

Intégration de la contrainte effective dans un modèle d'interaction sol gonflant-structure

LEFEBVRE Mathilde ^{1,2}, MORVAN Mathilde ¹, CHATEAUNEUF Alaa ^{1,2}

¹ Université Clermont Auvergne, Institut Pascal, F-63171 Aubière, France

² CIDECO – Université Clermont Auvergne, France

RESUME

Le retrait-gonflement des argiles constitue un défi majeur pour la stabilité des structures légères, particulièrement dans le contexte actuel de changements climatiques qui amplifient la fréquence et l'intensité des phénomènes de sécheresse. La modélisation de l'interaction sol-structure est complexe, notamment en raison de la variabilité spatiale des sols et l'utilisation de paramètres expérimentaux souvent peu représentatifs à grande échelle. Dans cet article, une extension d'un modèle d'interaction sol-structure est proposée par l'intégration du concept de contrainte effective, adaptée aux sols gonflants non saturés. Cette approche permet d'unifier la modélisation des états saturés et non saturés et d'améliorer la prédiction des tassements sous conditions hydriques variables. Les résultats obtenus sont comparés pour deux types de bâtiments légers soumis à une charge mécanique constante et trois valeurs de succion. Le modèle proposé montre une réduction significative des tassements et une meilleure continuité entre les états saturés et non saturés. Enfin, les limites du modèle et les perspectives d'amélioration sont discutées.

Mots-clefs Sol argileux gonflants non saturés, Interaction sol-structure, Tassements, Fondations superficielles, Déformation des structures

I. INTRODUCTION

L'aléa de retrait-gonflement des argiles (RGA) engendre chaque année des désordres particulièrement coûteux pour les assurances et des dérangements notables pour les occupants. En France, il constitue le deuxième poste d'indemnisation au titre du régime des catastrophes naturelles et avec le dérèglement climatique, il est estimé que le coût lié au phénomène de sécheresse pourrait tripler d'ici 2050 (France Assureurs, 2021).

Les constructions les plus touchées sont les structures légères, telles que les maisons individuelles de plain-pied ou à un étage, fondées sur des semelles superficielles (Vincent et al., 2009). En particulier, les semelles filantes sont les plus exposées, représentant environ 95 % des bâtiments endommagés par le RGA. Cette tendance a été mise en évidence par une étude du CEBTP-SOLEN (Vincent et al., 2006), portant sur 994 rapports de diagnostic réalisés entre 1998 et 2003, où la sécheresse a été identifiée comme le principal facteur déclencheur.

Les sols argileux, en raison de leur structure moléculaire, réagissent fortement aux variations hydriques. En période sèche, ils se rétractent sous l'effet de la dessiccation, tandis qu'en période

humide, ils gonflent par imbibition. Dans les régions à climat tempéré comme la France, où les sols sont souvent proches de leur état de saturation, les variations volumétriques les plus marquées se produisent lors des sécheresses prolongées. Ce phénomène entraîne des retraits sous les fondations, provoquant des tassements différentiels, souvent responsables de désordres dans les structures.

Pour anticiper les désordres causés par le retrait-gonflement des argiles, des modèles analytiques ont été développés, dont les principaux sont présentés par Nelson et Miller (1997). Plus récemment, la norme australienne AS2870 (2011) a introduit des approches actualisées pour estimer les tassements associés à ce phénomène. Parmi les modèles analytiques existants, celui de Jahangir et al. (2013) se distingue par sa capacité à coupler les effets du chargement mécanique et des variations hydriques, grâce à l'utilisation d'une loi de comportement issue des travaux de Vu et Fredlund (2003). Contrairement à certains modèles qui supposent des profils de tassement imposés ou un découplage simplifié des actions (Lytton, 1970; Mitchell, 1984; Walsh, 1978), ce modèle permet une simulation plus réaliste de l'interaction sol-structure sous sollicitations hydromécaniques. Il offre ainsi un compromis pertinent entre les modèles empiriques peu précis et les simulations numériques plus lourdes, comme celles développées par Briaud et al. (2016) ou Teodosio et al. (2020). Toutefois, ce modèle présente une limite importante : il repose sur deux variables indépendantes (la contrainte normale nette et la succion matricielle), ce qui rend sa transposition difficile aux sols saturés. Lorsqu'une pression interstitielle positive apparaît, par exemple en présence d'une nappe phréatique, le modèle devient incohérent et peut surestimer les tassements.

L'objectif de cette étude est donc d'améliorer la représentation du comportement des sols gonflants en intégrant le concept de contrainte effective dans le modèle d'interaction. Cette extension vise à unifier la modélisation des états saturés et non saturés, afin d'offrir une représentation plus cohérente des tassements et des déformations des structures sous conditions hydriques variables.

Dans cet article, après une présentation du modèle de Jahangir, nous détaillerons l'intégration de la contrainte effective dans le modèle. Les résultats obtenus seront comparés pour deux types de bâtiments (plain-pied et à étage) soumis à un cas de chargement mécanique et à trois cas de chargement hydrique, correspondant à des variations de succion croissantes. Enfin, la discussion permettra de souligner les limites et perspectives du modèle.

II. PRESENTATION DU MODELE DE JAHANGIR (2013)

Les lois de comportement des sols non saturés représentent un sujet complexe et controversé en raison des nombreuses approches possibles pour modéliser leur réponse mécanique et hydrique. Les débats portent notamment sur le choix des variables d'état indépendantes, leur conjugaison, et leur pertinence pour représenter les processus couplés, tels que les interactions multiphasiques ou les effets de la succion. Afin de prendre en compte un comportement de sol avec un couplage hydromécanique simplifié, les lois de comportement adoptées dans cette étude considèrent deux variables d'état indépendantes : la contrainte nette ($\sigma - u_a$), où σ correspond à la contrainte normale totale et u_a la pression de l'air dans les pores, et la succion matricielle ($u_a - u_w$), définie comme la différence entre la pression de l'air u_a et la pression de l'eau interstitielle u_w . Ce choix permet de représenter efficacement les effets découplés entre la déformation mécanique et les variations hydriques dans le cadre des modèles simplifiés, quand un seul chemin de contrainte est considéré.

A. Loi de comportement des sols

Dans le modèle de Jahangir (2013), la loi de comportement utilisée est celle de Vu et Fredlund (2003), basée sur l'approche de surface d'état. Cette méthode décrit le ratio des vides e comme une fonction des variables indépendantes : la contrainte nette et la succion matricielle.

L'auteur a retenu cette fonction, en raison de sa simplicité (trois paramètres) et de sa capacité à reproduire les résultats expérimentaux. Elle est exprimée comme suit :

$$e = a - b \log(1 + (\sigma - u_a) + c (u_a - u_w)) = a - b \log(1 + \sigma + c s) \quad (1)$$

où a représente l'indice des vides lorsque la succion et la contrainte sont nulles, b contrôle la variation du volume total en fonction des changements de succion et de contrainte, c décrit le taux de changement de volume associé aux variations de la succion, σ la contrainte normale nette et s la succion (la pression de l'air est négligé dans le modèle).

Pour développer le modèle, l'auteur exprime le tassement $w(x)$ à la position x sous la fondation avec la formule :

$$w(x) = h \frac{\Delta e}{1 + e_0} = h \frac{b \cdot \log(1 + \sigma_1(x) + c \cdot s_1(x)) + b \cdot \log(1 + \sigma_0(x) + c \cdot s_0(x))}{1 + a - b \cdot \log(1 + \sigma_0(x) + c \cdot s_0(x))} \quad (2)$$

Dans cette équation, h désigne l'épaisseur de la couche de sol, $s_0(x)$ et $s_1(x)$ correspondent respectivement aux succions initiale et finale, tandis que $\sigma_0(x)$ et $\sigma_1(x)$ représentent les contraintes normales nettes aux états initial et final.

B. Variation de la succion dans le sol

Dans cette étude, nous nous intéressons à l'interaction sol-structure dans un cas de retrait des argiles, c'est-à-dire quand la succion dans le sol augmente. Lorsque les sols s'assèchent, les variations hydriques sont maximales aux extrémités des fondations et négligeables au centre du bâtiment (Overton et al., 2006). La variation horizontale de la succion est décrite par une fonction qui permet de capturer l'évolution progressive de la succion entre deux points pour une fondation de longueur L (FIGURE 1) :

- à l'extrémité de la fondation ($x = L/2$), où la succion atteint son intensité maximale en surface,
- et à une distance ($x = L/2 - e_m$), où la succion devient nulle.

Cette variation est limitée à une zone d'influence e_m , définie comme la distance horizontale sous la fondation sur laquelle la teneur en eau du sol est affectée par les conditions hydriques externes. En dehors de cette zone, les variations de succion sont supposées négligeables.

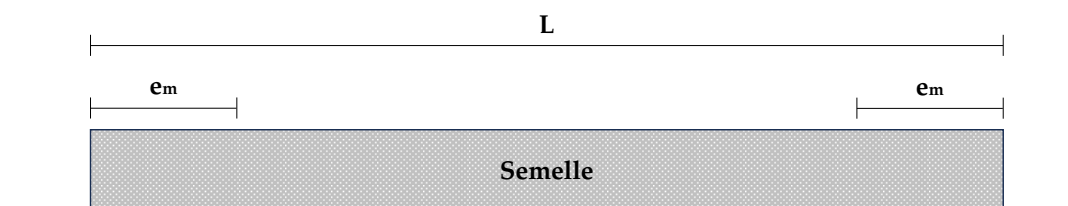


FIGURE 1. Longueur d'influence de la variation de succion

Cette distance e_m est calculée par la formule empirique proposée par El-Garhy et Wray (2004) :

$$e_m = C1 \left[\log \frac{\Delta S}{0,1} \right]^{C2} \quad (3)$$

avec $C1 = 2,204 \alpha^{0,0697}$ $C2 = 0,633 \alpha^{0,0778}$, où α est le coefficient de diffusion (en cm^2/s), calculé selon la formule de Jayatilaka et Lytton (1997) :

$$\alpha = 0,0029 - 0,000162 Ss - 0,0122 a_{v2} \quad (4)$$

avec Ss , la pente de la courbe succion-teneur en eau, définie par :

$$Ss = -20,29 + 0,1555 LL - 0,117 IP + 0,0684 D_{80\mu m} \quad (5)$$

où LL est la limite de liquidité (en %), IP l'indice de plasticité (en %), a_{v2} le coefficient de compressibilité du sol par rapport aux variations de succion, et $D_{80\mu m}$ pourcentage de la fraction de sol inférieure à $80 \mu\text{m}$.

Le coefficient de diffusion α permet également de déterminer la profondeur active z_a qui correspond à la profondeur où la variation de succion devient négligeable. Cette profondeur active correspond à la profondeur de la couche de sol considérée, l'auteur utilise la formule proposée par Briaud et al. (2003), avec α en m^2/an :

$$z_a = h = 1,3 \sqrt{\alpha} \quad (6)$$

La variation horizontale de la succion sous la fondation est décrite comme la fonction parabolique suivante (Al Qadad et al., 2009; Jahangir et al., 2012; Mrad, 2005) :

$$s(x) = \begin{cases} S1 & \text{si } x < -\frac{L}{2} \text{ et } x > \frac{L}{2} \\ \frac{S1}{e_m^2} \cdot \left(-x - \frac{L}{2} + e_m\right)^2 & \text{si } -\frac{L}{2} \leq x \leq -\frac{L}{2} + e_m \\ 0 & \text{si } -\frac{L}{2} + e_m \leq x \leq \frac{L}{2} - e_m \\ \frac{S1}{e_m^2} \cdot \left(x - \frac{L}{2} + e_m\right)^2 & \text{si } \frac{L}{2} - e_m \leq x \leq \frac{L}{2} \end{cases} \quad (7)$$

Dans ces expressions, $S1$ représente la succion imposée à la surface du sol, L correspond à la longueur de la fondation, et x désigne la position du calcul par rapport au centre de la fondation.

C. Equations principales du modèle

Dans son modèle, Jahangir représente le bâtiment comme une poutre élastique de longueur L , de hauteur H et de largeur B , reposant sur le sol. Cette poutre est soumise à une charge linéaire uniformément répartie $q(x)$ sur toute sa longueur, représentant les charges liées au bâtiment. Cette charge induit une réaction inconnue dans le sol, notée $p(x)$, qui agit en retour sur la poutre. Quand celle-ci est en équilibre statique, la charge appliquée doit être égale à la réaction du sol :

$$\int_{-\frac{L}{2}}^{\frac{L}{2}} p(x) dx = qL \quad (8)$$

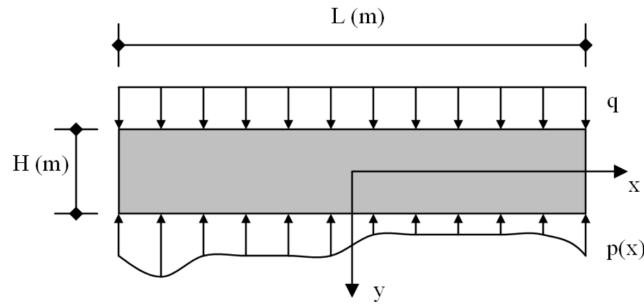


FIGURE 2. Définition de la charge et de la réaction du sol

L'équation d'équilibre de la semelle comme s'écrit :

$$\frac{d^4 y(x)}{dx^4} = \frac{q}{EI} - \frac{p(x)}{EI} \tag{9}$$

Dans cette équation, E désigne le module de Young de la semelle (en kPa), I représente le moment d'inertie quadratique de la section transversale de la semelle (en m^4), et $y(x)$ correspond à la flèche de la semelle (en m).

L'auteur introduit l'équation (8) qui permet de faire le lien entre les déplacements du sol et de la structure. Elle signifie que le déplacement vertical total du bâtiment d est égal à la somme de la déformée de la semelle $y(x)$ et du tassement du sol au même point $w(x)$. Par convention $y(x)$ est considérée négative quand la déformation est convexe, ce qui donne la formule :

$$d = w(x) - y(x) \tag{10}$$

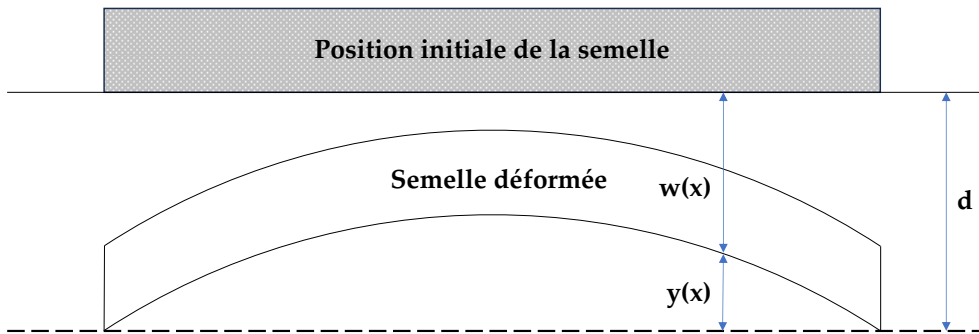


FIGURE 3. Définition de la flèche du tassement et du déplacement vertical total du bâtiment

En intégrant la formule (9) dans l'équation (8), la déformée est exprimée en fonction du tassement $w(x)$ et du déplacement de corps rigide, et la réaction dans le sol $p(x)$ devient l'inconnue :

$$\frac{d^4 (w(x) - d)}{dx^4} = \frac{q}{EI} - \frac{p(x)}{EI} \tag{11}$$

Pour résoudre l'équation, l'auteur utilise la méthode des différences finies qui lui permet de discrétiser la semelle en n points le long de sa longueur L .

Quatre conditions aux limites sont utilisées pour résoudre le système :

- La déformée est nulle aux extrémités de la semelle :

$$y\left(\frac{L}{2}\right) = 0 \text{ et } y\left(-\frac{L}{2}\right) = 0$$

- Le moment fléchissant est nul aux extrémités :

$$y^{(2)}\left(\frac{L}{2}\right) = 0 \text{ et } y^{(2)}\left(-\frac{L}{2}\right) = 0 \quad (13)$$

Lors de la résolution du système, il faut vérifier que la somme de la charge du bâtiment soit égale à la somme de la réaction du sol en contact avec le bâtiment. Si ce n'est pas le cas, cela indique que la convergence n'est pas encore atteinte.

D. Prise en compte du décollement de la fondation

Le décollement de la fondation est pris en compte lorsque la réaction du sol $p(x)$ devient négative. Une réaction négative n'étant pas physiquement possible, la pression $p(x)$ est annulée dans la zone concernée, ce qui représente la perte de contact entre le sol et la structure. Cette situation modifie l'équilibre mécanique : la fondation agit alors comme une poutre console sur la longueur de décollement, tandis que $p(x)$ reste nul dans cette zone. L'équation de la semelle sur la partie décollée devient :

$$\frac{d^4 y(x)}{dx^4} = \frac{d^4(w(x) - d)}{dx^4} = \frac{q}{EI} \quad (14)$$

E. Résolution du système d'équation

La résolution du système d'équations est complexe en raison de la non-linéarité de l'équilibre statique en fonction des inconnues $p(x)$. Pour résoudre ce système, les équations ont été implémentées en Python, et la fonction `fsolve` a été utilisée pour déterminer les valeurs de $p(x)$. Cette fonction résout des systèmes d'équations non linéaires en utilisant une méthode itérative basée sur des algorithmes hybrides, combinant des techniques de type Newton avec des approches de région de confiance pour améliorer la robustesse et la convergence. Le flowchart présenté ci-dessous illustre le fonctionnement du programme implémenté.

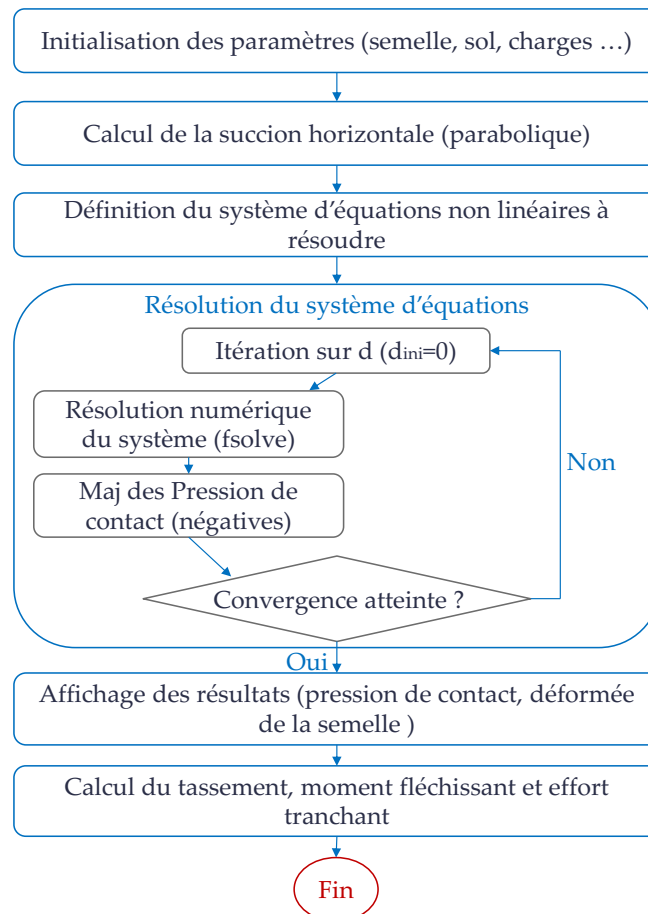


FIGURE 4. Flowchart de l'algorithme de résolution

III. INTEGRATION DE LA CONTRAINTE EFFECTIVE

Le modèle de sol proposé par Vu et Fredlund (2003), utilisé dans le modèle de Jahangir, repose sur deux variables d'état indépendantes : la contrainte normale nette ($\sigma - u_a$) et la succion matricielle ($u_a - u_w$). Cette approche permet de décrire avec précision les comportements hydromécaniques complexes des sols non saturés, notamment en tenant compte des variations de succion.

Cependant, cette formulation présente une limitation majeure : elle n'est pas directement applicable aux sols saturés. Lorsque la pression interstitielle de l'eau u_w devient positive, comme dans le cas de présence d'une nappe phréatique, cette pression ne peut pas être correctement intégrée dans le modèle sans compromettre la cohérence théorique. En effet, le rôle attribué au coefficient c (associé à la variation volumétrique sous succion) ne s'applique pas dans un contexte saturé, rendant le modèle inadéquat pour une transition entre les deux états.

L'intégration de la contrainte effective dans le modèle de Jahangir (2013) vise à lever cette limitation. En adoptant une seule variable de contrainte, définie comme la somme de la contrainte normale nette et de la succion pondérée par un paramètre χ . Cette extension permet d'harmoniser le traitement des sols saturés et non saturés. Elle assure une transition plus fluide entre ces deux états, ce qui est particulièrement pertinent dans des contextes marqués par des cycles hydriques ou des fluctuations climatiques.

A. Concepts théoriques liés à la contrainte effective

La contrainte effective, formulée pour la première fois par Terzaghi (1936), établit un lien entre la contrainte totale appliquée au sol et la pression interstitielle de l'eau. Pour les sols saturés, elle s'exprime sous la forme :

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (15)$$

où σ' est la contrainte effective et σ la contrainte normale totale. Depuis sa formulation, de nombreuses études ont confirmé que la contrainte effective gouverne le comportement des sols saturés (Biot, 1941; Nur and Byerlee, 1971; Skempton, 1960).

Pour les sols non saturés, Bishop (1959) a étendu ce concept afin d'intégrer les contributions de deux phases fluides (air et eau) présentes dans le sol. Dans ce cadre, la contrainte effective est définie comme suit :

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (16)$$

Le paramètre χ dépend du degré de saturation S_r et permet de quantifier la contribution de la succion au comportement mécanique des sols. De nombreuses études ont exploré sa formulation, notamment :

- Bishop et Donald (1961) ont supposé une relation linéaire entre χ et le degré de saturation S_r ($\chi = S_r$). Cette expression surestime la résistance des argiles et sous-estime celle des sols granulaires, tout en supposant une linéarité non confirmée entre la succion et la résistance (Alonso et al., 2010; Loret and Khalili, 2002)
- Plusieurs études prennent le degré de saturation effectif $\chi \approx s_e$, avec $s_e = \frac{S_r - S_{re}}{1 - S_{re}}$ où S_{re} est le degré de saturation résiduel, correspondant au degré minimal de saturation lorsque le sol atteint un état de succion très élevé (Kim et al., 2010; Konrad and Lebeau, 2015; Lu and Likos, 2006, 2004).
- Khalili et Khabbaz (1998) ont établi la relation suivante entre χ et s_e :

$$\chi = \begin{cases} 1 & \text{pour } \frac{s}{s_e} \leq 1 \\ \left(\frac{s}{s_e}\right)^{-\gamma} & \text{pour } 1 \leq \frac{s}{s_e} \leq 14 \end{cases} \quad (17)$$

avec s_e la succion d'entrée d'air et $\gamma = 0,55$ pour les cas où $s / s_e > 14$, les formules sont données dans Russel et Kahlili (2006).

Ces différentes approches mettent en évidence la complexité de déterminer une expression universelle pour χ , mais elles convergent sur l'idée que χ tend vers 1 pour les sols saturés et diminue avec la réduction du degré de saturation.

B. Modification apportée au modèle initial

Dans le modèle de sol initial proposé par Vu et Fredlund (2003), l'indice des vides e est exprimé en fonction de la contrainte normale nette et de la succion matricielle, avec des paramètres b et c déterminés expérimentalement.

Dans cette extension, la loi de comportement du sol est modifiée pour inclure la contrainte effective σ' exprimée par l'équation (16). La nouvelle formulation de l'indice des vides est donnée par :

$$e = a - b' \log(\sigma') = a - b' \log(\sigma - u_a + \chi(u_a - u_w)) \quad (18)$$

Dans cette expression, b' est pris égal à Cc (indice de compressibilité) ou Cs (indice de gonflement) en fonction du contexte du chargement ou déchargement du sol. Le paramètre χ est défini selon la formule (17), qui offre une bonne précision sur différents cas testés (Khallili, 2022).

La modification de la formule de l'indice des vides modifie directement l'expression du tassement $w(x)$, qui devient dans le cas d'un assèchement du sol :

$$w(x) = h \frac{\Delta e}{1 + e_0} = h \cdot \frac{b' \cdot \log(\sigma_1(x) + \chi \cdot s_1(x)) + b' \cdot \log(\sigma_0(x) + \chi \cdot s_0(x))}{1 + a - b' \cdot \log(\sigma_0(x) + \chi \cdot s_0(x))} \quad (19)$$

Pour le reste, la structure générale et les équations du modèle initial, telles que présentées dans les sections précédentes, restent inchangées. La résolution du système d'équations ainsi que la prise en compte des mécanismes de décollement de la fondation suivent les mêmes principes que ceux décrits dans le modèle initial.

III. RESULTATS

Dans cette section, nous comparons le modèle modifié avec le modèle initial de Jahangir, sur cas pratique avec le sol de Régina (Shuai, 1998), dont les principaux paramètres sont présentés dans le Tableau 1.

TABLEAU 1. Paramètres du sol utilisés pour la simulation

a	b	$b' (Cc)$	a_{v2}	c	s_e	Y_d	LL	IP	$D_{80\mu m}$
1,186	0,092	0,088	0,08	0,61	100 kPa	15,4 kN/m ³	70%	38%	97,8%

Les caractéristiques mécaniques et géométriques de la fondation utilisée dans cette étude sont détaillées dans le Tableau 2.

TABLEAU 2. Paramètres géométriques et mécaniques de la fondation

L	B	H	EI
15 m	1 m	1 m	1 GN/m ³

La fondation est modélisée par une semelle élastique discrétisée en 300 segments de 0,05 m, permettant d'obtenir une bonne précision de calcul. Dans cette étude, deux cas de charge sont appliqués successivement : un chargement mécanique à succion constante, correspondant à l'état saturé et différentes variations de succion. Nous comparons les résultats pour deux types de structures :

- Une structure légère générant une charge linéaire de 75 kN/m, représentant une maison de plain-pied.

- Une structure plus lourde générant une charge linéaire de 150 kN/m, correspondant à un bâtiment à un étage.

Cette approche permet de d’illustrer l’influence de la charge q sur le comportement de la fondation mais elle reste illustrative, car en pratique, pour une maison plus lourde, les dimensions des fondations seraient probablement différentes.

A. Cas du chargement mécanique

Dans un premier temps, nous étudions le comportement du système sous une charge mécanique constante, en supposant que la succion reste inchangée (suction d’équilibre initiale $s_0 = 100 \text{ kPa}$). Cette étape correspond à la phase de construction du bâtiment, la contrainte initiale dans le sol est calculée à mi-hauteur de la couche selon la relation : $\sigma_{0,m\acute{e}canique}(x) = \gamma \cdot \frac{z_a}{2}$. Les résultats pour les deux cas de charge mécanique sont présentés sur la FIGURE 5.

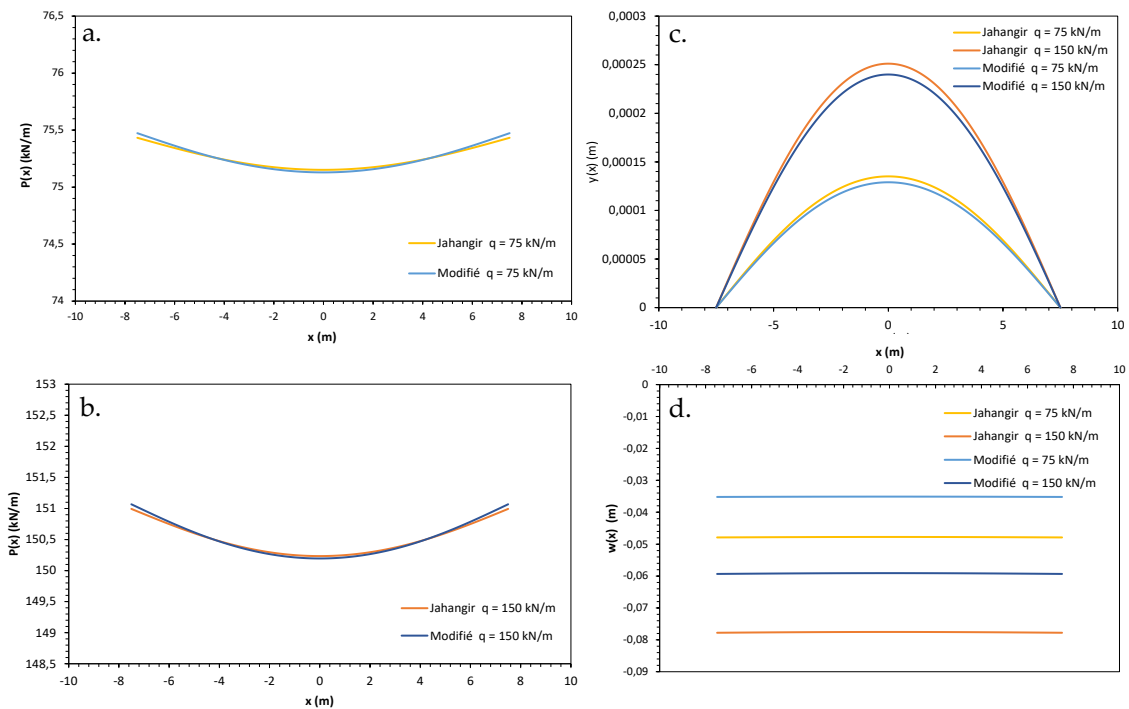


FIGURE 5. Réaction du sol $p(x)$ pour la maison de plain-pied (a), la maison à un étage (b), déformée de la fondation pour les deux charges (c), et tassement dû aux charges mécaniques (d)

La réaction du sol $p(x)$ est quasiment uniforme sous la fondation, avec des valeurs légèrement plus élevées aux extrémités (FIGURE 5 a. et b.). Cette distribution est caractéristique d’une fondation rigide sur sol cohésif, où la contrainte tend à se concentrer aux extrémités de la fondation. Par ailleurs, le tassement calculé $w(x)$ est constant sur toute la longueur de la fondation (FIGURE 5 d.), reflétant l’homogénéité de la charge mécanique appliquée et la rigidité de la fondation.

Les valeurs de tassement obtenues montrent des différences importantes entre les deux modèles :

- **Bâti léger ($q = 75 \text{ kN/m}$) :** 4,8 cm pour le modèle de Jahangir contre 3,5 cm pour le modèle modifié, ces valeurs sont élevées. Cette surestimation résulte des hypothèses simplificatrices de la modélisation, notamment la considération d’un sol homogène sur une profondeur active de 4,05 m.

- **Bâti lourd ($q = 150 \text{ kN/m}$)** : 7,8 cm pour le modèle de Jahangir contre 5,9 cm pour le modèle modifié.

Enfin, la déformée de la semelle, présentée en FIGURE 5 c., reste très faible (inférieure à 1 mm) pour les deux cas de charge et les deux modèles, en cohérence avec l'uniformité des tassements observés.

B. Cas du chargement hydrique

Après l'application du chargement mécanique, l'analyse se poursuit avec l'étude des effets de variations de succion, correspondant à des phases de dessiccation aux extrémités de la semelle. Trois nouvelles valeurs de succion ont été considérées : 500 kPa, 1000 kPa et 1500 kPa. Chaque variation de succion est appliquée après le chargement mécanique décrit précédemment, ce qui signifie que la contrainte initiale dans le sol est recalculée en intégrant la réaction du sol induite par cette première phase $\sigma_{0,hydrique}(x) = \gamma \cdot \frac{z_a}{2} + \frac{p_1(x)}{B}$, où $p_1(x)$ représente la réaction du sol sous le chargement mécanique (représentée sur les graphiques a et b de la Figure 1). Les résultats obtenus pour une dessiccation du sol entraînant une augmentation de la succion de 500 kPa, sont présentés sur la FIGURE 6.

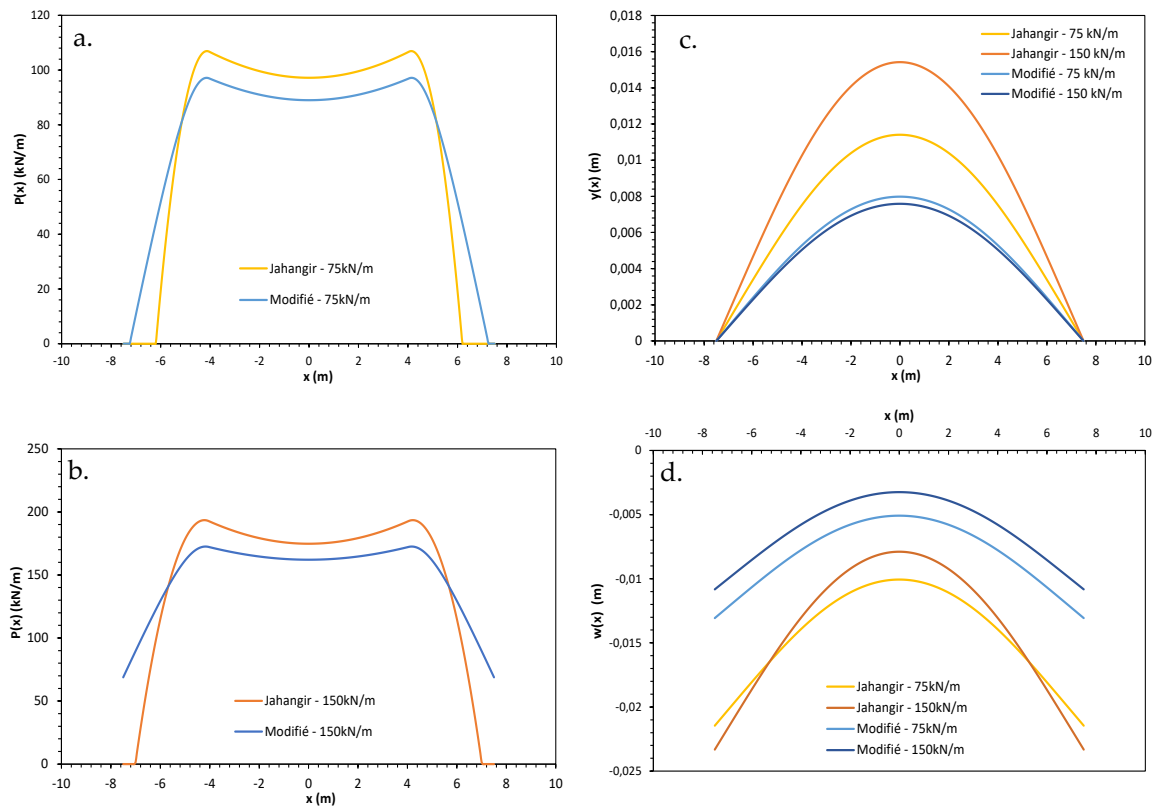


FIGURE 6. Réaction du sol $p(x)$ pour la maison de plain-pied (a), la maison à un étage (b), déformée de la fondation pour les deux charges (c), et tassement dû à une augmentation de succion de 500 MPa (d).

Les différences observées entre les deux modèles sont significatives. Pour le bâtiment de plain-pied (FIGURE 6 a.), un décollement sous la fondation est observé avec le modèle de Jahangir sur une distance de 1,35 m, tandis que le modèle modifié montre un décollement plus limité, de 0,25 m.

Pour le bâtiment avec un étage (FIGURE 6 b.), le décollement est de 45 cm avec le modèle de Jahangir, mais aucun décollement n'est constaté avec le modèle modifié. Ces écarts s'expliquent par la capacité du modèle modifié à mieux représenter l'interaction sol-structure, en tenant compte des effets de la transition entre les états saturé et non saturé du sol. Pour les deux modèles, la réaction du sol $p(x)$ augmente progressivement jusqu'à une valeur maximale, correspondant à la limite de la distance d'influence e_m , définie par la propagation de la succion dans le sol.

Les valeurs de tassement diffèrent de manière significative entre les deux modèles (FIGURE 6 d.) :

- **Bâti léger ($q = 75 \text{ kN/m}$)** : tassement maximal de 2,1 cm à l'extrémité de la fondation avec le modèle de Jahangir, contre 1,3 cm avec le modèle modifié. Le tassement différentiel entre le centre et l'extrémité de la fondation est respectivement de 1,1 cm et 0,8 cm (FIGURE 6 c.).
- **Bâti lourd ($q = 150 \text{ kN/m}$)** : tassement maximal de 2,3 cm avec le modèle de Jahangir et 1,1 cm avec le modèle modifié, avec un tassement différentiel respectif de 1,5 cm et 0,8 cm (FIGURE 6 c.).

L'impact des variations de la succion est également présenté sur la FIGURE 7, qui montre le tassement total du bâtiment (somme des tassements mécaniques et hydriques) pour les trois charges hydriques de 500, 1000 et 1500 kPa. Le tassement du bâtiment est représenté par un trait plein, tandis que le tassement calculé du sol est indiqué par un trait en pointillé, permettant d'identifier les zones de décollement sous la fondation.

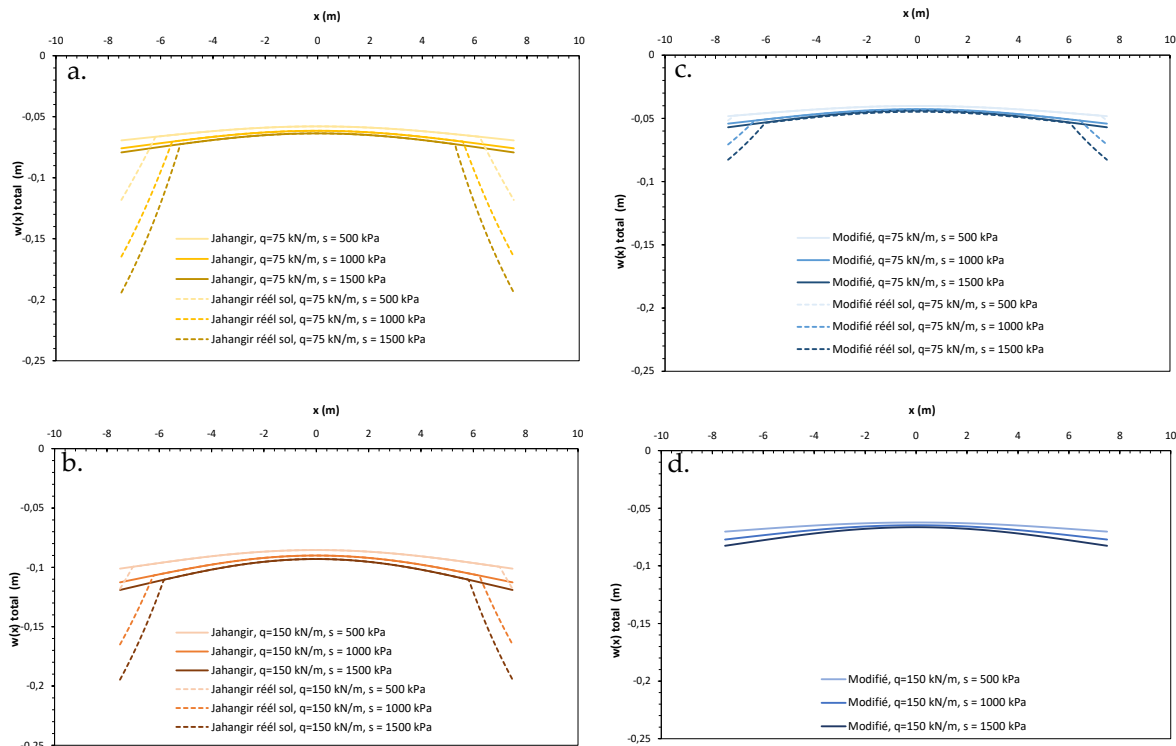


FIGURE 7. Tassement total pour des succions de 500, 1000 et 1500 MPa, calculé pour une maison de plain-pied avec le modèle de Jahangir (a), une maison à un étage avec le modèle de Jahangir (b), une maison de plain-pied avec le modèle modifié (c), et une maison à un étage avec le modèle modifié (d).

Comme le montrent les graphiques a. et c. de la FIGURE 7, le bâtiment de plain-pied, soumis à une charge plus légère, présente un tassement total inférieur pour chaque charge hydrique, comparé au bâtiment avec un étage (FIGURE 7 b. et d.). La zone de décollement est également plus étendue pour le bâtiment de plain-pied, notamment avec le modèle de Jahangir, où elle atteint 2,25 m sous une succion de 1500 kPa, contre 1,7 m pour le bâtiment avec un étage à la même succion.

Avec le modèle modifié, aucun décollement n'est observé pour le bâtiment à un étage (FIGURE 7 c.), tandis que pour le bâtiment de plain-pied, le décollement reste limité à une distance de 1,5 m (FIGURE 7 d.). Le décollement et tassement calculé du sol sont nettement réduits par rapport au modèle de Jahangir. Pour une succion de 1500 kPa, le tassement maximal à l'extrémité de la fondation atteint 19,4 cm avec le modèle de Jahangir (FIGURE 7 a.), contre 8,3 cm avec le modèle modifié (FIGURE 7 c.).

L'augmentation de la succion entraîne une hausse progressive du tassement différentiel pour les deux modèles, les résultats détaillés sont présentés dans le tableau ci-dessous.

TABLEAU 3. Comparaison du tassement différentiel en fonction de la succion et de la charge linéaire selon les modèles de Jahangir et le modèle modifié

Succion (kPa)	Charge linéaire q sur la semelle (kN/m)	Tassement différentiel (cm)	
		Modèle de Jahangir	Modèle modifié
500	75	1,1	0,8
	150	1,5	0,8
1000	75	1,4	1,1
	150	2,2	1,4
1500	75	1,6	1,3
	150	2,6	1,6

Ces résultats confirment l'augmentation significative du tassement différentiel avec la succion, quel que soit le modèle de sol utilisé. Ils mettent également en évidence l'impact du choix du modèle sur l'évaluation du tassement : modèle de Jahangir, qui ne permet pas la transition de l'état saturé à non saturé, conduit à une surestimation des déformations. Les hypothèses simplificatrices du modèle, telles que la considération d'un sol homogène sans variation de succion en fonction de la profondeur, contribuent également à cette surestimation.

IV. DISCUSSION

Dans cette étude, la fondation a été discrétisée en 300 points, ce qui permet une résolution relativement fine des réactions du sol et du tassement sous la structure. Cependant, la discrétisation dans le sol reste un point clé, notamment pour la diffusion des charges mécaniques et hydriques. La propagation de la succion dans le sol suit une loi de diffusion qui dépend des propriétés hydromécaniques du matériau. Une modélisation plus fine de ce phénomène, intégrant la diffusion du front de succion, améliorerait la précision des résultats.

L'analyse met en évidence l'influence du choix du modèle de sol sur les prévisions de tassement. Le modèle de Jahangir, surestime les tassements, en raison d'une représentation incomplète des

mécanismes de réponse du sol, notamment en l'absence d'une approche unifiée des états saturés et non saturés. L'intégration de la contrainte effective permet d'assurer une transition plus progressive entre ces deux états et de mieux représenter les variations hydromécaniques du sol.

Ce travail s'inscrit dans un projet de développement d'un système d'instrumentation pour les bâtiments légers exposés au retrait-gonflement des argiles. L'objectif est de tester et d'améliorer différents modèles d'interaction sol-structure afin d'identifier celui qui s'adapterait le mieux au système maison-sol-environnement. Une telle modélisation couplée avec le système d'instrumentation en cours de développement pourrait permettre de mieux prédire les effets des futures sécheresses, d'anticiper les désordres structuraux et de cibler plus efficacement les interventions de réparation. Cette approche s'inscrit dans une perspective d'adaptation des bâtiments aux effets du changement climatique.

Les hypothèses simplificatrices adoptées constituent une autre source potentielle de divergence avec la réalité. L'absence de prise en compte de la profondeur d'assise des fondations limite l'analyse des redistributions de contraintes et des déformations en profondeur. De plus, le modèle considère une structure parfaitement élastique, sans prise en compte des effets de fissuration ou de cisaillement pouvant survenir sous certaines conditions de charge. L'intégration de ces phénomènes permettrait une meilleure compréhension des mécanismes d'endommagement dans l'interaction sol-structure (Basmaji et al., 2019; Serhal et al., 2016).

V. CONCLUSION

Cette étude propose une extension du modèle d'interaction sol-structure de Jahangir (2013) en intégrant la contrainte effective combinant la modélisation des états saturés et non saturés. En adoptant une seule variable de contrainte, cette approche améliore la prise en compte des effets de la succion sur le tassement et la déformée des fondations.

L'analyse comparative entre les deux modèles met en évidence des différences significatives en termes de tassement et de réaction du sol. Le modèle classique de Jahangir, basé sur deux variables indépendantes, conduit à une surestimation des tassements, notamment sous l'effet des variations hydriques. En revanche, l'introduction de la contrainte effective permet de réduire ces écarts et d'assurer une meilleure transition entre états saturés et non saturés.

Certaines hypothèses simplificatrices restent à approfondir, notamment la modélisation du bâti et la diffusion verticale de la succion dans le sol. De plus, une comparaison avec des expériences de laboratoire à échelle réduite serait pertinente pour valider les résultats obtenus. Des essais de tassement sous chargement contrôlé, réalisés sur des sols gonflants en conditions de succion variable, pourraient permettre d'évaluer la pertinence des modèles et d'ajuster certains paramètres. De plus, l'exploration d'autres lois constitutives, tenant compte des variations spatiales et temporelles des propriétés hydromécaniques, ou l'étude de cycles de mouillage-séchage complexes, offrirait des perspectives d'amélioration pour mieux appréhender le comportement des sols en conditions réelles. Couplée à un système d'instrumentation adapté, cette modélisation pourrait contribuer à la mise en place d'outils prédictifs pour anticiper les désordres liés au changement climatique et optimiser la durabilité du bâti.

REFERENCES

- Al Qadad, A., Shahrour, I., Rouainia, M., 2009. Influence de la présence de la structure sur l'échange sol-atmosphère, in: CFM 2009-19ème Congrès Français de Mécanique. AFM, Maison de la Mécanique, 39/41 rue Louis Blanc-92400 Courbevoie.
- Alonso, E.E., Pereira, J.-M., Vaunat, J., Olivella, S., 2010. A microstructurally based effective stress for unsaturated soils. *Géotechnique* 60, 913–925. <https://doi.org/10.1680/geot.8.P.002>
- AS2870, A.S., 2011. Residential slabs and footings. Sydney NSW: Standard 886.
- Basmaji, B., Deck, O., Al Heib, M., 2019. Analytical model to predict building deflections induced by ground movements. *European Journal of Environmental and Civil Engineering* 23, 409–431. <https://doi.org/10.1080/19648189.2017.1282382>
- Biot, M.A., 1941. General theory of three-dimensional consolidation. *Journal of applied physics* 12, 155–164.
- Bishop, A.W., 1961. The experimental study of partly saturated soil in the triaxial apparatus, in: Proc. 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, 1961. pp. 13–21.
- Bishop, A.W., 1959. The effective stress principle. *Teknisk Ukeblad* 39, 859–863.
- Briaud, J.-L., Abdelmalak, R., Zhang, X., Magbo, C., 2016. Stiffened Slab-On-Grade on Shrink-Swell Soil: New Design Method. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 142, 04016017. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001460](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001460)
- Briaud, J.-L., Zhang, X., Moon, S., 2003. Shrink Test-Water Content Method for Shrink and Swell Predictions. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering* 129, 590–600. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2003\)129:7\(590\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:7(590))
- El-Garhy, B., Wray, W., 2004. Method for Calculating the Edge Moisture Variation Distance. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering - J GEOTECH GEOENVIRON ENG* 130. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2004\)130:9\(945\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:9(945))
- France Assureurs, 2021. Impact du changement climatique sur l'assurance à l'horizon 2050. étude, octobre.
- Jahangir, E., Abdallah, A., Masrouri, F., 2012. Evaluation du profil hydrique saisonnier dans un sol gonflant sous un fondation. JNGG, Bordeaux, France: Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur 585–92.
- Jahangir, E., Deck, O., Masrouri, F., 2013. An analytical model of soil–structure interaction with swelling soils during droughts. *Computers and Geotechnics* 54, 16–32. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2013.05.009>
- Jayatilaka, R., Lytton, R.L., 1997. Prediction of expansive clay roughness in pavements with vertical moisture barriers.
- Khalili, N., Khabbaz, M.H., 1998. A unique relationship for χ for the determination of the shear strength of unsaturated soils. *Géotechnique* 48, 681–687. <https://doi.org/10.1680/geot.1998.48.5.681>
- Khallili, N., 2022. Proceedings of the 20th ICSMGE-State of the Art and Invited Lectures.
- Kim, B.-S., Shibuya, S., Park, S.-W., Kato, S., 2010. Application of suction stress for estimating unsaturated shear strength of soils using direct shear testing under low confining pressure. *Can. Geotech. J.* 47, 955–970. <https://doi.org/10.1139/T10-007>
- Konrad, J.-M., Lebeau, M., 2015. Capillary-based effective stress formulation for predicting shear strength of unsaturated soils. *Can. Geotech. J.* 52, 2067–2076. <https://doi.org/10.1139/cgj-2014-0300>
- Loret, B., Khalili, N., 2002. An effective stress elastic–plastic model for unsaturated porous media. *Mechanics of Materials* 34, 97–116. [https://doi.org/10.1016/S0167-6636\(01\)00092-8](https://doi.org/10.1016/S0167-6636(01)00092-8)

- Lu, N., Likos, W.J., 2006. Suction Stress Characteristic Curve for Unsaturated Soil. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 132, 131–142. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2006\)132:2\(131\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:2(131))
- Lu, N., Likos, W.J., 2004. *Unsaturated soil mechanics*. J. Wiley Hoboken, NJ.
- Lytton, R.L., 1970. Design criteria for residential slabs and grillage rafts on reactive clay. Rep. Prepared for CSIRO, Division of Applied Geomechanics.
- Mitchell, P.W., 1984. A simple method of design of shallow footings on expansive soil, in: *Proc., 5th Int. Conf. on Expansive Soils*.
- Mrad, M., 2005. *Modélisation du comportement hydromécanique des sols gonflants non saturés*.
- Nelson, J., Miller, D.J., 1997. *Expansive Soils: Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering*. John Wiley & Sons.
- Nur, A., Byerlee, J.D., 1971. An exact effective stress law for elastic deformation of rock with fluids. *J. Geophys. Res.* 76, 6414–6419. <https://doi.org/10.1029/JB076i026p06414>
- Overton, D.D., Chao, K.-C., Nelson, J.D., 2006. Time rate of heave prediction for expansive soils, in: *GeoCongress 2006: Geotechnical Engineering in the Information Technology Age*. pp. 1–6.
- Russell, A.R., Khalili, N., 2006. A unified bounding surface plasticity model for unsaturated soils. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 30, 181–212. <https://doi.org/10.1002/nag.475>
- Serhal, J., Deck, O., Al Heib, M., Chehade, F.H., Youssef Abdel Massih, D., 2016. Damage of masonry structures relative to their properties: Development of ground movement fragility curves. *Engineering Structures* 113, 206–219. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.01.054>
- Shuai, F., 1998. *Simulation of swelling pressure measurements on expansive soils*. University of Saskatchewan.
- Skempton, A.W., 1960. The Pore-Pressure Coefficient in Saturated Soils. *Géotechnique* 10, 186–187. <https://doi.org/10.1680/geot.1960.10.4.186>
- Teodosio, B., Baduge, K.S.K., Mendis, P., 2020. Simulating reactive soil and substructure interaction using a simplified hydro-mechanical finite element model dependent on soil saturation, suction and moisture-swelling relationship. *Computers and Geotechnics* 119, 103359. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2019.103359>
- Terzaghi, K., 1936. Stress distribution in dry and in saturated sand above a yielding trap-door.
- Vincent, M., Bouchut, J., Fleureau, J.M., Masrouri, F., Oppenheim, E., Heck, J.V., Ruaux, N., Le Roy, S., Dubus, I., Surdyk, N., 2006. Etude des mécanismes de déclenchement du phénomène de retrait gonflement des sols argileux et de ses interactions avec le bâti. Rapport final. BRGM/RP-54862-FR.
- Vincent, M., Cojean, R., Fleureau, J.M., Cui, Y.J., Jacquard, C., Kazmierczak, J.B., Masrouri, F., Tessier, D., Alimi-Ichola, I., Magnan, J.P., 2009. Rapport de synthèse final du projet ARGIC (Analyse du retrait/gonflement et de ses incidences sur les constructions) (No. BRGM/RP 57011-FR).
- Vu, H.Q., Fredlund, D.G., 2003. Uncoupled and coupled solutions of two-dimensional swelling in expansive soils.
- Walsh, P.F., 1978. *The analysis of stiffened rafts on expansives clays*.