

CHAPITRE 4

SOLS NON SATURES

1. INTRODUCTION

La mécanique des sols s'est longtemps intéressée à l'étude des sols saturés en raison des difficultés liées à l'étude expérimentale d'un sol non saturé et à l'interprétation des résultats qui doivent tenir compte de la cohabitation de trois phases (air eau et grain solides). L'eau joue un rôle essentiel dans le comportement des sols non saturé de par sa coexistence avec l'air sous différentes formes dans les pores. Des phénomènes de capillarité peuvent se développer au contact des deux fluides, mais les réactions physico chimiques entre l'eau et les particules solides peuvent donner lieu à un gonflement ou un effondrement selon que le sol est argileux ou limoneux.

2. DEFINITION DE LA SUCCION

La succion totale d'un sol est définie comme étant la somme de deux composantes principales, la succion matricielle et succion osmotique.

La composante osmotique met en évidence un déséquilibre de composition ionique entre l'eau interstitielle et la surface des particules solides. La succion matricielle décrit donc le comportement rhéologique du sol.

La relation entre le rayon de courbure du ménisque sphérique eau-air dans le tube et la différence de pression entre l'air et l'eau est donnée par la loi de Laplace, qui se simplifie dans l'hypothèse de pores cylindriques et prend l'expression de la loi de Jurin, elle est exprimée par la formule suivante :

$$P_c = 2.T_s \frac{\cos \alpha}{r} \text{ ou } P_c = u_a - u_w = T_s \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right)$$

Où

P_c : pression capillaire [kPa]

T_s : tension superficielle de l'eau [Nm⁻¹]

α : angle de raccordement du ménisque [°]

r : rayon du tube capillaire équivalent [m]

u_a : pression de l'air au-dessus de l'interface [kPa]

u_w : pression de l'eau en dessous de l'interface [kPa]

R_1, R_2 : rayons principaux de courbure [m]

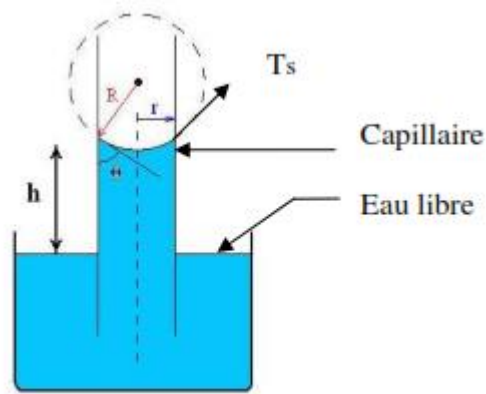


Figure 2.17 Loi

de Laplace

La loi de Kelvin quant à elle exprime quantitativement la succion totale en fonction de $\left(\frac{p}{p_0}\right)$ l'humidité relative

$$s = \left(\frac{RT}{V_w} \right) \ln \left(\frac{p}{p_0} \right)$$

Où :

s : succion [kPa]

R : constante de gaz parfaits (=8,3143 Jmol⁻¹°K⁻¹)

T : température absolue [K]

V_w : volume d'une mole d'eau (=1,8 10⁻⁵ m³ mol⁻¹)

p : pression de vapeur d'eau [kPa]

p₀ : pression de vapeur d'eau pure libre [kPa]

2.2 Contraintes effectives ou variables indépendantes

2.2.1 Hypothèse des contraintes effectives en sol non saturé

2.2.1.1 Sol saturé

$$\sigma' = F(\sigma, u)$$

2

$$\sigma' = F(\sigma, u) = \sigma - u$$

2.2.1.2 Sol non saturé

Dans les **sols grenus** non saturés, les ménisques capillaires correspondant à la succion engendrent, contrairement aux pressions interstitielles positives, une attraction entre les grains. Cette succion ne s'applique que sur la surface mouillée des grains, qui est d'autant plus faible que la succion est grande

Diverses tentatives d'élargissement de la notion de contrainte effective aux sols non saturés ont été effectuées dans les années 1950. Nombre d'auteurs [12] [61] [66] [94] ont proposé des réflexions basées sur la capillarité dans un sol granulaire, afin de tenter de relier de façon simple la contrainte totale, la pression interstitielle négative et la contrainte effective.

Ainsi, la fonction F a rapidement pris la forme suivante :

$$\sigma' = F(\sigma - u_a, u_a - u_w) = (\sigma - u_a) + f(u_a - u_w)$$

Des travaux mentionnés ci-dessus, dont les conclusions étaient convergentes, il est resté l'expression de Bishop [66] qui revient à estimer que σ est une fonction linéaire de la succion ($u_a - u_w$), soit :

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

On introduit ainsi un paramètre χ , compris entre 0 et 1, nul pour les sols secs et égal à 1 pour les sols saturés. Bishop et Donald [67] ont tenté une vérification expérimentale de cette expression à l'aide d'un essai triaxial où les pressions u_a et u_w étaient contrôlées. En admettant ensuite la validité de cette équation, ils ont pu calculer des valeurs de χ , en comparant à la rupture des résultats d'essais saturés fournissant la valeur de σ' , à ceux d'essais non saturés avec u_a et u_w connus. Ils proposent ainsi une relation :

$$\chi = g(S_r)$$

Par la suite, et dans un but de simplification, nombre d'auteurs ont pris directement, par commodité, $\chi = S_r$.

2.2.1.3 Limites de la notion de contrainte effective

Très rapidement, des vérifications expérimentales complémentaires [95] font apparaître un certain nombre de limitations au concept de contrainte effective élargi aux sols non saturés. Une des anomalies observée correspond à l'essai d'effondrement présenté sur la figure 8.

Un échantillon de loess de Picardie est comprimé à l'œdomètre à teneur en eau constante (suction non nulle), jusqu'à une contrainte $\sigma_{v0} - u_a = 200$ kPa. Il est alors remouillé sous contrainte constante, ce qui entraîne un effondrement traduit par une diminution de l'indice des vides de $e_1 = 0,65$ à $e_2 = 0,62$. La contrainte est ensuite augmentée et on suit alors une courbe œdométrique classique de sol saturé.

Lors de l'effondrement, $u_a - u_w$ décroît vers zéro. Il s'ensuit que la **contrainte effective** diminue :

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

Ce relâchement de la contrainte effective devrait, par définition, entraîner une légère augmentation de l'indice des vides. Il n'en est rien, puisque celui-ci diminue de façon non négligeable.

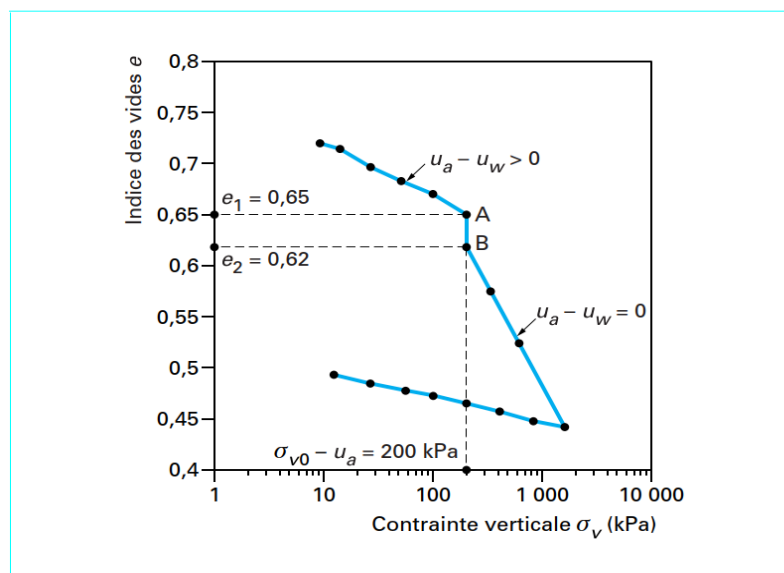


Figure 8 – Essai d'effondrement à l'œdomètre sur le loess de Picardie [118]

Jennings et Burland mettent en évidence un autre contre-exemple où $\chi = -2$ et montrent également que la valeur de χ dépend du chemin suivi dans l'espace $(\sigma - u_a, u_a - u_w)$, ce qui est cohérent avec l'hystérésis des courbes de rétention d'eau ; ils montrent aussi que la valeur de χ dépend de l'essai pratiqué, œdométrique ou triaxial. Ils explicitent ces problèmes en termes de structure, en considérant que les modifications de l'arrangement des particules dues au retrait des ménisques en désaturation sont différentes de celles créées par des variations de contrainte extérieure.

En réponse à Jennings et Burland, Bishop et Blight [68] réexaminent le concept de contrainte effective, en sol saturé et non saturé. Ils admettent en particulier que χ dépende d'autres paramètres que S_r . En fait, observant que χ semble varier également en fonction de la succion $(u_a - u_w)$, ils proposent de revenir à une définition plus large de la contrainte effective, en réutilisant l'expression :

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + f(u_a - u_w)$$

Bishop et Blight estiment cependant que l'expression $\chi(u_a - u_w)$ est une bonne approximation de f pour les sollicitations de cisaillement.

Les résultats d'essais triaxiaux à succion contrôlée obtenus par Cui et Delage [72] ne vont cependant pas dans ce sens : lors du cisaillement, l'effet de la succion s'est révélé opposé à celui de la contrainte de confinement, avec une déformation volumique d'autant plus importante que la succion est faible. Wheeler & Sivakumar [114] ont montré la non-validité du concept de contrainte effective en examinant la valeur du volume spécifique à l'état critique. Considérons deux points *A* et *B* situés sur les courbes d'état critique de 0 et 200 kPa de succion respectivement (figure 9). D'après le concept d'état critique, *A* et *B* correspondent à une même valeur de déviateur à la rupture, ils doivent correspondre à la même contrainte effective et au même volume spécifique. La réponse en variation de volume indique que ce n'est pas le cas : le point *B* se trouve à une valeur de volume spécifique beaucoup plus petite que le point *A*. Un raisonnement inverse est également valable : les deux points *A* et *C* ont le même volume spécifique, mais une résistance au cisaillement à l'état critique très différente.