



HAL
open science

Caractérisation du critère de rupture pour un remblai non saturé en condition normale d'exploitation

Olivier Bory, Samila Bouchemella, Thierry Dubreucq, Jean Marie Fleureau,
Jean Jacques Fry, Said Taibi

► To cite this version:

Olivier Bory, Samila Bouchemella, Thierry Dubreucq, Jean Marie Fleureau, Jean Jacques Fry, et al.. Caractérisation du critère de rupture pour un remblai non saturé en condition normale d'exploitation. Colloque CFBR: " Justification des barrages: Etat de l'Art et Perspectives ", Nov 2019, CHAMBERY, France. 12 p., 10.24346/cfbr_colloque2019_c26 . hal-02895664

HAL Id: hal-02895664

<https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-02895664>

Submitted on 10 Jul 2020

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

CARACTERISATION DU CRITERE DE RUPTURE POUR UN REMBLAI NON SATURE EN CONDITION NORMALE D'EXPLOITATION

Characterization of the failure criterion of unsaturated embankment for steady-state condition

Olivier BORY¹, Salima BOUCHEMELLA^{2,3}, Thierry DUBREUCQ⁴, Jean-Marie FLEUREAU⁵, Jean-Jacques FRY¹, Said TAIBI²

¹EDF Hydro – Centre d'Ingénierie Hydraulique, 4 allée du lac de Tignes 73290 La Motte Servolex

²Laboratoire LOMC, CNRS UMR 6294, Université Le Havre Normandie

³Université Mohamed Cherif Messaadia, Dpt Génie Civil, Souk-Ahras

⁴IFSTTAR Nantes, Allée des Ponts et Chaussées 44344 Bouguenais

⁵Université Paris-Saclay, CentraleSupélec, Laboratoire MSSMat, 8-10 rue Joliot Curie, 91190 Gif sur Yvette

olivier.bory@edf.fr ; salima.bouchemella@univ-lehavre.fr ; thierry.dubreucq@ifsttar.fr ; jean-marie.fleureau@ecp.fr ; jean-jacques.fry@edf.fr ; said.tabi@univ-lehavre.fr

MOTS CLEFS

Barrage en remblai, calcul de stabilité, résistance, critère de rupture, sols non saturés, succion, cohésion capillaire

KEY WORDS

Embankment dam, stability analysis, strength, failure criterion, unsaturated soil, suction, capillary cohesion

RÉSUMÉ

Les calculs de stabilité des barrages en remblai sont couramment menés en contraintes effectives avec les résistances mesurées sur les sols constitutifs du remblai parfaitement saturés. De nombreux remblais depuis leur mise en eau ont des piézométries rabattues par le filtre central et des déplacements stabilisés. Cette situation pérenne laisse à penser que la marge de sécurité est suffisante. Pourtant, certains d'entre eux ont des facteurs de sécurité inférieurs au seuil pratiqué actuellement pour le régime permanent. La question que pose ce paradoxe (la conjonction d'un bon comportement et d'un facteur de sécurité inférieur aux normes actuelles) est de savoir si le bon comportement ne provient pas de la non saturation, qui apporterait une cohésion capillaire stabilisatrice. Pour répondre à cette question, il est fait appel à de récentes recherches sur les sols non saturés. Trois modèles décrivant un sol non saturé sont présentés. Ils sont tous basés sur l'application du principe des contraintes effectives dans le domaine de la non saturation. Il s'agit, dans l'ordre chronologique d'apparition, du modèle présenté par Taibi dans sa thèse (1994), encadrée par les professeurs Biarez et Fleureau, du modèle de Lu (2014) qui s'appuie sur les travaux de Van Genuchten et du modèle récemment publié par T. Dubreucq dans le rapport de l'ANR TerreDurable (2019). Ces trois modèles sont ensuite appliqués à une étude de cas. Il s'agit de caractériser le remblai d'un canal en sol fin. Chaque modèle permet alors de déterminer un domaine possible de cohésion capillaire dans le matériau. Les résultats des trois modèles sont présentés et comparés entre eux. Ensuite la variabilité du sol en place, mesurée par les reconnaissances, est analysée. Elle est prise en compte par la connaissance des fourchettes de propriétés physiques (limites d'Atterberg, densité, teneur en eau). Enfin des propositions pour le choix de la valeur caractéristique de la cohésion ouvrent des perspectives d'application de ces approches pour les futures études de stabilité des remblais à réévaluer.

ABSTRACT

Stability analyses of embankment dams are commonly carried out under effective stress with the strengths measured on perfectly saturated soils. Many embankments since their impounding have piezometric heads folded down by the central filter and stabilized displacements. This long-term situation suggests that the margin of safety is sufficient. However, some of them have safety factors below the current steady state threshold, $F=1.5$. The question raised by this paradox (the combination of good behaviour and a safety factor below current standards) is whether good behaviour does not come from unsaturation, which would provide stabilizing capillary cohesion. To answer this question, recent research on unsaturated soils is used. Three models describing unsaturated soil are presented. They are all based on the application of the principle of effective stress in the field of unsaturation. These are, in chronological order of appearance, the model presented by Taibi in his PhD thesis (1994), supervised by Professors Biarez and Fleureau, Lu's model (2014) which builds upon generalizes Van Genuchten's work and the model recently published by T. Dubreucq in the ANR TerreDurable report (2019). These three models are then applied to a case study. This involves characterizing the embankment of a canal in fine soil. Each model then determines a possible range of capillary cohesion in the material. The results of the three models are presented and compared with each other. Then the variability of the soil in place, measured by investigations, is analysed. It is taken into account by knowing the ranges of physical properties (Atterberg limits, density, water content). Finally, proposals for the choice of the characteristic value of cohesion open up prospects for the application of these approaches for future stability studies of existing embankments.

1. INTRODUCTION

La stabilité d'un barrage en remblai est généralement étudiée avec les méthodes de calcul à la rupture (méthode des tranches et méthode cinématique). Ces méthodes nécessitent seulement la connaissance de l'ensemble des contraintes de rupture : le critère de rupture. A la condition de mesurer le critère de rupture, de le modéliser par une valeur caractéristique, représentative de la masse étudiée, et de prendre une marge de sécurité suffisante entre cette valeur caractéristique et celle des contraintes en place, ces méthodes n'ont pas été remises en question par l'expérience. Le choix des valeurs caractéristiques des résistances doit, d'après le premier principe des recommandations du CFBR, s'appuyer sur des valeurs mesurées à partir d'essais en place et d'essais en laboratoire, complétées par les enseignements de l'expérience (effet d'échelle, de viscosité et de rupture progressive). Cette communication cherche à appliquer ces principes, à la lumière de récentes recherches et applications du principe des contraintes effectives dans le domaine de la non saturation.

Ainsi le deuxième chapitre est consacré à la présentation de trois modèles déterminant la résistance d'un sol non saturé à partir de l'extrapolation du principe des contraintes effectives de Terzaghi par Bishop. Le premier modèle ici considéré est celui de Taibi présenté dans sa thèse (1994), sous la direction des professeurs Biarez et Fleureau. Le second modèle est récent, il est établi par Lu (2014) qui généralise les travaux de Van Genuchten. Le troisième est tout nouveau, élaboré par T. Dubreucq dans le rapport du projet ANR TerreDurable (2019), il a été complété depuis.

Dans le troisième chapitre, ces trois modèles sont appliqués à une étude de cas. Il s'agit d'un remblai de canal construit en sol fin. La méthodologie de détermination des paramètres est détaillée. Les résultats en terme de cohésion apparente en contraintes totales sont comparés.

Le quatrième chapitre pose la question du choix de la valeur caractéristique à partir de l'analyse de la variabilité du sol en place. Il apparaît qu'un programme conséquent de reconnaissances est nécessaire pour capturer la plage de variation des propriétés physiques et mécaniques du sol. Chaque modèle a la capacité de déterminer un domaine possible de cohésion dans le matériau. A partir de ces plages de variation pilotées par la variabilité du sol et des conditions aux limites, il est possible de choisir la valeur caractéristique de la cohésion.

Des propositions pour l'application future de ces approches pour les études de stabilité concluent cette présentation.

2. MODELES NON SATURES

2.1. Bref retour sur les travaux passés et en cours sur les sols non saturés

Deux approches différentes ont souvent été utilisées pour modéliser le comportement complexe des sols non saturés. La première approche, adoptée par de nombreux chercheurs, considère la contrainte totale nette ($\sigma - u_a$) et la succion ($u_a - u_w$) (où σ est la contrainte totale, u_a , la pression de l'air interstitiel, et u_w , la pression de l'eau interstitielle) comme deux variables indépendantes responsables des changements de résistance et de volume du sol [1]. Les modèles basés sur cette approche nécessitent un grand nombre de paramètres assez difficiles à identifier et surtout ne décrivent pas de manière satisfaisante la continuité du comportement du sol entre les domaines saturé et non saturé.

La seconde approche est basée sur le concept d'une contrainte effective unique contrôlant tous les aspects du comportement du sol. La contrainte effective est une combinaison de la contrainte totale et de la succion. Au niveau macroscopique, la contrainte effective σ' a été définie par Bishop [2] sous la forme tensorielle suivante :

$$\tilde{\sigma}' = (\tilde{\sigma} - u_a \tilde{I}) + \chi (u_a - u_w) \tilde{I} \quad (1)$$

où σ est la contrainte totale, χ est un scalaire égal à 1 pour un sol saturé et à 0 pour un sol complètement sec, et I est le tenseur unité. L'utilité de l'équation (1) a été limitée dans la pratique en raison des incertitudes sur la détermination de χ , sa dépendance à la succion, son unicité, etc. De nombreuses suggestions basées sur des expériences ont été faites pour donner une forme mathématique au paramètre χ . Ce dernier a été exprimé soit en fonction du degré de saturation du sol, soit en fonction de la succion.

Néanmoins, la notion de contrainte effective de l'équation (1) est toujours en discussion, notamment lorsqu'on s'intéresse aux déformations volumiques du sol (par ex. Jennings et Burland 1962, Matyas et Radhakrishna 1968, Wheeler et Sivakumar 1995, Cui et Delage 1996). Une des anomalies observées correspond à l'essai d'effondrement. Au cours de cet essai réalisé en diminuant la succion jusqu'à zéro à contrainte totale constante, la contrainte effective diminue et l'indice des vides devrait augmenter alors qu'en fait, il diminue. De plus, les résultats d'essais triaxiaux à succion contrôlée obtenus par Cui et Delage (1996) montrent que, lors du cisaillement, l'effet de la succion est opposé à celui de la contrainte de confinement : la déformation volumique est d'autant plus importante que la succion est faible. Wheeler et Sivakumar (1995) ont montré que le concept de contrainte effective n'était pas valable en examinant la valeur du volume spécifique à l'état critique. D'autres chercheurs, en utilisant une approche thermodynamique, ont montré que d'autres aspects comme le couplage hydromécanique, l'effet de l'hystérésis hydraulique et l'énergie interfaciale devaient être ajoutés à la formulation de la contrainte effective (par ex., Coussy et Dangla 2002).

Pour mieux comprendre et quantifier les interactions entre le squelette solide et les fluides interstitiels au sein de la matrice granulaire non saturée, de nombreux chercheurs se sont intéressés à la microstructure du sol. Des modèles constitutifs micro-macro basés sur la méthode des éléments discrets ont été utilisés pour reproduire le comportement de milieux granulaires, tels que les sables ou certains limons [3]. La méthode prend en compte la cinématique de chaque grain et les interactions entre particules (frottement, liaison capillaire, etc.). Ces modèles de force locale ont été implémentés dans des codes 3D d'éléments discrets afin d'évaluer l'influence de la cohésion locale sur le comportement mécanique d'un matériau granulaire. Les simulations à l'échelle macroscopique concernent les courbes de rétention d'eau et l'évolution de la cohésion dans un matériau granulaire non saturé. L'analyse des contraintes révèle la pertinence du tenseur des contraintes associé à des interactions attractives dans l'évolution de la contrainte de rupture et de la compressibilité en fonction de la succion.

En pratique, il n'est pas nécessaire de faire appel à des phénomènes supplémentaires ou des modélisations aux éléments discrets, car Biarez et al. 1994, Fleureau et al. 2003, Lu et al. 2007, 2010, Taibi et al. 2008, Coronado et al. 2016 ont démontré que la notion de contrainte effective pouvait être utilisée avec succès pour traiter deux problèmes particuliers :

- l'augmentation de résistance du sol avec la succion et la définition du critère de rupture,
- l'augmentation du module élastique du sol en fonction de la succion.

Taibi et al. [4] proposent une formulation de la contrainte effective, accessible à l'ingénieur, basée sur un modèle micromécanique simple prenant en compte les forces capillaires résultant de la présence de ménisques aux points de contact entre des particules sphériques de même diamètre. Depuis, d'autres formulations sont apparues. Celles de Taibi, Lu et Dubreucq sont développées dans les paragraphes suivants.

2.2. Modèle de Taibi/Fleureau (1994)

Le modèle est basé sur une approche microstructurale des forces d'interaction entre particules d'un sol granulaire modélisé à l'aide de sphères élastiques (Biarez et al. 1993 et 1994; Taibi 1994, Fleureau et al. 2003; Taibi et al. 2008 et 2011). Si on considère le cas régime pendulaire où la phase liquide est discontinue et la phase gazeuse continue, l'eau forme un ménisque aux points de contact entre les particules et la pression de l'eau est inférieure à la pression d'air ($u_w < u_a$).

La force capillaire F_{cap} entre deux particules de diamètre $d=2R$ est déduite des propriétés de l'interface solide-eau-air et de la géométrie du ménisque. Elle est définie comme la somme de la «force de succion», notée F_s , et de la «force de tension superficielle», notée F_γ , comme indiqué sur la Figure 1

$$F_{cap} = F_s + F_\gamma \quad (2)$$

Dans le cas de mouillabilité parfait des particules par l'eau, l'angle de raccordement du ménisque est nul ($\theta = 0$). D'après la loi de Laplace, la force de succion F_s est égale à :

$$F_s = s \cdot A = \gamma \cdot \left(\frac{1}{r} - \frac{1}{l} \right) \cdot \pi \cdot l^2 \quad (3)$$

et la force de tension superficielle :

$$F_\gamma = 2 \cdot \pi \cdot l \cdot \gamma \quad (4)$$

Avec s : succion [kPa]; A : section du ménisque [m²], γ : Tension superficielle [N/m]; r , l : rayons de courbure principaux du ménisque [m],

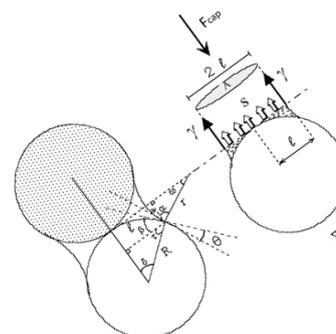


Figure 1 : Force capillaire entre deux particules

Le passage à un milieu continu équivalent nécessite la définition d'un volume élémentaire représentatif (VER), composé d'arrangements réguliers de particules d'indice des vides e variant de 0,35 à 1,95 décrit par une fonction $K(e)$. Ces arrangements réguliers de particules supposent la présence de ménisques au niveau de tous les points de contact entre particules. Cette hypothèse permet de définir un milieu idéalisé où règne une «contrainte capillaire» isotrope, notée σ_{cap} , définie comme le rapport entre la somme des forces capillaires et la section du VER dans une direction donnée :

$$\sigma_{cap} = \frac{\sum F_{cap}}{S_{VER}} \quad (5)$$

$$\text{Avec } S_{REV} = K(e) \frac{d^2}{4} \quad \text{et} \quad K(e) = 0.32e^2 + 4.06e + 0.11 \quad (6) \text{ et } (7)$$

La contrainte capillaire s'exprime alors sous la forme analytique suivante :

$$\sigma_{cap}(s) = \frac{2\pi\gamma}{K(e)d^2} \left[2d + \frac{3\gamma - \sqrt{4\gamma \cdot d \cdot s + 9\gamma^2}}{s} \right] \quad (8)$$

Lorsque la succion tend vers l'infini, la contrainte capillaire tend vers une valeur maximale définie par :

$$\sigma_{cap_max} = \frac{4\pi\gamma}{K(e)d} \quad (9)$$

En réalité, le problème est plus complexe car il existe bien des directions privilégiées où les ménisques sont supposés exister, notamment lors d'un chargement mécanique [5].

Lorsque le sol est saturé et la succion non nulle (suction inférieure à la suction d'entrée d'air), la contrainte capillaire est égale dans ce cas à la suction : $\sigma_{cap}(s) = s$. La figure 2 synthétise la variation de la contrainte capillaire en fonction de la suction depuis l'état saturé jusqu'à l'état quasi-sec.

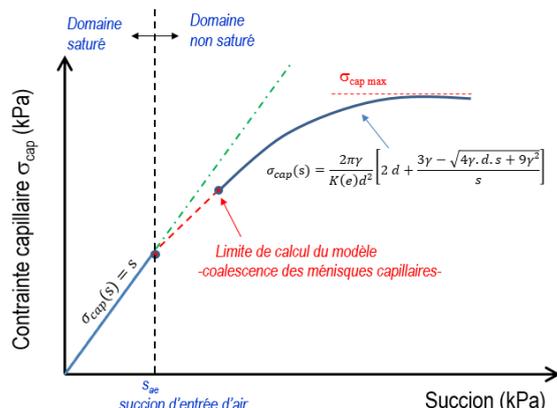


Figure 2 : Evolution de la contrainte capillaire avec la suction

Le calcul de la contrainte capillaire nécessite la détermination du diamètre des particules à prendre en compte. Une méthode rationnelle consiste à définir ce paramètre à partir des courbes de drainage ou d'humidification définies dans les plans (e, s) et (s, w). Une valeur donnée de suction s_0 correspond à une teneur en eau donnée w_0 et un indice des vides e_0 (figure 3). A partir de ce triplet de valeurs, le modèle permet de calculer le diamètre caractéristique d_{c0} des particules assurant l'équilibre de cet état. Par conséquent, chaque point de la courbe conduit à une valeur spécifique du diamètre caractéristique d_c .

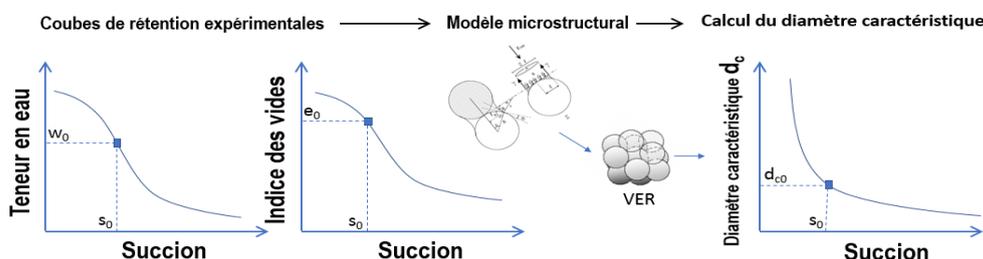


Figure 3 : Détermination du diamètre caractéristique à partir des courbes de rétention

2.3. Modèle de Lu (2014)

Lu adopte le modèle de Bishop (1959)[2], qui généralise le principe de Terzaghi pour les sols non saturés, en prenant en compte la pression d'air interstitielle u_a , la pression d'eau interstitielle u_w négative et la portion de surface totale χ sur laquelle l'eau est appliquée, en proposant l'expression (10) :

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (10)$$

Lu et Likos (2004) repartent de (10) et introduisent la contrainte capillaire pour aboutir à la formule (11) :

$$\sigma' = \sigma - u_a + \sigma_{cap} \quad (11)$$

Lu et al. (2014) [7] généralisent les travaux de Van Genuchten (1980) et Mualem (1976), en proposant de calculer la contrainte capillaire (3) à partir de la courbe de rétention capillaire, fixant $(u_a - u_w)$ en fonction du degré de saturation effectif S_e (4), lui-même défini à partir du degré de saturation S_r et du degré de saturation résiduel S_{res}

$$\sigma_{cap} = S_e \cdot (u_a - u_w) = \frac{S_e}{\alpha} \left[S_e^{\frac{n}{1-n}} - 1 \right]^{\frac{1}{n}} \quad (12) \quad S_e = \frac{S_r - S_{res}}{1 - S_{res}} \quad (13)$$

La Figure 4 présente les courbes de la contrainte capillaire en fonction du degré de saturation effectif, calculées par le modèle de Lu, pour quelques matériaux.

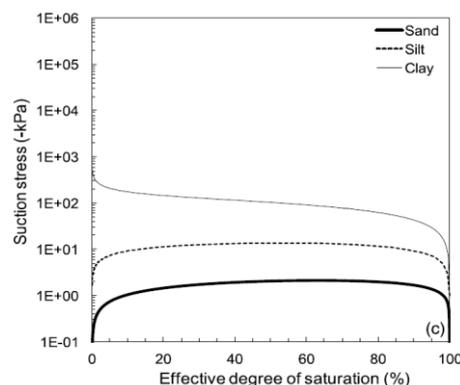


Figure 4 : Contrainte capillaire en fonction du degré de saturation effectif [7]

2.4. Modèle Terredurable (2019)

Le modèle de calcul à la rupture « TerreDurable », côté sec, conduit à la détermination de la cohésion capillaire C_{cap} induite par la succion d'un sol fin naturel au cours de son drainage, le sol étant initialement compacté à un optimum de compactage. Ce modèle s'attache à établir une correspondance entre le coefficient χ de Bishop, la succion s , le degré de saturation S_r et la compacité C du sol (volume solide sur volume total). L'angle de frottement interne ϕ' est supposé constant. La cohésion capillaire a ainsi pour expression : $C_{cap} = \chi s \tan \phi'$. Sur le fond, le modèle repose sur la définition d'une teneur en eau volumique dite effective. Pour un exposé détaillé, on se reportera au guide ANR Terredurable (Boutonnier et al., partie 4, 2019) [8].

On porte sur la Figure 5 les relations pratiques qui en découlent. Dans un souci de simplicité et de calcul sécuritaire, seul le cas du sol fin sans retrait résiduel en drainage est ici présenté. Pour les sols fins compactés, l'expérience montre que l'entrée d'air, en présence d'air occlus, se situe à l'optimum de compactage (point O) associé au degré de saturation $S_{r\ air}$ et à la compacité C_{air} , avec n_{air} la porosité associée ($n_{air} + C_{air} = 1$). $\theta_{air} = n_{air} S_{r\ air}$ est la teneur en eau volumique. De $S_{r\ air}$ à la saturation complète, χ vaut l'unité et la perméabilité à l'air y est nulle.

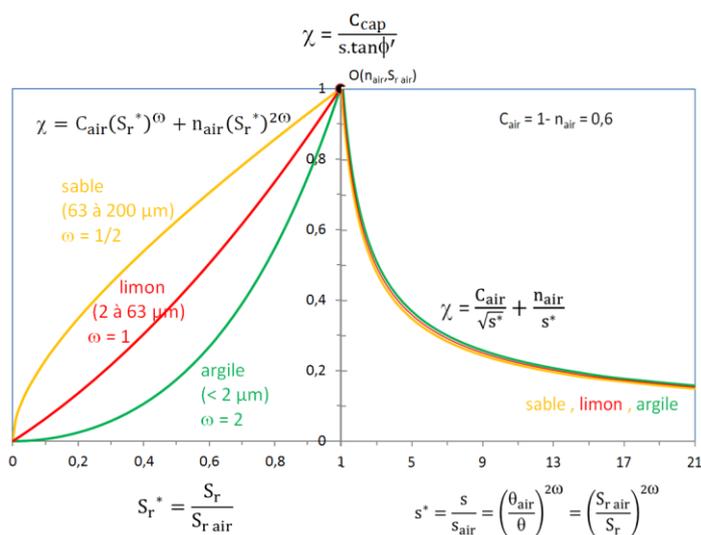


Figure 5 : Coefficient χ , en fonction du degré de saturation S_r et succion s dans un sol compacté, sans retrait.

Les courbes reportées sur la gauche de la Figure 5 rendent compte du comportement probable des trois sols fins : l'argile (< 2 μm), le limon (2 μm à 63 μm) et le sable (63 μm à 0,2 mm) (cf. NF EN ISO 17892-4). Le modèle introduit un exposant morphologique ω dans la relation qui lie le coefficient χ de Bishop et le degré de saturation normalisé par le degré de saturation $S_{r\ air}$ à l'entrée d'air. Cet exposant se retrouve aussi dans l'expression de la succion en fonction de la teneur en eau volumique θ . L'exposant ω est de l'ordre de $\frac{1}{2}$ pour le sable, 1 pour le limon et 2 pour l'argile. On pourra caler plus précisément cet exposant ω sur la courbe expérimentale de rétention $s(S_r)$ du sol, après le premier coude correspondant à l'entrée d'air.

Sur la droite de la Figure 5, la relation entre χ et la succion normalisée par la succion d'entrée d'air s_{air} est unique pour ces trois sols, pourvu qu'ils aient la même compacité C_{air} à l'entrée d'air. Ces relations ont été validées sur de nombreux essais expérimentaux de la littérature rapportés dans le guide précité, essais réalisés sur des éprouvettes de laboratoire.

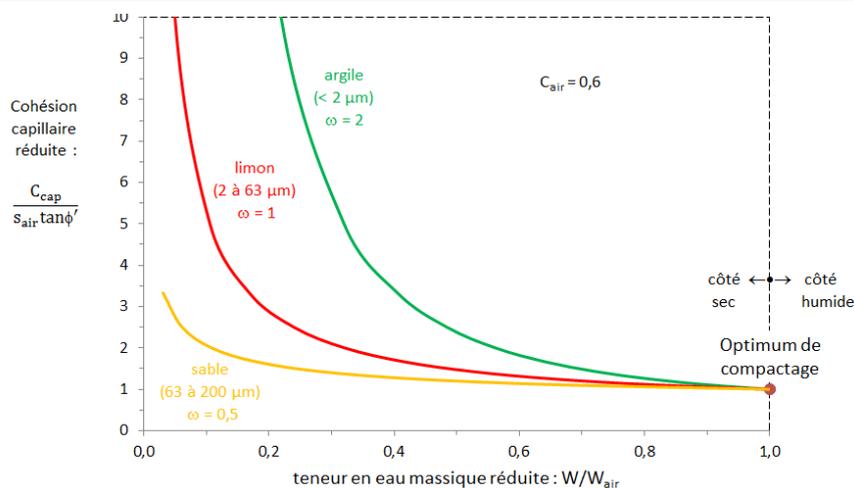


Figure 6: Cohésion capillaire réduite en fonction de la teneur en eau massique réduite selon la nature du sol, depuis l'entrée d'air à l'optimum de compactage, sans retrait résiduel.

La Figure 6 illustre l'augmentation de la cohésion capillaire avec le drainage pour le sable, le limon et l'argile, depuis l'entrée d'air à l'optimum de compactage, caractérisé par la teneur en eau massique w_{air} , la compacité C_{air} , la succion s_{air} et l'angle de frottement interne ϕ' . L'expression de la cohésion capillaire C_{cap} en fonction de la teneur en eau massique w , sans retrait résiduel du sol, s'écrit, puisque $w = e \cdot S_r \cdot (\gamma_w / \gamma_s)$:

$$C_{cap} (0 < W \leq W_{air}) = \left(1 + C_{air} \left(\left(\frac{W_{air}}{W} \right)^\omega - 1 \right) \right) \cdot s_{air} \cdot \tan \phi' \quad (14)$$

$$C_{cap} (W_{air} \leq W \leq W_{sat}) = s \cdot \tan \phi' \quad (15)$$

où w_{sat} est la teneur en eau à l'état saturé. L'augmentation de la cohésion capillaire est d'autant plus rapide en drainage que le sol est argileux. Le modèle TerreDurable montre par ailleurs qu'un retrait résiduel du limon ou de l'argile entraîne une légère augmentation de χ à degré de saturation fixé, mais une augmentation significative de χ à succion fixée, et, de fait, une augmentation plus rapide de la cohésion capillaire en fonction de la teneur en eau massique. On se reportera au guide précité pour plus d'informations. La succion effective χ_s sans retrait résiduel du sol constitue bien ici une borne inférieure.

3. ETUDE DE CAS

3.1. Matériau étudié

Les modèles précédemment développés sont appliqués à un remblai en marnes compactées, de classification GTR A1/A2 et LCPC argiles limoneuses ou limons argileux. Le fuseau granulométrique est donné dans le tableau 1.

diamètre	% < 2 μ	% < 20 μ	% < 80 μ	% < 2 mm	% < 20mm
max	38	73	87	96	100
min	15	33	41	55	90

Tableau 1 : fuseau granulométrique du matériau étudié

Identification/argilosité	W_L	W_p	I_p	I_c	VBS	ρ_s	$\gamma_s = \rho_s \cdot g$
	%	%	%	-	g/100g	t/m ³	kN/m ³
Valeurs moyennes	31,6	19	12,6	1,6	2,1	2,71	26,59

Tableau 2 : paramètres d'identification – valeurs moyennes

γ_h	γ_d	W	C_{air}	n_{air}	e_{air}	S_r	ϕ'
kN/m ³	kN/m ³	%	-	-	-	%	°
21,4	19,3	10,8	0,726	0,274	0,377	76,1	26,0

Tableau 3 : point de fonctionnement moyen actuel (M)

OPN	$\rho_{d\text{ opn}}$ t/m ³	W_{opn} %	$\gamma_{d\text{ opn}}$ kN/m ³	Taux de compactage	C_{opn} -	n_{opn} -	e_{opn} -	$S_{r\text{ opn}}$ %	S_{opn} kPa
OPN Moyen	1,87	12,8	18,34	1,05	0,690	0,310	0,449	75,8	110

Tableau 4 : optimum de référence moyen dans le diagramme Proctor

Référence :	n	ω	S_{air} kPa	α kPa ⁻¹
OPN Moyen	1,67	1,21	148	0,0067

Tableau 5 : paramètres des expressions de la succion selon Van Genuchten et Terredurable au point M, avec la référence OPNmoyen

3.2. Application du modèle de Taibi/Fleureau

Le modèle est appliqué en utilisant la relation de relation de Van Genuchten (1980), avec les paramètres du paragraphe 3.1, avec $e = 0,377$, et la courbe de rétention moyenne :

$$s = \frac{1}{\alpha} \left(\left(\frac{S_r - S_{r\text{rés}}}{1 - S_{r\text{rés}}} \right)^{\frac{n}{1-n}} - 1 \right)^{\frac{1}{n}} \quad \text{avec } \alpha = 0,0067 \text{ et } n = 1.67 \quad (16)$$

Les résultats sont présentés ci-dessous. Une comparaison est proposée avec le modèle de Terredurable.

Il existe une différence importante entre les courbes des deux modèles, dont l'origine provient de l'évaluation de la succion à l'optimum. Pour réduire cette différence, des mesures d'abord en laboratoire sur des échantillons intacts et ensuite in situ sont conseillées.

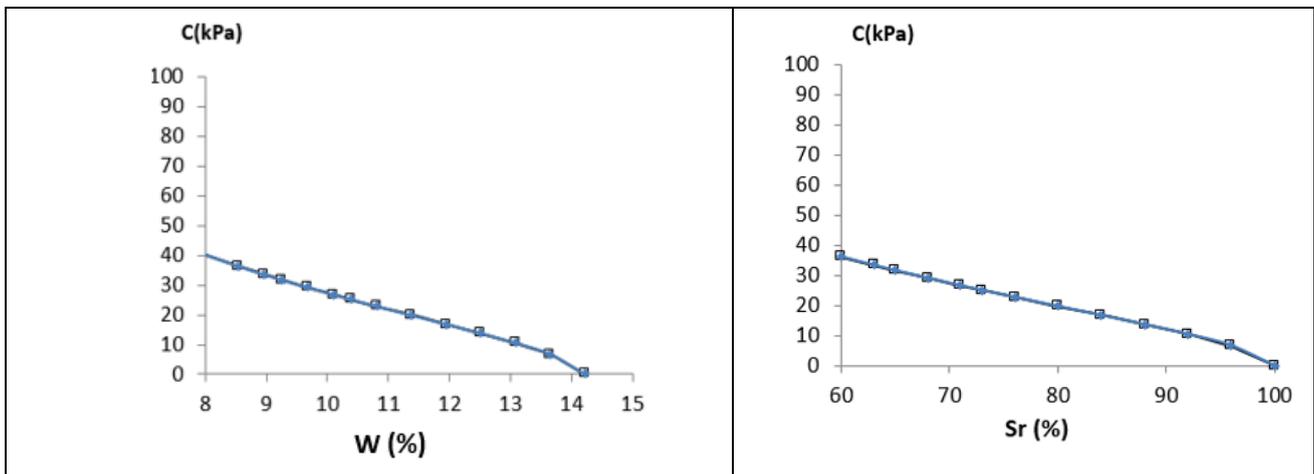


Figure 7: Estimation de la cohésion capillaire selon le modèle Taibi et Fleureau

3.3. Application du modèle de Lu

L'application du modèle de Lu, avec les paramètres du paragraphe 3.1 est présentée sur la Figure 13 (courbe moyenne).

3.4. Application du modèle Terredurable

Sur la figure ci-dessous, on fait l'hypothèse simplificatrice que la ligne de compactage optimal est confondue avec la ligne d'isosaturation passant par OPN_{moyen} . L'expérience montre que cette ligne est aussi la ligne d'entrée d'air. Or, dans le cas étudié, le point M se situe dans le voisinage immédiat de cette ligne de compactage optimal : il est confondu avec le point O du modèle.

Par sécurité, le calcul ne prendra pas en compte un retrait résiduel du sol depuis le point M.

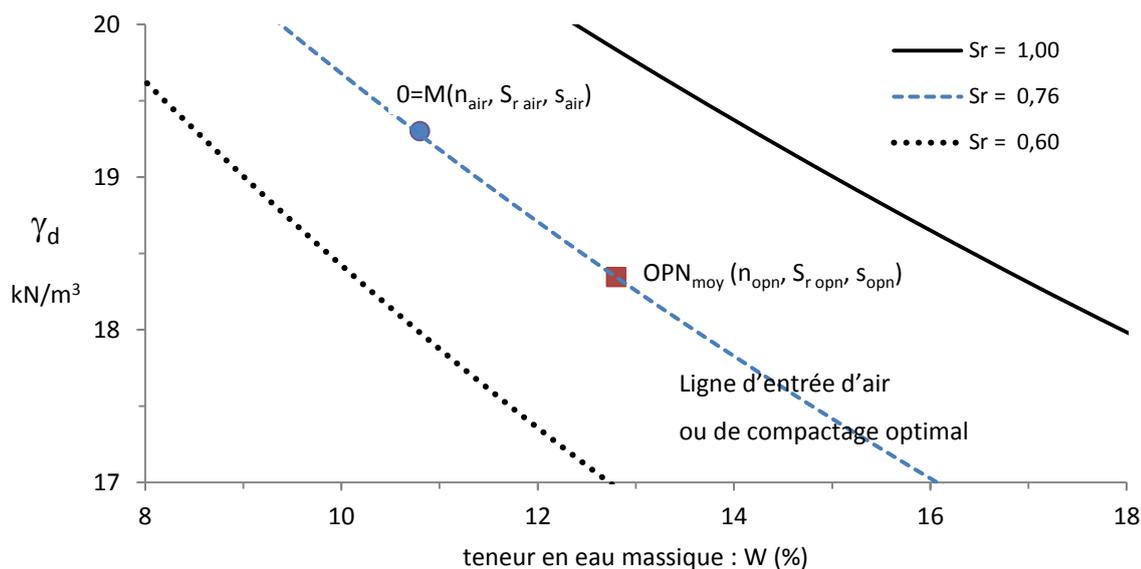


Figure 8 : Référence Proctor moyen (OPN_{moy}) et point moyen actuel (M)

Par suite, si l'on ne dispose pas d'une courbe de rétention expérimentale, on part de la relation théorique de Van Genuchten (1980) pour la succion :

$$s = \frac{1}{\alpha} \left(\left(\frac{S_r - S_{r \text{ rés}}}{1 - S_{r \text{ rés}}} \right)^{\left(\frac{n}{1-n} \right)} - 1 \right)^{\frac{1}{n}} \quad (17)$$

A n fixé, l'entrée d'air étant caractérisée par $s = s_{\text{air}} = 1/\alpha$, le degré de saturation associé vaut :

$$S_{r \text{ air}} = 2^{\left(\frac{1-n}{n} \right)} \quad (18)$$

en retenant ici un degré de saturation résiduel nul : $S_{r \text{ résiduel}} = 0$, par simplification. Lu (2014) a calculé effectivement des valeurs de l'ordre du pourcent pour nombre de limons.

Inversement, si le degré de saturation en O vaut : $S_{r \text{ air}}$ fixé, le paramètre n ajusté vaut :

$$n = \frac{\ln(2)}{\ln(S_{r \text{ air}}) + \ln(2)} \quad (19)$$

d'où l'expression simplifiée de la succion de Van Genuchten asservie à l'entrée d'air Proctor au point O ($n_{\text{air}} ; S_{r \text{ air}} ; S_{\text{air}} = 1/\alpha$) :

$$S \text{ (Van Genuchten)} = \frac{1}{\alpha} \left(S_r^{\left(\frac{n}{1-n} \right)} - 1 \right)^{\frac{1}{n}} \quad (20)$$

Prenons le cas de la référence Proctor moyen pour illustrer l'enchaînement des calculs. Si le degré de saturation en OPN_{moy} vaut : $S_{r \text{ air}} \approx S_{r \text{ opn moyen}} = 0,758$, le paramètre n ajusté vaut :

$$n = \ln(2) / (\ln(0,758) + \ln(2)) = 1,67 \quad (21)$$

La courbe représentative de la succion réduite s/s_{air} en fonction de S_r est représentée sur la figure suivante :

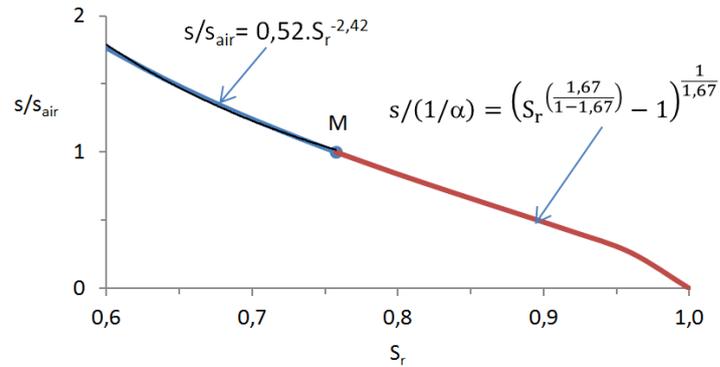


Figure 9 : Courbe de rétention de Van Genuchten au point M - Succion réduite en fonction du degré de saturation

Or la succion en drainage depuis le point M s'écrit selon le modèle Terredurable, à compacité constante :

$$s = s_{\text{air}} \left(\frac{S_{r \text{ air}}}{S_r} \right)^{2\omega} \quad (22)$$

Par identification (Figure 9), on déduit l'exposant morphologique ω par calage sur la courbe de tendance :

$$\omega = \frac{2,42}{2} = 1,21 \quad (23)$$

La succion à l'entrée d'air à l'Optimum Proctor Normal moyen (OPN_{moy}) d'après la corrélation reposant sur la limite de liquidité W_L (Fleureau, 2002) vaut:

$$s_{\text{opn}} = 0,118W_L^{1,98} = 0,118(31,6)^{1,98} = 110 \text{ kPa} \quad (24)$$

Selon le modèle Terredurable, la succion d'entrée d'air au point $M \equiv O$ peut être déduite de celle en OPN_{moy} par :

$$s_{\text{air}} = s_{\text{opn}} \left(\frac{\theta_{\text{opn}}}{\theta_{\text{air}}} \right)^{2\omega} = s_{\text{opn}} \left(\frac{n_{\text{opn}}}{n_{\text{air}}} \right)^{2\omega}, \quad \text{car ici } S_{r \text{ air}} \approx S_{r \text{ opn}}$$

Et Le calcul conduit à :

$$s_{\text{air}} = 110 \left(\frac{0,31}{0,274} \right)^{2 \times 1,21} = 148 \text{ kPa} \quad (25)$$

D'où le paramètre α de Van Genuchten : $\alpha_{(n_{\text{air}})} = 1/148 = 0,0067$ et l'expression complète de la courbe de rétention passant par M :

$$s = \frac{1}{0,0067} \left(S_r^{\left(\frac{1,67}{1-1,67} \right)} - 1 \right)^{\frac{1}{1,67}} \quad (26)$$

4. REFLEXION SUR LA VARIABILITE

Les trois modèles détaillés précédemment ont été appliqués avec les propriétés moyennes du matériau. Cela permet de comparer ces approches et de vérifier leur cohérence. Mais le matériau constitutif de l'ouvrage a une variabilité qui a une énorme influence sur les résultats, que ce chapitre veut illustrer. La variabilité est abordée par une étude de sensibilité, en considérant les valeurs extrêmes des propriétés. Ainsi la plage de w_L est d'abord recherchée, l'IP et les optima Proctor associés à ces limites sont ensuite déterminés. Enfin la plage de teneur en eau est prise en considération.

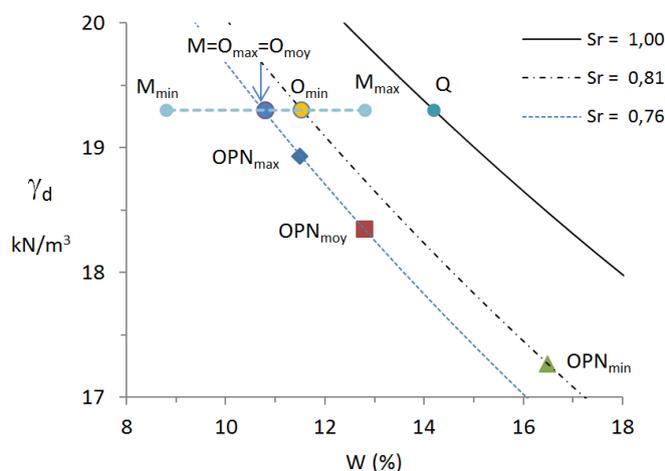


Figure 10 : Plages de variation des teneurs en eau et des références Proctor de compactage

Identification/argilosité	W_L	W_p	I_p	I_c	VBS	ρ_s	$\gamma_s = \rho_s \cdot g$
	%	%	%		g/100g	t/m ³	kN/m ³
w_L basse	25		8			2,71	26,59
w_L moyenne	31,6	19	12	1,6	2,1		
w_L haute	38		16				

Tableau 6 : paramètres d'identification : valeurs extrêmes et moyennes

OPN	$\rho_{d\text{ opn}}$	W_{opn}	$\gamma_{d\text{ opn}}$	Taux actuel de compactage	C_{opn}	n_{opn}	e_{opn}
	t/m ³	%	kN/m ³				
OPN max	1,93	11,5	18,93	1,02	0,712	0,288	0,404
OPN Moyen	1,87	12,8	18,34	1,05	0,690	0,310	0,449
OPN min	1,76	16,5	17,27	1,12	0,649	0,351	0,540

Tableau 7 : coordonnées des 3 optima de référence dans le diagramme Proctor

OPN	$S_{\text{rofn}} = S_{\text{r air}}$	S_{opn}	n	w	S_{air}	α
	%	kPa			kPa	kPa ⁻¹
OPN max	75,6	69	1,67	1,21	78	0,0128
OPN Moyen	75,8	110	1,67	1,21	148	0,0067
OPN min	81,3	158	1,43	1,73	371	0,0027

Tableau 8 : paramètres des expressions de la succion selon Van Genuchten et Terredurable

Enfin, la plage de valeur de teneur en eau probable est prise comme la moyenne mesurée par les reconnaissances $w = 10,8\%$, plus ou moins un écart type de 2%. Ce qui donne : $w_{\text{min}} = 8,8\%$ et $w_{\text{max}} = 12,8\%$.

4.1. Modèle Terredurable

La porosité est supposée constante jusqu'à la teneur en eau massique saturée $w_{at}=14,2\%$ (Point Q, figure ci-dessus) dans le domaine quasi saturé : $S_{r\text{air}} \leq S_r \leq 1$. On justifie cette hypothèse au vu des mesures expérimentales de Ferber (2006) portant sur les indices des vides avant et après humification sous contrainte, sur le limon de Goderville, depuis un état hydrique proche de l'OPN. L'étendue des limites de liquidité W_L indique que l'on a affaire à un sol limoneux. Cette hypothèse simplificatrice n'est plus vraie pour les argiles qui peuvent présenter des gonflements en humidification. Il vient par suite les caractéristiques des entrées d'air selon les trois références Proctor :

Entrées d'air	O_{\min}	O_{moyen}	O_{\max}
$S_{r\text{air}}$	0,813	0,758	0,756
s/s_{air}	1	1	1
s_{air} (kPa)	371	148	78
$C_{\text{cap air}}$ (kPa)	181	72	38
W_{air} (%)	11,5	10,8	10,7

Tableau 9 : Caractéristiques des entrées d'air selon les trois références Proctor

Dans le cas de la référence Proctor moyenne (OPN_{moy}), les expressions numériques de la cohésion capillaire C_{cap} s'écrivent dans l'intervalle :

$$0 < W = e \cdot S_r \cdot (\gamma_w / \gamma_s) \leq W_{\text{sat}}$$

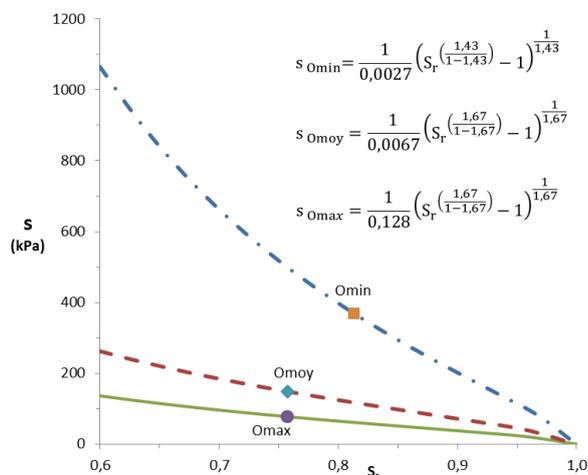


Figure 11 : courbes de rétention selon les trois références Proctor

$$C_{\text{cap}}(O_{\text{moyen}}) (0 < W \leq 10,8\%) = \left(1 + 0,726 \left(\left(\frac{10,8}{W} \right)^{1,21} - 1 \right) \right) \cdot 148 \cdot \tan(26^\circ) \quad (\text{kPa}) \quad (27)$$

$$C_{\text{cap}}(O_{\text{moyen}}) (10,8\% \leq W \leq 14,2\%) = \frac{1}{0,0067} \left(\left(\frac{2,65}{0,377} \cdot \frac{W}{100} \right)^{\left(\frac{1,67}{1-1,67} \right)} - 1 \right)^{\frac{1}{1,67}} \cdot \tan(26^\circ) \quad (\text{kPa}) \quad (28)$$

D'où les courbes représentatives $C_{\text{cap}}(W)$ pour les trois références Proctor (Figure 12). La surface orange représentée sur les figures 10 et 11 est la plage de variation des cohésions capillaires locales dans le remblai. La valeur moyenne de cette cohésion dans le remblai correspond au point M de la courbe moyenne.

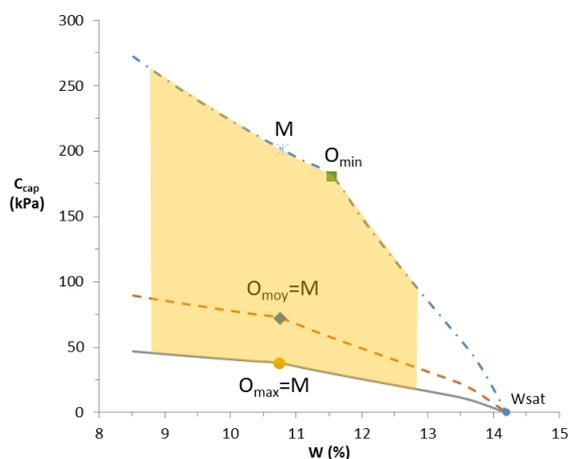


Figure 12 : Cohésion capillaire en fonction de la teneur en eau massique et ses variations possibles – modèle Terredurable

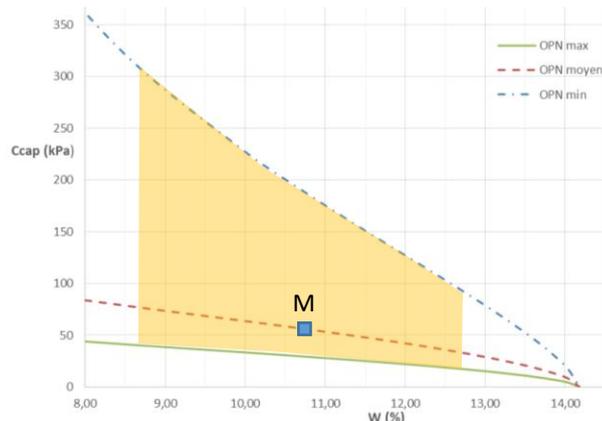


Figure 13 : Cohésion capillaire en fonction de la teneur en eau massique et ses variations possibles - modèle de Lu

4.2. Modèle de Lu

Le modèle de Lu est appliqué avec les mêmes jeux de paramètre. Le point de fonctionnement M présente une valeur plus faible que celle du modèle Terredurable, et le domaine possible estimé de la cohésion capillaire est légèrement différent (Figure 13).

4.3. Impact de la variabilité sur le choix de la valeur caractéristique de la cohésion caractéristique

La plage de variation de la cohésion est très étalée : sa valeur varie d'un ordre de grandeur. La valeur caractéristique ne peut être la moyenne pour trois raisons :

la surface de glissement va d'une part passer par les éléments les plus faibles et d'autre part, les éléments les plus forts peuvent casser si des déformations croissantes leurs sont imposées.

L'influence des conditions climatiques affecte les valeurs en surface et les mesures de teneurs en eau doivent être faites au cours de la saison humide et répétées pour vérifier l'absence d'évolution.

les ouvrages sont parfois tellement longs qu'il est non seulement nécessaire de les représenter par des tronçons homogènes, mais aussi de débusquer les profils les plus humides. Une reconnaissance géophysique au pas de 40 m est conseillée.

L'importance de la variabilité est telle qu'à l'heure actuelle il est prudent de choisir la valeur caractéristique en dessous de la moyenne moins deux écarts-types et proche de la valeur minimale trouvée par l'étude de sensibilité. Dans l'étude de cas, la valeur caractéristique serait entre 12 kPa et 20 kPa suivant les modèles.

5. CONCLUSION

Cette étude montre qu'il existe un cadre théorique pour déterminer la cohésion capillaire des remblais. Ce cadre peut être appliqué à la détermination de la cohésion caractéristique en place d'un remblai. Il complète les essais triaxiaux drainés non saturés et explique la variabilité de leurs résultats. Le choix de la valeur caractéristique reste délicat, exige actuellement de la prudence et demandera de l'expérience. Dans l'attente de ce retour d'expérience, les approches présentées sont les préalables à une étude de sensibilité de la stabilité générale en condition normale.

RÉFÉRENCES ET CITATIONS

- [1] Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 103
- [2] Bishop, A.W. (1959). The principle of effective stress. *Teknisk Ukeblad I Samarbeide Med Teknik*
- [3] Scholtès, L., Chareyre, B., Nicot, F., Darve, F. (2009). Micromechanics of granular materials with capillary effect. *International Journal of Engineering Science* 47, 64–75
- [4] Biarez, J., Fleureau, J.M. & Taibi, S. (1994) Critère de résistance maximale des sols non saturés : Approche expérimentale et modélisation. *Proc. 13th Int. Conf. on Soil Mech. And Found. Eng., New-Delhi, Oxford & I.B.H. Pub. co.* 385-388.
- [5] Duriez, J., Eghbalian, M., Wan, R., Darve, F. (2017). The micromechanical nature of stresses in triphasic granular media with interfaces. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*. Volume 99, Pages 495-511
- [6] Lu, N., and Likos, W. J. (2004). *Unsaturated soil mechanics*, Wiley, New York
- [7] Lu, N., Kaya, M., and Godt J W (2014) "Interrelations among the Soil-Water Retention, Hydraulic Conductivity, and Suction-Stress Characteristic Curves" *J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE*
- [8] Boutonnier et al. (2019), Conception et construction en sols fins, Enseignements du projet ANR TerreDurable et retour d'expériences, Presses des Ponts, ISBN :978-2-85978-522-2, 512 pages.