

SOLS SUSCEPTIBLES D'AFFAISSEMENT : IDENTIFICATION, MECANISMES ET TRAITEMENT

Par

Tahar AYADAT

PhD, Enseignant, Institut de Génie Civil, Centre Universitaire de M'Sila

Faouzi BELLILI

Ingénieur en Génie Civil

Résumé

Les désordres importants causés par l'effondrement du sol, et constatés dans de nombreuses régions du monde et récemment dans la région de Biskra (Algérie), ont montré que le phénomène d'affaissement est une réalité que le concepteur se doit de prendre en considération et de maîtriser.

Dans cet article nous présentons d'une manière très simplifiée les sols susceptibles d'affaissement et nous faisons le point des connaissances en ce qui concerne les critères de prédiction, les mécanismes et les méthodes de traitement.

Mots clés : sols susceptibles d'affaissement • prédiction • mécanisme • traitement.

1 INTRODUCTION

Les sols "susceptibles d'affaissement" sont définis comme des structures non saturées qui subissent un réarrangement radical de leurs particules et une grande diminution dans leur volume après mouillage avec ou sans chargement.

Ces sols, qu'on rencontre principalement dans les régions arides et semi-arides, n'ont commencé à faire l'objet d'études que ces dernières années. La poussée démographique et l'évolution technologique ont favorisé l'intérêt qu'on porte actuellement à ces zones. La présence d'eau dans ces régions favorise la création de l'environnement idéal pour l'effondrement des sols et par conséquent la ruine des constructions.

Dans cet article, nous faisons le point des connais-

sances en ce qui concerne les différents types de sols susceptibles d'affaissement et les différents mécanismes d'affaissement.

Nous présentons d'une manière simplifiée les méthodes de prédiction de l'effondrement de ces sols ainsi que les paramètres affectant la magnitude d'affaissement. Enfin, nous proposons des solutions et des méthodes de traitement des phénomènes d'affaissement.

2 TYPE ET ORIGINE DES SOLS "SUSCEPTIBLES D'AFFAISSEMENT"

La majorité des dépôts des sols susceptibles d'affaissement sont des sols éoliens ou des sables ainsi que les limons qui ont été déposés par le vent. En plus de ces dépôts, il existe une variété d'autres types qui ont été identifiés comme des types possédant une structure instable (susceptible d'affaissement). Parmi ceux-ci, on cite les sols alluviaux, les dépôts alluviaux, les sols résiduels, les sols des rejets de volcans et les remblais artificiels.

2.1 Les dépôts éoliens (transportés par le vent)

Ces dépôts proviennent des matériaux transportés par le vent. Ils forment les dunes, les dépôts loessiques, les sables de plage et les dépôts des poussières volcaniques. Ces sols sont caractérisés par une structure non cohérente ou de faible cohésion et une densité relativement faible.

Ils se trouvent dans les régions arides où la nappe phréatique se situe à une grande profondeur de la surface. Ils sont formés par deux principaux types de sols : les silts éoliens (loess) et les sables éoliens [1].

2.2 Les dépôts alluviaux (transportés par l'eau)

Ce type de sol est composé essentiellement de sédiments lâches qui sont formés d'éventail alluvial et de vase.

Ces matériaux sont créés par les inondations et les écoulements de la boue dus aux pluies diluviennes brusques qui tombent dans des temps non réguliers. Ces dépôts, une fois décantés et séchés, ne reviennent jamais à l'état saturé jusqu'à l'arrivée d'une autre crue. Ces crues sont constituées par des matériaux sous consolidés qui contiennent une quantité d'argile considérable.

2.3 Les dépôts des sols résiduels

Ces sols sont le résultat des changements climatiques qui produisent la désintégration et l'altération mécanique des composants de la roche mère.

Les dimensions des particules des sols résiduels sont variables. Ils peuvent être composés par de larges fragments, des graviers, des sables, des silts, des particules colloïdales et dans certains cas on trouve des matières organiques. La structure de ces sols est développée comme le résultat de dissolution de la matière soluble et de la matière colloïdale. Cette dissolution crée des structures instables avec un grand indice des vides [2].

2.4 Autres sols susceptibles d'affaissement

Les autres types de sols montrant un comportement de sol susceptible d'affaissement comprennent les sols dérivés des tufs volcaniques, des gypses, des sables lâches cimentés par des sels solubles, des argiles dispersives et des montmorillonites riches en sodium [1].

Les remblais artificiels, compactés à une teneur en eau inférieure à la teneur en eau optimale de Proctor, ont aussi été identifiés comme susceptibles d'affaissement [3].

3 LES CAUSES ET MECANISMES D'AFFAISSEMENT

Pour que le phénomène d'affaissement se manifeste, il faut que le sol possède une structure préparée à cet effet. D'après Barden et al. [4], un effondrement appréciable d'un sol exige les trois conditions suivantes :

- 1 - Une structure partiellement saturée, potentiellement instable et possédant une grande porosité.
- 2 - Une grande surcharge appliquée au sol, capable de développer une condition ou un état d'instabilité.
- 3 - L'existence d'un liant ou agent de cimentation qui stabilise les contacts intergranulaires et sa

réduction ou élimination, par mouillage, produit le phénomène d'affaissement.

Tous les cas étudiés jusqu'à présent ont montré que ces sols ont une structure qui ressemble beaucoup à la structure des nids d'abeilles dont les grains sont liés en place par une matière liante ou une force [5] et [6]. Cette matière ou cette force est susceptible à la réduction ou à l'élimination de l'eau dans le sol. Une fois le support éloigné, les grains sont capables de glisser en se déplaçant vers les espaces vacants. La résistance temporaire de ces sols est fournie par différentes matières de liaison dont les principales sont citées ci-après.

3.1 Liaison en limon

Dans le cas où le sol est constitué de sable avec du limon fin, la résistance temporaire est due à la tension capillaire [7] et [8].

Quand le sol est séché au dessous de la limite de retrait, l'eau restant se retire dans les espaces étroits près des jonctions des grains solides du sol (Figure 1) L'interface eau-air dans ces espaces place l'eau sous tension capillaire.

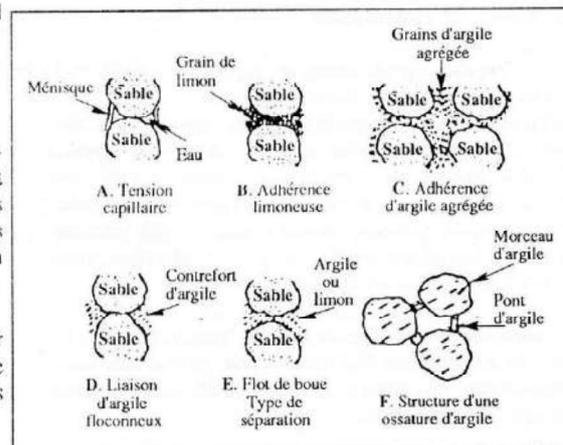


Figure 1 : Structures typiques de sol susceptible d'affaissement (Clemence et Finbarr, 1981).

La pression interstitielle (u) dans l'expression habituelle de la contrainte :

$$\sigma' = \sigma - u$$

devient négative et les contraintes effectives actuelles deviennent plus grandes que les contraintes totales appliquées. Cette pression interstitielle négative augmente la résistance apparente du sol. Cependant l'addition de l'eau réduit l'effet bénéfique de la pression interstitielle négative. Si le sol est poreux, il peut subir une grande et rapide réduction de son volume après mouillage.

3.2 Liaison en argile

La majorité des sols susceptibles d'affaissement impliquent l'action des particules d'argile dans la liaison entre les grains de sable. Plusieurs arrangements structuraux des particules d'argiles dépendant de l'histoire du sol sont possibles. Les argiles peuvent former des plaques parallèles entourant les particules du quartz de la forme d'un oignon. L'évaporation graduelle de l'eau interstitielle peut causer le retrait des plaques d'argiles et de l'eau restant dans les ménisques au contact interparticulaire.

Knight [3] et Barden et al [9], en utilisant le microscope électronique, ont montré que dans de telles conditions, les grains d'argiles se groupent autour des jonctions dans un arrangement floconneux donnant au hasard un support pour les grains solides de la forme d'un arc-boutant. Des tensions capillaires peuvent être aussi présentes dans ces arcs-boutants.

3.3 Agents de cimentation

Les liaisons ou les effets de rigidité d'un sol susceptible d'affaissement ne proviennent pas que de la succion capillaire ou des ponts d'argiles. Un effet similaire peut être produit par des agents de cimentation chimique tel que l'oxyde de fer, le carbonate de calcium ou du soudage des grains à leurs contacts. Ces agents peuvent empêcher les grains solides de pivoter et créent ainsi un arrangement ou un état plus dense.

Quelque soit le type de liaison, tout peut être éliminé ou affaibli par l'addition d'eau, permettant ainsi l'application de contraintes de cisaillement locales causant l'effondrement.

4 PREDICTION DE L'AFFAISSEMENT

Le mécanicien de sol doit être capable d'identifier correctement les sols qui peuvent s'effondrer et d'indiquer exactement le taux d'affaissement résultant. Parfois, il est concerné par le temps requis pour l'affaissement. Les tests pour ces facteurs varient du simple au complexe. Quelques-uns peuvent être réalisés par l'ingénieur sur le champ en quelques minutes. D'autres par contre exigent des essais en laboratoire d'un coût élevé, associés à des informations qualitatives.

Pour une meilleure évaluation des propriétés des sols susceptibles d'affaissement, différentes méthodes ont été adoptées et établies par plusieurs chercheurs. Ces méthodes peuvent être regroupées en 3 grandes familles comme suit.

Référence	Critère
Denisov (1951)	Coefficient d'affaissement $K = e_L/e_0$ $K = 0.5 \text{ à } 0.75$ Sols à fort effondrement $K = 1.0$ Non effondrement de glaise $K = 1.5 \text{ à } 2.0$ Non effondrement de sol
Clevenger (1958)	Si la densité sèche est inférieure à 1.28 g/cm^3 , le tassement sera large. Si la densité sèche est supérieure à 1.44 g/cm^3 , le tassement sera petit.
Prikionski (1952)	$K_D = (W_0 - W_D)/I_D$ $K_D < 0$ Sols à fort effondrement $K_D > 0.5$ Non effondrement de sol $K_D > 1.0$ Gonflement de sol
Gibbs (1961)	Degré d'effondrement: $R = W_g/W_L$ Ceci était aussi présenté sous la forme d'un abaque.
Soviet Building code (1962)	$L = (e_0 - e_L)/(1 + e_0)$ Pour $S_0 < 60\%$ $L > 0.1$ Sol effondré.
Feda (1964)	$K_1 = [(W_0/S_0) - W_D]/I_D$ Pour $S_0 < 100\%$ $K_1 > 0.85$ Affaissement du sol
Feda (1966)	Si la porosité initiale $n_0 > 40\%$ le sol est susceptible de s'effondrer.
Benites (1967)	Un test de dispersion où 2g d'échantillon mouillé, au compte-gouttes dans 125 ml d'eau distillée, et chronométré jusqu'à ce que l'échantillon soit dispersé. Les temps de dispersion de 20 à 30 secondes ont été obtenus par l'effondrement du sol de l'Arizona.
Anderson (1958)	Degré d'effondrement R où: $R = 5.5 - 3.82 \text{ Log}(W_1/W_0) - 1.63 \text{ Log } W_D$ $- 1.24 \text{ Log } C_u - 0.918 \text{ Log } P_{10} - 0.303 F_{200}$ $+ 0.465 \text{ Log}(D_{60}/D_{40}) - 0.45 \text{ Log}(D_{90}/D_{50})$
Handy (1973)	Le loess d'Iowa ($< 0.002 \text{ mm}$) avec une teneur en argile: $< 16\%$ = Grande probabilité d'effondrement $16 \text{ à } 24\%$ = Effondrement probable $24 \text{ à } 32\%$ = Probabilité inférieure à 50% $> 32\%$ = Généralement protégé de l'effondrement.

Tableau 1 : Résumé des critères d'identification de l'affaissement des sols.

4.1 Méthodes empiriques

Tous les critères publiés dans ce domaine sont représentés dans le tableau 1. Bien que ces critères soient utiles, ils peuvent être localement applicables et fournir des indications qualitatives qui permettent de prévoir si un sol est susceptible d'affaissement ou non, il reste qu'aucun d'eux ne peut donner une estimation, même grossière, sur le taux de déformation qu'on peut attendre.

4.2 Méthodes expérimentales

Afin de pouvoir indiquer la susceptibilité d'un sol de s'effondrer et de déterminer la quantité et le taux de déformation qui peuvent survenir, plusieurs méthodes expérimentales ont été développées (dans le laboratoire et in-situ) [10], [11] et [12]. Les méthodes utilisées et recommandées sont celles basées sur des tests œdométriques.

Jennings et Knight [13] suggèrent un essai simple et satisfaisant en utilisant le consolidomètre. Un échantillon du sol est découpé et déposé à l'intérieur de l'anneau du consolidomètre. Ensuite, un chargement progressif est appliqué jusqu'à 200 KPa. A la fin de ce chargement, l'échantillon est mouillé (inondé) par l'eau durant 24 heures et ensuite l'essai œdométrique est conduit jusqu'à son chargement limite maximal. La courbe type résultante (Déformation/Chargement) est

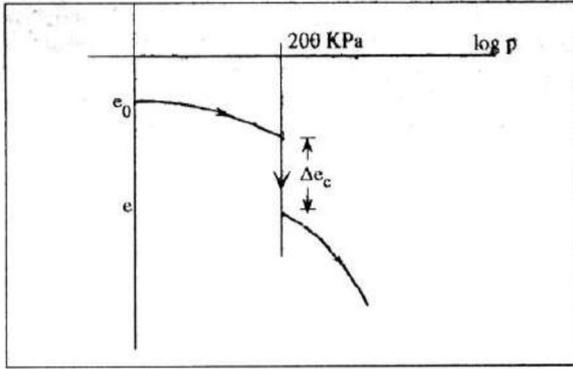


Figure 2 : Résultat de test du potentiel d'affaissement typique (Clemence et Finbarr, 1981).

représentée à la figure 2. Le potentiel d'affaissement (CP) est défini comme :

$$CP = \frac{\Delta e_c}{1 + e_0}$$

où :

Δe_c : variation de l'indice des vides après mouillage,
 e_0 : indice des vides naturel (initial).

Le potentiel d'affaissement (CP) peut être aussi défini comme :

$$CP = \frac{\Delta H}{H_0}$$

où :

ΔH : réduction de la hauteur de l'échantillon après mouillage,
 H_0 : hauteur initiale de l'échantillon.

Lutenegger et al. [14] se sont basés sur les travaux de Abelev [15] et proposés un essai similaire à celui de Jennings et Knight mais avec l'inondation effectuée à 300 KPa et le potentiel d'affaissement défini comme suit :

$$CP = \frac{\Delta e_c}{1 + e_1}$$

e_1 : indice des vides juste avant l'inondation.

Les valeurs obtenues du CP doivent être comparées, selon l'expression utilisée, soit aux valeurs suggérées par Jennings et Knight (Tableau 2) soit à celles données par Lutenegeger et al (Tableau 3).

CP	Degré du problème
0 à 1%	Pas de problème
1% à 5%	Troubles modérés
5% à 10%	Troubles
10% à 20%	Troubles sévères
>20%	Troubles très sévères

Tableau 2 : Classification de Jennings et Knight (1975).

Si, pour des raisons de conception, on doit prédire le tassement total dû à l'effondrement, on doit donc utiliser la méthode ou le test recommandé par Knight [16]. L'essai consiste à réaliser un double test, en utilisant l'œdomètre, sur des échantillons non remaniés, l'un saturé et l'autre à sa teneur en eau naturelle. La différence entre le tassement des 2 échantillons, à un chargement quelconque, représente l'effondrement attendu sous ce chargement. Pour plus de détails, on peut consulter la référence [17]. Cette procédure donne une bonne estimation quantitative sur l'intensité d'affaissement.

4.3 Méthodes théoriques

Les travaux publiés dans ce domaine sont très limités [18] et [19]. Il semble qu'actuellement le développement d'une méthode analytique est très difficile. La méthode de prédiction, qui conduit à des résultats plus précis, nécessite des essais in-situ avec la charge réelle sur place. Ceci est, malheureusement, coûteux et demande beaucoup de temps et ne peut être généralisé puisqu'il ne montre que le comportement de surface ou de la région testée.

Enfin, on peut conclure que la prédiction basée sur des essais oedométriques est plus efficace que les prédictions empiriques ou analytiques, car elle tient compte de la structure actuelle du sol.

5 LES PARAMETRES AFFECTANT L'INTENSITE DE L'AFFAISSEMENT

Les principaux paramètres affectant la magnitude d'affaissement d'un sol partiellement saturé sont le poids volumique initial, la teneur en eau, le degré de saturation et la charge appliquée.

L'influence de ces facteurs sur l'intensité et le taux d'affaissement a été étudiée par plusieurs chercheurs. La plupart d'entre eux sont d'accord sur ce qui suit :

- 1/ Pour une teneur en eau donnée, le taux d'affaissement augmente avec la diminution de la densité sèche. Pour un poids volumique donné, l'importance d'affaissement diminue avec l'augmentation de la teneur en eau. Il y a une teneur en eau initiale critique au dessus de laquelle le phénomène de l'effondrement ne se manifeste pas [4], [18], [19], [20] et [21].
- 2/ Pour un poids volumique donné, la charge ou surcharge pour laquelle le taux de l'affaissement

CP	Degré du problème
2.0	Faible
6.0	Modéré
10.0	Sévère

Tableau 3 : Classification de Lutenegeger et Saber (1988).

3/ Il existe un degré de saturation critique au delà duquel il apparaît que les sols ne sont pas susceptibles à l'affaissement. Mishu [23], Booth [19] et [24] et Ganeshan [8] ont proposé un degré de saturation critique entre 50 et 60%. Markin [25], Prusza et Choudry [7] ont suggéré des valeurs légèrement supérieures : entre 60 et 65%.

6 LES METHODES DE TRAITEMENT DE L'AFFAISSEMENT

Le nombre, la quantité et le type de traitement dépendent, d'une part, de la profondeur du sol affaissé et, d'autre part, du type et des conditions du support exigés par la structure proposée. Le tableau 4 donne un résumé de toutes les méthodes de traitement possibles (passées, courantes et à venir) [26].

La solution la plus simple est de porter les fondations à un niveau où le phénomène "d'affaissement" est absent ou négligeable. Ceci peut être réalisé par des pieux. Si la couche du sol affaissé n'est pas trop épaisse (inférieure à 4 m), il est souvent économique et pratique de l'enlever et de la remplacer par un sol de bonne qualité placé avec un effort de compactage satisfaisant. De préférence le sol choisi doit être gros, pulvérulent, inorganique et nécessitant une énergie de compactage faible. Ce type de traitement a été utilisé pour les petites usines de pompage, les ponts, les fondations superficielles et les canaux.

et de sub-surface ou par des mesures d'isolation. L'utilisation des canalisations aussi flexibles que possible avec des joints parfaitement étanches est recommandée. Ces canalisations doivent être posées sur un lit de matériaux inertes (graves par exemple) les tranchées doivent être remblayées avec des matériaux argileux imperméables. Ces mesures seront pratiques si la structure est construite dans un endroit où le changement de la teneur en eau n'est pas très grand.

D'autres méthodes de traitement, basées sur le changement de la structure du sol, peuvent être aussi employées. Une description détaillée de ces méthodes est présentée dans la référence [27].

7 CONCLUSION

L'affaissement des sols est un phénomène très dangereux et cet article visait à orienter le mécanicien du sol dans la prise en charge de ce problème.

Par ailleurs, nous avons présenté le phénomène d'affaissement, les différentes méthodes de prédiction d'un sol affaissé et les précautions à adopter pour ce genre de problème.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] S.P. Clemence & A.O. Finbarr : "Design consideration for collapsible soils". Journal of the geotechnical engineering Division, ASCE, vol. 107, GT3, 305-317, 1981.
- [2] J.E. Bowles : "Engineering properties of soils and their measurements". Mc Graw-Hill book Co, New York, 1978.
- [3] L. Barden, A. Mc Gown & K. Collins : "The collapse mechanism in partly saturated soil". Engineering geology, vol. 7, pp 49-60, 1973.
- [4] L. Barden, A.O. Madedor & G.R. Sides : "Volume change characteristics of unsaturated clay". Journal of SMFD, ASCE, vol. 95, SM1, pp 33-49, 1969.
- [5] L. Barden & G.R. Sides : "Engineering behaviour and structure of compacted clay". Journal of SMFD, ASCE, vol. 96, SM4, pp 49-60, 1970.
- [6] K. Collins & A. Mc Gown : "The form and function of micro fabric features in a variety of natural soils". Geotechniques, 24, 2, pp 223-254, 1974.

Profondeur du sous-sol nécessitant un traitement	Méthodes de traitement des fondations
<i>Méthodes actuelles et anciennes</i> 0 à 1.5 mètre	1 - Humidification et compactage (conventionnel, super-lourd, battage ou rouleau vibratoire).
1.5 à 10 mètres	2 - Surexcavation et recomptage (plaque de terre avec ou sans additifs de stabilisation tels le ciment ou la chaux). 3 - Compactage par vibroflotation (libre - sol drainé). 4 - Colonne rocheuse (vibroremplacement). 5 - Déplacement de pieu. 6 - Injection de limon ou de chaux. 7 - Mouillage ou inondation (si non existence de couche imperméable).
Au delà de 10 mètres	8 - Une des méthodes précédentes, si applicable. 9 - Mouillage avec puits d'infiltration. 10 - Mouillage et infiltration de puits avec utilisation d'explosifs.
<i>Autres méthodes possibles</i>	1 - Traitement de température pour solidifier le sol en place. 2 - Ultrason pour produire des vibrations qui vont détruire le mécanisme de liaison de sol instable. 3 - Additif chimique pour renforcer le mécanisme de liaison de la structure de sol instable (méthodes d'application électrochimique possible). 4 - Utilisation d'enduit comme additif pour remplir l'espace de pore avant solidification.

Tableau 4 : Méthodes de traitement des fondations de sol susceptible d'affaissement.

- [7] A. Prusza & T. Choudry : "*Collapsibility of residual soils*". Proc. 13th. congrès on large dams, New Delhi, India, Q.49, pp 117-130, 1979.
- [8] V. Ganeshan : "*Strength and collapse characteristics of a compacted residual soils*". Thesis (M.E), Asian institute of technology, Bangkok, Thailand 1982.
- [9] K. Knight : "*The origin and occurrence of collapsing soils*". Proc. 3rd regional conference for Africa on SMFE, vol.1 pp 177-183, 1963.
- [10] H.J Gibbs & J.P Bara : "*Collapsible soils*". Presented at the September ASCE annual convention and exposition, Held at Philadelphia, 1967.
- [11] A.R Reginatto & J.C Ferrero : "*Collapse potential of soils and soil-water chemistry*". Proc 6th ICSMFE, vol. 2 pp 177-183, 1973.
- [12] M.A El Sohby, M.M Scrif, A.M Elleboudy & M.A Saad : "*Critical evaluation of collapsibility measurement for cemented sand*". 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, pp 593-596, 1989.
- [13] J.E Jenning & K. Knight : "*A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure*". Proc. 6th regional conf. for Africa on SMFE, Durban, South Africa, 1975.
- [14] A.J Lutenecker & R.T Saber : "*Determination of collapse potential of soils*". Geot testing jnl, GT JODJ, vol 11, N°3, pp 173-178, 1988.
- [15] Y.M Ablev : "*The Essentials of designing and building on micro porous soils*". Stroital Naya Promyshlemast, n°10, 1948.
- [16] K. Knight : "*The collapse of structure of sandy subsoil on wetting*". PhD thesis, university of the Witwatersrand, Johannesburg, 1961.
- [17] T. Ayadat : "*Collapse of stone column foundations due to inundation*", PhD thesis, university of Sheffield, England, 1991.
- [18] W.G Holtz : "*The determination of limits for the control of placement moisture in high rolled earth dams*". Proc ASTM, Philadelphia, pp 1240-1248, 1948.
- [19] A.R Booth : "*The factors influencing collapse settlement in compacted soils*". Proc 6th Reg conf for Africa on SMFE, Durban, South Africa, pp 57-63, 1975.
- [20] G. Lefebvre & M. Ben Belfadhel : "*Collapse at permeation for a compacted non-plastic till*". 12th ICSMFE, Rio de Janeiro, pp 619-622, 1989.
- [21] E.C Lawton, R.C Fragaszy & H.H James : "*Collapse of compacted clayey sand*". Journal of Geot. Engng. Div. ASCE, vol 115, n°9, pp 1252-1267, 1989.
- [22] D.W Cox : "*Volume change of compacted clay fill*". ICE Conf on clay fills, pp 79-85, 1978.
- [23] L.P Mishu : "*Collapse in on-dimensional compression of compacted clay on wetting*". MSC thesis presented to purdue university at West Lafayette, 1963.
- [24] A.R Booth : "*Collapse settlement in compacted soils*". CSIR research report 324, NITRR bulletin 13, Pretoria, South Africa, 1977.
- [25] B.P Markin : Discussion on "*Standard criteria of sag in loess soils*". Soil Mech and Found Engng, n°2, pp 137, 1969.
- [26] J.P Bara : "*Collapsible soils*". Presented at the september annual ASCE convention and exposition, held at Philadelphia, 1976.
- [27] T. Ayadat : "*Treatment methods for Collapsible soils*". Article remis à la revue Algerian scientist, 1994.