

# Etude de la pression de gonflement de deux sols argileux compactés statiquement par rapport aux contraintes de compactage

Ben Bouziyane J.

Professeur à l'Ecole Hassania des Travaux Publics – Casablanca, [benbouziyane@ehpt.ac.ma](mailto:benbouziyane@ehpt.ac.ma), Maroc

Khalid R.

Professeur à l'Ecole Mohammedia d'Ingénieurs – Rabat, [khalid@emi.ac.ma](mailto:khalid@emi.ac.ma), Maroc

Sahli M.

Professeur à l'Ecole Hassania des Travaux Publics – Casablanca, [sahli@ehpt.ac.ma](mailto:sahli@ehpt.ac.ma), Maroc

RESUME: On se propose de montrer à travers cette étude que le phénomène de gonflement est, avant tout, une question d'histoire de contraintes. Dans la partie expérimentale, on s'intéresse à l'évaluation du comportement gonflant obtenu sur des spécimens de sol reconstitués par compactage statique à l'oedomètre. La pression de gonflement est la donnée du gonflement sur laquelle se concentre l'intérêt de cette investigation. Le travail expérimental est complété par une tentative de modélisation du comportement observé, qui se propose de dériver une relation analytique entre la pression de gonflement et la pression de compactage. La théorie de l'élasto-plasticité des sols et certains aspects de la théorie des sols non saturés sont de valeur dans ce travail, tant dans son apport conceptuel que constitutif. L'occasion est offerte, en particulier, pour concrétiser les limitations, communément admises, du principe de la contrainte effective extrapolé au domaine des sols non saturés

## 1 INTRODUCTION

Dans la pratique de construction sur sols gonflants, il existe deux approches essentielles de conception (design) [1] :

- dissipation complète de la pression de gonflement par la charge apportée par la fondation;
- dimensionnement de la structure de la construction pour tolérer le soulèvement anticipé du sol de fondation.

La première approche suppose, bien entendu, qu'on est maître de la pression à appliquer, et requiert une bonne détermination de la pression de gonflement du sol d'assise.

En plus de toutes les précautions spéciales qui s'imposent pour se prémunir contre les effets préjudiciables de l'instabilité des fondations, la seconde approche exige une bonne estimation du soulèvement du sol. Pour ce, la méthode rationnelle la plus utilisée est basée sur l'équation constitutive simple impliquant un indice de gonflement pour relier la déformation du gonflement aux états de contraintes initial et final. Même si on ne vise pas à balancer la pression de gonflement, la connaissance de cette grandeur est souhaitable même avec cette seconde approche, puisqu'elle peut représenter l'état initial de contraintes [2].

Ce travail se concentre particulièrement sur cette grandeur pression de gonflement, puisqu'elle semble la donnée du gonflement la plus recherchée dans la pratique. Plusieurs techniques sont disponibles pour sa mesure au laboratoire [3] - on peut en dénombrer au moins seize dans la littérature [2] – ce qui lui confère une multitude de définitions différentes selon le cheminement de contraintes de la technique envisagée. La préférence de l'essai à volume constant est presque unanime dans la littérature; la constance du volume avec l'imbibition est nécessaire pour une bonne conservation de l'histoire des contraintes ; en effet, tout gonflement permis est une déconsolidation, donc une perte, partielle du moins, de la « mémoire » du sol.

## 2 PRÉSENTATION DES SOLS ETUDIÉS

Deux sols gonflants notoires au Maroc font matière première aux essais : l'argile rouge de Berrechid et un « tirs » prélevé dans la plaine du Gharb.

L'argile de Berrechid[4] est une formation lacustre quaternaire. Selon l'endroit, elle peut être franche ou à inclusions calcaires ou tuffacées . Elle se place, dans son état in situ , parmi les sols marocains sur-

consolidés par effet de dessiccation . Son caractère expansif surconsolidé est muni, en plus d'une structure en « caillots », de plans de cisaillement lustrés provoqués vraisemblablement par le phénomène d'auto-rupture des sols surconsolidés. La notoriété de l'argile rouge de Berrechid est due aux désordres spectaculaires qu'elle a pu causer aux constructions de la région.

Le terme « tirs »[5] est une appellation vernaculaire désignant un sol argileux qui est, semble-t-il, l'homologue de ce qu'on appelle « black cotton », en d'autres pays. Les tirs étant des formations pédologiques issues de l'altération des formations sous-jacentes sous des conditions hydriques particulières, sont souvent classés par les agronomes comme étant des vertisols ; et c'est probablement à leur caractère gonflant qu'ils doivent cette nomination (vertisols) d'origine latine qui signifie « sols tournants » . Les « tirs », fréquents au Maroc, sont à l'origine de nombreux désordres subis par des bâtiments, des voies ferrées et surtout par des chaussées. Ils préoccupent énormément les ingénieurs routiers marocains, que ce soit lors du dimensionnement ou de l'entretien des chaussées qui les traversent.

### 3 CARACTÉRISTIQUES DES DEUX PRÉLÈVEMENTS

#### 3.1 Composition minéralogique

L'analyse par diffraction aux rayons X montre, dans les deux sols, une forte présence de quartz, une présence notable de calcite et des traces de chlorite et de feldspath. On note l'existence de la kaolinite et des traces de smectites dans le « tirs », et une faible teneur de la première dans l'argile de Berrechid.

#### 3.2 Caractéristiques granulo-plastiques

Sol	Argile rouge de Berrechid	« tirs » du Gharb
Densité relative des grains : Gs	2.73	2.76
Limite de liquidité en % :Wl	34	56
Limite de plasticité en % :Wp	18	26
Indice de plasticité en % :IP	16	30
Teneur en argile (%<2μ) : C	35	45
Pourcentage de silt (2μ<%<80μ)	65	55

Tableau 1: Caractéristiques granulo-plastiques des sols étudiés

En référence au système de classification unifiée (USCS), le sol de Berrechid est un silt argileux de classe CL et le « tirs » du Gharb est une argile de classe CH.

## 4 PROCEDURES EXPERIMENTALES

### 4.1 Essai Oedométrique de Reconstitution des Echantillons: EOORE

La reconstitution du sol se fait à l'oedomètre, sans mise en eau bien entendu, et en plus, avec une bonne isolation hygrométrique du matériau pour éviter les échanges d'humidité entre celui-ci et le milieu ambiant. Ce type d'essai peut être qualifié d'essai oedométrique à contraintes totales. Les chargements sont faits selon la procédure classique jusqu'à la contrainte de compactage visée, considérée par la suite comme étant la contrainte de préconsolidation totale :  $\sigma_p$  . Une fois celle-ci atteinte , le sol est déchargé d'un seul coup(à une contrainte nulle) ; un temps suffisant lui est alors laissé pour atteindre son rebondissement maximal , durant lequel temps , son isolation du point de vue hygrométrique est soigneusement maintenue; de cette manière, est offerte la possibilité d'une bonne conservation des contraintes de compactage et de l'optimisation du potentiel de gonflement correspondant .

### 4.2 Essai Oedométrique à Expansion Empêchée : EOEE

Le spécimen reconstitué est placé dans un oedomètre à «rotule de blocage» (figure-1-). Celui-ci, en plus des fonctions classiques d'un oedomètre, permet de mesurer la pression de gonflement à volume constant développée après une inondation du sol à l'eau.

Pour cette opération, la course de l'étrier oedométrique est bloquée comme montré à la figure-1-. De cette manière, on peut s'épargner d'être à poste fixe pour juguler tout gonflement en chargeant l'échantillon dès le moindre indice. Une fois la pression d'équilibre atteinte, elle est balancée en chargeant le plateau de l'oedomètre d'un poids équivalent, après quoi, un essai oedométrique est conduit normalement selon la procédure conventionnelle .

En réalité, l'essai EOEE est un essai oedométrique à expansion partielle ; celle-ci, très minime, est permise par la compressibilité de l'appareillage . Une attention particulière est accordée aux déformations de ce dernier pour chiffrer correctement les déformations nettes du spécimen de sol. La pression de gonflement  $\sigma'_g$  considérée est la pression qui ramène précisément le sol à son volume initial (figure-2-). Sur cette figure, et à titre d'exemple, sont jumelés les deux types d'essais oedométriques conduits sur un même spécimen.

En faisant varier la charge maximale imposée par le compactage statique et les conditions de moulage des spécimens, différents états du sol sont obtenus à l'abord de l'essai oedométrique à expansion empêchée. Ces états, représentant les conditions initiales

de ce dernier, sont considérés de manière arbitraire comme les « états présents » du sol.

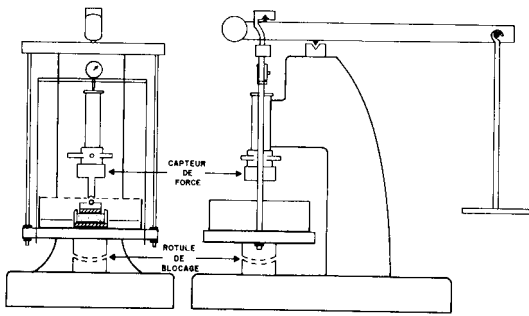


Figure 1: Oedomètre à « rotule de blocage »

## 5 RESULTATS ET ANALYSE QUALITATIVE

### 5.1 Définitions des différentes grandeurs

En référence à la figure-2-,  $\sigma_p$  est la contrainte maximale de l'essai **EORE** ; elle est tenue pour la pression de préconsolidation totale du sol.  $\sigma'_g$ ,  $C^c$  et  $C^g$  sont, dans l'ordre, la pression de gonflement, l'indice de compression et l'indice de gonflement évalués par l'essai **EOEE**.  $\sigma'_p$  est la pression de préconsolidation effective du sol. La différence  $\sigma'_p - \sigma_p$  pourrait être conçue comme la pression interstitielle équivalente  $u^*$  du sol à la fin du compactage, sous la contrainte  $\sigma_p$ .

La construction graphique adoptée pour déterminer  $\sigma'_p$  sous-entend l'existence de la courbe de recompression. Or, celle-ci n'apparaît pas sur plusieurs courbes des essais **EOEE**. Un exemple est montré à la figure-3-. Dans ce cas, on dira, pour le moment, que la pression de préconsolidation effective ( $\sigma'_p$ ) est prise tout simplement égale à la pression de gonflement ( $\sigma'_g$ ).

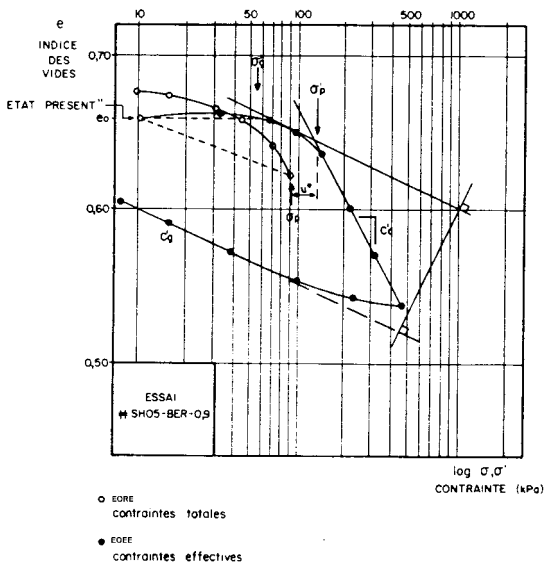
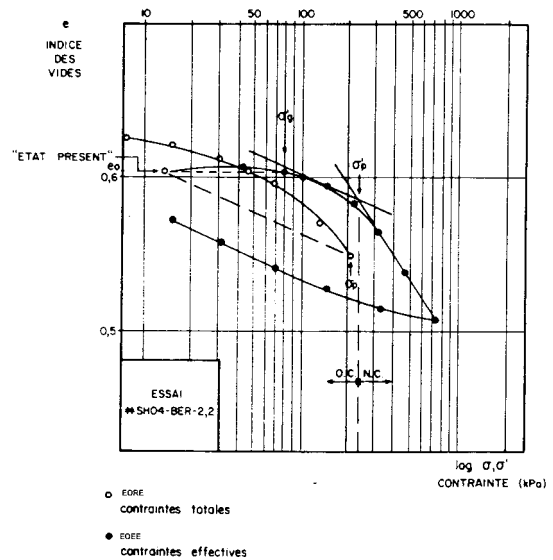
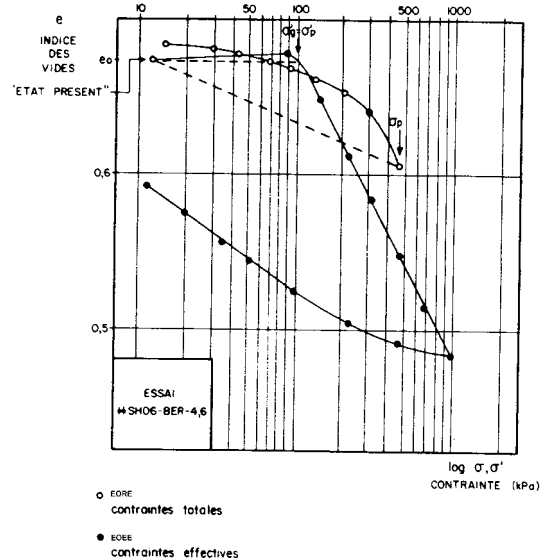


Figure 2: Définition des différentes grandeurs



a) Premier comportement type



b) Deuxième comportement type

Figure 3: Les deux comportements types

### 5.2 Distinction des différents comportements

Pour les deux sols utilisés, la pression de gonflement ( $\sigma'_g$ ) est portée en fonction de la pression de préconsolidation effective ( $\sigma'_p$ ) sur les figures-4- et -5-. L'on distingue alors deux comportements types :

- un premier (cas de la figure-3a-) que l'on rencontre quand le degré de saturation  $S_{ro}$  (à l'état présent) est assez proche de 100% : supérieur à 80% pour l'argile de Berrechid et supérieur à 90% pour le « tirs » du Gharb. Avec ce comportement, la pression de gonflement et la pression de préconsolidation effective sont pratiquement dans un rapport constant  $\gamma$  qui oscille autour d'une valeur de l'ordre de 0.3 pour les deux sols.
- un deuxième (cas de la figure-3b-) que l'on rencontre pour des degrés de saturation  $S_{ro}$  largement inférieurs aux limites fournies ci-dessus. Les courbes oedométriques des essais **EOEE** té-

moignant de ce type de comportement ne montrent pas de branche de recompression.

On obtient aussi un comportement intermédiaire entre ces deux comportements types quand le degré de saturation  $S_{r0}$  est légèrement inférieur aux limites mentionnées.

### 5.3 Interprétation

Dans le cas du deuxième comportement type, le sol rejoint l'état « vierge » (état  $K_{on,c}$ ) immédiatement sous le premier chargement succédant à la mesure de la pression de gonflement. Celle-ci se confond donc avec la contrainte de préconsolidation effective qui doit être qualifiée ici d'apparente puisqu'elle est, paradoxalement, inférieure à la contrainte de préconsolidation totale. Le sol dans ce cas ne semble pas « mémoriser » les contraintes de compactage [13].

La pression de gonflement produite avec ce comportement est relativement faible en référence à la contrainte de préconsolidation totale et à la faible saturation du sol. Ceci est dû à la relaxation des contraintes intergranulaires avec l'imprégnation du sol par l'eau [6]. Cette relaxation, dans sa nature, est la même que celle qui est à l'origine de l'effondrement d'un sol soumis à une charge extérieure constante et dont le volume n'est pas contrôlé. En fait, gonflement et effondrement doivent être perçus comme deux phénomènes antagonistes qui peuvent coexister dans le cas d'un sol *gonflant-effondrable* [7], par exemple, une argile silteuse : cas des deux sols marocains utilisés .

*La pression de gonflement dans le cas du deuxième comportement type est une pression d'équilibre assurant la constance du volume sous la dualité des deux phénomènes, gonflement et effondrement.*

L'effondrement étant un comportement plastique, on conçoit aisément que cette relaxation des contraintes puisse s'accompagner d'une déstructuration du matériau. Ce qui explique l'absence de la zone surconsolidée avec le deuxième comportement type.

A ce niveau, tout semble dire que les désordres observés au Maroc dans les constructions fondées sur ces sols ne sont peut être pas toujours dus à des soulèvements de fondations. En effet, si le sol est assez sec avant construction, et si le design est fait de façon à contrer la pression de gonflement, on pourrait vraisemblablement, assister à des affaissements lors d'une réhumectation du sol ; d'autant plus que la

coutume veut que la pression de contact apportée par la fondation soit largement supérieure à la pression de gonflement anticipée pour que son effet se fasse sentir en profondeur. L'instabilité du sol doit être redoutée dans les deux sens.

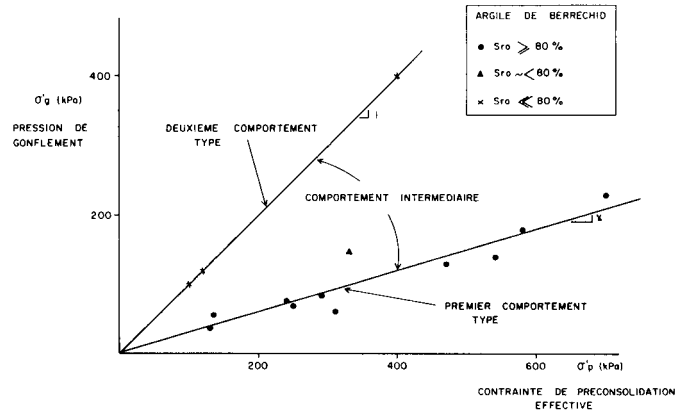


Figure 4: Pression de gonflement versus pression de préconsolidation effective (argile de Berrechid)

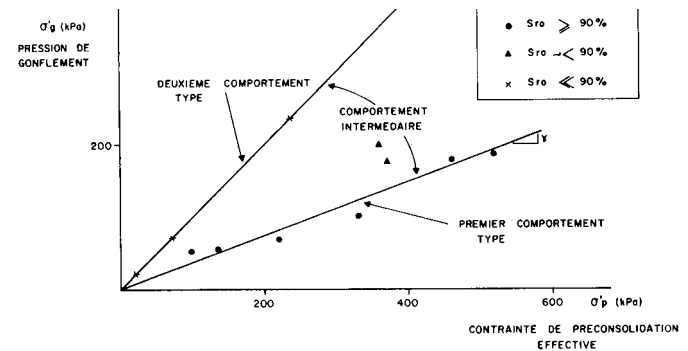


Figure 5: Pression de gonflement versus pression de préconsolidation (« tirs » du Gharb)

Le modèle d'ALONSO [8] malgré ses limitations, permet d'interpréter certains aspects reliés au deuxième comportement type, notamment la plastification du sol pendant l'imbibition. En se servant des courbes limites ou « yield locus » établies par ce modèle (figure-6-), le cheminement de contraintes probable pour l'imbibition à volume constant est tracé de manière qualitative pour deux cas : ab et a'b'. Pour simplifier l'illustration, on se place dans le cas simple de l'isotropie de contraintes, ceci permet de travailler en deux dimensions. On peut voir alors clairement qu'un sol peut se plastifier au cours de son imbibition à volume constant si sa succion au départ est relativement importante (cas du deuxième comportement type).

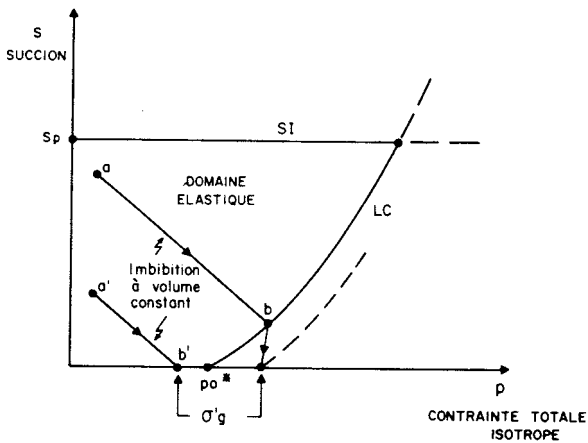


Figure 6: Cheminement de contraintes pour deux tests de gonflement isotropes

#### 5.4 Degré de saturation critique

JENNINGS et BURLAND [9] avancent que la plupart des sols se comportent, au-dessous d'un degré de saturation critique  $S_{cr}$ , d'une manière qui ne peut pas s'expliquer simplement sur la base des changements de contraintes effectives. Pour les sables, ce degré critique est inférieur à 50%. Par contre, pour les argiles, il peut atteindre les 90%.

Dans le présent travail, un degré de saturation particulier a été mis en évidence, au dessous duquel, des phénomènes complexes apparaissent dans le sol (relaxation, effondrement ...). Ce degré de saturation particulier serait donc le degré de saturation critique signalé par JENNINGS et BURLANDS [9]. Il est de 80% pour l'argile de Berrechid et de 90% pour l'argile du Gharb. La deuxième, étant plus plastique que la première, son degré de saturation critique est plus élevé, conformément aux conclusions de ces auteurs.

## 6 FORMULATION THEORIQUE

### 6.1 Relation $\sigma'_g - \sigma'_p$

Si l'on admet, dans un premier temps, que la pression de gonflement  $\sigma'_g$  représente l'état de contrainte à l'état présent puisque sa mobilisation à partir de ce dernier se fait à volume constant, et dans un domaine à priori élastique, le rapport  $\sigma'_g / \sigma'_p$  peut être dérivé à partir de la formule de SCHMIDT-LARSSON [10] et [11] :

$$Ko = Ko_{n.c} \left( \frac{\sigma'_p}{\sigma'_g} \right)^{1.2 \sin \phi'} \dots \dots \dots (1)$$

Où :

Ko : rapport des pressions des terres au repos à l'état présent;

$Ko_{n.c}$  : peut être approximé par la formule simplifiée de JACKY [14]:

$$Ko_{n.c} = 1 - \sin \phi' \dots \dots \dots (2)$$

$\phi'$  : angle de friction du matériau déterminé dans un domaine normalement consolidé.

Si on suppose que la pression de gonflement, telle que mesurée à l'oedomètre, est isotrope malgré l'anisotropie du matériau, supposition qu'on pourrait

étayer par la théorie de l'élasticité, on posera  $Ko=1$  et on tire :

$$\frac{\sigma'_g}{\sigma'_p} = (1 - \sin \phi')^{1/(1.2 \sin \phi')} \dots \dots \dots (3)$$

sol	$\phi'$	$\gamma$ calculé	$\gamma$ moyen mesuré pour $S_{ro} \geq S_{cr}$
Berrechid	29.8°	0.316	0.296
Gharb	22.65°	0.349	0.387

Tableau 2: Rapport  $\gamma$  pour les deux sols étudiés

Une bonne concordance entre l'expérience et la théorie est obtenue ; l'équation dérivée se vérifie très bien sur les deux sols, mais reste bien entendu limitée au premier comportement type, puisque, de manière explicite ou implicite, les phénomènes inhérents au deuxième comportement ou celui intermédiaire ne sont pas impliqués dans la dérivation.

### 6.2 Relation $\sigma'_g - \sigma_p$

Le caractère prédictif que pourrait avoir une telle relation serait l'évident intérêt qu'elle offrirait par rapport à l'équation (3). En effet, cette dernière, impliquant la pression de préconsolidation effective  $\sigma'_p$ , exige la conduite de l'essai EOEE pour la détermination de cette grandeur, en passant d'abord, et évidemment, par la mesure de la pression de gonflement  $\sigma'_g$ . Par contre, l'équation visée par la présente section, impliquant  $\sigma_p$  (pression de compactage) et non pas  $\sigma'_p$ , épargnerait la conduite de l'essai EOEE, d'où le dit caractère prédictif de cette équation.

La pression de gonflement, dans l'esprit de la procédure expérimentale adoptée, serait la résultante de deux composantes : une première traduisant l'effet mécanique (effet de  $\sigma_p$ ), et une seconde exprimant l'effet de la désaturation ( $1 - S_{ro}$ ). La première composante, dans la plage des degrés de saturation forts, est tout simplement  $\gamma \cdot \sigma_p$ , puisque ce

terme représenterait la pression potentielle de gonflement si le sol était saturé (un sol peut être gonflant même à l'état saturé). Si on traduit en termes mathématiques ce qui vient d'être dit, on écrira :

$$\sigma'_g = f(\sigma_p) + g(1-S_{ro}) \dots\dots\dots(4)$$

où  $f(\sigma_p) = \gamma \cdot \sigma_p$  et  $g(1-S_{ro})$  est à déterminer.

En faisant une analyse virtuelle sur les chemine-ments de contraintes de la reconstitution des échan-tillons, et en utilisant la théorie de l'élasto-plasticité et la loi de retrait, et moyennant un calcul différen-tiel, on démontre la formule suivante : (pour éviter d'alourdir cet article, on ne présente pas les déve-loppements)

$$\sigma'_g = \gamma \cdot \sigma_p \left[ 1 + \frac{\alpha \cdot e_o}{\lambda(1 - 2\alpha + S_{ro} \cdot \alpha)} (1 - S_{ro}) \right] \dots\dots(5)$$

Donc

$$g(1 - S_{ro}) = \gamma \cdot \left[ \frac{\alpha \cdot e_o \cdot \sigma_p}{\lambda(1 - 2\alpha + S_{ro} \cdot \alpha)} (1 - S_{ro}) \right] \dots\dots(6)$$

où :

- eo** : est l'indice des vides à l'état présent ;
- λ** : est l'indice de compression isotrope en terme du logarithme népérien de la contrainte effective moyenne,  $p'$  ; il est relié à l'indice de compression  $C'_c$  par  $\lambda = C'_c / 2.3$  ;
- α** : coefficient de compressibilité ; c'est la pente de la loi de retrait " volume spécifique  $(1+e)/Gs$  versus teneur en eau  $w$  " ; il peut être estimé à l'aide des équations de RUSSAM [12] :

$$IP < 5\% \quad \alpha = 0. \quad (7)$$

$$IP > 40\% \quad \alpha = 1 \quad \dots\dots\dots(8)$$

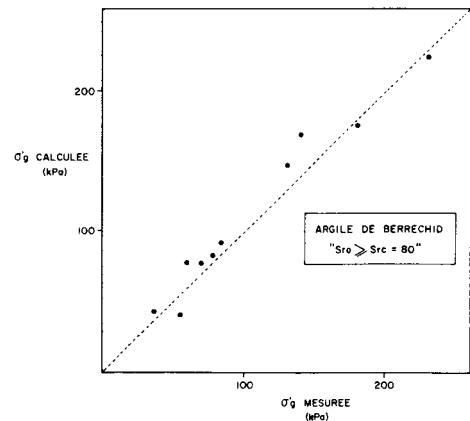
$$5\% < IP < 40\% \quad \alpha = 0.0275 IP - 0.125 \quad \dots\dots\dots(9)$$

Sur les deux figures 7-a et 7-b , la formule (5) est testée sur les deux sols étudiés, mais toujours en se limitant au premier comportement type ; le résul-tat est aussi satisfaisant qu'il est avec la formule (3) . Si cette dernière, en reliant  $\sigma'_g$  et  $\sigma'_p$  par une constante, confirme d'une manière directe, la théorie du couplage des deux phénomènes gonflement et surconsolidation, la formule (6), quand à elle, en plus de son caractère prédictif, a l'avantage de relier, d'une certaine manière, le passé et le présent au futur. En effet, dans l'esprit des procédures de cette investigation,  $\sigma_p$  et  $\lambda$  représentent le passé,  $S_{ro}$  et  $e_o$  représentent l' "état présent " et  $\sigma'_g$  repré-sente en pratique le futur que l'on redoute .  $\gamma$  et  $\alpha$  sont plus ou moins des paramètres intrinsèques qui

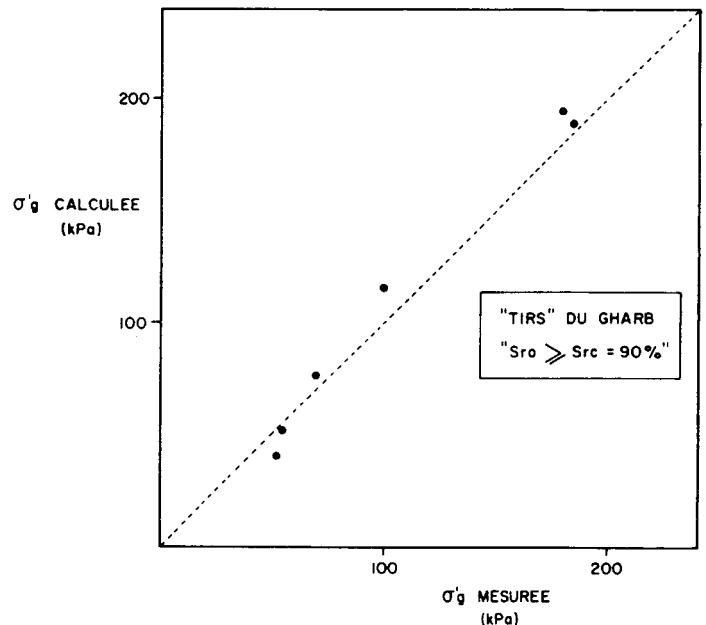
jouent dans la formule le rôle d'identification du sol .

## 7 SPÉCULATION SUR UNE MODÉLISATION DU DOMAINE "S<sub>RO</sub> < S<sub>CR</sub>"

Avec l'option de l'approche analytique, on conçoit qu'il soit difficile de mettre en équation des phéno-mènes tels que la relaxation des contraintes intergru-nulaires et la déstructuration à la réhumectation et ce qui en découle comme effondrement et altération de la " mémoire " du sol. Il serait peut être préférable de chercher à perturber les fonctions  $f$  et  $g$  par une fonction  $h(S_{cr} - S_{ro})$ , ou deux fonctions  $h(S_{cr} - S_{ro})$  et  $k(S_{cr} - S_{ro})$ , que l'on calerait à un plus grand nom-bre d'essais .



a) test sur l'argile de Berrechid



b) test sur le " tirs " du Gharb

Figure 7: Vérification de la relation théorique " pression de gonflement - pression de compactage "

## 8 CONCLUSION

A l'issue de cette étude, on réalise la forte dépendance entre l'histoire de contraintes et le comportement gonflant des argiles. Si celui ci représente, en quelques sortes, le futur que l'on redoute, son anticipation passe impérativement par une bonne connaissance à la fois du passé et du présent.

La pression de gonflement mesurée sur des spécimens de deux argiles moyennement gonflantes, reconstitués par compactage statique à l'oedomètre, a été, en effet, reliée aux conditions de moulage et aux contraintes de compactage.

Si cette relation s'est avérée, par la suite, limitée, c'est à cause de certains phénomènes complexes tels que la relaxation des contraintes effectives et la désstructuration à la réhumectation, qui coexistent avec le phénomène de gonflement, et qui commencent à apparaître dans le sol, à partir d'un certain degré de saturation critique (dans le sens d'une désaturation).

Il est recommandé alors de réajuster les équations dérivées en les perturbant par des fonctions du différentiel du degré de saturation, calculé par rapport au degré de saturation critique, et de faire un calage à un plus grand nombre d'essais.

## REFERENCES

- [1]SNETHEN D.R. (1986) , *Expansive Soils* , Ground Failure , No 3, p.12-19.
- [2]*Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations* (1994), Société Canadienne des Fondations, Richmond, 558p.
- [3]BEN BOUZIYANE J., LEFEVBRE G. & KHALID R. (1988), *Les Argiles Gonflantes Marocaines*, premier rapport technique, CRDI, Ottawa, 211p.
- [4]NACIRI H. (1982), *les Equipements d'Infrastructure en Sols Instables*, L.P.E.E., Casablanca.
- [5]MOUSSAOUI M.M., *le Comportement au Maroc des Chaussées sur les Tirs*, O.N.C.F., Rabat.
- [6]ALONSO E.E., GENS A. & HIGHT D.W. (1987), *General Report, Special Problem Soils*, 9<sup>th</sup> ECSMFE, Dublin, Vol. 3, p.1087-1446 .
- [7]JUSTO J.L. , DELGADO A. & RUIZ J. (1984), *the Influence of Stress-Path in the Collapse-Swelling of Soils at the Laboratory* , 5<sup>th</sup> Int. Conf. On Expansive Soils, Adelaide, p. 67-71.
- [8]ALONSO E.E. , GENS A. & JOSA A. (1990), *A Constitutive Model for Partially Saturated Soils* , Géotechnique , 40, p.405-430.
- [9]JENNINGS J.E. & BURLAND J.B. (1962), *Limitations to Use of Effective Stress in Partially Saturated Soils* , Géotechnique , Vol. 12, No 2, p . 125-144.
- [10]SCHMIDT B.(1966) , *Discussion : Earth Pressure at Rest Related to Stress History* , Revue Canadienne de Géotechnique , 3 , p.239-242.
- [11]LARSSON R.(1955) , *Mesurement and Calculation of Horizontal Sresses in Clay and their Importance for Strength-and Deformation Parameters*, Chalmers University of Technology , Goteborg , 15p.
- [12]RUSSAM K. (1961), *Estimation of Subgrade Moisture Distribution* , Transp. Commun. Mon. Rev. , Vol. 176 , p. 151-159.
- [13]GEHLING W.Y.Y., ALONSO E.E. & GENS A. (1995), *Stress-path Testing of Expansive Compacted Soils*, Proceedings of the First International Conference on Unsaturated Soils , Paris, Vol. 1, p.77-82.
- [14]JAKY, J. (1944), *A nyugalmi nyomás tényezője (The Coefficient of Earth Pressure at Rest)*, Magyar Mérnök és Építész - Egylet Közlönye ( Journal of the88888 Union of Hungarian Engineers and Architects), p. 355-358.

1	InTroduction.....	1
2	Présentation DES SOLS ETUDIES .....	1
3	Caractéristiques des deux prélèvements.....	2
3.1	Composition minéralogique .....	2
3.2	Caractéristiques granulo-plastiques.....	2
4	PROCEDURES EXPERIMENTALES.....	2
4.1	Essai Oedométrique de Reconstitution des Echantillons: EORE.....	2
4.2	Essai Oedométrique à Expansion Empêchée : EOEE.....	2
5	RESULTATS ET ANALYSE QUALITATIVE .....	3
5.1	Définitions des différentes grandeurs.	3
5.2	Distinction des différents comportements .....	3
5.3	Interprétation .....	4
5.4	Degré de saturation critique .....	5
6	FORMULATION THEORIQUE .....	5
6.1	Relation $\sigma'_g - \sigma'_p$ .....	5
6.2	Relation $\sigma'_g - \sigma_p$ .....	5
7	Spéculation sur une modélisation du domaine " $S_{ro} < S_{cr}$ " .....	6
8	CONCLUSION .....	7