

# Influence du laitier granulé sur le comportement d'un sol affaissable compacté

H. Ziani & S. Deboucha

*Department of Civil Engineering, University Mohamed El Bachir El Ibrahimi of Bordj Bou Arreridj, Algeria*

A. Amriou

*Department of Civil Engineering, University Mohamed Boudiaf of M'sila, Algeria*

**ABSTRACT:** Les sols affaissables sont des sols non saturés ayant une bonne résistance à l'état sec, leur humidification induit la rupture des liaisons intergranulaires. Cette étude expérimentale évoque l'effet du laitier granulé (GS) sur 3 paramètres d'un sol reconstitué en laboratoire affaissable, humidifié à l'optimum Proctor: potentiel d'effondrement ( $C_p$ ), type de compactage et les paramètres de cisaillement ( $c, \varphi$ ).

Mots clés: Sols effondrable, laitier granule, oedomètre, angle de frottement interne, cohésion

## 1 INTRODUCTION

Les aléas majeurs liés aux mouvements de sol et sous-sol sont nombreux en raison de l'ampleur des dégâts matériels et parfois humains qu'ils causent, ils peuvent être d'origine naturelle (séismes, glissements de terrain, effondrement...) ou anthropique. Construire sur un sol, c'est donc connaître toutes les risques qu'ils engendrent. Face à cet état de cause, le géotechnicien est confronté à un challenge de choisir la bonne solution et la meilleure technique avec le bon coût de réalisation. Les sols à effondrement brusque occupent près de 13 millions de km<sup>2</sup> du globe (Dudley, 1970), dont la plupart sont des sols relativement secs, localisés en zone aride et semi-aride. Caractérisés par une faible teneur en eau, un indice de vide élevé et une haute résistance apparente lorsqu'ils sont secs, due à la nature de cimentation de leurs grains, mais une fois mouillé on observe une réduction nette de volume avec ou sans chargement (Gaaver, 2012). Ces sols peuvent être d'origine naturelle comme, les dépôts récents, éoliens, loessiques, subaériens, colluviaux, vasières, alluviaux où des remblais artificiels compactés à l'optimum de Proctor (Shalaby, 2017). Dans ces sols les tassements peuvent atteindre 2 à 6 % de leur épaisseur (Beckwith et Hansen 1989). La stabilisation des sols effondrables est basée sur l'amélioration des caractéristiques, physiques, mécaniques et chimiques. Malgré le succès de la stabilisation chimique (ciment, sel, silicate de sodium, chlorure de calcium), ce type d'ajout ne respecte pas l'environnement, par la modification du pH du sol et la contamination des eaux souterraines (Ayeldeen et al, 2016). Toutes les techniques de stabilisation ont pour but la réduction de la diminution soudaine du volume et par conséquent amène le potentiel d'effondrement ( $C_p$ ) inférieur à 1 ( $C_p < 1$ ). Cette étude expérimentale, est réalisée afin de quantifier l'effet des laitiers, sur les paramètres mécaniques ( $C, \varphi$ ), par des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande et de compressibilité à l'oedomètre pour la détermination du potentiel d'effondrement ( $C_p$ ) du sol, compacté à l'optimum de Proctor, avant et après l'addition du GS.



## 2.2 Matériau de Stabilisation

Le laitier granulé (ou vitrifié) (GS), en provenance du complexe sidérurgique d'El Hadjar, région d'Annaba, (Algérie). Il est obtenu par arrosage, rapide et abondant d'eau sous une pression très élevée, pour le mettre sous forme de petits grains après refroidissement. Il est caractérisé par sa basicité et son énergie très élevée par rapport à l'état cristallin, ce qui le procure une réactivité chimique (Divet et al., 2006). Séché à l'air libre, broyé et tamisé à 0.080 mm. Dans notre étude les taux d'ajout en GS utilisés sont: 1%, 3%, 5% et 7%. Le MEB du GS moulu montre sa nature granulométrique étalée avec l'apparition des grains infiniment petits (ordre du  $\mu\text{m}$ ) à des grains de taille grande (20 à 40  $\mu\text{m}$ ). Des clichés de l'analyse microstructurale au MEB du GS et  $S_0$  sont en figure 2.

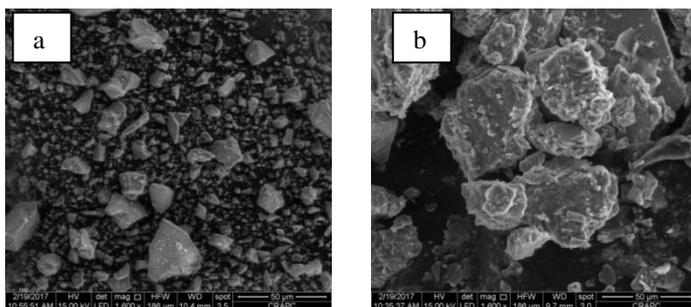


Figure 2. Analyse au MEB : (a) GS, (b)  $S_0$

## 3 TRAVAIL EXPÉRIMENTAL

La teneur d'humidification des échantillons de sols est la teneur optimale du sol ( $S_0$ ) (ASTM D698). Tous les spécimens sont conservés dans des sacs hermétiques pendant au moins 24h pour assurer une bonne homogénéité du matériau mixé (Kouakou et al. 2019). Dans notre étude Expérimentale les échantillons de sol, sans et avec ajout du GS sont relevés à partir du moule de Proctor (Figure 3), afin d'effectuer des essais, de consolidation à l'oedomètre selon la norme (ASTM D5333), suivant la procédure de Jennings et Knight (1975) et de cisaillement à la boîte de Casagrande selon la norme (ASTM D6528).

Les paramètres à retenir dans cette étude sont:

La teneur en eau d'humidification, est l'optimum de la courbe de Proctor: 8%;

L'énergie de compactage: 25 coups/ couche (0.6 J/dm<sup>3</sup>);

Les taux du GS sont : 1%, 3%, 5% et 7%.



Figure 3. Échantillon de sol ( $S_0$ ) compacté à l'optimum de Proctor

### 3.1 Essais de compressibilité à l'oedomètre

Afin d'identifier l'aspect effondrable de  $S_0$  et l'influence du GS sur le  $C_p$  des sols traités, on a effectué des essais de compressibilités à l'oedomètre selon la procédure de Jennings et Knight (1975), montrée à la figure 4. Le chargement s'applique pendant 24 h, par palier successifs: 25, 50, 100 et 200 kPa, où le tassement est relevé en fin de chaque palier, puis la saturation de l'échantillon à l'eau distillée sous la même charge (200 kPa) et la notation de la valeur de son

affaissement, après quoi le chargement est augmenté jusqu'à 400 kPa. La figure 4, montre la courbe typique de l'essai.

Le potentiel d'effondrement ou de ruine ( $C_p$ ) est défini par:

$$C_p (\%) = \left( \frac{e_1 - e_2}{1 + e_0} \right) \times 100 = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \times 100 \quad (1)$$

Où  $e_1$  = indice des vides à 200kPa (avant saturation);  $e_2$  = indice des vides à 200kPa (après saturation); et  $e_0$  = indice des vides initiale.

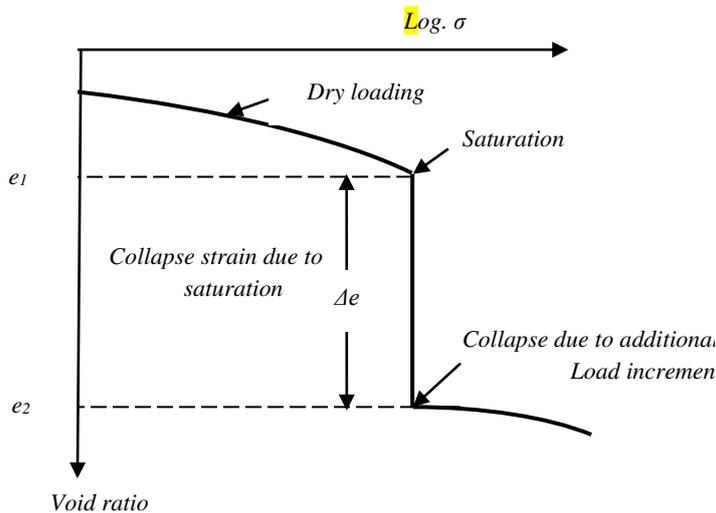


Figure 4. La courbe typique de l'essai d'effondrement à l'oedomètre

### 3.2 Essais de cisaillement à la boîte

L'essai est réalisée sur une éprouvette de sol humidifiée et compactée selon le mode prescrit auparavant, placée dans un bâti de cisaillement de dimension (60 mm × 60 mm) et de hauteur 20 mm, constituée de deux demi boîtes indépendantes, l'application d'une charge verticale crée une contrainte normale ( $\sigma_n$ ) à la surface de l'éprouvette, alors que la translation relative à vitesse lente (1 mm/min) de deux demi boîtes induisent un effort horizontal qui va provoquer le cisaillement de l'éprouvette. Étant donné que la contrainte maximale de cisaillement ( $\tau_{max}$ ) dépend de l'ampleur de la contrainte normale appliquée, l'essai est répété pour trois cas de chargement verticales, 100 kPa, 200 kPa et 300 kPa. Chaque chargement, donne détermine un point caractéristique de la courbe intrinsèque. Tableau 2 illustre les modèles de mélanges des divers tests pratiqués au laboratoire.

Tableau 2. Modèles et mélanges des sols pour divers tests au laboratoire

Types d'essai	Teneur en eau	Energie de compactage	Teneur GS	Nombre d'échantillons	Observation
Essais Proctor			0%	09	ASTM D698
Essais oedométriques	$\omega_{opt} = 8\%$	0.6J/couche 25cps/ couche	1% 3% 5%	15	ASTM D5333 Selon la procedure de Jennings et Knight (1975)
Essais de cisaillement à la boîte			7%	15	ASTM D6528
Analyse au SEM		Tout les échantillons des sols (sans et avec traitement)			

## 4 RÉSULTATS ET DISCUSSION

### 4.1 Mise en évidence du potentiel d'effondrement ( $C_p$ )

Les résultats obtenus montre la tendance instable de ( $S_0$ ), car le  $C_p$  atteint une valeur de 2.36%. Cette valeur classe  $S_0$  sous la rubrique des troubles modérés selon Jennings et Knight (1975). Ceci montre que l'humidification par la teneur en eau optimale de Proctor, n'est pas la teneur en eau critique de  $S_0$  (laquelle il ne peut y avoir l'effondrement). Donc  $S_0$  possède une teneur en eau critique au-delà de l'optimum de Proctor (Barden et al. 1969), ce qui justifiés l'utilité de procéder à sa stabilisation par l'ajout des taux (1%; 3%; 5% et 7%) de GS, afin de diminuer son  $C_p$  à une valeur inférieure à 1. L'addition du GS réduit le  $C_p$  de  $S_0$ , au fur et à mesure l'augmentation progressive de son taux, à 7% du GS, le  $C_p$  atteint 0.437% (< 1 %), soit une diminution de 82.35%, ce qui explique la stabilisation de  $S_0$ . La figure 5a et 5b, explique l'effet de l'addition du GS par une pente négative,signifiant son action imminent sur le  $C_p$  du  $S_0$ . Le tableau 3 récapitule les taux de diminution dans les échantillons stabilisés.

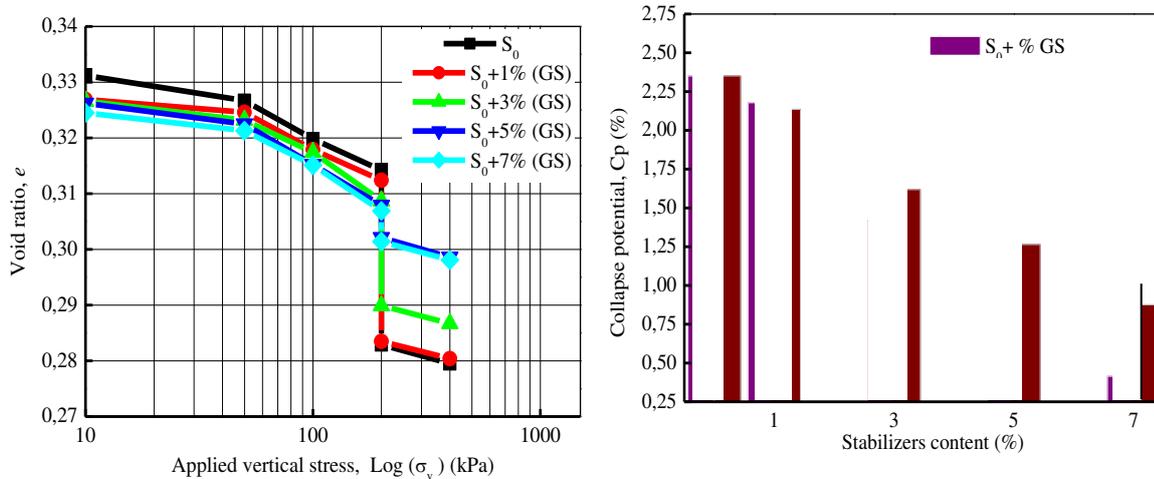


Figure 5. Résultat du collapsé tests du sol humidifié à  $\omega_{opt} = 8\%$

Tableau 3. Potentiel d'effondrement ( $C_p$ ) de  $S_0$  avant et après stabilisation.

	Soil + % GS				
	$S_0$	1%	3%	5%	7%
Indice des vides $e_0$	0.3312	0,3269	0,3266	0,3262	0,3245
$C_p$ (%)	2.351	2.178	1.417	0.437	0.415
Taux de réduction	0	7.36	39.73	81.41	82.35

### 4.2 Mise en évidence des propriétés de cisaillement ( $C$ , $\varphi$ )

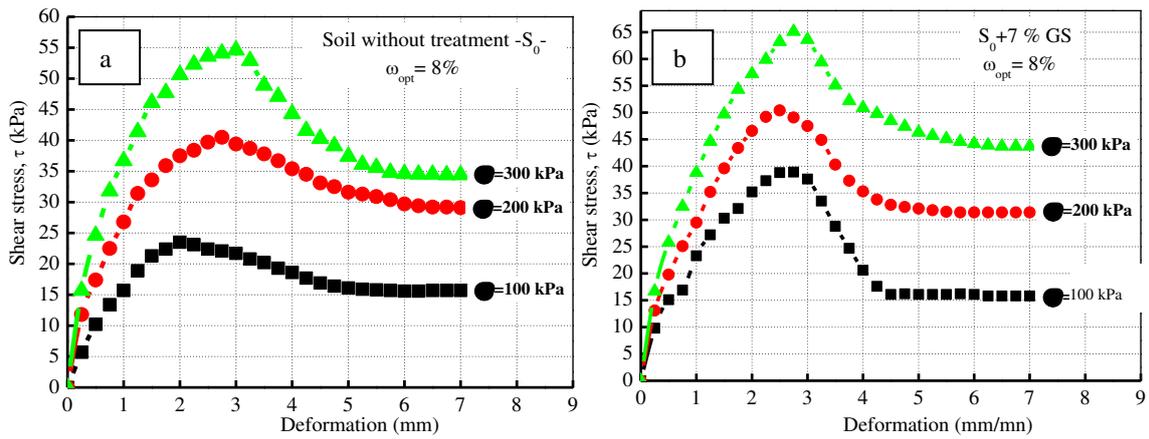
L'essai consiste à déterminer le couple de paramètres de la contrainte de rupture du  $S_0$ , avant et après traitement à savoir, la cohésion  $c$  et l'angle de frottement interne  $\varphi$  (Figures 6a et b). Puisque chaque état de rupture dans le sol peut être représenté par un point dans la représentation graphique de  $\tau$  en fonction du  $\sigma$ . La résistance au cisaillement ( $\tau$ ) d'un sol est exprimée par la relation Coulomb:

$$\tau = C + \sigma_n \cdot \tan \varphi \quad (2)$$

Où  $\tau$  = la contrainte de cisaillement (kPa);  $C$  = la cohésion (kPa);  $\sigma_n$  = contrainte normale appliquée (kPa) et  $\varphi$  = angle de frottement interne (degré).

Les courbes contraintes - déformations, présentent des pics dans tous les échantillons testés. L'augmentation de la charge verticale appliquée et le taux du GS, induisent un déplacement des pics vers la droite, suivi par un accroissement de la contrainte de cisaillement ( $\tau$ ) et le temps de déformation des échantillons de sols, ce qui explique leurs améliorations. Les valeurs de la co-

hesion  $C$  et  $\phi$ , paramètres de cisaillement de sol  $S_0$  sont 8.4 kPa et  $8.84^\circ$  respectivement, montrent la nature fragile des liaisons de cimentation intergraulaire, et par conséquent justifiés son aptitude effondrable après inondation. Un dosage de 5% du GS provoque une augmentation significative de la cohésion  $C$  de 188.39 % et une réduction de  $\phi$  et du  $C_p$ , de 11.42 % et 81.41% respectivement, ce qui montre la stabilité de  $S_0$ . Cependant l'addition de 7% confirme les résultats précédents, où l'augmentation de la cohésion  $C$  atteint 233.33% et la diminution de  $\phi$  17.53% (Figure 6a et b). Ce résultat est dû à la densité spécifique faible du GS par rapport à celle de  $S_0$ , ce qui permet la transportation des particules du GS par l'eau pour colmater les pores de  $S_0$  (ziani et al.2019). Ces paramètres, permet de tracer les courbes intrinsèques qui servent pour la détermination de  $c$  et  $\phi$  pour chaque mélange de sol. La figure 8, clarifié les augmentations et les diminutions dans  $c$  et  $\phi$  respectivement des sols stabilisés, le tableau 4 quantifie les valeurs de résistance au cisaillement des mélanges sous différentes charges axiales.



(a), (b), stress-strain curves of soils, (c) intrinsic curves of the different mixtures  
Figure 6. Courbes déterminant les paramètres de cisaillement des sols

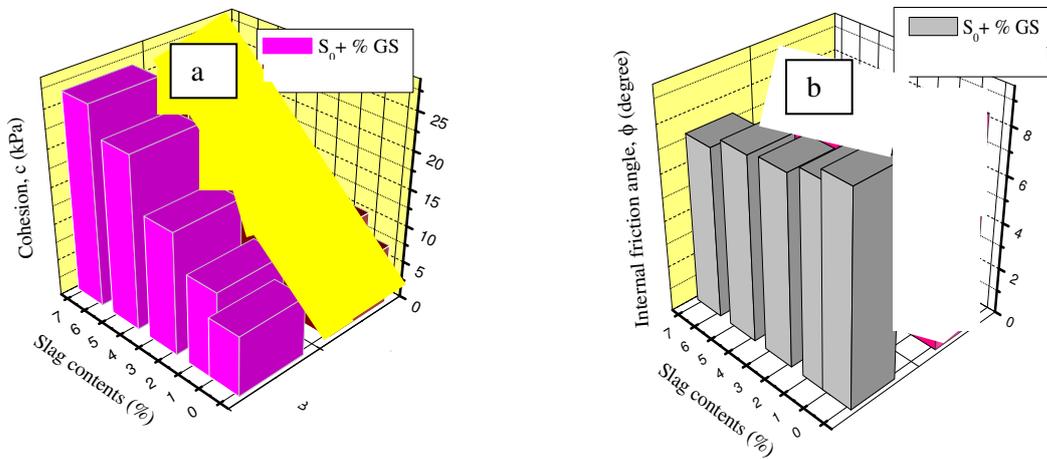


Figure 7. Effet du GS sur les paramètres de cisaillement des sols

Table 4. Effet du taux du GS sur les paramètres intrinsèques des mélanges

	C (kPa)	reduction de C (%)	$\phi$ (dgré)	réduction de $\phi$ (%)	Equations des courbes intrinsèques
$S_0$	8.01	-	8.84	-	$y= 15.55x + 8.01$
$S_0 + \% GS$	1%	48.56	8.47	4.19	$y= 14.90x + 11.93$
	3%	103.5	8.00	9.50	$y= 14.05x + 16.32$
	5%	188.4	188.4	7.83	$y= 13.75x + 23.11$
	7%	26.7	233.3	7.29	$y= 12.80x + 26.74$

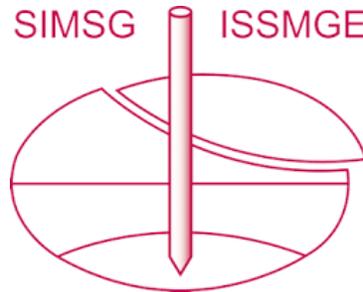
## 5 CONCLUSION

Cette étude expérimentale montre l'effet du GS sur les propriétés mécaniques du  $S_0$  préalablement connu comme effondrable, compacté et humidifié à l'optimum Proctor normal ( $\omega_{OPN}$ ). Les résultats montrent que le compactage de  $S_0$  à l'optimum de Proctor, réduit fortement son pouvoir effondrable, mais ne l'élimine pas totalement ( $C_p \gg 1$ ). L'addition du laitier granule (GS) à des teneurs étudiés (1, 3, 5 et 7%) en poids du sol à stabiliser, améliorent nettement ses propriétés mécaniques et par conséquent réduisent sa susceptibilité à l'effondrement. L'ajout de 5%, diminue l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) d'environ 12 % et augmente la cohésion ( $c$ ) de 188.38 %, ce qui élimine carrément le risque d'effondrement du sol ( $C_p \ll 1$ ). Cela veut dire qu'un taux d'addition de 5% du GS du poids de  $S_0$  suffira pour stabiliser un sol effondrable  $S_0$ .

## Références

- ASTM (2012) D0698: Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort. ASTM International, West Conshohocken.
- ASTM D5333-03 (2012) Standard test method for measurement of collapse potential of soils (Withdrawn 2012). ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D6528 (2017) Standard test method for consolidated undrained direct simple shear testing of fine grain soils. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- Ayeldeen M, Azzam W, Arab MG (2022) The use of fiber to improve the characteristics of collapsible soil stabilized with cement. *Geotech Geol Eng* 40(5):1–13.
- Barden L, Mador AO, Sides GR (1969) Volume change characteristics of unsaturated clays. *J Soil Mech Found Div ASCE* 95(SM1):33–51.
- Beckwith GH, Hansen LA (1989) Identification and characterization of the collapsing alluvial soils of the western United States. *Found Eng Curr Princ Pract ASCE* 1:143–159.
- Divet L, Le Roy R, Van Rompaey G (2006) Hydratation des laitiers de haut fourneau. *Rapport LCPC*.
- Dudley JH (1970) Review of collapsing soils. *J Soil Mech Found Div ASCE* 96(3):925–947.
- Gaaver K (2012) Geotechnical properties of Egyptian collapsible soils. *Alex Eng J* 51(3):205–210.
- Jennings JE, Knight K (1975) A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure. In: *Proceedings of the 6<sup>th</sup> regional conference for african soil mechanics and foundation engineering* 1:99–105.
- Kouakou N, Cuisinier O, Masroufi F, Lavallée E, Le Borgne T (2019) Estimation de la résistance au cisaillement des sols granulaires hétérogènes à matrice. *The XVII European conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Sep 2019, Reykjavik, Island*.
- Shalaby IS (2017) Potential collapse for sandy compacted soil during inundation. *IJISSET Int J Innov Sci Eng Technol* 4(5):307–314.
- Ziani H, Abbeche K, Messaoudene I, Pais LJA (2019) Treatment of collapsible soils by additions of granulated slag and natural pozzolan. *KSCE J Civ Eng* 23(3):1028–1042.

# INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING



*This paper was downloaded from the Online Library of the International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE). The library is available here:*

<https://www.issmge.org/publications/online-library>

*This is an open-access database that archives thousands of papers published under the Auspices of the ISSMGE and maintained by the Innovation and Development Committee of ISSMGE.*

*The paper was published in the proceedings of the 18th African Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering and was edited by Abdelmalek Bekkouche. The conference was held from October 6<sup>th</sup> to October 9<sup>th</sup> 2024 in Algiers, Algeria.*