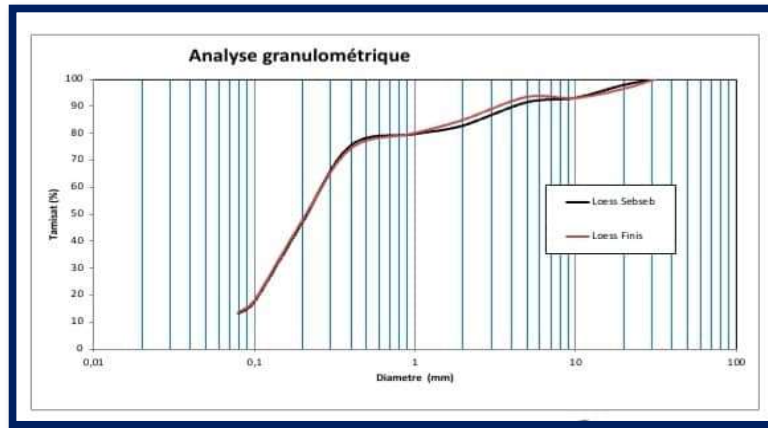


Figure 2.4 : Courbes granulométriques des échantillons (Finis et Sebseb).

Les résultats de l'analyse granulométrique sont présentés sous forme de courbes granulométriques (Figure 2.6) et de valeurs tabulées (Tableaux 2.1-2) pour les deux types de sols étudiés, prélevés à Finis et Sebseb.

Paramètres granulométriques caractéristiques

- $d_{60}$  (60 % du tamisat) = 0,26 mm
- $d_{10}$  (10 % du tamisat) = 0,06 mm
- $d_{30}$  (30 % du tamisat) = 0,15 mm
- Coefficient d'uniformité :  $C_u = d_{60} / d_{10} = 4,3$
- Coefficient de courbure :  $C_c = (d_{30})^2 / (d_{60} \times d_{10}) = 1,44$

Commentaire : Puisque  $C_u > 2$ , les deux sols présentent une granulométrie étalée. Le coefficient de courbure proche de 1 ( $C_c \approx 1,44$ ) indique une bonne régularité de la distribution granulométrique. Ces mêmes valeurs de  $C_u$  et  $C_c$  ont été observées pour le loess de Finis et celui de Sebseb, ce qui confirme leur similarité texturale

### II.2.1.2 Propriétés de plasticité (limites d'Atterberg)

Les limites d'Atterberg (limite de liquidité  $W_l$  et limite de plasticité  $W_p$ ) permettent de caractériser l'état de consistance des sols fins en fonction de leur teneur en eau. L'indice de plasticité  $I_p = W_l - W_p$  quantifie la plage de plasticité du sol. Les essais sont réalisés

conformément à la norme française NF P 94-051 (mars 1993), avec les protocoles de séchage déterminés par la norme NF P 94-050.



Figure 2.5 : Etude de la plasticité des sols (Limites d'Atterberg).

Les résultats obtenus pour les échantillons de lœss de Finis et Sebseb sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau 2.3 : Propriétés de plasticité des échantillons (Finis et Sebseb).

	Finis	Sebseb
Limite de liquidité $W_L$ (%)	25.99	19.46
Limite de Plasticité $W_p$ (%)	17.12	16.3
Indice de plasticité $I_p$	8.87	3.16
Indice de consistance $I_c$	2.6	6.03
Degré de plasticité	Peu plastique	Non plastique

Sur la base des résultats obtenus, pour l'échantillon de Finis, on observe une limite de liquidité d'environ 26 % et un indice de plasticité de près de 9 %. Pour le lœss de Sebseb, la limite de liquidité est plus faible (19 %) avec un indice de plasticité de 3 %.

Ces valeurs, toutes inférieures à 10 %, indiquent une faible activité argileuse dans les deux sols étudiés.

Sur le diagramme de plasticité de Casagrande

- Les points correspondant à Finis se situent au-dessus de la ligne A.

- Les points correspondant à Sebseb apparaissent en dessous de la ligne A et bien avant la limite verticale des 50 %.

Remarque : Cette classification indique que le lœss de Finis est peu plastique, tandis que celui de Sebseb est pratiquement non plastique.

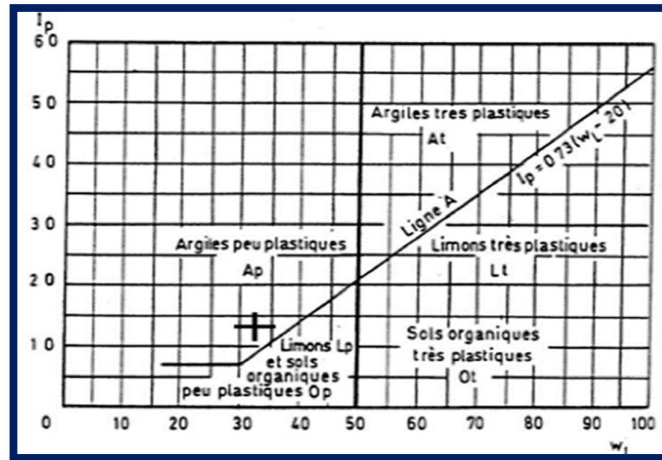


Figure 2.6 : Diagramme de l'abaque de Casagrande.

### II.2.1.3 Masse volumique apparente et absolue des lœss sebseb et finis

#### ➤ Masse volumique apparente

Le principe consiste à déterminer la densité du sol sec en vrac sans compaction, en rapportant la masse de l'échantillon au volume connu du récipient. L'essai est répété trois fois pour assurer la fiabilité des mesures.

Tableau 2.4 : la masse volumique apparente de lœss sebseb

N ° d'essai	Volume	la masse de conteneur vide	la masse de conteneur plein	Masse volumique apparente (g/cm <sup>3</sup> )	La masse volumique moyenne (g/cm <sup>3</sup> )
Les pensées	V(Cm <sup>3</sup> )	M1	M2	$\rho$	1400.5
Essai 1	0.002L	1808	4587	1389.5	
Essai 2	0.002L	1808	4613	1402.5	
Essai 3	0.002L	1808	4627	1409.5	

Tableau 2.5 : la masse volumique apparente de lœss finis

N ° d'essai	Volume	la masse de conteneur vide	la masse de conteneur plein	Masse volumique apparente (g/cm <sup>3</sup> )	La masse volumique moyenne (g/cm <sup>3</sup> )
Les pensées	V(Cm <sup>3</sup> )	M1	M2	$\rho$	1.212
Essai 1	2L	1808	4223	1.2075	
Essai 2	2L	1808	4233	1.2125	
Essai 3	2L	1808	4242	1.216	

➤ **Masse volumique absolue (éprouvette graduées)**

Le principe repose sur la détermination du volume réel occupé par les particules solides du sol (hors vides), en calculant le rapport entre la masse sèche et le volume déplacé dans l'eau.

Les résultats sont présentés dans les Tableaux 2.6-7

Tableau 2.6 : la masse volumique absolue de lœss sebseb

N ° d'essai	Poids des agrégats secs P1(g)	Poids du récipient plein d'eau P2	P3= P1+ P2	Poids récipient + agrégats+ eau P4	Volume des agrégats V = P3 - P4	Masse volumique absolue P1/V	La Moyenne
Essai 1	300	2186.5	2486.5	2366.1	120.4	2,49	2,50
Essai 2	300	2186.5	2486.5	2368	118.5	2.53	
Essai 3	300	2186.5	2486.5	2366,9	119.6	2,50	

Tableau 2.7 : la masse volumique absolue de lœss finis

N <sup>o</sup> d'essai	Poids des agrégats secs P1(g)	Poids du récipient plein d'eau P2	$P_3 = P_1 + P_2$	Poids recipient + agrégats+ eau P4	Volume des agrégats V = $P_3 - P_4$	Masse volumique absolue $P1/V$	La Moyenne (g/cm <sup>3</sup> )
Essai 1	300	2186.5	2486.5	2371	115.5	2,59	2.59
Essai 2	300	2186.5	2486.5	2371.9	114,6	2.61	
Essai 3	300	2186.5	2486.5	2371	115,5	2,59	

Les résultats montrent que le lœss de Finis présente une masse volumique apparente légèrement plus faible que celui de Sebseb, traduisant une structure plus lâche ou moins dense à l'état sec. En revanche, sa masse volumique absolue est plus élevée, ce qui reflète probablement une composition minéralogique plus dense ou moins poreuse. Ces différences peuvent avoir un impact significatif sur le comportement géotechnique de chaque type de lœss, notamment en termes de portance et de compacité.

#### II.2.1.4 Equivalent de sable "NFP 18 501"

Le test de l'équivalent de sable permet d'évaluer la propreté d'un sol, en mesurant la proportion relative de fines argileuses par rapport aux particules sableuses. Plus, la valeur d'équivalent de sable est élevée, plus le sol est propre et moins il contient de particules argileuses susceptibles d'affecter sa stabilité ou sa compacité. Les résultats sont présentés dans les Tableaux 2.8-9

Tableau 2.8 : équivalente de sable de lœss sebseb.

	Essai 1	Essai 2
H 1 cm	12.1	12.9
H 2 cm	3.9	3.8
ES %	32.23	29.54
ES moyenne %	30.84	

Tableau 2.9 : équivalente de sable de loess finis.

	Essai 1	Essai 2
H 1 cm	16.8	16.6
H 2 cm	6.1	5.6
ES %	36.1	33.73
ES moyenne %	35.015	

### II.2.1.5 Densités spécifiques des grains solides (pycnomètre)

Le poids volumique des grains du sol c'est le rapport du poids du matériau sec contenu dans Une certaine quantité de sol au volume des grains du sol.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

Avec :

$W_s$  : Le poids des grains solides ;

$V_s$  : Volume des grains solide.

Le matériel requis pour la détermination de ce paramètre est constitué d'un pycnomètre, d'une étuve de 60° à 105°C et d'une balane de précision.

La formule utilisée pour calculer le poids spécifique est :

$$\rho_s = \frac{(M_1 - M_0) \cdot \rho_w}{M_3 + M_1 - M_0 - M_2} \quad (g/cm^3)$$

$M_0$  : Masse de pycnomètre

$M_1$  : Masse de (pycnomètre + grains solides)

$M_2$  : Masse de (pycnomètre + grains solides + eau)

$M_3$  : Masse de (pycnomètre+ eau).

$\rho_w = 0.9978 \text{ g/cm}^3$  pour une température de 22°.

Les valeurs des densités spécifiques des grains solides pour les sols testés sont Présentées aux tableaux :

Tableau 2.10 : densités spécifiques des grains solides.

Sol	M0	M1	M2	M3	(g/cm <sup>3</sup> )
<b>Finis</b>	2190.20	2490.2	2371	2186.5	2.59
<b>Sebseb</b>	2190.20	2490.2	2366.1	2186.5	2.50

### II.2.1.6 L'essai de teneur en eau et densité des sols

Les résultats de l'essai sont présentés sur le tableau

Tableau 2.11 : Les résultats de l'essai de teneur en eau et densité des sols

Sol	Finis	Sebseb
<b>w (%)</b>	1.11	0.38
<b><math>\rho</math> (g /cm<sup>3</sup>)</b>	2.1	2.01
<b><math>\rho_d</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	2.07	2.00

### II.2.1.7 Valeur de bleu methylene

La valeur de bleu de méthylène à la tâche permet d'évaluer l'argilosité d'un sol en mesurant indirectement la surface spécifique des particules fines par adsorption d'une solution colorée. Elle indique la quantité et la qualité d'argile présente, en exprimant la quantité de bleu de méthylène absorbée par 100 g de fines (fraction 0/2 mm). Qui est donnée par la formule :

$$VBS = V/M.$$

V : Volume du bleu méthylène injecté.

M : Masse de l'échantillon.



Figure 2.7 : Appareillages de l'essai

Les valeurs du VBS des sols sont présentées sur le tableau

Tableau 2.12 : Valeurs du VBS des sols testés

Sol	Finis	Sebseb
<b>VBS(%)</b>	2.64	0.28

Selon ces valeurs sol de finis est classé comme sol limoneux argileux peu plastique et sol de sebseb sol sableux.

### II.2.1.8 Essai de carbonate $\text{CaCO}_3$ , "NF P 15-461 "

La mesure d'argilosité et le pourcentage de calcaire de l'échantillon utilisé. L'appareil utilisé est le calcimètre (figure 3.6), le mode Opérateur est

- Peser 1g de l'échantillon.
- Mettre l'échantillon dans l'appareil calcimètre et ajouter 10ml acide chloridrique.
- On note la lecture et on déduit la teneur en carbonates  $\text{CaCO}_3$  de l'échantillon.



Figure 2.8 : Appareil calcimètre



Figure 2.9 : La couleur des deux échantillons est devenue rose après la réaction.

Les pourcentages des  $\text{CaCO}_3$  des sols sont présentés sur le tableau suivant

Tableau 2. 13 : Valeurs des  $\text{CaCO}_3$  des sols

Sol	Finis	Sebseb
$\text{CaCO}_3(\%)$	19	10

Tableau 2.14 : Propriétés géotechniques des sols

sol Caractéristique	Finis	sebseb
$\gamma$ (KN/ m <sup>3</sup> )	20.6	17
$\gamma_d$ (KN/ m <sup>3</sup> )	20.5	18
$\omega\%$	1.11	0.38
$\omega$ sat %	9.65	10
$\omega$ opt %	10.2	8.1
$\gamma_{dmax}$ (KN/m <sup>3</sup> )	1.99	2.02
Gs	2.7	2,68
e	0.25	0.25
n %	20.07	20
Sr %	11.52	3.80
$\omega_l$	25.99	19.46
$\omega_p$	17.12	16.3
Ip	8.87	3.16
Ic	2.6	6.03
VBS%	2.64	0.28
CaCo3%	19	10

### II.3 Fibres utilisées

Le textile est le nom d'une matière plastique de type polyamide utilisée généralement comme fibre textile dans la fabrication de pneus. Le nylon provient du processus d'extraction par aspiration après séparation. Notre système d'extraction par aspiration permet d'obtenir deux qualités de fibre textile constantes dont l'une avec un taux de charge en caoutchouc d'environ 50 % de la masse totale. La fibre textile est à son tour recyclée pour être valorisée sous forme de granulés destinés à la fabrication de nouveaux produits textiles.

### II.3.1 Origine de fibres

Fibre de textile issue de recyclage d'un mélange de pneumatique usagé non réutilisable de différentes catégories (VL, PL). Le poids de fibre textile n'excède pas 6 du poids total de pneu qu'il s'agisse de pneu VL ou PL.

### II.3.2 Qualité et composition

Le système d'extraction permet d'obtenir deux qualités constantes de fibres textiles, dont une avec environ 50 % de charge en caoutchouc par masse totale. Cela signifie que ces fibres contiennent encore une part de caoutchouc résiduel, ce qui peut influencer leur valorisation.

### II.3.3 Valorisation

Ces fibres textiles sont recyclées et valorisées sous forme de granulés destinés à la fabrication de nouveaux produits textiles ou autres applications industrielles. Leur réutilisation contribue à la réduction des déchets et à l'économie circulaire dans le secteur du recyclage des pneus.



Figure 2.10 : fibres de textiles

### II.3.4 Masse volumique des fibres

Les résultats de l'essai sont présentés dans le tableau 2.15

Tableau 2.15 : la masse volumique absolue des fibres.

N° d'essai	1	2	3
<b>Poids des fibres secs (g)</b>	30	30	30
<b>Poids de pycnomètre (g) M0</b>	2120.20	2120.20	2117.15
<b>Poids de (pycnomètre +fibres) (g) M1</b>	2150	2150.2	2200.15
<b>Poids de (pycnomètre +fibres + eau) (g) M2</b>	2157.8	2153.4	2107.14
<b>Poids de (pycnomètre +eau) (g) M3</b>	2185.5	2187.3	2185
<b>Masse volumique absolue (g/cm<sup>3</sup>)</b>	0.51	0.50	0.52
<b>la moyenne (g/cm<sup>3</sup>)</b>	0.51		

## II.4 Méthodologie de renforcement

Pour étudier l'effet des fibres sur les propriétés mécaniques du sol, nous avons préparé des mélanges de sol argileux en ajoutant des fibres aux taux suivants : 0,25 %, 0,5 %, 0,75 % et 1 %. Ces pourcentages sont calculés par rapport à la masse sèche du sol. Afin d'assurer une bonne homogénéité du mélange, les fibres ont été incorporées progressivement pendant le malaxage du sol. Cette méthode permet d'obtenir un mélange de sol et de fibres aussi homogène que possible, garantissant ainsi une amélioration efficace des caractéristiques mécaniques du sol.

## II.5 Protocole d'essais de laboratoire

### II.5.1 Essais de compactage selon la norme " NF P94-093 "

Les caractéristiques de compactage Proctor d'un matériau sont déterminées à partir des essais dits Essai Proctor normal ou Essai Proctor modifié. Les deux essais sont identiques dans leur principe, seules diffèrent les valeurs des paramètres qui définissent l'énergie de compactage appliquée. Le principe de ces essais consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter, pour chacune des teneurs en eau, selon un procédé et une énergie conventionnelle. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérées, on détermine la masse volumique sèche du matériau et on trace la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau. D'une manière générale cette courbe, appelée courbe Proctor,

présente une valeur maximale de la masse volumique du matériau sec qui est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau. Ce sont ces deux valeurs qui sont appelées caractéristiques optimales de compactage Proctor normal ou modifié suivant l'essai réalisé.



Figure 2.11 : Matériels utilisés pour le compactage.

### II.5.2 Essais de cisaillement selon la norme" NF P 94 - 07 -1"

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement constituée de 2 demi-boîtes indépendantes. Le plan de séparation des 2 demi-boîtes constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette. Cet essai consiste à

Appliquer sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical ( $N$ ) maintenu constant pendant toute la durée de l'essai.

Produire après consolidation de l'éprouvette sous l'effort  $N$  un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan de séparation des 2 demi-boîtes en imposant un déplacement relatif de ces demi-boîtes à vitesse constante. ! Mesurer l'effort  $T$  de cisaillement correspondant.



Figure 2.12 : appareillage de l'essai (boite de cisaillement).



Figure 2.13 : éprouvette de sol sebseb avec fibre.

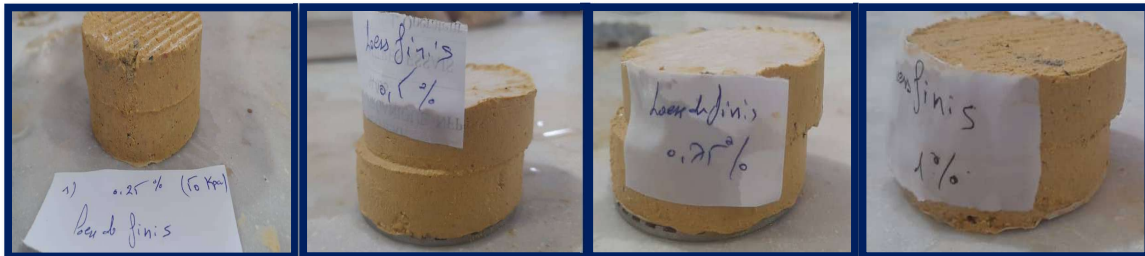


Figure 2.14 : éprouvette de sol finis avec fibre.

### II.5.3 Essai de portance CBR "NF P 94 – 078"

Le principe de l'essai de portance CBR (California Bearing Ratio), selon la norme NF P 94-078, consiste à mesurer la résistance d'un sol à la pénétration d'un piston cylindrique standardisé, afin d'évaluer sa capacité portante.

- Un échantillon de sol est compacté dans un moule selon des conditions normalisées (densité et humidité optimales, souvent issues d'un essai Proctor) pour simuler les conditions in situ.

- Le sol peut être testé immédiatement (CBR immédiat) ou après immersion dans l'eau pendant 4 jours (CBR après immersion) pour évaluer la résistance en conditions saturées.
- Un piston métallique de 50 mm de diamètre est enfoncé verticalement dans l'échantillon à une vitesse constante de 1,27 mm/min.
- La force nécessaire pour atteindre différentes profondeurs de pénétration (notamment 2,5 mm et 5 mm) est mesurée.
- L'indice CBR est calculé en comparant la force mesurée à celle requise pour pénétrer un matériau de référence standard (grave concassée), selon la formule :

$$\text{CBR} = \text{Force mesure} / \text{Force standard} \times 100.$$

### II.5.3.1 Exécution de l'essai

Il convient tout d'abord de choisir les différents ensembles de conditions d'état du sol (masse volumique sèche, teneur en eau, état de saturation), pour lesquels on veut réaliser l'essai.

Lorsque la dimension maximale des éléments du sol à étudier est inférieure à 20 mm, l'intégralité du sol est soumise à l'essai.

Si le sol contient des éléments supérieurs à 20 mm dans une proportion inférieure à 30 %, ils sont éliminés par tamisage. L'essai est alors réalisé sur la fraction restante.

Pour chaque ensemble de conditions d'état considéré, il convient de préparer, 5,5 kg minimum de matériau dans le cas où l'on recherche l'I.CBR immédiat ou l'IPI et 7 kg minimum de matériau dans le cas où l'on recherche l'I.CBR immersion.

On procède ensuite à la préparation du sol et au compactage dans les moules suivant les modalités décrites dans la norme NF P 94-093.

Dans le cas où l'on détermine l'I.CBR immersion, la teneur en eau de confection de l'éprouvette est déterminée à partir du surplus de matériau, selon une des méthodes normalisées.

Le moule contenant l'éprouvette est ensuite désolidarisé de sa plaque de base, retourné pour que la face supérieure de l'éprouvette se retrouve en contact avec l'embase. Celle-ci est alors à nouveau solidarisée avec le moule. Procéder à l'extraction du disque d'espacement puis à l'exécution du poinçonnement ou à la mise en immersion selon l'indice recherché.



Figure 2.15 : CBR imbibé de lœss sebseb avec des fibres.



Figure 2.16 : CBR imbibé de lœss finis avec des fibres.

## II.5.4 Essai de compression

### II.5.4.1 Principe de l'essai

L'essai de compression simple consiste à appliquer une charge axiale croissante sur un échantillon cylindrique de sol, sans aucune contrainte latérale, jusqu'à sa rupture. Ce test permet d'évaluer la résistance mécanique d'un sol cohérent, en particulier des argiles saturées. La contrainte appliquée est calculée à partir de la formule

$$\sigma = \frac{F}{S}$$



Figure 2.17: Essais de compression uniaxiale, presse et aspect des éprouvettes

### II.5.5 Essais d'affaissement œdométrique

Les essais de compressibilités sont réalisés dans des moules œdométriques. Un bâti permettant d'appliquer les pressions de chargement sur les éprouvettes.

Une cellule dans laquelle l'éprouvette est placée ; la cellule œdométrique, est en matériaux inertes chimiquement vis-à-vis de l'éprouvette et des fluides qu'elle contient, et elle comporte les éléments suivants :

- Une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette du sol, sa hauteur est 20mm, Diamètre intérieur (70mm).

- Deux pierres poreuses assurent le drainage de l'éprouvette.
- Un piston coulissant à l'intérieur de l'anneau et venant charger l'éprouvette.
- Un réservoir d'eau dans lequel l'ensemble précédent est immergé pour permettre d'effectuer des essais sur des éprouvettes saturées et non saturées.
- Un système de mesure permettant de connaître les variations de hauteur de l'éprouvette en fonction du temps.

### II.5.5.1 Procédure et réalisation de l'essai œdométrique (Affaissabilité du sol)

Selon Jennings et Knight (1975), l'essai œdométrique de type collapse permet d'évaluer le potentiel d'effondrement des sols à structure instable, comme les loëss. L'essai consiste à appliquer une contrainte verticale constante sur un échantillon sec, puis à le saturer brusquement. Si le sol est effondrable, il subit une déformation verticale soudaine. Le taux d'effondrement est exprimé par la formule

$$I_c = (\Delta h/h_0) \times 100$$

où  $\Delta h$  est la diminution de hauteur après saturation et  $h_0$  la hauteur initiale. Un taux élevé indique un sol à risque en cas d'humidification rapide.

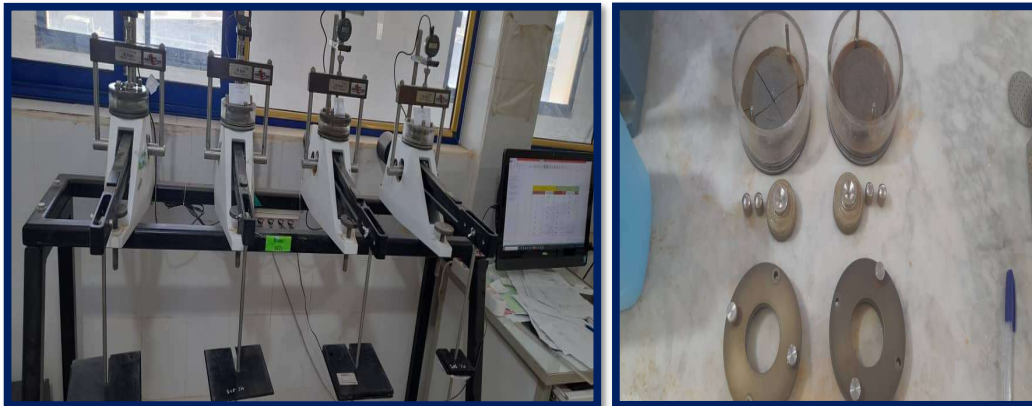


Figure 2.18 :La cellule œdométrique .

## CONCLUSION

Cette étude expérimentale a permis de caractériser les sols loessiques de la région de Ghardaïa (Finis et Sebseb) à travers une série d'essais géotechniques (granulométrie, plasticité, masse volumique, VBS,  $\text{CaCO}_3$ ) et mécaniques (CBR, compression, cisaillement). Les résultats montrent que ces sols présentent une faible plasticité, une granulométrie étalée et une composition variable en fines argileuses et carbonates. L'ajout progressif de fibres recyclées issues de pneus a permis d'améliorer significativement les propriétés mécaniques, notamment la portance et la résistance à la compression. Cette approche de renforcement par fibres s'inscrit dans une démarche durable et offre une solution efficace pour stabiliser les sols sensibles à l'effondrement dans les zones arides.



---

**CHAPITRE III**  
***RESULTATS ET***  
***DISCUSSION***

---



### III INTRODUCTION

Après la présentation des essais préliminaires et la procédure de chaque essai (matériels utilisés avec les modes opératoires et résultats).

Nous abordons dans ce chapitre les résultats des essais principaux, qui sont arrangés dans trois parties :

La première partie s'appuie sur les données de consistance des sols et les résultats des essais œdométriques afin d'évaluer la susceptibilité à l'affaissement. Les essais de compressibilité sont présentés pour estimer le potentiel d'affaissement des échantillons. Les courbes œdométriques, établies selon différents paramètres, permettent de visualiser l'influence de chacun sur ce phénomène.

#### III.1 Résultats et interprétation des essais principaux

##### III.1.1 Classification des selon les paramètres de consistance

D'après l'étude d'Ayadat (1999), un sol est susceptible à l'affaissement si au moins, l'un des critères suivants est vérifié.

- L'activité  $AC = IP / (\%pf < 2\mu m) < 1$ ,
- L'indice de liquidité  $IL = (W_0 - WP) / IP < 0$ ,
- L'indice de plasticité  $IP = WL - WP < 20$ ,
- L'indice de consistance  $IC = (WL - W_0) / IP > 1$ ,
- L'indice de maniabilité  $IW = W_0 / IP > 1$

Les résultats du tableau 3.1 indiquent que les sols étudiés présentent une susceptibilité à l'affaissement, avec quatre critères sur cinq vérifiés pour les deux échantillons. Ces observations confirment les travaux d'Ayadat et al. (1999) et d'Abbech (2007). Il est également souligné que la consistance des sols dépend principalement de leur teneur en eau initiale.

Tableau 3.1 : Caractéristiques de consistance des sols.

Sol	Finis	Sebseb
w <sub>0</sub>	1.11	0.38
AC	0.52	0.19
IP	8.87	3.16
IL	-1.6	-5.03
IC	2.6	6.03
IW	0.125	0.120

### III.1.2 Essais de compactage

Le principe de cet essai consiste à compacter le matériau à différentes teneurs en eau selon un processus et une énergie donnée. Pour chaque teneur en eau, on mesure la masse volumique humide et on détermine la masse volumique sèche du matériau.

Les résultats des paramètres de l'essai Proctor modifié pour les deux échantillons naturels sans traitement sont présentés

- **Læss de sebseb**
  - $\gamma_d = 2.02$  (g/cm<sup>3</sup>)
  - $W_{opt} = 8.1\%$ .

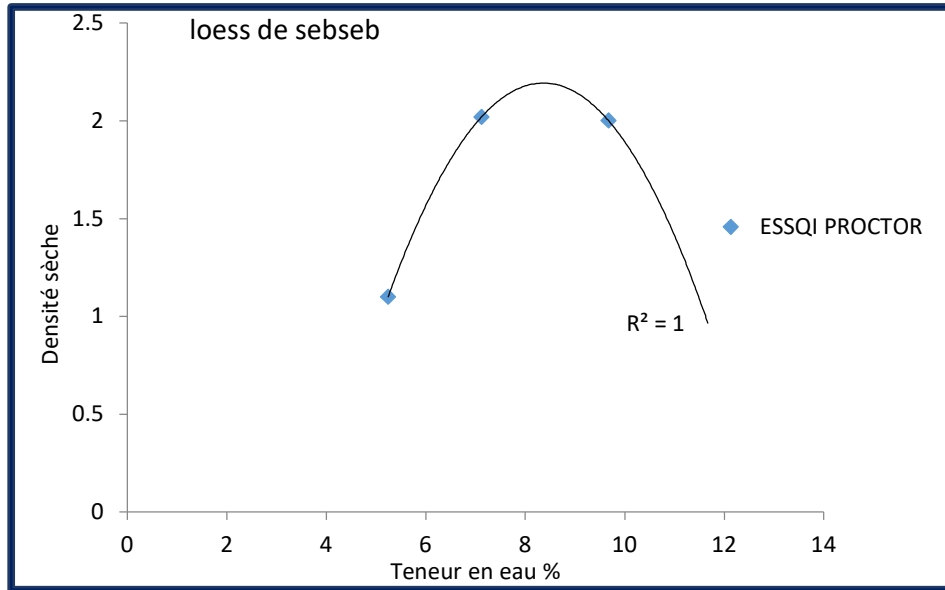


Figure 3.1 : Courbe Proctor pour lœss de sebseb.

➤ lœss de finis

- $\gamma_d = 1.99 \text{ (g/cm}^3\text{)}$
- $\omega_{opt} = 10.2\%$

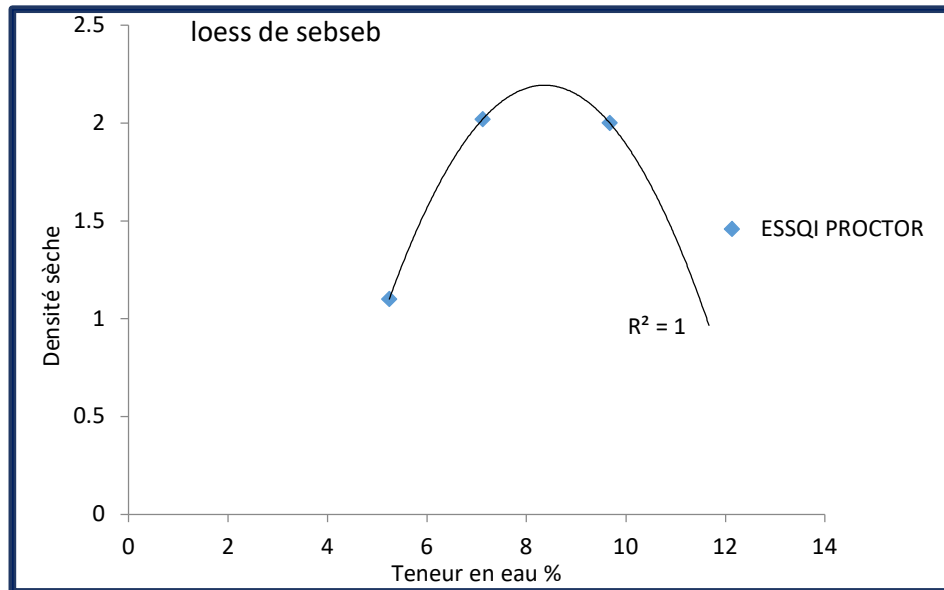


Figure 3.2 : Courbe Proctor pour lœss de finis.

### III.1.3 Essais de cisaillement

Cette section présente et interprète les résultats des essais de cisaillement direct réalisés sur les deux échantillons avant et après le traitement.

On a préparé des échantillons avec teneur en eau optimale constant à des teneurs en fibres différentes (0.25% ; 0.5% ; 0.75% ; 1%) :

#### ➤ lœss de sebseb

La figure (3.3) présente les courbes intrinsèques du lœss de sebseb avec les différentes teneurs en fibres.

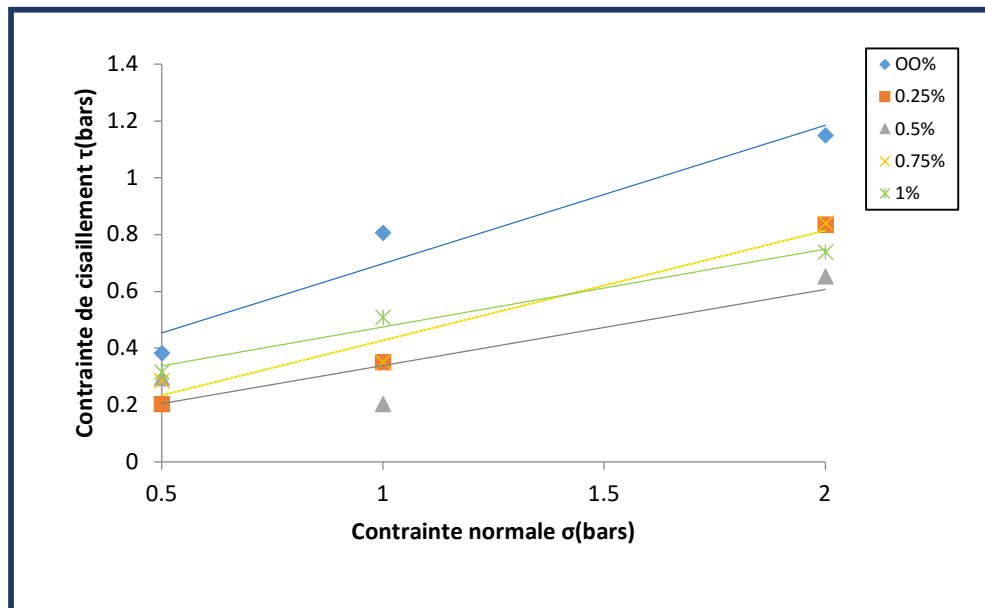


Figure 3.3 : Les valeurs des contraintes de cisaillement avec la variation de la teneur en fibre (sebseb).

Pour la contrainte  $\sigma = 0.5$  bars la résistance au cisaillement du lœss de finis varie de 0.204 bars à 0.382 bars.

Pour la contrainte  $\sigma = 1$  bars la résistance au cisaillement du lœss de finis varie de 0.204 bars à 0.806 bars.

Pour la contrainte  $\sigma = 2$  bars la résistance au cisaillement du lœss de finis varie de 0.652 bars à 1.149.

➤ **lœss de finis**

La figure (3.4) présente les courbes intrinsèques du lœss de finis avec les différentes teneurs en fibres.

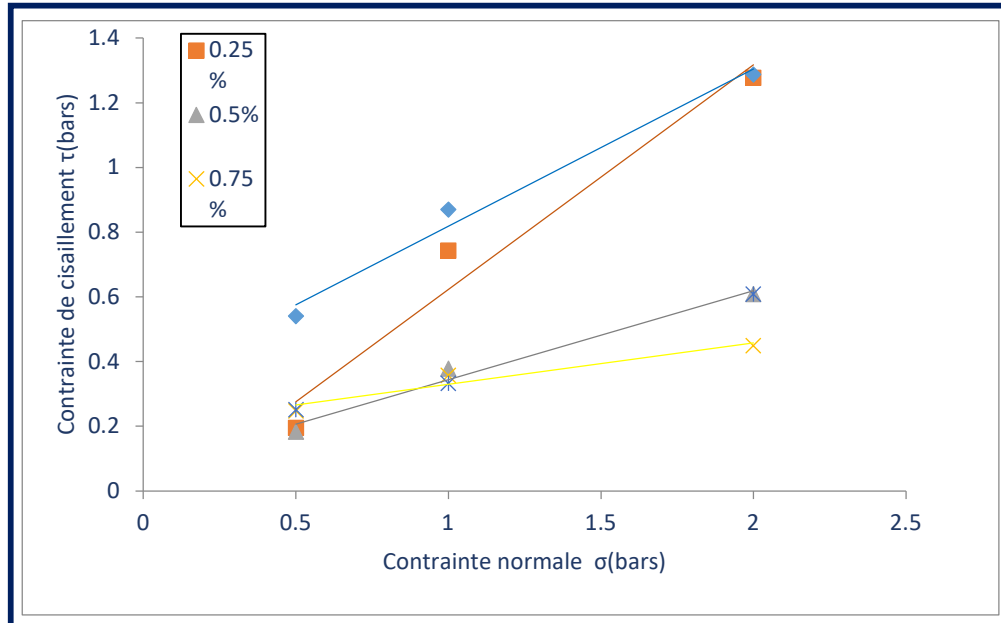


Figure 3.4 : Les valeurs des contraintes de cisaillement avec la variation de la teneur en fibre (Finis).

Pour la contrainte  $\sigma = 0.5$  bars la résistance au cisaillement du lœss de finis varie de 0.184 bars à 0.541 bars.

Pour la contrainte  $\sigma = 1$  bars la résistance au cisaillement du lœss de finis varie de 0.332 bars à 0.87 bars.

Pour la contrainte  $\sigma = 2$  bars la résistance au cisaillement du lœss de finis varie de 0.449 bars à 1.287.

### III.1.3.1 Effet des fibres textiles sur l'angle de frottement interne

La résistance au cisaillement des lœss est principalement fonction du frottement interarticulaire, et l'angle de frottement interne, déterminé expérimentalement, est un paramètre clé pour évaluer leur comportement mécanique.

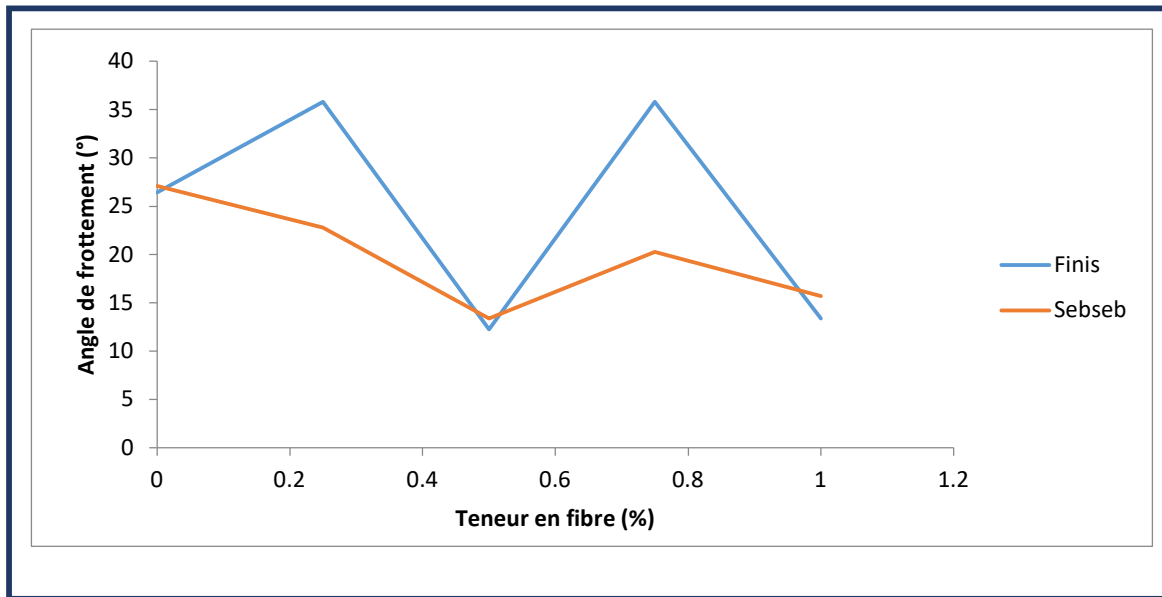


Figure 3.5 : Variation de l'angle de frottement en fonction de la teneur en fibre.

Tableau 3.2 : La variation d'angle de frottement de l'ess (finis et sebseb).

Pourcentages des fibres du textile (%)	L'angle de frottement $\phi$ (°)	
	Finis	Sebseb
<b>0</b>	26.44	27.08
<b>0.25</b>	35.80	22.8
<b>0.5</b>	12.26	13.38
<b>0.75</b>	35.80	20.30
<b>1</b>	13.38	15.71

### ➤ Analyse de résultat

Le comportement du lœss de Finis renforcé par fibres est non linéaire. Une amélioration notable de la résistance est observée à 0,25 % et 0,75 % de fibres, avec un angle de frottement de 35,80°. En revanche, à 0,5 % et 1 %, l'angle chute fortement, indiquant un excès de fibres nuisant à la structure du sol. Le taux optimal se situe donc autour de 0,25 % ou 0,75 % et pour le lœss de Sebseb la courbe présente une diminution globale de l'angle de frottement avec l'ajout de fibres textiles. Après une baisse modérée à 0,25 %, l'angle chute fortement à 0,5 %, puis remonte légèrement à 0,75 % avant de redescendre à 1 %. Ces variations indiquent que les fibres perturbent la structure du sol, avec un effet globalement négatif sur sa résistance.

A base des résultats trouvés on peut remarquer que

- Les fibres n'ont pas un effet uniforme : leur efficacité dépend du pourcentage utilisé et de la nature du sol.
- Finis réagit mieux aux fibres que Sebseb, mais seulement à certains dosages (0.25 % et 0.75 %).
- Un excès de fibres (> 0.75 %) peut provoquer une baisse significative de l'angle de frottement à cause de l'effet de lubrification ou de désorganisation interne.

#### III.1.3.2 Effet des fibres textiles sur la cohésion pour les deux lœss

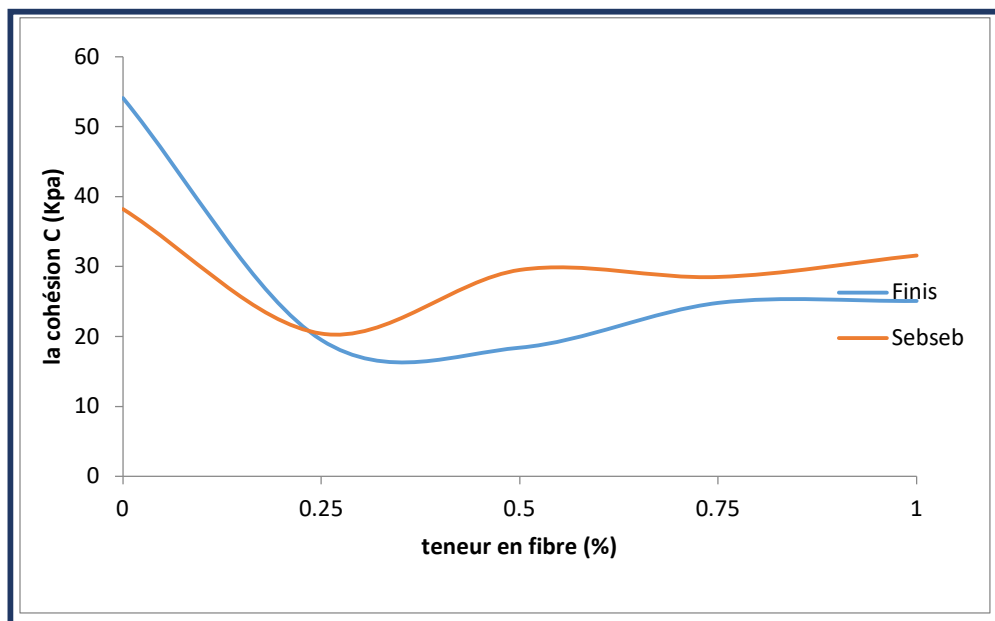


Figure 3.6 : Variation de la cohésion en fonction de la teneur en fibre.

Tableau 3.3 : La variation de la cohésion de lœss (finis et sebseb).

Pourcentages des fibres du Textile(%)	La cohésion (Kpa)	
	Finis	Sebseb
0	54.1	38.2
0.25	19.5	20.4
0.5	18.4	29.5
0.75	24.8	28.5
1	25.1	31.6

➤ **Analyse de résultat**

L'ajout de fibres textiles entraîne une baisse initiale de la cohésion pour les deux types de lœss (Finis et Sebseb). Cette baisse est marquée jusqu'à environ 0.25 % de teneur en fibres, probablement due à une perturbation de la structure du sol. Au-delà de ce seuil, une légère augmentation ou stabilisation de la cohésion est observée, ce qui peut être attribué à une réorganisation des grains du sol autour des fibres.

### III.1.3.3 Effet de fibre sur la résistance de cisaillement

➤ **Lœss de sebseb**

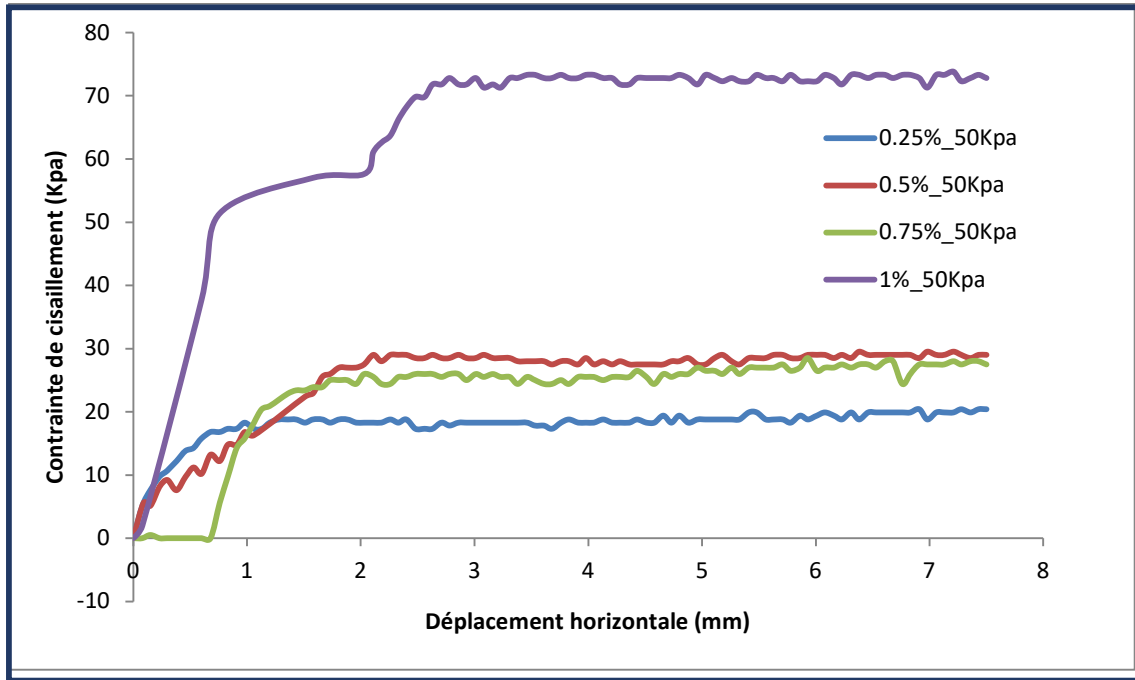


Figure 3.7 : Effet de fibre sur la résistance au cisaillement du lœss de sebseb ( $\sigma_n=50\text{KPa}$ )

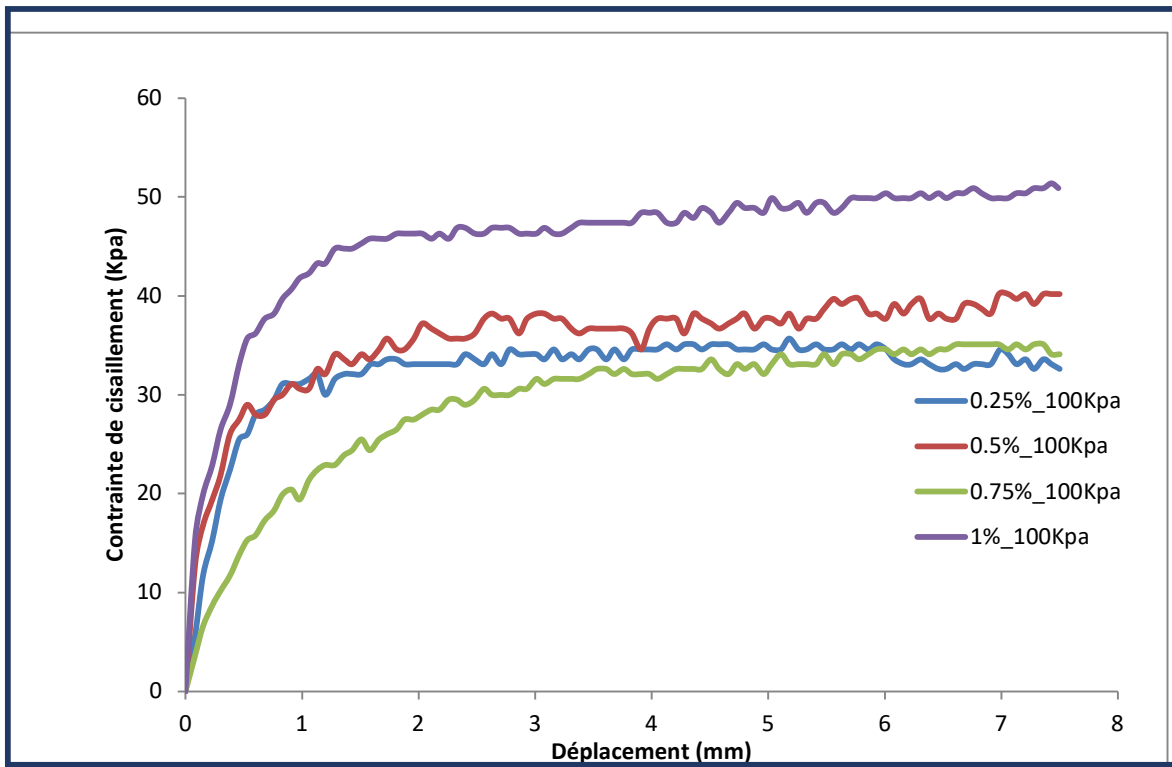


Figure 3.8 : Effet de fibre sur la résistance au cisaillement du lœss de sebseb ( $\sigma_n=100\text{KPa}$ )

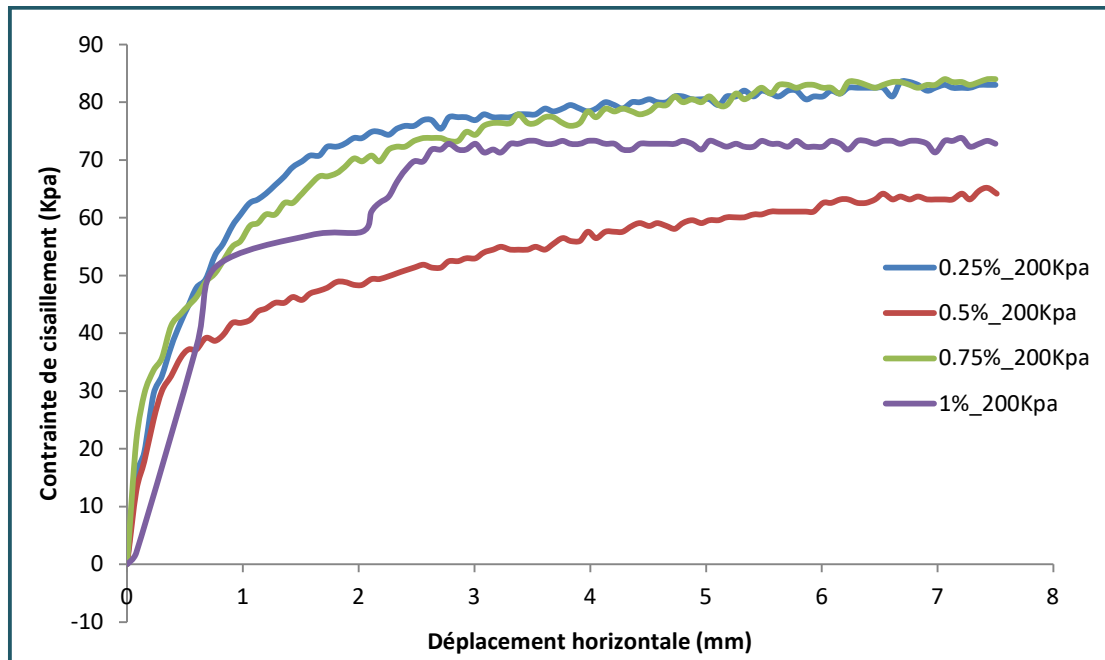


Figure. 3.9 : Effet de fibre sur la résistance au cisaillement du lœss de sebseb ( $\sigma_n=200\text{KPa}$ )

#### ➤ Analyse de résultats

L'ajout de fibres augmente globalement la résistance au cisaillement du sol.

Plus le taux de fibres est élevé, plus la résistance au cisaillement augmente.

L'effet de l'ajout de fibres est plus significatif sous des contraintes normales plus élevées.

**$\sigma_n = 50 \text{ kPa}$**  : À faible contrainte normale, l'augmentation du taux de fibres n'améliore que légèrement la résistance au cisaillement, qui atteint rapidement un plateau (30–40 kPa).

Cela s'explique par une pression de confinement insuffisante pour mobiliser pleinement l'effet renforçant des fibres.

**$\sigma_n = 100 \text{ kPa}$**  : On observe une augmentation plus marquée de la résistance avec les fibres, en particulier à partir de 0.5% à 1%. Le pic de contrainte de cisaillement est plus élevé qu'à 50 kPa.

**$\sigma_n = 200 \text{ kPa}$**  : À haute contrainte normale, la résistance au cisaillement augmente nettement avec le taux de fibres, en raison d'une mobilisation efficace des fibres qui renforcent la structure du sol en limitant les déplacements internes.

A base des résultats trouvés on peut remarquer que

- Le renforcement par fibres est plus efficace à mesure que la contrainte normale augmente.
- L'ajout de 0,75% à 1% de fibres semble optimal pour améliorer la résistance au cisaillement du lœss de Sebseb.
- Le comportement général indique que les fibres jouent un rôle de renforcement mécanique en assurant une cohésion supplémentaire entre les particules du sol, en particulier sous des charges plus élevées.

➤ Lœss de finis

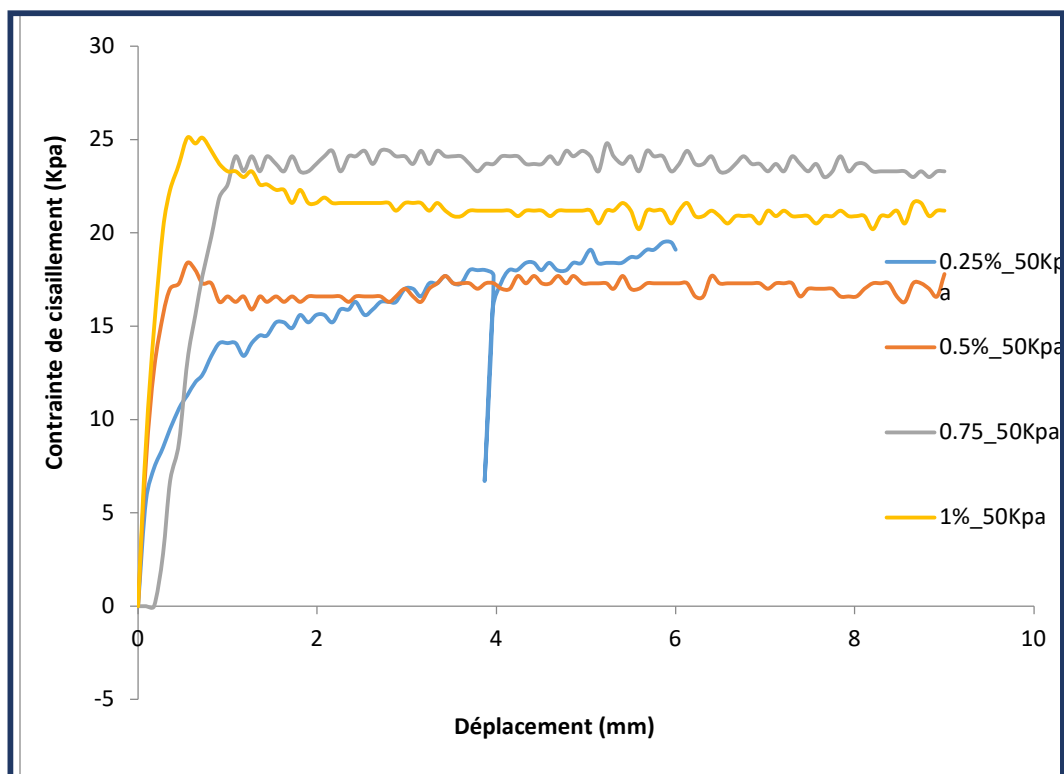


Figure 3.10 : Effet de fibre sur la résistance au cisaillement du lœss de finis ( $\sigma_n=50\text{KPa}$ )

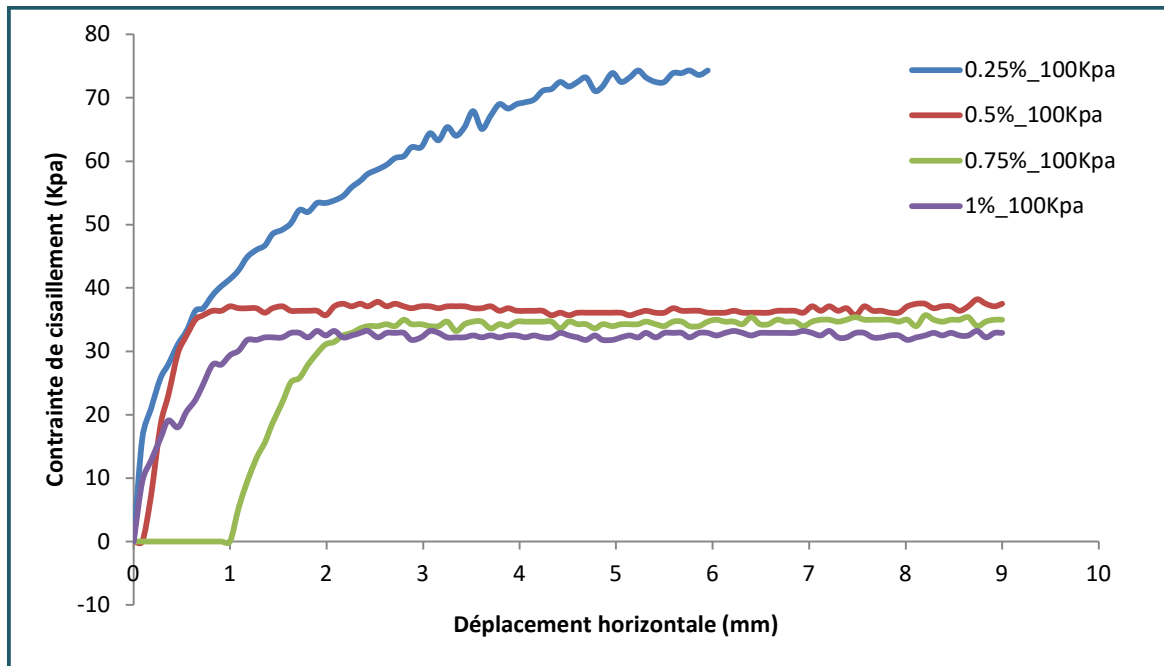


Figure 3.11 : Effet de fibre sur la résistance au cisaillement du loess de finis ( $\sigma_n=100\text{KPa}$ )

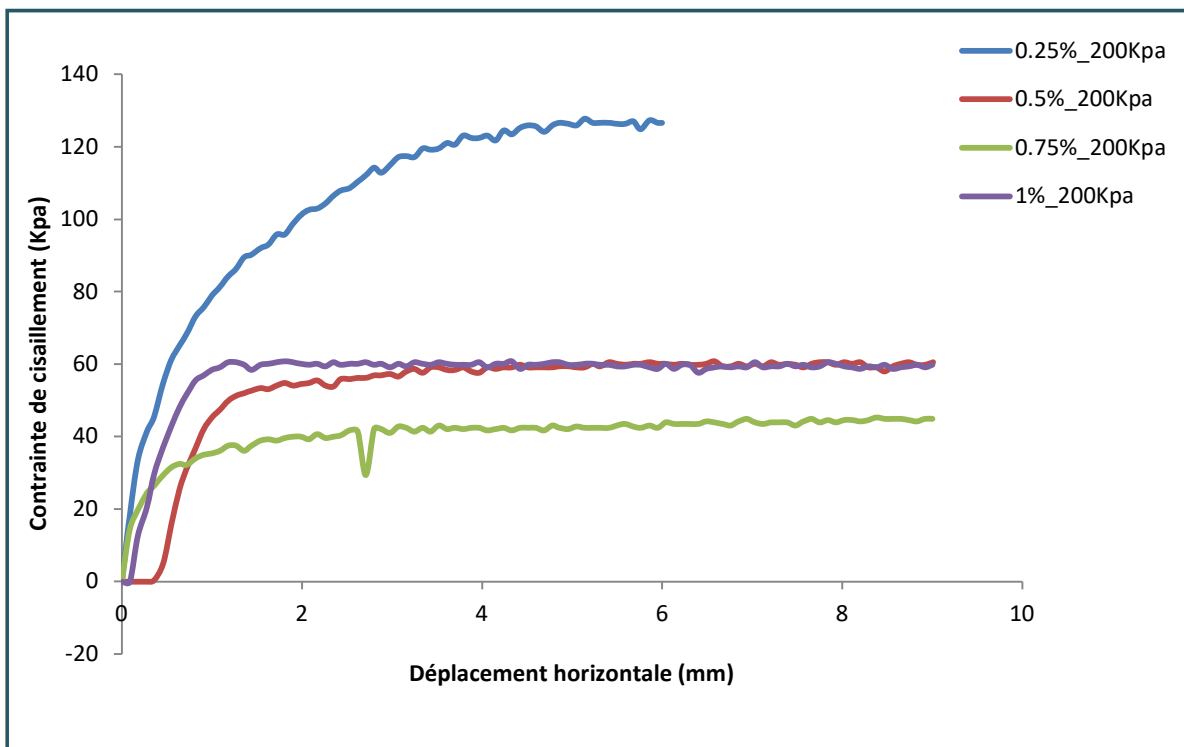


Figure 3.12 : Effet de fibre sur la résistance au cisaillement du loess de finis ( $\sigma_n=200\text{KPa}$ )

➤ **Analyse de résultats**

La contrainte de cisaillement augmente modérément avec le déplacement jusqu'à un palier stable.

Les teneurs 0.25 % et 0.75 % donnent les meilleures résistances (21-23 kPa).

À 1 %, la résistance diminue légèrement (19 kPa) → surcharge de fibres perturbant la structure.

À 0.5 %, une anomalie (baisse brusque) indique probablement un glissement local ou une défaillance ponctuelle.

$\sigma_n = 50 \text{ kPa}$  : La résistance augmente avec l'ajout de fibres jusqu'à un seuil optimal (0.75 %). Une teneur excessive (1 %) peut diminuer l'efficacité.

$\sigma_n = 100 \text{ kPa}$  : 0.25 % de fibres est optimal ici. Des teneurs plus élevées semblent diminuer la capacité de mobilisation des contraintes de cisaillement.

$\sigma_n = 200 \text{ kPa}$  : Le renforcement par 0.25 % de fibres reste optimal même à des contraintes élevées. Des taux supérieurs sont inefficaces, voire néfastes.

A base des résultats trouvées on peut remarquer que :

- Le renforcement du loess de Finis par fibres textiles est efficace à faible et moyenne teneur (0.25 %).
- Une teneur trop élevée en fibres (> 0.5 %) diminue la résistance au cisaillement, probablement à cause :
  1. D'un excès de matière souple perturbant la structure porteuse.
  2. D'un effet lubrifiant ou de perte d'adhésion interne.
  3. L'efficacité des fibres diminue avec l'augmentation de la contrainte normale,

#### III.1.4 .Essais de portance (CBR)

Le principe général de l'essai consiste à mesurer les forces nécessaires pour enfoncer un poinçon cylindrique dans une éprouvette de matériau à une vitesse constante de 1,27 mm/min. Au cours de l'essai, une courbe effort-déformation est tracée à l'aide d'un anneau dynamométrique. Les forces correspondantes sont relevées pour des profondeurs d'enfoncement de 1,25 mm, 2 mm, 2,5 mm, 5 mm, 7,5 mm et 10 mm.

#### IV.2.4.1.L'essai C.B.R immédiat

Mesure la résistance au poinçonnement d'un sol compacté généralement à l'énergie Proctor Modifiée à sa teneur en eau à l'optimum Proctor  $W_{opt}= 10.2\%$  pour lœss de finis et  $W_{opt}= 8.1\%$  pour lœss de sebseb). En sus, dans la mesure où le matériau est support ou constituant d'une structure de chaussée, l'éprouvette de sol testé sera surchargée en tête par des disques annulaires représentant l'équivalent de la contrainte imposée par la chaussée sur la plate-forme.

#### III.1.4.1 Caractéristiques de poinçonnement Indice CBR immédiat en fonction de teneur en fibre pour les deux lœss

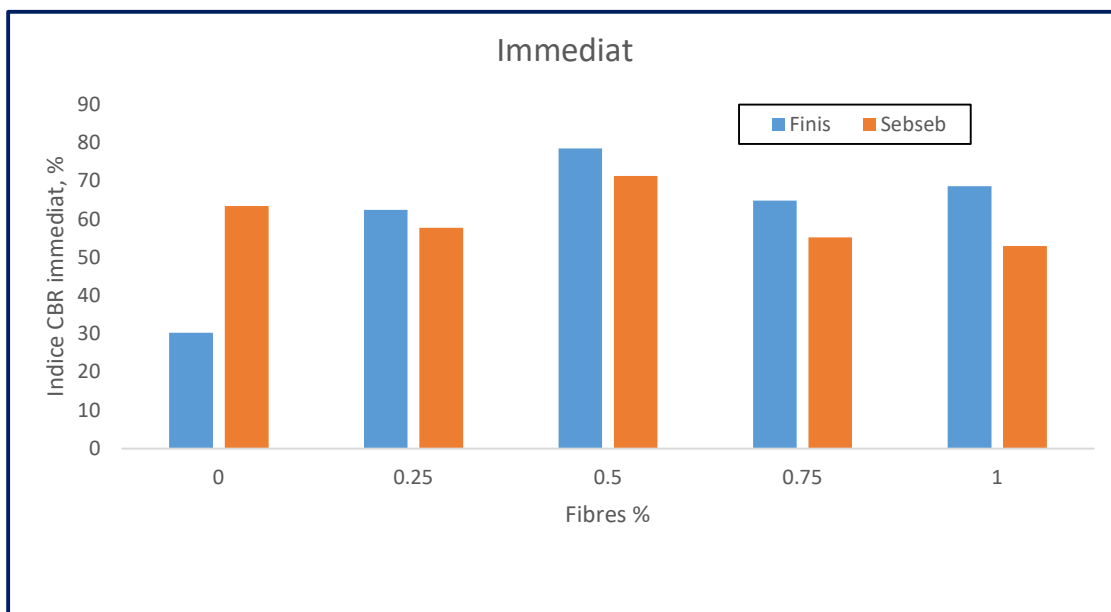


Figure 3.13 : la résistance de poinçonnement d'un lœss compacté à l'énergie de Proctor modifiée.

#### Analyse de résultats

On observe que l'ajout de fibres améliore la portance des deux sols jusqu'à une teneur optimale de 0,5 %, au-delà de laquelle les performances diminuent légèrement. Cette amélioration traduit une meilleure cohésion et résistance au poinçonnement grâce à la présence de fibres. Le lœss de Finis présente des valeurs d'indice CBR plus élevées que celles du lœss de Sebseb pour toutes les teneurs, ce qui suggère une meilleure interaction fibres-sol ou des propriétés mécaniques initiales plus favorables.

En conclusion, une teneur en fibres de 0,5 % permet d'optimiser la portance immédiate des lœss, avec une efficacité plus marquée pour le lœss de Finis.

### III.1.4.2 Caractéristiques de poinçonnement Indice CBR après immersion en fonction de teneur en fibre pour les deux lœss

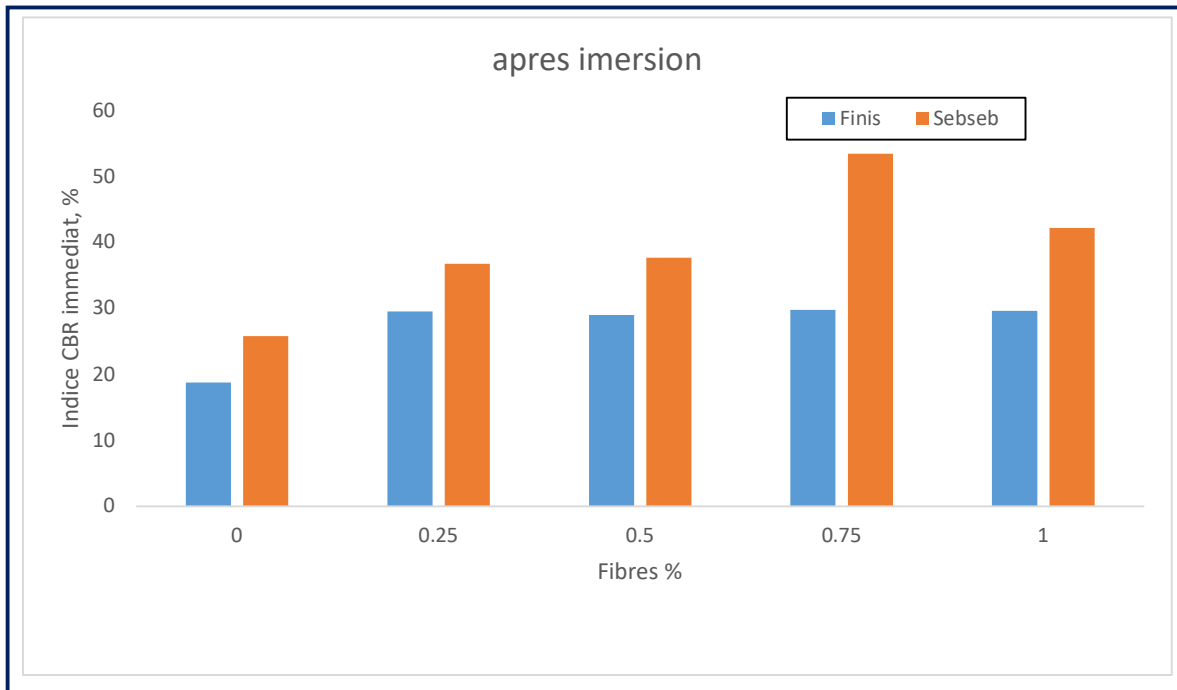


Figure.3.14 : l'évolution de la portance d'un lœss compacté a des variations de régime hydrique.

#### ➤ Analyse de résultats

Contrairement à la tendance observée à l'état sec, le lœss de Sebseb montre une nette amélioration de la portance avec l'augmentation de la teneur en fibres, atteignant un maximum à 0,75 %, ce qui indique une meilleure stabilité en milieu saturé. En revanche, le lœss de Finis présente une portance relativement stable et peu influencée par l'ajout de fibres après immersion. Globalement, l'ajout de fibres permet de limiter la perte de résistance due à l'humidité, avec une efficacité maximale à 0,75 % pour le lœss de Sebseb. Ces résultats montrent l'importance d'adapter la formulation des mélanges en fonction du comportement du sol sous conditions hydriques.

### III.1.5 Essais de Compression simple ou uni axiale

Résistance en compression uni axiale Dans cet essai, l'éprouvette, généralement cylindrique, est placée entre les plateaux d'une presse, et la force axiale est augmentée jusqu'à la rupture de

l'éprouvette. La valeur maximale  $F$  de la force permet de calculer la résistance en compression uni axiale  $R_s$  du sol :  $R_s = F/S$  avec  $S$  est la surface de la section de l'éprouvette.

#### IV.5.1.l'effet des fibres à la résistance de compression simple

##### ➤ Loess de sebseb

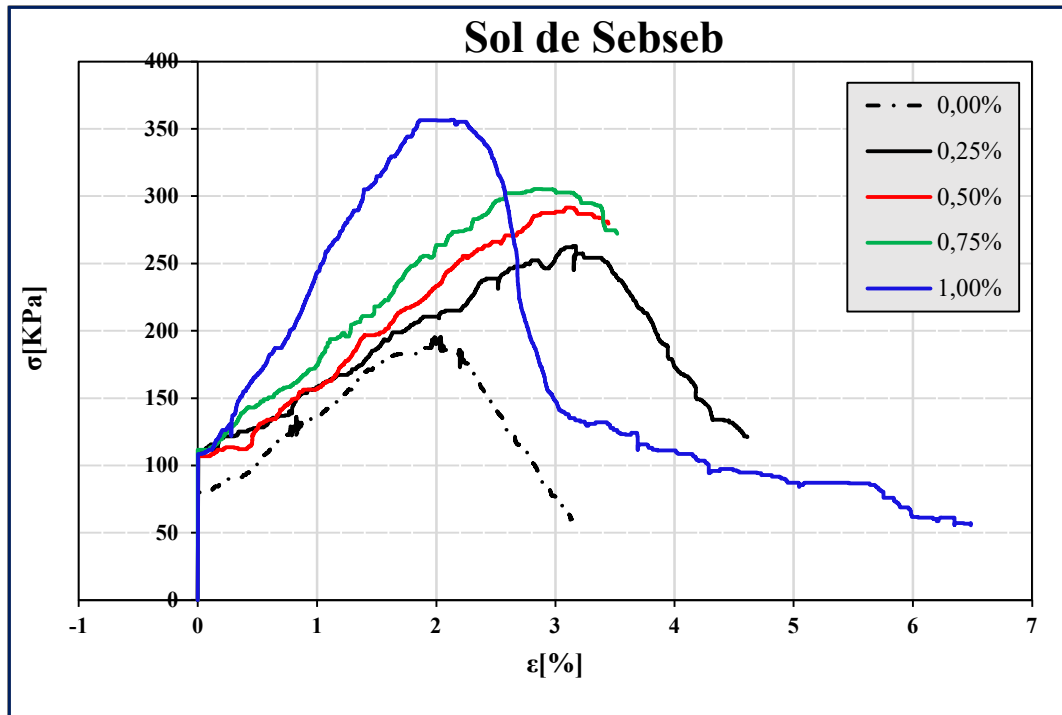


Figure 3.15 : Évolution de la Résistance Mécanique du Sol de Sebseb en Fonction du teneur en fibre.

##### ➤ Analyse de résultats

La contrainte maximale augmente avec le pourcentage jusqu'à 0,75%, puis diminue à 1,00%. La courbe à 1,00% montre une déformation plus importante avant de chuter, indiquant une ductilité accrue mais une résistance maximale plus faible.

#### Conclusion

Effet de l'additif : L'augmentation du pourcentage semble initialement améliorer la résistance des sols jusqu'à un certain point (0,75%), après quoi la résistance diminue légèrement.

➤ Lœss de finis

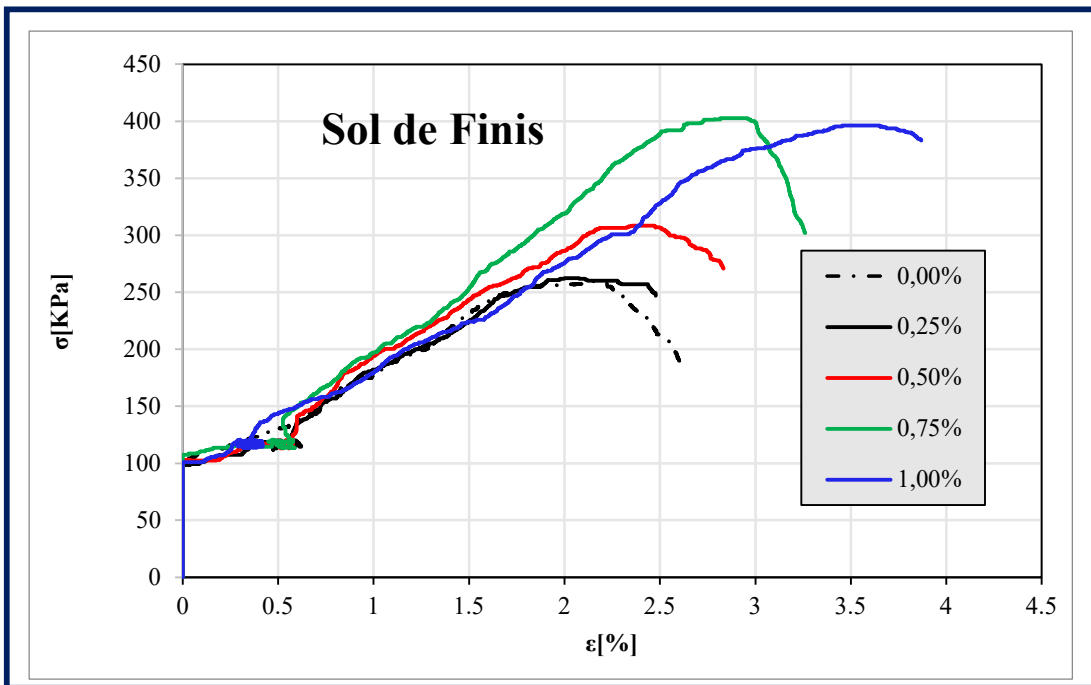


Figure.3.16 : Évolution de la Résistance Mécanique du Sol de finis en Fonction du teneur en fibre.

➤ Analyse de résultats

- La contrainte maximale augmente également avec le pourcentage, mais la courbe à 0,75% atteint la contrainte la plus élevée.
- La courbe à 1,00% montre une résistance élevée mais une déformation plus importante avant de diminuer.

### Conclusion

Effet de l'additif : L'augmentation du pourcentage semble initialement améliorer la résistance des sols jusqu'à un certain point (0,75%), après quoi la résistance diminue légèrement.

### III.1.6 Essais d'affaissement œdométrique

L'essai d'affaissement œdométrique a pour but de déterminer la compressibilité d'un sol en fonction de la contrainte verticale appliquée. Il permet également d'évaluer le potentiel de collapse (effondrement) d'un sol non saturé soumis à une saturation soudaine et une charge verticale.

Afin d'évaluer le comportement des sols traités avec des fibres de textile sous l'effet d'une augmentation de la contrainte verticale, des essais de compressibilité ont été réalisés en suivant la méthode de Jennings et Knight (1975).

Les essais ont d'abord été réalisés sur deux types de sols non traités. Par la suite, afin d'étudier l'effet du traitement choisi sur le comportement mécanique des sols, les échantillons ont été traité avec différentes teneurs en fibres textiles (0,25 %, 0,5 %, 0,75 % et 1 %), puis soumis à des essais au simple œdomètre.

### III.1.6.1 Résultats obtenus pour un sol naturel

Pour les sols non traités les résultats sont donnés au tableau (3.5) et représentés sur la figure (3.17).

Le potentiel d'effondrement (IC) du sol est calculé selon la formule :

$$I_c = C_p (\%) = \left[ \frac{\Delta e}{(1+e_0)} \times 100 \right] = \left[ \frac{\Delta h}{h_0} \times 100 \right] = I_e$$

où:

IC, CP = Potentiel d'effondrement. Quel que soit le niveau de contrainte, l'ampleur relative de l'effondrement du sol est déterminée en pourcentage,

Ie = Indice d'effondrement. À 200 kPa, la taille relative de l'effondrement a été calculée en pourcentage,

$\Delta e$  = Modification de l'indice de vide résultant du mouillage (déformation d'effondrement),

$e_0$  = Indice de vide initial,

$h_0$  = Hauteur initiale de l'éprouvette (mm)

$\Delta h$  = Modification de la hauteur de l'éprouvette suite au mouillage (mm).

Tableau 3.4 : Classification de l'indice d'effondrement.

Classification de l'indice d'effondrement, $I_c$	
<b><math>I_c</math> (%)</b>	Degré d'effondrement des échantillons
<b>0</b>	Aucune
<b>0.1 à 2.0</b>	Légère
<b>2.1 à 6.0</b>	Modérée
<b>6.1 à 10.0</b>	Modérément sévère
<b>&gt;10</b>	Grave

➤ Löss de sebseb

Tableau 3.5 : Résultats obtenus pour un sol non traité (Sebseb)

Courbe $e$ vs $\log(\sigma)$				
$\sigma$ (kPa)	Lectures 24 h (mm)	$\Delta H$ (cm)	$\Delta e$	$e$
			$\Delta e = \Delta H / H_s$	$e = e_0 - \Delta e$
<b>0,1</b>	0,000	0,000	0,000	2.3
<b>50</b>	2.489	0.2489	0.12445	2.176
<b>100</b>	2.573	0.2573	0.12865	2.172
<b>200</b>	3.323	0.3323	0.16615	2.134
<b>200</b>	6.918	0.6918	0.3459	1.955
<b>400</b>	7.105	0.7105	0.35525	1.945
<b>Potentiel d'effondrement <math>C_p</math></b>			5.42	

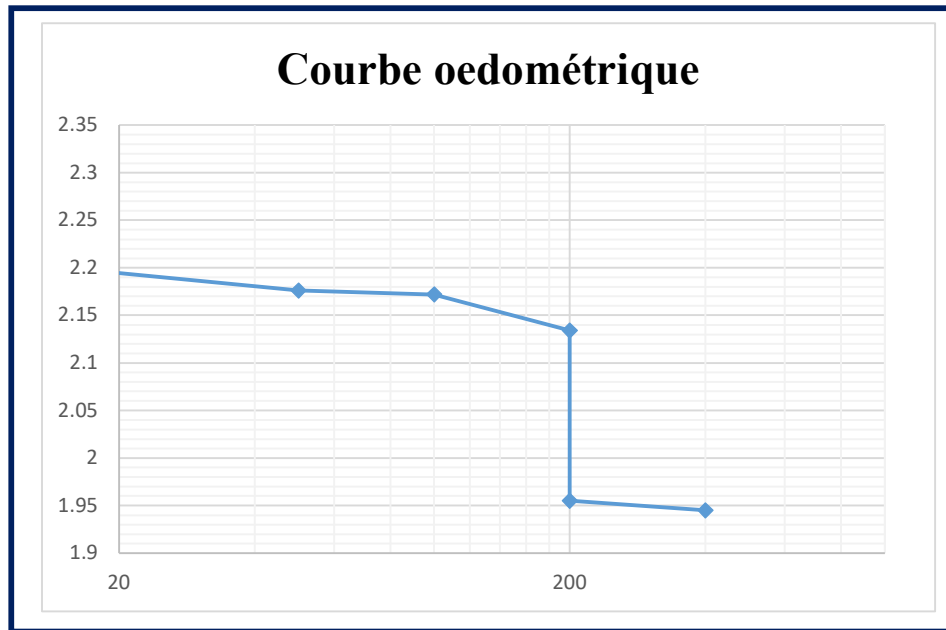


Figure 3.17 : Le potentiel d'effondrement pour un sol non traité.

#### ➤ Analyse de résultat

La courbe œdométrique montre une inflexion nette autour de 200 kPa :

- Avant 200 kPa : tassement faible et progressif, bonne stabilité relative.
- Au-delà de 200 kPa : tassement brutal → nécessite de prendre en compte un risque d'affaissement différé (par exemple en cas d'humidification soudaine).

Potentiel de collapsus ( $I_c = 5,42$ ) :

Ce potentiel est nettement supérieur à 1, ce qui confirme que le sol est fortement collapsible sous augmentation de charge ou sous effet de l'humidité.

Dans des sols de type lœssique, limoneux ou sableux lâches, de tels indices traduisent un risque important pour les fondations si les charges dépassent 200 kPa.

Des essais œdométriques ont été réalisés afin de mettre en évidence l'effondrement des deux sols étudiés et de comparer leurs comportements avant et après traitement par fibres textiles. Selon Reznik Y.M. (2000), l'essai œdométrique est le plus adapté pour évaluer le potentiel d'effondrement des lœss et sols similaires.

## ➤ Lœss de finis

Tableau 3.6 : Résultats obtenus pour un sol non traité (Finis)

Courbe e vs log ( $\sigma$ )				
$\sigma$ (kPa)	Lectures 24 h (mm)	$\Delta H$ (cm)	$\Delta e$	$e$
			$\Delta e = \Delta H / H_s$	$e = e_0 - \Delta e$
0,1	0,000	0,000	0,000	0.875
50	3.325	0.3325	0.1662	0.709
100	3.664	0.3664	0.1832	0.692
200	3.759	0.3759	0.1879	0.688
200	6.859	0.6859	0.3429	0.533
400	7.202	0.7202	0.3601	0.515
Potentiel d'effondrement $C_p$			8.26	

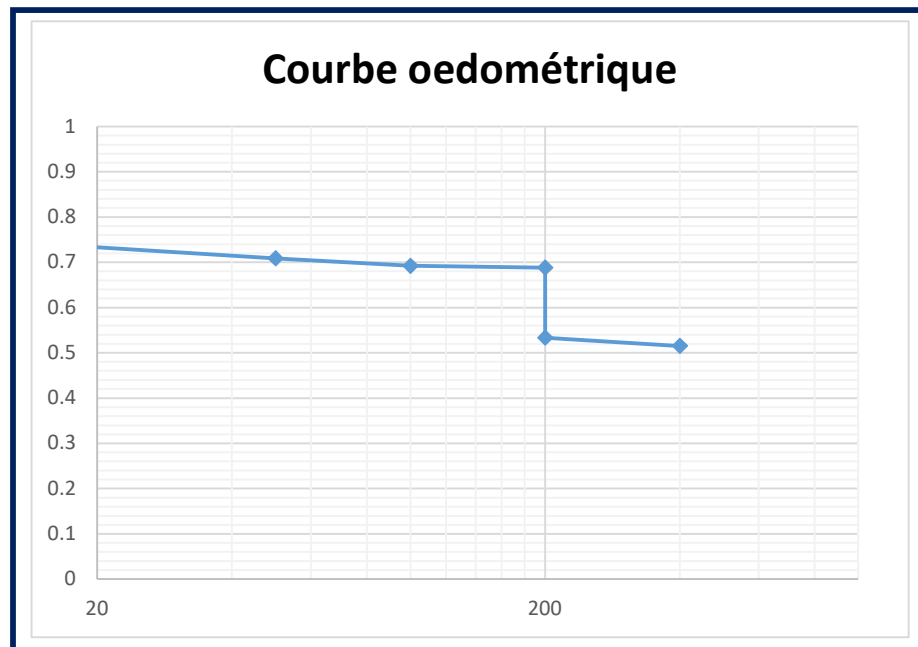


Figure 3.18 : Le potentiel d'effondrement pour un sol non traité.

➤ **Analyse de résultat**

La courbe  $\varepsilon$ - $\log(\sigma)$  montre une déformation continue sous charge croissante → sol compressible.

La pente modérée de la courbe suggère une consolidation primaire importante et peut-être une consolidation secondaire lente (phénomène long terme).

Le sol est hautement collapsible comme le montre l'indice de collapse  $I_c = 8.26$ .

D'après la classification générale

$I_c < 1$  : négligeable

$1 < I_c < 5$  : modéré

$5 < I_c < 10$  : élevé

$I_c > 10$  : très élevé

$I_c = 8.26$ , ce qui est très élevé. Cela signifie que le sol présente un fort potentiel de tassement brutal lorsqu'il est saturé (type de sol effondrables "lœss ou sols sableux").

### **III.1.6.2 .Effets du renforcement d'un sol par fibres textiles sur ses caractéristiques géotechniques**

Deux échantillons de sol préparés en laboratoire ont été traités avec des taux de fibres textiles de 0,25 %, 0,5 %, 0,75 % et 1 %. Ils ont ensuite été soumis à l'essai œdométrique simple. Les résultats obtenus sont présentés ci-après

➤ **Lœss de Sebseb**

- **Résultats expérimentaux pour un sol traité avec 0,25 % de fibres textiles**

Tableau 3.7 : Cp pour un sol traité à 0.25% de fibre de Textile.

Courbe e vs log ( $\sigma$ )				
$\sigma$ (kPa)	Lectures 24 h (mm)	$\Delta H$ (cm)	$\Delta e$	e
			$\Delta e = \Delta H / H_s$	$e = e_0 - \Delta e$
0,1	0,000	0,000	0,000	3,460
50	2.329	0.2329	0.11645	3,343
100	2.725	0.2725	0.1125	3,347
200	3.104	0.3104	0.1552	3,344
200	3.135	0.3135	0.1567	3,303
400	3.443	0.3443	0.1721	3,287
Potentiel d'effondrement Cp			0.91	

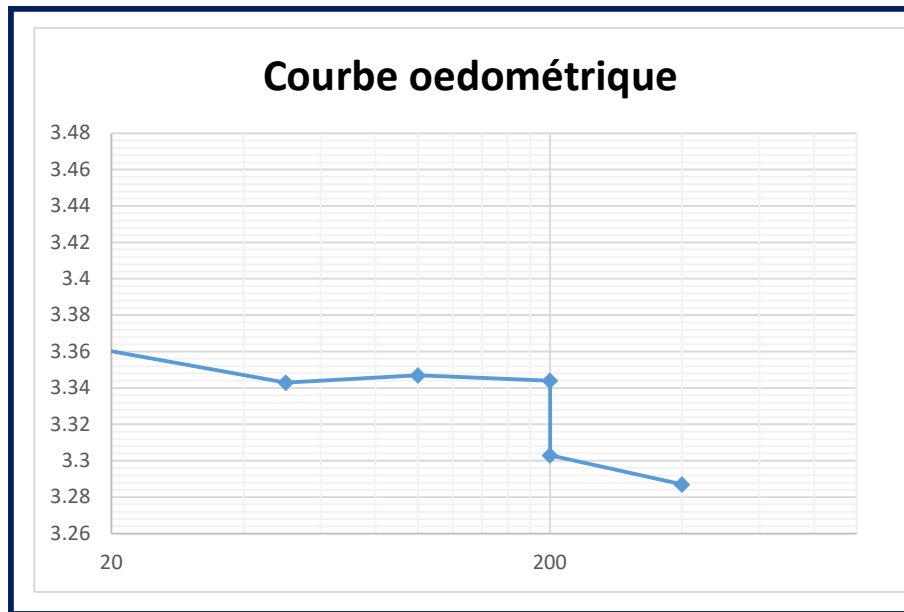


Figure 3.19 : Courbe œdométrique d'un sol traité à 0.25% de fibre de Textile.

- Résultats expérimentaux pour un sol traité avec 0,5 % de fibres textiles

Tableau 3.8 : Cp pour un sol traité à 0.5% de fibre de Textile.

Courbe e vs log ( $\sigma$ )				
$\sigma$ (kPa)	Lectures 24 h (mm)	$\Delta H$ (cm)	$\Delta e$	$e$
			$\Delta e = \Delta H / H_s$	$e = e_0 - \Delta e$
0,1	0,000	0,000	0,000	3.46
50	0.719	0.0719	0.03595	3.424
100	1.220	0.122	0.061	3.399
200	1.566	0.1566	0.0783	3.381
200	2.151	0.2151	0.10755	3.352
400	2.502	0.2502	0.1251	3.334
Potentiel d'effondrement Cp			0.65	

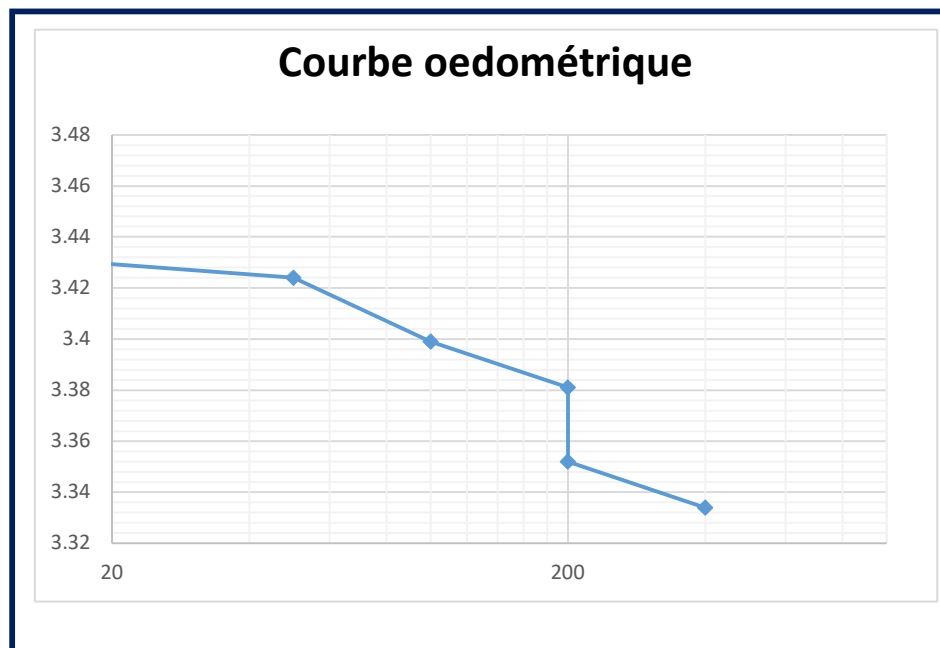


Figure 3.20 : Courbe œdométrique d'un sol traité à 0.5% de fibre de Textile

- Résultats expérimentaux pour un sol traité avec 0,75 % de fibres textiles

Tableau 3.9 : Cp pour un sol traité à 0.75% de fibre de Textile.

Courbe e vs log ( $\sigma$ )				
$\sigma$ (kPa)	Lectures 24 h (mm)	$\Delta H$ (cm)	$\Delta e$	e
			$\Delta e = \Delta H / H_s$	$e = e_0 - \Delta e$
0,1	0,000	0,000	0,000	2.35
50	2.791	0.2791	0.13955	2.210
100	3.307	0.3307	0.16535	2.184
200	3.799	0.3799	0.18995	2.160
200	3.854	0.3854	0.1927	2.157
400	4.248	0.428	0.214	2.136
Potentiel d'effondrement Cp			0.08	

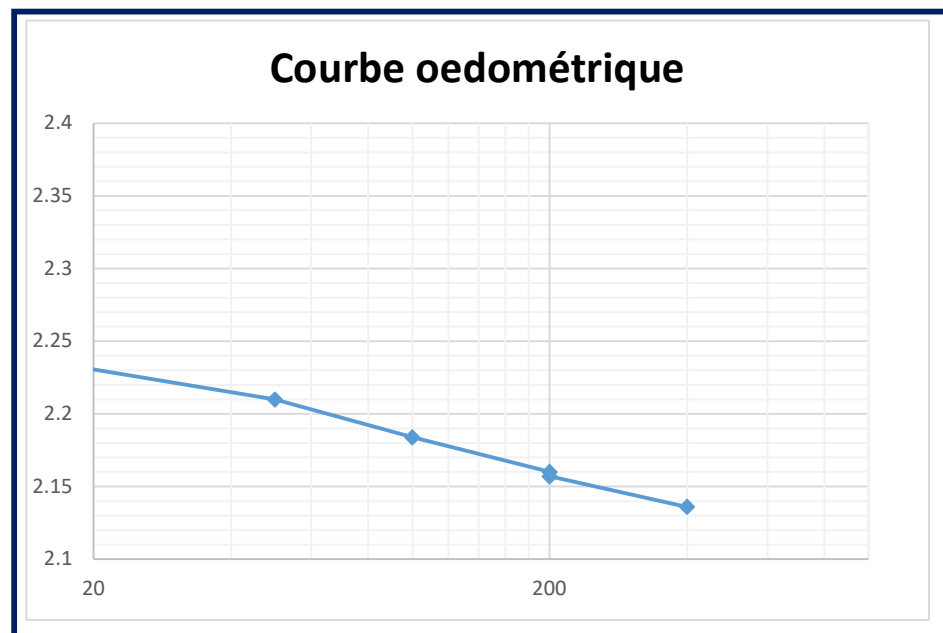


Figure 3.21 : Courbe œdométrique d'un sol traité à 0.75% de fibre de Textile.

- Résultats expérimentaux pour un sol traité avec 1 % de fibres textiles

Tableau 3.10 : Cp pour un sol traité à 1% de fibre de Textile.

Courbe e vs log ( $\sigma$ )				
$\sigma$ (kPa)	Lectures 24 h (mm)	$\Delta H$ (cm)	$\Delta e$	e
			$\Delta e = \Delta H / H_s$	$e = e_0 - \Delta e$
0,1	0,000	0,000	0,000	3.46
50	2.496	0.2496	0.1248	3.335
100	3.012	0.3012	0.1506	3.309
200	3.544	0.3544	0.1772	3.282
200	3.609	0.3609	0.18045	3.279
400	4.047	0.4047	0.20235	3.257
Potentiel d'effondrement Cp			0.06	

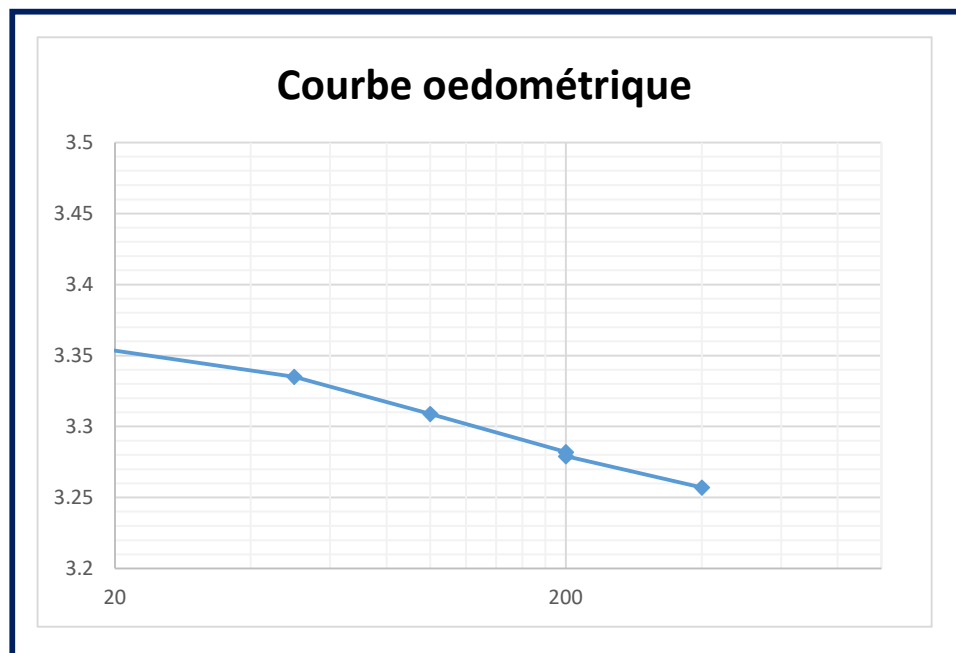


Figure 3.22 : Courbe œdométrique d'un sol traité à 1% de fibre de Textile.

### III.1.6.3 Discussion des résultats œdométriques après traitement pour loess de sebseb

**Ic = 0.91** : Le potentiel de collapsus se rapproche de 1, ce qui indique un sol légèrement collapsible. Sous certaines conditions d'humidité et de charge, le sol pourrait présenter un tassement différé, mais pas aussi marqué que le sol naturel.

**Ic = 0.65** : Ic est inférieur à 1 et proche de 0.5, ce qui indique un sol faiblement collapsible ou quasi incompressible sous sollicitation normale. Pas de risque majeur d'effondrement différé ; tassement progressif et stable.

**Ic = 0.06** :  $Ic \approx 0.06$  est considéré comme non collapsible selon les classifications classiques (ASTM ou Jennings & Knight). Le sol présente un comportement quasi-élastique ou incompressible sous charge.

#### En conclusion

Le sol naturel présente un comportement très collapsible avec un Ic de 5.42 et une courbe à rupture nette mais après traitement on observe des potentiels de collapsus bien plus faibles.

➤ **Læss de Finis**

- **Résultats expérimentaux pour un sol traité avec 0,25 % de fibres textiles**

Tableau 3.11 : Cp pour un sol traité à 0.25% de fibre de Textile

Courbe e vs log ( $\sigma$ )				
$\sigma$ (kPa)	Lectures 24 h (mm)	$\Delta H$ (cm)	$\Delta e$	e
			$\Delta e = \Delta H / H_s$	$e = e_0 - \Delta e$
0,1	0,000	0,000	0,000	1.32
50	2.248	0.2248	0.1124	1.208
100	2.301	0.2301	0.1150	1.205
200	2.602	0.2602	0.1301	1.19
200	3.440	0.3440	0.172	1.148
400	3.759	0.3759	0.1879	1.133
Potentiel d'effondrement Cp			2.15	

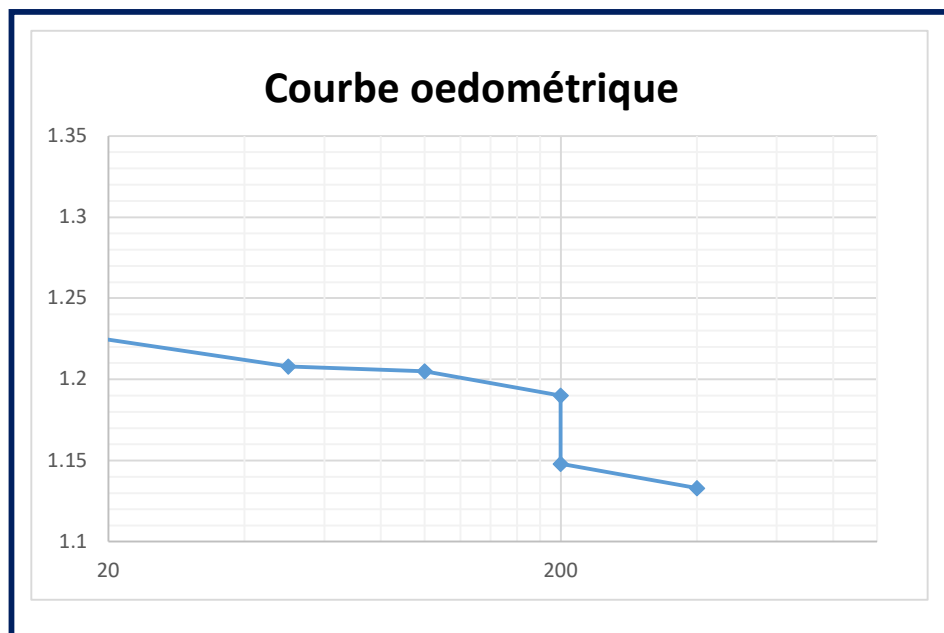


Figure 3.23 : Courbe œdométrique d'un sol traité à 0.25% de fibre de Textile

- Résultats expérimentaux pour un sol traité avec 0,5 % de fibres textiles

Tableau 3.12 : Cp pour un sol traité à 0.5% de fibre de Textile.

Courbe e vs log ( $\sigma$ )				
$\sigma$ (kPa)	Lectures 24 h (mm)	$\Delta H$ (cm)	$\Delta e$	e
			$\Delta e = \Delta H / H_s$	$e = e_0 - \Delta e$
0,1	0,000	0,000	0,000	3.5
50	1.847	0.1847	0.09235	3.407
100	1.984	0.1984	0.0992	3.401
200	2.033	0.2033	0.10165	3.399
200	3.537	0.3537	0.17685	3.324
400	3.759	0.3759	0.18795	3.313
Potentiel d'effondrement Cp			1.6	

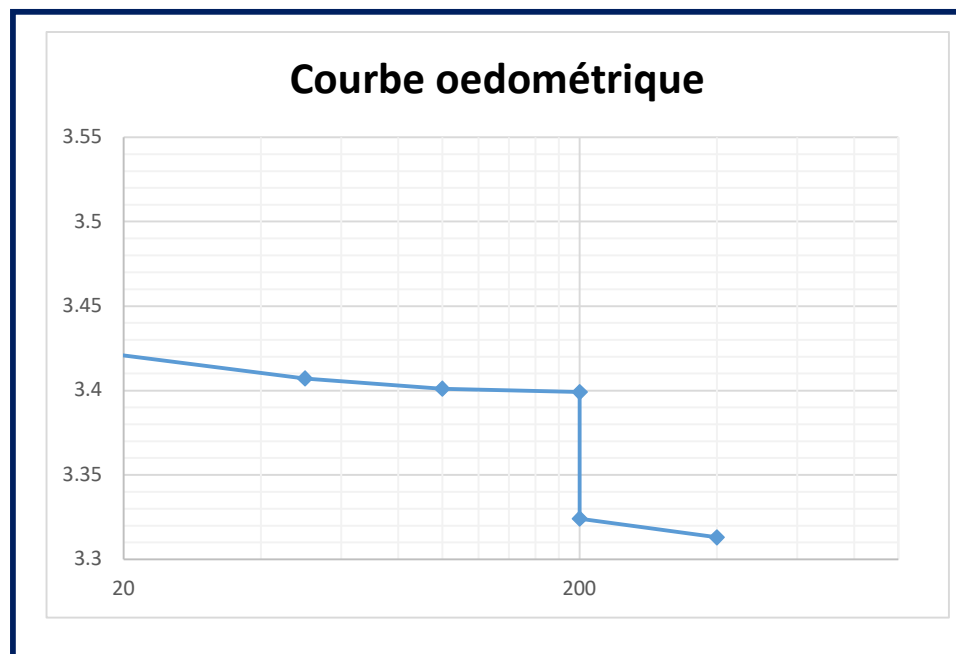


Figure 3.24 : Courbe œdométrique d'un sol traité à 0.5% de fibre de Textile.

- Résultats expérimentaux pour un sol traité avec 0,75 % de fibres textiles

Tableau 3.13 : Cp pour un sol traité à 0.75% de fibre de Textile.

Courbe e vs log ( $\sigma$ )				
$\sigma$ (kPa)	Lectures 24 h (mm)	$\Delta H$ (cm)	$\Delta e$	e
			$\Delta e = \Delta H / H_s$	$e = e_0 - \Delta e$
0,1	0,000	0,000	0,000	3.5
50	0.277	0.0277	0.01385	3.486
100	0.420	0.042	0.021	3.479
200	0.670	0.067	0.0335	3.466
200	1.88	0.188	0.094	3.406
400	2.301	0.2301	0.11505	3.384
Potentiel d'effondrement Cp			1.3	

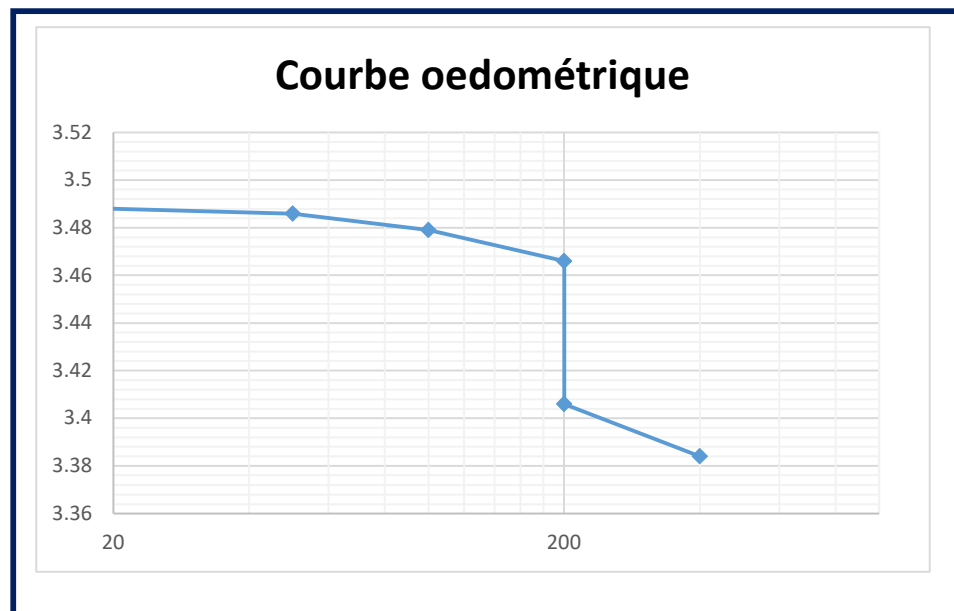


Figure 3.25 : Courbe œdométrique d'un sol traité à 0.75% de fibre de Textile.

- Résultats expérimentaux pour un sol traité avec 1% de fibres textiles

Tableau 3.14 : Cp pour un sol traité à 1% de fibre de Textile.

Courbe e vs log ( $\sigma$ )				
$\sigma$ (kPa)	Lectures 24 h (mm)	$\Delta H$ (cm)	$\Delta e$	e
			$\Delta e = \Delta H / H_s$	$e = e_0 - \Delta e$
0,1	0,000	0,000	0,000	4.4
50	0.363	0.0363	0.018	4.382
100	0.564	0.0564	0.028	4.372
200	0.838	0.0838	0.041	4.359
200	2.088	0.2088	0.104	4.296
400	2.644	0.2644	0.132	4.268
Potentiel d'effondrement Cp			1.1	

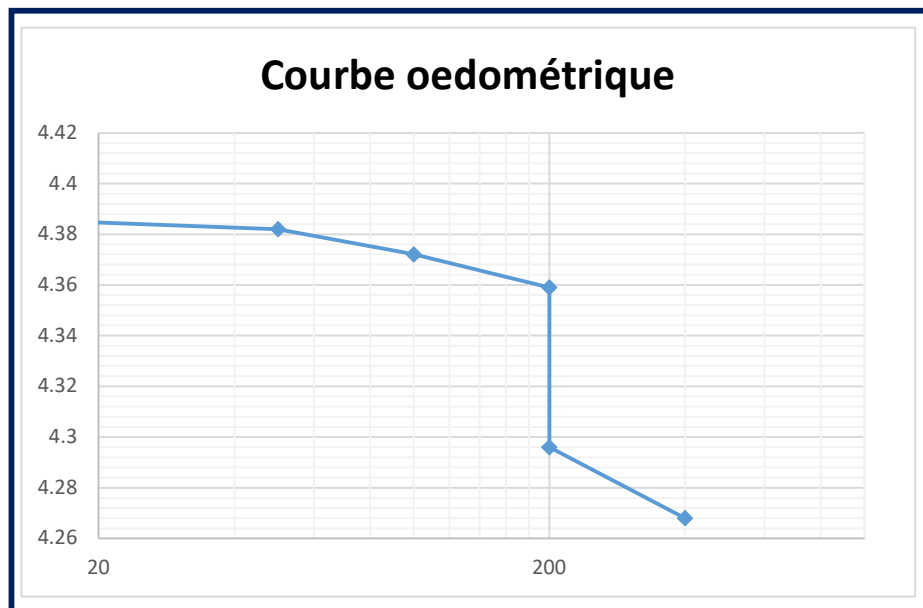


Figure 3.26 : Courbe œdométrique d'un sol traité à 1% de fibre de Textile.

**III.1.6.4. Discussion des résultats œdométriques après traitement**

**Ic = 2.15 :** Courbe montre tassement progressif jusqu'à 200 kPa, avec une rupture modérée ensuite.

**Ic = 1.1 :** plus stable et faiblement collapsible.

**Ic = 1.6 :** Tassement plus marqué que l'Essai 2, mais toujours bien inférieur au sol naturel.

En conclusion :

Le sol naturel reste le plus dangereux, avec un tassement brutal et très important dès 100-200 kPa mais après le traitement on observe une nette amélioration du comportement mécanique.

**Conclusion**

Les essais préliminaires d'identification, de consistance mis en évidence la susceptibilité des sols à l'affaissement, ainsi que leurs caractéristiques physiques et granulaires. Les essais de compressibilité ont confirmé le comportement effondrable des sols étudiés, en fournissant les taux d'affaissement correspondants. Enfin, les essais de cisaillement ont révélé une diminution de la résistance au cisaillement, mettant en évidence l'impact de l'affaissement sur les paramètres de résistance du sol, notamment l'angle de frottement et la cohésion.

## CONCLUSION GENERALE

La valorisation des déchets textiles issues des déchets pneumatiques dans le renforcement des sols lœssiques constitue une solution prometteuse sur les plans environnemental, technique et économique. En plus de contribuer à la gestion durable des déchets, cette approche permet d'améliorer les propriétés mécaniques des sols de faible portance, tels que les lœss.

Le travail présenté dans cette étude porte sur l'évaluation de l'effet de l'incorporation de fibres textiles sur le comportement mécanique de deux sols lœssiques de la région de Ghardaia. Les fibres ont été ajoutées aux sols à différents pourcentages (0,25 %, 0,5 %, 0,75 % et 1 %) en poids. D'après les résultats obtenus, les principales conclusions qui l'on peut tirer de cette étude sont :

- L'ajout de fibres textiles modifie significativement le comportement mécanique des sols lœssiques.
- L'incorporation de fibres ralentit le développement des déformations, ce qui se traduit par un comportement plus ductile, en particulier à partir d'une teneur de 0,5 %.
- La résistance au cisaillement augmente avec la teneur en fibres jusqu'à une valeur optimale (généralement atteinte autour de 0,75 %), au-delà de laquelle une saturation ou légère diminution peut être observée.
- Les fibres créent un effet de liaison entre les particules du sol, réduisant leur mobilité relative et générant un frottement interne additionnel.
- Le comportement mécanique reste dépendant du type de lœss étudié, les deux sols présentant des performances légèrement différentes selon leur granulométrie et plasticité.
- Le renforcement des sols lœssiques à l'aide de fibres textiles représente une méthode efficace pour améliorer la résistance et la stabilité de ces matériaux, tout en valorisant des déchets textiles d'origine industrielle ou domestique.
- L'ajout de fibres textiles aux sols lœssiques améliore sensiblement leurs propriétés mécaniques. Les essais réalisés sur deux échantillons, avec des teneurs en fibres de 0,25 %, 0,5 %, 0,75 % et 1 %, montrent que :
- Le renforcement ralentit le développement des déformations et rend la rupture plus ductile.
- La résistance au cisaillement augmente avec la teneur en fibres, atteignant un optimum vers 0,75 %.

- Les fibres limitent les déplacements relatifs entre particules, générant un frottement supplémentaire.

Toutefois, le renforcement des sols lœssiques par des fibres textiles permet non seulement de valoriser des déchets, mais aussi d'améliorer la stabilité et la résistance de ces sols.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Meddah, A., Beddar, M., & Bali, A. (2014). Use of shredded rubber tire aggregates for roller compacted concrete pavement. *Journal of Cleaner Production*, 72, 187-192.

Meddah, A., & Merzoug, K. (2017). Feasibility of using rubber waste fibers as reinforcements for sandy soils. *Innovative Infrastructure Solutions*, 2(1), 5.

Meddah, A., Bensaci, H., Beddar, M., & Bali, A. (2017). Study of the effects of mechanical and chemical treatment of rubber on the performance of rubberized roller-compacted concrete pavement.

Meddah, A., Laoubi, H., & Bederina, M. (2020). Effectiveness of using rubber waste as aggregates for improving thermal performance of plaster-based composites. *Innovative Infrastructure Solutions*, 5(2), 61.

ELKAALOUL HADJER, ARABA KHAOULA, étude comparative de l'affaissement de deux sols, un à base d'argile rouge, et l'autre à base de kaolin par la méthode de double consolidation, mémoire de fin d'étude, université DE MOUHAMED EL-BACHIR EL- IBRAHIMI bourdj-bou Arreridj, département de génie civil ,2019-2020.p 29.

BEN YOUNES FOUZIA NESRINE & BOUZIDI RACHIDA, Amélioration des propriétés géotechniques d'une Argile par l'ajout des fibres de polypropylène, Mémoire fin d'étude de master : université Mohamed Boudiaf -m'sila, Faculté de Technologie Département de Génie Civil, 2020/2021, p 26,32

BERRABAH Fouad, Etude du comportement des remblais renforcés par des géo synthétiques sur sols marécageux, magister en génie civil, université Mohamed khi der– Biskra faculté des sciences et de la technologie, Département de Génie civil et hydraulique, 2010,p67.

BERRABAH Fouad, étude du comportement des remblais renforcés par des géo synthétiques sur sols marécageux, Magister en génie civil : Université Mohamed Khi der– Biskra Faculté des Sciences et de la technologie Département Génie civil et hydraulique, 2010, p15 .17.

Document de GRAND –EST géotechnique : <https://grandest-geotechnique>

Document de Ménard canada <https://menardcanada.ca/fr/soil-expert-portfolio/compactage-dynamique>

Document de Menard Canada 2025 <https://menardcanada.ca/fr/soil-expert-portfolio/vibro-compactage>.

DOUAILIA SAOUSEN /BAHLOUL MARWA, Etude des sols affaissables, 'Université 08 Mai 1945 de Guelma. Faculté des Sciences et de la Technologie, Génie Civil & Hydraulique, 2019, p 7

HAMDOUNE ABDELHAMID, Contribution à la production des blocs de terre comprimée et renforcée par des fibres, université Mohamed Boudiaf - m'sila, faculté de technologie, département de génie civil, matériaux, 2018/2019 p11, 15.

<https://fr.scribd.com/presentation> : document de sol compressible

<https://www.riskreductionafrica>

KHELLASSI KAMEL , Étude de l'influence de la contrainte verticale et le degré de saturation sur le taux et l'amplitude de l'affaissement des sols a effondrement brusque, Mémoire de Magister en Génie Civil, UNIVERSITE HADJ LAKHDAR DE BATNA Faculté Des Sciences De L'ingénieur Département de Génie Civil,2014/2015 ,p25.29

Lawton, 2004 Lawton, E.C., (2004). Non grouting techniques. In: Practical foundation engineering handbook, Mc Graw-Hill Companies, USA, 340p

ROUABHIA EL HOUSSAYNEZEDADRA HANANE, Amélioration des sols, Mémoire fin d'étude de master : l'Université 08 Mai 1945 de Guelma Faculté des Sciences et de la Technologie Département de : Génie Civil & Hydraulique, 2017, p56.

Essai d'Analyse granulométrique Méthode par tamisage à sec après lavage selon la norme "NF P 94-056 Mars 1996 "

La masse volumique apparente et absolue selon la norme "NF P 18 555"

Equivalente de sable selon la norme "NFP 18 501".

Limites d'atterberg selon la norme "NFP 94-051 Mars 1993".

Essai de détermination de valeur bleu méthylène selon la norme NF EN17542 - 3 : 2022

Essai de carbonate CaCO<sub>3</sub>, "NF P 15-461.

Essais de compactage selon la norme "NF P94-093"

Essais de cisaillement selon la norme" NF P 94 - 07 -1"

Essai de portance selon la norme CBR "NF P 94 – 078".

## ANNEXE

### Présentation de l'entreprise L.T.P. Sud :

LTP-Sud a été créé le 12 mars 1983 par décret N° 83-186. En octobre 1989, il est devenu une entreprise Autonome dont le propriétaire est le Holding Public Réalisations et Grands Travaux et en 1998, il a été transformé En filiale faisant partie du groupe LCTP.



### Champ d'action :

Le L.T.P-Sud étend son champ d'action pratiquement sur 3/4 de la superficie l'Algérie. Il est implanté dans les wilayas mentionnées ci-dessous, ce qui lui permet de répondre aux sollicitations de la clientèle sur la majeure partie du territoire national.

Adrar - El Bayad - El oued - Ghardaïa - Illizi - Laghouat - M'silla -Ouargla -Tamanrasset - In Salah.

### Domaine D'activité :

La caractéristique géologique de l'Algérie associée l'étendue du territoire fait en sorte que nos ingénieurs sont confrontés à divers types de sol et de roc. L'aménagement d'infrastructures requiert leur avis dans pratiquement tous types projets :

- Les études géotechniques routières et aéroportuaires.
- Les études géotechniques pour sol de fondation.
- Les études géologiques et géophysique.
- Les études géométriques des tracés routiers et des infrastructures aéroportuaires.
- Les études techniques des petites retenues d'eau.
- Les études d'assainissement et d'A.E.P.
- Le contrôle et suivi de réalisations de routes, aéroports, ouvrages d'art et bâtiments.
- Contrôle des matériaux (béton, liants hydrocarbonés, granulats, eau, etc...).

### Portée du système de gestion :

Le système de gestion du LTPS s'applique aux activités d'études, contrôles, d'expertises, essais en laboratoire et in-situ.

**ESSAI CBR**

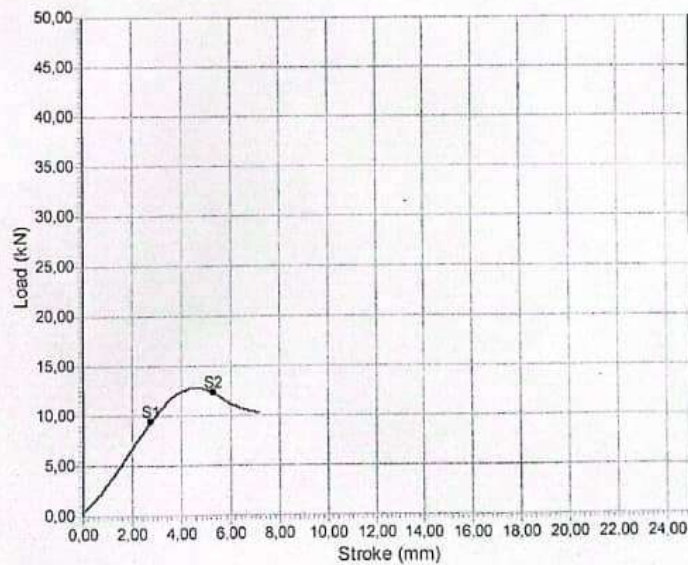
15-04-2025

**NF P 94-078****Donnes**

Date : 14-04-2025  
 Structure Unité Ghardaia  
 Lieu de travail Service Matériaux  
 N° Dossier Interne PFE  
 Echantillon LOESS DE SEBSEB  
 Traitement CBR immédiat  
 Balance / Euve L21.51.15/L49.10.15  
 Presse CBR/Damme P L74.07.15/L54.03.15  
 Valeur de déformation %

**Eprouvette**

Type : Cylindre  
 Diamètre : 152 mm  
 Hauteur : 116 mm  
 Wopm 8,1 %  
 MV Séche 2,02 t/m<sup>3</sup>  
 W après immersion %  
 Section : 18145,839 mm<sup>2</sup>

**Résultats**

Valeur de pénétration n°1 :	S1	2,789302	mm
Valeur de pénétration n°2 :	S2	5,289302	mm
Charge de pénétration n°1 :	F1	70,89647	%
Charge de pénétration n°2 :	F2	61,541303	%
Index CBR :	F	70,89647	%

Opérateur: Beddiaf.Ch

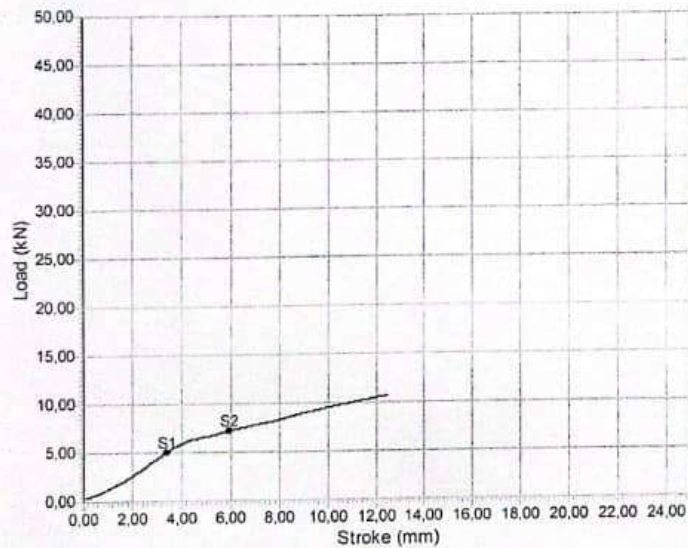
Responsable : Djekaoua M.Ch

**ESSAI CBR**

15-04-2025

**NF P 94-078**

Donnes		Eprouvette	
Date :	14-04-2025	Type :	Cylindre
Structure	Unité Ghardaia	Diamètre :	152 mm
Lieu de travail	Service Matériaux	Hauteur :	116 mm
N° Dossier Interne	PFE	Wopm	8,1 %
Echantillon	LOESS DE SEBSEB	MV Séche	2,02 t/m <sup>3</sup>
Traitement	CBR imbèbé 4 jours	W après immersion	%
Balance / Euve	L21.51.15/L49.10.15	Section :	18145,839 mm <sup>2</sup>
Presse CBR/Damme P	L74.07.15/L54.03.15		
Valeur de déformation	%		

**Résultats**

Valeur de pénétration n°1 :	S1	3,437615	mm
Valeur de pénétration n°2 :	S2	5,937615	mm
Charge de pénétration n°1 :	F1	37,990418	%
Charge de pénétration n°2 :	F2	35,985083	%
Index CBR :	F	37,990418	%

Opérateur: Beddiaf.Ch

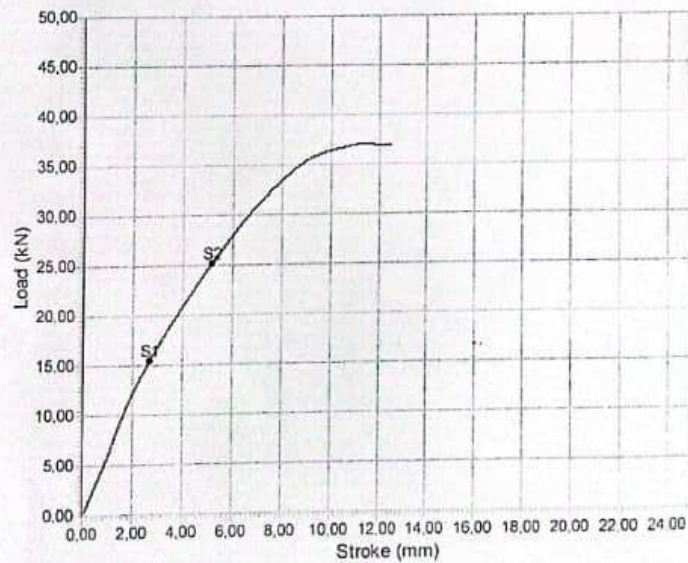
Responsable : Djekaoua M Ch

## ESSAI CBR

15-04-2025

NF P 94-078

Donnes		Eprouvette	
Date :	12-03-2025	Type :	Cylindre
Structure	Unité Ghardaia	Diamètre :	152 mm
Lieu de travail	Service Matériaux	Hauteur :	116 mm
N° Dossier Interne	ETUDE MASTER	Wopm	%
Echantillon	TUP loess de finis	MV Séche	t/m3
Traitement	CBR Immédiat	W après immersion	%
Balance / Euve	L21.51.15/L49.10.15	Section :	18145,839 mm <sup>2</sup>
Presse CBR/Damme P	L74.07.15/L54.03.15		
Valeur de déformation	%		



### Résultats

Valeur de pénétration n°1 :	S1	2,690257	
Valeur de pénétration n°2 :	S2	5,190257	
Charge de pénétration n°1 :	F1	116,249402	%
Charge de pénétration n°2 :	F2	125,998856	%
Index CBR :	F	125,998856	%

Opérateur:

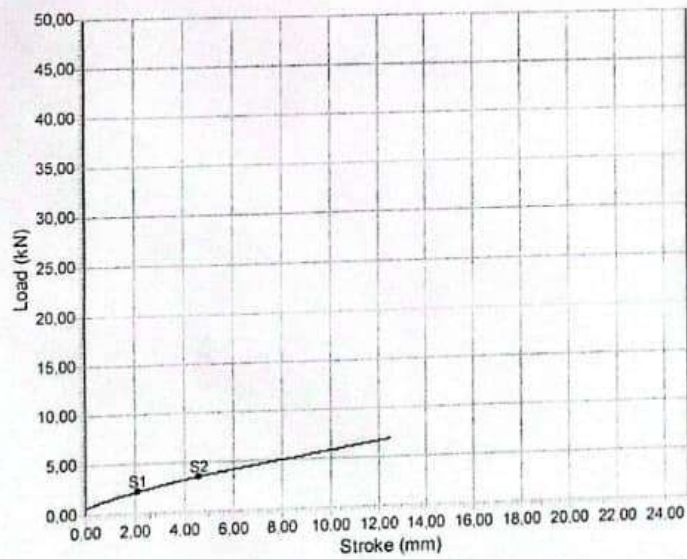
Responsable : Djekacua M Ch

## ESSAI CBR

15-04-2025

NF P 94-078

Donnes		Eprouvette	
Date :	14-04-2025	Type :	Cylindre
Structure	Unité Ghardaia	Diamètre :	152 mm
Lieu de travail	Service Matériaux	Hauteur :	116 mm
N° Dossier Interne	PFE	Wopm	10,4 %
Echantillon	LOESS DE FINIS	MV Séche	1,99 t/m <sup>3</sup>
Traitement	CBR imbébé 4 jours	W après immersion	10,7 %
Balance / Euve	L21.51.15/L49.10.15	Section :	18145,839 mm <sup>2</sup>
Presse CBR/Damme P	L74.07.15/L54.03.15		
Valeur de déformation	1.72 %		



### Résultats

Valeur de pénétration n°1	S1	2,110605	mm
Valeur de pénétration n°2	S2	4,610605	mm
Charge de pénétration n°1	F1	16,553737	%
Charge de pénétration n°2	F2	17,758538	%
Index CBR	F	17,758538	%

Opérateur: Beddraf Ch

Responsable: Djekaoua M Ch