



UNIVERSITE DE LIEGE  
FACULTE DES SCIENCES APPLIQUEES

**Stabilité des pentes et saturation partielle**  
**Etude expérimentale et modélisation numérique**

Par  
Jean-Pierre MASEKANYA

Thèse présentée en vue de l'obtention  
du grade de Docteur en Sciences de l'Ingénieur

Jury: A. BOLLE, Professeur à l'Université de Liège, Président  
R. CHARLIER, Professeur à l'Université de Liège, Promoteur  
F. COLLIN, Chercheur Qualifié FNRS à l'Université de Liège, Co-promoteur  
L. LALOUI, Professeur à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne  
C. SCHROEDER, Chargé de cours adjoint à l'ULg, Professeur à l'ULB et à l'UCL  
J.F. THIMUS, Professeur à l'Université Catholique de Louvain  
C. TREVE, Géologue Senior, CFE  
J.C. VERBRUGGE, Professeur à l'ULB et à la Faculté Agronomique de Gembloux

Année académique 2007-2008



## Remerciements

En premier lieu, je voudrais remercier mon promoteur de thèse le Professeur Robert CHARLIER pour m'avoir fait l'honneur de me permettre de travailler sous sa direction depuis le DEA et pendant ces années de thèse. J'étais un anonyme étudiant qui venait de débarquer d'Afrique, il n'était pas au courant ni de ma personnalité, ni de mes compétences professionnelles et il m'a accordée sa confiance en m'intégrant dans son équipe de recherche. Je n'avais jamais touché à un ordinateur, ni utilisé un code de calcul, ni manipulé un appareil de laboratoire. Il a vite compris que l'enseignement de l'araignée n'est pas pour la mouche et il a mis sur place une méthodologie appropriée, un enseignement judicieux et rigoureux, il a fait de moi ce que je suis aujourd'hui, qu'il trouve ici l'expression de ma sincère gratitude.

Je m'en voudrais d'attendre plus longtemps pour exprimer ma reconnaissance à Frédéric COLLIN Co-promoteur de cette thèse, à qui je dois la moitié de mon titre. Patient et résolu, il m'a accompagné au cours de ce long cheminement où c'est le plus endurant qui arrive à destination.

Au cours de mon travail, le comité de ma thèse s'est réuni régulièrement pour mettre au point les principales orientations de ce travail, cela m'a poussé à formaliser les résultats obtenus.

Merci donc à:

- Albert BOLLE Professeur à l'Université de Liège pour la partie expérimentale de mon travail. Il m'a fait profiter de son expérience, ses conseils et ses critiques constructives. L'aide apportée surtout à l'interprétation des résultats expérimentaux m'a permis de valoriser tous mes essais, cela n'était pas évident pour moi. Je le remercie également d'avoir accepté de présider ce jury.
- Jean-Claude VERBRUGGE, Professeur à l'Université Libre de Bruxelles. J'ai particulièrement apprécié la pertinence de ses conseils, de ses commentaires et de ses encouragements pour mener à bien l'expérimentation en non saturé. Il a toujours manifesté enthousiasme et sympathie pour répondre à mes nombreuses requêtes. Je me souviens également d'une visite enrichissante du laboratoire Jacques Verdeyen qui m'a inspiré dans la mise en place du dispositif de contrôle de la succion par surpression d'air. Je saisis cette occasion pour remercier Willy BODENGIEN, technicien au sein de ce laboratoire.
- Christian SCHROEDER, Chargé de cours adjoint à l'ULg, Professeur à l'ULB et à l'UCL pour une multitude d'explications et de conseils. Je me souviendrai toujours de la phrase

qu'il prononçait chaque fois que je toquais à sa porte: "Que puis-je faire pour vous Jean-Pierre." Grand merci pour son apport à mon travail.

- Christian TREVE, Géologue Senior au Design Department CFE pour ses points de vue d'entrepreneur, praticien et homme de terrain. Ses commentaires et suggestions ont apporté beaucoup d'intérêts à mon travail.
- Jean François THIMUS, Professeur à l'Université Catholique de Louvain et Lyesse LALOUI, Professeur à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne pour avoir accepté de faire partie de mon jury de thèse.

Je tiens également à remercier l'équipe du Prof Robert CHARLIER. Malgré les thèmes de travail très variés des uns et des autres, j'ai pu profiter des compétences de tous, ils ont relu attentivement tout mon travail, merci pour le temps qu'ils ont consacré à redonner un peu de rigueur à ma plume qui a tendance à manifester sa couleur, il faut laisser le souci d'élégance aux tailleurs et aux cordonniers, qu'il en soit donc ainsi. Merci donc à:

- Jean Pol RADU pour toute l'aide apportée surtout pour la partie numérique, sa disponibilité, son attention ont été déterminantes pour l'apprentissage du code Lagamine.
- Pierre GERARD, Arnauld DIZIER, Séverine LEVASSEUR ainsi que tous ceux ou celles qui ont fait partie de cette équipe: Nathalie BOUKPETI, Cécile COLL, Gwenaëlle TYBERGHEIN.

Je remercie également toute l'équipe du laboratoire de géotechnologies de l'Université de Liège et en particulier Pierre ILLING et Philippe DEMOULIN qui m'ont permis de mener à bien mes essais, cette partie de mon travail n'aurait pas pu se concrétiser sans leur aide précieuse, je leur dis merci.

Sur un autre plan, la réalisation de cette thèse a exigé beaucoup de moyens, je voudrais remercier le peuple burundais qui a financé ma bourse d'étude malgré la pauvreté absolue dans laquelle elle vit. J'espère en retour mettre à sa disposition tout ce que j'ai appris durant toutes ces années.

Je suis reconnaissant envers l'Université de Liège via le CECODEL, le service social des étudiants pour leur aide financière octroyée, la CUD qui m'a permis de garder le contact avec mon Université d'origine en finançant des missions d'enseignement. Un grand merci pour le département GEO<sup>3</sup> qui a régulièrement financé mes séjours pour des conférences, des formations, etc.

Enfin, un grand merci s'adresse à ma femme, Madame Espérance et à mes enfants Chris, Nella et Joëlle. En tenant compte de leur soutien, compréhension et sacrifices, je leur dédie cette thèse.



## RESUME

Les paramètres de résistance au cisaillement des sols saturés sont souvent utilisés pour les analyses de stabilité de pentes. Dans les couches de sol situées au-dessus de la nappe, les pressions interstitielles de l'eau sont négatives et l'effet de la succion est généralement négligé. Cette hypothèse est-elle raisonnable lorsque la majeure partie de la surface de glissement est au-dessus du niveau de la nappe? Notre travail tient compte des développements récents dans les procédures expérimentales et les approches théoriques. Ces recherches mettent en évidence certains aspects du comportement d'un sol non saturé et les effets de la succion sur la stabilité des pentes.

Dans la partie expérimentale de ce travail, nous avons testé un limon d'Awans, un matériau naturel représentatif des sols de la région de Hesbaye (Belgique). Nous l'avons d'abord étudié en conditions saturées afin d'avoir un état de référence. Ensuite, des essais oedométriques et triaxiaux à succion ou à teneur en eau contrôlée ainsi que les essais de mesure de succion nous ont permis de mettre en évidence certains comportements hydromécaniques du matériau en conditions non saturées. Des essais oedométriques à succion contrôlée par la méthode osmotique ont montré que la succion rend le matériau plus rigide et accroît sa surface de plasticité. L'évaluation de la résistance au cisaillement a été faite de deux manières. D'une part en réalisant des essais triaxiaux à surpression d'air, une méthode assez complexe et qui dure longtemps. D'autre part, des essais triaxiaux non consolidés et non drainés UU qui sont nettement plus simple et plus rapide à réaliser, mais moins précis. D'une façon générale, les deux méthodes ont montré que la succion favorise le drainage du sol. Cet état s'accompagne d'une augmentation de la résistance au cisaillement du matériau via la "cohésion capillaire".

Dans la partie numérique de ce travail, nous avons étudié deux cas d'étude afin de montrer l'effet de la succion sur la stabilité des pentes. Pour cela, nous avons développé des outils numériques qui offrent la possibilité de prendre en compte la succion. Pour le calcul de la stabilité, nous avons utilisé la méthode appelée " $c-\phi$  réduction" du code éléments finis LAGAMINE et nous l'avons comparée aux méthodes de calcul classiques. Les applications ont montré que la prise en compte de la succion dans le calcul de stabilité des pentes conduit à une augmentation du coefficient de sécurité.

**Mots clés:** sol non saturé, succion, cohésion capillaire, méthodes d'équilibre limite, méthode " $c-\phi$  réduction", coefficient de sécurité.

## ABSTRACT

The shear strength parameters of saturated soils are usually used for the analyses of slope stability. In the soil layers located above the water-table, the pore water pressures are negative and the effect of suction is generally neglected. Is this assumption reasonable when the major part of the slip surface is above the water-table? Our work takes account of the recent developments in the experimental procedures and the theoretical approaches. This research shows the aspects of unsaturated soils behavior and the effects of suction on slope stability.

In the experimental part of this work, we tested the Awans silt, a natural material representative of soil in Hesbaye (Belgium). First, we studied this soil in saturated conditions in order to have a reference state. After, oedometers and triaxial tests with control of suction or water content, completed by suction measure test were realized. They showed us some hydromechanics behaviors of material in unsaturated conditions. So, the oedometer test with suction controlled by the osmotic method showed that suction makes material more rigid and increases its plasticity surface. Two technics are used to analyse the shear strength: the first one by controlling the excess air pressure in the sample, it is a complex method which takes long time. The second one consists in controlling water content during unconsolidated and undrained triaxial test (UU): this is a simple method, easy and more rapid to realize, but less precise. In general, these two methods showed that suction induced drainage of the soil. This involves the material shear strength increase by the "capillary cohesion".

In the numerical part of this work, we studied two cases in order to show the effect of suction on slope stability. We developed numerical tools which take into account suction. We used "c- $\phi$  reduction" method of the finite element code LAGAMINE and we compared it with traditional methods of stability studies. These applications showed that taking into account of suction in the slope stability calculation increases the safety factor.

**Key words:** unsaturated soil, suction, capillary cohesion, limit equilibrium method, "c- $\phi$  reduction" method, safety factor.



<b>TABLE DES FIGURES.....</b>	<b>vi</b>
<b>Table des notations.....</b>	<b>xiii</b>
<b>CHAPITRE I: Introduction .....</b>	<b>3</b>
1 Introduction générale.....	3
2 Objectifs .....	4
3 Plan du travail.....	5
<b>CHAPITRE II: Etat des connaissances sur les sols non saturés.....</b>	<b>11</b>
<b>1 Introduction .....</b>	<b>11</b>
<b>2 Définition de la succion .....</b>	<b>15</b>
<b>3 Aspects hydriques fondamentaux des sols non saturés.....</b>	<b>18</b>
3.1 Courbes de rétention d'eau .....	18
3.2 Phénomène d'hystérésis.....	20
3.3 Perméabilité à l'eau.....	22
<b>4 Comportements mécaniques fondamentaux des sols non saturés .....</b>	<b>24</b>
4.1 Comportement volumique.....	24
4.2 Comportement déviatorique.....	26
<b>5 Notion de contrainte effective pour les sols non saturés.....</b>	<b>28</b>
<b>6 Prise en compte de la succion dans le problème de stabilité de pente.....</b>	<b>32</b>
<b>7 Conclusions .....</b>	<b>33</b>
<b>CHAPITRE III: Méthodes de calcul de la stabilité des pentes .....</b>	<b>37</b>
<b>1 Généralités .....</b>	<b>37</b>
1.1 Notion de facteur de sécurité.....	38
1.2 Le choix du type de méthode de calcul .....	39
<b>2 Méthodes à l'équilibre limite .....</b>	<b>40</b>
2.1 Introduction .....	40
2.2 Principes et hypothèses des méthodes d'équilibre limite .....	41
2.3 Limitations des méthodes d'équilibre limite .....	48
2.4 Prise en compte de l'effet de la succion. ....	49
2.5 Modification de l'analyse de la stabilité en tenant compte de la succion.....	50
<b>3 Méthode des éléments finis .....</b>	<b>52</b>
3.1 Introduction .....	52
3.2 Quelques concepts de base.....	53
3.3 Formulation de l'élément fini couplé CSOL2 .....	57
3.4 Conditions aux limites.....	62

3.5	Formulation d'une loi de comportement élasto-plastique: PLASOL .....	62
3.6	Modèle à frottement interne: modèle PLASOL (Barnichon [1998]) .....	63
3.7	Calcul du coefficient de sécurité avec un code éléments finis .....	68
3.8	Prise en compte de la succion .....	72
<b>4</b>	<b>Conclusions .....</b>	<b>74</b>
<b>CHAPITRE IV: Techniques expérimentales de contrôle et de mesure de la succion .....</b>		<b>77</b>
<b>1</b>	<b>Introduction .....</b>	<b>77</b>
<b>2</b>	<b>Techniques de mesure de la succion .....</b>	<b>77</b>
2.1	Tensiomètre .....	77
2.2	Méthode du papier filtre .....	78
2.3	Mesure psychrométrique de la succion .....	79
2.4	Mesure de succion par d'autres méthodes .....	80
<b>3</b>	<b>Techniques de contrôle de la succion.....</b>	<b>80</b>
3.1	Contrôle par plaque tensiométrique .....	80
3.2	Contrôle par translation d'axes .....	81
3.3	Technique de contrôle osmotique .....	83
3.4	Technique de contrôle par phase de vapeur .....	85
<b>4</b>	<b>Conclusions .....</b>	<b>86</b>
<b>CHAPITRE V: Résultats expérimentaux .....</b>		<b>91</b>
<b>1</b>	<b>Introduction .....</b>	<b>91</b>
<b>2</b>	<b>Description du matériau utilisé.....</b>	<b>91</b>
2.1	Caractéristiques principales du limon d'Awans.....	91
2.2	Préparation des échantillons.....	95
<b>3</b>	<b>Programme d'essais.....</b>	<b>97</b>
<b>4</b>	<b>Essais oedométriques: résultats et analyse.....</b>	<b>98</b>
4.1	Essais oedométrique saturé .....	98
4.2	Essais oedométriques non saturés (méthode osmotique) .....	100
<b>5</b>	<b>Essais triaxiaux saturés CU: résultats et analyse .....</b>	<b>104</b>
<b>6</b>	<b>Essais triaxiaux non saturés-méthode par surpression d'air: méthodologie et résultats .....</b>	<b>109</b>
<b>7</b>	<b>Essais triaxiaux non saturés (UU) - méthode simplifiée: méthodologie et résultats ...</b>	<b>120</b>
7.1	Introduction .....	120
7.2	Description de la méthodologie.....	120
7.3	Résultats en contraintes totales .....	123
<b>8</b>	<b>Courbe de rétention .....</b>	<b>136</b>

<b>9</b>	<b>Interprétation des essais triaxiaux non saturés .....</b>	<b>139</b>
9.1	Introduction .....	139
9.2	Effet de l'état hydrique sur les paramètres de résistance (densité constante).....	139
9.3	Effet de la densité à teneur en eau constante.....	150
9.4	Effet de la densité à état de saturation constante.....	154
9.5	Cohésion et angle de frottement pour la contrainte de Bishop .....	160
9.6	Comparaison des essais rigoureux à surpression d'air et essais simplifiés UU.....	163
<b>10</b>	<b>Conclusions .....</b>	<b>165</b>
<b>CHAPITRE VI: Calcul de stabilité: étude de cas .....</b>		<b>171</b>
<b>1</b>	<b>Introduction .....</b>	<b>171</b>
<b>2</b>	<b>Etude théorique d'un talus homogène.....</b>	<b>171</b>
2.2	Talus homogène sans eau .....	173
2.3	Talus homogène avec eau .....	183
<b>3</b>	<b>Modélisation de la teneur en eau dans la zone non saturée.....</b>	<b>194</b>
3.1	Modélisation de l'infiltration d'eau .....	195
3.2	Effet de perméabilité .....	205
3.3	Effet de la répartition temporelle des pluies.....	206
3.4	Application au cas du talus homogène.....	213
<b>4</b>	<b>Talus dans un terrain formé de deux couches .....</b>	<b>215</b>
4.1	Méthode des éléments finis .....	216
4.2	Méthodes d'équilibre limite.....	229
4.3	Comparaison des méthodes.....	230
<b>5</b>	<b>Conclusions .....</b>	<b>231</b>
<b>CHAPITRE VII: Conclusions générales et perspectives.....</b>		<b>235</b>
<b>1</b>	<b>Synthèse.....</b>	<b>235</b>
<b>2</b>	<b>Contributions de cette thèse .....</b>	<b>239</b>
<b>3</b>	<b>Perspectives de ce travail.....</b>	<b>240</b>
<b>ANNEXES.....</b>		<b>241</b>
Annexe 1: Résultat des essais UU.....		243
Annexe 2: Résultat des essais CD à surpression d'air .....		257
Annexe 3: Etude de sensibilité sur les paramètres de résistance $c$ et $\phi$ .....		266
<b>REFERENCES.....</b>		<b>273</b>

## TABLE DES FIGURES

<i>Figure 2. 1: Structures possibles des sols non saturés, WROTH et al. [1985]</i> .....	12
<i>Figure 2. 2: Profil type des pressions d'eau <math>u_w</math> au-dessus d'une nappe et évolution du degré de saturation <math>S_r</math>, JENNINGS [1960]</i> .....	13
<i>Figure 2. 3: Evolution des perméabilités relatives de l'air <math>k_{ra}</math> et de l'eau <math>k_{rw}</math> en fonction du degré de saturation <math>S_r</math>, SEKER [1983]</i> .....	13
<i>Figure 2. 4: Actions des forces sur une molécule d'eau, DELAGE et al. [2001a]</i> .....	16
<i>Figure 2. 5: Remontée capillaire dans un tube, DELAGE et al. [2001a]</i> .....	16
<i>Figure 2. 6: Mécanismes possibles d'adsorption à la surface de l'argile, MITCHELL [1976]: (a) liaisons hydrogènes ; (b) hydratation des ions ; (c) attraction osmotique ; (d) attraction électrique du dipôle</i> .....	17
<i>Figure 2. 7: Courbe de rétention d'eau d'un sol non saturé en cours de séchage, LI [2000]</i> .	19
<i>Figure 2. 8: Courbes de rétention d'eau d'un sable argileux, CRONEY [1952]</i> .....	21
<i>Figure 2. 9: Mécanismes invoqués pour l'hystérésis des courbes de rétention d'eau, DELAGE et al. [2001a]</i> .....	22
<i>Figure 2. 10: Perméabilité <math>k_w</math> d'un sol non saturé, LI [2000]</i> .....	23
<i>Figure 2. 11: Effets de la succion sur la compressibilité d'un limon de Jossigny compacté, CUI et al. [1996]</i> .....	24
<i>Figure 2. 12: Essais oedométriques à succion contrôlée réalisés sur des agrégats d'argile de Boom, résultats UPC, VOLCKAERT et al. [1996]</i> .....	25
<i>Figure 2. 13: Gonflement irréversible, CHU et MOU [1973]</i> .....	26
<i>Figure 2. 14: Essai sur un limon compacté, CUI [1993]</i> .....	26
<i>Figure 2. 15: Module de cisaillement maximal de deux sols faiblement argileux en petites déformations en fonction de la pression capillaire, BRULL [1980]</i> .....	27
<i>Figure 2. 16: Variations des modules de Young (a) et de cisaillement (b), CUI [1993]</i> .....	27
<i>Figure 2. 17: Essais triaxiaux à différents niveaux de succion, CUI [1993]</i> .....	28
<i>Figure 2. 18: Principe de contrainte effective en sol saturé, DELAGE et al. [2001b]</i> .....	28
<i>Figure 2. 19: Relation proposée entre le paramètre <math>\chi</math> et le degré de saturation <math>S_r</math></i> .....	29
<i>Figure 2. 20: Surface d'état pour un sol non saturé, MATYAS et al. [1968]</i> .....	31
<i>Figure 3. 1: Exemple d'une rupture circulaire</i> .....	41
<i>Figure 3. 2: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius</i> .....	44
<i>Figure 3. 3: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée</i> .....	45
<i>Figure 3. 4: Inclinaison des forces dans la méthode Suédoise modifiée</i> .....	46
<i>Figure 3. 5: Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode de Spencer</i> .....	47
<i>Figure 3. 6: Mobilisation de la résistance au cisaillement le long d'un plan de glissement, DUNCAN et WRIGHT [2005]</i> .....	49
<i>Figure 3. 7: Efforts sur la tranche et répartition des pressions d'eau</i> .....	50
<i>Figure 3. 8: Equilibre en surface et en volume</i> .....	54
<i>Figure 3. 9: Différentes configurations d'un corps: <math>\Gamma</math> (conf. initiale), <math>\gamma</math> (conf. de référence), <math>\gamma^*</math> (conf. déformée).</i> .....	55
<i>Figure 3. 10: Élément isoparamétrique à huit nœuds</i> .....	58
<i>Figure 3. 11: Les différents domaines définis par une surface de plasticité dans l'espace des contraintes</i> .....	63
<i>Figure 3. 12: Modèle à frottement interne dans le plan <math>(I_\sigma, II_{\hat{\sigma}})</math></i> .....	64

Figure 3. 13: Angle de frottement en extension fonction de l'angle en compression.....	64
Figure 3. 14: Modèles à frottement interne dans le plan déviatoire ( $\phi = 20^\circ$ ) .....	66
Figure 3. 15: Relation hyperbolique d'écrouissage pour deux valeurs du coefficient $B_p$ (avec $\phi_0 = 30^\circ$ , $\phi_f = 35^\circ$ ).....	68
Figure 3. 16: Représentation d'un talus dit déjà en place.....	70
Figure 3. 17: Exemple de réalisation d'un remblai.....	70
Figure 3. 18: Exemple de réalisation d'un déblai .....	71
Figure 3. 19: Evolution temporelle du coefficient de réduction des paramètres $c$ et $\phi$ .....	72
Figure 4. 1: Tensiomètre et plaque de succion, LI [2000] .....	78
Figure 4. 2: Méthode du papier-filtre, DELAGE et al. [2001a].....	78
Figure 4. 3: Courbe d'étalonnage du papier filtre Whatman n° 42 sec et humide, DELAGE et al. [2001a].....	79
Figure 4. 4: Plaque tensiométrique (faibles succions), DELAGE et al. [2001a].....	81
Figure 4. 5: Plaque tensiométrique, DELAGE et al. [2001a] .....	81
Figure 4. 6: Cellule de Richards pour le contrôle de succion par translation d'axe (DELAGE et al. [2001a]).....	82
Figure 4. 7: Technique osmotique: relation entre succion et concentration, WILLIAMS et al. [1969].....	83
Figure 4. 8: Mise en œuvre de la technique osmotique, DELAGE et al. [2001a] .....	84
Figure 4. 9: Contrôle de succion par phase vapeur, à l'aide d'un dessiccateur et d'une solution saline saturée, DELAGE et al. [2001a]. .....	86
Figure 5. 1: Courbe granulométrique du limon d'Awans .....	92
Figure 5. 2: Limites d'Atterberg du limon d'Awans. ....	93
Figure 5. 3: Limon d'Awans dans la classification GTR. ....	93
Figure 5. 4: Résultats de l'essai Proctor standard sur le limon d'Awans. ....	94
Figure 5. 5: Reconstitution des échantillons.....	96
Figure 5. 6: Courbe oedométrique saturée.....	99
Figure 5. 7: Cellule oedométrique à succion contrôlée, DELAGE et al. [1992] .....	100
Figure 5. 8: Courbe de calibrage de la concentration de la solution PEG en fonction de la succion à $25^\circ\text{C}$ . ....	101
Figure 5. 9: Courbes oedométriques à succion contrôlée .....	101
Figure 5. 10: Evolution de la pression de consolidation en fonction de la succion .....	102
Figure 5. 11: Evolution relative des indices d'élasticité $C_s$ et de compression $C_c$ en fonction de la succion.....	102
Figure 5. 12: Evolution du rapport des indices d'élasticité et de compression en fonction de la succion.....	103
Figure 5. 13: Evolution de l'indice des vides initial (après équilibre des succions) en fonction de la succion, à contrainte quasi nulle.....	103
Figure 5. 14: Diagramme déviateur-déplacement axial: a) $\sigma_3 = 50\text{kPa}$ , b) $\sigma_3 = 100\text{kPa}$ , c) $\sigma_3 = 200\text{kPa}$ .....	105
Figure 5. 15: Diagramme pression d'eau-déplacement axial.....	106
Figure 5. 16: Diagramme déviateur-contrainte moyenne .....	106
Figure 5. 17: Cercle de Mohr et droite intrinsèque .....	107
Figure 5. 18: Forme de la rupture (en barillet).....	108
Figure 5. 19: Appareil triaxial modifié.....	110

Figure 5. 20: Modifications au niveau de l'embase.....	111
Figure 5. 21: Dispositif de tout l'appareillage .....	112
Figure 5. 22: Dispositif en T pour piéger les bulles d'air.....	113
Figure 5. 23: Chemin des contraintes au sein de l'échantillon .....	115
Figure 5. 24: Echange d'eau à $u_{air} = 20$ kPa .....	116
Figure 5. 25: Courbe de cisaillement à $u_{air} = 20$ kPa: a) $\sigma_3 = 50$ kPa, b) $\sigma_3 = 100$ kPa, c) $\sigma_3 = 200$ kPa.....	117
Figure 5. 26: Chemin des contraintes par rapport aux invariants de contraintes (p,q).....	117
Figure 5. 27: Cercles de Mohr pour $u_{air} = 20$ kPa (critère de rupture = $q_{max}$ ) .....	118
Figure 5. 28: Cercles de Mohr pour $u_{air} = 20$ kPa (le critère de rupture est q à 2% de déformation) .....	119
Figure 5. 29: Courbe Proctor et localisation des points pour les essais.....	121
Figure 5. 30: Echantillons pour la mesure du gradient de compacité .....	121
Figure 5. 31: Déformation au cours de l'essai.....	123
Figure 5. 32: Déformation au cours de l'essai (points 1 et 8) .....	124
Figure 5. 33: Courbe de cisaillement pour le point 2 .....	125
Figure 5. 34: Cercle de Mohr pour le point 2 (le critère de rupture est le déviateur maximum) .....	126
Figure 5. 35: Cercle de Mohr pour le point 2 (le critère de rupture est le déviateur à 2% de déformation) .....	126
Figure 5. 36: Courbe de cisaillement pour le point 8.....	127
Figure 5. 37: Cercle de Mohr pour le point 8 (le critère de rupture est déviateur maximum) .....	128
Figure 5. 38: Cercle de Mohr pour le point 8 (le critère de rupture est le déviateur à 2% de déformation) .....	128
Figure 5. 39: Courbes de rétention du limon d'Awans (calage des courbes par l'équation de VAUCLIN et al. [1976]), du limon de Limelette et du limon de Sterrebeek .....	137
Figure 5. 40: Localisation des échantillons sur la courbe Proctor .....	140
Figure 5. 41: Résistance maximale en fonction de la teneur en eau .....	140
Figure 5. 42: Evolution du module sécant $E_s$ en fonction du confinement (points de même densité) .....	141
Figure 5. 43: Cohésion et angle de frottement en fonction de la teneur en eau (points de même densité) .....	142
Figure 5. 44: Cohésion et angle de frottement en fonction de la succion (points de même densité) .....	142
Figure 5. 45: Cohésion en fonction de la teneur en eau (points de même densité) .....	144
Figure 5. 46: Cohésion en fonction de la succion (points de même densité).....	144
Figure 5. 47: Contraintes dans le plan de rupture .....	146
Figure 5. 48: Valeurs de la corrélation $R^2$ en fonction de $\phi$ .....	147
Figure 5. 49: Régression linéaire dans les axes semi-logarithmiques .....	147
Figure 5. 50: Comparaison entre la cohésion classique et la cohésion calculée par l'équation [5.10], (densité constante). .....	148
Figure 5. 51: Changement de cohésion suite à une variation de l'angle de frottement.....	148
Figure 5. 52: Comparaison entre la cohésion obtenue par la méthode classique et la cohésion calculée par les équations [5.1], [5.3] et [5.10] .....	150
Figure 5. 53: Effet de la densité sur la cohésion et l'angle de frottement (points 1-2).....	151
Figure 5. 54: Effet de la densité sur le module sécant (points 1-2) .....	151

Figure 5. 55: Effet de la densité sur la cohésion et l'angle de frottement (points 3-6-4-5) ...	152
Figure 5. 56: Effet de la densité sur le module sécant (points 3-6-4-5) .....	152
Figure 5. 57: Effet de la densité sur la cohésion et l'angle de frottement (points 7-8-9- $u_{air}=50$ kPa) .....	153
Figure 5. 58: Effet de la densité sur le module sécant (points 9-8-7- $u_{air}=50$ kPa) .....	153
Figure 5. 59: Effet de la teneur en eau et de la densité sur la cohésion et l'angle de frottement (points 1-4-6-9- $u_{air}=100$ kPa) à saturation constante .....	155
Figure 5. 60: Effet de la teneur en eau et de la densité sur la cohésion et l'angle de frottement (points 2-3) à saturation constante .....	155
Figure 5. 61: Effet de la teneur en eau et de la densité sur la cohésion et l'angle de frottement (points 5-8- $u_{air}=50$ kPa) à saturation constante .....	156
Figure 5. 62: Effet de la teneur en eau et de la densité sur la cohésion à saturation constante (3D) .....	156
Figure 5. 63: Effet de la teneur en eau et de la densité sur l'angle de frottement à saturation constante (3D) .....	157
Figure 5. 64: Module sécant des points ayant une même saturation (1-4-6-9- $u_{air}=100$ kPa) .....	157
Figure 5. 65: Module sécant des points ayant une même saturation (points 1-4-6-9- $u_{air}=100$ kPa: 3D) .....	158
Figure 5. 66: Module sécant des points ayant une même saturation (points 2-3) .....	158
Figure 5. 67: Effet de la teneur en eau et de la densité sur le module sécant (points 2-3: 3D) à saturation constante .....	159
Figure 5. 68: Module sécant des points ayant une même saturation (points 5-8- $u_{air}=50$ kPa) .....	159
Figure 5. 69: Module sécant des points ayant une même saturation (points 5-8- $u_{air}=50$ kPa: 3D) .....	160
Figure 5. 70: Cohésion (a) et angle de frottement (b) en fonction de la succion ( déterminés par la méthode de surpression d'air) .....	161
Figure 5. 71: Cercles de Mohr en contraintes de Bishop pour les échantillons ayant une même densité (points 2, 4, 6 et 8), essais UU .....	162
Figure 5. 72: Evolution de la cohésion capillaire (Essais UU) .....	163
Figure 5. 73: Evolution de $c$ (a) et $\phi$ (b) en fonction de la succion pour différentes méthodes .....	165
Figure 6. 1: Géométrie du talus .....	174
Figure 6. 2: Cercle de glissement critique ( $F_s$ minimum) .....	175
Figure 6. 3: Conditions limites du talus .....	176
Figure 6. 4: Norme des vitesses ( $V$ ) .....	177
Figure 6. 5: Vecteur des vitesses ( $V$ ) .....	177
Figure 6. 6: Incrément des déformations déviatoriques sur un pas (Var7) .....	177
Figure 6. 7: Déformations déviatoriques équivalentes de Von Mises (E-EQ) .....	177
Figure 6. 8: Effet de la cohésion (a) et de l'angle de frottement (b) sur $F_s$ ( $c$ - $\phi$ réduction) ..	178
Figure 6. 9: Effet de la cohésion (a) et de l'angle de frottement (b) sur la courbe de glissement .....	179
Figure 6. 10: Effet de la dilatance sur $F_s$ .....	180
Figure 6. 11: Comparaison des méthodes de calcul (effet de la cohésion (a) et de l'angle de frottement (b)) .....	181

Figure 6. 12: Entrée en plasticité pour différents modèles à frottement interne dans le plan déviatoire ( $\phi = 20^\circ$ ), MC: Mohr Coulomb; DP: Drücker Prager; VE: Van Eekelen ...	182
Figure 6. 13: Talus homogène avec eau .....	183
Figure 6. 14: Courbes de rétention obtenues au laboratoire sur échantillons non remaniés	185
Figure 6. 15: Estimation de la perméabilité sur base des essais de perméabilité au moyen du perméamètre de Guelph .....	186
Figure 6. 16: Calage des courbes de rétention (a) et de perméabilité (b) du limon de Limelette .....	187
Figure 6. 17: Conditions limites pour la mécanique .....	188
Figure 6. 18: Conditions limites pour l'écoulement .....	188
Figure 6. 19: Conditions initiales pour l'écoulement.....	189
Figure 6. 20: Profil des pressions d'eau (nappe au bord droit à 35m).....	189
Figure 6. 21: Profil de saturation (nappe au bord droit à 35m) .....	189
Figure 6. 22: Norme des vitesses (V) .....	190
Figure 6. 23: Vecteur des vitesses (V).....	190
Figure 6. 24: Incrément des déformations déviatoriques sur un pas (Var7).....	191
Figure 6. 25: Déformations déviatoriques équivalentes de Von Mises (E-EQ).....	191
Figure 6. 26: Norme des vitesses (V) .....	191
Figure 6. 27: Vecteur des vitesses (V).....	192
Figure 6. 28: Incrément des déformations déviatoriques sur un pas (Var7).....	192
Figure 6. 29: Déformations déviatoriques équivalentes de Von Mises (E-EQ).....	192
Figure 6. 30: Comparaison des méthodes de calcul en hydromécanique .....	194
Figure 6. 31: Géométrie du modèle (colonne de terre) .....	196
Figure 6. 32: Courbes de rétention des couches C1 à C4 .....	197
Figure 6. 33: Courbes de perméabilité relative déterminée par les mesures in situ à 1,5 m de profondeur (perméamètre de Guelph) et par approximation numérique pour les couches 1 à 4.....	197
Figure 6. 34: Conditions limites d'infiltration et d'évapotranspiration .....	198
Figure 6. 35: Mesures des précipitations et modélisation de l'infiltration correspondante dans le sol en fonction du temps (01/06/04 au 01/08/04).....	199
Figure 6. 36: Exemple de calcul de l'infiltration dans le sol en fonction du temps .....	201
Figure 6. 37: Profil des pressions (a) et de saturation (b) initiales.....	202
Figure 6. 38: Dates choisies pour l'interprétation des résultats.....	203
Figure 6. 39: Profil des pressions d'eau (a) et de la saturation (b) dans la colonne .....	203
Figure 6. 40: Evolution temporelle des pressions (a) et de la saturation (b) sur 2 mois .....	204
Figure 6. 41: Effet de perméabilité sur le profil des pressions (a) et de saturation (b) .....	205
Figure 6. 42: Précipitations journalières de l'année 2004 (Station météorologique de Bruxelles) .....	207
Figure 6. 43: Précipitations mensuelles .....	208
Figure 6. 44: Evolution temporelle des pressions (a) et de la saturation (b) sur 1 an.....	208
Figure 6. 45: Évolution temporelle des pressions (a) et de la saturation (b) (moyennes mensuelles) .....	209
Figure 6. 46: Évolution temporelle des pressions (a) et de la saturation (b) (répartition uniforme) .....	209
Figure 6. 47: Evolution temporelle des pressions (a) et de saturation (b) sur 1 an (dans la couche C1).....	210
Figure 6. 48: Modélisation de l'infiltration après stabilisation.....	211



Figure 6. 49: Profil des pressions (a) et de saturation (b) dans la colonne de sol.....	212
Figure 6. 50: Conditions limites pour l'écoulement.....	213
Figure 6. 51: Evolution temporelle de la pression pendant 2 ans .....	215
Figure 6. 52: Géométrie du modèle composé de deux couches .....	216
Figure 6. 53: Variation du coefficient de sécurité en fonction de la cohésion .....	218
Figure 6. 54: Norme des vitesses ( $V$ ), (réduction de $c'$ et $\phi'$ dans la couche de limon uniquement) .....	219
Figure 6. 55: Vecteur des vitesses ( $V$ ), (réduction de $c'$ et $\phi'$ dans la couche de limon uniquement) .....	219
Figure 6. 56: Incrément des déformations déviatoriques sur un pas (Var7), (réduction de $c'$ et $\phi'$ dans la couche de limon uniquement) .....	220
Figure 6. 57: Déformations déviatoriques équivalentes de Von Mises (E-EQ), (réduction de $c'$ et $\phi'$ dans la couche de limon uniquement) .....	220
Figure 6. 58: Norme des vitesses ( $V$ ) (réduction de $c'$ et $\phi'$ dans les deux couches) .....	221
Figure 6. 59: Conditions initiales pour l'écoulement.....	221
Figure 6. 60: Courbe de rétention du limon d'Awans .....	222
Figure 6. 61: Courbe de perméabilité relative du limon de Limelette.....	223
Figure 6. 62: Courbes de rétention déterminées à l'appareil de Richards pour le sable de Bierbeek.....	223
Figure 6. 63: Calibrage de la courbe de rétention du sable de Bierbeek.....	224
Figure 6. 64: Perméabilités relatives d'un sable non saturé, VACHAUD et al. [1974].....	224
Figure 6. 65: Calibrage de la courbe de perméabilité relative d'un sable non saturé.....	225
Figure 6. 66: Profil de succion (a) et de saturation (b) en fonction du niveau (bord droit du talus).....	226
Figure 6. 67: Evolution de la cohésion capillaire .....	227
Figure 6. 68: Courbe de glissement obtenue en tenant compte de la cohésion capillaire ....	229
Figure 6. 69: Cercle de glissement critique (méthode des tranches).....	230
Figure A.1. 1: Courbe de cisaillement pour le point 1 .....	243
Figure A.1. 2: Cercle de Mohr pour le point 1 (le critère de rupture est le déviateur maximum) .....	244
Figure A.1. 3: Cercle de Mohr pour le point 1 (le critère de rupture est le déviateur à 2% de déformation) .....	244
Figure A.1. 4: Courbe de cisaillement pour le point 3 .....	245
Figure A.1. 5: Cercle de Mohr pour le point 3 (le critère de rupture est le déviateur maximum) .....	246
Figure A.1. 6: Cercle de Mohr pour le point 3 (le critère de rupture est le déviateur à 2% de déformation) .....	246
Figure A.1. 7: Courbe de cisaillement pour le point 4 .....	247
Figure A.1. 8: Cercle de Mohr pour le point 4 (le critère de rupture est le déviateur maximum) .....	248
Figure A.1. 9: Cercle de Mohr pour le point 4 (le critère de rupture est le déviateur à 2% de déformation) .....	248
Figure A.1. 10: Courbe de cisaillement pour le point 5 .....	249
Figure A.1. 11: Cercle de Mohr pour le point 5 (le critère de rupture est le déviateur maximum) .....	250

Figure A.1. 12: Cercle de Mohr pour le point 5 (le critère de rupture est le déviateur à 2% de déformation) .....	250
Figure A.1. 13: Courbe de cisaillement pour le point 6 .....	251
Figure A.1. 14: Cercle de Mohr pour le point 6 (le critère de rupture est le déviateur maximum) .....	252
Figure A.1. 15: Cercle de Mohr pour le point 6 (le critère de rupture est le déviateur à 2% de déformation) .....	252
Figure A.1. 16: Courbe de cisaillement pour le point 7 .....	253
Figure A.1. 17: Cercle de Mohr pour le point 7 (le critère de rupture est le déviateur maximum) .....	254
Figure A.1. 18: Cercle de Mohr pour le point 7 (le critère de rupture est le déviateur à 2% de déformation) .....	254
Figure A.1. 19: Courbe de cisaillement pour le point 9 .....	255
Figure A.1. 20: Cercle de Mohr pour le point 9 (le critère de rupture est le déviateur maximum) .....	256
Figure A.1. 21: Cercle de Mohr pour le point 9 (le critère de rupture est le déviateur à 2% de déformation) .....	256
Figure A.2. 1: Echange d'eau à $u_{air} = 50$ kPa.....	257
Figure A.2. 2: Courbe de cisaillement à $u_{air} = 50$ kPa .....	257
Figure A.2. 3: Chemin des contraintes par rapport aux invariants de contraintes (p,q) .....	258
Figure A.2. 4: Cercles de Mohr pour $u_{air} = 50$ kPa (le critère de rupture est le déviateur maximum ou à 20% de déformation) .....	259
Figure A.2. 5: Cercles de Mohr pour $u_{air} = 50$ kPa (le critère de rupture est le déviateur à 2% de déformation) .....	260
Figure A.2. 6: Echange d'eau à $u_{air} = 100$ kPa.....	261
Figure A.2. 7: Courbe de cisaillement à $u_{air} = 100$ kPa .....	261
Figure A.2. 8: Chemin des contraintes par rapport aux invariants de contraintes (p,q) .....	262
Figure A.2. 9: Cercles de Mohr pour $u_{air} = 100$ kPa (le critère de rupture est le déviateur maximum ou à 20% de déformation) .....	263
Figure A.2. 10: Cercles de Mohr pour $u_{air} = 100$ kPa (le critère de rupture est le déviateur à 2% de déformation) .....	264
Figure A.2. 11: Evolution du déviateur à $\sigma_3 = 50$ kPa et sous des succions différentes .....	265
Figure A.2. 12: Evolution du déviateur à $\sigma_3 = 100$ kPa et sous des succions différentes .....	265
Figure A.2. 13: Evolution du déviateur à $\sigma_3 = 200$ kPa et sous des succions différentes .....	266
Figure A.3. 1: Evolution de la loupe de glissement en fonction de la cohésion .....	268
Figure A.3. 2: Evolution de la loupe de glissement en fonction de l'angle de frottement $\phi$ .....	269

## TABLE DES NOTATIONS

### Lettres grecques

Symbole	Unité	Signification
$\alpha$	Degré	Angle de talus
$\alpha_1$	-	Paramètre de la relation 2.11
$\alpha_2$	-	Paramètre de la relation 2.11
$\beta$	Degré	Angle de Lode
$\Delta$	Pa/°C	Pente de la courbe de tension maximum de vapeur d'eau saturante de l'air en fonction de la température (relation 6.4)
$\gamma$	Pa/°C	Constante psychrométrique (relation 6.4)
$\gamma_d$	N/m <sup>3</sup>	Poids volumique sec
$\gamma_h$	N/m <sup>3</sup>	Poids volumique du sol humide
$\gamma_s$	N/m <sup>3</sup>	Poids volumique des grains solides
$\gamma_w$	kg/m <sup>3</sup>	Poids volumique de l'eau
$\varepsilon$	-	Déformation axiale pour un essai triaxial
$\varepsilon_{1r}$	-	Déformation axiale à la rupture pour un essai triaxial
$\varepsilon^*$	-	Déformation généralisée
$\varepsilon_d$	-	Déformation déviatorique équivalente
$\varepsilon^e$	-	Déformation élastique
$\varepsilon_{eq}^p$	-	Déformation équivalente plastique
$\varepsilon_{ij}$	-	Tenseur des déformations
$\hat{\varepsilon}_{ij}$	-	Tenseur des déformations déviatoriques
$\varepsilon^p$	-	Déformation plastique
$\varepsilon^{s,e}$	-	Déformation élastique liée à des variations de succion
$\varepsilon^{s,p}$	-	Déformation plastique liée à des variations de succion
$\varepsilon_{vol}^p$	-	Déformation volumique plastique
$\varepsilon^{\sigma,e}$	-	Déformation élastique liée à des variations de contraintes
$\varepsilon^{\sigma,p}$	-	Déformation plastique liée à des variations de contraintes
$\eta$	-	Coordonnée locale de l'élément fini
$\eta$	-	Paramètre de la relation 2.9

$\theta$	-	Teneur en eau volumétrique de la relation 5.1
$\theta_1$	Degré	Angle de contact à l'interface au mouillage
$\theta_2$	Degré	Angle de contact à l'interface au séchage
$\theta$	Degré	Angle de raccordement entre le ménisque et le solide
$\kappa$	-	Pente élastique liée à des variations de contraintes dans le plan ( $e-\ln\sigma_v$ )
$\kappa_s$	-	Pente élastique liée à des variations de succion
$\lambda$	-	Pente plastique liée à des variations de contraintes dans le plan ( $e-\ln\sigma_v$ )
$\mu$	-	Coefficient de la relation 5.1 et 2.12
$\nu$	-	Coefficient de Poisson
$\xi$	-	Coordonnée locale de l'élément fini
$\pi$	Pa	Succion osmotique, relation 2.10
$\rho_d$	kg/m <sup>3</sup>	Masse volumique sèche
$\rho_{dcrit}$	kg/m <sup>3</sup>	Masse volumique sèche critique
$\rho_{di}$	kg/m <sup>3</sup>	Masse volumique sèche initiale
$\rho_{df}$	kg/m <sup>3</sup>	Masse volumique sèche finale
$\rho_d^{max}$	kg/m <sup>3</sup>	Masse volumique sèche maximum
$\rho_s$	kg/m <sup>3</sup>	Masse volumique des grains solides
$\rho_w$	kg/m <sup>3</sup>	Masse volumique de l'eau
$\sigma$	Pa	Contrainte totale
$\sigma_f$	Pa	Contrainte normale au plan de rupture
$\sigma_r$	Pa	Contrainte totale à la rupture
$\sigma_r'$	Pa	Contrainte effective à la rupture
$\sigma_s$	N/m	Tension de surface eau- air
$\sigma_{GL}$	N/m	Tension superficielle à l'interface entre les phases $G$ et $L$ .
$\sigma_{ij}$	Pa	Tenseur des contraintes
$\sigma'_{ij}$	Pa	Tenseur des contraintes effectives
$\hat{\sigma}_{ij}$	Pa	Tenseur des contraintes déviatoriques
$\bar{\sigma}_{ij}$	Pa	Tenseur des contraintes nettes
$\sigma_{SG}$	N/m	Tension superficielle à l'interface entre les phases $S$ et $G$ .
$\sigma_{SL}$	N/m	Tension superficielle à l'interface entre les phases $S$ et $L$ .

$\sigma_v$	Pa	Contrainte verticale
$\sigma_1$	Pa	Contrainte axiale pour un essai triaxial
$\sigma_{1r}$	Pa	Contrainte axiale à la rupture pour un essai triaxial
$\sigma_3$	Pa	Contrainte de confinement pour un essai triaxial
$\sigma_{3r}$	Pa	Contrainte de confinement à la rupture pour un essai triaxial
$\tau$	Pa	Contrainte de cisaillement
$\tau_f$	Pa	Contrainte de cisaillement au plan de rupture
$\tau_m$	Pa	Contrainte de cisaillement mobilisée à la base d'une tranche
$\tau_{max}$	Pa	Contrainte de cisaillement maximum
$\phi$	Degré	Angle de frottement interne
$\phi_{cl}$	Degré	Angle de frottement interne classique (déterminé expérimentalement)
$\phi'$	Degré	Angle de frottement interne effectif
$\phi^b$	Degré	Quantifie l'augmentation de résistance avec la succion
$\phi_C$	Degré	Angle de frottement en compression
$\phi_{Cf}$	Degré	Angle de frottement final en compression (Modèle PLASOL)
$\phi_{C0}$	Degré	Angle de frottement initial en compression (Modèle PLASOL)
$\phi_E$	Degré	Angle de frottement en extension
$\phi_{Ef}$	Degré	Angle de frottement final en extension (Modèle PLASOL)
$\phi_{E0}$	Degré	Angle de frottement initial en extension (Modèle PLASOL)
$\chi$	-	Paramètre de Bishop
$\chi_m$	-	Paramètre de la relation 2.10
$\chi_s$	-	Paramètre de la relation 2.10
$\psi$	m	Potentiel de l'eau
$\Psi_C$	Degré	Angle de dilatance en compression
$\Psi_E$	Degré	Angle de dilatance en extension

**Lettres latines**

<b>Symbole</b>	<b>Unité</b>	<b>Signification</b>
$a$	-	Paramètre matériel de la relation 3.62
$A$	$m^2$	Surface
$b$	-	Paramètre matériel de la relation 4.87
$b$	m	Epaisseur de la tranche
$B_c$	-	Paramètre matériel de la relation 3.73
$B_p$	-	Paramètre matériel de la relation 3.73
$c$	Pa	Cohésion totale
$c'$	Pa	Cohésion effective
$c_a$	Pa	Cohésion capillaire
$c_{cl}$	Pa	Cohésion classique (déterminée expérimentalement)
$c_f$	Pa	Cohésion finale (Modèle PLASOL)
$c_i$	Pa	Cohésion initiale
$c_0$	Pa	Cohésion initiale (Modèle PLASOL)
$C$	Pa	Cohésion quand $\theta=0$ (relation 5.1 et 2.12)
$C_c$	-	Pente plastique
$C_{c0}$	-	Pente plastique du sol saturé
$C_s$	-	Pente élastique
$C_{ijkl}$	Pa	Tenseur constitutif
$C_{s0}$	-	Pente élastique du sol saturé
$CKW1$	-	Paramètre de la relation 6.32
$CSR1$	Pa	Paramètre de la relation 6.30
$CSR2$	Pa	Paramètre de la relation 6.30
$CSR3$	-	Paramètre de la relation 6.30
$\underline{\underline{C}}^e$	Pa	Tenseur constitutif élastique
$\underline{\underline{C}}^{e*}$	Pa	Tenseur constitutif élastique généralisé
$\underline{\underline{C}}^{p*}$	Pa	Tenseur constitutif plastique généralisé
$dc$	Pa	Supplément de cohésion
$e$	-	Indice des vides
$e_a$	Pa	Pression effective ou actuelle de vapeur d'eau dans l'air (relation 6.4)

$e_i$	-	Indice des vides initial
$ep$	m	Epaisseur de l'élément fini
$e_s$	Pa	Pression de vapeur d'eau à saturation à la température de la surface évaporante (relation 6.4)
$E$	Pa	Module de Young
$E_L$	N	Composante horizontale (gauche) de la force inter tranche
$E_{moteur}$	N	Effort moteur
$E_R$	N	Composante horizontale (droite) de la force inter tranche
$E_{resist}$	N	Effort résistant
$\underline{F}$	-	Jacobien de la transformation de la configuration initiale à la configuration courante
$F_f$	-	Coefficient de sécurité trouvé par équilibre des forces
$F_{L_i}$	(*)	Force nodale énergétiquement équivalente (* dépend du degré de liberté considéré)
$\underline{F}_L^{Ext}$	(*)	Force nodale extérieure énergétiquement équivalente (* dépend du degré de liberté considéré)
$\underline{F}_L^{Int}$	(*)	Force nodale intérieure énergétiquement équivalente (* dépend du degré de liberté considéré)
$F_m$	-	Coefficient de sécurité trouvé par équilibre moment
$F_s$	-	Coefficient de sécurité
$g$	m/s <sup>2</sup>	Accélération de la pesanteur
$G$	Pa	Module de cisaillement
$G(t)$	-	Fonction de pondération
$H$	m	Charge hydraulique
$H_{max}$	m	Hauteur maximale de la pente
$h_c$	m	Hauteur de remontée capillaire
$h^e$	Pa <sup>-1</sup>	Module de déformation élastique liée à la succion
$h_r$	-	Humidité relative
$h_{wt}$		Charge hydraulique totale (ou potentiel de l'eau), relation 2.5
$I_P$		Indice de plasticité
$I_\sigma$	Pa	Premier invariant des contraintes
$II_{\hat{\sigma}}$	Pa	Second invariant des contraintes déviatoriques

$III_{\hat{\sigma}}$	(Pa) <sup>3</sup>	Troisième invariant des contraintes déviatoriques
$\underline{\underline{J}}$	-	Jacobien de la transformation des coordonnées globales aux coordonnées locales
$k_{rmin}$	-	Perméabilité relative minimale
$k_{rw}$	-	Perméabilité relative à l'eau
$k_w$	m/s	Perméabilité à l'eau (sol non saturé)
$k_{wo}$	m/s	Perméabilité à l'eau (sol saturé), tableau 2.3
$k_s$	m/s	Coefficient de perméabilité (sol saturé)
$\underline{L}$	s <sup>-1</sup>	Tenseur gradient de vitesse
$m$	kg	Masse
$m$	-	Pente de l'état critique dans le plan ( $I_{\sigma}, II_{\hat{\sigma}}$ )
$m'$	-	Pente de la surface d'écoulement plastique du modèle PLASOL dans le plan ( $I_{\sigma}, II_{\hat{\sigma}}$ )
$m_{\alpha}$	-	Paramètre trouvé par la relation 3.3
$M$	-	Pente de la droite d'état critique
$M_{moteur}$	N.m	Moment moteur
$M_{resist}$	N.m	Moment résistant
$M_s$	kg	Masse du corps solide
$M_w$	kg/mole	Masse molaire de l'eau liquide
$n$	-	Porosité
$n$	-	Coefficient matériel de la relation 3.62
$\underline{n}$	-	Normale extérieure d'une surface
$\overline{N}$	N	Force normale au plan de glissement
$\underline{N}$	-	Fonction d'interpolation de l'élément fini
$p$	Pa	Contrainte moyenne
$p'$	Pa	Contrainte moyenne effective
$p''$	Pa	Pression négative de l'eau (relation 2.9)
$p_w$	Pa	Pression de l'eau
$P_{atm}$	Pa	Pression atmosphérique
$PE$	mm jour <sup>-1</sup>	Evapotranspiration potentielle
$P_h$	kg	Poids du sol humide
$P_0$	Pa	Contrainte de pré-consolidation



$q$	Pa	Contrainte déviatorique
$q$	$l/(m^2 \cdot s)$	Flux extérieur imposé en surface
$q_{max}$	Pa	Contrainte déviatorique maximale
$Q$	$l/m^3$	Débit d'eau imposé
$Q_f$	$kg/m^3 \cdot m^3/s$	Débit massique du composant $f$
$r_a$	s/m	Résistance aérodynamique (relation 6.4)
$r_c$	m	Rayon capillaire
$r_C$	-	Rayon réduit pour un chemin triaxial de compression
$r_E$	-	Rayon réduit pour un chemin triaxial d'extension
$r_s$	s/m	Résistance de surface (relation 6.4)
$R$	$J/(mole \cdot ^\circ K)$	Constante des Gaz Parfaits
$R$	m	Rayon du cercle
$R^2$	-	Coefficient de corrélation
$R_e$	$W/m^2$	Rayonnement atmosphérique (relation 6.4)
$R_n$	$W/m^2$	Rayonnement net (relation 6.4)
$s$	Pa	Succion
$s_{ad}$	Pa	Succion d'adsorption
$s_c$	Pa	Pression d'entrée d'air
$s_m$	Pa	Succion matricielle
$s_{osm}$	Pa	Succion osmotique
$S_f$	$kg/m^3$	Emmagasinement massique du composant $f$
$S_r$	-	Degré de saturation
$S_{rf}$	-	Degré de saturation finale
$S_{ri}$	-	Degré de saturation initiale
$S_{ro}$	-	Degré de saturation naturelle
$S_{roc}$	-	Degré de saturation d'occlusion
$S_{ru}$	-	Saturation résiduelle
$S_{rw}$	-	Saturation partielle en eau
$t$	s	Temps
$\underline{t}$	Pa	Contraintes extérieures appliquées en surface
$T$	$^\circ K$	Température
$T_a$	$^\circ C$	Température de l'air (relation 6.4)

$\bar{T}$	N	Force tangentielle au plan de glissement
$u$	Pa	Pression du fluide
$u_a$	Pa	Pression de l'air
$u_c$	Pa	Contre pression d'eau
$u_r$	Pa	Pression d'eau à la rupture
$u_w$	Pa	Pression interstitielle de l'eau
$U$	m/s	Vitesse du vent (relation 6.4)
$V$	m <sup>3</sup>	Volume du moule pour la fabrication de l'échantillon
$V_1$	m <sup>3</sup>	Volume de l'échantillon (zone intacte)
$V_2$	m <sup>3</sup>	Volume de l'échantillon (zone de rupture)
$\underline{v}$	m/s	Tenseur vitesse
$\underline{V}$	(*)	Flux intérieur normal à la surface (* Dépend du type de flux : écoulement)
$V_w$	m <sup>3</sup>	Volume d'eau
$V_v$	m <sup>3</sup>	Volume des vides
$w$	-	Teneur en eau
$w_f$	-	Teneur en eau finale
$w_i$	-	Teneur en eau initiale
$W$	-	Paramètre de la relation 6.4 et 6.5
$W$	N	Poids des terres
$W_E$	J/s	Puissance extérieure
$W_I$	J/s	Puissance intérieure
$W_L$		Limite de liquidité
$w_{opt}$	-	Teneur en eau optimum
$W_P$		Limite de plasticité
$W_{PI}$	-	Poids de Gauss du point d'intégration
$x$	m	Bras de levier du poids des terres
$X_L$	N	Composante verticale (gauche) de la force inter tranche
$X_R$	N	Composante verticale (droite) de la force inter tranche

## **CHAPITRE I**

### **Introduction**



## CHAPITRE I: Introduction

### 1 Introduction générale

Les problèmes de stabilité de pente, en relation avec les variations de teneur en eau (liées à une pluviométrie très irrégulière), provoquent d'importants dégâts: ils affectent les versants naturels ainsi que des talus créés de façon artificielle, et constituent une menace pour les infrastructures ou les zones habitées. Parfois, les moyens actuels ne permettent qu'un pronostic souvent imprécis. En effet, il n'est pas rare d'observer certains talus très raides qui sont stables et on se demande ce qui les fait réellement tenir. Dans le cas contraire, on assiste à certains talus qui glissent d'une façon inattendue. Les actions en cours portent donc sur l'amélioration de la prédiction, avec le développement d'outils de modélisation plus performants.

La sécurité d'un talus dépend de nombreux facteurs, notamment:

- de l'inclinaison de la pente
- de la hauteur du talus
- de la position de la nappe aquifère
- des surcharges statiques et dynamiques
- des propriétés du terrain
- etc.

C'est seulement lorsque l'ensemble de ces éléments sont connus, qu'il est possible de réaliser un calcul de stabilité par différentes méthodes.

Depuis longtemps, la quasi-totalité des méthodes proposées sont des méthodes de calcul à la rupture basées sur des hypothèses émises au sujet de la forme de la surface de glissement. Nombreux sont ceux qui se sont intéressés à ce problème et qui y ont attaché leur nom: Fellenius, Caquot, Taylor, Bishop, Janbu, Taylor, etc. sans parler de Terzaghi qui apporta là encore une importante contribution, comme il le fit dans tous les domaines de la mécanique des sols. Pour la plupart, ces méthodes ne peuvent traiter que des lignes de rupture circulaire, tout en ne vérifiant pas complètement les équations de l'équilibre statique. Elles donnent de bons résultats pour les talus de hauteur moyenne, taillés dans des sols relativement homogènes. En revanche, lorsque le site présente des hétérogénéités marquées ou lorsque les

pentent ont une très grande extension, versants naturels par exemple, l'hypothèse de la rupture circulaire peut se révéler inadéquate. En outre, ces méthodes d'équilibre limite utilisent des paramètres de résistance des sols saturés et dans ce contexte, les différentes formulations classiques ne tiennent pas en compte l'effet de la non saturation.

Depuis un certain temps, le développement de puissants moyens de calculs a permis l'utilisation intensive de méthodes d'analyses numériques donnant accès aux contraintes et déformations au sein du sol. Ces méthodes sont encore assez délicates à utiliser pour des raisons suivantes: difficulté dans la définition de l'état initial, des conditions aux limites, des lois de comportement des sols constituant l'ouvrage, dans la schématisation mathématique de ces lois, sans oublier que le traitement matériel des données et des résultats est une opération délicate. Par contre, ces méthodes aux éléments finis ne font pas d'hypothèses sur la forme de la rupture et elles offrent la possibilité de coupler les aspects mécaniques et écoulements.

## 2 Objectifs

Les objectifs principaux de cette thèse sont d'étudier l'influence de la non saturation sur:

- **Le comportement hydromécanique:**

L'interaction gaz-eau-solide rend le comportement plus complexe que celui d'un sol saturé. En outre, la pression d'eau est toujours inférieure à la pression de gaz dans un sol non saturé. Cette différence de pression entre le gaz et l'eau, appelée succion, est à l'origine de certains comportements hydromécaniques particuliers du sol non saturé. Notre objectif sera donc d'étudier le comportement du sol suite à une variation de la succion, afin d'en tenir compte lors du calcul de la stabilité des pentes.

- **La stabilité des pentes:**

Les pentes réalisées dans des sols partiellement saturés bénéficient d'un accroissement de la résistance au cisaillement grâce à la cohésion capillaire. Notre objectif est de mettre en évidence le lien entre la succion et le coefficient de sécurité.

### 3 Plan du travail

Pour arriver à ces objectifs, nous nous proposons de subdiviser notre travail comme suit :

- **Chapitre II: Etat des connaissances sur les sols non saturés.**

Contrairement à un sol saturé constitué de deux phases (solide et liquide), le sol non saturé est un milieu tri-phasique (solide, liquide et gaz). La présence de ces trois phases engendre la succion qui modifie le comportement du sol initialement sec ou saturé. Dans ce chapitre, nous exposons les différents aspects du comportement hydromécanique des sols non saturés.

En outre, dans un sol non saturé, le concept de la contrainte effective de Terzaghi (pour les sols saturés) n'est plus valable. De ce fait, nous montrerons dans ce chapitre les différentes modifications apportées à ce sujet par différents chercheurs notamment Bishop et Fredlund.

Enfin, nous montrerons comment la succion apporte un supplément de cohésion, qui finalement, contribue à la stabilité d'un talus.

- **Chapitre III : Etat des connaissances sur la stabilité des pentes.**

Dans ce chapitre, nous exposons principalement les méthodes de calcul de stabilité à savoir: les méthodes d'équilibre limite et les méthodes aux éléments finis.

Dans les méthodes d'équilibre limite, nous passerons en revue les principes de base ainsi que les différentes hypothèses faites pour la résolution du problème. Nous montrerons comment élargir ces méthodes en y incorporant l'effet de la succion dans le calcul. Toutefois, ces méthodes présentent certaines limitations, c'est pourquoi nous allons introduire les méthodes aux éléments finis qui présentent elles aussi des avantages et inconvénients. Dans les méthodes des éléments finis, après quelques rappels des concepts de base, nous décrirons un élément fini couplé CSOL2 qui permet de décrire à la fois les aspects écoulements et mécaniques. Nous parlerons des conditions limites qui sont souvent complexes dans ce genre de problème et qui conditionnent la qualité de la modélisation. Comme les méthodes aux éléments finis permettent de calculer l'état des contraintes et des déformations, il faut une loi de comportement qui lie les différents paramètres, c'est ainsi que nous décrirons une loi de

comportement PLASOL pour représenter la rupture par cisaillement. Enfin, nous montrerons comment on peut se servir de ces méthodes pour calculer un coefficient de sécurité.

- **Chapitre IV : Techniques expérimentales de contrôle et de mesure de la succion.**

Le contrôle ou la mesure de la succion est très délicate car des techniques expérimentales spécifiques doivent être utilisées. Cela explique la rareté des données expérimentales sur le comportement hydromécanique des sols non saturés. Dans ce chapitre, nous passons en revue quelques techniques expérimentales spécifiques permettant la mesure et le contrôle de la succion dans les sols non saturés.

- **Chapitre V : Résultats expérimentaux.**

Le chapitre V rassemble et analyse les résultats d'essais effectués au laboratoire sur le limon d'Awans. Après une brève description du matériau étudié, nous décrivons le programme d'essais que nous nous sommes fixés. Nous avons réalisé tout d'abord des essais oedométriques et triaxiaux en conditions saturées pour avoir un état de référence. Nous avons ensuite effectué des essais en conditions non saturées pour étudier le comportement hydromécanique du matériau.

Pour ces essais, nous avons utilisé différentes techniques expérimentales. Des essais oedométriques utilisant la méthode osmotique ont été réalisés pour suivre le comportement volumique du matériau. Le comportement déviatorique du matériau a été étudié en utilisant la méthode de contrôle de succion par surpression d'air et par des triaxiaux à teneur en eau contrôlée (non consolidés et non drainés UU).

Enfin, l'interprétation des essais permet d'établir l'évolution des différents paramètres hydriques et mécaniques avec la succion.

- **Chapitre VI : Calcul de stabilité: étude de cas**

Dans ce chapitre, nous nous proposons d'étudier deux cas: un talus théorique composé d'une seule couche et un talus fort raide constitué de deux couches. Nous montrerons dans cette partie l'effet de l'eau sur la stabilité des pentes. Pour cela, nous utiliserons deux méthodes de



calcul: les méthode d'équilibre limite où l'effet de l'eau est surtout gravitaire, et les méthodes aux éléments finis qui permettent de bien coupler la mécanique et l'écoulement. Dans cette partie, nous abordons également quelques aspects de modélisation de l'écoulement car leur compréhension permet de mieux coupler les différentes phases.

- **Chapitre VII : Conclusions générales et perspectives**

Enfin, dans le chapitre VII, nous présenterons les conclusions et les apports de notre travail sans oublier les perspectives de cette thèse.



## **CHAPITRE II**

### **État des connaissances sur les sols non saturés**



## CHAPITRE II: Etat des connaissances sur les sols non saturés

### 1 Introduction

Historiquement, les développements de la mécanique des sols ont principalement concerné les sols saturés. En effet, le dimensionnement géotechnique de la plupart des ouvrages aux états limites de service et ultime se basait souvent sur des caractéristiques matérielles mesurées au laboratoire sur des échantillons théoriquement saturés en eau. Partant de là, des théories ont été élaborées et le principe de Terzaghi a permis de décrire le comportement d'un sol saturé au moyen de la contrainte effective définie par cette relation:  $\sigma' = F(\sigma, u) = \sigma - u$  où  $u$  est la pression du fluide (généralement l'eau) et  $\sigma$  est la contrainte totale. Cette relation est valable dans le cas des sols saturés, où généralement  $u$  est positive ou nulle. En fait, il existe des cas où la pression du fluide  $u$  est négative sans qu'il y ait désaturation et où cette relation reste valable. La validité de cette relation dépend également d'hypothèses de compressibilité négligeable de la phase solide et de l'eau, et de contact ponctuel sans cimentation entre les grains.

Cependant, il est nécessaire de prendre en considération le comportement des sols non saturés pour plusieurs raisons:

- on est souvent confronté à des ouvrages dont le comportement est directement lié aux conditions de saturation (barrages en terre, les remblais de route ou de chemin de fer, les barrières ouvragées des centres d'enfouissement technique ou de stockage des déchets radioactifs);
- les ruptures dans les pentes et talus sont souvent liées à des modifications du degré de saturation;
- les réservoirs d'hydrocarbures, dont l'exploitation provoque parfois des subsidences, sont généralement constitués de roches partiellement saturées par plusieurs fluides (huile, gaz, eau...);
- les variations volumiques de retrait et de gonflement, les phénomènes d'effondrement, la gestion des nappes phréatiques, etc.

Pour toutes ces raisons, beaucoup de chercheurs se sont intéressés au comportement des sols qui, d'une façon générale, sont composés de plusieurs phases, GEISER [1999]:

- la phase solide peut être considérée comme un squelette déformable formé de grains supposés incompressibles;

- la phase liquide est constituée d'eau et remplit partiellement les interstices du squelette solide;
- la phase gazeuse comporte essentiellement de l'air, de la vapeur d'eau et, éventuellement, certains gaz organiques.

En fonction de la répartition des phases solide, liquide et gazeuse, il est possible de distinguer trois catégories de sol, figure 2.1:

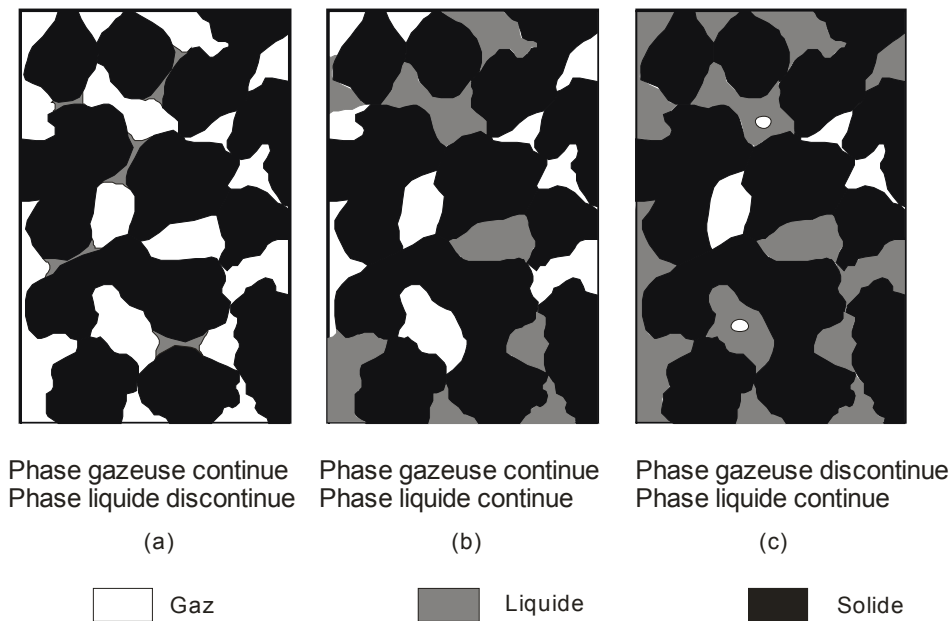


Figure 2. 1: Structures possibles des sols non saturés, WROTH et al. [1985]

a) Sur la figure 2.1a:

- l'eau se trouve aux points de contact entre les particules et elle n'est pas continue;
- l'air qui est supposé continu dans le sol;

Ce type de structure se trouve dans une zone d'influence saisonnière (près de la surface du sol, figure 2.2), s'il n'y a pas de précipitations (sol desséché). Ainsi, le degré de saturation y est faible et la perméabilité à l'eau est nulle (figure 2.3).

b) Sur la figure 2.1b, nous remarquons que toutes les phases sont continues. Ce type de structure se trouve dans la zone de transition entre la zone d'influence saisonnière et celle qui est juste au-dessus de la nappe (figure 2.2). Le degré de saturation y est intermédiaire.

c) Sur la figure 2.1c:

- la phase liquide est continue;
- l'air est sous forme de bulles d'air isolées;

Cette structure se trouve juste au-dessus de la nappe et en dessous de celle définie précédemment (figure 2.2). Le degré de saturation  $y$  est élevé et la perméabilité à l'air est nulle (figure 2.3).

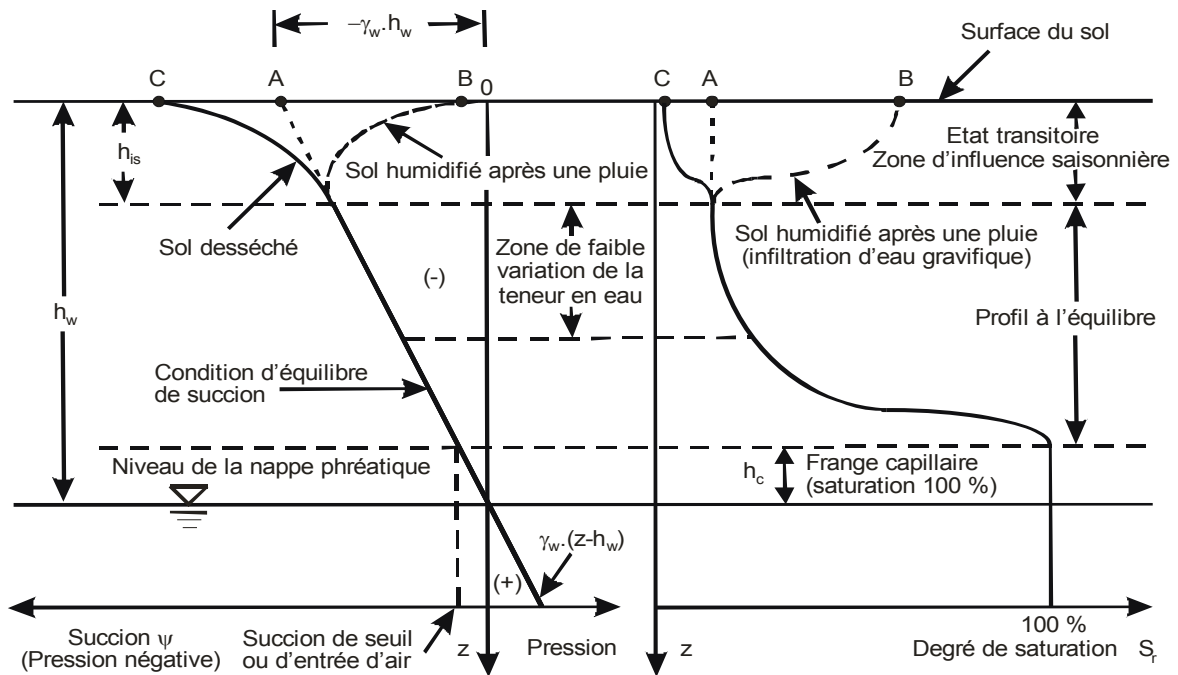


Figure 2. 2: Profil type des pressions d'eau  $u_w$  au-dessus d'une nappe et évolution du degré de saturation  $S_r$ , JENNINGS [1960]

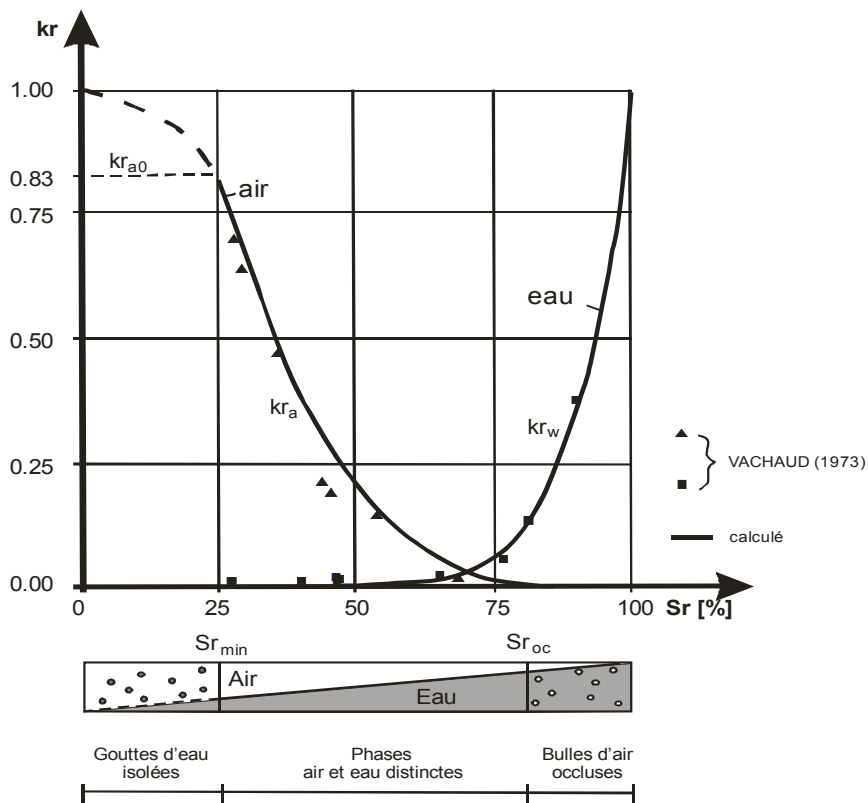


Figure 2. 3: Evolution des perméabilités relatives de l'air  $k_{ra}$  et de l'eau  $k_{rw}$  en fonction du degré de saturation  $S_r$ , SEKER [1983]

Dans le cadre de ce travail, nous adopterons la terminologie du tableau 2.1:

Terminologie	Degré de saturation $S_r$ et succion $s$	Commentaire
Sol saturé	$S_r = 1, s = 0$	Phase fluide formée d'eau uniquement
Sol partiellement saturé	$S_r \approx 1, s > 0$	Phase d'air discontinue, eau continue
Sol non saturé	$S_r < 1, s > 0$	Phase air continue, eau continue ou discontinue
Sol sec	$S_r = 0, s \gg 0$	Phase air continue uniquement

Tableau 2.1: Quelques définitions de la non saturation, GEISER [1999]

Etant donné que l'objectif principal de mon travail est d'étudier la stabilité de pentes dans des sols pouvant contenir de l'eau, il est nécessaire de connaître la répartition de l'eau dans le sol. Comme on peut le voir sur la figure 2.2, pour un massif de sol à l'équilibre hydraulique, le profil de succion est linéaire. La variation de la succion suit le profil de la teneur en eau ou du degré de saturation. Ce phénomène est illustré par les courbes de rétention (degré de saturation en fonction de la succion) et les profils hydrauliques (figure 2.2). La dessiccation se produit sur les premiers mètres, ce qui conduit à des valeurs importantes de la succion. Pour un faible coefficient de perméabilité, l'infiltration se limite à la partie superficielle appelée zone d'influence saisonnière  $h_{is}$ . Les succions sont ainsi réduites jusqu'à l'équilibre, JENNINGS [1960]. Au-dessus de la nappe, se trouve d'abord une zone quasiment saturée appelée frange capillaire. La pression de l'eau  $y$  est inférieure à la pression atmosphérique. A la limite supérieure de cette frange, la pression négative de l'eau (succion de seuil) et la pression atmosphérique de l'air sont en équilibre à l'interface.

Au-dessus, la pression capillaire augmente et la saturation diminue jusqu'à atteindre la saturation d'équilibre: le profil dessiné est statique. D'après les lois de l'hydrostatique, un profil à l'équilibre correspond à une variation linéaire de la pression avec la profondeur. Le potentiel  $\psi$  ou la charge hydraulique  $H$  est donc constante:

$$H = z + u_w/\gamma_w, \text{ avec } -u_w = \psi \text{ et } u_a = 0$$

Dans la zone d'influence saisonnière, on représente le profil d'un sol desséché et celui d'un sol humidifié. En période de pluie, l'eau s'infiltré par gravité et descend le long du profil. En



période sèche, les forces de capillarité l'emportent sur les forces de gravité et l'évaporation engendre une circulation ascendante. Ainsi trois cas de profils de succion et de degré de saturation peuvent être définis:

- A ( $S_r$ ) =  $S_{r \text{ calculé}}$  = Condition d'équilibre hydrostatique, variation linéaire de  $\psi$  sur toute la hauteur  $h_w$ ;
- B ( $S_r$ ) =  $S_{r \text{ max}}$  = Sol humidifié par la pluie (infiltration d'eau par gravitation);
- C ( $S_r$ ) =  $S_{r \text{ min}}$  = Sol desséché en surface (saturation irréductible).

Donc, on peut dire qu'un sol non saturé est un sol composé de trois phases. L'interaction complexe entre les phases induit une contrainte supplémentaire qu'on appelle "succion" et le principe des contraintes effectives tel que défini par Terzaghi n'est plus applicable tel quel.

Nous présenterons dans ce chapitre une première partie qui sera consacrée aux définitions de la succion. Ensuite, nous parlerons du comportement hydromécanique des sols non saturés. Finalement, nous passerons en revue les principaux travaux effectués sur la notion de contrainte effective des sols non saturés. Pour plus de détails, nous suggérons les travaux de DELAGE [1987], DELAGE *et al.* [2001a] et [2001b], ainsi que les thèses de GEISER [1999] et LI [2000].

## 2 Définition de la succion

On définit la succion comme étant une mesure d'affinité entre le sol et l'eau interstitielle. Elle se définit comme la somme de plusieurs composants, DELAGE *et al.* [2001a]:

### Succion capillaire

Les phénomènes de capillarité se produisent à l'interface entre deux fluides (G et L), car les molécules y sont soumises à un ensemble de forces d'interactions non équilibrées, à la différence d'une molécule située au sein du fluide. Une molécule d'eau au sein d'une masse d'eau est soumise à des actions de même nature (figure 2.4a), alors que celle à l'interface entre deux fluides, eau-air par exemple, est soumise à des actions différentes: actions dues à l'eau et actions dues à l'air (figure 2.4b). Les molécules d'eau à l'interface eau-air sont donc attirées vers la masse d'eau et la surface de l'eau est soumise à une force perpendiculaire à la surface libre. C'est cette attraction qui engendre une tension de surface  $\sigma_s$  à l'interface et qui est représentée sur la figure 2.4 dans le cas d'une interface plane.

La capillarité est souvent illustrée par le schéma de la figure 2.5, décrivant la remontée capillaire  $h_c$  de l'eau dans un tube de rayon  $r$  plongé dans un récipient contenant de l'eau. 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:

$$s_c = u_a - u_w = \frac{2\sigma_s \cos \theta}{r} \quad [2.1]$$

avec:  $u_a$  et  $u_w$ , respectivement les pressions d'air et d'eau,  $s_c$  est la succion capillaire,  $\sigma_s$  tension de surface eau- air,  $\theta$  l'angle de raccordement entre le ménisque et le solide.

La hauteur d'ascension capillaire  $h_c$  est dès lors définie comme :

$$h_c = \frac{2\sigma_s \cos \theta}{r\gamma_w} \quad [2.2]$$

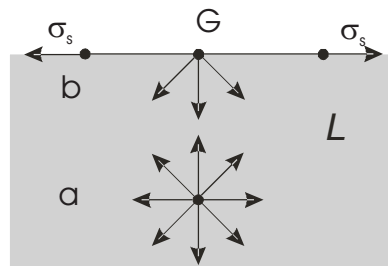


Figure 2. 4: Actions des forces sur une molécule d'eau, DELAGE et al. [2001a]

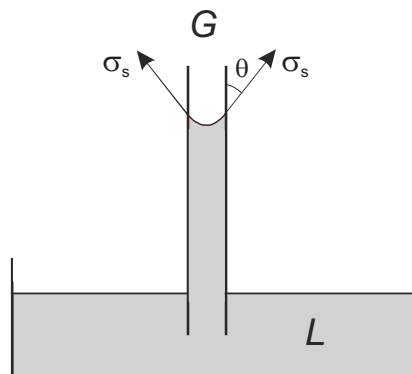


Figure 2. 5: Remontée capillaire dans un tube, DELAGE et al. [2001a]

### Succion d'adsorption

L'adsorption de l'eau sur des solides met en jeu des forces (succion) de nature électrostatiques: il se forme des zones électriquement chargées à la surface des minéraux (en particulier pour les argiles). Les éléments physiques (figure 2.6) engendrant cette succion d'adsorption  $s_{ad}$  sont:

- la liaison hydrogène entre les molécules d'eau et les atomes d'oxygène ;
- les hydroxydes situés à la surface des feuillets argileux ;

- l'eau nécessaire à l'hydratation des cations attirés par les défauts de charge du feuillet;
- l'eau attirée par l'attraction osmotique créée par la concentration de cations au voisinage du feuillet;
- l'attraction électrique du pôle positif du dipôle que forme la molécule d'eau ;
- les forces d'attraction de Van der Waals.

Toutes ces forces concourent à l'attraction de l'eau avec une intensité décroissant très rapidement avec la distance. Ces forces se traduisent localement par des pressions d'eau très négatives.

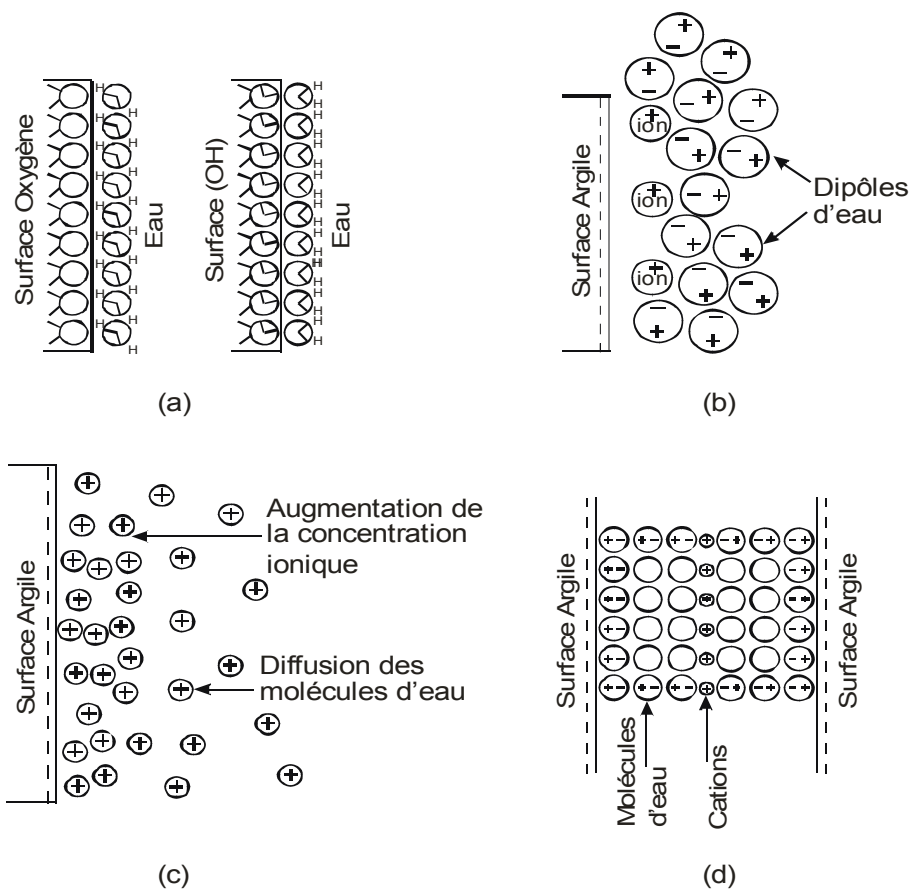


Figure 2. 6: Mécanismes possibles d'adsorption à la surface de l'argile, MITCHELL [1976]: (a) liaisons hydrogènes ; (b) hydratation des ions ; (c) attraction osmotique ; (d) attraction électrique du dipôle

### Succion matricielle

La succion matricielle  $s_m$  est définie comme la somme des deux succions précitées.

$$s_m = s_c + s_{ad} \quad [2.3]$$

## Succion osmotique

La succion osmotique est la capacité de rétention d'eau par les sels présents sous forme dissoute dans l'eau interstitielle. Elle est due à la différence de concentration en sel dans différents points de la matrice du sol. Dans le cas où la concentration de sel est faible, cette composante peut être négligée et la succion totale sera donnée directement par la succion matricielle.

## Succion totale

La succion totale est définie comme la somme des succions matricielle et osmotique:

$$s = s_m + s_{osm} = (s_c + s_{ad}) + s_{osm} \quad [2.4]$$

## 3 Aspects hydriques fondamentaux des sols non saturés

La plupart des travaux réalisés sur les sols non saturés montrent que la succion influence le degré de saturation, qui à son tour influence la perméabilité, ce qui rend le problème hydraulique non linéaire.

### 3.1 Courbes de rétention d'eau

La capacité des sols non saturés à attirer et retenir l'eau est quantifiée par la détermination des courbes de rétention d'eau, qui en constituent une caractéristique essentielle. Ces courbes sont déterminées en soumettant un échantillon à un cycle de séchage et de remouillage par application de paliers de succion croissante, puis décroissante. Différentes techniques de contrôle de la succion existent et seront décrites au chapitre IV. Chaque technique est adaptée à une certaine gamme de succion et peut donc permettre la détermination de la courbe de rétention, en imposant une augmentation de la succion (chemin de séchage) ou une diminution (chemin de mouillage). Les courbes de rétention d'eau sont obtenues en reportant les valeurs de teneur en eau dans un diagramme "logarithme de la succion/teneur en eau". On peut également les représenter en reportant le degré de saturation en abscisse, ce qui permet d'observer une valeur de saturation résiduelle pour des succions très élevées.

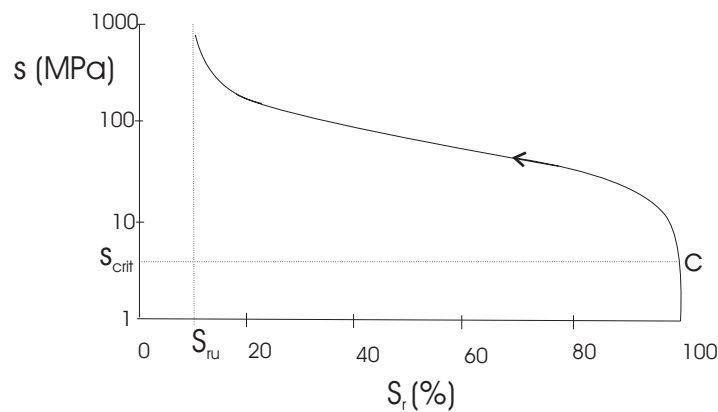


Figure 2. 7: Courbe de rétention d'eau d'un sol non saturé en cours de séchage, LI [2000]

Le point *c* (figure 2.7) indique une valeur de succion critique  $s_{crit}$ . Si l'on impose une succion inférieure à celle-ci, on observe qu'il n'y a presque pas d'eau qui sort du sol. Il n'y a pas d'air qui pénètre dans le sol avant que la succion n'atteigne la succion critique. Dès que la succion dépasse cette valeur critique, la saturation diminue. Cette valeur critique est en fait une mesure de la taille maximale des pores d'un sol, car ce sont les plus grands pores qui drainent d'abord l'eau. Cette valeur critique de la succion est souvent appelée pression d'entrée d'air. Si le séchage continue, on observe qu'une certaine quantité d'eau reste dans le sol même si la succion est très grande. Cette eau reste dans le sol sous forme de ménisques isolés ou de couches immobiles adsorbées sur les particules de sol. L'écoulement d'eau est tellement difficile que l'on n'arrive pas à extraire cette quantité d'eau. Aussi l'appelle-t-on teneur en eau résiduelle et la saturation correspondante s'appelle la saturation résiduelle notée  $S_{ru}$ .

La courbe de rétention d'eau varie selon les types de sols. Plus le sol est fin, plus la pression d'entrée d'air est grande et plus la succion pour désaturer le sol est importante. Pour une argile, la succion peut atteindre des valeurs très importantes. Ceci est lié, d'une part, à l'adsorption et, d'autre part, à la faible dimension des particules d'argile. Les pores sont alors plus petits, les rayons de courbure des ménisques plus faibles et, d'après la loi de Jurin, la succion peut atteindre des valeurs plus élevées. La teneur en eau résiduelle d'une argile est souvent plus grande que celle d'un sable. Cela est lié essentiellement aux phénomènes d'adsorption, la couche d'eau adsorbée étant plus difficile à extraire et la surface spécifique plus grande.

Diverses lois ont été proposées pour décrire la courbe de rétention d'eau, deux d'entre elles sont données dans le tableau 2.2.

Auteurs	équations
VAUCLIN et al. [1976]	$S_r = S_{ru} + \frac{(S_{ro} - S_{ru})A}{A + (C.s)^B}$ <p>A,B,C sont des paramètres</p>
VAN GENUCHTEN [1984]	$S_r = S_{ru} + \frac{S_{ro} - S_{ru}}{(1 + (\alpha.s)^\beta)^\delta}$ $\delta = 1 - \frac{1}{\beta}$ <p><math>S_{ro}</math> est la saturation naturelle  <math>S_{ru}</math> est la saturation résiduelle  <math>\alpha, \beta</math> sont des paramètres</p>

Tableau 2.2 Quelques lois de saturation  $S_r$  en fonction de la succion

### 3.2 Phénomène d'hystérésis

La figure 2.8 présente les courbes de rétention obtenues par CRONEY [1952] sur un sable argileux (11 % <2  $\mu\text{m}$ , 31%<0,08mm). Différentes observations typiques des propriétés de rétention des sols non saturés peuvent être déduites de ces courbes. On note tout d'abord que le chemin parcouru lors du séchage se situe au-dessus du chemin de remouillage, ce qui met en évidence un phénomène d'hystérésis. Il n'existe pas de relation biunivoque entre la succion et la teneur en eau. La valeur de teneur en eau à une succion donnée dépend donc du chemin hydrique parcouru pour parvenir à ce point: dans l'exemple de la figure 2.8, une désaturation à une succion de 100 kPa depuis l'état saturé conduit une teneur en eau de 15 %, alors qu'un remouillage depuis l'état sec conduit à une valeur de 8 %. Cette hystérésis est typique des milieux poreux constitués de pores de tailles variables interconnectés en parallèle ou en série, comme le montrent les schémas de la figure 2.9:

- figure 2.9a: lors d'un séchage, lorsque la succion correspond à la vidange du plus gros tube, le petit tube connecté en parallèle ne se vide pas, ce qui conduit à une teneur en eau plus forte. Lors d'un remouillage, la teneur en eau à la même succion est plus faible du fait que le petit tube est vide;
- figure 2.9b: dans une connexion en série de pores de tailles différentes, l'effet de goulot entraîne également, à la même succion, une teneur en eau plus forte lors du séchage, HILLER [1980];

- figure 2.9c: l'angle de contact au remouillage et lors d'un drainage est différent, comme l'illustre l'effet de goutte évoqué par BEAR [1969]. L'angle de contact  $\theta_2$  qui correspond à un mouvement relatif provoqué par l'air qui pousse l'eau est inférieur à l'angle  $\theta_1$  qui correspond au mouvement relatif provoqué par l'eau qui pousse l'air. En conséquence, la succion en séchage  $s_s$  est:

$$s_s = \frac{2\sigma_s \cos \theta_2}{r}$$

En mouillage, la succion correspondante  $s_M$  est:

$$s_M = \frac{2\sigma_s \cos \theta_1}{r}$$

On trouve bien que la succion est différente suivant le chemin de drainage ou d'humidification, à savoir:  $s_s > s_M$  car  $\theta_2 < \theta_1$

Quand la succion a une influence sur le comportement mécanique, ce phénomène d'hystérésis doit être envisagé lorsque le sol est soumis à des conditions cycliques.

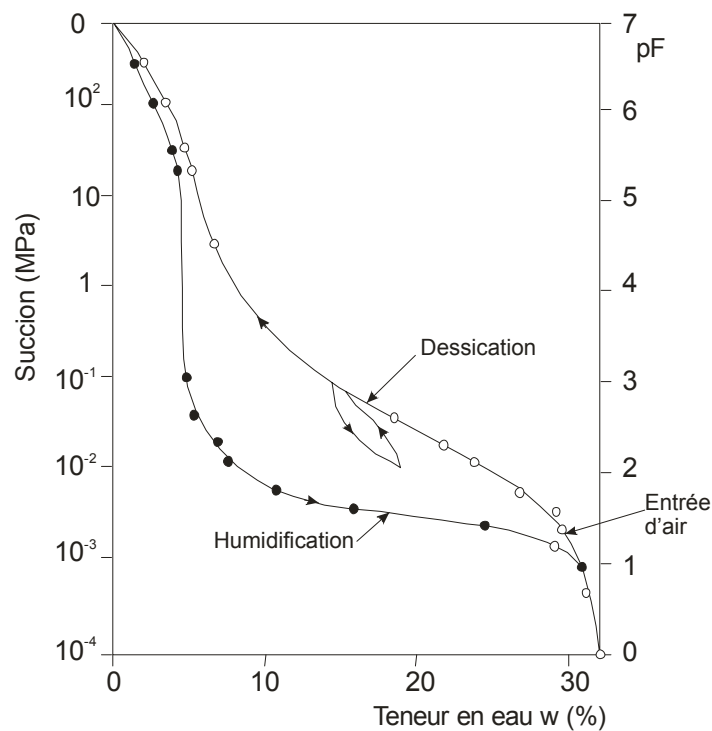


Figure 2. 8: Courbes de rétention d'eau d'un sable argileux, CRONEY [1952]

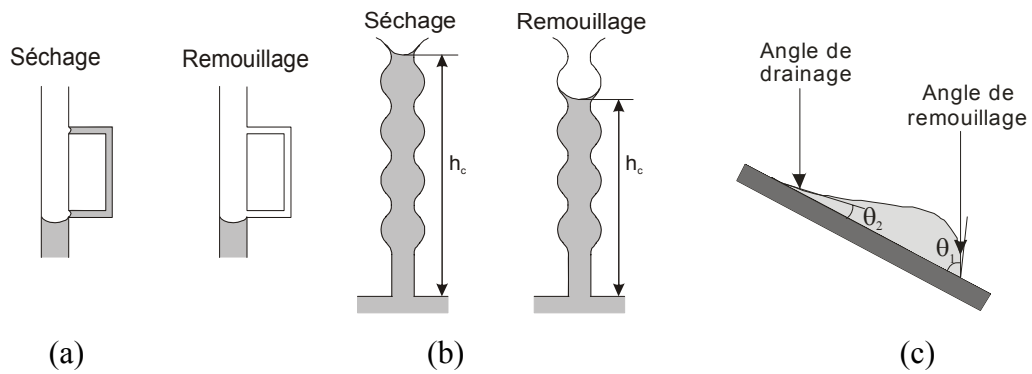


Figure 2. 9: Mécanismes invoqués pour l'hystérésis des courbes de rétention d'eau, DELAGE et al. [2001a].

### 3.3 Perméabilité à l'eau

Dans un sol saturé, le coefficient de perméabilité est essentiellement fonction de l'indice des vides et de la courbe porosimétrique. Dans une analyse d'écoulement transitoire, il est souvent supposé constant. Mais, dans un sol non saturé, le coefficient de perméabilité n'est pas constant, il varie en fonction de la combinaison de l'indice des vides et de la saturation. Physiquement, au fur et à mesure que le sol se déshydrate, l'air occupe de plus en plus le volume des pores, de sorte que le trajet de l'eau devient de plus en plus étroit et tortueux. Par conséquent, la perméabilité diminue fortement lorsque la saturation diminue. Cette dernière est fortement influencée par la variation de la succion, mais peu influencée par la variation de la contrainte. L'effet de la variation de l'indice des vides sur le coefficient de perméabilité est faible par rapport à l'effet de la saturation. L'effet de la contrainte sur la saturation est également secondaire par rapport à l'effet de la succion. Dès lors, pour l'analyse d'écoulements transitoires dans un sol non saturé, le coefficient de perméabilité est souvent exprimé soit en fonction de la saturation qui est liée à la succion, soit directement en fonction de la succion elle-même, FREDLUND *et al.* [1993].

En conséquence, la loi d'écoulement pour un sol non saturé correspond à la loi de Darcy, qui est généralisée à un milieu non saturé comme suit:

$$\underline{v}_w = -k_w(s) \underline{\nabla} h_{wt} \quad [2.5]$$

avec:

$\underline{v}_w$ : la vitesse de Darcy dans un sol non saturé

$k_w(s)$ : la perméabilité du sol non saturé

$h_{wt}$ : la charge hydraulique totale (ou potentiel de l'eau,  $\underline{\nabla}$  est l'opérateur gradient)



La figure 2.10 montre schématiquement la variation de la perméabilité dans un sol non saturé.

Diverses lois ont été proposées pour décrire les variations de la perméabilité. J'en reprends quelques équations fréquemment utilisées et elles sont données au tableau 2.3.

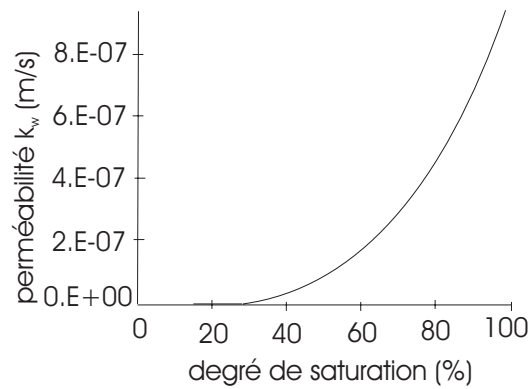


Figure 2. 10: Perméabilité  $k_w$  d'un sol non saturé, LI [2000]

Auteurs	Equations
IMRAY [1954]	$k_w = k_{w0} \left( \frac{S_{rw} - S_{ru}}{1 - S_{ru}} \right)^3$ <p><math>S_{ru}</math> est la saturation résiduelle</p>
GARDNER [1958]	$k_w = \frac{k_{w0}}{1 + (a.s)^b}$ <p><math>k_{w0}</math> est la perméabilité en état saturé <math>a, b</math> sont des paramètres du sol</p>
SCOTT [1963]	$k_w = k_{w0} [1 - n (1 - S_{rw})]$ <p><math>n</math> est la porosité</p>
BROOKS et COREY [1966]	$k_w = k_{w0} \quad \text{si} \quad s \leq s_b$ $k_w = k_{w0} \left( \frac{s}{s_b} \right)^\eta \quad \text{si} \quad s > s_b$ <p><math>s_b, \eta</math> sont des paramètres</p>

Tableau 2.3: Quelques lois de perméabilité  $k_w$  en fonction de la succion ou de la saturation, LI [2000]

## 4 Comportements mécaniques fondamentaux des sols non saturés

La succion influence le comportement mécanique des sols et son influence fait l'objet de recherches en mécanique des sols. Beaucoup de travaux ont été réalisés ces dernières années en contrôlant ou en imposant la succion à des échantillons.

### 4.1 Comportement volumique

On peut dire que l'effet de l'augmentation de succion sur le comportement des sols non saturés se traduit par un renforcement de leurs propriétés de résistance. En termes de compression, ce renforcement correspond à une diminution de la pente plastique, qui rend le matériau plus rigide (figure 2.11). On observe également une augmentation de la contrainte à partir de laquelle le comportement du sol devient plastique ; cette contrainte peut être reliée à la pression de pré-consolidation des sols saturés. Cette contrainte marque la limite entre un comportement élastique (équivalent au comportement dans la zone surconsolidée des sols saturés) et un comportement plastique (normalement consolidé); quand on soumet le sol à une augmentation de succion, cette contrainte augmente.

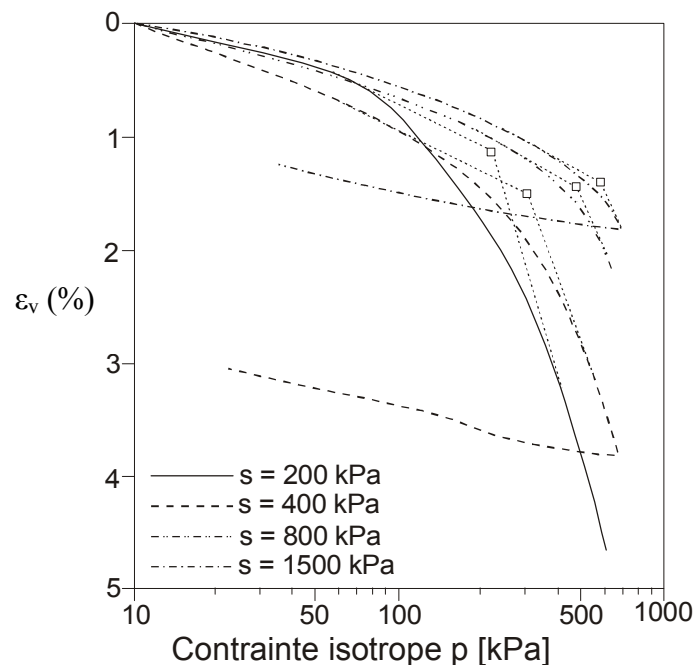


Figure 2. 11: Effets de la succion sur la compressibilité d'un limon de Jossigny compacté, CUI et al. [1996]

Lorsqu'on remouille un sol sec (la succion diminue), on observe un phénomène de gonflement s'il est sous une faible contrainte, mais un phénomène d'effondrement s'il est soumis à une forte contrainte. La contrainte verticale influence l'amplitude des gonflements ou effondrements. Une fois le mouillage réalisé, le sol se comporte comme un sol saturé. La figure 2.12 illustre ces observations par des résultats d'essais oedométriques à succion contrôlée réalisés sur des agrégats d'argile de Boom. Lorsque les variations de volume sont empêchées lors des chemins de mouillage, des pressions de gonflement importantes peuvent apparaître. Ces pressions sont certes une donnée intéressante du matériau, mais elles dépendent fortement de l'état de contrainte et de succion initiale. Elles ne sont donc pas une donnée intrinsèque du matériau.

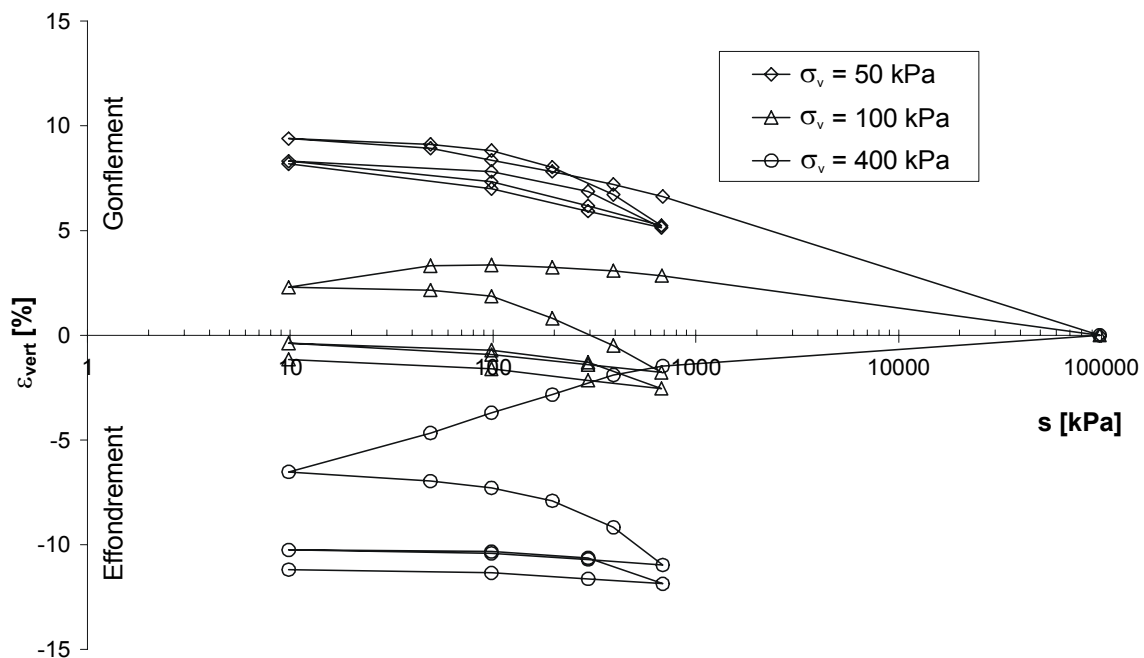


Figure 2. 12: Essais oedométriques à succion contrôlée réalisés sur des agrégats d'argile de Boom, résultats UPC, VOLCKAERT et al. [1996]

Le gonflement observé lors du mouillage n'est pas toujours réversible; il dépend de la microstructure du sol et des contraintes mécaniques subies par le sol, CHU et MOU [1973], cité par GENS [1993] (figure 2.13).

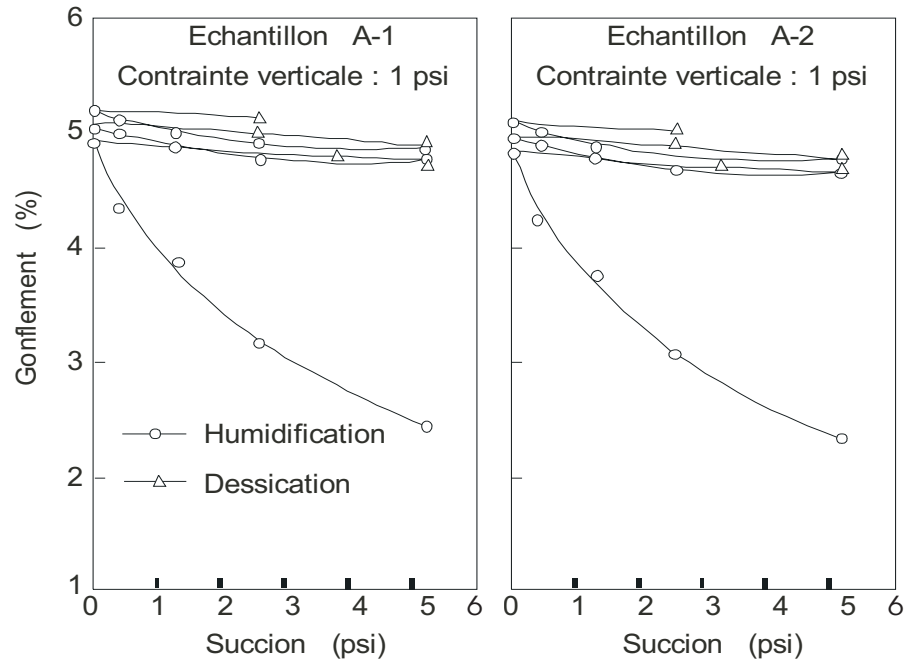


Figure 2. 13: Gonflement irréversible, CHU et MOU [1973]

## 4.2 Comportement déviatorique

Les résultats d'essais triaxiaux à succion contrôlée CUI [1993] montrent que la résistance au cisaillement augmente avec la succion (figure 2.14). On remarque que la cohésion  $c$  augmente linéairement avec la succion, ce qui correspond à d'autres résultats disponibles (FREDLUND et al. [1978], ESCARIO *et al.* [1986], DELAGE *et al.* [1987]). Quant à l'angle de frottement, il varie en fonction de la succion mais de manière peu claire, et en fonction du type de sol (figure 2.14).

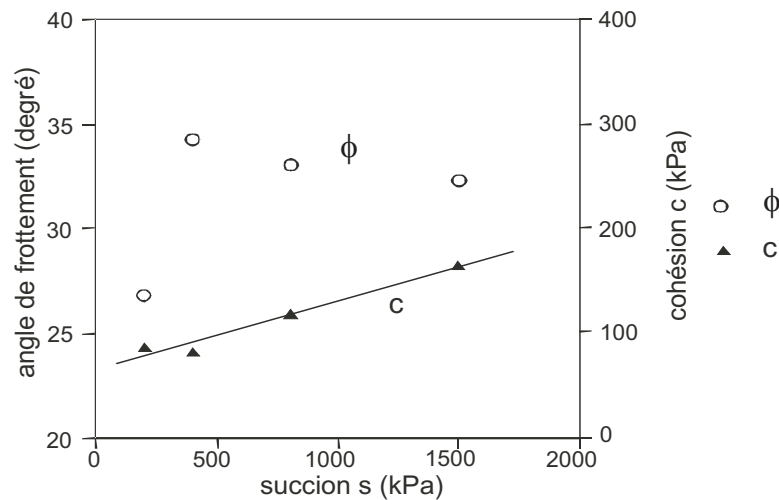


Figure 2. 14: Essai sur un limon compacté, CUI [1993]

Les modules de cisaillement et de Young varient en fonction de la succion. Les essais de BRULL [1980] montrent une augmentation sensiblement linéaire du module de cisaillement maximal avec la pression capillaire pour deux sols faiblement argileux compactés à deux densités différentes (figure 2.15). De même, CUI [1993] a fait une série d'essais sur un limon compacté et a montré que globalement les deux modules augmentent avec la succion et la contrainte de confinement (figure 2.16):

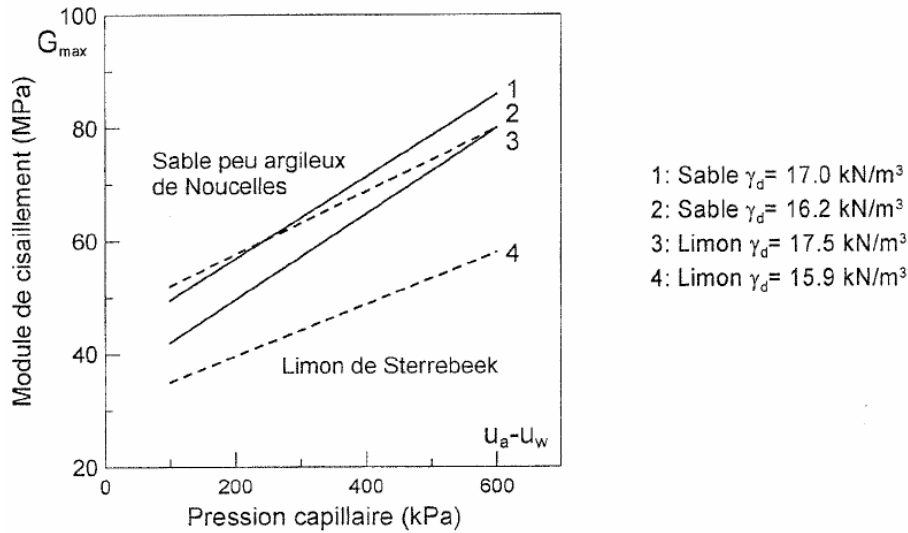


Figure 2. 15: Module de cisaillement maximal de deux sols faiblement argileux en petites déformations en fonction de la pression capillaire, BRULL [1980]

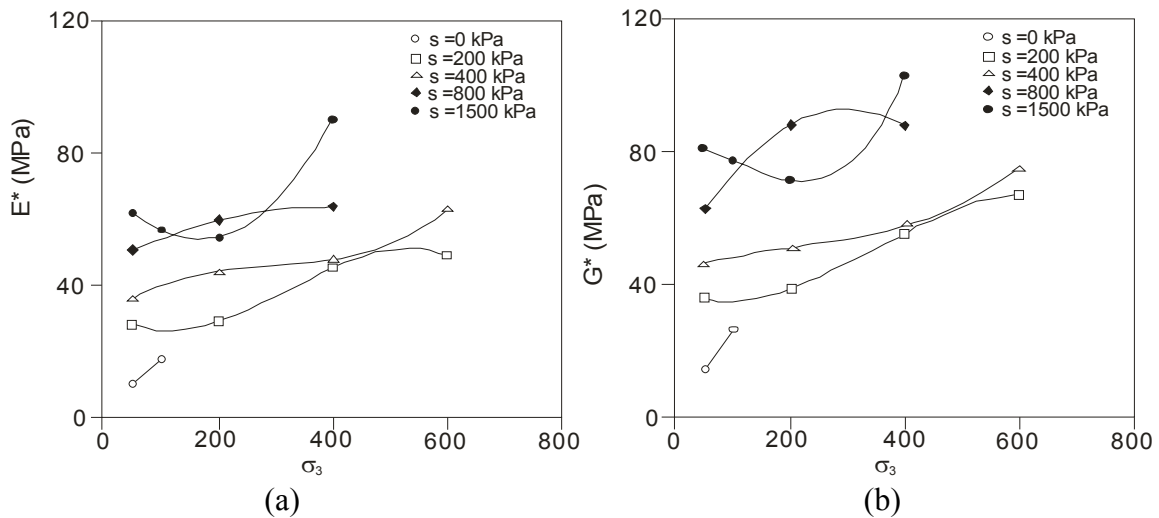


Figure 2. 16: Variations des modules de Young (a) et de cisaillement (b), CUI [1993]

Pour une déformation donnée, la succion augmente le déviateur admissible  $q$  et donc la résistance maximale (figure 2.17), ce qui est en bon accord avec les résultats de BISHOP *et al.* [1961], DELAGE *et al.* [1987], KARUBE [1983] et [1988], TOLL [1990], WHEELER [1992].

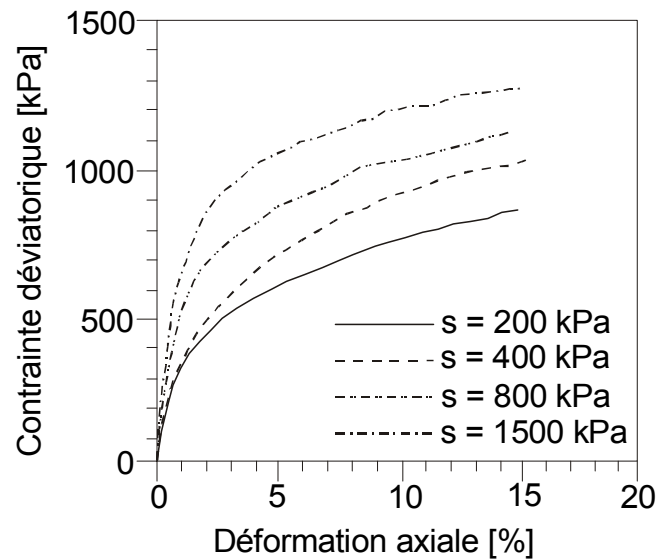


Figure 2. 17: Essais triaxiaux à différents niveaux de succion, CUI [1993]

## 5 Notion de contrainte effective pour les sols non saturés

Dans le cas des sols saturés, l'expression bien connue de la contrainte effective est interprétée classiquement par la figure 2.18, où l'on représente une facette du milieu biphasique caractéristique d'un sol granulaire.

Dans ce cas, la grandeur physique  $u$  est la contrainte neutre, qui agit dans l'eau et le solide avec la même intensité, dans toutes les directions. La figure 2.18 illustre l'additivité de la contrainte inter granulaire et de la pression interstitielle. On a:

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

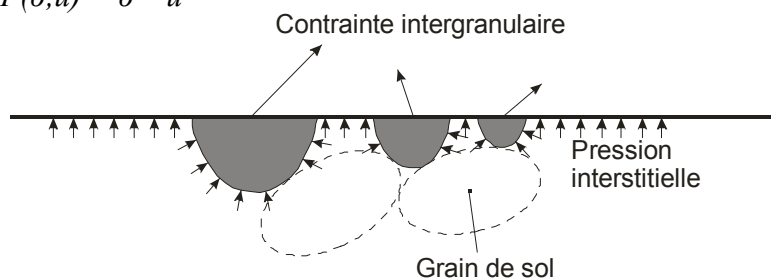


Figure 2. 18: Principe de contrainte effective en sol saturé, DELAGE et al. [2001b]

Cette relation est valable dans le cas des sols saturés où généralement  $u$  est positive ou nulle. Les premières approches de la mécanique des sols non saturés ont visé à étendre l'utilisation d'une contrainte unique, fonction de la contrainte totale et de la succion, qui permettrait l'extension de l'approche en contrainte effective aux sols non saturés. Le phénomène d'effondrement (encore appelé affaissement) des sols non saturés lors d'un remouillage sous charge ne peut pas être décrit à l'aide d'une contrainte effective unique.

Diverses tentatives d'élargissement de la notion de contrainte effective aux sols non saturés ont été effectuées.

Une première expression proposée pour la contrainte effective dans le cas d'un sol dont les vides sont remplis d'eau et d'air (partiellement saturé) est celle de Bishop:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad [2.6]$$

où:

$\sigma$  = contrainte normale totale,

$\sigma'$  = contrainte normale effective,

$u_a$  = pression interstitielle de l'air,

$u_w$  = pression interstitielle de l'eau,

$u_a - u_w$  = succion matricielle,

$\chi$  = paramètre de Bishop (= 1 pour les sols saturés et = 0 pour les sols secs).

Les valeurs intermédiaires du paramètre de Bishop dépendent principalement du degré de saturation  $S_r$ . Cependant, elles peuvent être aussi influencées par des facteurs comme la structure du sol et les cycles de dessiccation ou de réhumidification où les contraintes changent, modifiant la valeur du degré de saturation  $S_r$ .

Bishop considère que la forme générale de la relation liant le paramètre au degré de saturation  $S_r$ ,  $\chi = f(S_r)$ , peut être admise selon la courbe de la figure 2.19 ci-dessous. La valeur du paramètre  $\chi$ , donnée par cette figure, correspond à des conditions de contrainte effective à la rupture. Elle n'est pas nécessairement valable pour estimer des variations de volume avant ce stade de rupture.

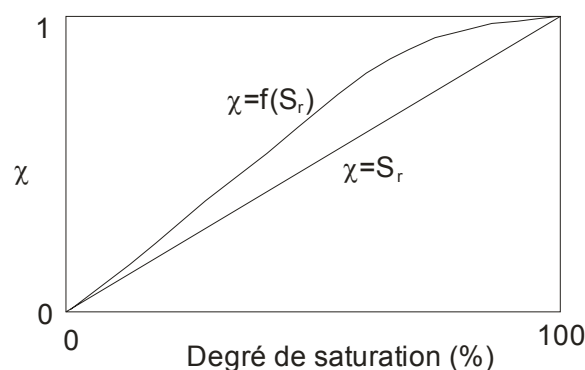


Figure 2. 19: Relation proposée entre le paramètre  $\chi$  et le degré de saturation  $S_r$ .

VERBRUGGE et LECLERCQ [1985] ont quant à eux proposé pour le limon de Sterrebeek l'expression:

$$\chi = 2,33 - 0,473 \cdot pF \quad \text{avec } pF \text{ qui varie entre } 2,8 \text{ et } 4,8. \quad [2.7]$$

*N.B:*  $pF$  est le logarithme décimal de la valeur absolue de la succion, exprimée en cm d'eau.

Le problème est que cette expression se limite à une certaine gamme de succion et d'autres chercheurs ont proposé une autre expression pour couvrir une gamme de succion complète:

$$\chi = 0,22 + 0,78.S_r \quad [2.8]$$

Cette expression donne de bons résultats pour le limon et le sable, mais elle ne convient pas pour l'argile; il faut remarquer aussi qu'elle ne peut pas être égale à zéro quelle que soit la valeur de  $S_r$ .

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

La relation proposée par Bishop convient assez bien pour les cas où les contraintes de cisaillement jouent un rôle important, CHARLIER *et al.* [1997a]. Sa validité a toutefois été mise en doute par de nombreux chercheurs lorsque les aspects volumiques sont déterminants, principalement car elle ne peut prendre en compte les phénomènes d'effondrement qui caractérisent souvent les sols non saturés, JENNINGS [1962], GENS [1995].

D'autres expressions de la contrainte effective ont été proposées pour décrire le comportement des sols non saturés, citons quelques exemples:

- expression de JENNINGS [1960], FREDLUND *et al.* [1993] s'écrit:

$$\sigma' = \sigma + \eta p'' \quad [2.9]$$

où  $\eta$  est un paramètre équivalent à  $\chi$  (devant être déterminé expérimentalement),  $p''$  représente la pression négative de l'eau.

- expression de Richards:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi_m (s + u_a) + \chi_s (\pi + u_a) \quad [2.10]$$

où  $\chi_m$  et  $\chi_s$  sont des paramètres à déterminer expérimentalement. Rappelons que  $s$  est la succion matricielle et  $\pi$  est la succion osmotique.

- Expression de KHALILI *et al.* [1995]:

$$\sigma' = \sigma - \alpha_1 u_w - \alpha_2 u_a \quad [2.11]$$

où  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$  sont des paramètres effectifs liés aux compressibilités du sol soumis respectivement à des chargements mécanique et de succion. L'avantage de cette expression est que les paramètres effectifs ont une signification physique claire. Leur détermination est relativement simple.

D'autres auteurs comme MATYAS *et al.* [1968], FRENDLUND *et al.* [1993], DELAGE *et al.* [1995] ont proposé une surface d'état qui représente l'ensemble des évolutions possibles des



variables d'état pour tout chemin de sollicitation mécanique et hydrique. Cette surface d'état lie l'indice des vides  $e$ , la contrainte nette ( $\sigma - u_a$ ) et la pression capillaire ( $u_a - u_w$ ). La figure 2.20 représente la surface d'état:

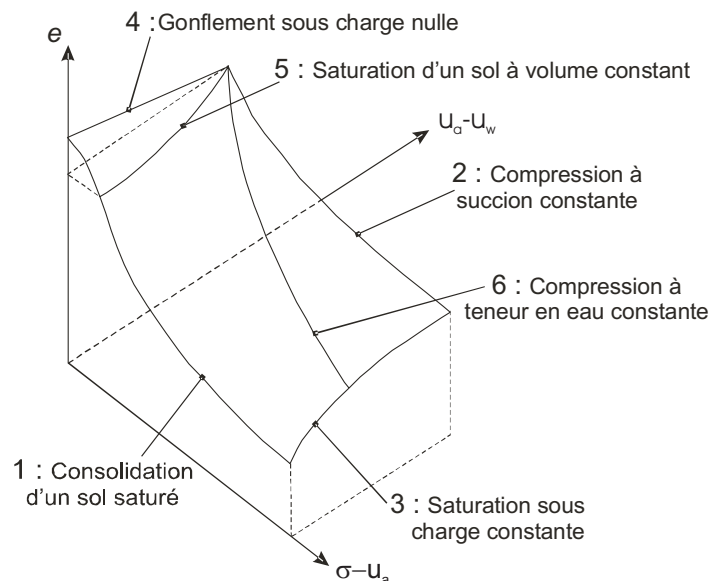


Figure 2. 20: Surface d'état pour un sol non saturé, MATYAS et al. [1968]

L'allure de cette surface montre, en comparant les différents chemins, de nombreux aspects intéressants du sol:

- La comparaison entre les chemins 1 et 2 montre clairement que la compressibilité du sol diminue quand la succion augmente: la pente  $de/d(\sigma - u_a)$  du chemin 2 (en état non saturé) est moins forte que celle de chemin 1 (en état saturé).
- La comparaison entre les chemins 3 et 4 montre les comportements gonflement - effondrement: le chemin 3 correspond à un chemin de mouillage sous une charge constante et importante, l'indice des vides diminue au cours du mouillage, c'est l'effondrement; par contre, le chemin 4 représente un gonflement lors d'un chemin de mouillage sous une charge nulle.
- Le chemin 5 représente, en fait, un chemin de mouillage à déformations volumiques empêchées. Il permet donc de déterminer la pression de gonflement du sol.

Partant de la notion de surface d'état et dans l'impossibilité de décrire complètement des sols non saturés à l'aide d'une contrainte effective unique, le passage aux variables indépendantes s'est fait assez naturellement par de nombreux chercheurs.

COLEMAN [1971] a suggéré le premier de considérer indépendamment les variables contrainte nette ( $\sigma - u_a$ ) et succion ( $u_a - u_w$ ) et d'observer expérimentalement, en variations de

volume et en mesure de résistance au cisaillement, les effets de ces deux variables sur des grandeurs telles que l'indice des vides  $e$  ou le déviateur à la rupture.

FREDLUND *et al.* [1977] ont montré qu'il existe trois choix possibles pour des variables, correspondant aux trois combinaisons possibles entre  $\sigma$ ,  $u_a$  et  $u_w$ :

$$(\sigma - u_a) \text{ et } (u_a - u_w); (\sigma - u_a) \text{ et } (\sigma - u_w), (\sigma - u_w) \text{ et } (u_a - u_w).$$

Les deux variables les plus utilisées actuellement sont la contrainte nette et la pression capillaire, mais on peut utiliser en réalité n'importe quelle contrainte effective et la succion.

## 6 Prise en compte de la succion dans le problème de stabilité de pente

Notre objectif est d'étudier l'influence de la succion sur le comportement des géomatériaux dans le cadre de calcul de stabilité des pentes. Il est nécessaire de prendre en compte l'effet de la succion dans nos modèles de comportement. Nous venons de montrer que la non saturation peut modifier à la fois les caractéristiques élastique et plastique. L'augmentation de la résistance se marque principalement sur la cohésion et la contrainte de pré-consolidation. Toutefois, pour les problèmes de stabilité des pentes, c'est surtout la résistance au cisaillement qui importe et l'on peut donc se contenter de prendre uniquement en compte l'influence de la succion sur la cohésion pour étudier le problème.

L'écriture générale de la cohésion totale est la suivante:  $c = c_i + dc$ , où  $dc$  est le supplément de cohésion apporté par la succion;  $c_i$  est la cohésion initiale.

La première approche développée a consisté à supposer une valeur empirique  $dc$  constante. Pour un sol sableux de Suède, OBERG [1996] propose par exemple une valeur empirique de  $dc = 15$  à  $25$  kPa afin d'expliquer la tenue de nombreuses pentes de ce type de sols. Cette approche a l'inconvénient évident de ne pas prendre en compte l'effet du profil de succion existant dans le massif de sol.

Une autre approche consiste à utiliser le concept des contraintes effectives étendu aux sols non saturés, proposé par FREDLUND *et al.* [1978] et d'en tirer son corollaire. En effet, le critère de rupture définit la contrainte de cisaillement de rupture:

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad [2.12]$$

où:  $c'$  = cohésion effective (sol saturé);

$\phi'$  = angle de frottement interne effectif (sol saturé);

$\phi^b$  = angle indiquant le taux d'augmentation de la résistance au cisaillement en fonction de la succion ( $u_a - u_w$ ).

L'utilisation de ce critère est complexe dans la mesure où l'angle  $\phi^b$  n'est pas constant, car l'enveloppe de rupture dans le plan  $\tau/(u_a - u_w)$  n'est pas linéaire. La détermination de l'angle  $\phi^b$  se fait en réalisant des essais de cisaillement triaxiaux à succion contrôlée. On remarque que ce critère de rupture proposé par FREDLUND *et al.* [1978] correspond à:

$$dc = (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad [2.13]$$

Par rapport à la première approche, cette relation présente l'avantage de faire apparaître la succion. C'est la raison pour laquelle elle est largement utilisée dans les travaux développés récemment.

Comme on peut le voir, l'équation [2.13] fait intervenir le terme de succion, ce qui demande évidemment de la déterminer par des essais spécifiques. C'est pourquoi d'autres chercheurs comme MATSUSHI et MATSUKURA [2006] donnent une relation empirique qui permet d'exprimer la valeur de la cohésion des sols non saturés comme une fonction exponentielle de la teneur en eau volumétrique  $\theta$ . Dès lors, la résistance au cisaillement devient:

$$\tau = \sigma' \tan \phi' + C e^{-\mu\theta} \quad [2.14]$$

où

$\sigma'$ : la contrainte effective;

$\phi'$ : l'angle de frottement effectif;

$C$ : valeur hypothétique de la cohésion quand  $\theta = 0$ ;

$\mu$ : coefficient qui montre la susceptibilité de la réduction de la résistance ( $\mu > 0$ ).

L'avantage de cette équation est que tous les paramètres peuvent être obtenus en réalisant des essais de cisaillement à différents teneurs en eau et de considérer un angle de frottement constant. Y.Matsushi et Y.Matsukura montrent que la résistance au cisaillement mesurée et celle qui est calculée par l'équation [2.14] sont proches.

## 7 Conclusions

Globalement, nous pouvons dire que l'effet de l'augmentation de succion sur le comportement des sols non saturés se traduit par un renforcement de leurs propriétés de résistance. En termes de compression, ce renforcement correspond à une diminution des pentes plastiques, qui rend le matériau plus rigide. Comme les sols saturés, les sols non

saturés gardent la mémoire de la plus grande contrainte subie pendant leur histoire, qui est la contrainte de préconsolidation. Cette contrainte marque la limite entre un comportement élastique (équivalent au comportement dans la zone surconsolidée des sols saturés) et un comportement plastique (normalement consolidé). Quand on soumet le sol à une augmentation de succion, cette contrainte augmente.

En terme de résistance au cisaillement, le comportement avant rupture obéit aux mêmes règles, avec une rigidification du matériau avec l'augmentation de succion. Le renforcement à la rupture se traduit toujours par une augmentation de cohésion, que l'on peut illustrer comme étant la conséquence d'un renforcement des liens au contact inter particulaires. En revanche, diverses tendances ont été observées en ce qui concerne l'angle de frottement: indépendance vis-à-vis de la succion, croissance ou décroissance. L'évolution semble dépendre des propriétés du sol: densité, teneur en eau et indice de plasticité.

La courbe de rétention en eau, qui donne les variations de teneur en eau en fonction de la succion appliquée, en suivant des chemins de séchage (succion croissante) ou de remouillage (succion décroissante), est une caractéristique fondamentale d'un sol non saturé. Elle permet de quantifier, à chaque teneur en eau ou degré de saturation, l'ampleur de l'attraction de l'eau sur le sol, ce qui provoque les modifications de la résistance du sol par l'augmentation des contraintes effectives. Cette attraction reste assez faible dans les sols sableux ou peu plastiques (quelques dizaines de kPa); elle atteint quelques centaines de kPa dans les limons et peut monter à des valeurs supérieures dans les sols plus plastiques, au sein desquels les interactions eau-argile sont importantes. L'ampleur de la succion, qui dépend également de la microstructure, conditionne les mouvements d'eau dans les sols non saturés et influe fortement sur les propriétés mécaniques.

En terme de contraintes effectives pour les sols non saturés, les premières approches de la mécanique des sols non saturés ont visé à atteindre l'utilisation d'une contrainte unique, fonction de la contrainte et de la succion, qui permettait l'extension de l'approche en contrainte effective aux sols non saturés. Le phénomène d'effondrement des sols non saturés lors d'un remouillage sous charge ne peut pas être décrit à l'aide d'une contrainte effective unique. La majorité des auteurs utilise maintenant deux variables de contrainte indépendantes, qui sont le plus souvent constituées de la contrainte nette  $\sigma - u_a$  et de la succion  $u_a - u_w$ . Cependant, l'utilisation en modélisation d'autres couples de variables de contraintes indépendantes, intégrant quelquefois l'expression de Bishop ( $\sigma'_{Bishop} = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w)$ ) donne également satisfaction.

## **CHAPITRE III**

### **Méthodes de calcul de la stabilité des pentes**



## **CHAPITRE III: Méthodes de calcul de la stabilité des pentes**

### **1 Généralités**

Les problèmes de stabilité de pentes se rencontrent fréquemment dans la construction des routes, des canaux, des digues et des barrages. En outre, certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables.

Une rupture d'un talus peut être catastrophique et provoquer des pertes en vies humaines ainsi que des dégâts naturels considérables.

L'étude d'un talus comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité.

Comme on le sait, les mouvements de terrain sont très variés, par leur nature (glissements de terrains, éboulements rocheux, coulées de boues, effondrements de vides souterrains, affaissements, gonflement ou retrait des sols ...) et par leur dimension. Leur répartition spatiale est guidée par la topographie et par la géologie (nature et fracturation des formations affleurantes, hydrogéologie). En effet, une bonne connaissance de la géologie donne une information sur la sensibilité du site et donc sur le volume des investigations ultérieures; elle donne aussi une information sur la forme de la surface potentielle de rupture et l'homogénéité ou non des couches du sous sol, ce qui va influencer le choix de la méthode de calcul.

Un autre élément important lors de l'analyse de la stabilité est la présence de l'eau. En effet, l'instabilité est très marquée par les variations climatiques (périodes de fortes pluies, fonte des neiges, sécheresse) mais peut aussi être liée à des secousses sismiques ou encore être induite par les activités humaines.

Dans leur principe, les mouvements de terrain sont bien compris: ils surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'homme; leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique.

Dans la pratique cependant, les choses sont très complexes, du fait des incertitudes:

- sur les conditions initiales, notamment en profondeur;
- sur les propriétés mécaniques des terrains, en général hétérogènes, non linéaires,

anisotropes, discontinus;

- sur les conditions hydrauliques: position de la nappe, phénomènes se produisant en zone non saturée; l'eau est la cause déclenchante de la plupart des mouvements; c'est un facteur variable dans le temps.

Dans ce chapitre, nous présenterons d'abord la problématique liée à la notion de coefficient de sécurité ainsi qu'au choix de la méthode de calcul. Ensuite, nous aborderons les différentes méthodes de calcul de la stabilité à savoir les méthodes d'équilibre limite et nous montrerons comment déterminer le coefficient de sécurité par la méthode des éléments finis. Dans toutes ces méthodes, nous verrons comment tenir compte de l'influence de la succion dans le calcul du coefficient de sécurité. Finalement, nous tirerons les conclusions de ce chapitre.

## 1.1 Notion de facteur de sécurité

Si les données géotechniques nécessaires sont définies, le calcul de la stabilité des pentes peut être effectué à l'aide d'une des méthodes de calcul connues. Le principe de calcul consiste à déterminer le facteur de sécurité  $F_s$  par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre. On distingue deux manières différentes d'utiliser les méthodes de calcul:

- Dans la première, le glissement a déjà eu lieu, il s'agit d'une valeur de  $F_s$  inférieure ou égale à 1, dans ce cas la surface exacte est connue et on cherche à déterminer, pour  $F_s=1$ , les caractéristiques correspondantes.
- La deuxième, la plus fréquente, consiste à déterminer la marge de sécurité disponible et adopter les solutions adéquates pour améliorer la sécurité de l'ouvrage en répondant à des exigences en fonction de l'emploi des talus.

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le tableau 3.1:



Définition	Formule
Rapport de contraintes	$F = \tau_{max} / \tau$
Rapport de forces	$F = E_{résist} / E_{moteur}$
Rapport de moments	$F = M_{résist} / M_{moteur}$
Rapport de grandeurs	Par ex: $H / H_{max}$

Tableau 3.1: Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité, LAMBE [1973].

Dès que l'ingénieur fait un choix et calcule le coefficient de sécurité, la surface de rupture déterminante, trouvée par essais et erreurs, est celle qui fait paraître le plus petit coefficient de sécurité. Ce facteur de sécurité minimal à adopter dépendra du type d'ouvrage et de son utilisation. Il est évident que pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (risque pour les personnes, site exceptionnel...), le facteur de sécurité  $F_s$  doit être élevé, tandis que pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles (valeur courante de  $F_s$  est de 1.5).

## 1.2 Le choix du type de méthode de calcul

Un autre choix important, qui dépend des moyens que l'on peut mettre en oeuvre, doit être posé entre une méthode modélisant toute la masse de sol (méthode des éléments finis) et une méthode cinématique, définissant une surface de rupture par exemple (méthode d'équilibre limite). Cependant, avec les possibilités d'analyse d'un grand nombre de courbes de rupture potentielles, les deux approches se rejoignent. Dans le cas d'une méthode intéressant toute la masse, le calcul fournira directement la zone de rupture la plus probable, alors qu'une méthode s'appuyant sur une courbe préalablement définie sera répétée un grand nombre de fois pour un résultat semblable. Ce choix doit être fait en examinant les moyens disponibles, le comportement global de la pente, mais aussi en s'assurant de la possibilité d'obtenir les paramètres de calcul correspondant au modèle.

Le comportement global de la pente correspond à quatre mécanismes qui se traduisent par des déplacements du sol différemment répartis (VAUNAT *et al.* [1994]):

- Pré-rupture, où le comportement du sol est élasto-visco-plastique et où le massif est un

- milieu continu, sans zone de discontinuité, les déformations sont quasi homogènes ;
- Rupture, où une partie du massif se déplace par rapport à l'autre, le modèle de sol est élasto-plastique, voire rigide-plastique ;
  - Post-rupture, où une partie du sol se déplace sur l'autre, comme un écoulement visqueux et avec une vitesse appréciable ;
  - Réaction, quand la partie du sol ayant déjà glissé et s'étant stabilisée, le mouvement reprend sur une surface, suivant un comportement rigide-plastique;

La distinction entre ces quatre mécanismes est fondamentale pour une étude fiable des pentes, et ceci va bien sûr influencer sur le choix d'une méthode de calcul. Elle permet de choisir entre les types de méthodes rappelés ci-après.

## 2 Méthodes à l'équilibre limite

### 2.1 Introduction

Quand on étudie la stabilité d'un massif, deux cas de figure peuvent se présenter:

- Soit il n'y a pas de surface de glissement préférentielle, c'est le cas des sols relativement homogènes ne présentant pas de discontinuités géologiques, la surface sur laquelle il pourrait y avoir rupture n'est pas connue. Elle est alors définie sur la base d'un coefficient de sécurité minimal et d'une rupture cinématiquement possible. Afin de préciser la surface de rupture la plus critique et le coefficient de sécurité qui lui est associé, on utilise généralement des méthodes à l'équilibre limite itérées de nombreuses fois.
- Soit la masse rigide en glissement se déplace le long d'une surface de géométrie bien définie, c'est le cas des massifs rocheux fracturés, pour lesquels la cinématique du mouvement est conditionnée par les discontinuités et leur orientation spatiale. C'est aussi le cas pour les sols lorsqu'il peut y avoir mouvement le long d'une surface de glissement préexistante.

Dans les deux cas, le comportement du géomatériau est supposé suivre la loi de Mohr-Coulomb, qui donne la résistance au cisaillement à la rupture:  $\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$ . Les méthodes dites à l'équilibre limite sont très appropriées car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables, mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre d'inconnues est bien

supérieur au nombre d'équations. Pour pouvoir résoudre les équations, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices de manière à égaler le nombre d'inconnues et le nombre d'équations.

## 2.2 Principes et hypothèses des méthodes d'équilibre limite

Le principe de base de toutes ces méthodes est de découper le volume de sol étudié en un certain nombre de tranches et d'appliquer les différentes forces comme le montre à titre indicatif la figure 3.1. Toutes ces méthodes ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois:

- la surface critique;
- les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface;
- le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibre.

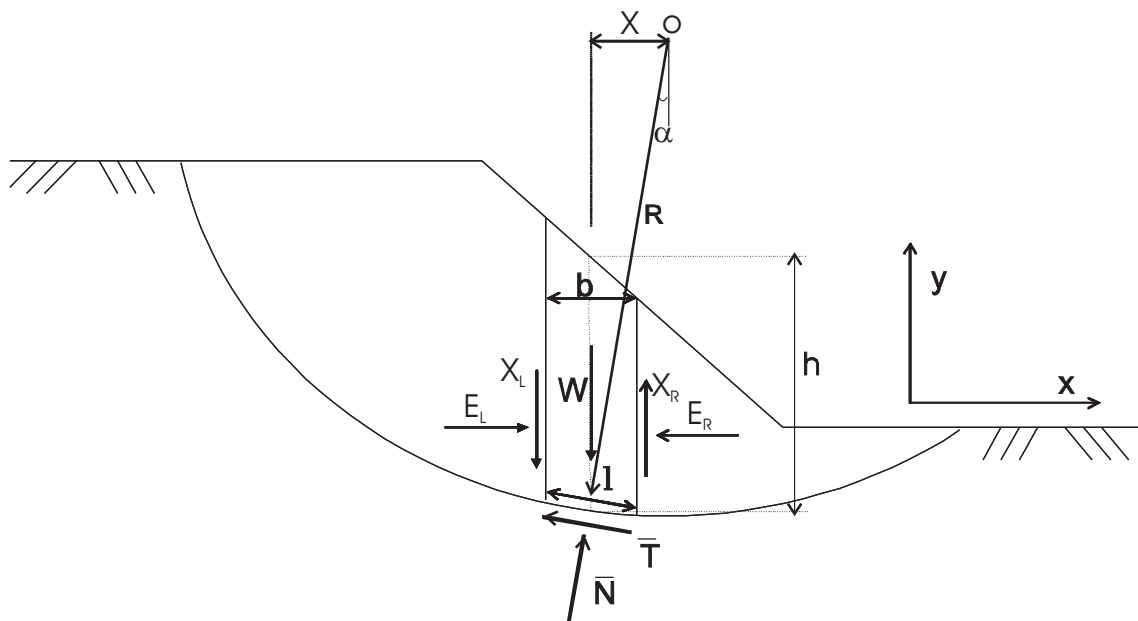


Figure 3. 1: Exemple d'une rupture circulaire

Comme on peut le voir sur la figure 3.1, les forces agissant sur la tranche peuvent être définies comme suit :

$W$  = poids total de la tranche de largeur  $b$  et de hauteur  $h$

$\bar{N}$ ,  $\bar{T}$  = composantes normale et tangentielle de la force agissant à la base de la tranche

$X$ ,  $E$  = composantes verticale et horizontale des forces inter tranches

- $b$  = épaisseur de la tranche ( $b = l \cdot \cos \alpha$ )  
 $\alpha$  = angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale  
 $R$  = rayon du cercle de rupture de centre o  
 $l$  = longueur du plan de glissement de la tranche  
 $x$  = bras de levier du poids des terres

Définissons les efforts comme suit:

$$\bar{N} = \sigma l \text{ et } \bar{T} = \tau_m l$$

où  $\tau_m$  est la contrainte de cisaillement mobilisée à la base de la tranche qui peut être exprimée par:

$$\tau_m = \frac{\tau}{F_s}$$

où  $\tau$  est donnée par l'équation de Mohr- Coulomb:  $\tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$

$F_s$  est le facteur de sécurité par lequel la résistance au cisaillement du sol doit être réduite pour amener la masse de sol dans un état d'équilibre limite.

Il vient alors:

$$\bar{T} = \frac{\tau}{F_s} l = \frac{l}{F_s} [c' + (\sigma - u) \tan \phi']$$

ou 
$$\boxed{\bar{T} = \frac{1}{F_s} [c' l + (\bar{N} - ul) \tan \phi']}$$
 [3.1]

**Pour une tranche:**

- **En projetant verticalement toutes les forces:**

$$\bar{N} \cos \alpha + \bar{T} \sin \alpha = W - (X_R - X_L) \quad [3.2]$$

Si on remplace  $\bar{T}$  par sa valeur (équation [3.1]), on obtient:

$$\Rightarrow \bar{N} = \left[ W - (X_R - X_L) - \frac{1}{F_s} (c' l \sin \alpha - ul \tan \phi' \sin \alpha) \right] / m_\alpha \quad [3.3]$$

où

$$m_\alpha = \cos \alpha \left( 1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi'}{F_s} \right) \quad [3.4]$$

- **En projetant horizontalement toutes les forces:**

$$\bar{T} \cos \alpha - \bar{N} \sin \alpha + E_R - E_L = 0 \quad [3.5]$$

Si on remplace  $\bar{T}$  par sa valeur (équation [3.1]), on obtient:

$$E_R - E_L = \bar{N} \sin \alpha - \frac{1}{F_s} [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \cos \alpha \quad [3.6]$$

On peut définir le coefficient de sécurité comme suit:

1. soit on le définit à partir de l'équilibre moment de toutes les forces et on va le désigner par  $F_m$ ;
2. soit on le définit à partir de l'équilibre global des forces horizontales, les unes tendant à bouger la masse de sol, les autres tendant à la stabiliser, et on va le désigner par  $F_f$ .

#### Equilibre global des moments:

$\sum W.x = \sum \bar{T}.R$  et si on remplace  $\bar{T}$  par sa valeur (l'équation [3.1]) et  $x$  par  $R \sin \alpha$  :

$$F_m = \frac{\sum [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad [3.7]$$

#### Equilibre global des forces:

En absence de tout chargement de la masse de sol étudiée:

$$\sum E_R - E_L = 0$$

$$\sum X_R - X_L = 0$$

D'où, l'équation [3.6] donne:

$$F_f = \frac{\sum [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \cos \alpha}{\sum \bar{N} \sin \alpha} \quad [3.8]$$

En général, les deux facteurs de sécurité sont assez proches et BISHOP [1955] montre que  $F_m$  est moins sensible aux hypothèses sur les forces inter tranches.

Pour trouver les deux facteurs de sécurité  $F_m$  et  $F_f$ , certaines hypothèses doivent être posées pour résoudre les équations. A titre indicatif, nous citons certaines méthodes d'équilibre limite et leurs hypothèses:

### 2.2.1 Méthode de Fellenius [1927]

Hypothèses:

- la méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches;
- elle néglige les forces entre les tranches (verticales et horizontales), figure 3.2. A partir des équations [3.2] et [3.5], la force normale  $\bar{N}$  devient:

$$\Rightarrow \begin{cases} \bar{N} \cdot \cos \alpha + \bar{T} \cdot \sin \alpha = W \\ \bar{T} \cdot \cos \alpha - \bar{N} \cdot \sin \alpha = 0 \end{cases} \Rightarrow \bar{N} = W \cdot \cos \alpha$$

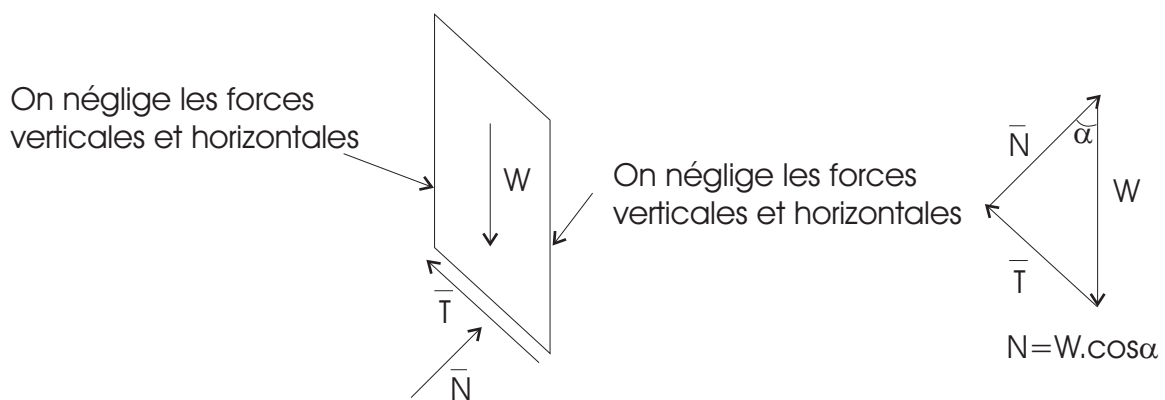


Figure 3. 2: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius

La méthode de Fellenius vérifie l'équilibre global des moments tout en négligeant les forces entre tranches comme nous venons de le voir, ce qui fait qu'en remplaçant dans l'équation [3.7]  $\bar{N}$  par la valeur trouvée ( $\bar{N} = W \cdot \cos \alpha$ ), on aura:

$$\Rightarrow F_m = \frac{\sum c'l + (W \cos \alpha - ul) \tan \phi'}{\sum W \sin \alpha} \quad [3.9]$$

C'est une méthode moins précise que les autres méthodes des tranches et elle est sûre pour des sols homogènes seulement.

### 2.2.2 Méthode simplifiée de BISHOP [1955]

Hypothèses:

- la méthode suppose une surface de glissement circulaire;
- elle néglige les forces verticales entre les tranches (figure 3.3).

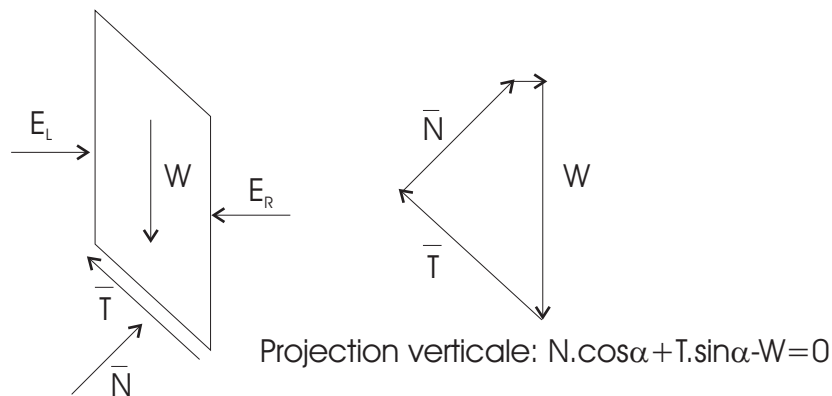


Figure 3. 3: Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée

La méthode de Bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais elle néglige l'équilibre horizontal des forces.

L'équilibre vertical donne l'équation [3.3] et d'après l'hypothèse faite sur les forces entre les tranches ( $X_R - X_L = 0$ ), nous aurons:

$$\Rightarrow \bar{N} = \left[ W - \frac{1}{F_s} (c'l \sin \alpha - ul \tan \phi' \sin \alpha) \right] / m_\alpha$$

Si on remplace  $\bar{N}$  dans l'équation [3.7] nous aurons:

$$\Rightarrow F_m = \frac{\sum [c'l \cos \alpha + (W - ul \cos \alpha) \tan \phi'] / m_\alpha}{\sum W \sin \alpha} \quad [3.10]$$

$$\text{où } m_\alpha = \cos \alpha \left( 1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi'}{F_m} \right)$$

Nous constatons que le coefficient de sécurité  $F_m$  (dû à l'équilibre moment) se retrouve dans les deux membres de l'équation, et donc, la résolution passe par des techniques itératives. Généralement, on prend la valeur du coefficient obtenue avec la méthode de Fellenius comme point de départ de cette itération. Cette méthode est plus précise que celle de Fellenius et le calcul se prête particulièrement bien au traitement par ordinateur.

### 2.2.3 Méthode simplifiée de JANBU [1956]

Hypothèses:

- la méthode suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire);
- elle suppose que les forces entre les tranches sont horizontales.

La méthode de Janbu vérifie l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments, ce qui aboutit à l'équation [3.8]:

$$F_f = \frac{\sum [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] \cos \alpha}{\sum \bar{N} \sin \alpha} \quad [3.11]$$

et si on projette parallèlement à la base de la tranche, cette équation équivaut à:

$$F_f = \frac{\sum [c'l + (\bar{N} - ul) \tan \phi'] / \cos \alpha}{\sum W \tan \alpha} \quad [3.12]$$

Ce coefficient de sécurité  $F_f$  est corrigé par un facteur  $f_0$  dépendant de l'allure de la courbe de rupture et des propriétés du sol:  $F'_f = f_0 \cdot F_f$ .

#### 2.2.4 Méthode Suédoise modifiée, U.S. Army Corps of Engineers [1970]

Hypothèses:

- la méthode suppose également une surface de glissement quelconque (non circulaire);
- contrairement à la méthode de Janbu, elle suppose que les forces entre les tranches sont inclinées parallèlement à la pente moyenne (figure 3.4).

Comme la méthode de Janbu, elle vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, mais elle néglige l'équilibre des moments.

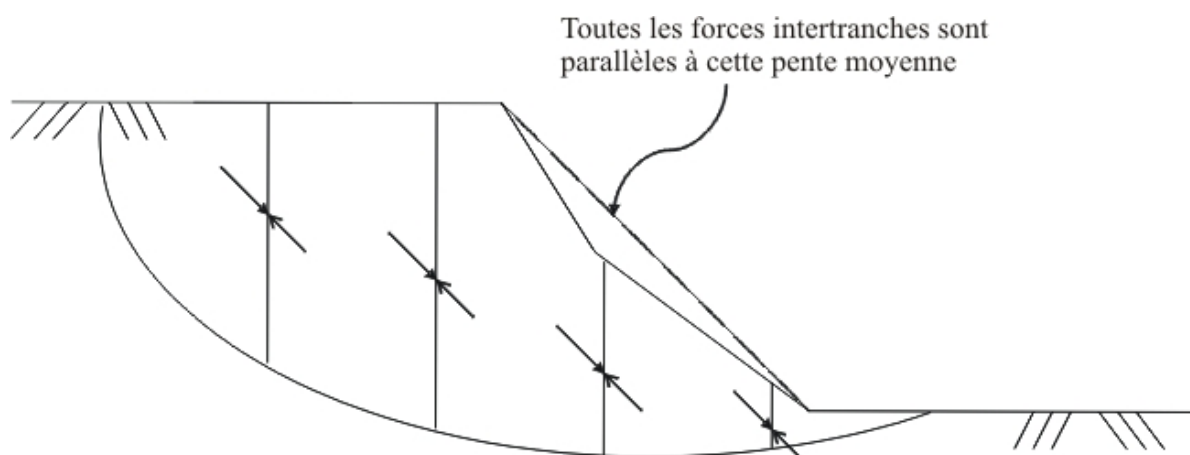


Figure 3. 4: Inclinaison des forces dans la méthode Suédoise modifiée

Cette méthode est moins précise qu'une solution avec l'équilibre complet des forces et dépend de l'hypothèse faite sur l'inclinaison des forces entre les tranches.



### 2.2.5 Méthode de Spencer [1967], Morgenstern-Price [1965]

Hypothèses:

- la méthode suppose une surface de glissement non circulaire.
- elle suppose que les forces entre les tranches sont parallèles entre elles afin de rendre le problème déterminé (figure 3.5).
- elle suppose aussi que la force normale  $N$  agit au centre de la base de chaque tranche.

Cette méthode vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, l'équilibre des moments en un point quelconque; et détermine également l'inclinaison des forces entre les tranches, ce qui donne une inconnue supplémentaire. Cette méthode est précise et elle est applicable à toutes les géométries et types de sol.

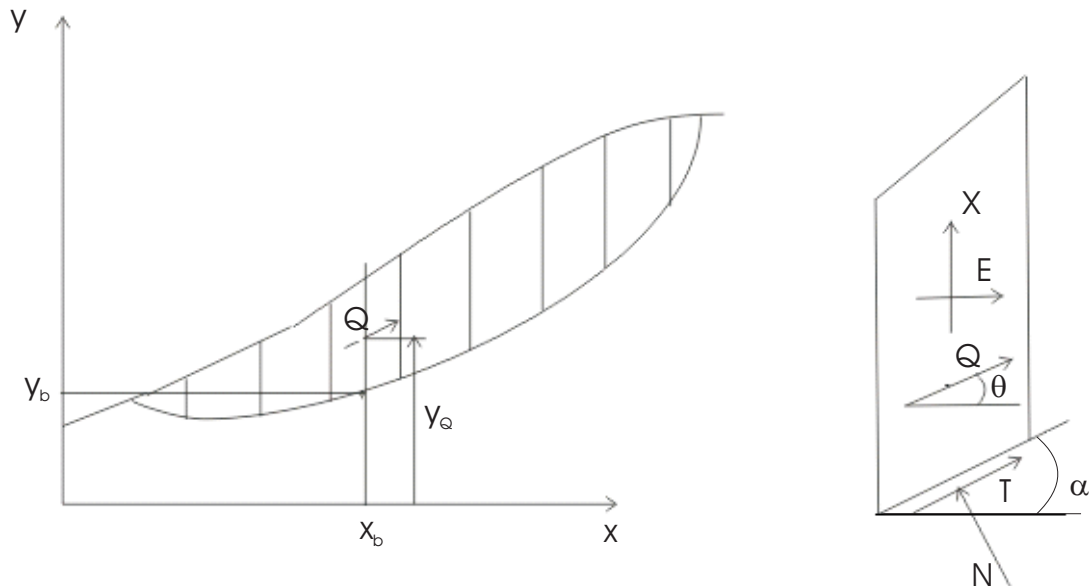


Figure 3. 5: Coordonnées de la surface de glissement pour la méthode de Spencer

Pour SPENCER [1967] l'inclinaison  $\theta$  est constante et pour MORGENSTERN et PRICE [1965] le rapport  $\frac{X}{E} = \lambda f(x)$ , où  $f(x)$  est une fonction qui varie continuellement le long de la surface de glissement,  $\lambda$  étant le facteur d'échelle.

Dans ce travail, nous ne donnons pas les détails de toutes ces méthodes classiques, qui par ailleurs ont été développées depuis longtemps par beaucoup de chercheurs. Pour beaucoup plus de détails, nous suggérons les références ANDERSON et RICHARDS [1987], et DUNCAN et WRIGHT [2005].

### 2.3 Limitations des méthodes d'équilibre limite

- La difficulté de toutes ces méthodes d'équilibre limite est qu'elles sont fondées sur l'hypothèse de la division de la masse susceptible de glisser en tranches et ceci implique des hypothèses supplémentaires sur les forces entre tranches et par conséquent sur l'équilibre. Pour toutes les méthodes qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre, FREDLUND *et al.* [1977] montrent que les hypothèses faites n'ont aucun effet significatif sur le coefficient de sécurité; par contre, dans les méthodes qui satisfont uniquement l'équilibre des forces, le coefficient de sécurité est affecté d'une façon significative par l'inclinaison supposée des forces entre tranches, c'est pourquoi ces méthodes sont moins utilisées par rapport aux méthodes qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre.
- Dans l'analyse de la stabilité par les méthodes d'équilibre limite, le comportement du sol est supposé rigide parfaitement plastique, donc elles ne donnent aucune informations sur les déplacements.
- Le coefficient de sécurité  $F_s$  est supposé identique en chaque point du plan de glissement. Or nous voyons sur la figure 3.6 que la résistance au cisaillement ultime n'est pas nécessairement mobilisée simultanément le long de la surface de glissement.
- Pour des géométries complexes, il peut y avoir un minimum local qui reste non détecté et des surfaces de rupture complexes (non circulaires) peuvent être difficilement détectables.

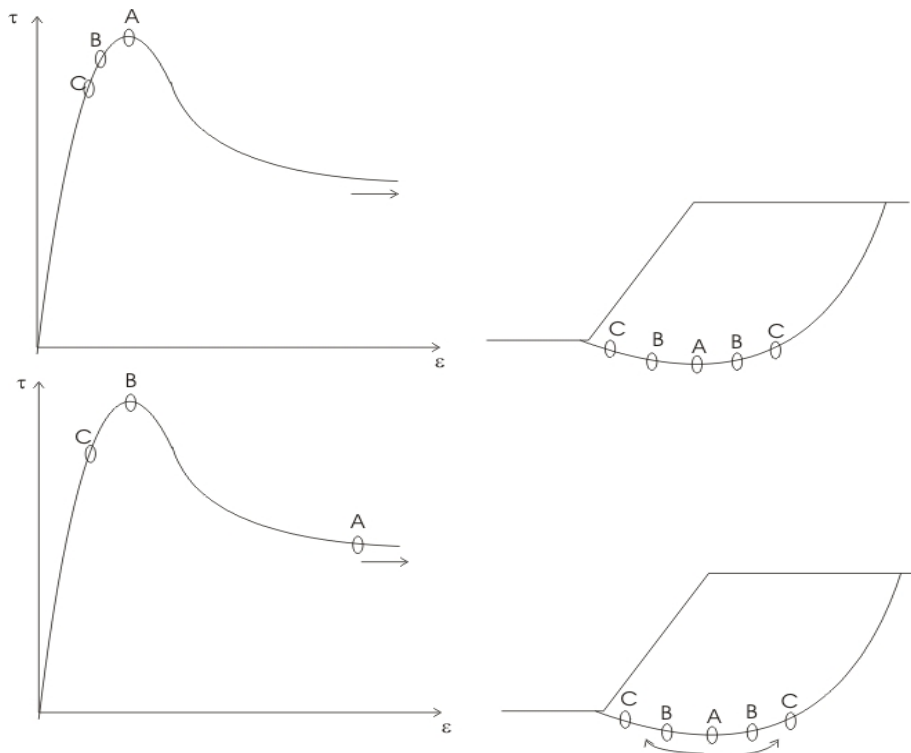


Figure 3. 6: Mobilisation de la résistance au cisaillement le long d'un plan de glissement, DUNCAN et WRIGHT [2005]

## 2.4 Prise en compte de l'effet de la succion.

Depuis longtemps, les paramètres des sols saturés ont été utilisés dans l'analyse de la stabilité des pentes. Cependant, il est nécessaire de prendre en considération les couches de sol situées au dessus de la nappe et surtout quand la majeure partie de la masse susceptible de glisser est au dessus de cette dernière. Dans le Chapitre II, nous avons montré l'effet de la succion sur la résistance au cisaillement des sols non saturés ainsi que la répartition de la pression interstitielle dans un massif de sol comprenant des zones saturées et non saturées. Nous pouvons retenir ces deux expressions de la résistance au cisaillement selon BISHOP et al. [1960], FREDLUND et al. [1978]:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + \chi(u_a - u_w) \tan \phi' \quad (\text{Bishop})$$

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad (\text{Fredlund})$$

où:

$\sigma$  = contrainte normale totale

$u_a$  = pression interstitielle de l'air

$u_w$  = pression interstitielle de l'eau

$u_a - u_w$  = succion matricielle

$\chi$  = paramètre de Bishop

$c'$  = cohésion effective en conditions saturées

$\phi'$  = angle de frottement interne effectif

$\phi^b$  = angle indiquant le taux d'augmentation de la résistance au cisaillement en fonction de la succion ( $u_a - u_w$ ).

L'enjeu consiste à élargir la méthode d'équilibre limite des sols saturés en y incorporant la résistance au cisaillement des sols non saturés dans les équations.

## 2.5 Modification de l'analyse de la stabilité en tenant compte de la succion.

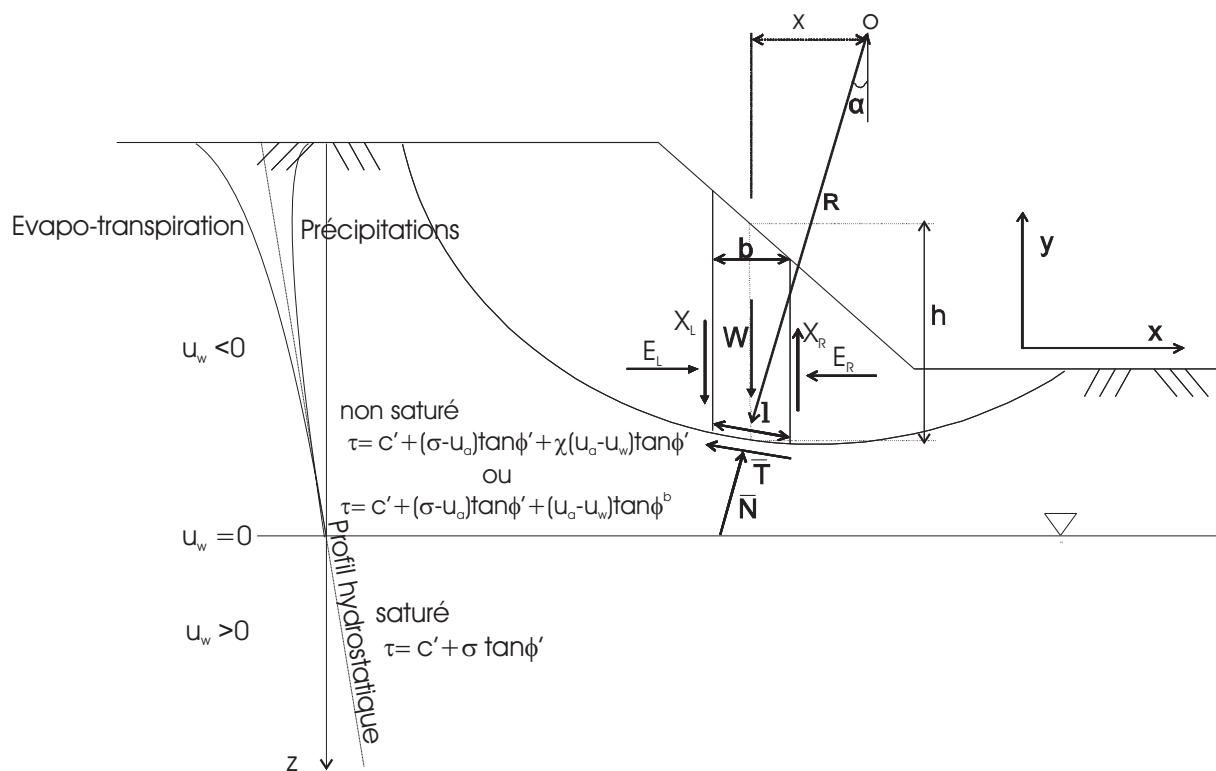


Figure 3. 7: Efforts sur la tranche et répartition des pressions d'eau

Dans l'analyse de la stabilité par les méthodes dites d'équilibre limite, l'effet de la succion dans le calcul du coefficient de sécurité se traduit par une prise en compte de la résistance au cisaillement du sol non saturé.

Deux approches peuvent être utilisées pour obtenir le coefficient de sécurité, FREDLUND [1981a]:

- Premièrement, on peut considérer que la succion augmente la cohésion selon l'expression:

$$c = c' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \quad [3.13]$$

La force de cisaillement mobilisée à la base de la tranche  $\bar{T}$  garde la même forme que dans l'équation [3.1] à part que la cohésion est donnée cette fois-ci par l'équation [3.13].

Cette approche a l'avantage de garder la forme conventionnelle de l'équation de la force de cisaillement, et il est possible de développer un même programme pour résoudre le problème des sols saturés et non saturés, FREDLUND *et al.* [1981b].

- Deuxièmement, il est possible de définir un coefficient de sécurité utilisant l'équation de la contrainte de cisaillement des sols non saturés:

La force de cisaillement mobilisée à la base de la tranche devient:

$$\bar{T} = \frac{l}{F_s} \left[ c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b \right] \quad [3.14]$$

Comme nous l'avons fait dans le paragraphe précédent, en sommant toutes les forces dans la direction verticale on obtient la force normale à la base de la tranche  $\bar{N}$ :

$$\bar{N} = \frac{W - (X_R - X_L) - \frac{c'l \sin \alpha}{F_s} + u_a \frac{l \sin \alpha}{F_s} (\tan \phi' - \tan \phi^b) + u_w \frac{l \sin \alpha}{F_s} \tan \phi^b}{\cos \alpha \left( 1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{F_s} \right)} \quad [3.15]$$

Le plus souvent, dans l'analyse, la pression d'air  $u_a$  est prise égal à zéro et l'équation devient:

$$\bar{N} = \frac{W - (X_R - X_L) - \frac{c'l \sin \alpha}{F_s} + u_w \frac{l \sin \alpha}{F_s} \tan \phi^b}{\cos \alpha \left( 1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{F_s} \right)} \quad [3.16]$$

Quand le sol devient saturé, nous pouvons prendre que  $\phi^b$  est égal à  $\phi'$  et l'équation [3.16] est équivalente à l'équation [3.3], c'est à dire qu'on peut utiliser la même équation pour les sols

saturés et non saturés;  $\phi^b$  étant utilisé quand on a des pressions d'eau  $u_w$  négatives, et  $\phi'$  quand on a des pressions d'eau  $u_w$  positives.

Nous pouvons écrire aussi deux équations indépendantes du coefficient de sécurité; une qui respecte l'équilibre global moment et l'autre qui respecte l'équilibre global des forces:

$$F_m = \frac{\sum \left\{ c'lR + \left[ \bar{N} - u_w l \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} - u_a l \left( 1 - \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \right) \right] R \tan \phi' \right\}}{\sum Wx} \quad [3.17]$$

ou en posant  $x = R \sin \alpha$

$$F_m = \frac{\sum \left\{ c'l + \left[ \bar{N} - u_w l \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} - u_a l \left( 1 - \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \right) \right] \tan \phi' \right\}}{\sum W \sin \alpha} \quad [3.18]$$

En considérant l'équilibre global des forces:

$$F_f = \frac{\sum \left\{ c'l \cos \alpha + \left[ \bar{N} - u_w l \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} - u_a l \left( 1 - \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'} \right) \right] \cos \alpha \tan \phi' \right\}}{\sum \bar{N} \sin \alpha} \quad [3.19]$$

De même, quand la pression de l'air  $u_a$  est égale à la pression atmosphérique et que le sol est saturé  $\phi^b = \phi'$ , la formulation devient la même pour les sols saturés et non saturés, car l'équation [3.18] devient la même que l'équation [3.7] tandis que l'équation [3.19] est la même que l'équation [3.8].

### 3 Méthode des éléments finis

#### 3.1 Introduction

Dans le paragraphe précédent, nous avons passé en revue les différentes méthodes d'équilibre limite pour l'analyse de la stabilité des pentes. Toutes ces méthodes reposent sur le fait de choisir arbitrairement une série de surfaces de glissement et de définir celle qui donne la valeur minimale du coefficient de sécurité. Mais depuis un certain temps, nous assistons à une utilisation intensive de méthodes d'analyses numériques donnant accès aux contraintes et déformations au sein du sol. Pour y parvenir, il est nécessaire de connaître la loi de comportement pour le sol considéré; ensuite, le volume de sol est divisé en éléments

géométriques simples, chaque élément étant soumis à l'action des éléments voisins. Le calcul consistera à déterminer des champs de contraintes et de déplacements compatibles avec les équations de la mécanique et la loi de comportement adoptée.

Beaucoup de travaux ont été faits dans le domaine des éléments finis et on pourrait citer les travaux de référence de ZIENKIEWICZ *et al.* [2000] ou DHATT *et al.* [1981].

Le code aux éléments finis que nous avons utilisé est le code LAGAMINE qui a été mis au point à l'Université de Liège depuis les années 80, et pour plus de détails, nous suggérons les thèses de CHARLIER [1987], HABRAKEN [1989] et COLLIN [2003].

Après un bref aperçu de quelques concepts de base, nous présenterons l'élément fini CSOL2 adopté dans notre modélisation. En effet, nous traitons un problème de stabilité des pentes et nous savons que les pressions interstitielles négatives augmentent la résistance au cisaillement dans la surface de glissement potentielle. Cette contribution additionnelle diminue progressivement lors de l'infiltration des eaux de pluies, ce qui provoque parfois des instabilités. Donc, il convient d'étudier la réponse vis à vis des précipitations en terme de variation de succion matricielle et de profil de succion. C'est pour cette raison que nous présenterons un élément fini CSOL2 qui permet de résoudre simultanément les aspects écoulement et mécanique. Ensuite, nous présenterons une loi constitutive qui permet de bien représenter le comportement des sols et, enfin, la façon dont on calcule le coefficient de sécurité.

### 3.2 Quelques concepts de base

- Définition du tenseur contrainte et déformation:

Si on utilise les contraintes et les déformations sous forme de tenseurs, le tenseur déformation de Cauchy s'écrit en fonction des déplacements:

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad [3.20]$$

Ici, la variable duale est le tenseur contrainte de Cauchy. Si on prend par exemple un état plan de déformation qui se caractérise par une déformation nulle dans le sens perpendiculaire au plan considéré, les tenseurs se réduisent à:

$$\underline{\underline{\sigma}} = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & 0 \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{33} \end{bmatrix} \text{ et } \underline{\underline{\varepsilon}} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} & \varepsilon_{12} & 0 \\ \varepsilon_{21} & \varepsilon_{22} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

- Equation d'équilibre statique d'un volume élémentaire et l'équation d'équilibre en surface:

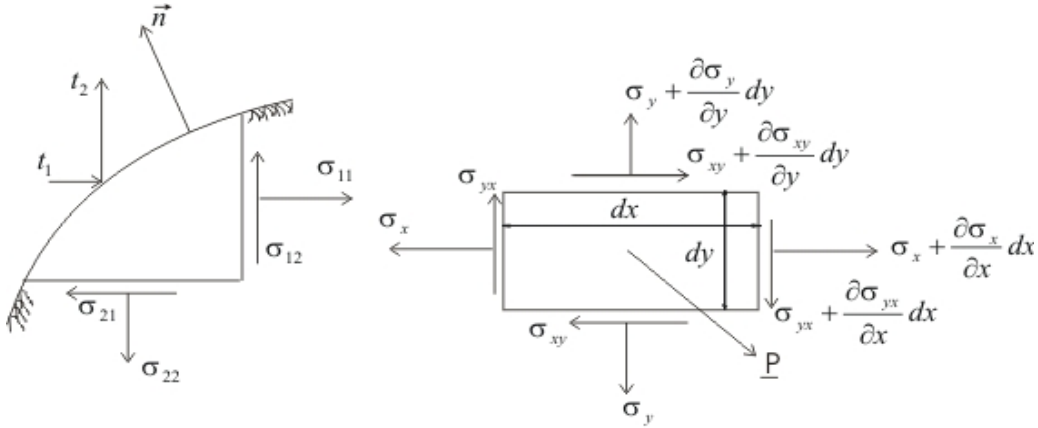


Figure 3. 8: Equilibre en surface et en volume

$$\text{div}(\underline{\underline{\sigma}}) + \rho \underline{\underline{g}} = 0 \quad [3.21]$$

$$\underline{\underline{t}} = \underline{\underline{n}} \underline{\underline{\sigma}} \quad [3.22]$$

où  $\rho$  représente la masse volumique du milieu,  $\underline{\underline{g}}$  est le vecteur de l'accélération de la pesanteur,  $\underline{\underline{t}}$  les contraintes appliquées en surface et  $\underline{\underline{n}}$  le vecteur normal à cette surface.

- Equation de bilan local de conservation de la masse de fluide:

$$\dot{S}_f + \text{div}(\underline{\underline{V}}_f) - Q_f = 0 \quad [3.23]$$

où  $S_f$  représente la quantité de fluide emmagasiné,  $\underline{\underline{V}}_f$  le flux massique de fluide et  $Q_f$  une source de fluide en volume.

- Forme faible des équations de bilan

Pour passer des équations d'équilibre local à des équations d'équilibre global qui sont nécessaires pour la modélisation en éléments finis, on peut utiliser le théorème des puissances virtuelles. Pour un champ de vitesses virtuelles  $\delta \underline{\underline{v}}$ , cinématiquement admissibles (respectant la continuité du solide et les conditions limites), l'égalité des puissances virtuelles extérieure et intérieure entraîne le respect de l'équilibre local en tout point du domaine et donc de



l'équilibre global. Les puissances virtuelles correspondent à la puissance développée par les forces extérieure et intérieure, pour le champ de vitesse considéré:

$$\delta W_E = \int_V \rho \underline{g} \delta \underline{v} dV + \int_A \underline{t} \delta \underline{v} dA \quad [3.24]$$

$$\delta W_I = \int_V \underline{\sigma} \delta \underline{\dot{\varepsilon}} dV \quad [3.25]$$

où  $\underline{t}$  représente les forces de surface appliquées au domaine et  $\delta \underline{\dot{\varepsilon}}$  est le tenseur vitesse de déformation virtuelle associé au tenseur contrainte.

Notons que dans les problèmes traités, les configurations initiale et déformée sont différentes quand de grandes déformations (et/ou déplacements) sont possibles comme le montre la figure 3.9:

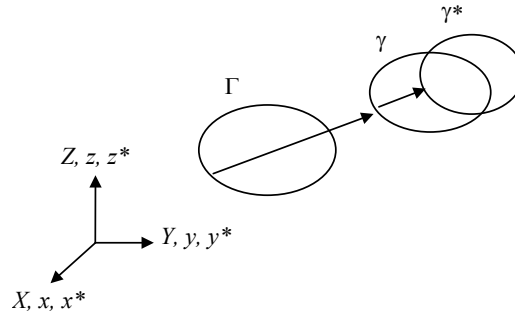


Figure 3. 9: Différentes configurations d'un corps:  $\Gamma$  (conf. initiale),  $\gamma$  (conf. de référence),  $\gamma^*$  (conf. déformée).

Dans ce travail, nous utilisons une formulation Lagrangienne actualisée dans la dernière configuration à l'équilibre  $\gamma$ . Les contraintes  $\underline{\sigma}$  utilisées dans la relation [3.25] sont les contraintes de Cauchy, exprimées dans la configuration déformée, dans les axes cartésiens globaux.  $\delta \underline{\dot{\varepsilon}}$  est donc le tenseur vitesse de déformation virtuelle de Cauchy.

Le Jacobien de la transformation de la configuration initiale à la configuration courante s'écrit:

$$\underline{F} = \frac{\partial \underline{x}}{\partial \underline{X}} \quad [3.26]$$

Dans la configuration déformée, le tenseur vitesse  $\underline{v}$  et le tenseur gradient de vitesse  $\underline{L}$  peuvent s'écrire :

$$\underline{v} = \frac{d\underline{x}}{dt} = \dot{\underline{x}} \quad [3.27]$$

$$\underline{L} = \frac{\partial \underline{v}}{\partial \underline{x}} = \frac{\partial \underline{v}}{\partial \underline{X}} \frac{\partial \underline{X}}{\partial \underline{x}} = \dot{\underline{F}} \underline{F}^{-1} \quad [3.28]$$

Cette dernière relation peut être réécrite comme la somme d'une partie symétrique et d'une partie antisymétrique :

$$\underline{L} = \frac{1}{2}(\underline{L} + \underline{L}^T) + \frac{1}{2}(\underline{L} - \underline{L}^T) \quad [3.29]$$

Nous pouvons à présent introduire les équations d'équilibre en volume et en surface dans l'expression de la puissance virtuelle extérieure [3.24] et nous obtenons :

$$\begin{aligned} \delta W_E &= -\int_V \text{div}(\underline{\sigma}) \delta \underline{v} \, dv + \int_A \underline{n} \underline{\sigma} \delta \underline{v} \, dA \\ &= \int_V \left( -\text{div}(\underline{\sigma}) \delta \underline{v} + \text{div}(\underline{\sigma} \delta \underline{v}) \right) dV \\ &= \int_V \underline{\sigma} \underline{\text{grad}}(\delta \underline{v}) \, dV = \delta W_I \end{aligned} \quad [3.30]$$

Nous trouvons ainsi l'expression du tenseur déformation de Cauchy et en tenant compte de la symétrie du tenseur contrainte, nous pouvons écrire :

$$\delta \underline{\dot{\underline{\epsilon}}} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial \delta v_j}{\partial x_i} + \frac{\partial \delta v_i}{\partial x_j} \right) = \frac{1}{2} (\underline{L} + \underline{L}^T) \quad [3.31]$$

qui représente la partie symétrique du vecteur gradient de vitesse  $\underline{L}$ .

L'égalité des puissances virtuelles  $\delta W_E$  et  $\delta W_I$  constitue une forme faible des équations d'équilibre statique.

Un raisonnement similaire peut être tenu pour les équations de conservation de la masse de fluide. Ainsi, la puissance virtuelle extérieur  $\delta W_E$  développée par les débits imposés en volume  $Q$  et en surface  $q$ , pour un champ de perturbation virtuelle arbitraire admissible  $\delta p$  (de la pression) s'exprime selon :

$$\delta W_E = \int_V Q \cdot \delta p \cdot dV + \int_A q \cdot \delta p \cdot dA \quad [3.32]$$

En introduisant les expressions de l'équilibre local en volume et en surface, il vient:

$$\delta W_E = \int_V (\text{div}(\underline{V}_p) + \dot{S}) \cdot \delta p \cdot dV + \int_A (-\underline{n} \cdot \underline{V}_p) \cdot \delta p \cdot dA \quad [3.33]$$

par le théorème de Gauss, on obtient :

$$\int_V (\text{div}(\underline{V}_p) \cdot \delta p + \dot{S} \cdot \delta p - \text{div}(\underline{V}_p \cdot \delta p)) \, dV = \int_V (\dot{S} \cdot \delta p - \underline{V}_p \cdot \underline{\text{grad}}(\delta p)) \, dV = \delta W_I \quad [3.34]$$

L'égalité de la puissance virtuelle extérieure  $\delta W_E$  et de la puissance virtuelle intérieure  $\delta W_I$  constitue une forme faible des équations de bilan.

### 3.3 Formulation de l'élément fini couplé CSOL2

L'élément fini CSOL2 est un élément isoparamétrique de type Serendipity, ZIENKIEWICZ *et al.* [2000]. Dans ces éléments, la géométrie et les champs discrétisés (déplacement, pression) sont définis en fonction de leurs valeurs nodales à l'aide des fonctions d'interpolation  $\underline{N}$ . Ces dernières sont exprimées dans le plan des coordonnées locales  $(\xi, \eta)$  qui facilitent l'expression analytique de l'élément ainsi que les intégrales sur son volume.

$$\underline{N} = \underline{N}(\xi, \eta) \quad [3.35]$$

Dans ce paragraphe, nous présenterons uniquement l'élément fini 2D en état plan de déformation (figure 3.10). La définition détaillée des différentes fonctions d'interpolation peut être trouvée dans un des ouvrages de référence cités précédemment.

Dans l'élément CSOL2, trois équations d'équilibre (2 directions en mécanique, 1 fluide) doivent être vérifiées et l'élément possède donc trois degrés de liberté par nœud. Les deux degrés de liberté mécaniques seront les coordonnées géométriques  $x$  et  $y$ . Pour les degrés de liberté écoulement, plusieurs possibilités s'offrent à nous : la pression du fluide, la saturation, la succion. Nous éliminerons tout d'abord la saturation ; en effet, dans le cas général d'un domaine comprenant plusieurs couches de terrains avec des propriétés de rétention différentes, la saturation ne sera pas une fonction continue dans tout le domaine. Nous avons dès lors choisi de prendre la pression du fluide  $p_w$ .

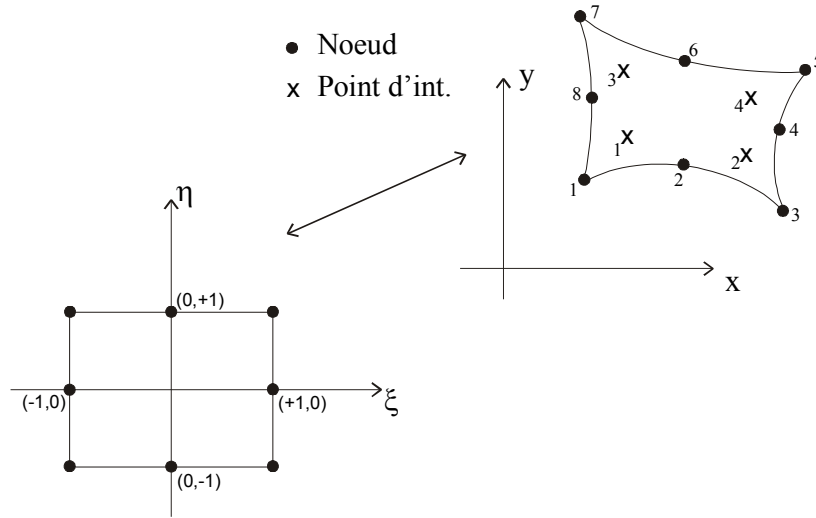


Figure 3. 10: Elément isoparamétrique à huit nœuds

En fait, ces choix ont une conséquence directe sur le mode d'imposition des conditions limites. Le degré de liberté de pression implique un contrôle direct de la pression de fluide en tout point du domaine. Par contre, il est difficile d'imposer une succion ou une saturation avec une pression de fluide variable. Cela peut demander par exemple le développement d'éléments spécifiques de conditions limites.

Ainsi, dans l'élément CSOL2, les coordonnées, les déplacements, les vitesses et la pression sont exprimés en fonction de leurs valeurs nodales grâce aux fonctions d'interpolation:

$$\begin{aligned} x_i &= N_L X_{Li} \\ u_i &= N_L U_{Li} \quad \text{et} \quad p_w = N_L P_{wL} \\ v_i &= N_L V_{Li} \end{aligned} \quad [3.36]$$

où  $L$  varie de 1 au nombre de nœuds de l'élément.

Nous pouvons à présent reprendre les expressions des puissances intérieures [3.30] et [3.34]:

$$\delta W_I = \int_V \sigma_{ij} \frac{1}{2} \left( \frac{\partial \delta v_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \delta v_j}{\partial x_i} \right) dV \quad [3.37]$$

$$\delta W_{I,q} = \int_V \left( \dot{S}_p \delta p - \left( V_{p_i} \frac{\partial \delta p}{\partial x_i} \right) \right) dV \quad [3.38]$$

où les gradients des perturbations virtuelles s'écrivent :

$$\frac{\partial \delta v_i}{\partial x_j} = \frac{\partial N_L}{\partial x_j} \delta V_{Li} \quad [3.39]$$

$$\frac{\partial \delta p}{\partial x_i} = \frac{\partial N_L}{\partial x_i} \delta P_L \quad [3.40]$$

Les dérivées spatiales des fonctions d'interpolations sont exprimées dans la configuration déformée :

$$\frac{\partial N_L}{\partial x_j} = \frac{\partial N_L}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial x_j} + \frac{\partial N_L}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial x_j} \quad [3.41]$$

Les dérivées spatiales des coordonnées locales s'obtiennent grâce à la matrice Jacobienne de la transformation des coordonnées globales  $(x_1, x_2)$  vers les coordonnées locales  $(\xi, \eta)$  :

$$J = \begin{bmatrix} \frac{\partial x_1}{\partial \xi} & \frac{\partial x_1}{\partial \eta} \\ \frac{\partial x_2}{\partial \xi} & \frac{\partial x_2}{\partial \eta} \end{bmatrix} \quad [3.42]$$

Le Jacobien de la transformation inverse peut alors s'écrire :

$$J^{-1} = \begin{bmatrix} \frac{\partial \xi}{\partial x_1} & \frac{\partial \xi}{\partial x_2} \\ \frac{\partial \eta}{\partial x_1} & \frac{\partial \eta}{\partial x_2} \end{bmatrix} = \frac{1}{|J|} \begin{bmatrix} \frac{\partial x_2}{\partial \eta} & -\frac{\partial x_1}{\partial \eta} \\ -\frac{\partial x_2}{\partial \xi} & \frac{\partial x_1}{\partial \xi} \end{bmatrix} \quad [3.43]$$

sous réserve que le déterminant  $|J|$  soit non-nul :

$$|J| = \frac{\partial x_1}{\partial \xi} \frac{\partial x_2}{\partial \eta} - \frac{\partial x_1}{\partial \eta} \frac{\partial x_2}{\partial \xi} \neq 0 \quad [3.44]$$

Nous pouvons à présent reprendre les expressions de la puissance intérieure [3.37] et [3.38] en utilisant l'intégration numérique de Gauss:

$$\delta W_1 = \sum_{PI} \left( \sigma_{ij} \frac{1}{2} \left( \frac{\partial N_L}{\partial x_j} \delta V_{Li} + \frac{\partial N_L}{\partial x_i} \delta V_{Lj} \right) ep |J| W_{PI} \right) \quad [3.45]$$

$$\delta W_I = \sum_{PI} \dot{S}_p N_L - \left( V_{p_i} \frac{\partial N_L}{\partial x_i} \right) ep |J| W_{PI} \delta P \quad [3.46]$$

où  $ep$  est l'épaisseur de l'élément,  $PI$  est le nombre de points d'intégration et  $W_{PI}$  est le poids de Gauss du point d'intégration.

Ces équations peuvent être réécrites en termes de forces nodales énergétiquement équivalentes  $F_{L,i}$  relatives à chaque degré de liberté :

$$\delta W_I = F_{L,1} \delta V_{L1} + F_{L,2} \delta V_{L2} \quad [3.47]$$

$$\delta W_{I,q} = F_{L,q} \delta P_L \quad [3.48]$$

qui peuvent s'expliciter comme suit :

$$F_{L1} = \sum_{PI} \left( \sigma_{11} \frac{\partial N_L}{\partial x_1} + \sigma_{12} \frac{\partial N_L}{\partial x_2} \right) ep |J| W_{PI} \quad [3.49]$$

$$F_{L2} = \sum_{PI} \left( \sigma_{12} \frac{\partial N_L}{\partial x_1} + \sigma_{22} \frac{\partial N_L}{\partial x_2} \right) ep |J| W_{PI} \quad [3.50]$$

$$F_{Lp_w} = \sum_{PI} \left( \dot{S}_w N_L - V_{p_{w1}} \frac{\partial N_L}{\partial x_1} - V_{p_{w2}} \frac{\partial N_L}{\partial x_2} \right) ep |J| W_{PI} \quad [3.51]$$

L'effet du poids propre est pris en compte dans le modèle d'écoulement : l'expression du flux de Darcy contient un terme lié à la gravité. Par contre, dans la partie mécanique, nous devons ajouter une force énergétiquement équivalente  $F_g$  correspondant au poids propre du milieu et dirigée selon l'axe vertical :

$$F_g = \sum_{PI} (\rho_{app} g N_L) ep |J| W_{PI} \quad [3.52]$$

$$F_{L2} = \sum_{PI} \left( \sigma_{12} \frac{\partial N_L}{\partial x_1} + \sigma_{22} \frac{\partial N_L}{\partial x_2} - \rho_{app} g N_L \right) ep |J| W_{PI} \quad [3.53]$$

La masse volumique apparente doit être calculée dans la configuration déformée en tenant compte des déformations du milieu et des modifications de teneur en fluide des pores du milieu :

$$\rho_{app} = (1-n) \cdot \rho_s + n \cdot S_{rw} \cdot \rho_w \quad [3.54]$$

Nous venons donc de présenter la méthode de discrétisation spatiale à l'aide des éléments finis. Toutefois, il reste encore un aspect à définir: le temps. En effet, il intervient directement dans les équations de bilan de fluide. Il est donc nécessaire de le discrétiser. On introduit ainsi la notion de pas de temps (les éléments finis temporels) et de discrétisation temporelle.

Un pas de temps est délimité par deux instants, que nous notons A et B. Nous supposons que la pression varie linéairement sur le pas, que ce soit en un point quelconque ou en un nœud.

$$\begin{aligned} t &= (1-\theta)t^A + \theta t^B \\ p &= (1-\theta)p^A + \theta p^B \end{aligned} \quad [3.55]$$

où  $\theta$  est compris entre 0 et 1.

Dès lors, la dérivée par rapport au temps de la pression (par exemple) se réduit à :

$$\frac{dp}{dt} = \frac{p^B - p^A}{t^B - t^A} = \frac{\Delta p}{\Delta t} \quad [3.56]$$

Il s'agit donc d'un schéma qui s'apparente à ceux des différences finies.

Nous avons discrétisé l'évolution temporelle des inconnues nodales. Nous connaissons la valeur des forces nodales énergétiquement équivalentes en tout instant. De plus, nous voudrions que les équations de bilan soient respectées sur l'ensemble du pas de temps. Pour cela, nous pouvons utiliser la méthode des résidus pondérés, avec une fonction de pondération  $G$  variant dans le temps. L'équilibre discrétisé temporellement et spatialement s'écrit alors :

$$\int_{t_A}^{t_B} G(t) F_L^{\text{ext}} dt = \int_{t_A}^{t_B} G(t) F_L^{\text{int}} dt \quad [3.57]$$

Différentes fonctions de pondération sont possibles mais nous avons décidé de réduire la fonction  $G(t)$  à une collocation. Dès lors, on exprime l'équilibre en un instant  $\theta$ .

$$F_L^{\text{ext}}(\theta) = F_L^{\text{int}}(\theta) \quad [3.58]$$

### 3.4 Conditions aux limites

Dans un problème couplé que nous analysons, nous distinguons les conditions aux limites mécaniques et celles liées à l'écoulement. Nous décrivons les éléments spécifiques aux conditions limites en supposant que le milieu est discrétisé par des éléments CSOL2 à huit nœuds et quatre points d'intégration.

En mécanique, nous pouvons imposer aux frontières soit des déplacements nodaux soit des forces nodales. Afin d'imposer des contraintes le long d'un contour ou sur une surface, nous utilisons respectivement des éléments linéiques de chargement (appelés LICHA) et surfaciques (appelés SUCHA) dont le seul rôle est de calculer les forces nodales énergétiquement équivalentes.

Dans un modèle d'écoulement monophasique, les conditions limites sont similaires. Nous pouvons imposer soit une variation de pression soit des débits nodaux de fluide. Par défaut, une frontière sans imposition particulière est imperméable. Nous utilisons également des éléments linéiques (LICHT) et surfacique (SUCHT) afin d'imposer des flux d'écoulement, le long d'un contour ou sur une surface.

### 3.5 Formulation d'une loi de comportement élasto-plastique: PLASOL

Une loi constitutive définit la relation entre les contraintes et les déformations. En élasto-plasticité, l'espace des contraintes est divisé en trois parties par la surface de plasticité notée  $f$ : l'intérieur de la surface détermine la zone élastique tandis que la surface correspond à un état plastique. Aucun point représentatif de l'état de contrainte ne peut se trouver en dehors de la surface de plasticité (figure 3.11).

La loi élasto-plastique est écrite sous une forme incrémentale, elle définit alors une relation entre une vitesse de contrainte et une vitesse de déformation.

$$\underline{\tilde{\sigma}} = f(\underline{\dot{\epsilon}}, \underline{\sigma}, \mathcal{G}) \quad [3.59]$$

où  $\underline{\tilde{\sigma}}_{ij}$  est la vitesse de la contrainte objective de Jaumann,  $\underline{\dot{\epsilon}}_{ij}$  est la vitesse de déformation, et  $\mathcal{G}$  est une variable interne de la loi dépendant de l'histoire des contraintes.

Dans un formalisme élasto-plastique, la vitesse de déformation peut s'écrire comme la somme de composantes élastique et plastique :



$$\dot{\underline{\varepsilon}} = \dot{\underline{\varepsilon}}^e + \dot{\underline{\varepsilon}}^p \quad [3.60]$$

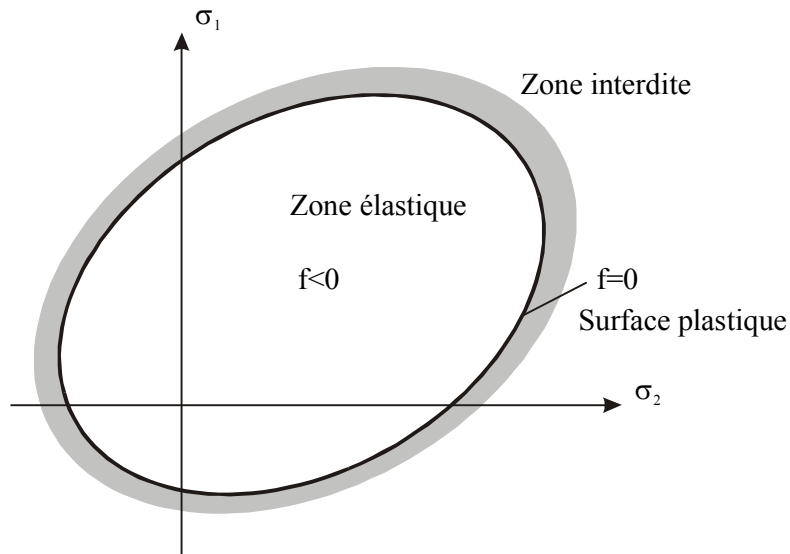


Figure 3. 11: Les différents domaines définis par une surface de plasticité dans l'espace des contraintes

### 3.6 Modèle à frottement interne: modèle PLASOL (BARNICHON [1998])

Dans notre travail de stabilité, nous avons choisi de représenter la rupture par cisaillement par un modèle à frottement interne, dont le plus connu est sans doute le modèle de Mohr-Coulomb. Toutefois, son introduction dans un code de calcul demande un traitement particulier car sa surface présente des coins dans le plan déviatorique. C'est pourquoi d'autres modèles se rapprochant de ce dernier ont été proposés.

Le modèle de DRUCKER-PRAGER [1952] consiste en une surface de plasticité conique circonscrite au critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales (figures 3.12 et 3.14). Cette surface peut être exprimée en fonction de l'angle de frottement en compression et de la cohésion [DESAI *et al.*, 1984] :

$$f \equiv II_{\hat{\sigma}} - m \left( I_{\sigma} + \frac{3c(s)}{\tan \phi_C} \right) = 0 \quad [3.61]$$

où  $c$  est la cohésion,  $\phi_C$  est l'angle de frottement pour des chemins de compression et  $m$  un paramètre défini par la relation suivante :

$$m = \frac{2 \sin \phi_c}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi_c)} \quad [3.62]$$

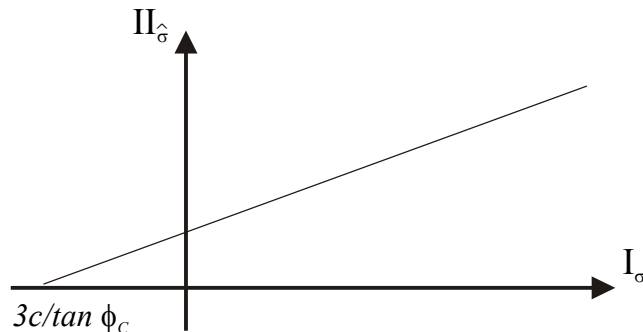


Figure 3. 12: Modèle à frottement interne dans le plan  $(I_\sigma, II_{\hat{\sigma}})$

BARNICHON [1998] a montré que, dans cette formulation, l'angle de frottement en extension est fonction de l'angle en compression. La figure 3.13 montre que la différence entre les angles de frottement est d'autant plus grande que l'angle de frottement en compression est élevé. La résistance en extension est alors surestimée.

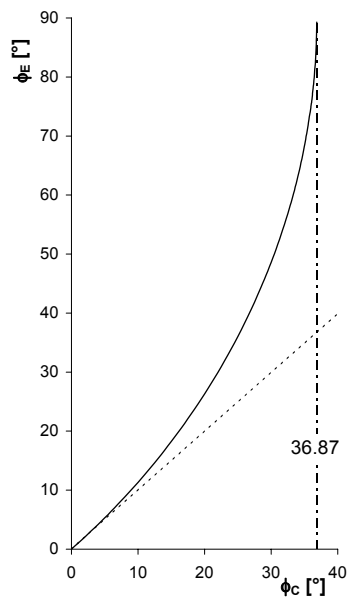


Figure 3. 13: Angle de frottement en extension fonction de l'angle en compression

VAN EEKELLEN [1980] a développé un modèle plus proche de Mohr-Coulomb en introduisant la dépendance de l'angle de Lode dans le modèle de Drucker-Prager. L'équation du modèle est identique mais le paramètre  $m$  n'a plus la même définition :

$$m = a(1 + b \sin 3\beta)^n \quad [3.63]$$

où  $a$  et  $b$  sont des coefficients dépendant des angles de frottement en compression et en extension et  $n$  est une constante qui définit la courbure de la surface de plasticité dans le plan déviatorique. Une valeur de  $n = -0.229$  assure la convexité de la surface, VAN EEKELEN [1980].

$$b = \frac{\left(\frac{r_C}{r_E}\right)^{\frac{1}{n}} - 1}{\left(\frac{r_C}{r_E}\right)^{\frac{1}{n}} + 1} \quad [3.64]$$

$$a = \frac{r_C}{(1 + b)^n} \quad [3.65]$$

où  $r_C$  et  $r_E$  sont les rayons réduits pour des chemins triaxiaux axisymétriques de compression et d'extension définis par les relations suivantes :

$$r_C = \frac{2 \sin \phi_C}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi_C)} \quad [3.66]$$

$$r_E = \frac{2 \sin \phi_E}{\sqrt{3}(3 + \sin \phi_E)} \quad [3.67]$$

De ce fait, la forme de la surface dans le plan déviatorique n'est plus un cercle et il est possible de définir les angles de frottement en compression et extension. La figure 3.14 montre les différences entre les trois modèles pour un angle de frottement de  $20^\circ$ .

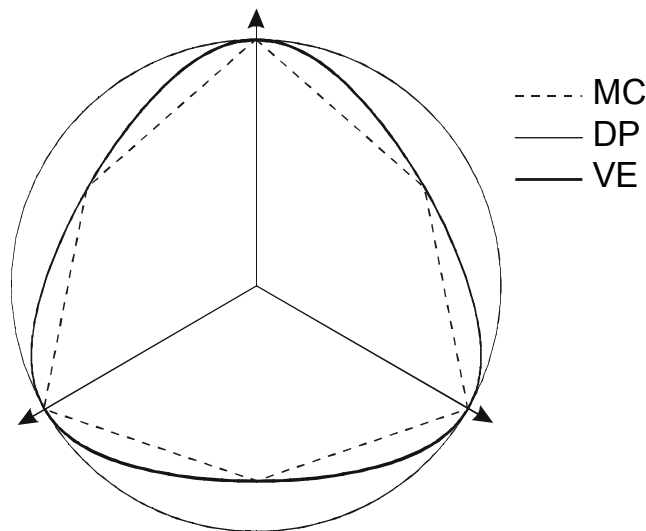


Figure 3. 14: Modèles à frottement interne dans le plan déviatoire ( $\phi = 20^\circ$ )

Dans le modèle PLASOL (BARNICHON [1998]), les modèles de Drucker-Prager et de Van Eekelen sont disponibles. Nous utiliserons toutefois de préférence le dernier cité afin d'éviter tout problème pour des angles de frottement élevés.

Les variables internes de ce modèle sont les angles de frottement  $\phi_C$ ,  $\phi_E$  et la cohésion  $c$ .

### 3.6.1 Surface d'écoulement

Pour travailler en plasticité non-associée, nous avons défini une surface d'écoulement  $g$  similaire à la surface de plasticité.

$$g \equiv II_{\dot{\epsilon}} - m' \left( I_{\sigma} + \frac{3c}{\tan \phi_C} \right) = 0 \quad [3.68]$$

où  $m'$  est défini par la même relation que le paramètre  $m$  [3.62] en remplaçant les angles de frottement par des angles de dilatance  $\psi_C$  et  $\psi_E$ .

En plasticité associée, il suffit de définir des angles de frottement et de dilatance identiques.

### 3.6.2 Règle d'écroûissage

Pour reproduire l'écroûissage ou l'adoucissement, nous écrivons des relations hyperboliques entre les variables internes du modèle (les angles de frottement  $\phi_C$  et  $\phi_E$  et la cohésion  $c$ ) et les déformations plastiques équivalentes de Von Mises (déformations déviatoriques) :

$$\begin{aligned}\phi_C &= \phi_{C0} + \frac{(\phi_{Cf} - \phi_{C0})\varepsilon_{eq}^p}{B_p + \varepsilon_{eq}^p} \\ \phi_E &= \phi_{E0} + \frac{(\phi_{Ef} - \phi_{E0})\varepsilon_{eq}^p}{B_p + \varepsilon_{eq}^p} \\ c &= c_0 + \frac{(c_f - c_0)\varepsilon_{eq}^p}{B_c + \varepsilon_{eq}^p}\end{aligned}\quad [3.69]$$

où  $\phi_0$  et  $c_0$  sont les valeurs initiales tandis que  $\phi_f$  et  $c_f$  sont les valeurs finales des paramètres d'écroûissage. Les coefficients  $B_p$  et  $B_c$  correspondent à la déformation plastique équivalant respectivement à la moitié de l'évolution de l'angle de frottement et de la cohésion (figure 3.15).

La déformation équivalente  $\varepsilon_{eq}^p$  représente la valeur cumulée des déformations plastiques :

$$\varepsilon_{eq}^p = \int_0^t \dot{\varepsilon}_{eq}^p dt \quad [3.70]$$

où les incréments des déformations équivalentes sont donnés par la relation suivante :

$$\dot{\varepsilon}_{eq}^p = \dot{\lambda}^p \sqrt{\frac{2}{3} \left( \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} - \frac{1}{3} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{kk}} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ll}} \right)} \quad [3.71]$$

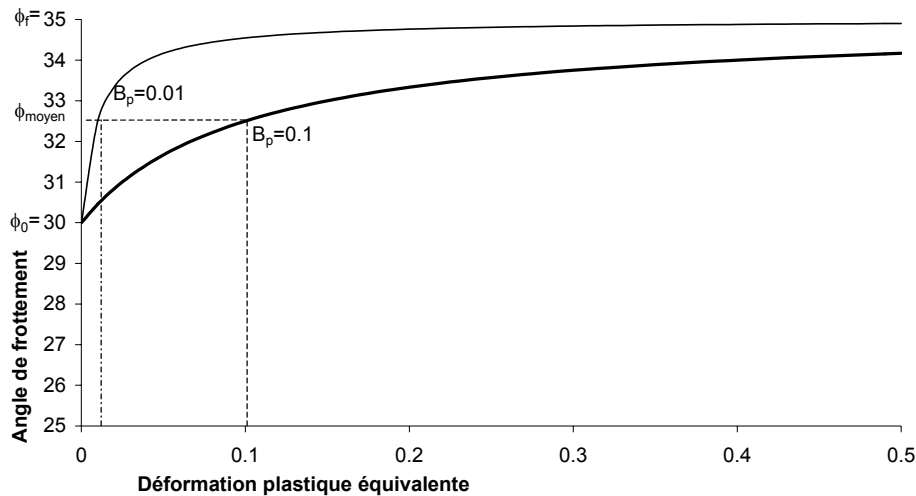


Figure 3. 15: Relation hyperbolique d'écrouissage pour deux valeurs du coefficient  $B_p$  (avec  $\phi_0 = 30^\circ$ ,  $\phi_f = 35^\circ$ )

### 3.7 Calcul du coefficient de sécurité avec un code éléments finis

Lorsqu'une pente se rompt, la résistance au cisaillement mobilisable n'est plus suffisante pour s'opposer au cisaillement le long de la surface de glissement critique. Le coefficient de sécurité est alors utilisé pour déterminer la stabilité d'une pente. Pour des valeurs de  $F_s$  supérieures à 1, on dira que le talus est stable tandis que des valeurs inférieures à 1 indiquent que le talus est instable. Plusieurs définitions du coefficient de sécurité ont été proposées, il est donc indispensable de préciser celles-ci ainsi que la méthode de calcul chaque fois qu'une valeur est donnée. Dans le paragraphe 2.2 de ce chapitre, le coefficient de sécurité  $F_s$  est défini comme le facteur par lequel la résistance d'un sol doit être divisée pour amener le talus à la limite de la rupture et cette définition est analogue à celle de BISHOP [1955] et de DUNCAN [1996]. Donc, une façon de le déterminer par la méthode des éléments finis est de réduire simplement les caractéristiques de résistance jusqu'à ce que la rupture se produise: le coefficient de sécurité est alors égal au facteur de réduction de la résistance.

Il y a plusieurs façons de décréter la rupture d'un talus dans un calcul éléments finis: lorsque le calcul ne converge pas ou lorsque les déformations atteignent des valeurs jugées inadmissibles, étant donné que les déformations doivent rester petites.

Chaque critère présente des inconvénients. Le premier suppose que la non-convergence du code a pour origine une réalité physique: les caractéristiques de résistance ne sont plus

suffisantes pour soutenir les efforts. Il faut toutefois se méfier car les sources de non-convergence d'un code de calcul peuvent être multiples: erreur dans les données, problème ou influence du maillage, etc. Les résultats devront donc toujours être analysés avec un esprit critique.

Le second critère dépend naturellement de la norme de déplacement choisie. La valeur du coefficient de sécurité  $F_s$  trouvée sera directement liée à cette norme et la correspondance avec le coefficient obtenu par des méthodes d'équilibre limite n'est naturellement pas assurée.

A priori, il pourrait sembler équivalent de définir le coefficient  $F_s$  en réduisant les caractéristiques du matériau jusqu'à la rupture (diminution de l'effort résistant), ou en augmentant le poids propre du sol jusqu'à la rupture (effort sollicitant), le coefficient de sécurité étant défini comme le rapport de l'effort résistant par l'effort sollicitant. Cela n'est valable que pour un sol cohésif. En effet, dans le cas du sol purement frottant, le coefficient de sécurité est indépendant de la densité du sol. Dans notre travail, nous utiliserons la méthode de réduction des propriétés de résistance du sol, dite aussi la méthode de " $c$ - $\phi$  réduction".

Certains travaux ont été faits à ce sujet, et beaucoup de chercheurs ont utilisé cette méthode; on peut citer les travaux de MATSUI et KATSURAYA [1990], SAN et MATSUI [1991], UGAI [1990], etc.

### **Algorithme de base pour le calcul de $F_s$ par réduction des paramètres de résistance**

Considérant des matériaux se comportant selon le modèle PLASOL, nous pouvons résumer la méthode en trois étapes:

1. Application du poids propre et de l'état de contrainte initial.
2. A partir de l'équation de Mohr-Coulomb et de la définition du coefficient de sécurité, on réduit d'un facteur  $F_s$  les paramètres de résistance, d'où, on peut écrire:

$$\frac{\tau}{F_s} = \frac{c'}{F_s} + \sigma \frac{\tan \phi'}{F_s} \quad \text{ou} \quad \frac{\tau}{F_s} = c_{crit} + \sigma \tan \phi_{crit}; \text{ dans ce cas: } c_{crit} = \frac{c}{F_s} \text{ et } \phi_{crit} = \arctan \left( \frac{\tan \phi}{F_s} \right)$$

sont les nouveaux paramètres qu'il faut introduire dans le calcul des déformations.

3. On répète la deuxième étape en incrémentant le facteur de réduction  $F_s$  jusqu'à la non convergence du calcul, autrement dit jusqu' à la rupture du talus. La valeur critique de

$F_s$  devient le coefficient de sécurité pour le talus considéré.

### Remarques:

- a) L'application de l'état de contraintes initiales pourrait, a priori, avoir une influence sur la stabilité du talus d'un point de vue purement mécanique. Afin de confirmer ou d'infirmer cette constatation, DIZIER [2007] a étudié la modélisation du talus « fictif » de trois manières différentes:

La première façon de créer un talus consiste en une augmentation progressive du poids propre du talus (figure 3.16). Cette méthode relativement artificielle est très simple à mettre en œuvre. Les deux autres méthodes, plus physiques, prennent en compte la chronologie des événements et consistent en la réalisation d'un talus par remblai et par déblai (figures 3.17 et 3.18). Ces constructions se font, dans le code, par une activation ou par une désactivation de groupes d'éléments correspondants aux couches de sol que l'on veut ajouter ou enlever. À la différence de la première technique, ces modélisations réclament un travail plus important. En effet, ces techniques demandent la modélisation de chaque couche à enlever ou à ajouter, ce qui est différent de la première méthode où on considère directement le talus dans toute sa géométrie.

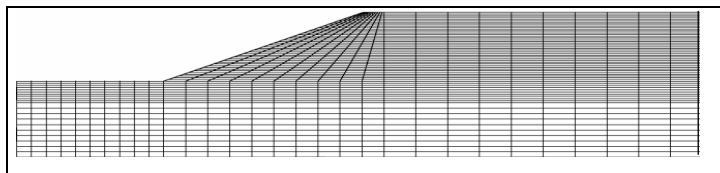


Figure 3. 16: Représentation d'un talus dit déjà en place

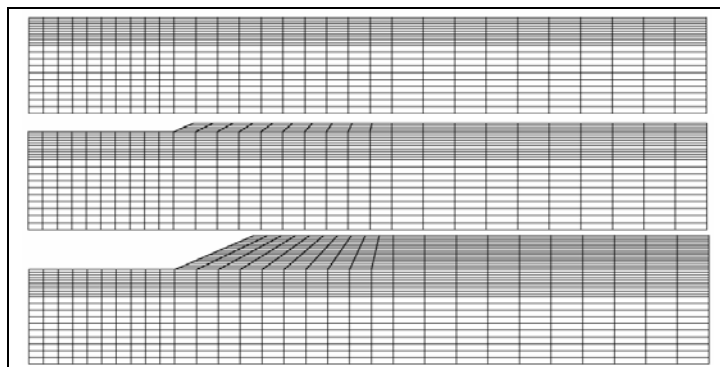


Figure 3. 17: Exemple de réalisation d'un remblai



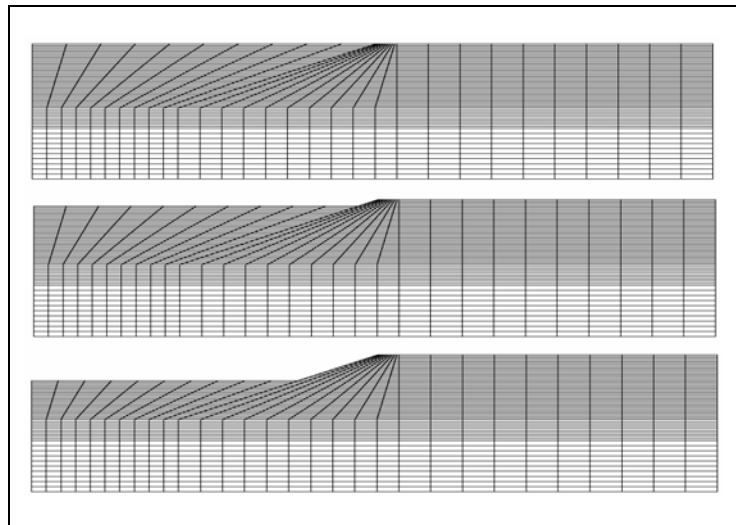


Figure 3. 18: Exemple de réalisation d'un déblai

Après analyse de l'état des contraintes dans le talus et après calcul du coefficient de sécurité pour les différents cas, DIZIER [2007] a remarqué que la façon de mettre en place le talus modifie la distribution des champs de contraintes, mais qu'elle n'influence pas le coefficient de sécurité.

Ceci rejoint la conclusion faite par d'autres chercheurs. BORJA et al. [1989]; SMITH et GRIFFITHS [1998] ont montré que pour des modèles élasto-plastiques simples, en excavant ou en remblayant couche par couche, le chemin des contraintes peut être différent, mais le coefficient de sécurité n'est pas affecté. Enfin, GRIFFITHS et LANE [1999] ont comparé la méthode aux éléments finis et les méthodes d'équilibre limite qui, généralement, ne prennent pas en compte la séquence de chargement. Ils ont montré que le coefficient de sécurité était insensible à tout mode de chargement quand on utilise un modèle élasto-plastique parfait de Mohr-Coulomb. C'est pourquoi dans la suite de notre travail, nous allons utiliser la première méthode dite du talus déjà en place car sa simplicité apparaît la mieux adaptée à l'étude de la stabilité des pentes.

- b) Au point 2 de notre algorithme, nous réduisons les paramètres de résistance  $c$  et  $\tan \phi$ . En pratique, notre code de calcul utilise un fichier annexe, dans lequel nous définissons l'évolution dans le temps du coefficient réducteur des paramètres  $c$  et  $\phi$  (figure 3.19). A chaque pas de temps, le code va relire ce fichier. Au temps  $t_1$  correspondant à la fin de l'application du poids propre le coefficient  $F^{t_1}$  est égal à 1 et les paramètres de résistance ne sont pas réduits. Nous définissons un temps  $t_2$  suffisamment grand, pour lequel le

coefficient  $F^{t_2}$  est élevé, le code réduit ainsi  $c$  et  $\tan \phi$  de façon linéaire dans l'intervalle de temps  $t_1$  et  $t_2$ . Au cours du temps, les paramètres  $c$  et  $\tan \phi$  diminuent jusqu'au temps  $t$  qui correspond au dernier pas convergé (à la rupture pour notre cas) et nous déterminons le coefficient de sécurité par la formule suivante:

$$F_s = F^t = F^{t_1} + (F^{t_2} - F^{t_1}) \frac{(t - t_1)}{(t_2 - t_1)}$$

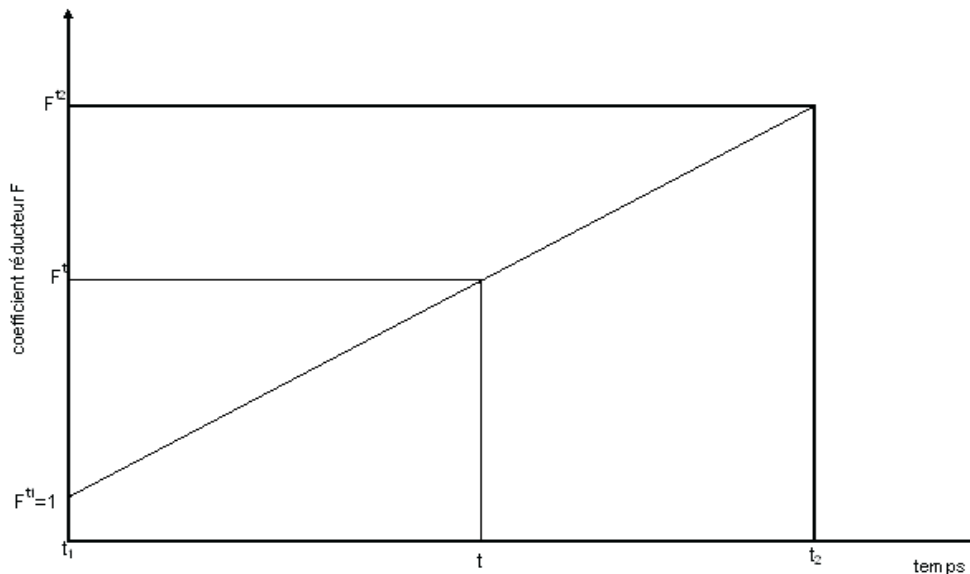


Figure 3. 19: Evolution temporelle du coefficient de réduction des paramètres  $c$  et  $\tan \phi$

### 3.8 Prise en compte de la succion

La méthode des éléments finis offre la possibilité de tenir compte de l'effet de la non saturation via deux approches:

- La contrainte effective de Bishop:

En effet, la non saturation intervient directement au niveau de la contrainte effective de Bishop donnée par l'expression:

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

où  $\chi(S_r)$  est le coefficient de Bishop qui dépend de la saturation du sol et varie entre 0 et 1 et  $(u_a - u_w) = s$  est la succion du sol.

$$\text{Si } u_w \geq 0 : \chi(S_r) = S_r \cong 1$$

$$\text{Si } u_w < 0 : \chi(S_r) = S_r$$

L'expression de la résistance au cisaillement devient:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi'$$

$$\tau = c' + [\sigma - u_a + S_r (u_a - u_w)] \tan \phi'$$

$$\tau = c' + \underbrace{S_r \tan \phi' s}_{c_a} + (\sigma - u_a) \tan \phi'$$

Le terme  $c_a = S_r \tan \phi' s$  est la cohésion capillaire déduite de l'expression de la contrainte effective de Bishop. Donc, connaissant le profil hydrique  $s = s(z)$  et l'état de saturation du talus, il est possible d'établir en tout point du massif le profil  $c_a(s)$ . A partir de ce profil, il est ensuite possible d'étudier la stabilité du talus par application de la méthode "c -  $\phi$  réduction".

- La cohésion capillaire déterminée par essais mécaniques

Lorsqu'on réalise des essais mécaniques sur des sols non saturés, la cohésion qu'on trouve est supposée comme étant la somme de la cohésion intrinsèque et d'une cohésion capillaire qui dépend de l'état de succion dans le sol.

$$\text{Sol non saturé : } c_{total} = c' + c_a(s)$$

Sur base des résultats expérimentaux, il est possible d'établir une relation entre la cohésion apparente  $c_a$  et la succion. Comme pour l'approche précédente, connaissant le profil de succion dans le massif de sol, il est possible d'établir en tout point le profil  $c_a(s)$  et ensuite on peut étudier la stabilité du talus par application de la méthode c -  $\phi$  réduction. Notons que dans ce cas, on utilise la contrainte effective de Tezaghi.

## **4 Conclusions**

Les méthodes d'équilibre limite sont les plus classiques en mécanique des sols mais elles nécessitent une prédétermination des lignes de rupture (ou une recherche automatique du minimum parmi un ensemble de courbes). Quant aux méthodes par éléments finis dans laquelle la courbe de glissement la plus probable se déduit naturellement de l'analyse de l'état des contraintes et déformations, elles nécessitent la connaissance des caractéristiques de déformabilité du massif, en plus de celles de résistance. Le choix de l'une ou l'autre méthode dépendra donc de la disponibilité des caractéristiques mécaniques et de la bonne appréciation qu'il est possible de faire de la position de la ligne de rupture critique.

Evaluer une stabilité de pente passe surtout par le choix du coefficient de sécurité qui est associé aux méthodes, ce qui peut poser des problèmes lors des comparaisons. Mais quelle que soit la méthode adoptée, une analyse de sensibilité est recommandée, car il est toujours bon de savoir le rôle de chacun des paramètres afin de déterminer le paramètre prépondérant, celui qui pilote la stabilité. L'étude géotechnique devra en tenir compte et un retour sur le terrain est souhaitable.

## **CHAPITRE IV**

### **Techniques expérimentales de contrôle et de mesure de la succion**



## CHAPITRE IV: Techniques expérimentales de contrôle et de mesure de la succion

### 1 Introduction

La connaissance de la succion dans un sol non saturé a de multiples intérêts. En effet, la succion conditionne les mouvements et l'équilibre de l'eau dans la zone non saturée. En outre, elle influence fortement le comportement mécanique des sols. Il est donc indispensable de pouvoir mesurer la succion lorsqu'un sol est en état non saturé. Pour mieux maîtriser l'influence de la succion sur le comportement hydromécanique des sols, il est essentiel de savoir contrôler ou imposer la succion dans les essais géotechniques.

Au laboratoire, le contrôle et la mesure de la succion dans les échantillons permettent de réaliser des essais selon différents chemins dans le plan ( $\sigma-s$ ).

Dans ce chapitre, une synthèse des techniques courantes de mesure de la succion est tout d'abord présentée. Ensuite, un résumé des techniques de contrôle de la succion est donné. Pour plus de détails, on peut se référer à VERBRUGGE [1975], WRAY [1984], RIDLEY *et al.* [1993], GEISER [1999], WOODBURN *et al.* [1993] et [1995], LEE *et al.* [1995], DELAGE *et al.* [2001a], COUSSY *et al.* [2002].

### 2 Techniques de mesure de la succion

#### 2.1 Tensiomètre

Le tensiomètre est le plus ancien appareil de mesure de la succion. Dans ce dispositif, le sol est mis en contact avec un réservoir d'eau se trouvant à la pression atmosphérique par l'intermédiaire d'une plaque poreuse perméable au liquide et imperméable à l'air. L'eau du réservoir est soumise à une dépression qui à l'équilibre mesure la pression capillaire (figure 4.1). Ce système limite la gamme de mesure à environ 100 kPa, du fait de la cavitation. En remplaçant l'eau par un autre liquide et en tablant sur les phénomènes d'osmose, la gamme de mesure peut être considérablement étendue (jusqu'à 1.5 MPa). Un tensiomètre à eau permettant de mesurer des pressions capillaires jusqu'à 1.5 MPa a été développé dans les années 90 à l'Imperial Collège (RIDLEY *et al.* [1993]). Il est composé d'une pierre poreuse à très faible entrée d'air et d'un capteur de pression miniature; entre ces deux éléments, le

volume du réservoir est réduit à environ  $3 \text{ mm}^3$ . La qualité du contact sol-élément poreux conditionne celle des mesures.

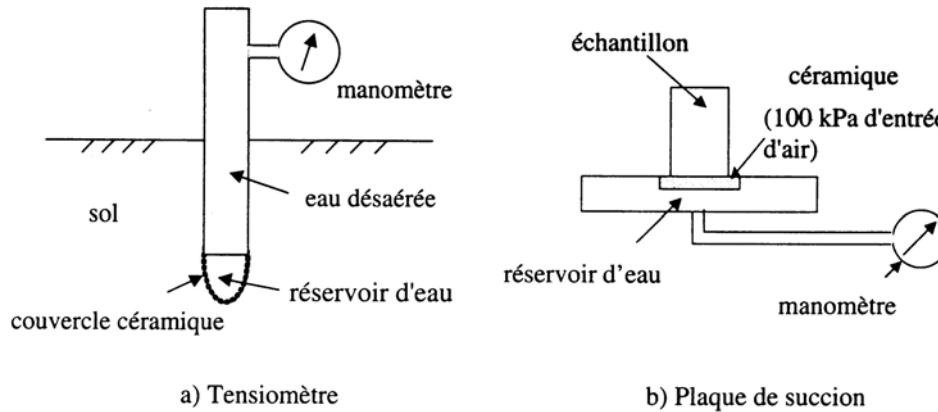


Figure 4. 1: Tensiomètre et plaque de succion, LI [2000]

## 2.2 Méthode du papier filtre

La mesure de la succion par la méthode du papier filtre consiste à mettre le sol en contact avec un papier filtre préalablement taré. Ainsi, la mesure de sa teneur en eau permet d'en déduire la pression capillaire (figures 4.2 et 4.3). Cette méthode peu précise a le mérite d'être simple à mettre en œuvre pour autant que la pression capillaire à mesurer ne fluctue pas. Elle est applicable dans une gamme de variation de 50 kPa à 10 MPa.

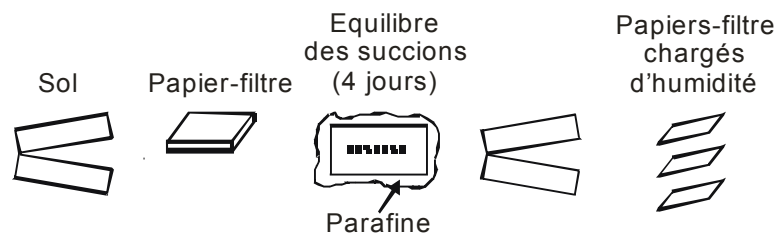


Figure 4. 2: Méthode du papier-filtre, DELAGE et al. [2001a]



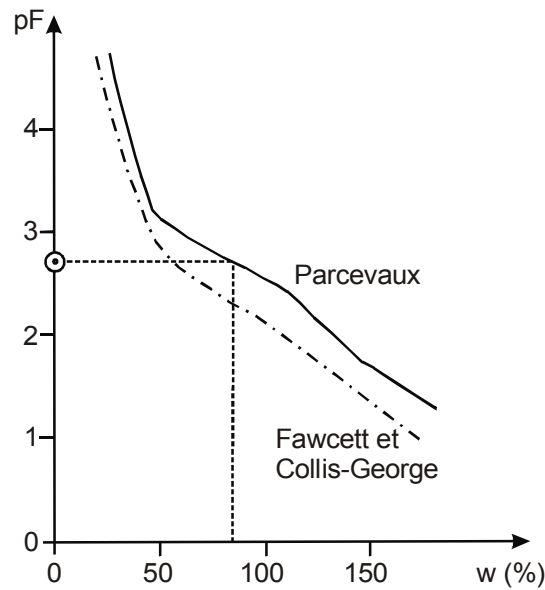


Figure 4. 3: Courbe d'étalonnage du papier filtre Whatman n° 42 sec et humide, DELAGE et al. [2001a]

### 2.3 Mesure psychrométrique de la succion

Le psychromètre est un appareil qui mesure l'humidité relative  $h_r$  de la phase gazeuse du sol. Des considérations thermodynamiques permettent d'établir une relation avec la pression capillaire qui, dans une large gamme de valeurs, correspond à des valeurs de  $h_r$  supérieures à 99 %. La mesure de l'humidité relative est effectuée en se basant sur les propriétés thermoélectriques des thermocouples. Un étalonnage préalable au moyen de solutions de concentrations connues est nécessaire. Cette méthode, qui se prête bien à l'automatisation des mesures, convient dans une gamme variant de 100 kPa à 15 MPa. Il existe également d'autres types de psychromètres où les thermocouples sont remplacés par deux transistors (TRUONG *et al.* [1995]). S'ils présentent des avantages du point de vue sensibilité, précision et étendue de mesure (jusqu'à 100 MPa), ils ont toutefois l'inconvénient de présenter de l'hystérèse et de ne pas bénéficier de l'effet Peltier pour le transistor humide, ce qui nécessite une intervention extérieure. Les psychromètres présentent l'inconvénient d'être sensibles aux fluctuations de température.

## **2.4 Mesure de succion par d'autres méthodes**

RIDLEY et WRAY [1995] décrivent d'autres systèmes de mesure de la succion. Une méthode ancienne consiste à mettre en contact le sol à tester avec des corps poreux, dont la variation de résistivité en fonction de la teneur en eau a été étalonnée, et à mesurer la résistivité du corps, une fois l'équilibre hydrique avec le sol atteint. La connaissance de la courbe de rétention d'eau du corps permet d'obtenir la succion à partir de la teneur en eau. Ce système, applicable pour des succions comprises entre 50 kPa et 3 MPa, est très sensible à la salinité de l'eau interstitielle, et n'est plus fréquemment utilisé. Une autre propriété du corps poreux dépendante de la teneur en eau, utilisée pour obtenir une mesure de succion, est la conductivité thermique (SATTER et FREDLUND [1989]). Ces capteurs ne se sont pas révélés très performants à l'usage.

## **3 Techniques de contrôle de la succion**

Les techniques de contrôle sont conçues de telle manière qu'on puisse imposer une succion au sol et mesurer la teneur en eau correspondant à l'équilibre hydrique.

### **3.1 Contrôle par plaque tensiométrique**

Une des premières techniques utilisées, la plaque tensiométrique (figure 4.4), consiste à mettre l'eau d'un échantillon sous tension en le mettant au contact d'une pierre poreuse céramique saturée d'eau, connectée à un récipient d'altitude variable par le biais d'un tube en U. Un récipient placé plus bas que l'échantillon permet d'exercer une dépression égale à la hauteur d'eau. Ce système permet d'avoir une excellente précision aux très faibles succions, entre 0 et 10 kPa (1m d'eau).

Dans des conditions normales, l'eau ne peut être mise sous tension que jusqu'à la limite imposée par la cavitation, qui est de 80kPa pour une eau naturelle, ce qui définit la gamme tensiométrique (0-80kPa). Cette gamme peut être couverte avec un procédé analogue, en plaçant du mercure dans le tube en U (100 kPa  $\approx$  760 mm de mercure).

Sur le système de la figure 4.5 (CRONEY, COLEMAN et BLACK [1958]), la succion est imposée par une pompe à vide et le tube en U rempli de mercure sert de manomètre. Ce système permet également de mesurer la succion d'un échantillon non saturé dans la gamme

tensiométrique, en appliquant le vide nécessaire pour n'obtenir aucun mouvement du ménisque d'eau dans le tube horizontal.

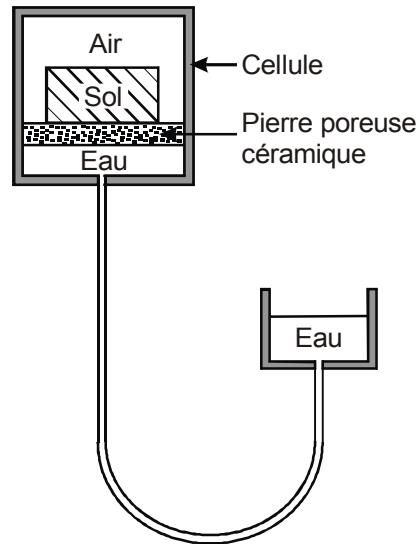


Figure 4. 4: Plaque tensiométrique (faibles succions), DELAGE et al. [2001a]

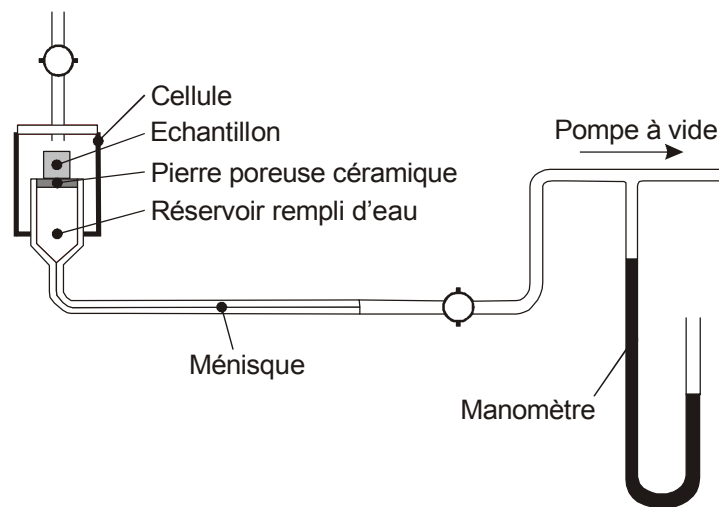


Figure 4. 5: Plaque tensiométrique, DELAGE et al. [2001a]

### 3.2 Contrôle par translation d'axes

La technique de translation d'axes a été mise en œuvre par les pédologues (RICHARDS [1941]) à l'aide du dispositif de la figure 4.6 : il s'agit d'une cellule étanche à l'air dont la base, sur laquelle repose l'échantillon, est constituée d'une pierre poreuse céramique de fine porosité immergée dans un récipient d'eau à la pression atmosphérique ; les pores de la pierre poreuse sont suffisamment petits pour qu'elle ne soit pas désaturée par la pression maximale d'air

appliquée dans la cellule. La loi de Jurin montre qu'une céramique capable de contenir une pression maximale de 500 kPa devra avoir des rayons de pore inférieurs à  $0,29 \mu\text{m}$ . Des membranes semi-perméables cellulosiques, posées sur une pierre poreuse normale peuvent également être utilisées; ces membranes, qui sont à la base de la technique osmotique de contrôle de succion décrite plus loin, constituent une sorte de grillage avec une maille de l'ordre de 5 nm. Il est nécessaire que le contact entre l'échantillon de sol à tester et l'élément poreux soit de très bonne qualité, pour faciliter la continuité de la phase liquide entre l'échantillon et la pierre poreuse fine. Il en résulte que la pression d'eau est maintenue nulle au sein de l'échantillon ( $u_w = 0$ ).

La pression d'air étant fixée à une valeur positive supérieure à la pression d'eau, on impose artificiellement une valeur de succion:  $s = u_a - u_w$

L'expérimentation consiste à placer l'échantillon sous pression jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint, ce qui se produit en quelques jours pour des échantillons centimétriques. Une fois l'équilibre atteint, on relâche la pression et on extrait rapidement l'échantillon de la cellule, afin de déterminer par pesée sa teneur en eau sous la succion imposée.

Le principe de translation d'axes a été adapté par les géotechniciens sur des appareils de mécanique des sols (oedomètres, essais triaxiaux, boîte de cisaillement). L'ordre de grandeur des succions maximales imposées avec cette technique est de 1,5MPa, ce qui impose la réalisation de cellules métalliques de confinement extrêmement fiables, vu l'énergie élastique emmagasinée par les volumes de gaz comprimé. Plus récemment, des extensions à plusieurs dizaines de MPa ont été réalisées en Espagne, dans le cadre d'études de la rétention de matériaux très plastiques pour l'étude des barrières ouvragées pour le stockage des déchets nucléaires (VILAR [1995]).

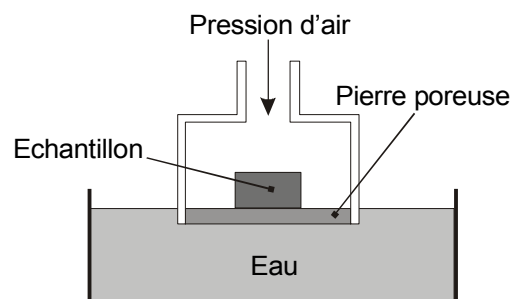


Figure 4. 6: Cellule de Richards pour le contrôle de succion par translation d'axe (DELAGE et al. [2001a])

### 3.3 Technique de contrôle osmotique

La technique osmotique provient de la biologie, où elle est utilisée en particulier pour les dialyses. Elle est basée sur l'utilisation de membranes (de dialyse) semi-perméables et d'une solution aqueuse de molécules organiques de polyéthylène glycol (PEG) de ( $C_2H_4$ ), ce qui leur confère une masse molaire considérable, pouvant aller de 1000 à 20000g/mole.

L'eau peut traverser la membrane contrairement aux molécules de PEG en solution qui du fait de leur grande taille ne le peuvent pas. Un échantillon mis au contact d'une membrane semi-perméable derrière laquelle circule une solution de PEG est alors soumis à une succion osmotique, d'autant plus forte que la concentration en PEG est élevée. Le diagramme de la figure 4.7 regroupe les essais effectués par divers chercheurs sur des PEG de 6000 et 20000g/mole (WILLIAMS et SHAYKEWICH [1969]), et les essais d'extension à fortes succions (12 MPa) sur des PEG de 1500, 4000, 6000 et 20000g/mole (DELAGE *et al.* [1998]). On observe une excellente compatibilité entre toutes les données et une relation unique, indépendante de la masse molaire, entre la concentration et la succion. Pour les succions inférieures à 6,25 MPa, la relation prend la forme simple :  $s = 11 c^2$  où  $c$  est la concentration en PED. De 6,25 à 12 MPa ( $\sqrt{s} \approx 3,5$ ), la courbe s'infléchit légèrement (figure 4.7).

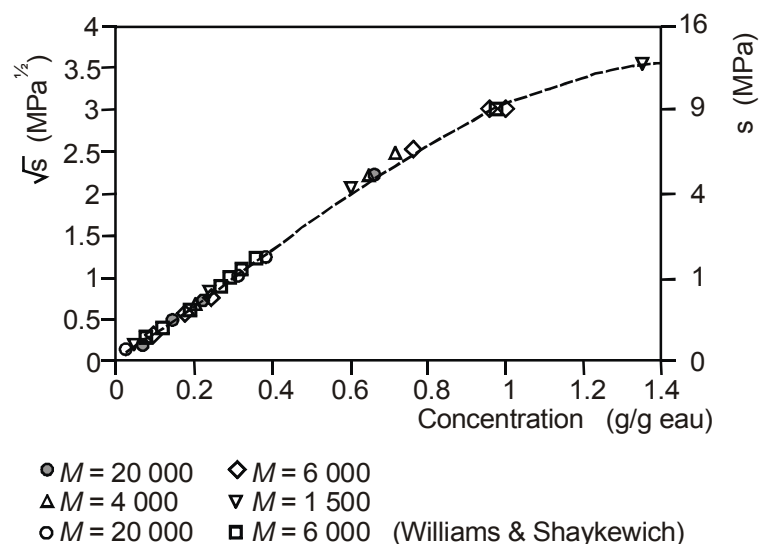


Figure 4. 7: Technique osmotique: relation entre succion et concentration, WILLIAMS *et al.* [1969]

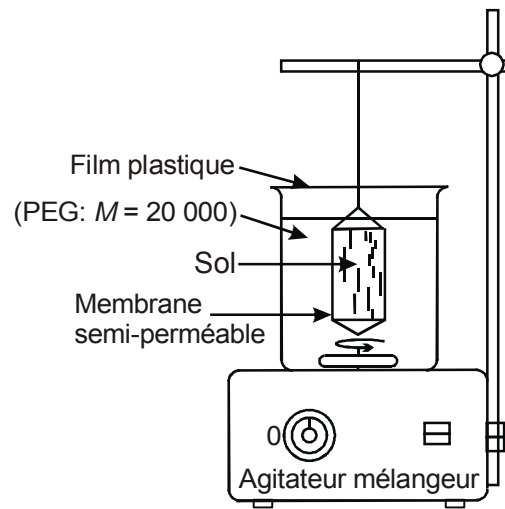


Figure 4. 8: Mise en œuvre de la technique osmotique, DELAGE *et al.* [2001a]

La mise en œuvre de la technique osmotique pour la détermination de la courbe rétention d'eau se fait suivant le principe de la figure 4.8. Un échantillon entouré d'une membrane osmotique cylindrique est placé dans un bain de solution de PEG posé sur un agitateur magnétique. Des élastiques sont placés autour de l'échantillon de sol pour assurer un bon contact entre le sol et la membrane, et les transferts d'eau interviennent au travers de la membrane jusqu'à l'équilibre, au bout de quelques jours. On extrait alors l'échantillon pour en déterminer la teneur en eau. Du fait des échanges, la concentration de la solution varie légèrement. Sa valeur finale est déterminée par réfractométrie, sachant que le degré Brix de la solution est très sensible aux variations de concentrations (DELAGE *et al.* [1998]).

L'intérêt majeur de cette technique est que la génération d'une succion positive  $s = u_a - u_w$ , ne se fait pas artificiellement par application d'une surpression d'air au sein de l'échantillon. La pression d'air  $u_a$  reste égale à la pression atmosphérique, et c'est réellement la pression d'eau  $u_w$  qui est négative, comme dans la réalité. Des succions atteignant 12 MPa peuvent être atteintes sans précautions particulières, à la différence de la technique de la surpression d'air qui requiert à ces pressions d'importantes dispositions de sécurité.

### 3.4 Technique de contrôle par phase de vapeur

La technique de contrôle par phase vapeur est basée sur la loi de Kelvin:

$$u_a - u_w = \frac{RT}{gM_w} \ln h_r$$

où:

$u_a$ : la pression d'air

$u_w$ : la pression de l'eau

$h_r$ : humidité relative

$M_w$ : la masse molaire de l'eau ( $M= 18.016\text{g.mol}^{-1}$ )

$g$ : accélération due à la pesanteur

$R$ : constante molaire des gaz ( $R= 8.3143 \text{ J.mol}^{-1}.\text{K}^{-1}$ )

$T$ : température ( $^{\circ}\text{K}$ ).

Elle consiste à placer un échantillon dans une atmosphère confinée à humidité contrôlée dans un dessiccateur, et à laisser les transferts d'eau s'effectuer sous phase vapeur jusqu'à l'équilibre. Ce processus est assez long et peut durer jusqu'à une dizaine de jours, voire plus selon la taille de l'échantillon et la valeur de la succion. L'humidité relative peut être imposée en plaçant dans le dessiccateur une solution d'acide sulfurique à concentration donnée, ou une solution saline saturée (figure 4.9). Cette dernière méthode est plus simple d'emploi et moins dangereuse. Le tableau 4.1 donne les succions obtenues avec différents sels. Ce tableau montre qu'il n'existe pratiquement pas de limite supérieure en succion. Cependant, il est à noter que les différentes références utilisées pour l'élaboration du tableau 4.1 (SPENCER [1926], SCHNEIDER [1960], WEAST [1968], TESSIER [1975], DELAGE *et al.* [1998]) donnent parfois plusieurs valeurs d'humidité relative pour le même sel. Il est possible de préciser la valeur d'un sel donné en l'étalonnant à différentes concentrations par rapport à un sel dont la courbe concentration/humidité relative est bien établie, comme par exemple NaCl au-dessus de 76% (LANG [1967]). Il est préférable d'utiliser cette technique en conditions de température contrôlée à 20°C. L'inconvénient principal est la lenteur des échanges par phase vapeur.

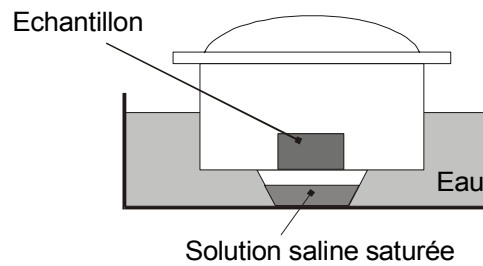


Figure 4. 9: Contrôle de succion par phase vapeur, à l'aide d'un dessiccateur et d'une solution saline saturée, DELAGE et al. [2001a].

Sel	Succion (MPa)	Humidité relative (%)
$K_2SO_4$	4,2	97
$ZnSO_4, 7H_2O$	12,6	91,3
$(NH_4)_2SO_4$	29	81
NaCl	37,8	76
$NaNO_2$	57,3	66
$Mg(NO_3)_2$	82,4	55
$K_2CO_3$	137,8	44
$KCH_3CO_2$	182,1	20
KOH	331,9	9

Tableau 4.1 Relation humidité relative – succion - nature du sel  
(en solution aqueuse saturée), DELAGE et al. [2001a]

## 4 Conclusions

Dans ce chapitre, différentes techniques de mesure et de contrôle de la succion sont présentées. Ces techniques peuvent être scindées en deux catégories, les techniques du type psychromètre et le tensiomètre qui permettent de mesurer réellement la succion dans l'éprouvette, et les techniques du type surpression d'air, méthode osmotique, qui imposent et maintiennent une succion à une valeur prédéterminée. Chacune de ces techniques présente des avantages et des inconvénients.



Tout d'abord, chaque technique est adaptée à une gamme de succion particulière. FREDLUND *et al.* [1993] précisent les ordres de grandeur de la succion relatifs à chacune de ces méthodes (tableau 4.2):

Méthode	Succion mesurée	Domaine d'application (kPa)	Temps d'équilibre	Paramètres sensibles
psychromètre	totale	100-8000	des heures	température
papier filtre	totale ou matricielle	100-10000	des semaines 1 semaine	température
plaque de succion	matricielle	<90	des heures	bon contact
tensiomètre	matricielle	<90	des heures	bon contact
surpression d'air	matricielle	0-1500	des jours	température
osmotique	matricielle	0-1500	des jours	température

Tableau 4.2 Ordre de grandeur des succions pour différentes méthodes, FREDLUND *et al.* [1993]

Par ailleurs, un autre point important est l'influence de la température sur les mesures dans la plupart des techniques. Des précautions supplémentaires sont donc à prendre par rapport aux essais traditionnels.

De plus, la plupart des techniques donnent une réponse lente. Quelle que soit la méthode utilisée, la mesure n'est correcte que si l'éprouvette atteint un état d'équilibre correspondant aux conditions d'essais. Ceci demande souvent un temps considérable. De plus, la durée de mise en équilibre dépend également des types de sols et de la taille des éprouvettes. Une argile demande plus de temps qu'un sable pour atteindre l'équilibre (VERBRUGGE [1975]). La détermination du moment où l'équilibre est atteint est fort délicate et dépend souvent du mode opératoire utilisé.

Dans certains cas (méthode de la surpression d'air, plaque de succion, etc...), cette détermination se fait par pesée des éprouvettes à intervalles réguliers. Ceci présente le risque

d'altérer l'éprouvette, ainsi que le contact entre la pierre poreuse (ou la membrane) et le sol. Cela apporte, par conséquent, une certaine imprécision. Dans le cas du psychromètre, les pesées ne sont pas nécessaires, il suffit de faire directement des mesures au psychromètre à intervalles réguliers. Lorsque les lectures cessent d'évoluer, l'équilibre est atteint.

La longue durée nécessaire à l'équilibre entraîne également certaines difficultés expérimentales. Par exemple, la membrane semi-perméable utilisée dans la méthode osmotique risque d'être défectueuse au bout d'un certain temps à cause des bactéries se développant dans la solution.

La mesure et le contrôle de la succion sont donc des opérations délicates. C'est en partie pour cela que peu de résultats expérimentaux sur les sols non saturés existent à l'heure actuelle.

Dans le chapitre suivant, nous allons mettre en œuvre certaines de ces techniques (principalement la méthode osmotique et la méthode de surpression d'air) afin de caractériser le comportement non saturé du limon d'Awans qui est un matériau naturel représentatif de sols de la région de Hesbaye.

## **CHAPITRE V**

### **Résultats expérimentaux**



## CHAPITRE V: Résultats expérimentaux

### 1 Introduction

Depuis longtemps, la Mécanique des sols et des roches s'intéresse à l'étude des sols en état saturé. Or, dans la nature les sols sont le plus souvent en état non saturé et leur comportement est encore mal défini. Afin de dégager certains paramètres nécessaires à l'étude de la stabilité des pentes, nous avons réalisé une étude expérimentale d'un sol non saturé. L'identification ainsi que le comportement en conditions saturées sont d'abord considérés afin d'avoir un état de référence. Ensuite, une série d'essais oedométriques et triaxiaux à succion ou à teneur en eau contrôlée est réalisée et permet d'étudier le comportement du sol en conditions non saturées.

### 2 Description du matériau utilisé

Le matériau utilisé est un limon d'Awans. C'est un matériau naturel représentatif des sols de la région de Hesbaye. Des échantillons ont été prélevés à une profondeur d'environ 1.50m. Il n'y a pas eu de conditions particulières de prélèvement.

Ce type de matériau offre les avantages suivants:

- le limon étant plus perméable que l'argile, la durée des essais peut être réduite. Par rapport au sable, il est moins perméable, mais très cohésif, ce qui facilite la reconstitution des échantillons.
- pour des appareils ne supportant pas de fortes pressions, le limon est préféré par rapport à l'argile car les succions à imposer pour le désaturer sont moins fortes que pour l'argile.

#### 2.1 Caractéristiques principales du limon d'Awans

Les essais classiques d'identifications ont fourni les résultats suivants :

- Courbe granulométrique, figure 5.1 (passant 80  $\mu\text{m}$  = 95%)
- Détermination des limites d'Atterberg, figure 5.2:

Limite de liquidité  $W_L = 32,6$

Limite de plasticité  $W_P = 22,5$

Indice de plasticité  $I_P = 10,1$

- Catégorie:  $A_1$  (Classification française GTR) – Limon peu plastique, figure 5.3
- Essais Proctor standard, figure 5.4:

Teneur en eau optimum  $w_{opt} = 15,4 \%$

Masse volumique sèche maximum  $\rho_d^{max} = 1690 \text{ kg/m}^3$

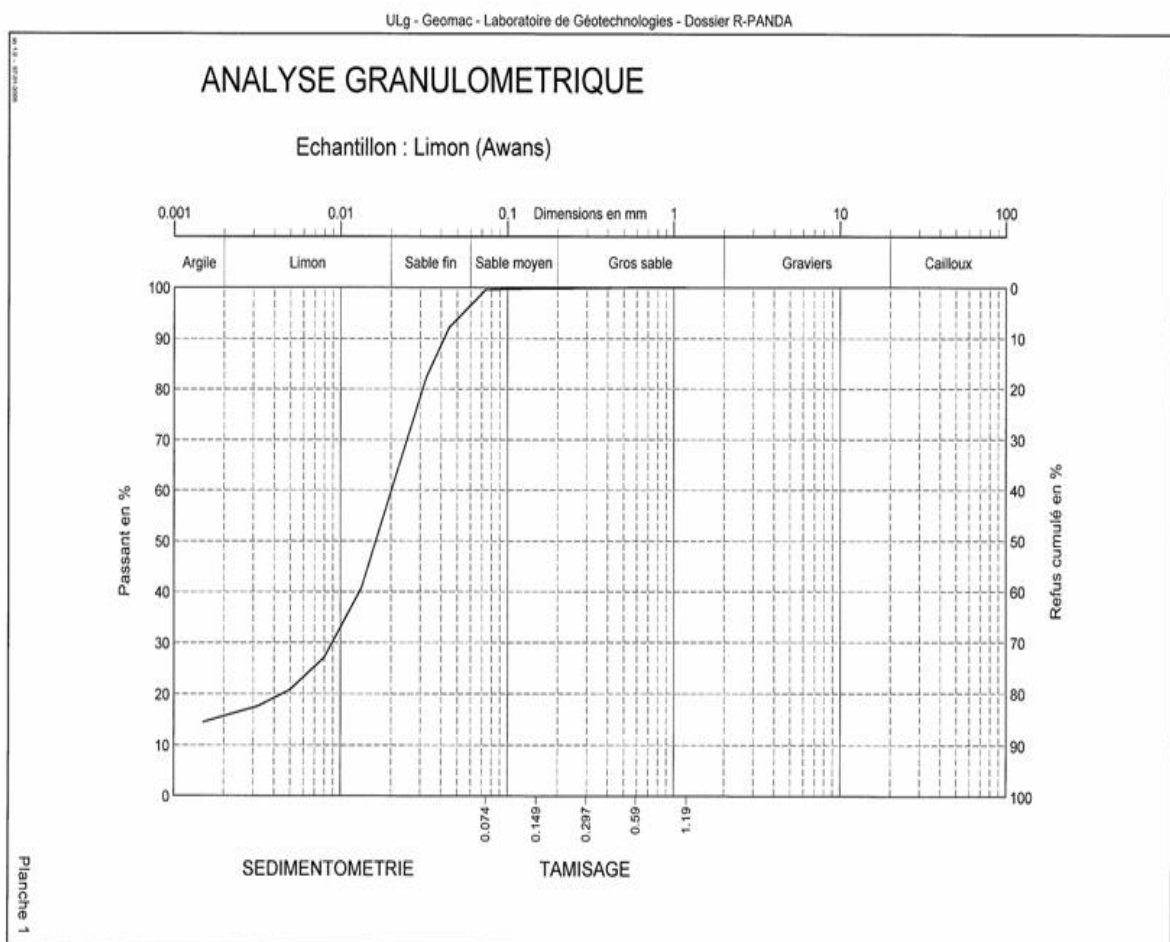


Figure 5. 1: Courbe granulométrique du limon d'Awans

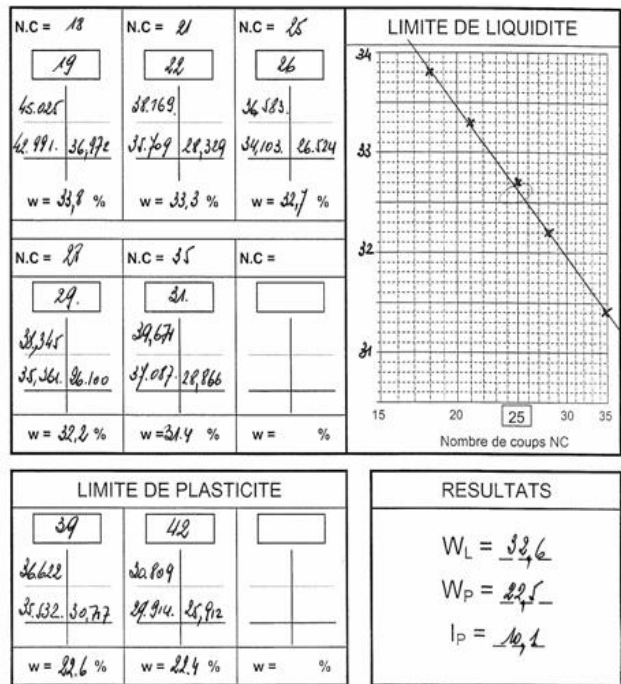


Figure 5. 2: Limites d'Atterberg du limon d'Awans.

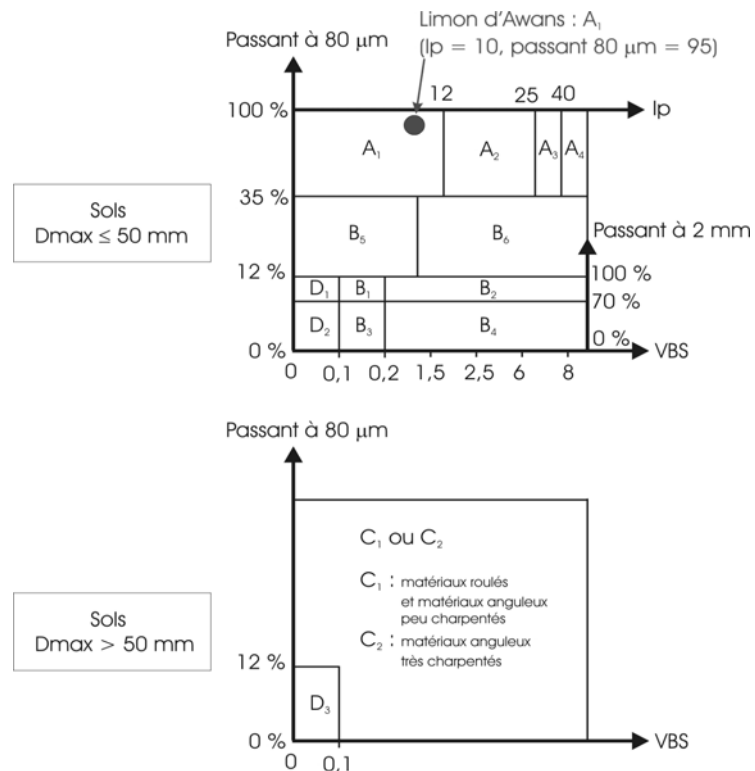
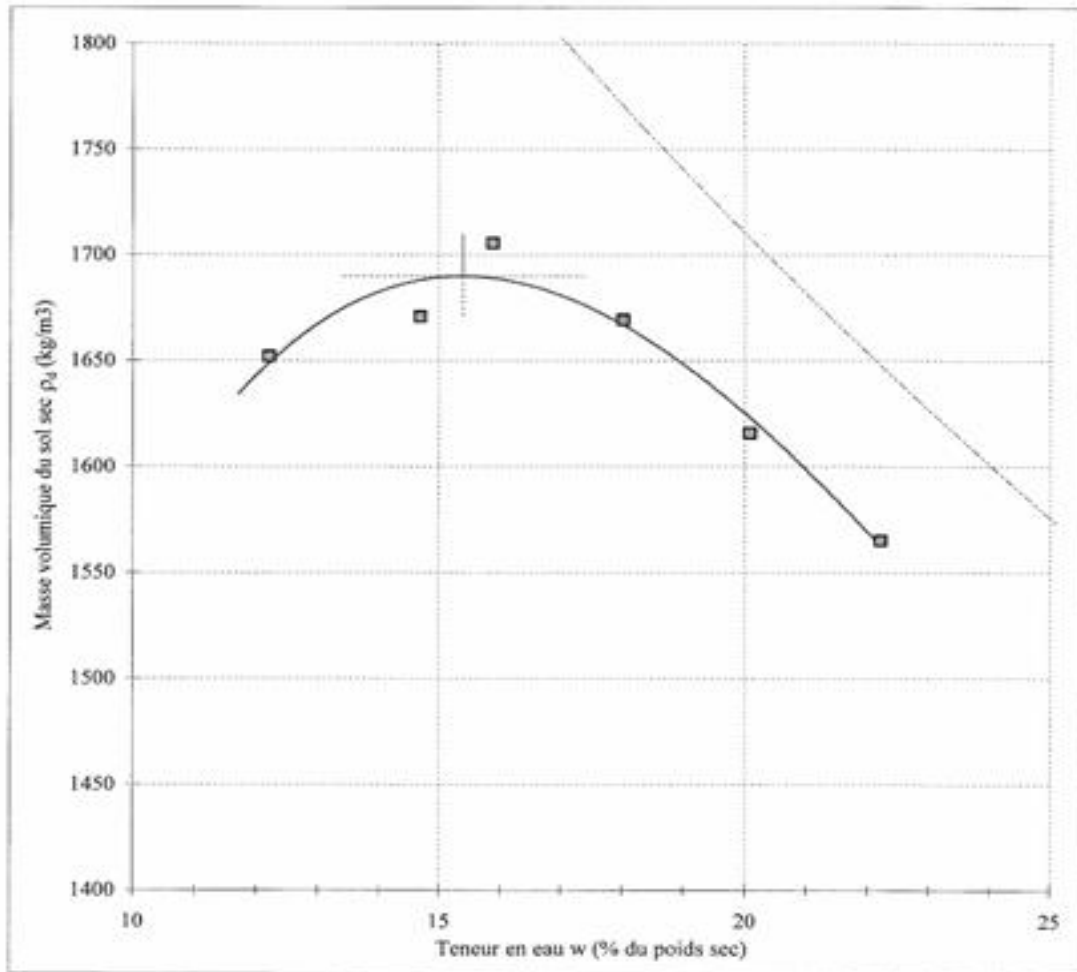


Figure 5. 3: Limon d'Awans dans la classification GTR.

### ESSAI PROCTOR STANDARD

Echantillon : Limon (Awans)

Mesures expérimentales (kg/m <sup>3</sup> et %)								
Masse volumique	1854	1916	1976	1970	1941	1913		
Teneur en eau	12.2	14.7	15.9	18.0	20.1	22.2		
Masse vol. sèche	1652	1671	1705	1669	1616	1565		



Teneur en eau optimum 15.4 %

Masse volumique sèche maximum 1690 kg/m<sup>3</sup>

Figure 5. 4: Résultats de l'essai Proctor standard sur le limon d'Awans.



Les autres caractéristiques sont données dans le tableau 5.1:

Caractéristiques	Symboles	Valeurs
Poids volumique sec	$\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> )	16.11
Poids volumique des grains	$\gamma_s$ (KN/m <sup>3</sup> )	26
Degré de saturation	$S_r$ (%)	64
Indice des vides	$e$	0.61
Porosité	$n$	0.38
Teneur en eau	$w$ (%)	15
Perméabilité	$k_s$ (m/s)	$5.2 \cdot 10^{-8}$

Tableau 5.1: Autres caractéristiques générales du limon d'Awans au prélèvement

## 2.2 Préparation des échantillons

Dans la littérature, la plupart des résultats expérimentaux sur les sols non saturés sont obtenus à partir d'essais sur des échantillons soit compactés, soit non remaniés et très peu sur les sols remaniés. C'est pourquoi, dans notre étude, nous allons axer l'effort sur l'étude des sols remaniés. La préparation des échantillons est faite de telle sorte qu'ils soient très proches de l'état initial de l'échantillon lors du prélèvement.

Le sol est d'abord séché, puis broyé et on détermine la teneur en eau résiduelle de cette poudre. Ensuite, pour un point donné dans le diagramme Proctor et selon la teneur en eau qu'on veut avoir, on calcule la quantité d'eau à rajouter à la poudre. Après un mélange bien soigné pour permettre une bonne distribution de l'eau dans le sol, on conserve le mélange obtenu dans des seaux bien fermés pour ne pas perdre l'humidité et on attend quelques jours pour que la teneur en eau s'homogénéise au sein du sol.

La reconstitution des échantillons est une opération délicate. Une des principales difficultés est de reproduire un échantillon homogène et proche de l'état initial du matériau lors du prélèvement, compte tenu des difficultés à contrôler la densité et la teneur en eau et à gérer le problème de frottement entre le moule et l'échantillon. En pratique, nous avons procédé de la manière suivante: connaissant le volume du moule ( $V$ ), la teneur en eau de l'échantillon ( $w$ )

ainsi que son poids volumique sec ( $\gamma_d$ ), on peut trouver son poids volumique humide  $\gamma_h = \gamma_d(1+w)$ ; de cette façon, on peut déterminer le poids du sol humide ( $P_h = V \cdot \gamma_h$ ) qu'il faut compacter dans le moule. Pour le compactage, on a utilisé une presse avec une vitesse très lente pour que l'air ait le temps de s'échapper. Après on démoule l'échantillon et on peut faire l'essai en prenant le soin de ne pas perdre son humidité. Le processus de reconstitution des échantillons est présenté sur les images de la figure 5.5. Pour les essais oedométriques, nous avons appliqué le même principe, connaissant le volume de la bague, le poids volumique sec ainsi que la teneur en eau, il est facile de déterminer le poids du sol humide à mettre dans la bague, le problème d'hétérogénéité se pose moins étant donné sa faible épaisseur.

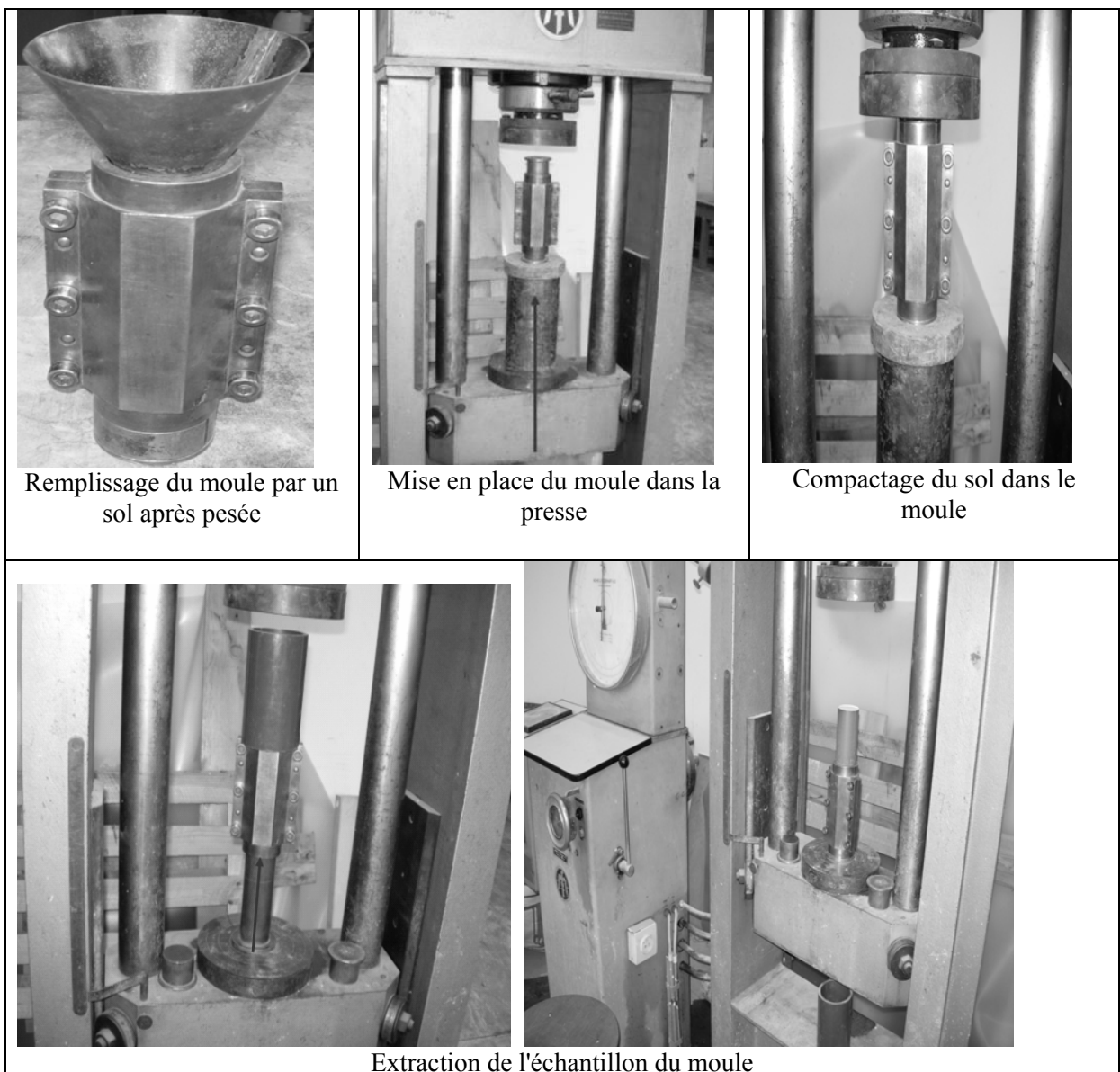


Figure 5. 5: Reconstitution des échantillons

### 3 Programme d'essais

Pour bien comprendre le comportement de ce matériau en conditions non saturées, il est nécessaire de réaliser des essais saturés pour avoir une référence, c'est dans ce cadre que des essais oedométriques et triaxiaux saturés sont effectués. Par ailleurs, d'autres essais spécifiques sont également effectués pour étudier le comportement en conditions non saturées, il s'agit d'essais oedométriques par la méthode osmotique pour le comportement volumique; pour ce qui est du comportement déviatorique, nous avons effectué des essais triaxiaux non consolidés et non drainés (UU) à différents teneurs en eau et des essais triaxiaux par la méthode de surpression d'air. Du fait de la durée de ces derniers essais, nous nous sommes limités à quelques niveaux de succion. Le tableau 5.2 donne un récapitulatif de l'ensemble des essais.

Type d'essai		Succion (s) ou pression d'air ( $u_a$ ): (kPa)	Niveau des contraintes (kPa)	
Triaxial	Saturé	$s=0$	$\sigma_3$ (kPa)	50-100-200
	Non consolidé et non drainé (UU)	Déduction de $s$ suivant la courbe de rétention	$\sigma_3$ (kPa)	50-100-200 + deux essais complémentaires à 0 et 600 kPa pour le point le plus sec et dense (point1)
	Surpression d'air	$u_a=20$ $u_a=50$ $u_a=100$	$\sigma_3$ (kPa)	50-100-200
Oedométrique	Saturé	0	5-49-98-196-392-785-1570-3139, plus une décharge à partir de la plus grande contrainte	
	Méthode osmotique	$s=25$ $s=50$ $s=100$ $s=200$	5-49-98-196-392-785-1570-3139, plus une décharge à partir de la plus grande contrainte	

Tableau 5.2: Récapitulatif des essais réalisés.

## 4 Essais oedométriques: résultats et analyse

### 4.1 Essais oedométrique saturé

Afin de déterminer le comportement du sol soumis à une augmentation de contrainte verticale, on procède à un essai oedométrique. Une éprouvette de sol est placée dans un cylindre métallique indéformable entre deux pierres poreuses destinées à permettre la consolidation du sol par dissipation des pressions interstitielles. La pression est exercée par paliers. Pour chaque charge ou décharge, le tassement est mesuré en fonction du temps. Puis lorsque la stabilisation du piston est atteinte, on mesure l'enfoncement ou le soulèvement correspondant. Les caractéristiques initiales de l'échantillon sont données au tableau 5.3. L'échantillon est ensuite saturé avant d'être soumis à un chargement.

Caractéristiques	Valeurs
w (%)	14.70
$\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> )	16.05
$\gamma_h$ (KN/m <sup>3</sup> )	18.41
e (-)	0.619
n (-)	0.383
S <sub>r</sub> (%)	63

Tableau 5.3: Caractéristiques initiales de l'échantillon soumis à l'essai oedométrique

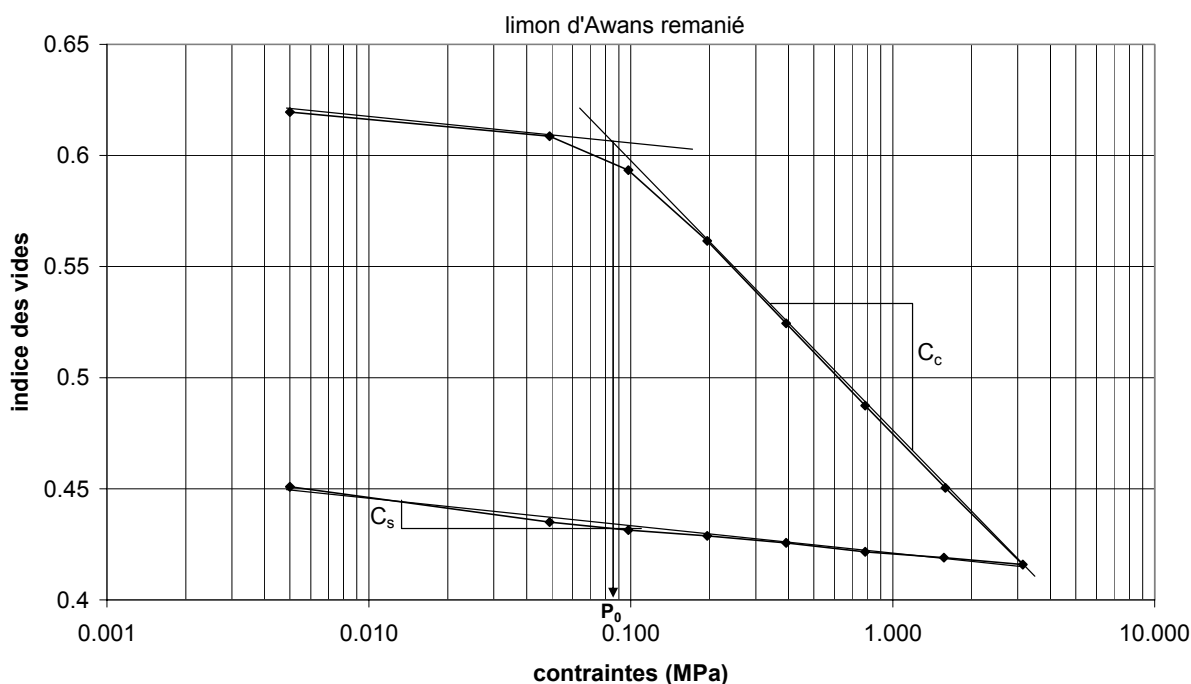


Figure 5. 6: Courbe oedométrique saturée

Nous déduisons les caractéristiques élasto-plastiques suivantes:

Caractéristiques	Valeurs
$C_s$	0.0053
$C_c$	0.0523
$P_0$ (kPa)	85

Tableau 5.4: Caractéristiques de l'échantillon déduites de la courbe oedométrique

D'après la figure 5.6, l'indice d'élasticité  $C_s$  vaut 0,0053 ce qui correspond à une valeur de la pente élastique  $\kappa$  ( $C_s/2,3$ ) égale à 0.0023. L'indice de compression  $C_c$  vaut 0,0523, ce qui correspond à une pente plastique  $\lambda$  ( $C_c/2.3$ ) égal à 0,0227. Quant à la pression de pré-consolidation  $P_0$  qui marque la limite entre les pentes élastique et plastique, elle vaut 85 kPa et elle dépend de la façon dont l'échantillon a été fabriqué, de la vitesse de compactage, de la perte d'énergie due au frottement au cour du compactage, ...

## 4.2 Essais oedométriques non saturés (méthode osmotique)

Le dispositif de la cellule oedométrique à succion contrôlée que nous avons utilisé est schématisé à la figure 5.7 ci-dessous:

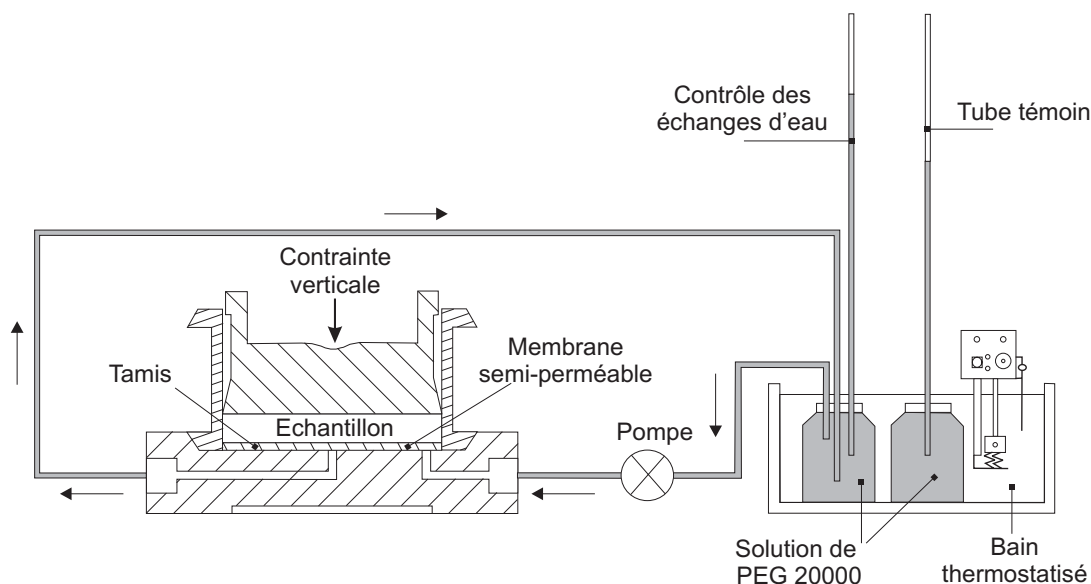


Figure 5. 7: Cellule oedométrique à succion contrôlée, DELAGE et al. [1992]

### Principe

L'échantillon est placé en contact avec la solution de PEG 20000 correspondant à une succion donnée. La solution circule en permanence dans des rainures creusées dans l'embase de la cellule (labyrinthe). Pour assurer un bon contact entre la solution et l'échantillon, un fin tamis métallique est placé au-dessus du labyrinthe. Une membrane semi-perméable sépare le tamis de l'échantillon. Ainsi, lorsque la solution circule, un échange d'eau entre l'échantillon et la solution va se produire. On peut mesurer le volume d'eau échangé. La contrainte verticale  $\sigma_v$  peut être contrôlée séparément.

### Procédure

Après avoir mis l'échantillon dans le corps de l'oedomètre, il est saturé pour se donner un état initial de référence sûr, la succion initiale de l'échantillon n'étant pas connue. Une fois l'échantillon saturé, on fait circuler la solution de PEG et on mesure le volume d'eau échangé ainsi que la déformation axiale due à la succion. Comme nous l'avons déjà mentionné au chapitre IV paragraphe 3.3, nous nous sommes servis de la courbe d'étalonnage de la solution

de PEG 20000 de Williams et Shaykewish (VICOL [1990]) pour déduire la succion à partir de la concentration comme le montre la figure ci-dessous:

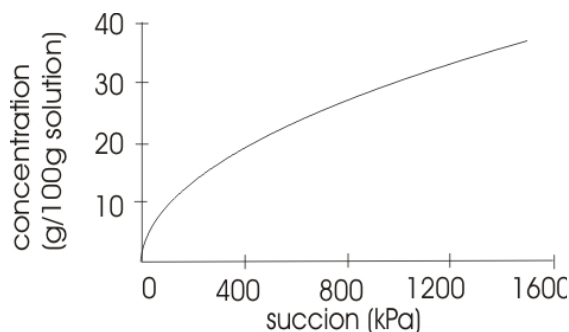


Figure 5. 8: Courbe de calibration de la concentration de la solution PEG en fonction de la succion à 25°C.

Après équilibre des succions, on charge l'échantillon comme pour un oedomètre classique.

### Remarque

Lorsqu'il y a échange d'eau dans le flacon qui contient la solution de PEG à une certaine concentration, celle-ci change. Généralement cette modification est négligée, en supposant que le flacon est tellement grand que cette variation est minime.

### Résultats:

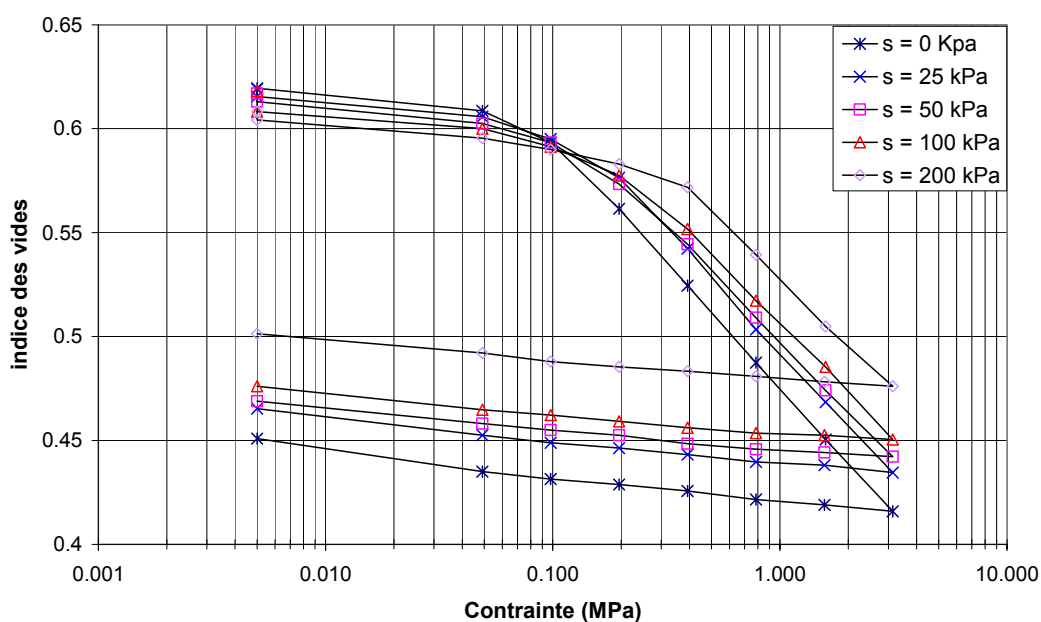


Figure 5. 9: Courbes oedométriques à succion contrôlée

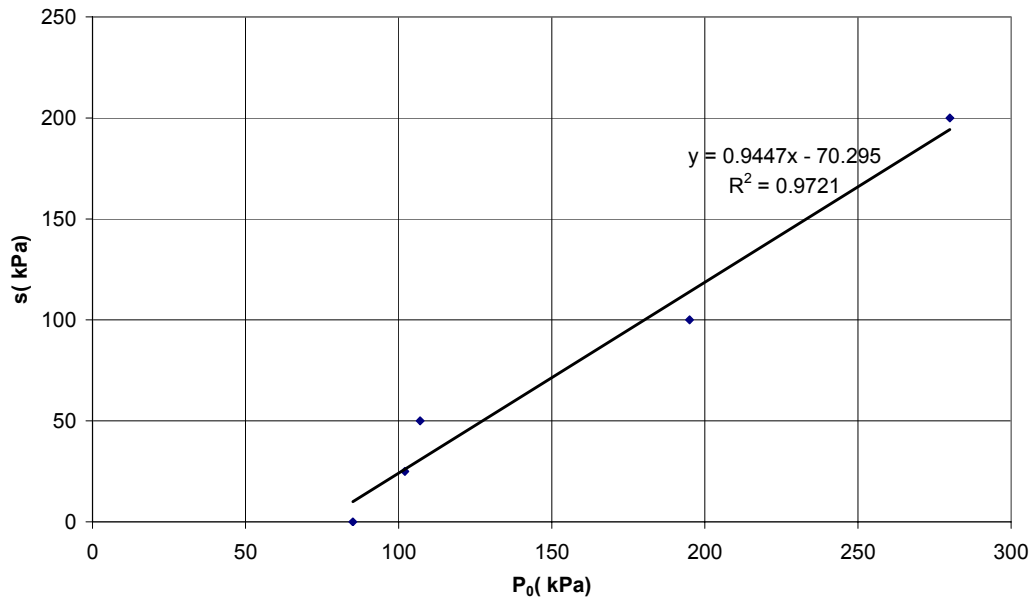


Figure 5. 10: Evolution de la pression de consolidation en fonction de la succion

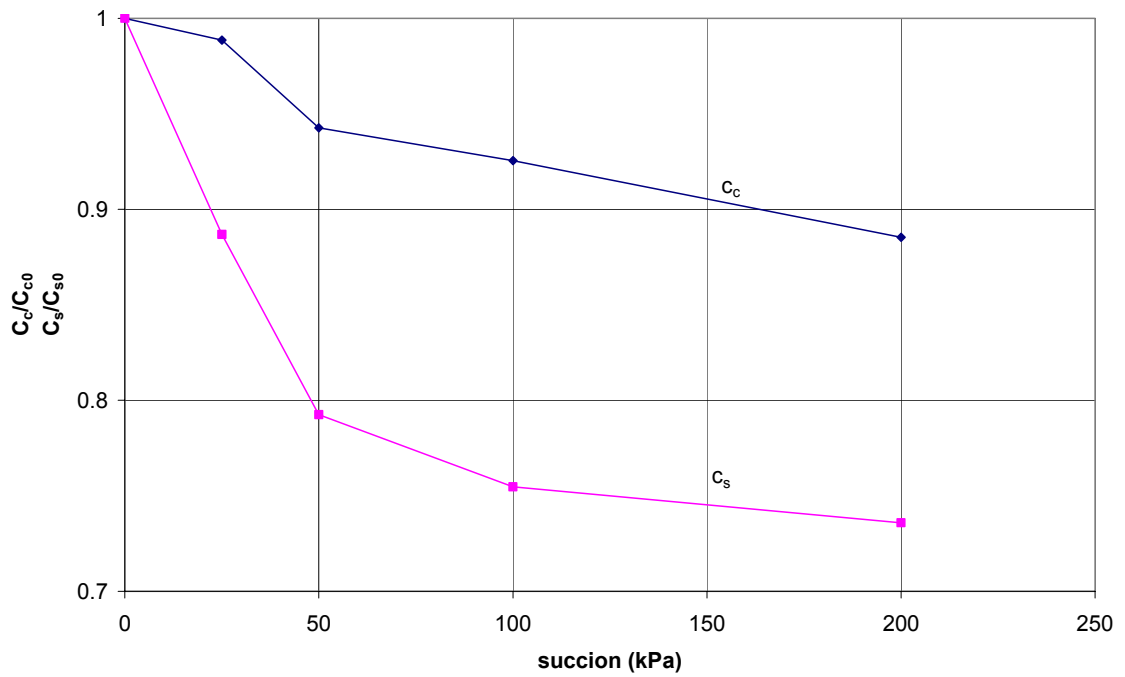


Figure 5. 11: Evolution relative des indices d'élasticité  $C_s$  et de compression  $C_c$  en fonction de la succion



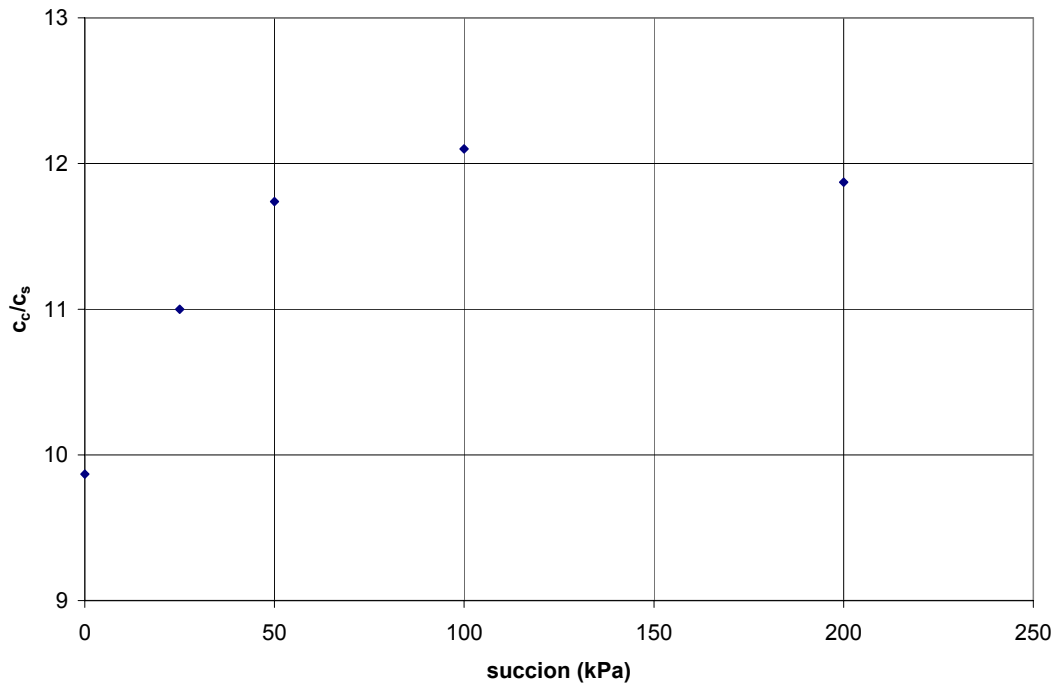


Figure 5. 12: Evolution du rapport des indices d'élasticité et de compression en fonction de la succion

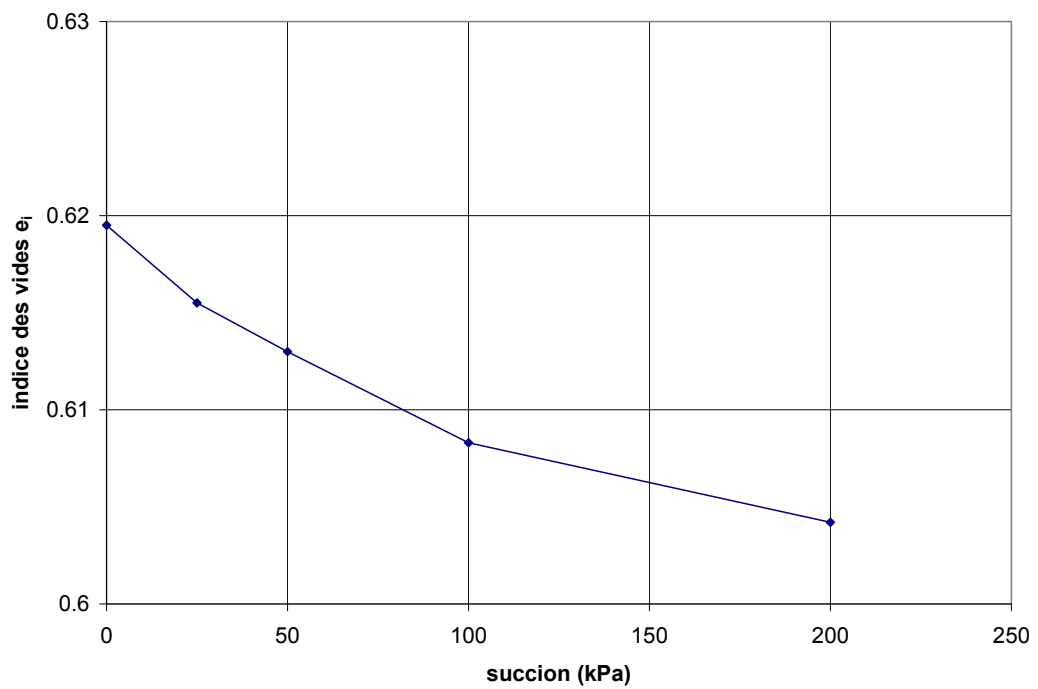


Figure 5. 13: Evolution de l'indice des vides initial (après équilibre des succions) en fonction de la succion, à contrainte quasi nulle.

- La courbe de compressibilité montre l'évolution de l'indice des vides sous l'effet de la succion. On remarque qu'avant la mise en charge de l'échantillon, l'indice des vides diminue avec la désaturation (figure 5.13). Quand l'échantillon est mis en charge, l'effet de la succion est plus significatif dans la partie élastique que dans la partie plastique pour des succions inférieures à 100 kPa (figure 5.11). Au delà,  $C_s$  tend vers une constante tandis que  $C_c$  continue à décroître légèrement avec la désaturation. L'espace compris entre les deux courbes de cette même figure montre l'évolution de la composante plastique de la compressibilité en fonction de la succion. Le sol se rigidifie donc avec la succion. Cette observation a été confirmée par CHARLIER *et al.* [1997], GEISER *et al.* [1997], LALOUI *et al.* [1997] sur un limon de Sion. D'autres chercheurs comme JOSA *et al.* [1992], WHEELER *et al.* [1995], FUTAI *et al.* [1999] ajoutent qu'il ne faut pas négliger l'effet de la contrainte moyenne sur l'évolution de la pente  $C_c$ .
- La contrainte à partir de laquelle la compression plastique se produit augmente quand la succion augmente, c'est-à-dire que la succion rend la surface de plasticité plus grande (figure 5.10), ce qui est confirmé par le modèle d' ALONSO *et al.* [1990].

Toutes ces observations correspondent à celles qui ont été faites par d'autres auteurs comme MATYAS *et al.* [1968], VERBRUGGE [1978], LECLERCQ *et al.* [1985], DUCHENE *et al.* [1991], FLEUREAU *et al.* [1990], ALONSO *et al.* [1990], KOHGO *et al.* [1993], CUI *et al.* [1995], etc....

## 5 Essais triaxiaux saturés CU: résultats et analyse

Un essai triaxial de type consolidé-non drainé a été effectué pour déterminer les caractéristiques de résistance du sol étudié. Il a été réalisé à des pressions de confinement  $\sigma_3 = 50$  kPa, 100 kPa et 200 kPa.

L'essai est composé de trois phases:

- Nous avons mis l'échantillon en contre pression, c'est à dire que nous avons augmenté la pression de pore de l'échantillon et parallèlement, la pression de cellule augmente de manière à éviter tout gonflement de la membrane. En réalité, la pression de cellule est toujours légèrement supérieure de quelques kPa. Cette phase se déroule donc à contrainte effective presque nulle et n'entraîne donc pas de variation de volume. Le

but de cette contre pression est d'améliorer la saturation de l'échantillon en assurant la dissolution des gaz présents.

- La consolidation permet d'amener l'échantillon à une contrainte effective moyenne déterminée. Durant cette phase, l'échantillon est toujours drainé (pierres poreuses et drains latéraux), l'eau peut donc sortir de l'échantillon et provoque des variations de volume. Cette opération permet de dresser la courbe de consolidation, à partir de laquelle la vitesse de cisaillement peut être déterminée.
- La phase de cisaillement proprement dite consiste à augmenter la contrainte axiale pour une contrainte de confinement constante. Le cisaillement a été effectué dans des conditions non drainées avec une vitesse de 6 mm/heure.

Voici les résultats:

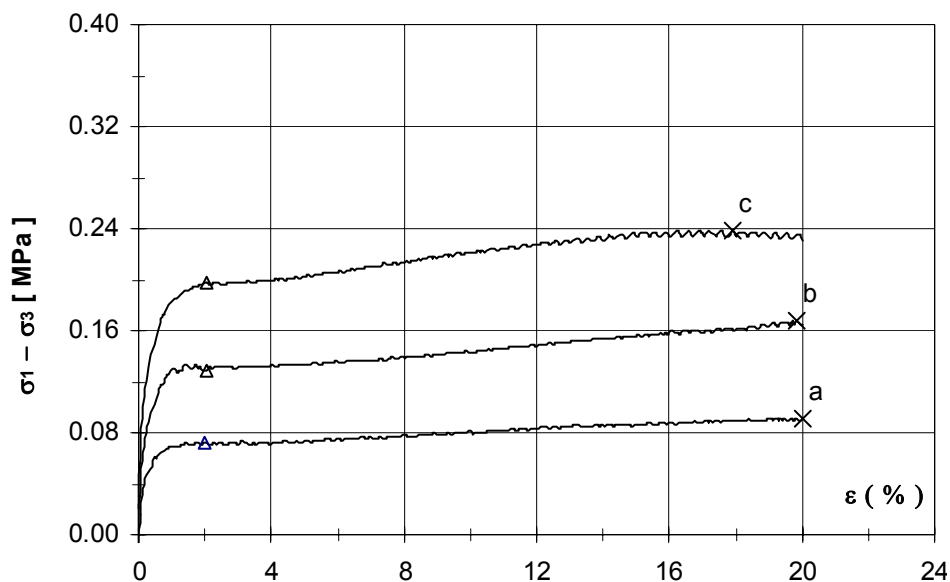


Figure 5. 14: Diagramme déviateur-déformation axiale: a)  $\sigma_3 = 50 \text{ kPa}$ , b)  $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$ , c)  $\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$

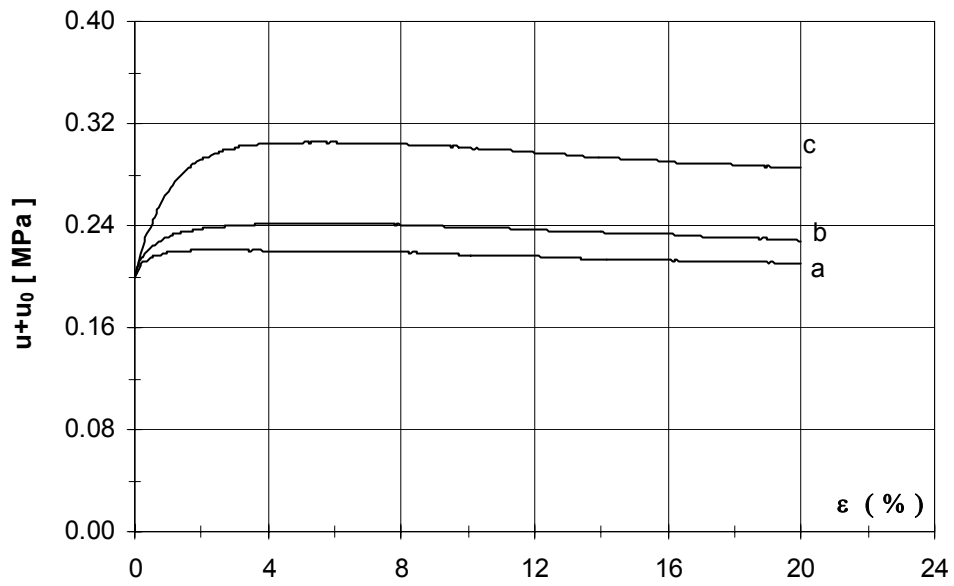


Figure 5. 15: Diagramme pression d'eau- déformation axiale

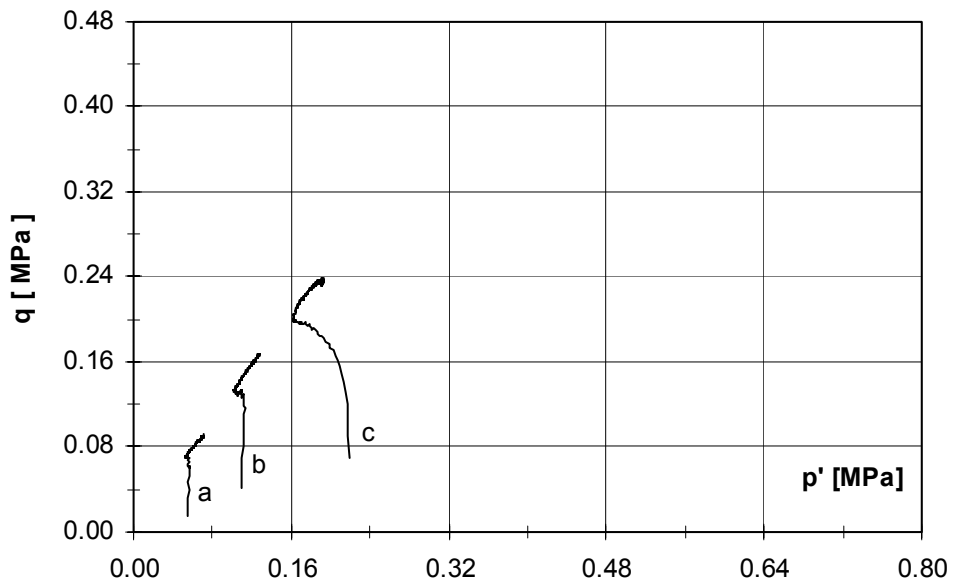


Figure 5. 16: Diagramme déviateur-contrainte moyenne

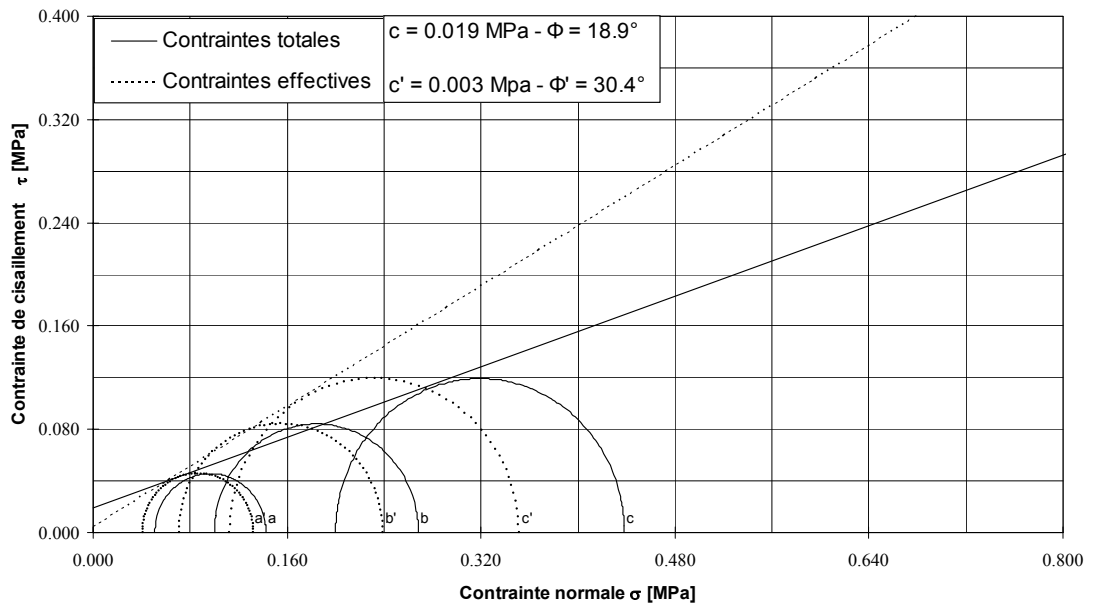


Figure 5. 17: Cercles de Mohr et droite intrinsèque

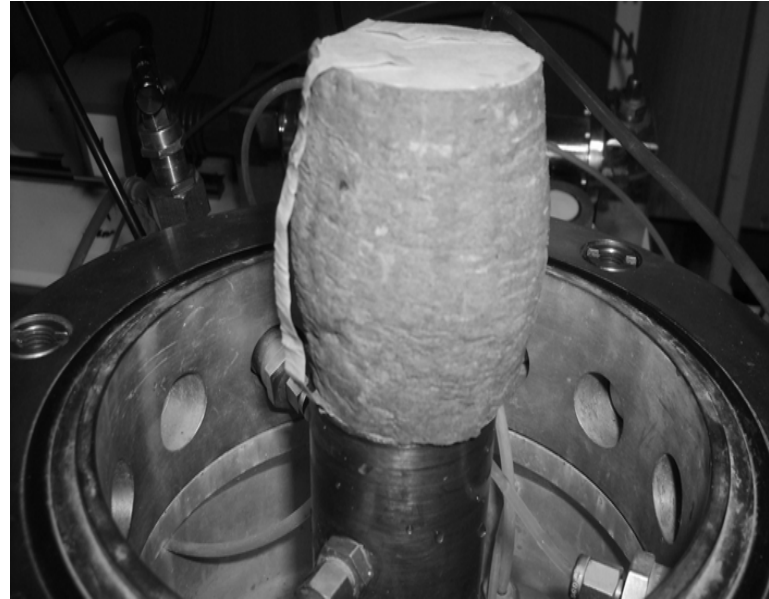


Figure 5. 18: Forme de la rupture (en tonneau)

Epr	D mm	H mm	$\sigma_3$ kPa	$u_c$ kPa	$\sigma'_3$ kPa	$\rho_{di}$ kg/m <sup>3</sup>	$w_i$ %	$S_{ri}$	$w_f$ %	$\rho_{df}$ kg/m <sup>3</sup>	$S_{rf}$	$u_r$ kPa	$\sigma'_{3r}$ kPa	$\sigma'_{1r}$ kPa	$\varepsilon_{1r}$ %
a	51.13	102.5	251	200	51	1680	14.9	0.71	22.56	1626	0.98	210	41	132	20.00
b	51.12	102.0	300	200	100	1680	14.9	0.71	22.82	1620	0.98	229	71	239	19.86
c	51.20	101.5	400	200	200	1678	14.9	0.70	21.40	1652	0.97	287	113	351	17.92

Avant essai

Après essai (Critère: déviateur maximum)

Tableau 5.5: Caractéristiques des éprouvettes avant et après essai pour le triaxial CU.

Pour l'analyse, le critère de rupture d'un échantillon est généralement le déviateur maximum, qui pour ce matériau est généralement assimilé au déviateur après 20% de déformation axiale. Ceci permet de dire que la courbe de résistance est caractérisée par une cohésion  $c = 19$  kPa et un angle de frottement interne  $\phi = 18.9^\circ$  (en contrainte totale) et  $c' = 3$  kPa,  $\phi' = 30.4^\circ$  (en contrainte effective). On peut estimer qu'en rupture des pentes, 20% de taux de déformation sont rarement atteints. Une seconde analyse est possible avec un taux de déformation différent. Nous avons choisi arbitrairement 2% (figure 5.14), et pour cette valeur, on a une cohésion  $c = 13$  kPa et un angle de frottement  $\phi = 16.9^\circ$  (en contrainte totale) et  $c' = 8$  kPa,  $\phi' = 26.4^\circ$  (en contrainte effective). Notons qu'après cisaillement, les trois échantillons se déforment en tonneau et on n'observe pas de plan de glissement (figure 5.18).

## **6 Essais triaxiaux non saturés-méthode par surpression d'air: méthodologie et résultats**

Afin de bien étudier le comportement des sols non saturés, nous avons réalisé des essais triaxiaux à succion contrôlée par la méthode de surpression d'air, les succions appliquées étant en général faibles par rapport aux niveaux de contraintes. Le principe est d'injecter de l'air à pression contrôlée en haut de l'échantillon préalablement saturé, dont le bas est connecté à un circuit d'eau à la pression atmosphérique ( $u_w = 0$ ). Comme la succion  $s = u_a - u_w$ , on aura  $s = u_a$ .

## 6.1 Appareillage

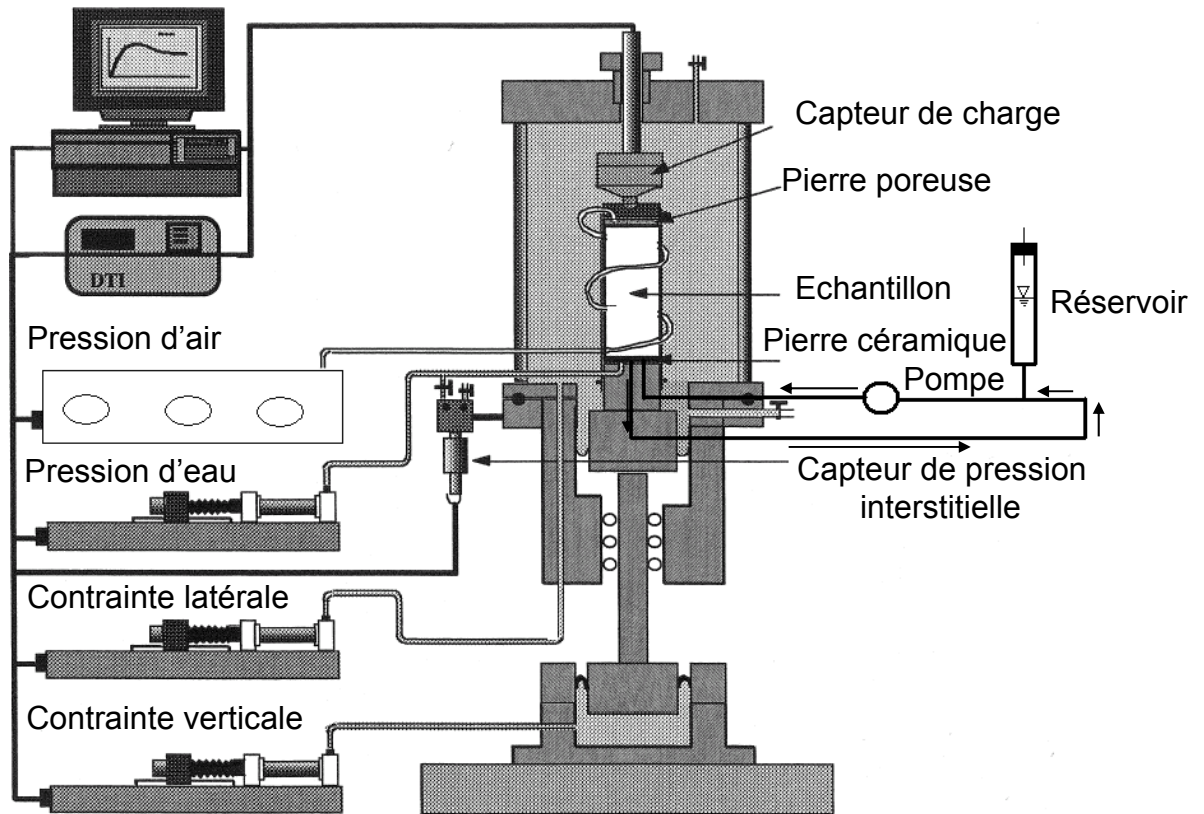


Figure 5. 19: Appareil triaxial modifié



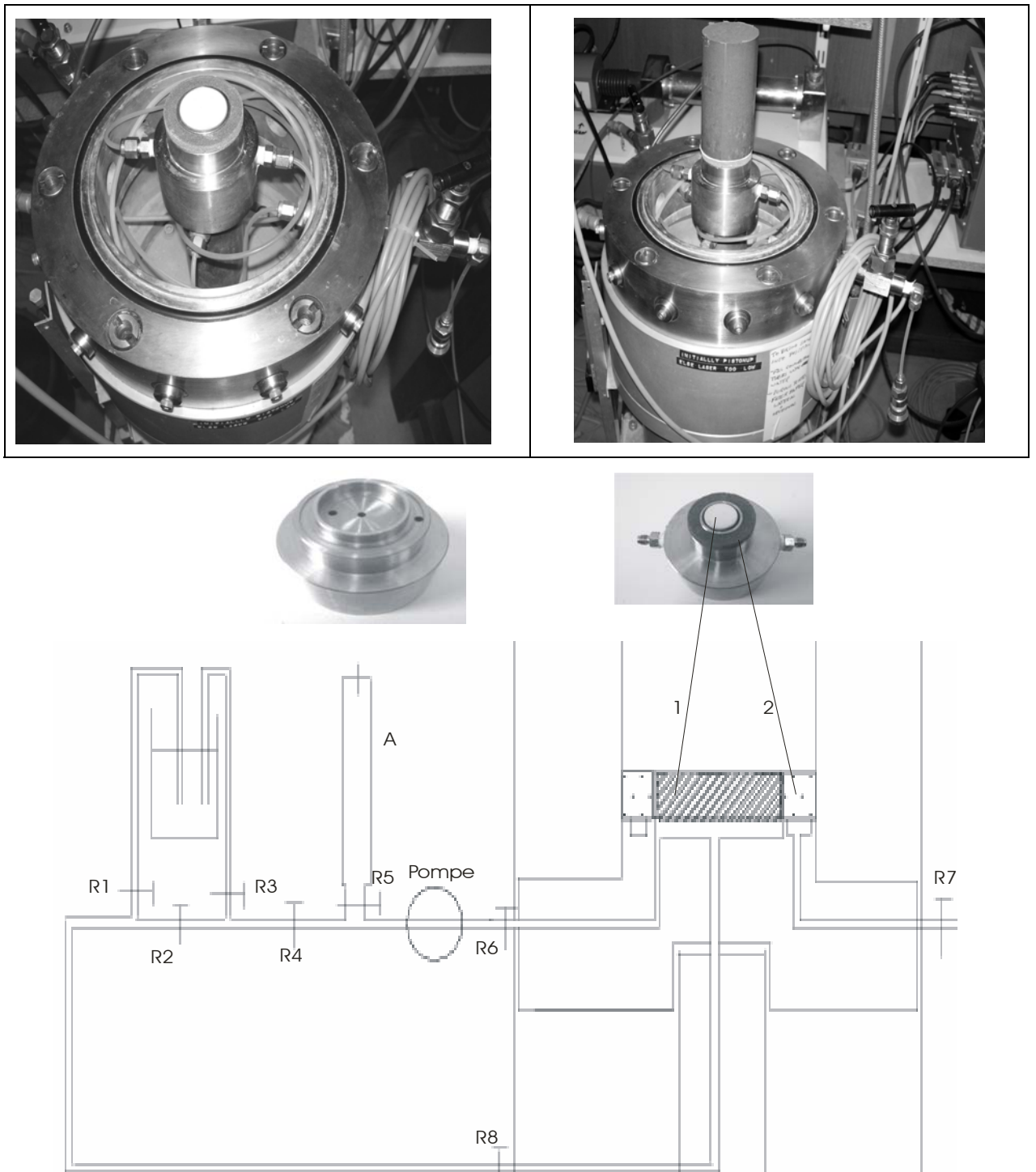
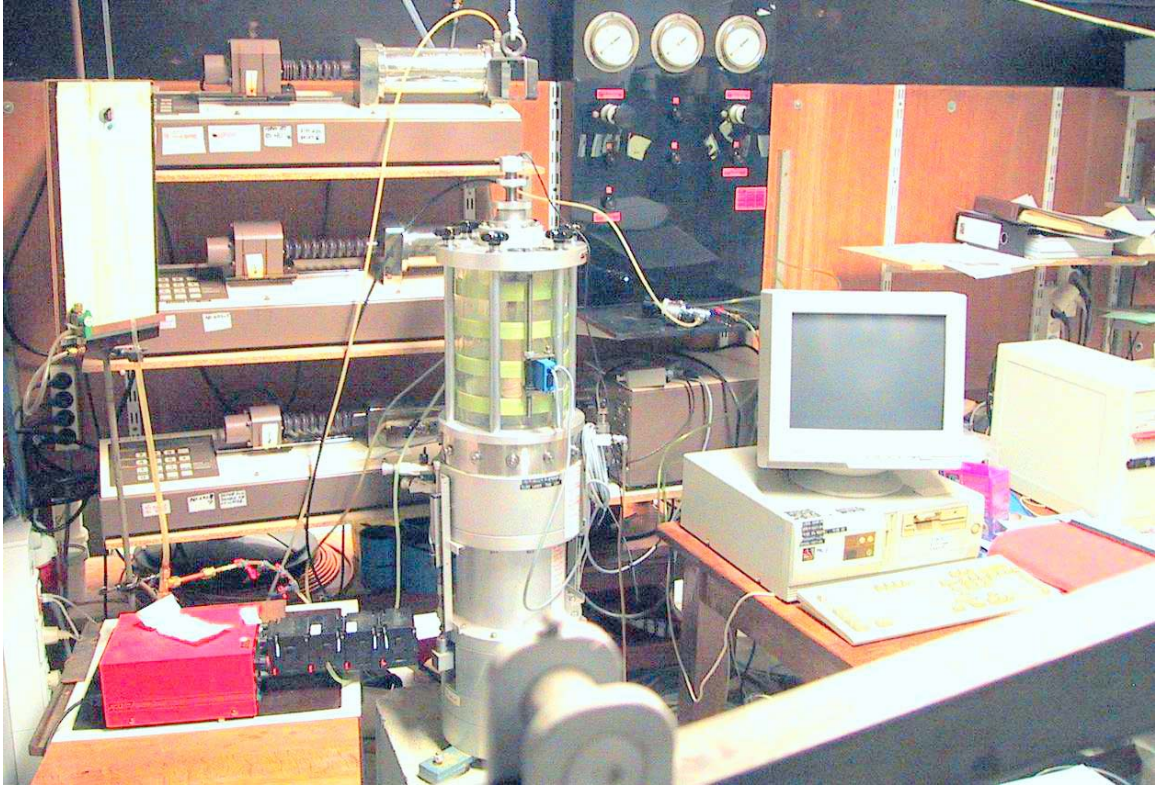


Figure 5. 20: Modifications au niveau de l'embase

- 1: Pierre poreuse à haute pression d'entrée d'air pour empêcher l'air injecté de passer à travers celle-ci.
- 2: Pierre poreuse ordinaire avec une grande perméabilité.

R1-R2-R3-R4-R5-R6-R7-R8: Robinets de 1 à 8

Voici tout le dispositif après le montage :



*Figure 5. 21: Dispositif de tout l'appareillage*

C'est un équipement triaxial classique où les principales modifications se situent au niveau des pierres poreuses de la cellule. La pression d'entrée d'air de la pierre poreuse de l'embase (1) est élevée ( $>100$  kPa et jusque 1500kPa) et celle de la pierre poreuse (2) est nulle ou la plus faible possible.

Pour nos essais, nous avons utilisé une pierre poreuse (1) à pression d'entrée d'air égale à 500 kPa. Cette pierre est préalablement saturée et reliée à un réservoir d'eau désaérée (A) à la pression atmosphérique pour mesurer la variation de volume. Ce réservoir est constitué d'une burette graduée fermée par un bouchon en caoutchouc percé d'une aiguille hypodermique pour maintenir la pression atmosphérique tout en limitant l'évaporation. Une pompe de faible débit et pression (type pompe d'aquarium, débit environ 6l/min) est insérée dans ce circuit de façon à évacuer les bulles d'air qui se formeraient sous la pierre poreuse en cas de désaturation de celle-ci. La pierre poreuse supérieure est reliée à un dispositif régulé de pression d'air.

## 6.2 Mode opératoire

Le mode opératoire comprend les étapes suivantes:

- **Saturation du circuit inférieur**

On remplit d'eau désaérée le circuit sous la pierre poreuse inférieure et on amorce la pompe pour bien évacuer l'air présent dans le circuit. Pour cela, on ouvre les robinets R1, R3, R4, R6, R8 et on ferme les robinets R2, R5 et R7 (figure 5.20).

- **Saturation de la pierre poreuse de l'embase**

On remplit la cellule d'eau, le circuit inférieur à la pression atmosphérique, on ferme les robinets 1, 3, on ouvre 2 et 5; puis on applique dans la cellule une pression en peu supérieure à la pression d'entrée d'air de la pierre poreuse. On maintient cette pression jusqu'à ce qu'un volume d'eau égal au volume de la pierre poreuse l'ait traversé. On vide la cellule de son eau en veillant à ce que la surface de la pierre poreuse reste humide sans affleurement d'eau et en maintenant une circulation d'eau sous celle-ci.

Nous avons inséré dans le circuit inférieur un système en T avec des sections différentes pour piéger dans le réservoir A les bulles d'air qui sortent de la pierre poreuse à haute pression d'entrée d'air.

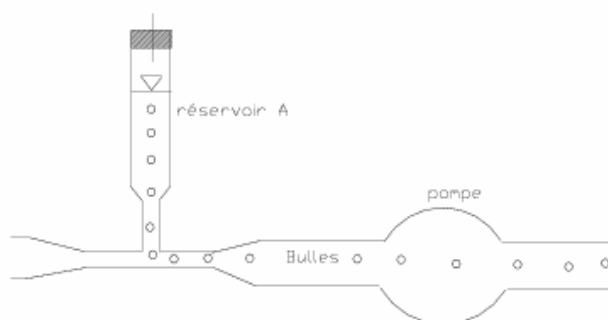


Figure 5. 22: Dispositif en T pour piéger les bulles d'air

- **Saturation de l'éprouvette**

On met en place l'éprouvette gainée dans une membrane imperméable, puis on fixe celle-ci sur l'embase au moyen d'O-rings, et on remplit complètement la cellule d'eau comme pour un essai triaxial classique.

Comme le circuit d'eau est ouvert en bas de l'échantillon,  $u_w = P_{atm}$ , on travaille donc avec de faibles valeurs de confinement pour réduire le gradient au sein de l'échantillon (figure 5.23). Pour cela, nous appliquons un confinement de 50 kPa et en même temps nous injectons en tête de l'échantillon de l'eau sous une pression de 40 kPa. Ensuite, on ouvre le robinet 7, le circuit inférieur de la pierre centrale reste fermé par les robinets R6 et R8 et on maintient ces pressions jusqu'à ce qu'un volume d'eau égal au volume de l'échantillon l'ait traversé et qu'on ne voit plus des bulles d'air qui sortent de l'échantillon. Cette phase dure plusieurs heures voire des jours étant donné qu'on travaille avec de faibles pressions pour éviter le gradient des contraintes au sein de l'échantillon, mais aussi à cause de la faible perméabilité des échantillons. Ensuite, on ferme le robinet R7 pour homogénéiser les pressions au sein de l'échantillon. A la fin de l'homogénéisation, on ouvre R6 et R8 pour ramener le bas de l'échantillon à la pression atmosphérique, tandis qu'en haut on arrête d'appliquer la contre pression,  $\sigma_3$  reste constante, ce qui marque le début de la consolidation avec le confinement appliqué.

### • Consolidation

R7 reste fermé, le circuit en bas reste ouvert et l'eau circule à la pression atmosphérique.  $\sigma_3$  reste constante et on contrôle le volume échangé au cours de la consolidation par le réservoir A. Cette phase dure plusieurs jours vu la faible perméabilité de la pierre poreuse à haute pression d'entrée d'air qui contrôle la sortie d'eau en bas de l'échantillon. Si on veut consolider avec un confinement plus grand, on incrémente  $\sigma_3$  juste à la fin de l'homogénéisation des pressions d'eau à l'intérieur de l'échantillon (figure 5.23). Quand il n'y a plus d'eau échangée, la consolidation est terminée. Il est alors important de noter ce point car il servira comme point de départ pour la mesure d'eau échangée pendant la mise sous succion.

### • Application de la succion

On injecte de l'air en haut de l'échantillon et on contrôle le volume échangé via le réservoir A. Quand il n'y a plus d'eau échangée, on considère que c'est la fin de la mise en succion et on peut cisailier l'échantillon. Notons qu'en même temps qu'on injecte de l'air dans l'échantillon, on incrémente  $\sigma_3$  d'une pression égale à celle de l'air (figure 5.23) et on parle dans ce cas de contrainte nette constante et de contrainte effective de Bishop croissante.

• **Cisaillement de l'éprouvette**

La circulation d'eau sous la pierre poreuse reste maintenue à la pression atmosphérique et le reste de cette étape se déroule de façon identique à l'essai triaxial sur le sol saturé. La vitesse de déformation doit être lente pour que la pression interstitielle liée à la mise en charge soit dissipée. Elle peut être déterminée à partir des mesures de volume d'eau évacué en fonction du temps au cours de la consolidation et de l'application de la suction. En général, les vitesses d'essai varient de 1 à 15 mm/jour. Pour nos essais, nous avons cisailé les échantillons avec une vitesse de 10mm/jour (soit 0.42mm/h).

Voici le résumé du chemin des contraintes suivi durant les différentes phases (figure 5.23).

- $t_0-t_1$ : saturation
- $t_1-t_2$ : homogénéisation
- $t_2-t_3$ : consolidation
- $t_3-t_4$ : application de la suction
- $t_4-t_5$ : cisaillement

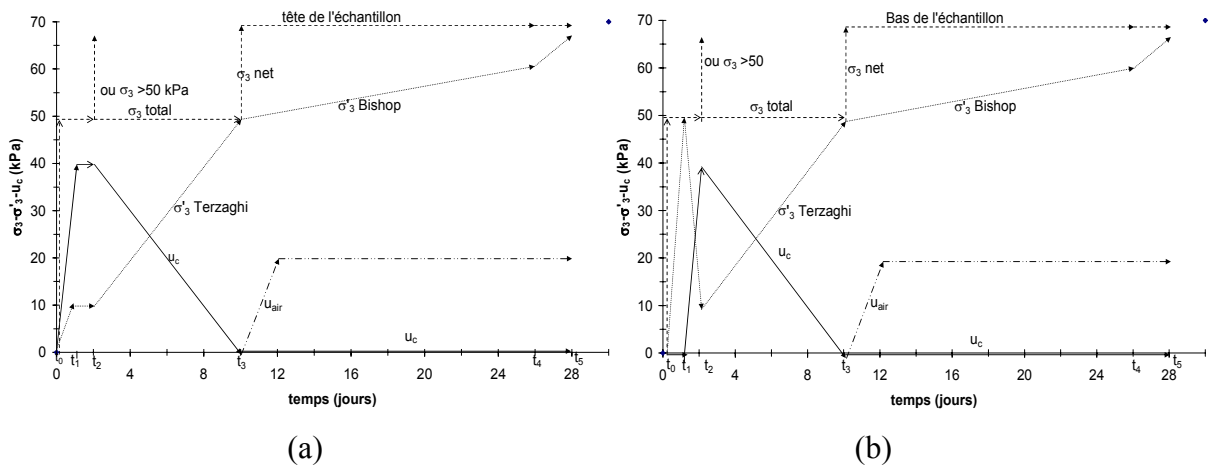


Figure 5. 23: Chemin des contraintes au sein de l'échantillon

**6.3 Interprétation**

A partir des mesures faites, on peut tracer les diagrammes suivants:

- Volume d'eau évacué en fonction du temps au cours de la consolidation et de l'application de la suction pour chaque éprouvette.
- Le déviateur  $q$  en fonction de la déformation axiale  $\varepsilon$  pour chaque éprouvette.
- Le chemin des contraintes sous la forme des invariants de contraintes  $(p, q)$ .

- Les cercles de Mohr à la rupture dans les axes  $\tau - \sigma$  ou  $\tau - \sigma_{Bishop}$  pour chaque valeur de la succion. Nous rappelons les différents types de contraintes utilisées pour notre représentation:

$$\text{Contrainte effective de Bishop: } \sigma_{Bishop} = (\sigma - u_a) + S_r \cdot (u_a - u_w) = (\sigma - u_a) + S_r \cdot s$$

Où:  $\sigma$  est la contrainte totale,  $(\sigma - u_a)$  est la contrainte nette,  $s$  est la succion,  $u_a$  est la pression d'air, tandis que  $S_r$  est le degré de saturation (= au paramètre de Bishop  $\chi$  pour notre cas).

- Les cercles de Mohr à 2% de déformation dans les axes  $\tau - \sigma$  ou  $\tau - \sigma_{Bishop}$  pour chaque valeur de la succion.
- La courbe donnant l'évolution de la cohésion totale  $c$  et de l'angle de frottement  $\phi$  en fonction de la succion pour l'ensemble des cas traités.

### 6.4 Durée des essais

Selon la nature du sol, son état hydrique initial et la succion à appliquer pour l'essai, la durée de celui-ci est très variable et des durées d'un mois par éprouvette sont à prévoir.

### 6.5 Résultats

Nous présentons les résultats pour une pression d'air de 20 kPa, le reste des résultats ( $u_{air}=50$  et 100 kPa) est présenté en annexe 2.

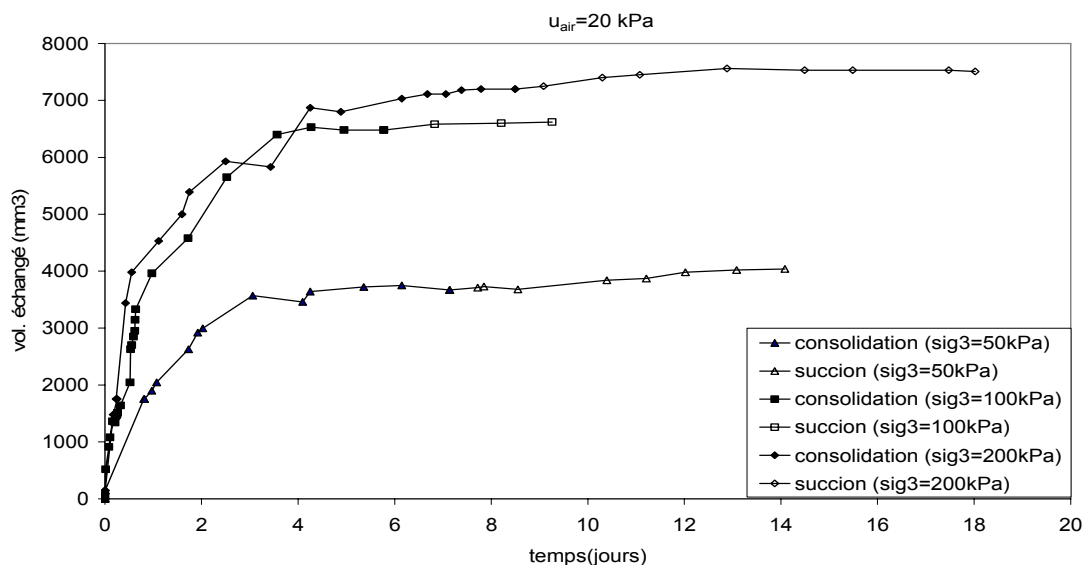


Figure 5. 24: Echange d'eau à  $u_{air} = 20$  kPa

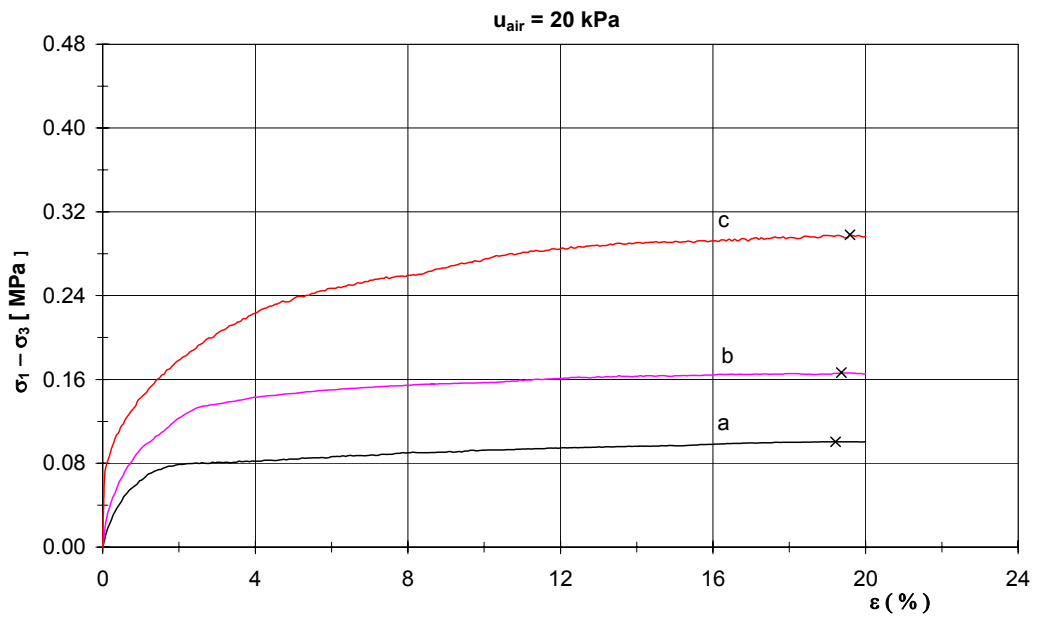


Figure 5. 25: Courbe de cisaillement à  $u_{air} = 20 \text{ kPa}$ : a)  $\sigma_3 = 50 \text{ kPa}$ , b)  $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$ , c)  $\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$

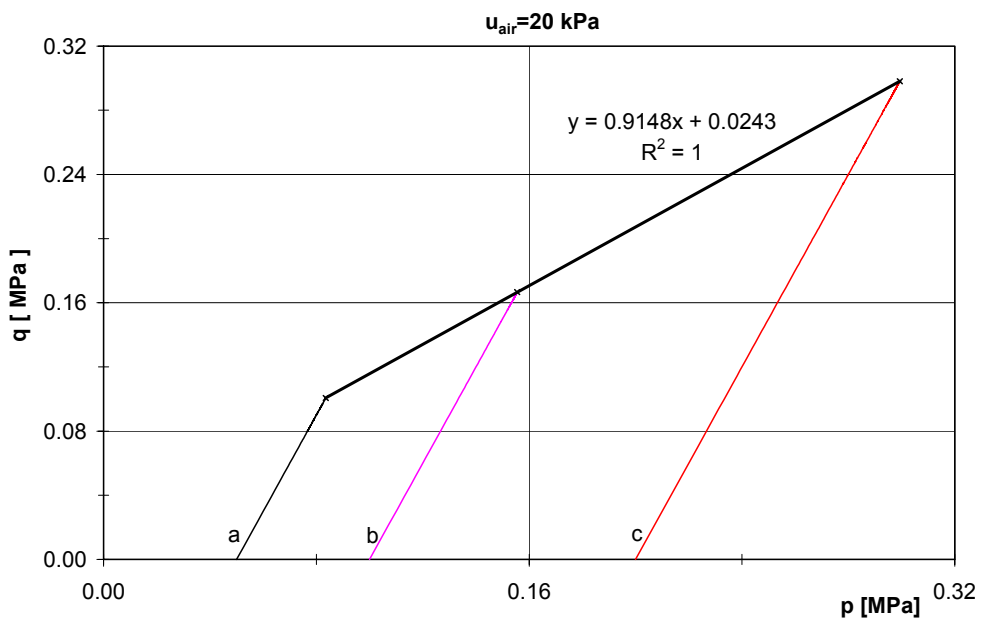


Figure 5. 26: Chemin des contraintes sous la forme des invariants de contraintes  $(p, q)$

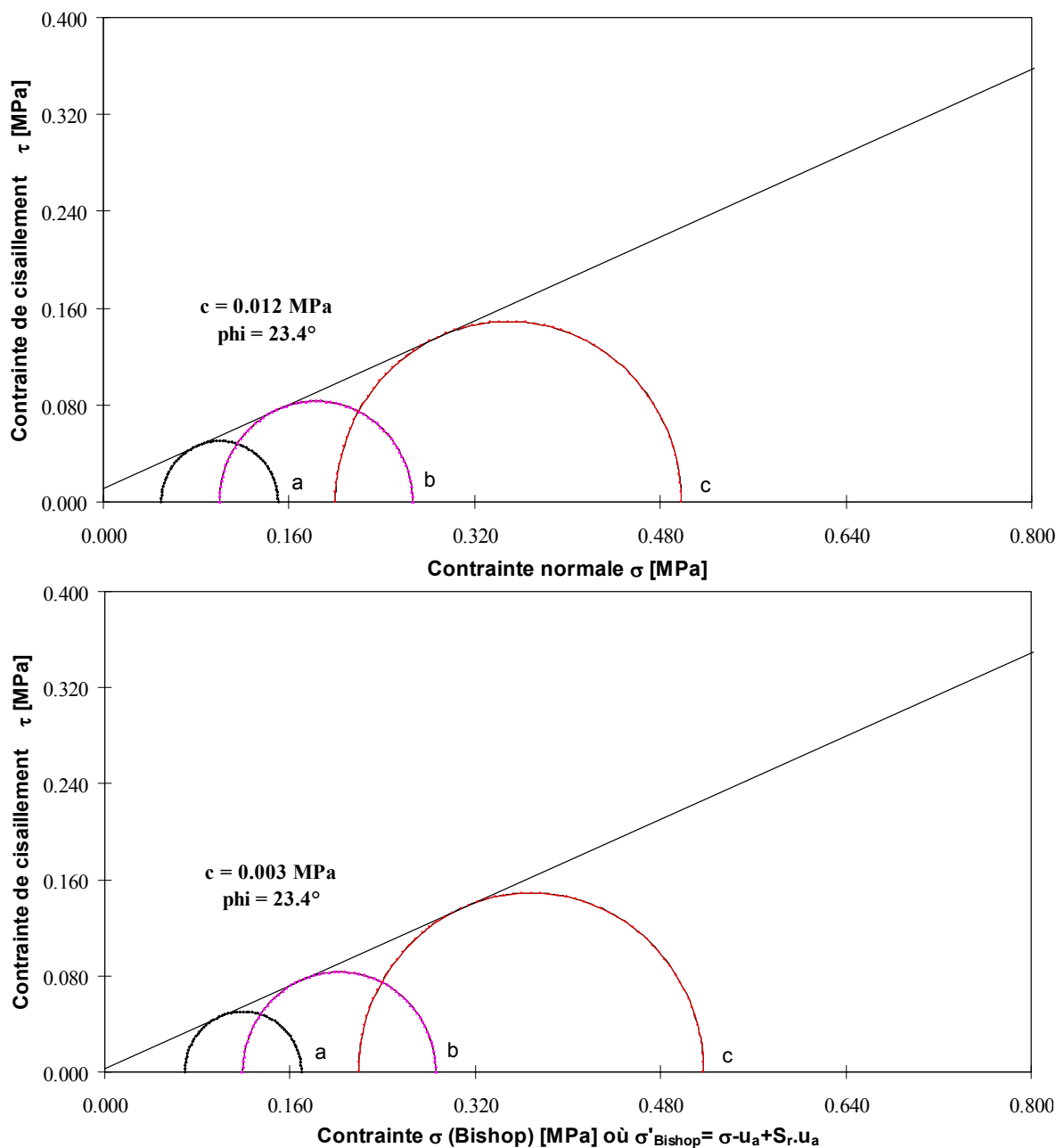


Figure 5. 27: Cercles de Mohr pour  $u_{\text{air}} = 20$  kPa (critère de rupture =  $q_{\text{max}}$ )

Epr	$\sigma_3$ kPa	$\rho_{\text{di}}$ kg/m <sup>3</sup>	e	$w_i$ %	$S_{ri}$ %	$w_f$ %	$\rho_{\text{df}}$ kg/m <sup>3</sup>	$S_{rf}$ %	$\sigma_{1r}$ kPa	$\varepsilon_{1r}$ %
a	50	1638	0.59	15.3	68.85	23.70	1551	96.1	150.5	19.21
b	100	1642	0.58	15.1	67.29	23.05	1600	96.0	266.0	19.37
c	200	1640	0.59	15.2	67.51	22.02	1628	95.9	496.7	19.59

Avant essai

Après essai

Tableau 5.6: Caractéristiques des éprouvettes avant et après essai ( $u_{\text{air}} = 20$  kPa)



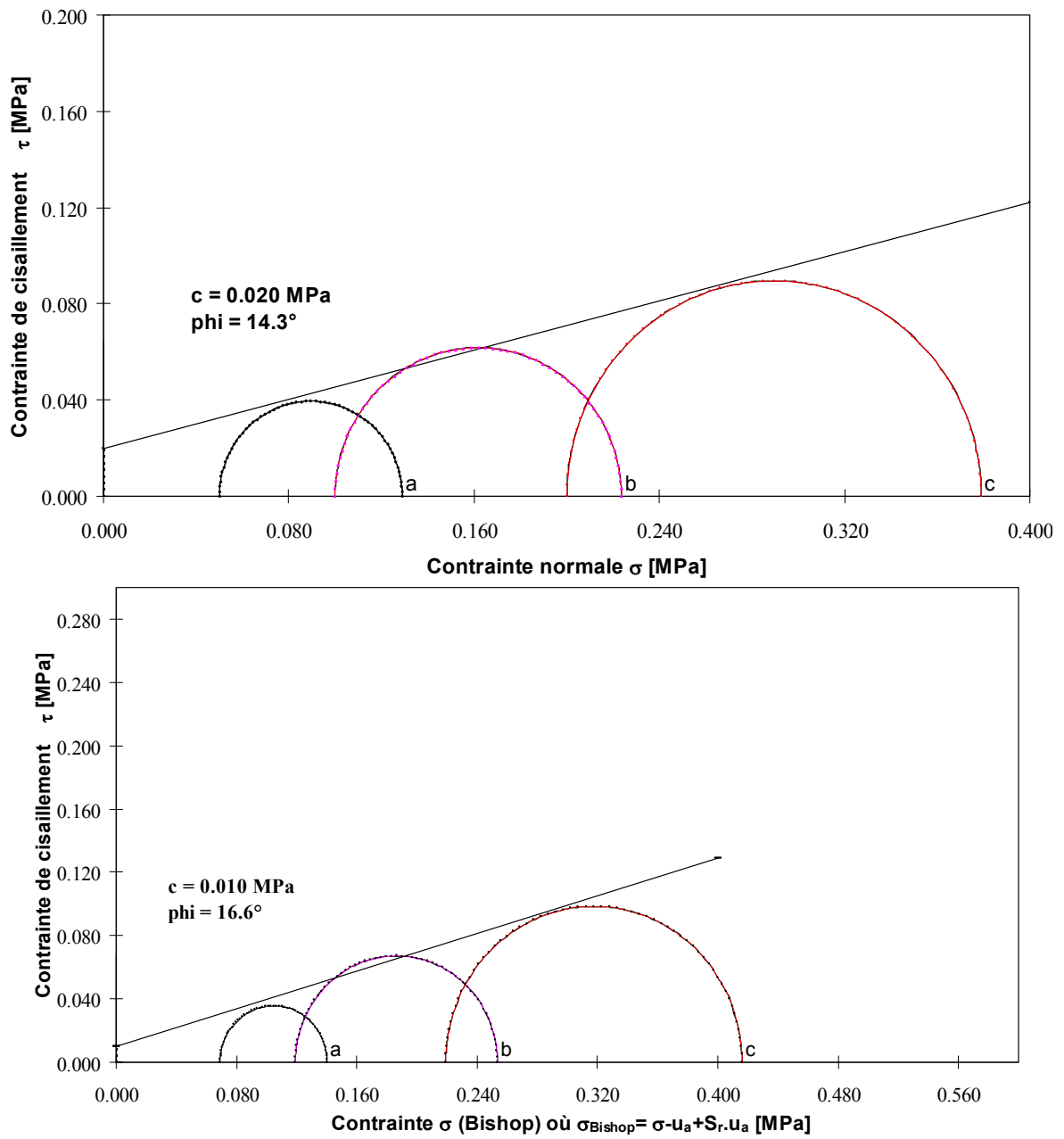


Figure 5. 28: Cercles de Mohr pour  $u_{\text{air}} = 20 \text{ kPa}$  (le critère de rupture est  $q$  à 2% de déformation)

## **7 Essais triaxiaux non saturés (UU) - méthode simplifiée: méthodologie et résultats**

### **7.1 Introduction**

Face à la complexité et à la durée des essais utilisant la méthode par surpression d'air, nous avons réalisé des essais par une méthode nettement plus simple et plus rapide, basée sur la reconstitution d'échantillons directement à la densité et à la teneur en eau souhaitée.

En effet, lorsqu'on prélève un échantillon, il a une humidité (une succion) qu'on peut déterminer comme présenté aux chapitres II et IV. De même, lorsqu'on reconstitue des échantillons, on les soumet à une certaine succion et en les cisillant directement, on peut avoir une idée de l'effet de la succion sur les caractéristiques de résistance du sol. Mais un inconvénient est que l'état de l'échantillon n'est ni sur le chemin de séchage, ni sur le chemin de mouillage de la courbe de rétention.

### **7.2 Description de la méthodologie**

#### **Choix des états à tester:**

La saturation d'un sol dépend de certaines caractéristiques, notamment sa teneur en eau ainsi que sa compacité. Elle est également liée à la succion comme le montre la courbe de rétention. Notre objectif étant d'étudier le comportement du sol soumis à différentes succions qui à leur tour sont liées aux saturations, une étude minutieuse de cette caractéristique est une façon détournée d'étudier l'effet de la succion sur les caractéristiques de résistance d'un sol.

Pour déterminer l'état initial des échantillons, on a procédé de trois façons:

- On fixe la densité et on varie la teneur en eau, ce qui implique la variation de la saturation, donc de la succion (points 2, 4, 6, et 8 de la figure 5.29).
- On garde la saturation constante, et pour arriver à cet état, on varie la densité et la teneur en eau en même temps de façon à garder la saturation plus ou moins constante (points 1-4-6-9, 2-3 et 5-8). Notons que le changement de la densité implique la variation de l'indice des vides et ce dernier paramètre influence la succion dans le sol.
- On varie la densité et on garde la teneur en eau constante (points 3-6-4-5, 2-1, 9-8-7).

La figure suivante montre les 9 états testés dans le diagramme Proctor.

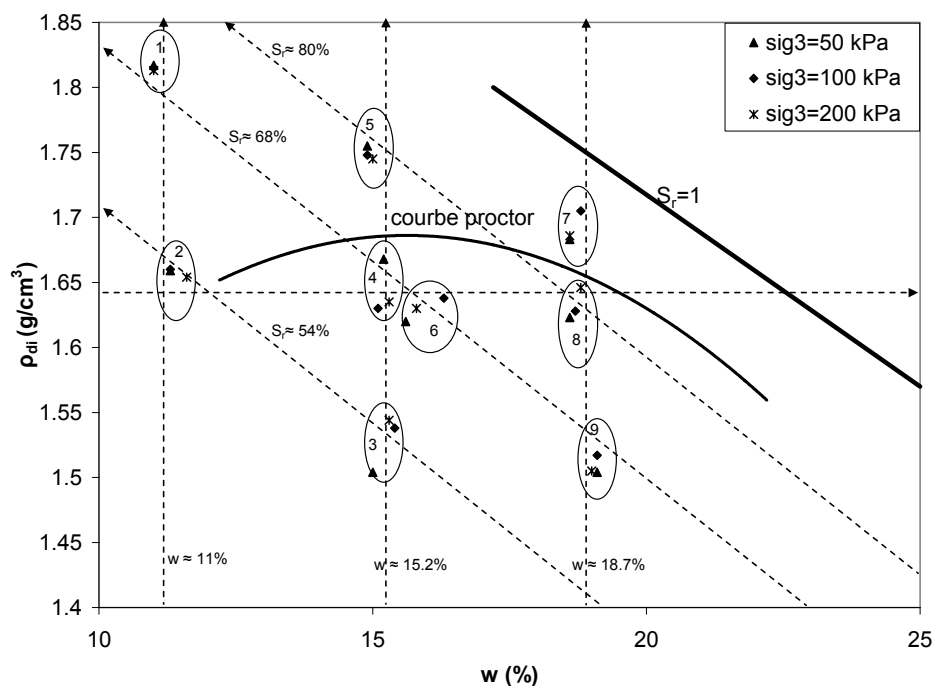


Figure 5. 29: Courbe Proctor et localisation des points pour les essais

Il convient de remarquer la variabilité des échantillons lors de leur fabrication. En effet, d’après la figure 5.29, on remarque que pour un même objectif, il y a une dispersion des valeurs des densités initiales pour les différentes éprouvettes. Au sein d’un échantillon, nous avons mesuré les variations de compacité. Pour cela, nous avons confectionné deux éprouvettes et nous les avons découpées en trois tranches, puis nous avons mesuré les densités de ces tranches, voici le résultat:

Echantillon 1	Echantillon 2
1	4
2	5
3	6

Figure 5. 30: Echantillons pour la mesure de l'homogénéité

Echantillon 1			Echantillon 2		
$\rho_d = 1.6695 \text{ g/cm}^3$			$\rho_d = 1.6812 \text{ g/cm}^3$		
$\rho_{d1}$	$1.6356 \text{ g/cm}^3$	$\Delta\rho_d = 3.7\%$	$\rho_{d4}$	$1.6430 \text{ g/cm}^3$	$\Delta\rho_d = 5.5\%$
$\rho_{d2}$	$1.6561 \text{ g/cm}^3$		$\rho_{d5}$	$1.6542 \text{ g/cm}^3$	
$\rho_{d3}$	$1.6966 \text{ g/cm}^3$		$\rho_{d6}$	$1.7335 \text{ g/cm}^3$	
w= 12.12 %			w= 12.11 %		
$w_1$	12.23%	$\Delta w = 2 \%$	$w_4$	12.12%	$\Delta w = 4.5 \%$
$w_2$	12.14%		$w_5$	12.16%	
$w_3$	11.99%		$w_6$	12.67%	
$S_r = 56.54$			$S_r = 57.61$		
$S_{r1}$	53.93 %	$\Delta S_r = 8.5 \%$	$S_{r4}$	54.1 %	$\Delta S_r = 21.8 \%$
$S_{r2}$	55.38 %		$S_{r5}$	55.3 %	
$S_{r3}$	58.54 %		$S_{r6}$	65.9 %	

Tableau 5.7: Variation des caractéristiques ( $\rho_d$ , w,  $S_r$ ) au sein d'une éprouvette

On voit qu'au sein d'une même éprouvette, il existe une variabilité de la densité de l'ordre de 3 à 5 %, la teneur en eau varie de 2 à 4 % tandis que la saturation varie significativement de 8 à 22 %, ce qui va sans doute affecter la précision des résultats des essais.

De même, nous avons voulu connaître l'effet du confinement sur la compacité de l'échantillon et nous avons remarqué que plus la contrainte de confinement augmente, plus le volume de l'échantillon diminue (tableau 5.8), donc la densité augmente. Cela signifie que la saturation change au cours de l'essai.

Confinement	$\sigma_3 = 50 \text{ kPa}$	$\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$
$\rho_{di} \text{ [g/cm}^3\text{]}$	1.6783	1.6758
$\Delta \text{volume [cm}^3\text{]}$	-3.2780	-4.4620
$\rho_{df} \text{ [g/cm}^3\text{]}$	1.7060	1.7140
$\Delta\rho_d \text{ [%]}$	1.65	2.26

Tableau 5.8: Effet du confinement sur la compacité: différence entre état initial et après consolidation

En plus du confinement s'ajoute l'effet du chargement au cours de l'essai, sans oublier toute la problématique liée à la mesure de la densité finale. En effet, lorsqu'un échantillon se rompt, la densité varie sensiblement dans la zone de rupture alors qu'on ne mesure que la densité finale moyenne ( $\rho_{df}$ ) de tout l'échantillon comme on peut le voir sur la figure 5.31:

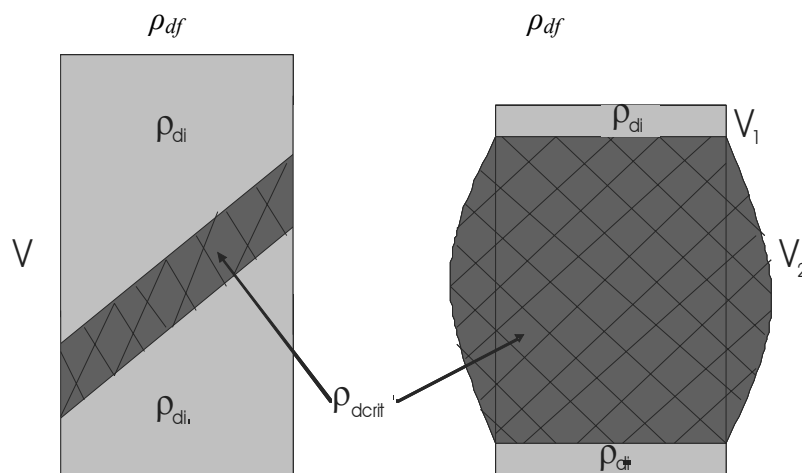


Figure 5. 31: Déformation au cours de l'essai

L'idéal serait de déterminer la densité dans cette zone de rupture. Elle devrait être légèrement différente de celle que l'on mesure en moyenne à la fin de l'essai.

Les paramètres qui influent sur la saturation sont donc difficiles à maîtriser au cours de la préparation des éprouvettes ainsi qu'au cours de l'essai. Ceci se répercute sur les résultats.

Il est important de rappeler que dans tous nos essais, nous essayons de reconstituer des échantillons proches de l'état in situ, c'est pourquoi, lors de l'interprétation, nous allons nous focaliser plus sur des points ayant une valeur de la densité proche de l'état initial, c'est-à-dire  $\rho_d \approx 1.65$  d'où, les points 2, 4, 6 et 8 de la figure 5.29.

### 7.3 Résultats en contraintes totales

Pour ces essais UU non saturés, il n'est pas possible de mesurer la pression de pore, c'est pourquoi, pour la présentation des résultats, nous allons utiliser les contraintes totales.

Suivant la teneur en eau et la densité, certains échantillons présentent un maximum  $q_{max}$  avant la fin de la déformation qui est fixée à plus ou moins 20 % de la hauteur initiale, d'autres atteignent cette déformation sans qu'on puisse atteindre la valeur de  $q_{max}$ . Pour des

échantillons secs et denses (point 1 et 2), nous observons un plan de rupture très net tandis que le reste des échantillons se déforme en tonneaux (figure 5.32).

Nous présentons les résultats complets pour les point 2 et 8 (diagrammes caractéristiques pour la plupart des cas), ainsi que les tableaux qui résument les caractéristiques de tous les essais, le reste sera présenté en annexe.

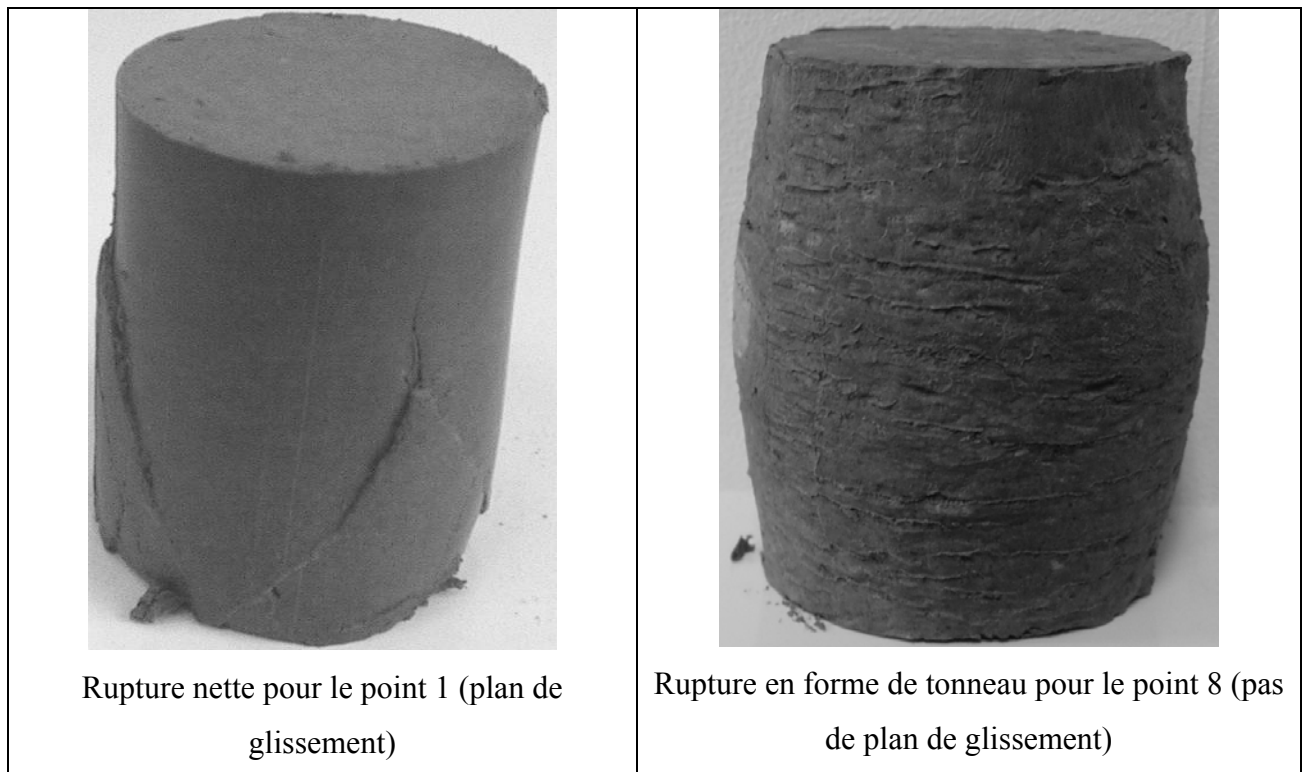


Figure 5. 32: Déformation au cours de l'essai (points 1 et 8)

- Point 2:

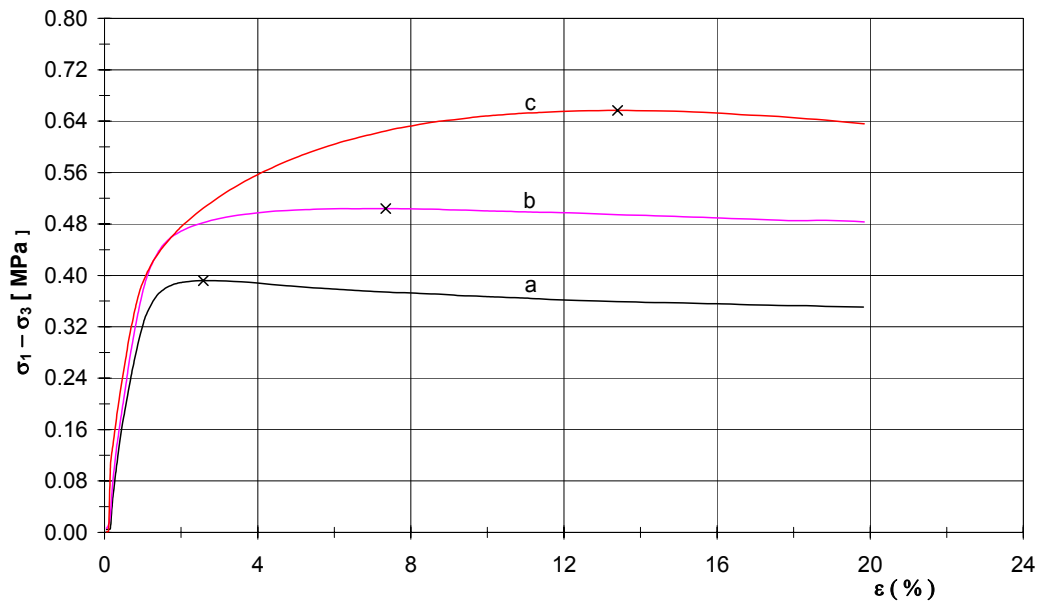


Figure 5. 33: Courbe de cisaillement pour le point 2

Epr	Volume cm <sup>3</sup>	H mm	σ <sub>3</sub> kPa	w <sub>i</sub> %	ρ <sub>di</sub> kg/m <sup>3</sup>	S <sub>ri</sub> %	ρ <sub>df</sub> kg/m <sup>3</sup>	S <sub>rf</sub> %	σ <sub>1r</sub> kPa	ε <sub>1r</sub> %
a	205	100.3	50	11.3	1659	51.8	1618	48.4	451	2.6
b	205	100.8	100	11.3	1660	51.8	1652	50.0	607	7.3
c	205	101.2	200	11.6	1654	52.9	1693	56.5	645	13.4

Tableau 5.9: Caractéristiques des éprouvettes avant et après essai (point2)

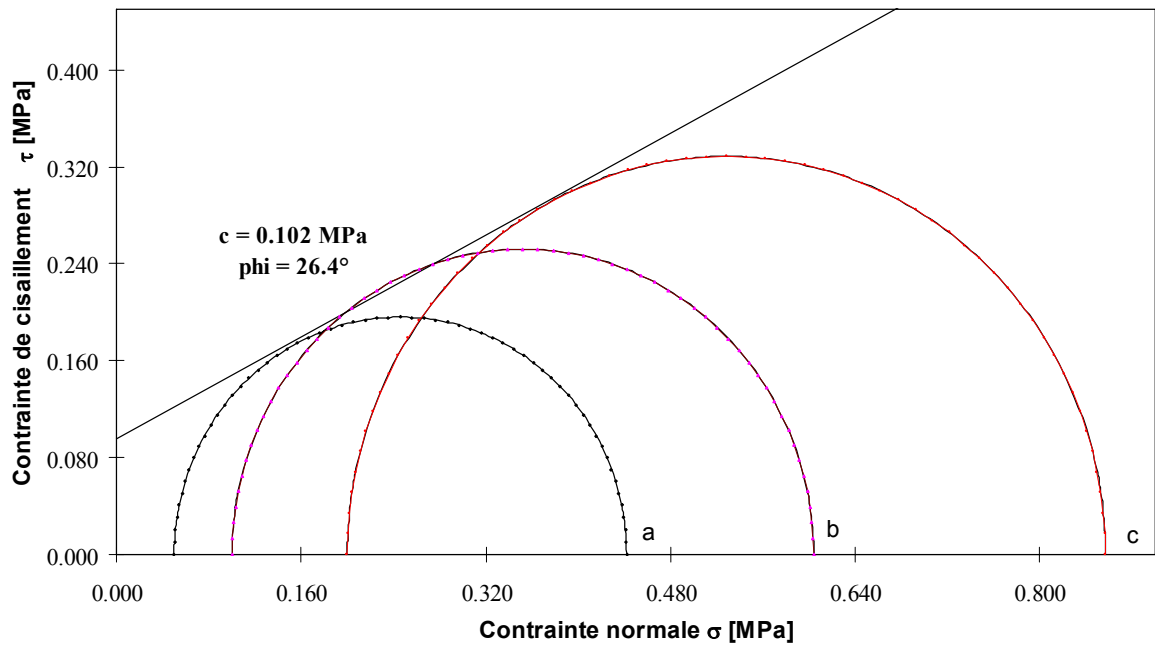


Figure 5. 34: Cercle de Mohr pour le point 2 (le critère de rupture est le déviateur maximum)

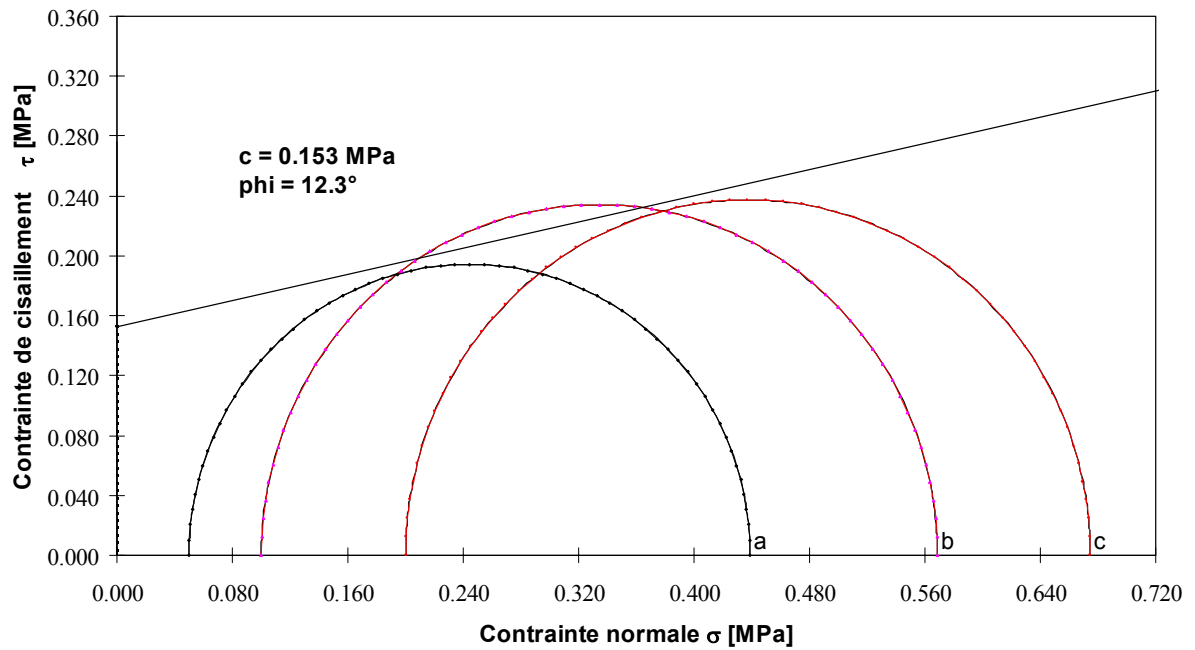


Figure 5. 35: Cercle de Mohr pour le point 2 (le critère de rupture est 2% de déformation)



- Point 8:

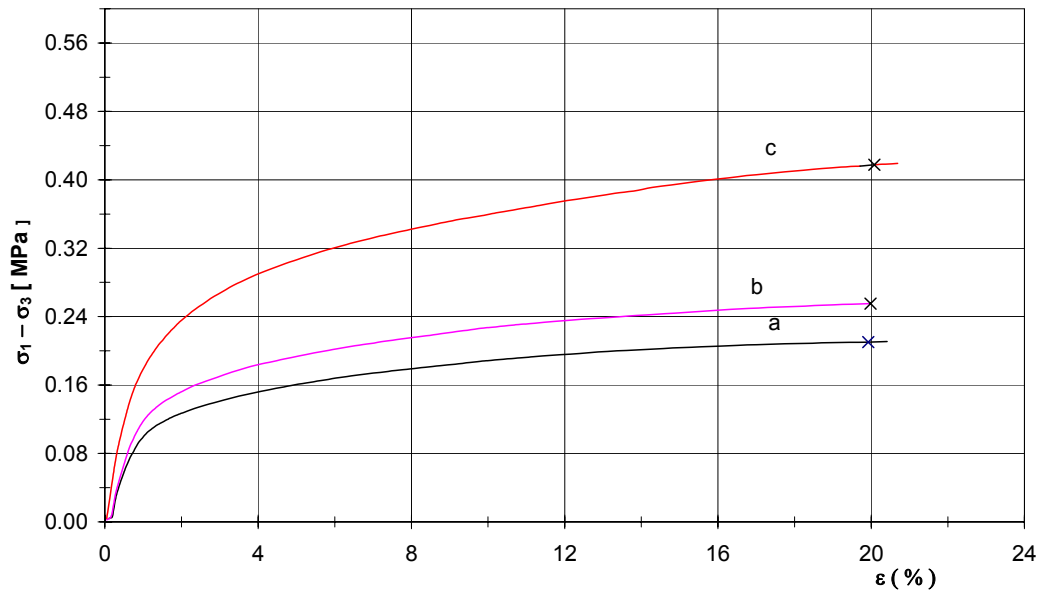


Figure 5. 36: Courbe de cisaillement pour le point 8

Epr	Volume cm <sup>3</sup>	H mm	$\sigma_3$ kPa	$w_i$ %	$\rho_{di}$ kg/m <sup>3</sup>	$S_{ri}$ %	$\rho_{df}$ kg/m <sup>3</sup>	$S_{rf}$ %	$\sigma_{1r}$ kPa	$\epsilon_{1r}$ %
a	207	102.1	50	19.1	1504	68.2	1697	90.9	155	20.0
b	205	102.0	100	19.1	1517	69.4	1687	89.7	244	20.0
c	206	102.5	200	19.0	1505	67.9	1733	97.6	408	20.0

Tableau 5.10: Caractéristiques des éprouvettes avant et après essai (point8)

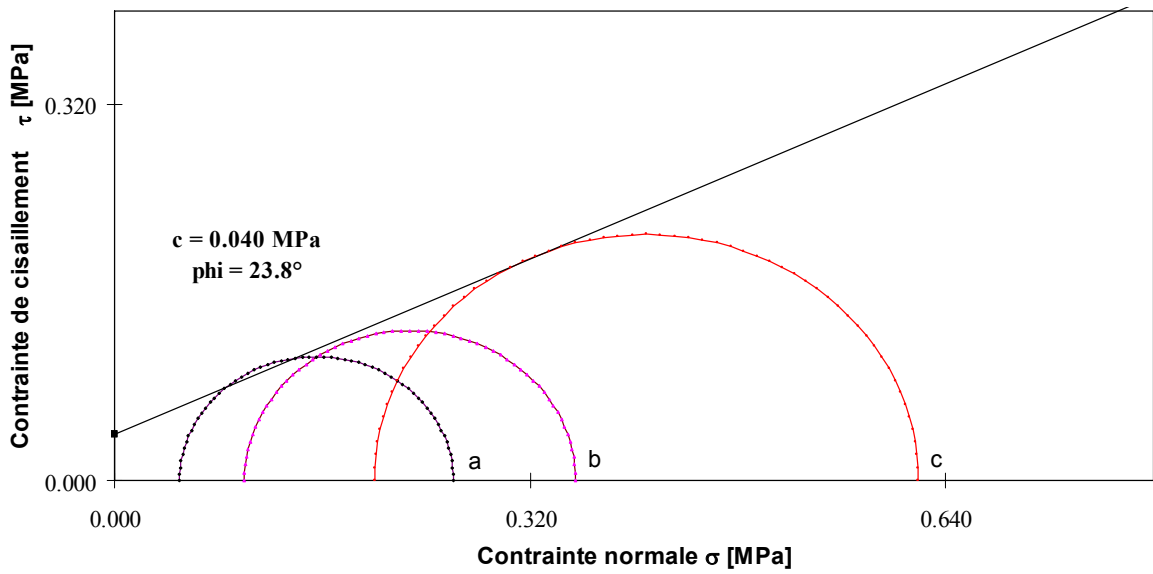


Figure 5. 37: Cercle de Mohr pour le point 8 (le critère de rupture est déviateur maximum)

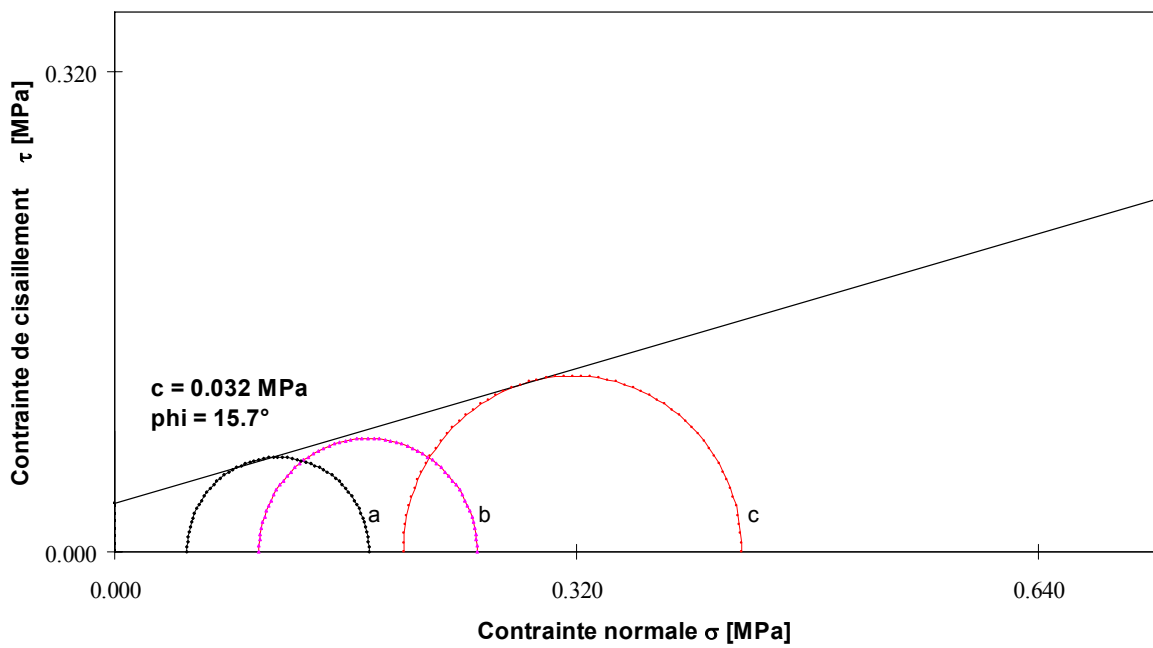


Figure 5. 38: Cercle de Mohr pour le point 8 (le critère de rupture est 2% de déformation)

Nous pouvons rassembler les résultats de tous les essais dans ces tableaux, qui ne diffèrent que par le mode de classement.

Etat initial							Etat final				Etat de contrainte à la rupture			
$w_i$ (%)		$\sigma_3$ (kPa)	$\rho_{di}$ (kg/m <sup>3</sup> )		$S_{ri}$		$\rho_{df}$ (kg/m <sup>3</sup> )		$S_{rf}$		$\sigma_{1r}$ (kPa)	$c$ (kPa)	$\phi$ (°)	
1	11.0	11.0	50	1817	1817	66.2	66.32	1751	1769	58.8	60.9	844	200	29.5
	11.0		100	1815		66.2		1775		61.4		1192		
	11.0		200	1813		65.7		1782		62.5		1105		
2	11.3	11.4	50	1659	1658	51.8	52.2	1618	1654	48.4	51.6	451	102	26.4
	11.3		100	1660		51.8		1652		50.0		607		
	11.6		200	1654		52.9		1693		56.5		845		
3	15.0	15.2	50	1504	1529	53.5	56.5	1548	1632	57.0	67.0	221	24	28.2
	15.4		100	1538		57.9		1643		68.3		362		
	15.3		200	1544		58.1		1704		75.6		640		

		Etat initial					Etat final				Etat de contrainte à la rupture		
$w_i$ (%)		$\sigma_3$ (kPa)	$\rho_{di}$ (kg/m <sup>3</sup> )		$S_{ri}$		$\rho_{df}$ (kg/m <sup>3</sup> )		$S_{rf}$		$\sigma_{1r}$ (kPa)	$c$ (kPa)	$\phi$ (°)
4	15.2	50	1668	1644	70.9	68.0	1664	1658	70.4	72.0	328	64	24.3
	15.1		1630		66.0		1608		70.6		426		
	15.3		1635		67.1		1702		75.1		683		
5	14.9	50	1755	1749	80.5	79.97	1714	1728	75.0	77.1	418	82	28.4
	14.9		1748		79.7		1730		77.2		560		
	15.0		1745		79.7		1741		79.2		841		
6	15.6	50	1620	1630	67.0	68.5	1596	1640	64.5	70.8	280	53	22.9
	16.3		1638		69.3		1646		73.1		384		
	15.8		1630		69.0		1678		74.7		619		

		Etat initial					Etat final				Etat de contrainte à la rupture		
$w_i$ (%)		$\sigma_3$ (kPa)	$\rho_{di}$ (kg/m <sup>3</sup> )		$S_{ri}$		$\rho_{df}$ (kg/m <sup>3</sup> )		$S_{rf}$		$\sigma_{1r}$ (kPa)	$c$ (kPa)	$\phi$ (°)
7	18.6	50	1683	1691	84.5	86.23	1644	1671	78.2	81.6	269	69	16.3
	18.8		1705		88.9		1684		83.2		374		
	18.6		1686		85.3		1685		83.4		538		
8	18.6	50	1623	1632	80.3	81.97	1697	1706	90.9	92.7	252	40	23.8
	18.7		1628		81.3		1687		89.7		346		
	18.8		1646		84.3		1733		97.6		599		
9	19.1	50	1504	1509	68.2	68.5	1584	1654	77.6	87.1	155	28	14.7
	19.1		1517		69.4		1656		86.9		244		
	19.0		1505		67.9		1722		96.9		408		

Tableau 5.11: Résultats des essais UU

$\sigma_3$ (kPa)	Etat initial			Etat final		
	$w_i$ (%)	$\rho_{di}$ (kg/m <sup>3</sup> )	$S_{ri}$	$\rho_{df}$ (kg/m <sup>3</sup> )	$S_{rf}$	$\sigma_{1r}$ (kPa)
50	11 1817	1817	66.2	1751	58.8	844
	11.3	1659	51.8	1618	48.4	451
	15	1504	53.5	1548	57.0	221
	15.2	1668	70.9	1664	70.4	328
	14.9	1755	80.5	1714	75.0	418
	15.6	1620	67.0	1596	64.5	280
	18.6	1683	84.5	1644	78.2	269
	18.6	1623	80.3	1697	90.9	252
	19.1	1504	68.2	1584	77.6	155

$\sigma_3$ (kPa)	Etat initial			Etat final		
100	$w_i$ (%)	$\rho_{di}$ (kg/m <sup>3</sup> )	$S_{ri}$	$\rho_{df}$ (kg/m <sup>3</sup> )	$S_{rf}$	$\sigma_{1r}$ (kPa)
	11.0	1815	66.2	1775	61.4	1192
	11.3	1660	51.8	1652	50	607
	15.4	1538	57.9	1643	68.3	362
	15.1	1630	66	1608	70.6	426
	14.9	1748	79.7	1730	77.2	560
	16.3	1638	69.3	1646	73.1	384
	18.8	1705	88.9	1684	83.17	374
	18.7	1628	81.3	1687	89.7	346
	19.1	1517	69.4	1656	86.9	244

$\sigma_3$ (kPa)	Etat initial			Etat final		
200	11.0	1813	65.7	1782	62.5	1105
	11.6	1654	52.9	1693	56.5	845
	15.3	1544	58.1	1704	75.6	640
	15.3	1635	67.1	1702	75.1	683
	15.0	1745	79.7	1741	79.2	841
	15.8	1630	69.0	1678	74.7	619
	18.6	1686	85.3	1685	83.4	538
	18.8	1646	84.3	1733	97.6	599
	19.0	1505	67.9	1722	96.9	408

Tableau 5.11bis: Résultats des essais UU



Points	c (kPa) : critère= $q_{\max}$	c (kPa) : critère= $q$ à 2% déf	Variation de c (%)	$\phi$ (°) : critère = $q_{\max}$	$\phi$ (°) : critère = $q$ à 2% déf	Variation de $\phi$ (%)
1	200	225	+12.5	29.5	23.2	-21
2	102	153	+50	26.4	12.3	-53
3	24	37	+54	28.2	13.7	-51
4	64	68	+6	24.3	12.9	-47
5	82	86	+4	28.4	22.4	-21
6	53	71	+34	22.9	9.0	-61
7	69	53	-23	16.3	10.9	-33
8	40	32	-20	23.8	15.7	-34
9	28	21	-25	14.7	6.4	-56

Tableau 5.12: c et  $\phi$  suivant différents critères de rupture

## 8 Courbe de rétention

Nous avons utilisé trois méthodes pour déterminer la courbe de rétention:

- **Méthode osmotique de contrôle de la succion**

Au chapitre IV, paragraphe 3.3, nous avons montré que lorsqu'on met en contact un échantillon et la solution de PEG d'une certaine concentration correspondant à une succion donnée, à cause de la succion osmotique, une partie de l'eau de l'échantillon va migrer vers la solution afin d'égaliser les potentiels. De même que l'on peut mesurer la déformation initiale de l'échantillon sous l'effet de la succion seule afin d'obtenir la teneur en eau après équilibre, on peut déterminer une courbe de rétention qui met en relation la succion et la teneur en eau ou le degré de saturation. Partant d'un état saturé (juste avant application de la succion), le chemin suivi est celui de séchage.

- **Méthode de contrôle de la succion par surpression d'air**

Au paragraphe 6 de ce chapitre, nous avons montré qu'en injectant de l'air à pression contrôlée en haut de l'échantillon préalablement saturé, une partie de l'eau de l'échantillon passe à travers la pierre poreuse à haute pression d'entrée d'air jusqu'à l'équilibre. Une façon de déterminer la courbe de rétention par cette méthode est de mesurer les caractéristiques de l'échantillon juste après équilibre des succions. Ainsi, nous pouvons tracer la courbe qui met en relation la succion ( $u_{air}$ ) et le degré de saturation ou la teneur en eau. Comme pour la méthode osmotique, le chemin suivi est celui du séchage.

- **Méthode du papier filtre**

Cette méthode est décrite au chapitre IV, paragraphe 2.2, elle mesure directement la succion par pesée de papier filtre inséré dans des échantillons reconstitués. Comme la mesure de la succion se fait sans avoir préalablement saturé ou séché l'échantillon, nous avons un état intermédiaire entre le chemin de séchage et celui de mouillage.

### Synthèse des résultats

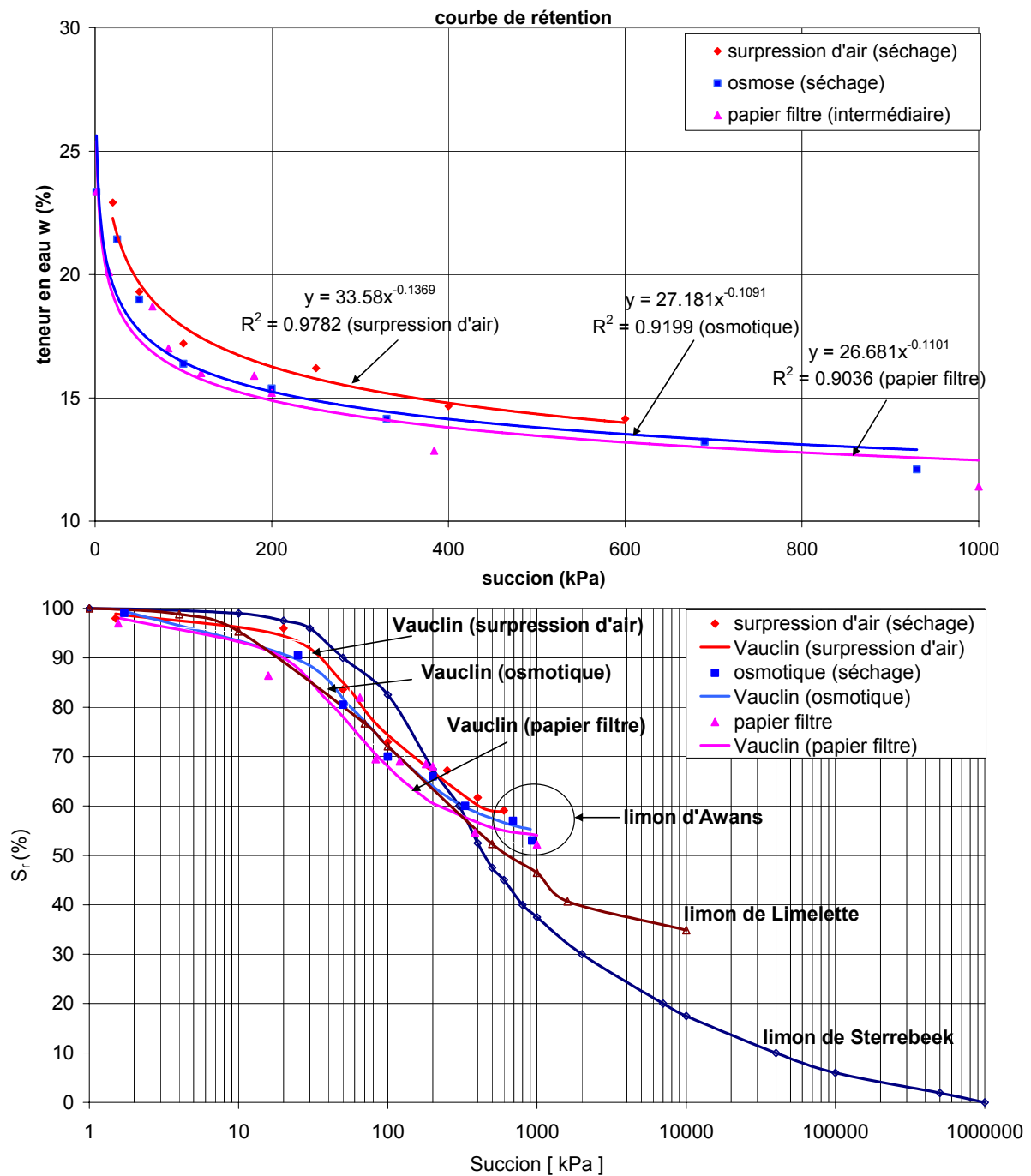


Figure 5. 39: Courbes de rétention du limon d'Awans (calage des courbes par l'équation de VAUCLIN et al. [1976]), du limon de Limelette et du limon de Sterrebeek

Nous présentons les courbes de rétention du limon d'Awans obtenues suivant les trois méthodes citées précédemment. Nous les avons comparées aux courbes de rétention de deux limons (Limelette et Sterrebeek).

Nous avons calé les courbes de rétention du limon d'Awans à partir d'une loi de saturation  $S_r$  en fonction de la succion. L'équation de la loi est la suivante (VAUCLIN *et al.* [1976], voir chapitre II, paragraphe 3.1):

$$S_r = S_{res} + \frac{CSR3(S_{r,field} - S_{res})}{CSR3 + (CSR1 \cdot s)^{CSW2}}$$

où  $CSR1$ ,  $CSW2$ ,  $CSR3$ ,  $S_{r,field}$  et  $S_{res}$  sont des paramètres à déterminer par calage de courbes numériques sur des courbes expérimentales (figure 5.39). Nous résumons ces paramètres de l'équation dans ce tableau:

Méthode	$S_{res}$	$S_{r,field}$	$CSR1$	$CSR3$	$CSW2$
Surpression d'air	0.57	0.990	0.000019	1.85	1.54
Osmotique	0.53	1.00	0.000080	8.00	1.18
Papier filtre	0.53	0.986	0.000090	8.50	1.30

Tableau 5.13: Paramètres de l'équation de Vauclin pour différentes méthodes utilisées.

Bien que la méthode du papier filtre soit facile à réaliser, elle est moins précise par rapport aux autres méthodes. En effet, lorsque nous interpolons les points testés sur la courbe d'étalonnage du papier filtre Whatman 42 (chapitre IV, paragraphe 2.2, figure 4.3), une imprécision d'une décimale implique une grande variation de succion. Par exemple, un  $pF$  de 4 équivaut à une succion de 1000 kPa tandis qu'un  $pF$  de 3.9 donne une succion égale à 794 kPa.

Quant aux deux méthodes (osmotique et surpression d'air), elles sont assez proches et correspondent à un chemin de séchage car nous partons d'un état saturé, contrairement à la méthode du papier filtre où nous mesurons directement la succion à laquelle est soumise l'échantillon.

D'après la figure 5.39 et le tableau 5.1 ( $S_r = 64\%$  et  $w = 15\%$ ) qui résume les paramètres initiaux lors du prélèvement de l'échantillon, nous pouvons estimer que le sol a une succion initiale comprise entre 200 et 300 kPa.

## 9 Interprétation des essais triaxiaux non saturés

### 9.1 Introduction

D'une façon générale, nous postulons que le critère de Mohr Coulomb reste applicable. Il nous faut donc déterminer la cohésion et l'angle de frottement interne en fonction d'une variable représentant l'état hydrique. Toutefois, ces paramètres de résistance dépendent également de la densité (ainsi que d'autres facteurs que nous ne considérons pas ici, tels le mode de fabrication des échantillons, la texture, la microstructure, etc...., supposés constants sur tous nos échantillons).

Nous déterminons donc successivement les variations de  $c$  et  $\phi$  en contraintes totales en fonction des variations de:

- La densité  $\rho_d$
- La teneur en eau  $w$
- La saturation (liée à la succion par la courbe de rétention)
- La succion (déduite de la saturation/teneur en eau via la courbe de rétention)

Les modèles de variation publiés dans la littérature et que nous considérons sont souvent linéaires, parfois des lois de puissance ou des exponentielles.

Toutefois, cette interprétation reste d'un usage difficile. Une seconde approche est basée sur l'hypothèse que seule la cohésion dépend de l'état hydrique. Il faut dans ce cas d'une part déterminer un frottement interne moyen (ou mieux dépendant seulement de la densité) et faire dépendre la cohésion de l'état hydrique. Nous tenterons également cette approche.

Enfin, des publications récentes suggèrent que la contrainte "effective" de Bishop pourrait par sa forme prendre en compte l'essentiel de la cohésion capillaire. Nous réinterpréterons donc nos essais dans ce cadre.

### 9.2 Effet de l'état hydrique sur les paramètres de résistance (densité constante)

Nous allons essayer d'analyser les points de même densité  $\rho_d \approx 1.65 \text{ g/cm}^3$  (points 2, 4, 6 et 8 de la figure 5.40), c'est à dire qui ont presque la même densité que l'état initial du sol.

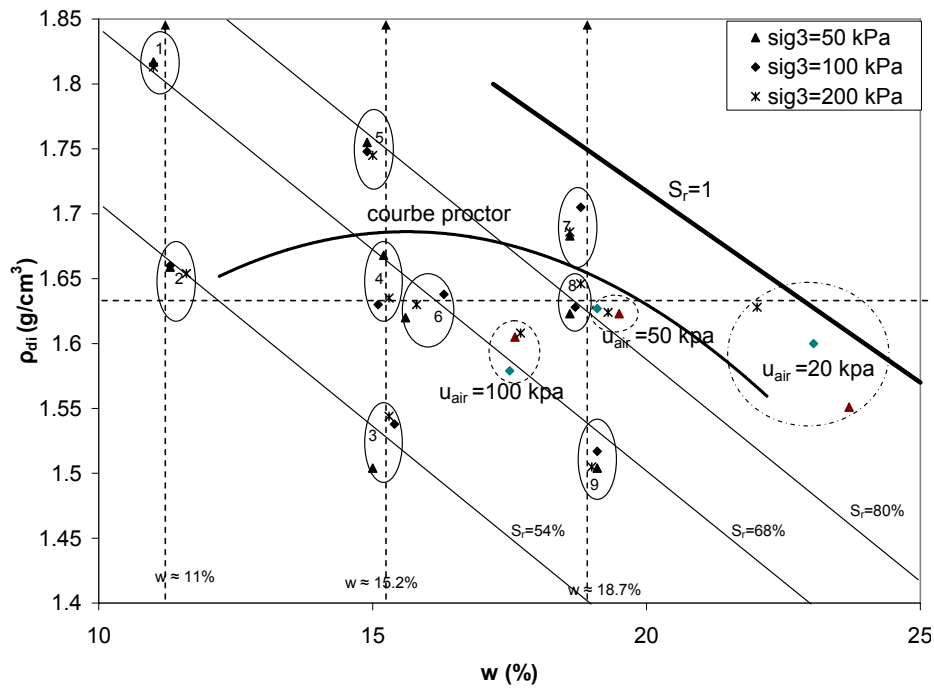


Figure 5. 40: Localisation des échantillons sur la courbe Proctor

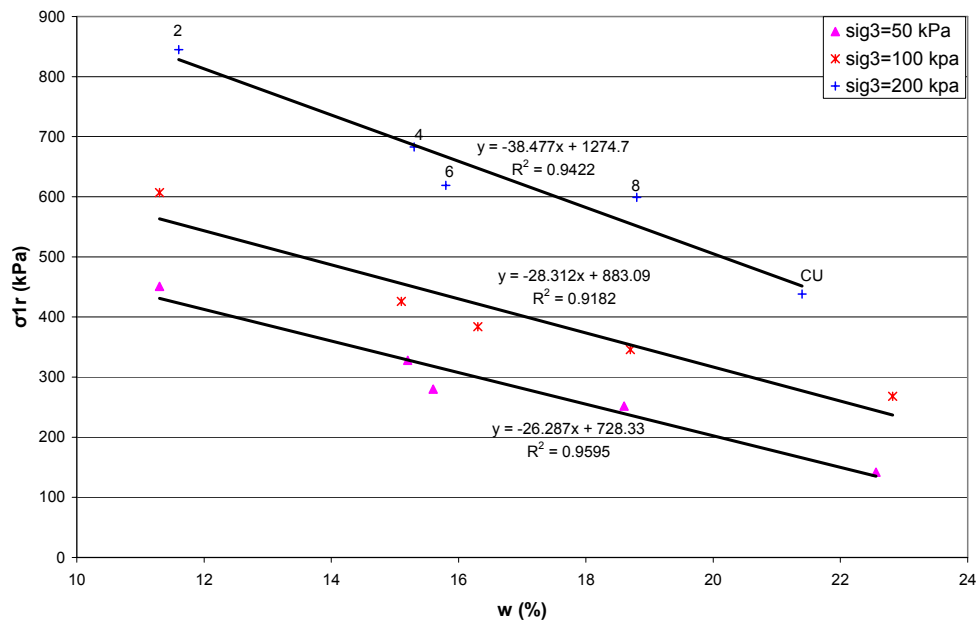


Figure 5. 41: Résistance  $\sigma_I$  maximale en fonction de la teneur en eau

La figure 5.41 montre l'évolution de la résistance  $\sigma_I$  maximale en fonction de la teneur en eau pour les points de même densité (2, 4, 6 et 8). On observe que pour un confinement donné, plus la teneur en eau augmente, plus la résistance du sol diminue. De même, pour une teneur en eau donnée, plus le confinement diminue, plus la résistance du sol diminue. Ce qui nous permet de dire que la succion rend le sol plus résistant.

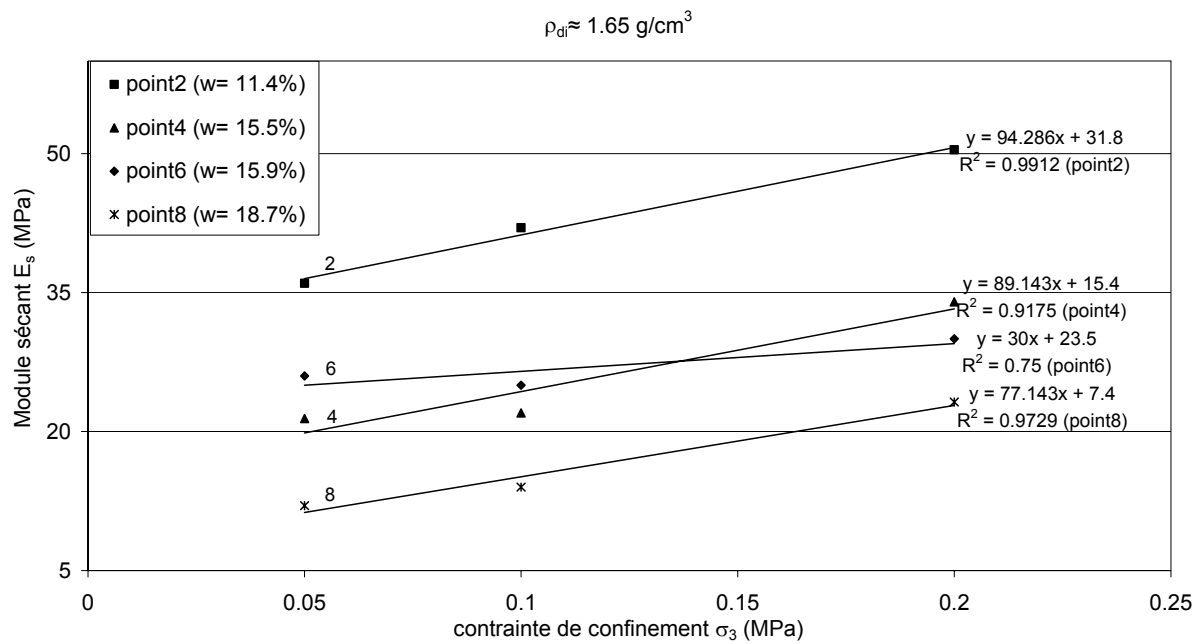


Figure 5. 42: Evolution du module sécant  $E_s$  en fonction du confinement (points de même densité)

La figure 5.42 montre la variation du module sécant qui est défini comme le rapport entre le déviateur  $q$  à 0.5% de déformation axiale et cette déformation. On observe que le module  $E_s$  augmente avec la dessiccation du matériau et avec l'augmentation du confinement. Toutefois, les courbes des points 4 et 6 (pour des confinements de 50 et 100 kPa) contrarient cette observation, probablement parce qu'au début de l'essai, le piston n'est pas souvent en bon contact avec l'échantillon, ou bien parce que pour ces points, l'état initial de la densité est dispersé et son effet sur le module sécant est non négligeable comme nous allons le voir dans la suite.

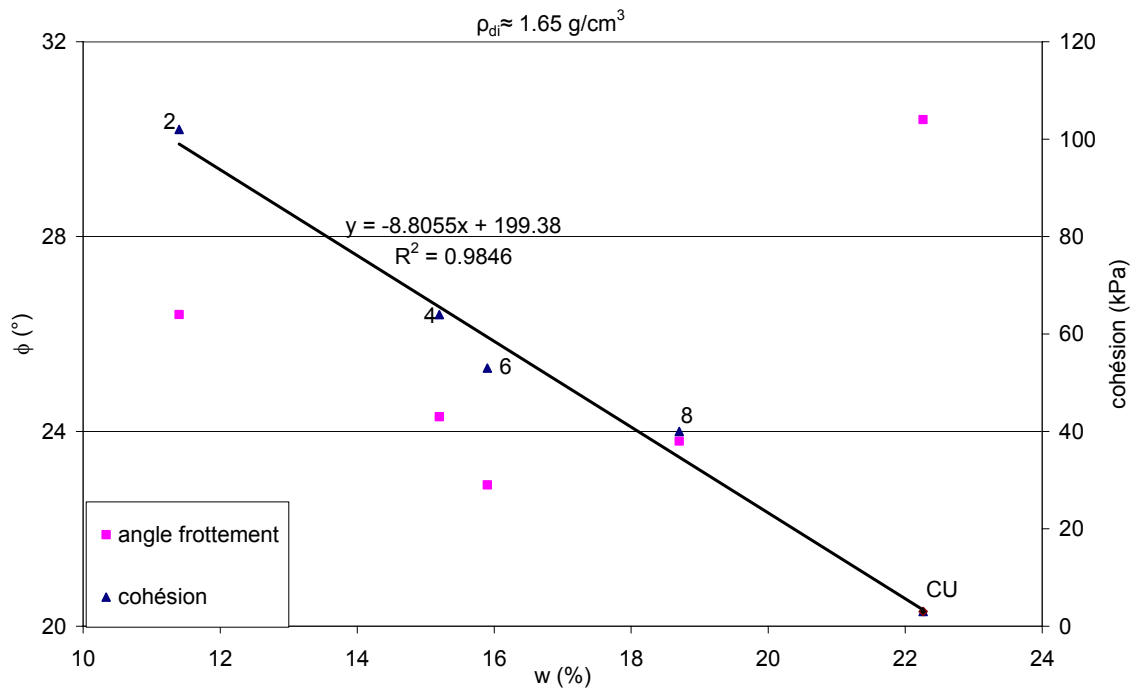


Figure 5. 43: Cohésion et angle de frottement en fonction de la teneur en eau (points de même densité)

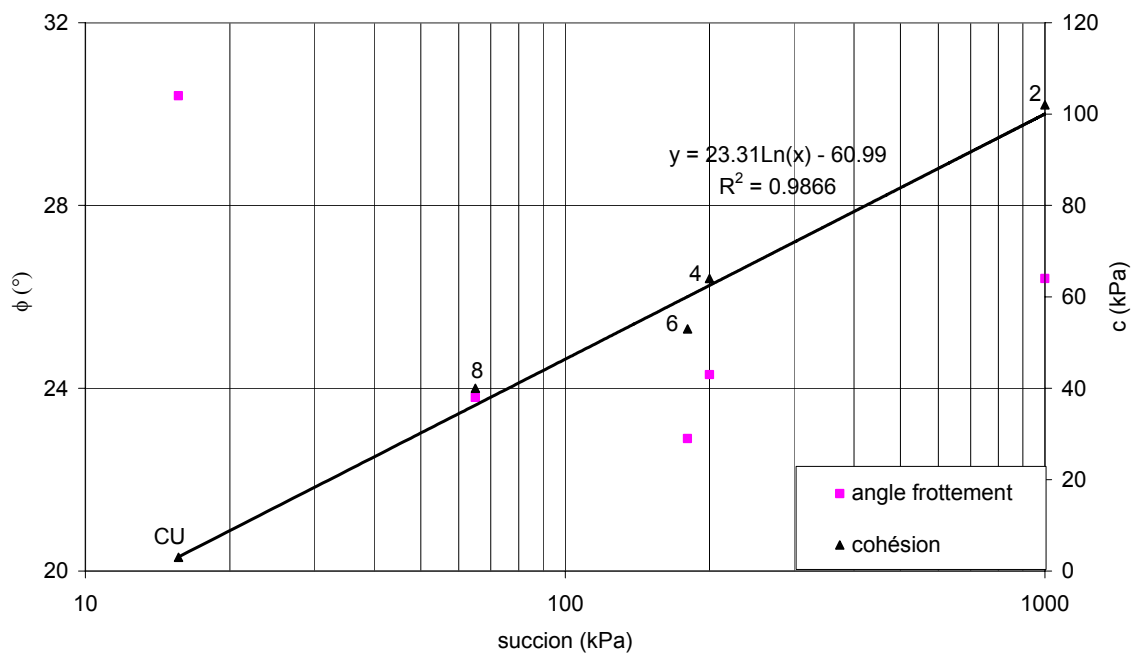


Figure 5. 44: Cohésion et angle de frottement en fonction de la succion (points de même densité)

Les figures 5.43 et 5.44 nous montrent l'évolution de la cohésion et de l'angle de frottement en fonction de la teneur en eau ou de la succion pour les mêmes points (2, 4, 6 et 8). On remarque que la cohésion décroît linéairement avec l'augmentation de la teneur en eau (figure



5.43). La même observation est valable pour la variation de la cohésion en fonction de la succion, on voit qu'elle décroît linéairement dans les axes semi-logarithmiques avec la diminution de la succion (figure 5.44). Quant à l'angle de frottement, cet effet n'est pas aussi marqué ( $\phi$  varie entre  $22.9^\circ$  et  $26.4^\circ$ ). Ceci peut s'expliquer par les valeurs de densité assez proches pour les différents échantillons.

Ce modèle linéaire nous permet de dégager deux relations qui lient la cohésion  $c$  et la teneur en eau  $w$  d'une part, et la cohésion et la succion d'autre part:

$$c = -8,8055.w + 199.38 \text{ avec } R^2 = 0,9846 \text{ (les unités sont en kPa)} \quad [5.1]$$

$$c = 23,31.\ln(s) - 60,99 \text{ avec } R^2 = 0.9866 \text{ (les unités sont en kPa)} \quad [5.2]$$

Dans une représentation sous forme de puissance, la figure 5.45 donne une relation entre la cohésion et la teneur en eau qui peut s'écrire:

$$c = 10463.w^{-1,8968} \text{ avec } R^2 = 0.987 \text{ (les unités sont en kPa)} \quad [5.3]$$

Ce qui rejoint, pour la frange des teneurs en eau explorées, la relation donnée par LECLERCQ et al. [1985] sur le limon de Gembloux à savoir:

$$c = 27247.w^{-2,3574} \text{ avec } R^2 = 0.99 \text{ (les unités sont en kPa)} \quad [5.4]$$

De même, la figure 5.46 donne une relation entre la cohésion et la succion:

$$c = 9,5454.s^{0,3439} \text{ avec } R^2 = 0.9748 \text{ (les unités sont en kPa)} \quad [5.5]$$

Cette relation rejoint également l'observation faite par VERBRUGGE [1978] sur le limon de Sterrebeek où il avait pu établir pour ce sol une relation:

$$c_a = 0,07142.s^{0.84} \text{ (les unités sont en bar et } 1 \text{ bar} = 100 \text{ kPa)} \quad [5.6]$$

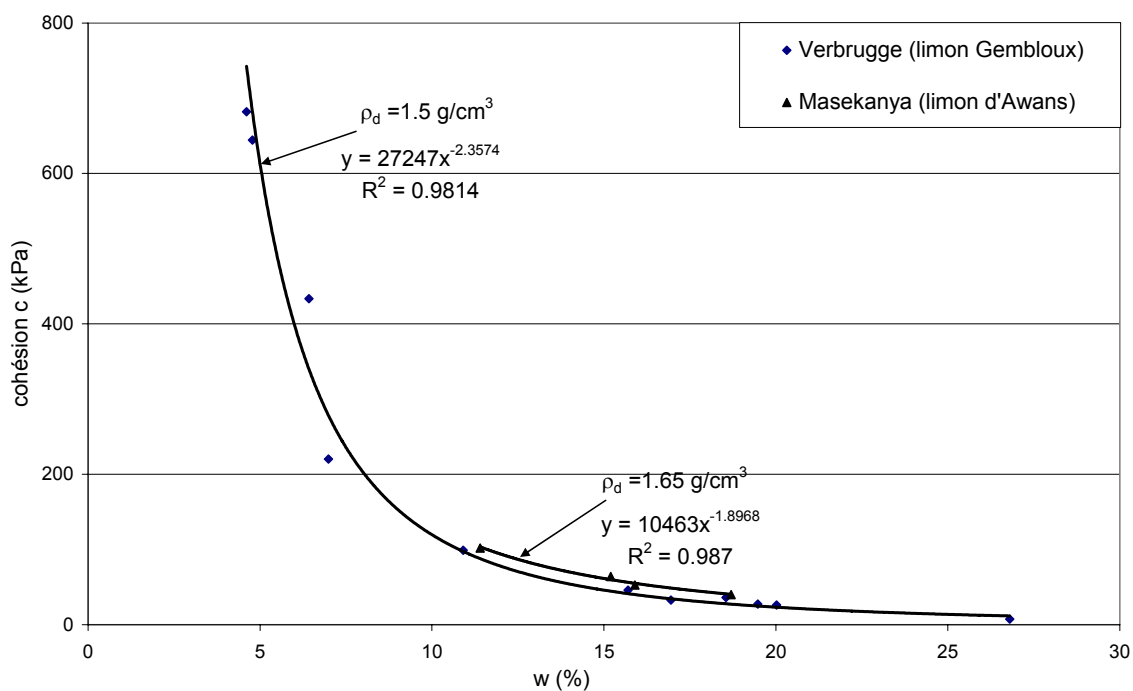


Figure 5. 45: Cohésion en fonction de la teneur en eau (points de même densité)

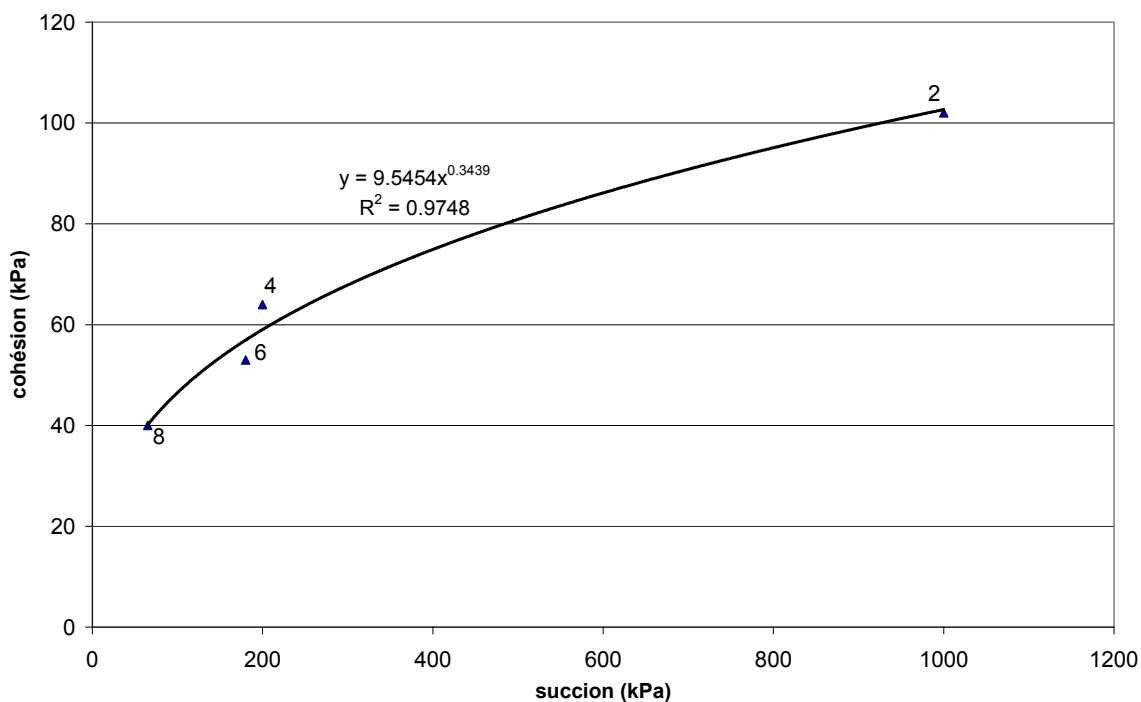


Figure 5. 46: Cohésion en fonction de la succion (points de même densité)

Une autre approche, basée sur la publication de MATSUSHI et MATSUKURA [2006], considère que seule la cohésion dépend de l'état hydrique et que l'angle de frottement est constant pour un sol ayant une densité constante. Ces auteurs ont proposé une relation empirique exprimant la cohésion des sols non saturés comme une fonction de la teneur en eau

volumétrique  $\theta$ . Nous allons utiliser les résultats des essais UU sur le limon d'Awans pour déterminer cette relation.

MATSUSHI et MATSUKURA [2006] proposent une relation exponentielle:

$$\tau = \sigma \tan \phi + Ce^{-\mu\theta} \quad [5.7]$$

où

$\sigma$ : la contrainte totale

$\phi$ : l'angle de frottement

$\theta$ : la teneur en eau volumétrique ( $\theta = \frac{w\rho_d}{\rho_w}$ )

$C$ : valeur hypothétique de la cohésion quand  $\theta=0$

$\mu$ : coefficient qui montre la susceptibilité de la réduction de la résistance ( $\mu > 0$ )

Donc, il faut trouver  $\phi$ ,  $\mu$  et  $C$ .

Nous analysons par régression les résultats des essais UU à différents teneurs en eau afin de trouver une équation qui permet de représenter la cohésion en fonction de la teneur en eau.

Pour cela, nous procédons comme suit:

- Nous considérons que pour une densité constante, l'angle de frottement interne  $\phi$  varie d'une façon très négligeable par rapport à la cohésion (voir figure 5.43)
- Nous rendons linéaire l'équation [5.7] comme suit:

$$\ln[\tau - \sigma \tan \phi] = -\mu\theta + \ln C \quad [5.8]$$

- Nous donnons une valeur arbitraire de  $\phi$  et nous calculons le premier membre de l'équation [5.8] pour toutes les valeurs de  $\tau$  et  $\sigma$  à la rupture.
- Par une régression linéaire de  $\ln[\tau - \sigma \tan \phi]$  en fonction de  $\theta$ , nous trouvons une valeur de  $\phi$  donnant la valeur de la corrélation  $R^2$  la plus grande (figure 5.48).
- Finalement, on peut tirer les valeurs de  $C$  et  $\mu$  à partir de la ligne de régression correspondant à cet angle (figure 5.49) et ayant la forme:

$$\ln[\tau - \sigma \tan \phi_{\text{trouvé}}] = a\theta + b; \text{ d'où: } a = -\mu \text{ et } b = \ln C$$

En récapitulant les résultats des points 2, 4, 6 et 8, nous pouvons les présenter dans le tableau 5.14:

	$w$ (%)	$\rho_d$ ( $g/cm^3$ )	$\theta$	$\sigma_f$ (kPa)	$\tau_f$ (kPa)	$\phi_{cl}$ (°)	$c_{cl}$ (kPa)
Point 2	11.3	1.659	0.1875	161.39	179.61	26.4	102
	11.3	1.660	0.1876	240.84	227.09		
	11.6	1.654	0.1919	379.17	288.90		
Point 4	15.2	1.668	0.2535	131.83	126.70	24.3	64
	15.1	1.630	0.2461	195.96	148.57		
	15.3	1.635	0.2502	342.17	220.13		
Point 6	15.6	1.620	0.2527	120.27	105.95	22.9	53
	16.3	1.638	0.2670	186.77	130.82		
	15.8	1.630	0.2575	328.02	193.00		
Point 8	18.6	1.623	0.3019	110.26	92.42	23.8	40
	18.7	1.628	0.3044	173.39	112.55		
	18.8	1.646	0.3094	319.03	182.55		

Tableau 5.14: Récapitulatif des caractéristiques des échantillons ayant presque une même densité.

Où  $\tau_f$  et  $\sigma_f$  sont les contraintes à la rupture (dans le plan de rupture) obtenues pour différents teneurs en eau,  $c_{cl}$  et  $\phi_{cl}$  sont la cohésion et l'angle de frottement déterminés classiquement à partir de 3 essais à différents confinements.

Les valeurs de  $\tau_f$  et  $\sigma_f$  peuvent être obtenues suivant cette figure:

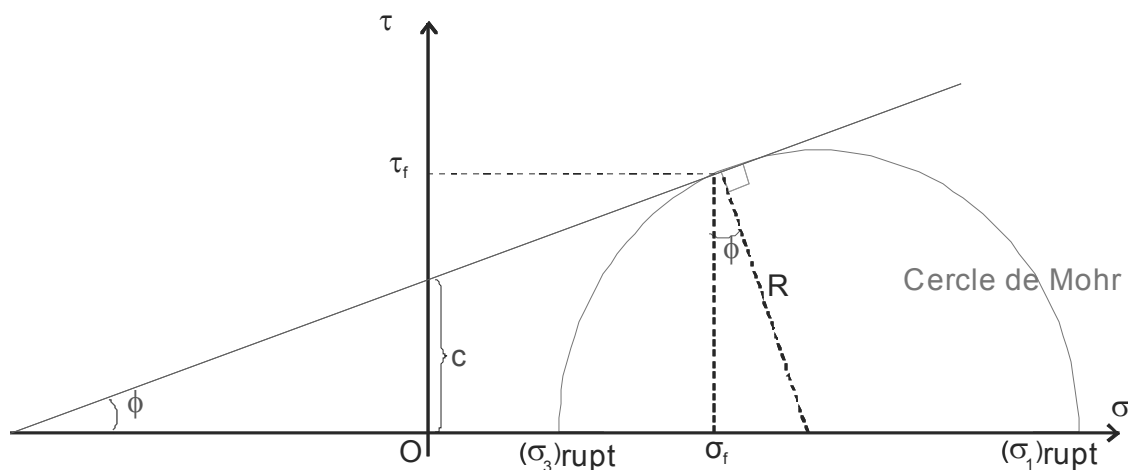


Figure 5. 47: Contraintes dans le plan de rupture

$$\tau_f = \left( \frac{\sigma_{1r} - \sigma_{3r}}{2} \right) \cos \phi \text{ et } \sigma_f = \frac{\sigma_{3r}}{2} (1 + \sin \phi) + \frac{\sigma_{1r}}{2} (1 - \sin \phi)$$

Voici les courbes donnant le coefficient de corrélation  $R^2$  en fonction de l'angle de frottement  $\phi$  ainsi que la ligne de régression correspondant à  $\phi$  pour  $R^2$  maximal:

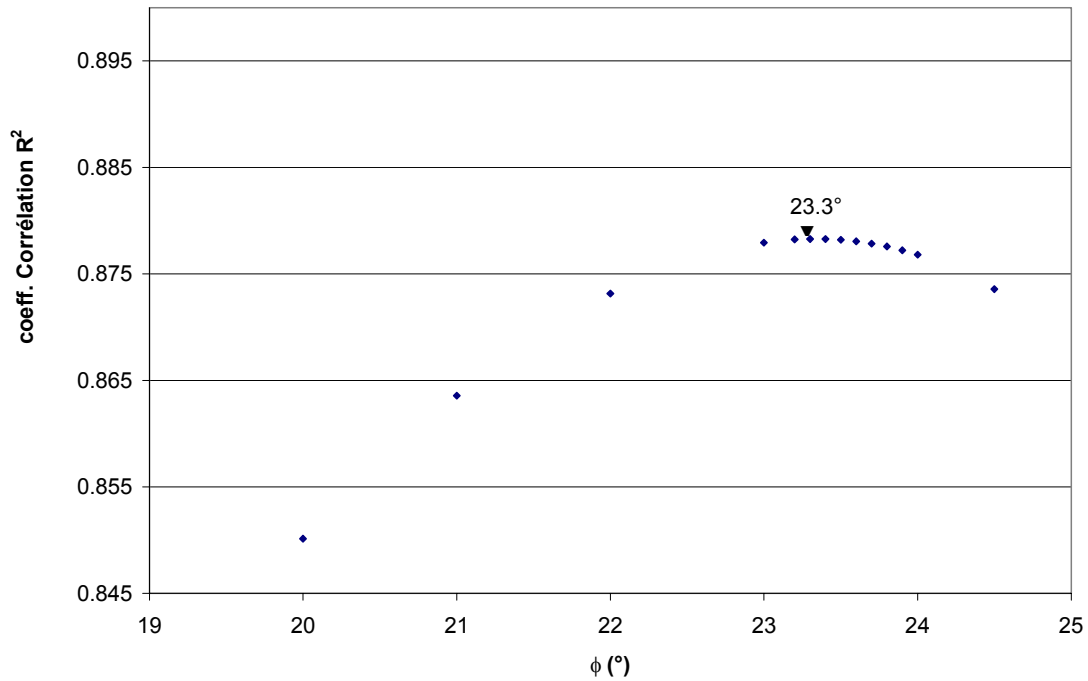


Figure 5. 48: Valeurs de la corrélation  $R^2$  en fonction de  $\phi$

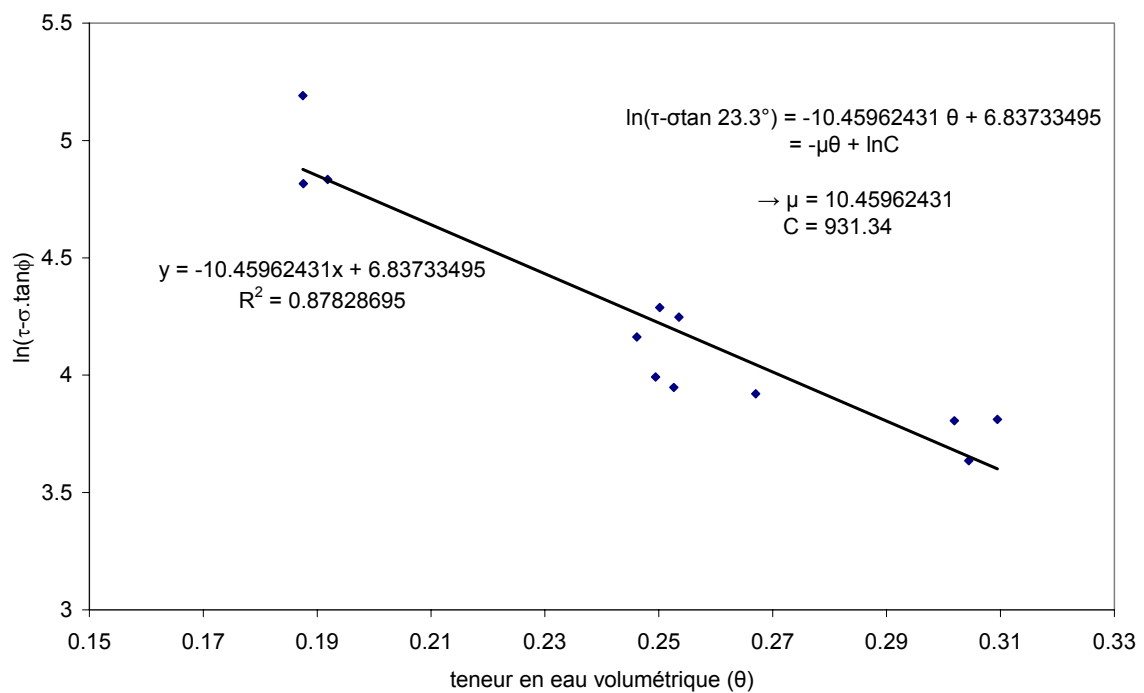


Figure 5. 49: Régression linéaire dans les axes semi-logarithmiques

Finalement, on a:

$$\tau = \sigma \tan 23.3 + 931.34e^{-10.46\theta} \quad \text{ou} \quad \tau = \sigma \tan 23.3 + 931.346e^{-\frac{10.46w \rho_d}{\rho_w}} \quad [5.9]$$

En terme de cohésion, on a:

$$c = 931.34e^{-10.46w\frac{\rho_d}{\rho_w}} \tag{5.10}$$

En comparant la cohésion déterminée par une méthode classique (expérimentale) et celle qui est obtenue par l'équation [5.10], nous obtenons la figure 5.50:

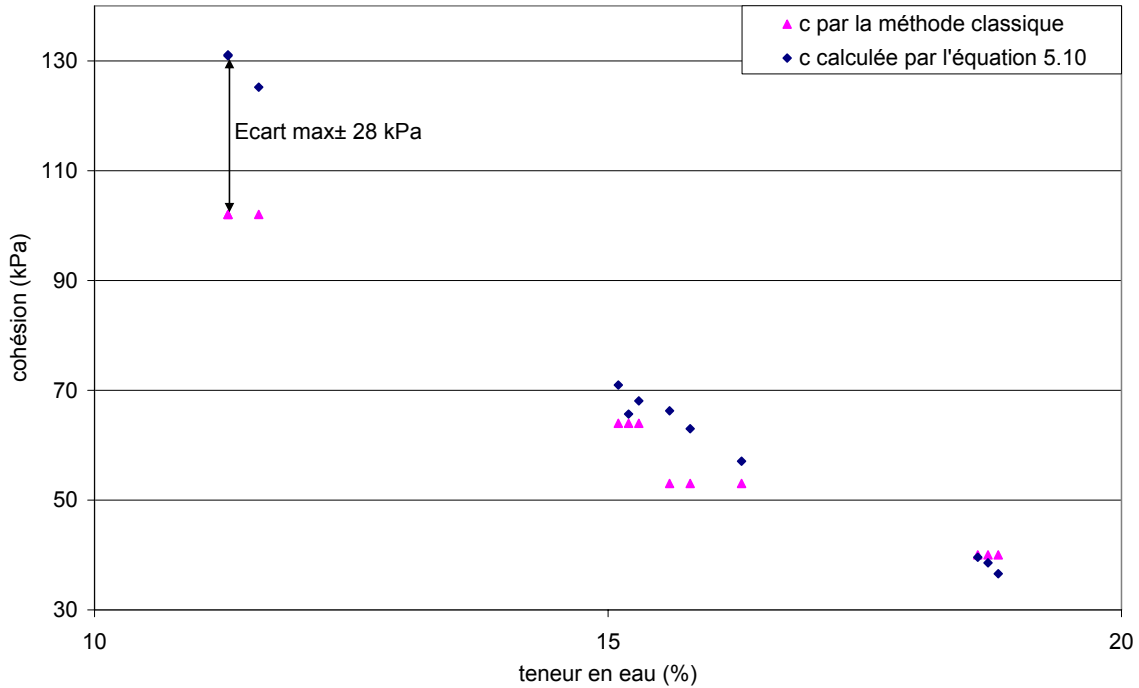


Figure 5. 50: Comparaison entre la cohésion classique et la cohésion calculée par l'équation [5.10], (densité constante).

On voit que l'écart maximal est de 28 kPa pour un sol très sec, et il peut provenir du fait que l'angle de frottement passe de 26.4° à 23.3° pour l'état le plus sec, or, quand on diminue l'angle  $\phi$ , la cohésion tend à augmenter et vice versa, figure 5.51:

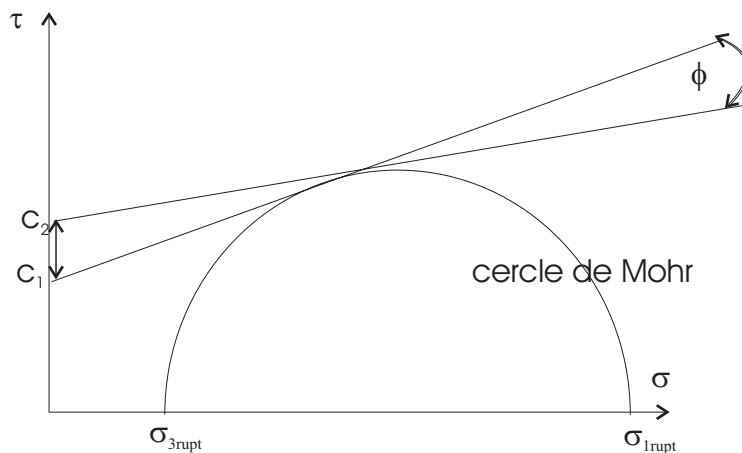


Figure 5. 51: Changement de cohésion suite à une variation de l'angle de frottement

Donc, si l'on compare la cohésion calculée par l'équation [5.10] et celle déterminée expérimentalement, il est nécessaire de réajuster cette dernière en gardant un angle de frottement  $\phi=23.3^\circ$ . La cohésion expérimentale peut alors être comparée à la cohésion calculée. Notons qu'il est très difficile d'avoir les mêmes valeurs étant donné toutes les difficultés expérimentales et numériques pour la détermination de cette relation.

Après réajustement de la cohésion expérimentale pour un angle  $\phi$  de  $23.3^\circ$ , nous obtenons les valeurs suivantes:

	w (%)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\theta$	$\sigma_f$ (kPa)	$\tau_f$ (kPa)	$\phi$ (°)	c ajustée (kPa)	c calculée (kPa)
Point 2	11.3	1.659	0.1875	161.39	179.61	23.3	125.10	129.06
	11.3	1.660	0.1876	240.84	227.09			
	11.6	1.654	0.1919	379.17	288.90			
Point 4	15.2	1.668	0.2535	131.83	126.70		69.12	68.23
	15.1	1.630	0.2461	195.96	148.57			
	15.3	1.635	0.2502	342.17	220.13			
Point 6	15.6	1.620	0.2527	120.27	105.95		52.50	63.96
	16.3	1.638	0.2670	186.77	130.82			
	15.8	1.630	0.2575	328.02	193.00			
Point 8	18.6	1.623	0.3019	110.26	92.42		41.00	38.26
	18.7	1.628	0.3044	173.39	112.55			
	18.8	1.646	0.3094	319.03	182.55			

Tableau 5.15: Récapitulatif des caractéristiques des échantillons ayant presque une même densité (après ajustement)

Nous venons donc de déterminer pour ce limon d'Awans trois relations qui lient la cohésion et la teneur en eau par les équations [5.1], [5.3] et [5.10]:

$$c = -8,8055.w + 199.38$$

$$c = 10463.w^{-1,8968}$$

$$c = 931.34e^{-10.46w \frac{\rho_d}{\rho_w}}$$

et deux relations qui lient la cohésion et la succion par les équations [5.2] et [5.6]:

$$c = 23,31.\ln(s) - 60,99$$

$$c = 9,5454.s^{0,3439}$$

La figure 5.52 montre les écarts entre la cohésion déterminée à l'aide des trois relations et celle obtenue par la méthode classique. Nous voyons que l'écart entre la cohésion classique et celle obtenue par la relation [5.1], [5.3] est assez petit par rapport à l'écart obtenu par la relation [5.10] de MATSUSHI [2006]. La précision est d'une quinzaine de kPa (de 10 à 15 kPa)

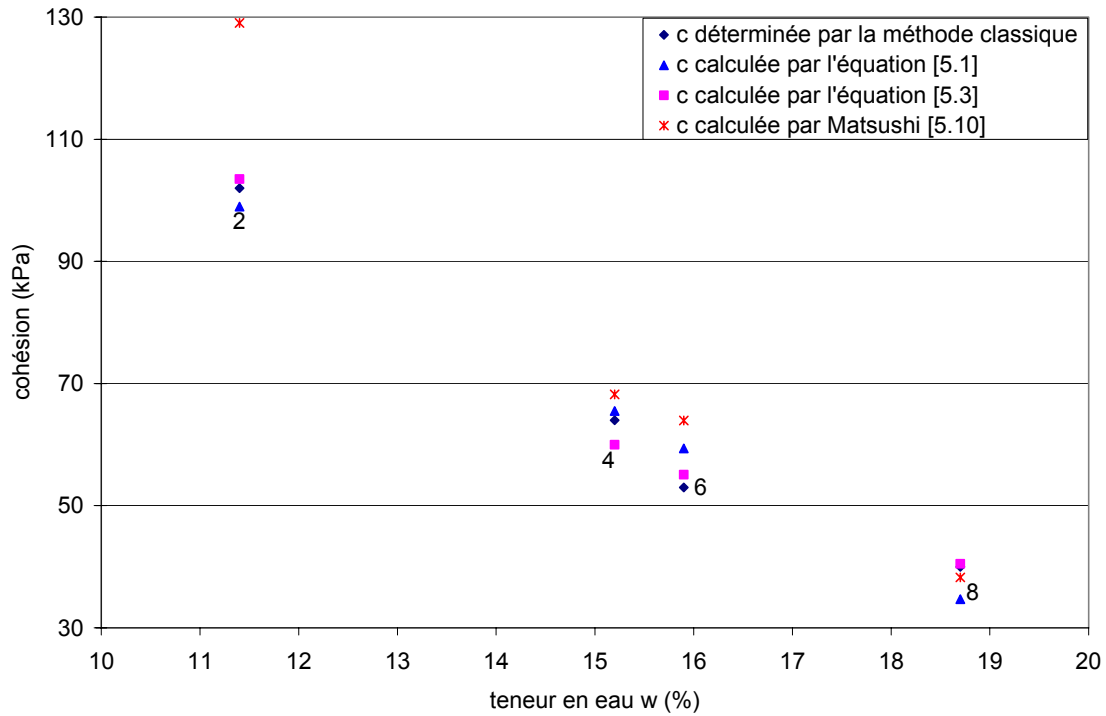


Figure 5. 52: Comparaison entre la cohésion obtenue par la méthode classique et la cohésion calculée par les équations [5.1], [5.3] et [5.10]

### 9.3 Effet de la densité à teneur en eau constante

Toujours sur la figure 5.40 du paragraphe précédent, nous distinguons les groupes de points 1-2, 5-4-6-3 et 7-8-9- $u_{air}=50$  kPa suivant leurs teneurs en eau qui sont plus ou moins constantes:



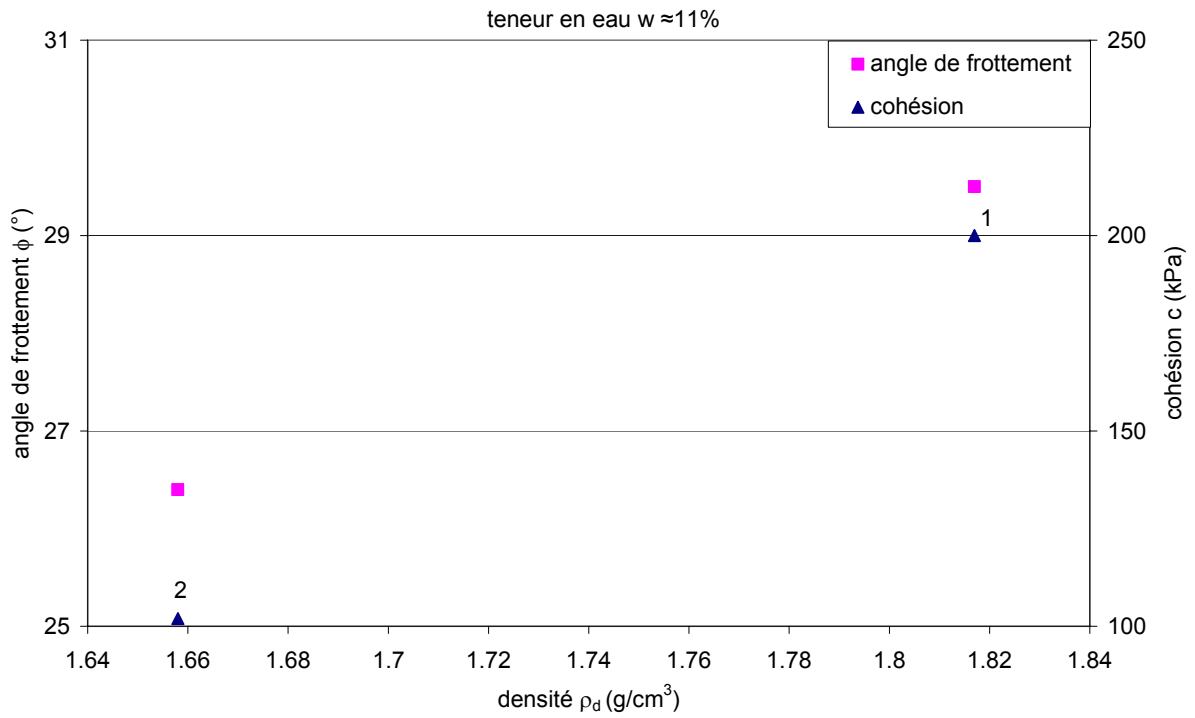


Figure 5. 53: Effet de la densité sur la cohésion et l'angle de frottement (points 1-2)

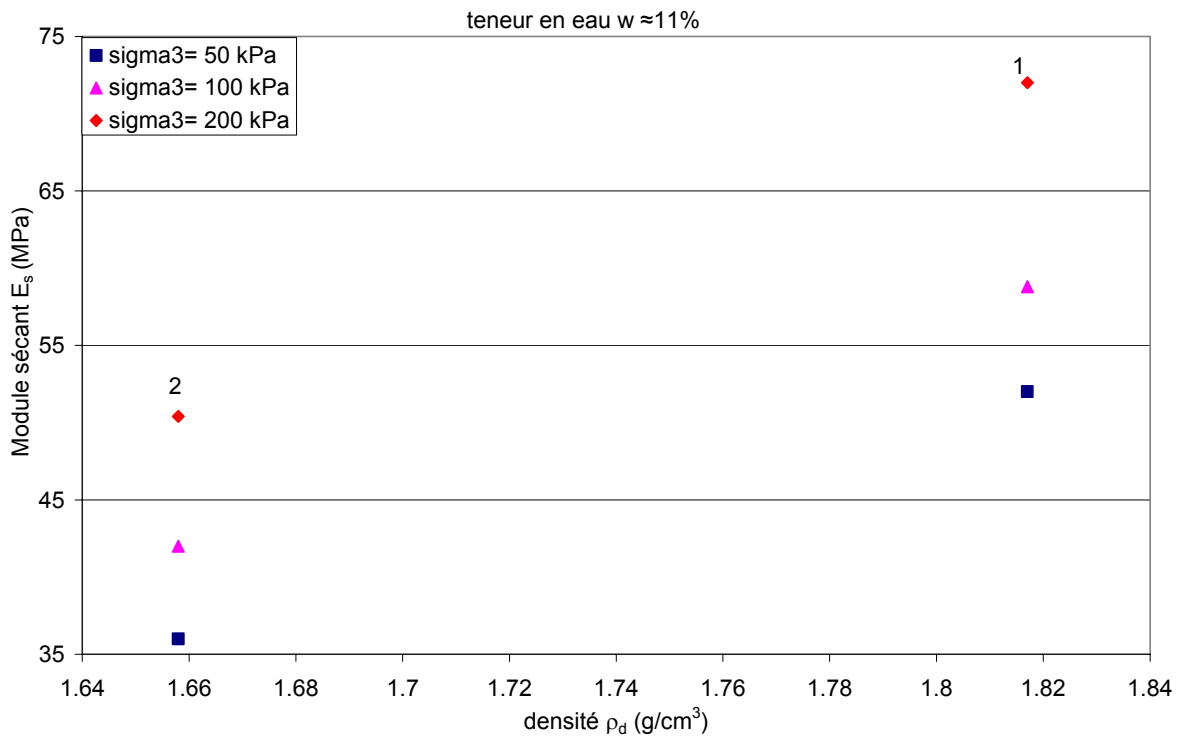


Figure 5. 54: Effet de la densité sur le module sécant (points 1-2)

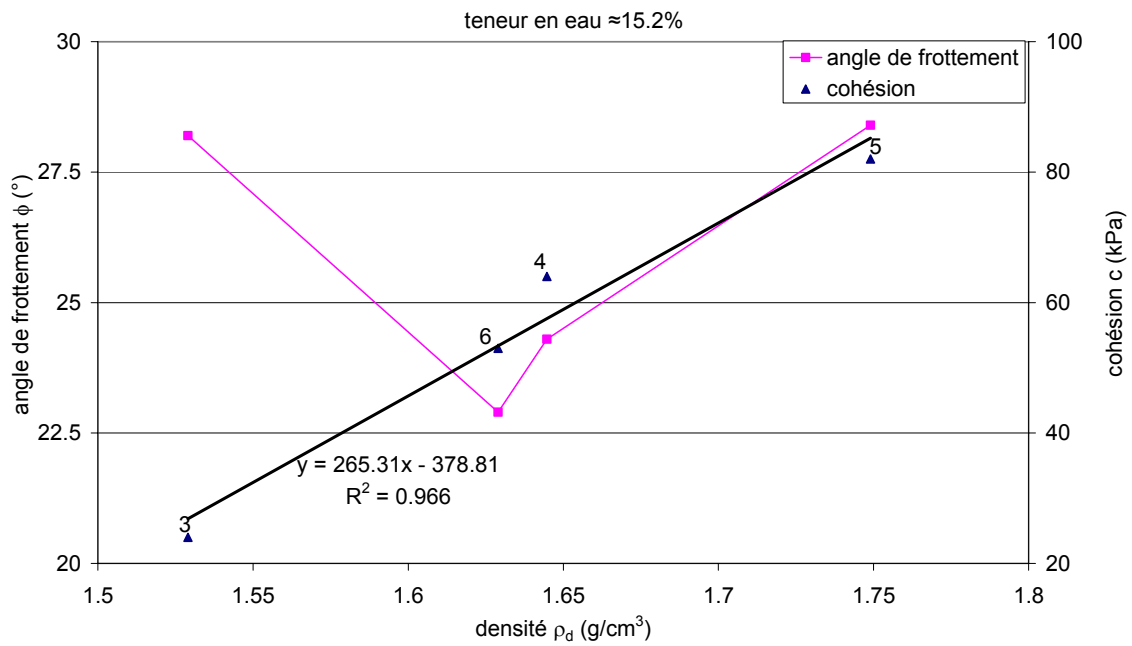


Figure 5. 55: Effet de la densité sur la cohésion et l'angle de frottement (points 3-6-4-5)

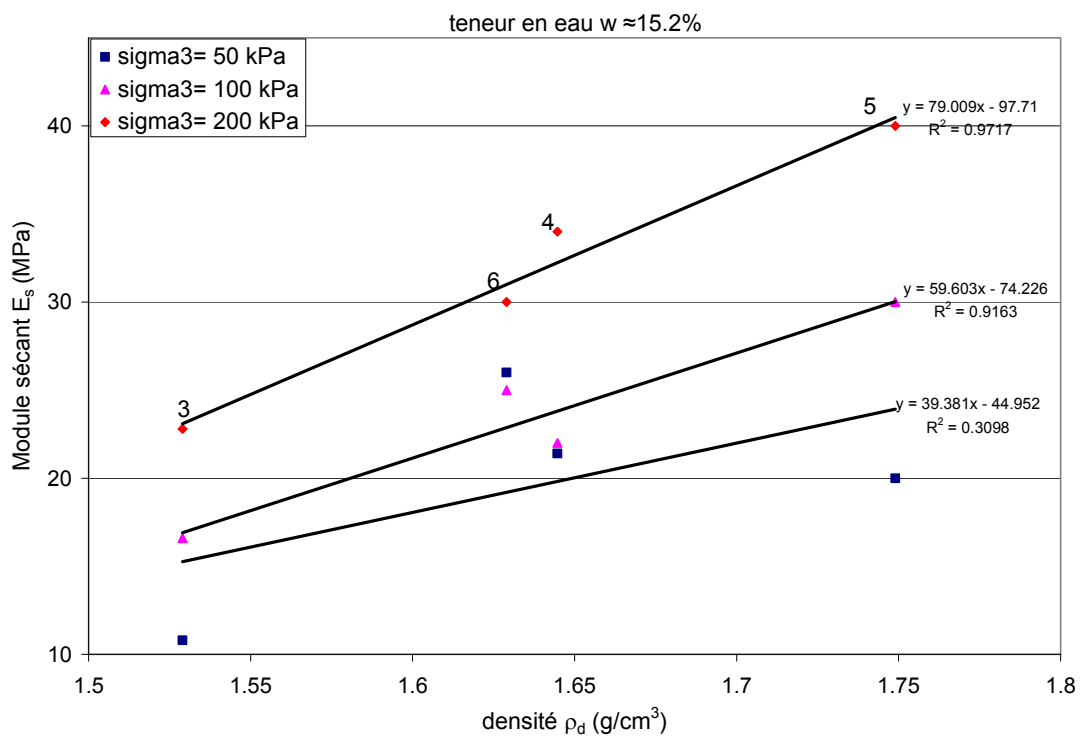


Figure 5. 56: Effet de la densité sur le module sécant (points 3-6-4-5)

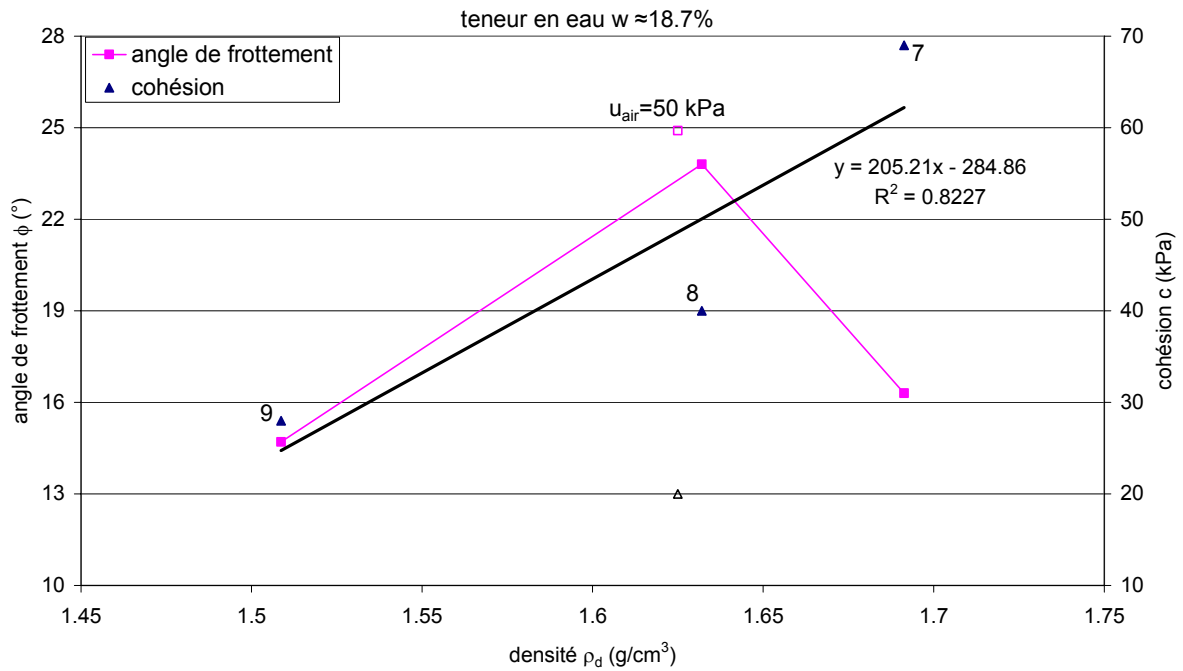


Figure 5. 57: Effet de la densité sur la cohésion et l'angle de frottement (points 7-8-9- $u_{air}=50 \text{ kPa}$ )

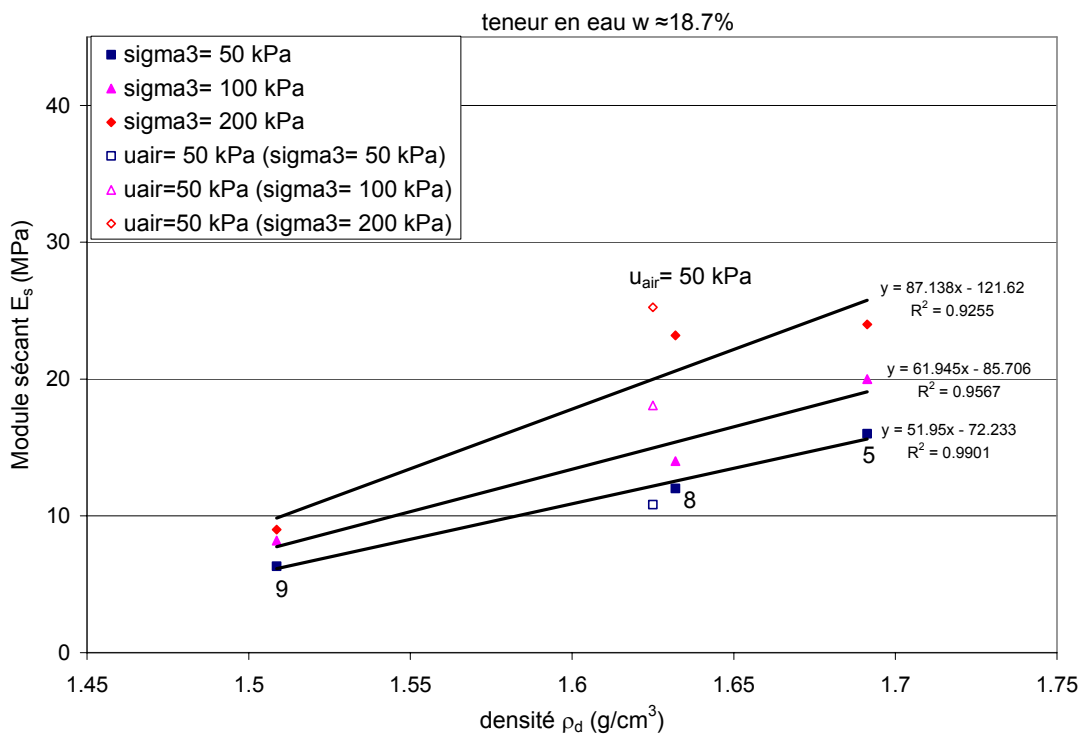


Figure 5. 58: Effet de la densité sur le module sécant (points 9-8-7- $u_{air}= 50 \text{ kPa}$ )

D'une façon générale, nous remarquons que la cohésion augmente avec la densité du sol (figures 5.53, 5.55 et 5.57) avec des pentes de 205 à 265 kPa/g/cm<sup>3</sup>, excepté pour le point de pression d'air  $u_{air} = 50 \text{ kPa}$  (figure 5.57) dont la cohésion est inférieure à celle du point 9 alors

qu'il est le plus dense. Cette erreur vient probablement de la procédure expérimentale qui n'est pas la même ou bien de l'humidité du matériau qui est un peu plus élevée par rapport aux autres points. Quant à l'angle de frottement, il croît ou décroît comme le montrent ces mêmes figures. Nous ne pouvons donc pas dégager la tendance générale pour sa variation. Ceci n'est pas en accord avec la littérature qui dit que pour des sols granulaires, l'angle de frottement augmente avec la densité.

Les figures 5.54, 5.56 et 5.58 montrent l'évolution du module sécant en fonction de la densité pour des échantillons à état hydrique constant. On remarque qu'en général, le module  $E_s$  augmente avec la densité et le confinement du sol, avec une pente comprise entre 40 et 135 MPa/g/cm<sup>3</sup>, et une pente moyenne de 80 MPa/g/cm<sup>3</sup>.

#### 9.4 Effet de la densité à état de saturation constante

Nous localisons sur la figure 5.40 (paragraphe 9.2 du même chapitre) les groupes de points ayant une même saturation: 2-3, 1-4-6-9- $u_{\text{air}}=100$  kPa et 5-8- $u_{\text{air}}=50$  kPa. Remarquons que ces points s'organisent sur des droites obliques dans le diagramme densité-teneur en eau. L'interprétation peut donc se faire de manière équivalente, soit en fonction de la teneur en eau, soit en fonction de la densité. Il est impossible de privilégier l'un plutôt que l'autre.

L'évolution de la cohésion et de l'angle de frottement est donnée sur les figures 5.59, 5.60, 5.61 (en plan) et figures 5.62, 5.63 (en 3D). On s'attendait à ce que la cohésion reste plus ou moins identique, la saturation étant quasi constante, et à ce que l'angle de frottement augmente avec l'augmentation de la densité du matériau. Les résultats d'essais montrent qu'en général, pour tous les échantillons testés, l'effet de la densité et de la teneur en eau est fort important, particulièrement pour la cohésion qui augmente avec la dessiccation et la densité du matériau. Quant à l'angle de frottement, il diminue avec l'humidification et la diminution de la densité (figure 5.59, 5.61). Le couple de points 2-3 n'est pas en accord avec ces observations.

La même remarque est valable pour la variation du module sécant des points de même saturation (figures 5.64, 5.65, 5.66, 5.67, 5.68 et 5.69), l'effet de la densité et de la teneur en eau est fort important. Pour un même confinement, nous voyons une augmentation du module  $E_s$  avec la dessiccation et la densité du matériau.

• Effet sur la cohésion et l'angle de frottement

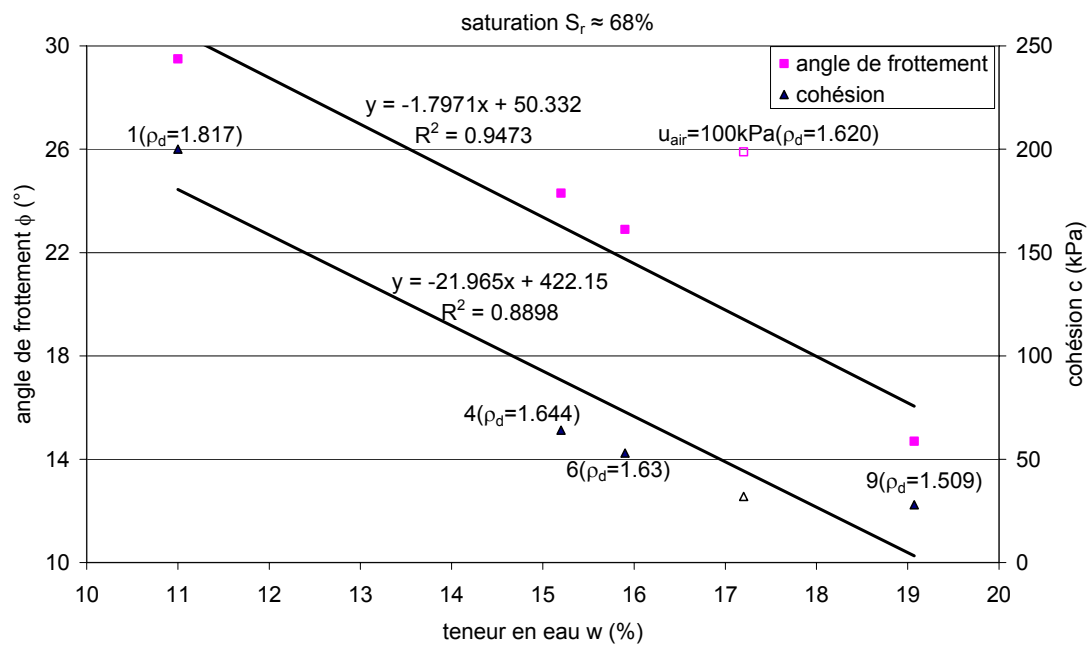


Figure 5. 59: Effet de la teneur en eau et de la densité sur la cohésion et l'angle de frottement (points 1-4-6-9- $u_{air}=100$  kPa) à saturation constante

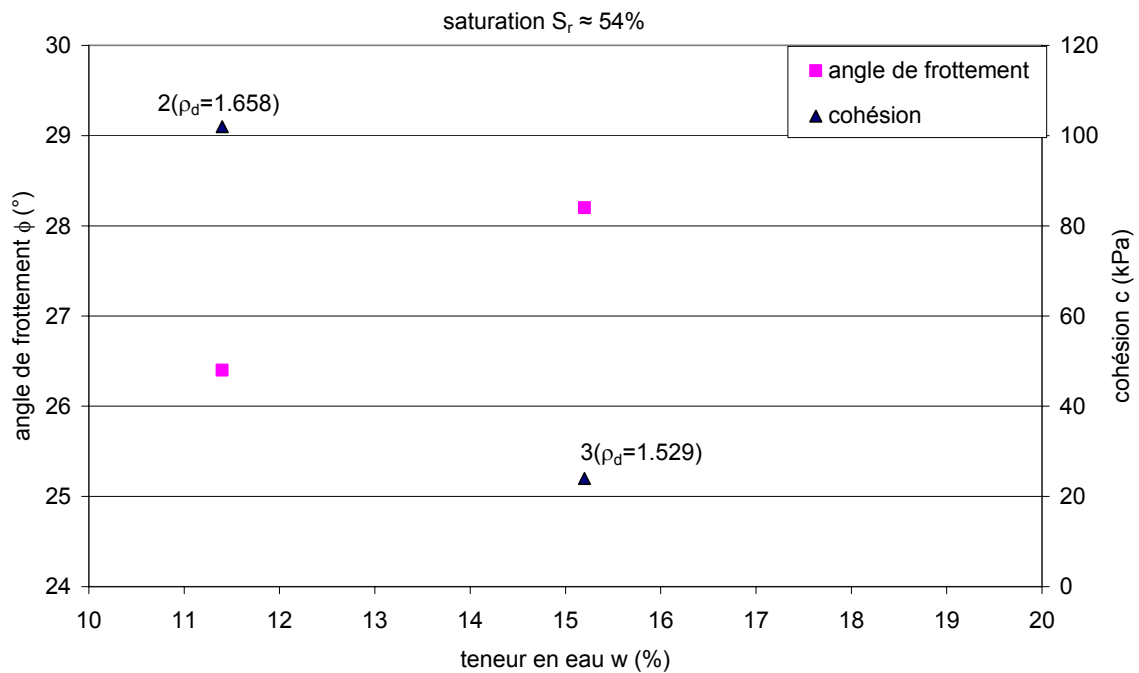


Figure 5. 60: Effet de la teneur en eau et de la densité sur la cohésion et l'angle de frottement (points 2-3) à saturation constante

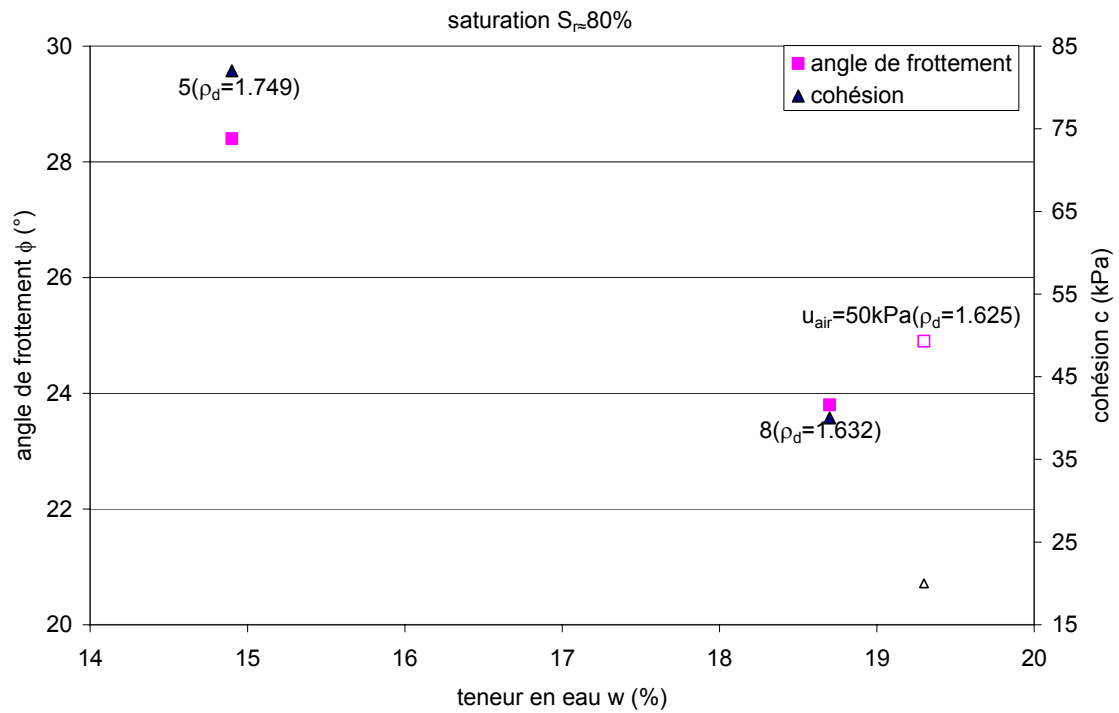


Figure 5. 61: Effet de la teneur en eau et de la densité sur la cohésion et l'angle de frottement (points 5-8- $u_{air}=50$  kPa) à saturation constante

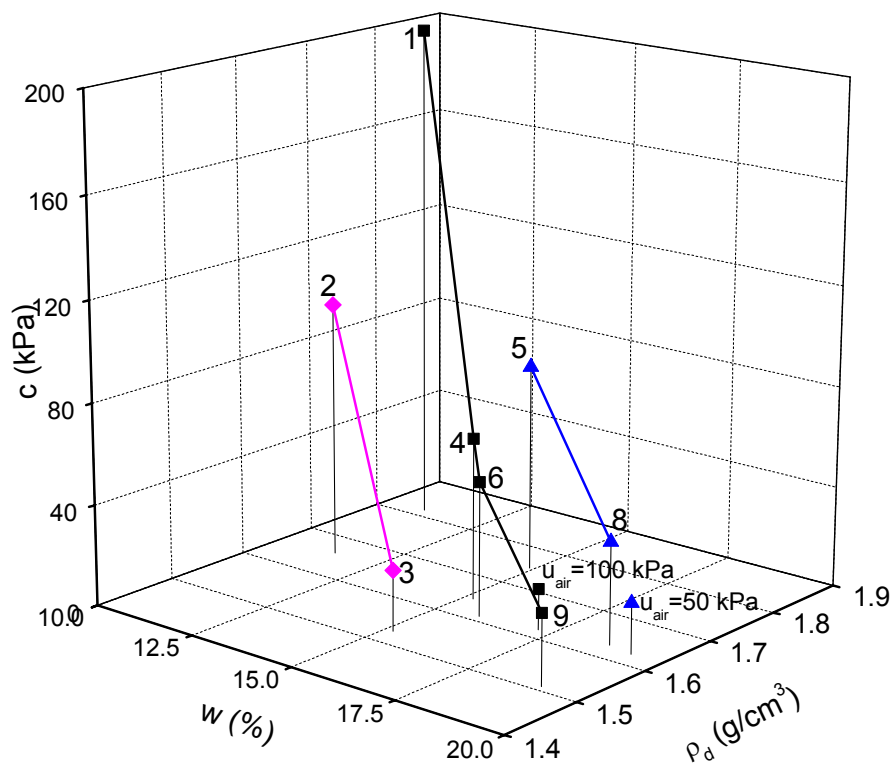


Figure 5. 62: Effet de la teneur en eau et de la densité sur la cohésion à saturation constante (3D)

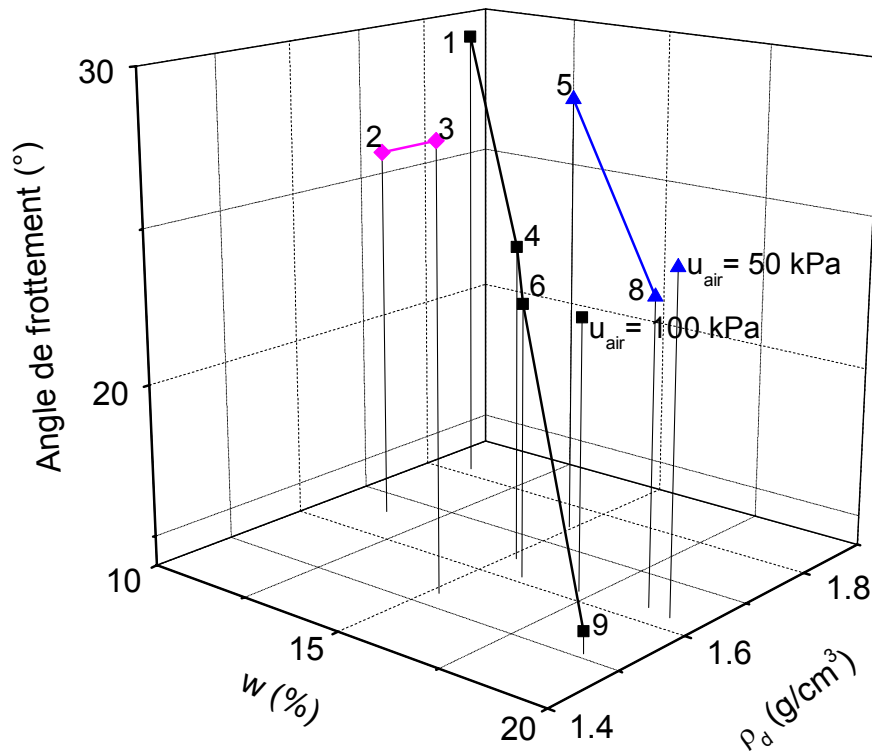


Figure 5. 63: Effet de la teneur en eau et de la densité sur l'angle de frottement à saturation constante (3D)

• Effet sur le module sécant

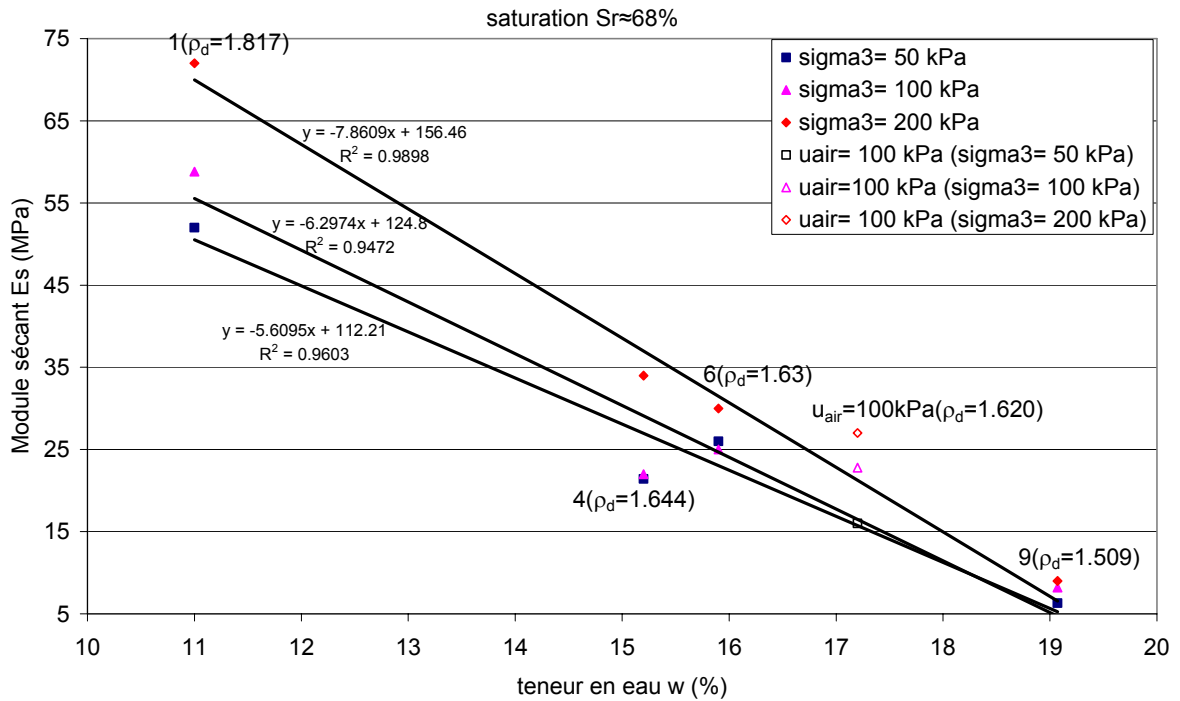


Figure 5. 64: Module sécant des points ayant une même saturation (1-4-6-9- $u_{air} = 100 \text{ kPa}$ )

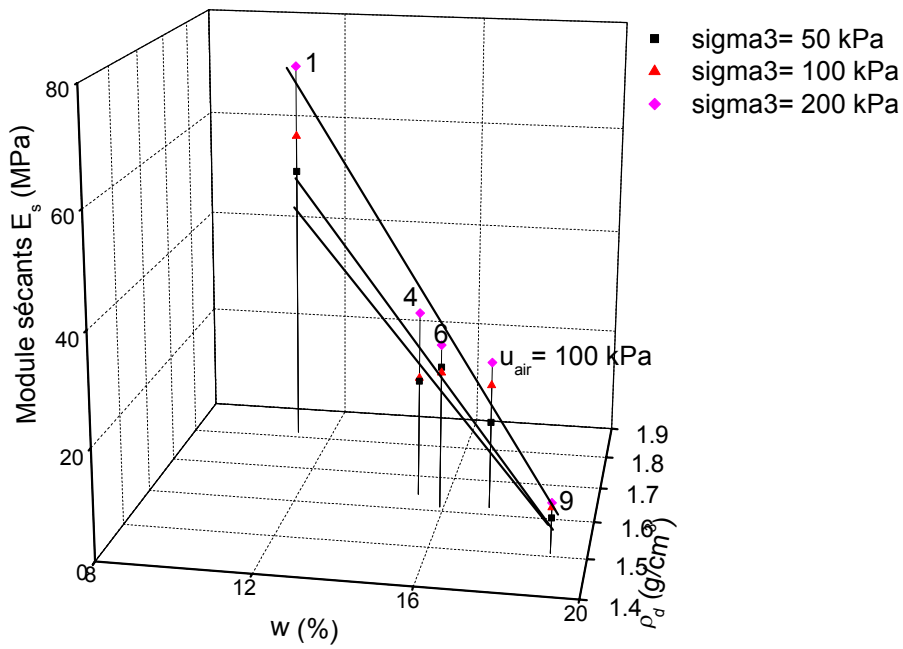


Figure 5. 65: Module sécant des points ayant une même saturation (points 1-4-6-9- $u_{air}=100$  kPa: 3D)

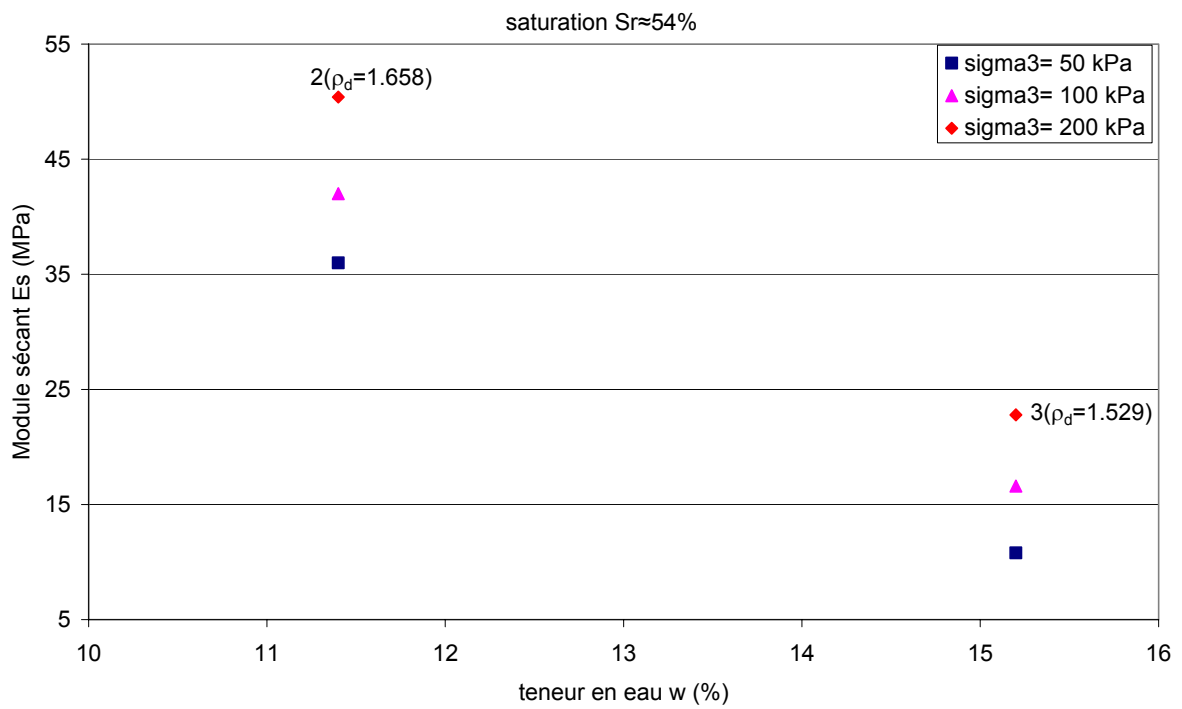


Figure 5. 66: Module sécant des points ayant une même saturation (points 2-3)



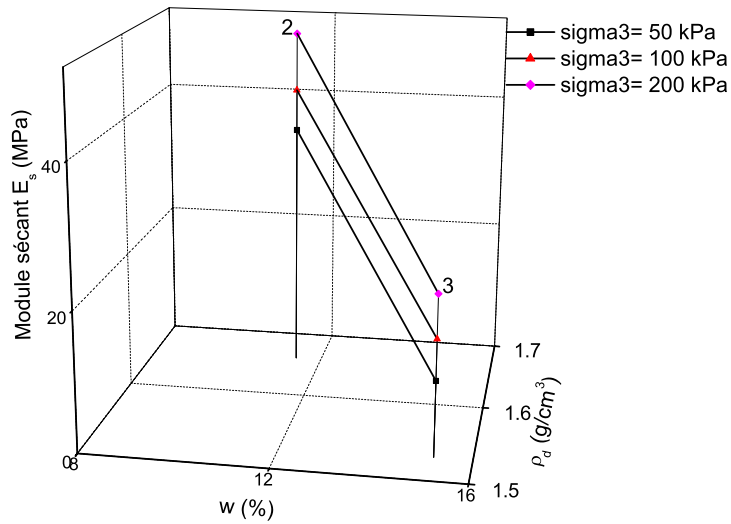


Figure 5. 67: Effet de la teneur en eau et de la densité sur le module sécant (points 2-3: 3D) à saturation constante

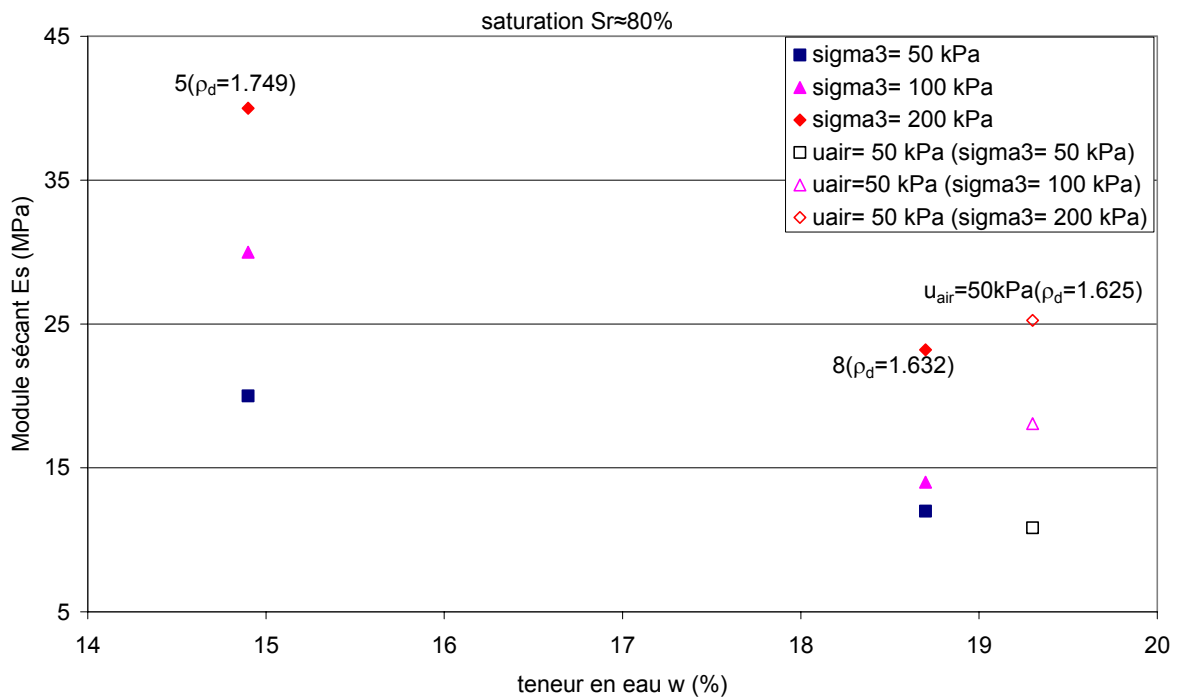


Figure 5. 68: Module sécant des points ayant une même saturation (points 5-8- $u_{air} = 50$  kPa)

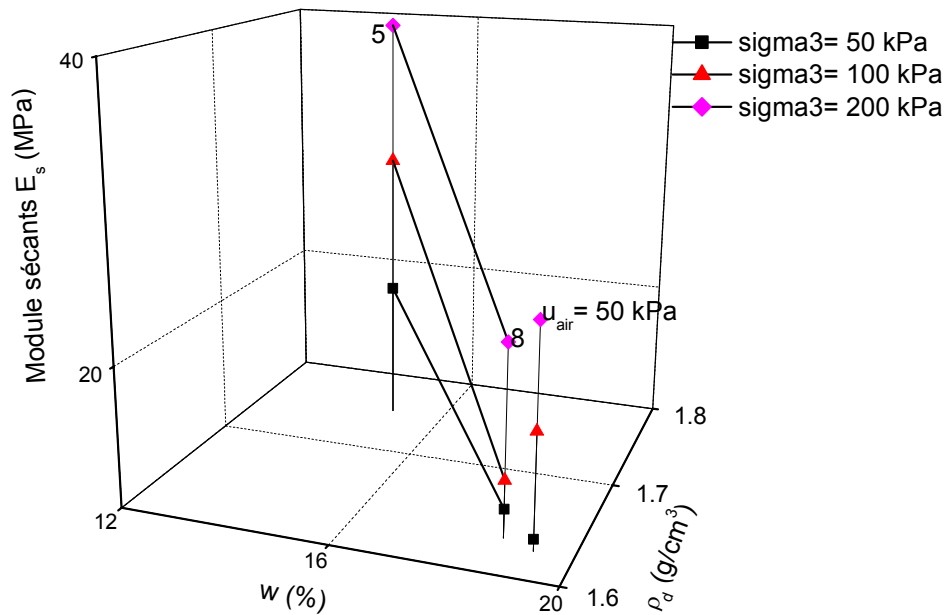


Figure 5. 69: Module sécant des points ayant une même saturation (points 5-8- $u_{air}=50$  kPa: 3D)

### 9.5 Cohésion et angle de frottement pour la contrainte de Bishop

- **Essais à surpression d'air**

Nous allons déterminer les paramètres de résistance ( $c$  et  $\phi$ ) en utilisant la contrainte effective de Bishop qui est donnée par la relation:

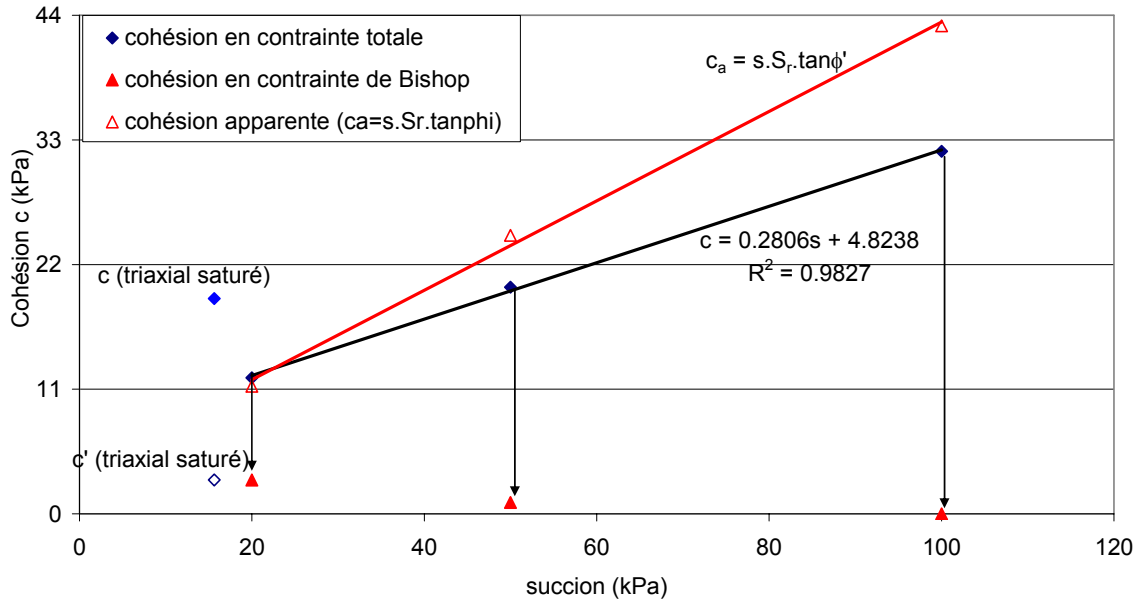
$$\sigma_{Bishop} = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \text{ où } u_a - u_w = s \text{ et } \chi = S_r$$

Comme nous l'avons déjà expliqué dans les paragraphes précédents, il existe plusieurs incertitudes notamment sur la courbe de rétention. Par la méthode de surpression d'air, nous contrôlons la succion et nous savons la maintenir constante tout au long de l'essai contrairement aux essais triaxiaux UU. Pour ce type d'essai (surpression d'air), nous pouvons donc représenter aisément les chemins de contrainte  $\tau - \sigma_{Bishop}$  et déterminer  $c$  et  $\phi$  comme le montre la figure 5.27 et les figures A.2.4, A.2.9 de l'annexe 2.

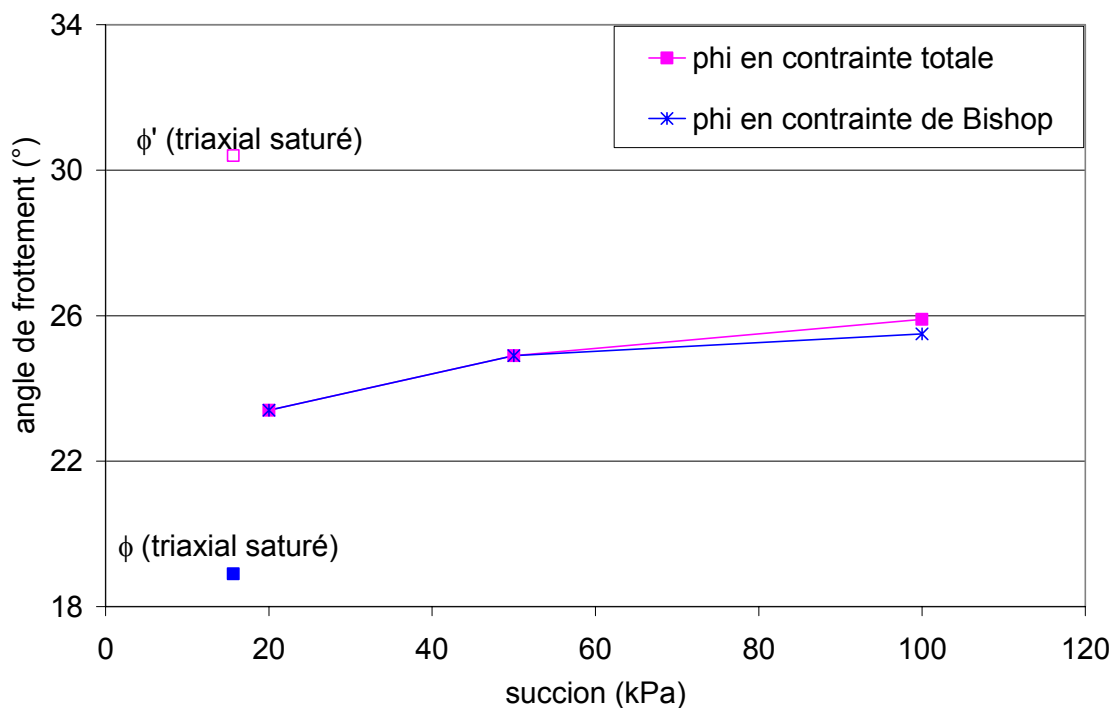
Sur les figure 5.70a et 5.70b sont représentés la cohésion et l'angle de frottement déterminés à partir des cercles de Mohr Coulomb en contrainte totale et en contrainte de Bishop, ainsi que la cohésion capillaire déterminée à partir de la courbe de rétention ( $c_a = s \cdot S_r \cdot \tan \phi'$ ). On remarque qu'en passant des contraintes totales aux contraintes de Bishop, la cohésion diminue d'une façon très significative, jusqu'à tendre vers zéro. Cela signifie que lorsqu'on considère la contrainte de Bishop, on prend en compte automatiquement la cohésion apparente due à la succion. Ce point va nous intéresser dans le chapitre suivant, lorsqu'on va utiliser la contrainte

effective de Bishop lors de nos calculs de stabilité, on n'aura pas besoin de tenir compte de la présence de la cohésion générée par la succion.

Par cette même figure, nous remarquons que la succion contribue à l'augmentation de la cohésion capillaire.



(a)



(b)

Figure 5. 70: Cohésion (a) et angle de frottement (b) en fonction de la succion ( déterminés par la méthode de surpression d'air)

### • Essais UU

Pour ces essais, nous considérons les échantillons de même densité ( $\rho_d \approx 1.65 \text{ g/cm}^3$ ) car ce sont les seuls dont nous connaissons la courbe de rétention.

Toutefois, quelques observations sont à relever. Nous remarquons qu'en général, quand nous passons en contraintes de Bishop, la cohésion tend vers zéro et l'angle de frottement tend vers une valeur comprise entre  $23$  et  $28^\circ$  avec une moyenne de  $25.5^\circ$ . Ceci nous pousse à représenter tous les cercles de Mohr dans un même diagramme avec un angle de frottement constant ( $\phi=25.5^\circ$ ) comme le montre la figure 5.71.

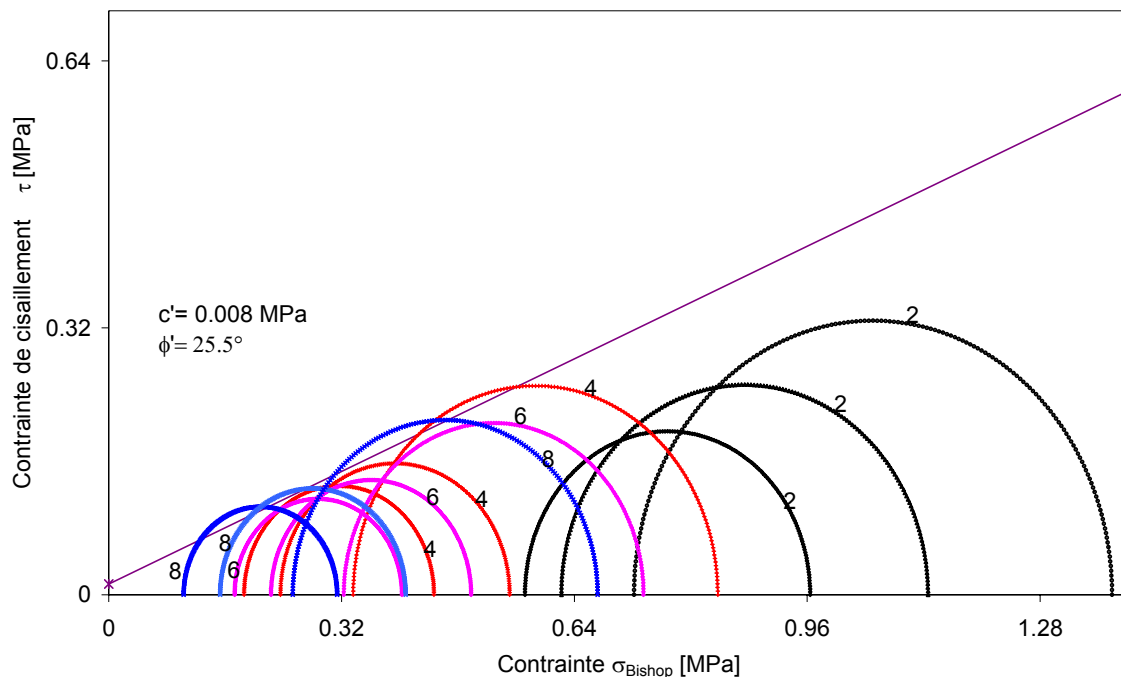


Figure 5. 71: Cercles de Mohr en contraintes de Bishop pour les échantillons ayant une même densité (points 2, 4, 6 et 8), essais UU

Nous constatons que la cohésion des échantillons 4, 6 et 8 tend vers une valeur nulle. L'échantillon 2 correspondant à l'état le plus sec (forte succion) est un peu éloigné des autres, ce qui est questionnant et nous pousse à dire que:

- Soit la succion de ce point a été mal déterminée étant donné les limites de notre procédure expérimentale, ce qui l'éloigne des autres quand nous surestimons la succion.
- Soit le modèle de Bishop ne représente pas correctement la cohésion capillaire dans le domaine de fortes succions.

Une approche inverse consisterait à rabattre les trois cercles jusqu'à ce qu'ils touchent la droite intrinsèque, et par là déduire la succion correspondante étant donné que la saturation  $S_r$  est connue. Nous n'avons pas privilégié cette piste étant donné l'incertitude sur l'origine de cette dispersion.

Nous pouvons également représenter, à partir de la courbe de rétention, l'évolution de la cohésion capillaire en fonction de la succion sous forme de la relation:  $c_a = s.S_r \cdot \tan \phi'$ , figure 5.72. Nous voyons que pour de fortes succions, la cohésion déterminée à partir de la courbe de rétention est de loin supérieure à celle obtenue par des essais mécaniques (à partir des cercles de Mohr). On peut donc estimer que la prise en compte implicite de la cohésion capillaire par le modèle de Bishop n'est plus valable pour les états très secs.

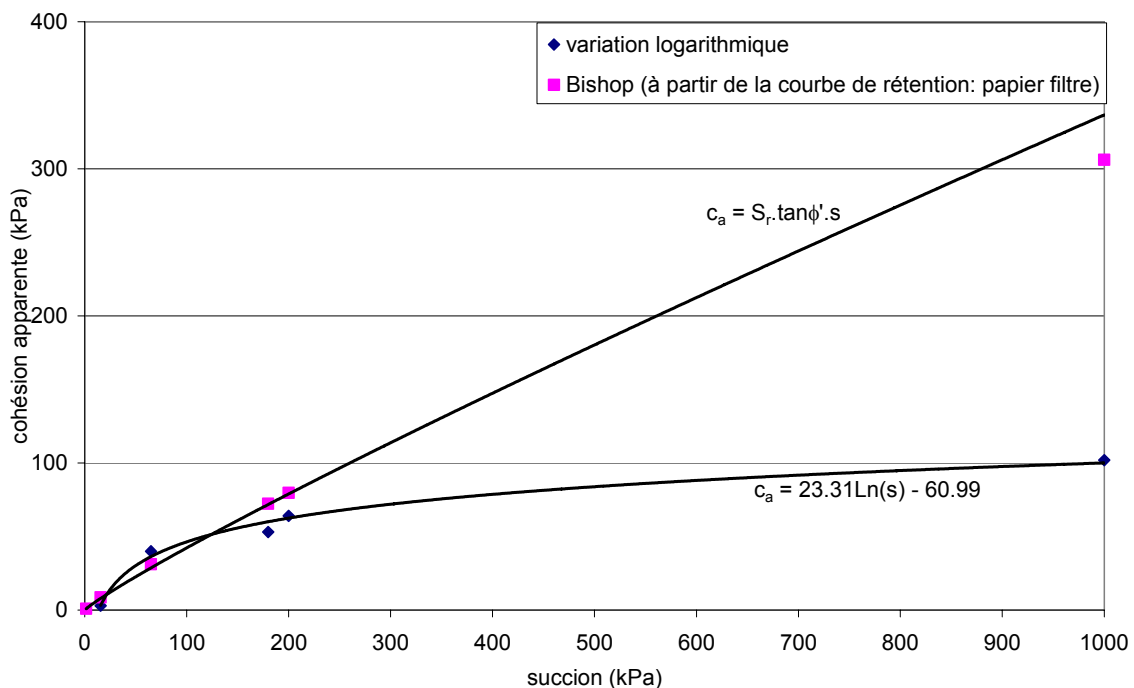


Figure 5. 72: Evolution de la cohésion capillaire (Essais UU)

## 9.6 Comparaison des essais rigoureux à surpression d'air et essais simplifiés UU

Notons tout d'abord que les deux méthodes n'ont pas la même procédure expérimentale et que l'état des échantillons avant le cisaillement est différent. Ceci va rendre difficile la comparaison des résultats pour ces deux méthodes. En effet, pour la méthode de surpression d'air, après la mise en place de l'éprouvette dans la cellule triaxiale, on commence par la saturation de l'échantillon avant les étapes de mise en succion et de cisaillement, tandis que

pour des essais UU, nous cisailons directement l'échantillon dans l'état d'humidité où il se trouve.

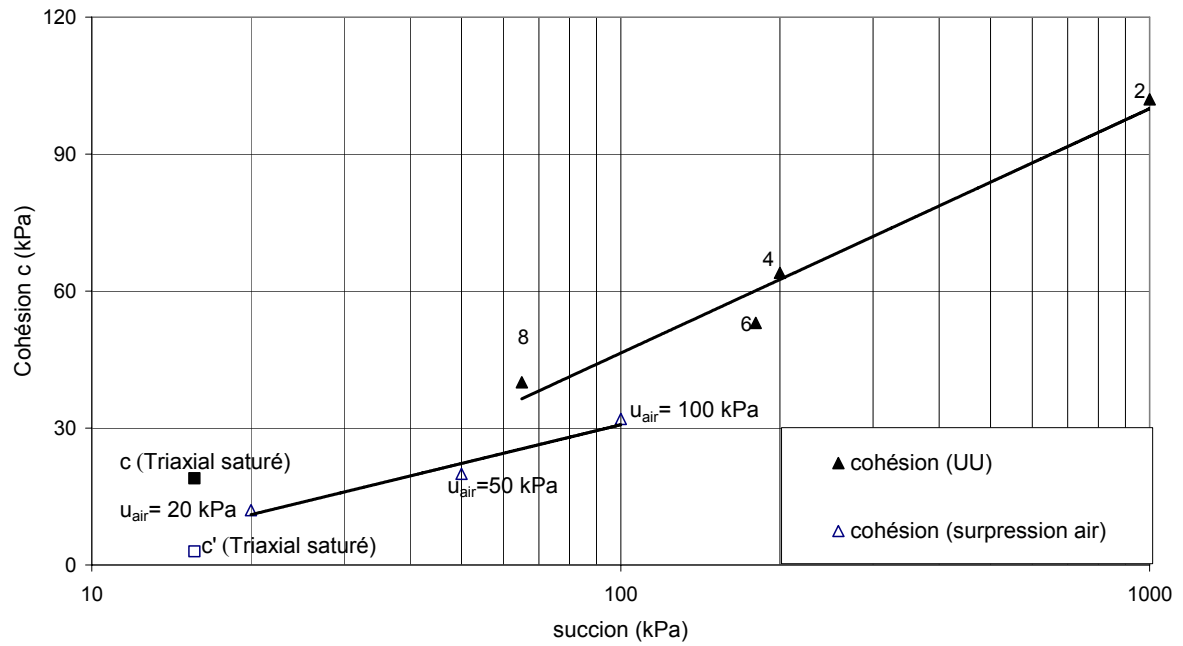
Nous présentons dans ce tableau un comparatif de ces deux méthodes:

Méthode de surpression d'air	Méthode simplifiée (UU)
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Difficile à réaliser, prend plus de temps mais elle est précise</li> <li>• Saturation de l'éprouvette avant mise en succion et cisaillement</li> <li>• Etat de séchage car l'échantillon est désaturé à partir d'un état saturé</li> <li>• Contrôle de succion par injection d'air et succion constante pendant l'essai</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Facile à réaliser, rapide mais moins précise</li> <li>• Eprouvette cisailée directement, pas de saturation préalable</li> <li>• Etat intermédiaire entre séchage et mouillage</li> <li>• Pas de contrôle de succion, déduction de celle-ci par la courbe de rétention</li> </ul>

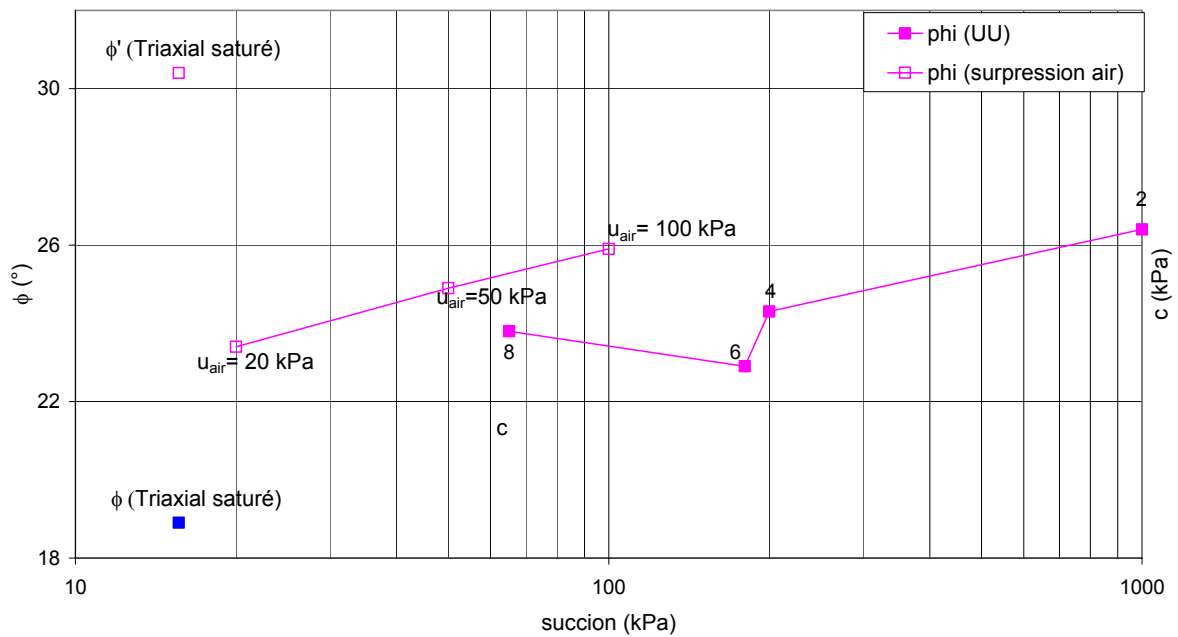
Tableau 5.16: Comparaison entre les essais à surpression d'air et les essais UU

Si on compare les échantillons 2-4-6-8 ( $\rho_d = 1.65\text{g/cm}^3$ ) testés par les essais simplifiés UU et les échantillons testés par la méthode de surpression d'air (voir figure 5.40), on peut tirer certaines conclusions:

- Par rapport à des essais de surpression d'air, les essais UU semblent surestimer la cohésion du sol (figure 5.73a), nous observons un décalage qui augmente avec la succion. Remarquons que cette observation ne peut pas être généralisée car nous essayons de comparer un paramètre qui dépend beaucoup d'autres facteurs que la succion (par exemple la densité) et on ne sait pas dans quelle mesure la cohésion est influencée par tel ou tel autre facteur.
- En ce qui concerne l'angle de frottement, il se trouve dans la même fourchette pour les deux méthodes ( $22^\circ < \phi < 26^\circ$ ), avec  $\phi' = 30.4^\circ$  pour le sol saturé (figure 5.73b).



(a)



(b)

Figure 5. 73: Evolution de  $c$  (a) et  $\phi$  (b) en fonction de la suction pour différentes méthodes

## 10 Conclusions

### 10.1 Essais oedométriques

Nous avons testé des échantillons dont les paramètres d'essais varient dans le domaine suivant:

- Les teneurs en eau varient entre  $w \in [15 - 24\%]$
- La saturation  $S_r \in [66 - 100\%]$
- La succion  $s \in [0 - 200kPa]$
- La contrainte verticale  $\sigma_v \in [5 - 3139kPa]$

L'effet observé de la succion est le suivant:

- La pression de consolidation varie entre 85 et 280 kPa (figure 5.10)
- Le rapport des indices de compression  $C_c/C_{c0}$  varie entre 1 et 0.89 (figure 5.11)
- Le rapport des indices élastiques  $C_s/C_{s0}$  varie entre 1 et 0.74 (figure 5.11)
- Le rapport des indices  $C_c/C_s$  varie entre 9.87 et 12 (figure 5.11)
- L'indice des vides initial  $e_i$  varie entre 0.619 et 0.604 (figure 5.13)

## 10.2 Essais triaxiaux

Nous avons testé des échantillons dont les paramètres d'essais varient dans le domaine suivant:

- Les teneurs en eau varient entre  $w \in [11 - 24\%]$
- La saturation  $S_r \in [53 - 100\%]$
- La succion  $s \in [10 - 1000kPa]$
- Le confinement  $\sigma_3 \in [50 - 200kPa]$
- La masse spécifique sèche  $\rho_d \in [1.5 - 1.85g/cm^3]$

Après essais, l'effet observé des variations de ces paramètres d'état est le suivant:

### Sur la cohésion (contraintes totales):

Elle varie en général entre 0 et 100 kPa, sauf un point sec et dense à 200 kPa. Nous avons pu établir les relations suivantes:

- Relation linéaire en fonction de  $w$ , équation [5.1] et figure 5.43
- Relation en loi de puissance de  $w$ , équation [5.4] et figure 5.45
- Relation en loi de puissance de  $\theta$ , équation [5.10] et figure 5.49
- Relation linéaire en fonction de  $\log s$ , équation [5.2] et figure 5.44



- Relation linéaire avec  $\rho_d$  (facteur 2 à 4 pour une densité de 1.5 à 1.85 g/cm<sup>3</sup>), figure 5.53, 5.55 et 5.57.

### Sur l'angle de frottement (contraintes totales):

- Il varie entre 22 et 31° avec une moyenne de 26.5° (figure 5.43 et 5.44, essais UU, densité constante).
- Valeur de référence pour tous les essais UU: 23.3° (figure 5.48).
- Pas de tendance claire en fonction de w et s (figure 5.43 et 5.44).
- Pas de tendance claire en fonction de la densité (figure 5.53, 5.55 et 5.57).

### Sur le module sécant:

- Il varie entre 5 et 75 MPa.
- Augmentation linéaire d'un facteur 1.4 à 2 avec  $\sigma_3$  (figure 5.42)
- Augmentation linéaire d'un facteur 2 à 3 avec w, à  $\sigma_3$  constante (figure 5.42).
- Augmentation linéaire avec  $\rho_d$  d'un facteur 1.5 à 2 (figures 5.54, 5.56 et 5.58).

### Passage en contraintes de Bishop:

- L'utilisation des contraintes de Bishop introduit implicitement une cohésion capillaire  $c_a = S_r \cdot \tan \phi' \cdot s$  (figure 5.70a pour les essais à surpression d'air) et (figure 5.72 pour les essais UU).
- Pour les essais à surpression d'air, la cohésion s'annule (figure 5.70a).
- Pour les essais à surpression d'air, l'angle de frottement s'uniformise à  $\approx 24^\circ$  (figure 5.70b).
- Pour les essais UU à densité constante, malgré une dispersion plus grande des résultats, inhérente à la méthode expérimentale et à la complexité du dépouillement, la cohésion tend à s'annuler et l'angle de frottement interne tend à s'uniformiser à 25.5°. Dès lors, nous pouvons mettre tous les cercles de Mohr à même densité sur une seule figure (figure 5.71)
- La contrainte de Bishop semble donc permettre de concentrer les effets des variations hydriques dans un seul terme que nous appellerons cohésion capillaire.



## **CHAPITRE VI**

### **Calcul de stabilité: étude de cas**



## CHAPITRE VI: Calcul de stabilité: étude de cas

### 1 Introduction

La stabilité des pentes est un problème complexe pour de multiples raisons. Le comportement mécanique des sols et des roches dépend de nombreux paramètres (densité, teneur en eau, ...) qui ne sont pas forcément connus pour des problèmes réels car la reconnaissance du terrain ne peut être exhaustive. La géométrie des différentes couches de sols peut même ne pas être connue précisément.

Au chapitre III, nous avons exposé, sans être exhaustif, les différentes méthodes de calcul de stabilité en passant en revue les méthodes cinématiques et la méthode des éléments finis appelée "c- $\phi$  réduction". Dans le présent chapitre, nous allons appliquer les méthodes de calcul de stabilité à différents cas d'étude.

Avant de les utiliser pour des problèmes rencontrés dans la pratique du métier, nous voulons valider ces outils en confrontant les résultats fournis par le code de calcul éléments finis non linéaire LAGAMINE à ceux des méthodes classiques (Méthode de Fellenius, Bishop et Janbu) pour un problème simple c'est à dire le cas théorique de la stabilité d'un talus dans une couche homogène.

Ensuite, nous avons étudié un talus inspiré d'un cas réel: il s'agit d'un talus fort raide formé de deux couches de sol dont la plus profonde est formée d'un sable de cohésion presque nulle.

Pour chaque cas, nous mettons en évidence l'effet de la succion sur la stabilité. De ce fait, il est important de pouvoir prédire avec précision la répartition des teneurs en eau dans le sol soumis à des conditions pluviométriques variables. Notons que les méthodes classiques qui sont utilisées ici ne tiennent pas compte de l'effet de la succion car les développements du chapitre III (paragraphe 2.5) ne sont pas implémentés dans le programme de calcul utilisé (programme STABLGIIH-GEOMAC développé au Laboratoire de Géologie de l'Ingénieur, d'Hydrogéologie et de Prospection Géophysique).

### 2 Etude théorique d'un talus homogène

Dans le cadre de ce travail nous avons développé des outils numériques afin de traiter le problème de la stabilité d'une pente. Les méthodes utilisées sont d'une part les méthodes classiques (Méthode de Fellenius, Bishop et Janbu) et d'autre part le calcul par le code d'élément finis LAGAMINE en utilisant la méthode "c- $\phi$  réduction". Avant d'utiliser ces

méthodes, nous les rappelons brièvement ci-après.

## 2.1 Rappels des méthodes utilisées dans notre travail

a) Les méthodes à l'équilibre limite (ou à la rupture) sont basées sur l'hypothèse que la masse de terrain peut être divisée en tranches (ou lamelles) verticales, limitées d'une part par la ligne de glissement considérée et d'autre part par la surface du talus. Chaque tranche est considérée en équilibre sous l'ensemble des forces qui la sollicitent et nous supposons donc que les trois équations d'équilibre sont vérifiées pour chaque tranche. Le nombre d'inconnues dépassant le nombre d'équations, la résolution du système impose de faire d'autres hypothèses simplificatrices et/ou de recourir à des processus itératifs. Les différentes méthodes (Fellenius, Bishop, Janbu, Morgenstern-Price etc.) ne diffèrent que par ces hypothèses simplificatrices et par leurs modes de résolution. Dans tous les cas, nous supposons que :

- la loi de Coulomb s'applique à la rupture :  $\tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$
- la relation de Terzaghi est valable: contrainte effective = contrainte totale - pression interstitielle:  $\sigma' = \sigma - u$

On détermine ainsi un coefficient de sécurité, défini comme le rapport de la contrainte de cisaillement maximale mobilisable à celle nécessaire à l'équilibre du sol. On postule aussi que le coefficient de sécurité est constant tout le long de la courbe de rupture, donc l'état des contraintes aussi.

Pour un talus homogène, nous pouvons également utilisé la méthode du cercle de frottement qui envisage l'équilibre des moments de tout le lambeau de glissement.

b) La méthode des éléments finis permet de calculer l'état des contraintes et des déformations dans un massif, soumis au poids propre des terres moyennant l'hypothèse d'une loi de comportement du sol (modèle). Dans nos calculs, un modèle à frottement interne sans écrouissage (Modèle élasto-plastique parfait) est utilisé, ce qui correspond aux hypothèses de base des méthodes analytiques. Toutefois, à la différence de ces méthodes analytiques qui utilisent le critère de Coulomb, nous utiliserons pour la méthode des éléments finis le critère de plasticité de Van Eekelen (loi PLASOL, cf. chapitre III, paragraphe 3.6). En effet, le critère de Mohr Coulomb est difficile à introduire dans le code de calcul à cause de la forme de sa surface qui présente des coins dans le plan déviatorique. Cela aura évidemment une légère influence sur le résultat comme nous le verrons lors de la comparaison avec les méthodes analytiques.

La détermination du coefficient de sécurité par éléments finis se fait par la méthode de "c- $\phi$  réduction". Elle consiste à diminuer la cohésion et l'angle de frottement interne jusqu'à la rupture du massif, qui se traduit numériquement par la non convergence de la méthode (indiquant qu'il n'est pas possible de trouver un état de contrainte admissible en équilibre avec les charges appliquées).

Le calcul fournit également une information sur la cinématique de la rupture trouvée par le calcul (au dernier pas convergé) grâce à trois variables.

1. La norme des vitesses de déplacement  $V$  ( $=\|d\dot{u}_i\|$ ) qui met en exergue les zones subissant un déplacement (zones instables) des zones immobiles (zones stables).
2. Le terrain à la frontière entre le massif en rupture et le massif sain est soumis à de très forts cisaillements. Ces déformations de cisaillement (ou déviatoriques) peuvent être calculées par le code EF. La valeur cumulée des déformations déviatoriques équivalentes de Von Mises (notée  $\varepsilon_{eq}^p$ ) depuis le début du calcul (nommée E-EQ) est donnée

par:  $\varepsilon_{eq}^p = \int_0^t \dot{\varepsilon}_{eq}^p dt$  avec  $\dot{\varepsilon}_{eq}^p$  calculée à partir de l'équation [3.71] du chapitre III.

3. Lors du calcul, il se peut que plusieurs lignes de rupture soient actives successivement. L'indicateur précédent ne permettra pas de les différencier à la fin du calcul. C'est la raison pour laquelle un indicateur supplémentaire a été introduit: il correspond à l'incrément de déformations déviatoriques lors du dernier pas (nommé VAR 7). Cet incrément est donné par:  $VAR7 = \frac{\Delta \dot{\varepsilon}_{eq}^p}{\varepsilon_{eq}}$  où  $\Delta \dot{\varepsilon}_{eq}^p$  est l'incrément du taux de déformation équivalente entre deux pas successifs. Cet indicateur fournira donc une information sur la ligne de rupture qui est active en fin de calcul.

## 2.2 Talus homogène sans eau

Nous considérons tout d'abord un talus homogène sans influence de la nappe, avec une pente de 25°. Le domaine étudié s'étend sur une largeur de 140m (figure 6.1). Les dimensions sont choisies de façon à éviter les effets de bords.

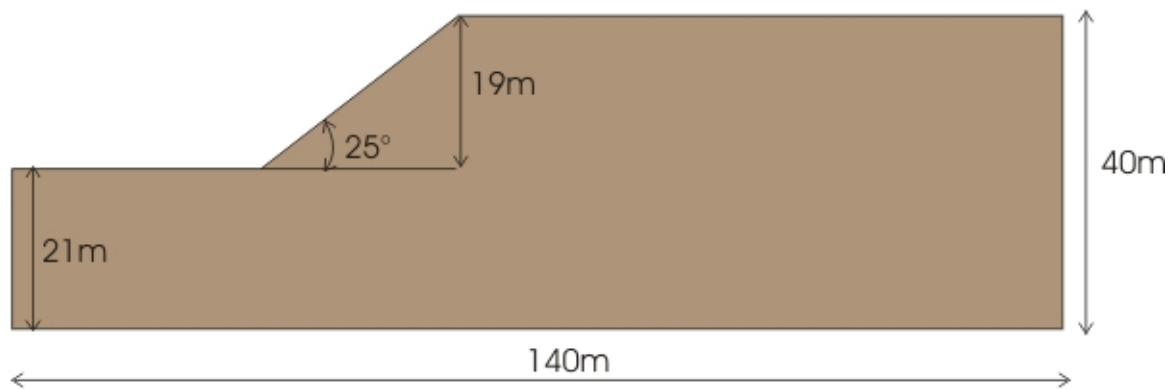


Figure 6. 1: Géométrie du talus

Les méthodes utilisées pour ce cas sont : les méthodes d'équilibre limite (méthode du cercle de frottement, méthode des tranches de Fellenius, Bishop simplifié et Janbu) ainsi que la méthode des éléments finis.

Les valeurs suivantes ont été adoptées pour les propriétés physiques et mécaniques du talus (tableau 6.1):

Caractéristiques	Paramètres	Valeurs
Mécaniques	c [kPa]	20.00
	$\phi$ [°]	20.00
	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	16.74
	$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	27.00
	E [MPa]	131.00
	$\nu$ [-]	0.38
	Dilatance $\psi$ (°)	0

Tableau 6. 1: Caractéristiques mécaniques du talus

Notons que les valeurs des caractéristiques élastiques E et  $\nu$  (utilisées uniquement pour la méthode des éléments finis) sont élevées afin d'obtenir un comportement rigide pour se rapprocher de l'hypothèse faite dans les méthodes classiques à l'équilibre limite (comportement rigide plastique).



### 2.2.1 Calcul avec les méthodes d'équilibre limite

Nous calculons le coefficient de sécurité pour un nombre suffisant de cercles. Le coefficient de sécurité réel du talus est celui qui correspond au cercle donnant la valeur minimale de  $F_s$ .

Le tableau 6.2 nous donne les valeurs de  $F_s$  pour le cercle critique trouvé (cercle de pied, figure 6.2).

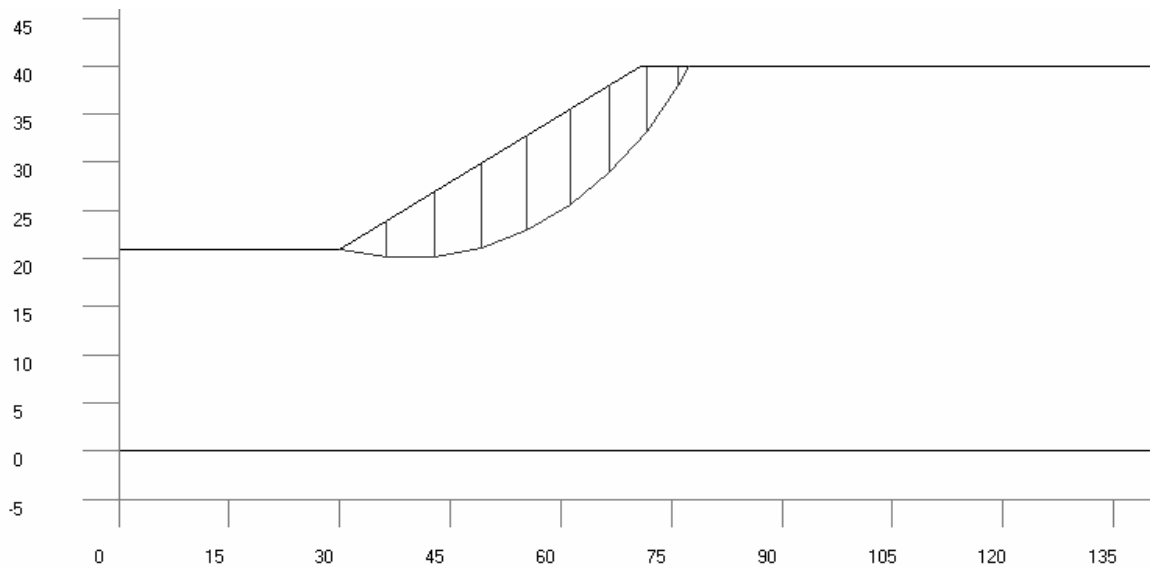


Figure 6. 2: Cercle de glissement critique ( $F_s$  minimum)

Méthode	Cercle phi	Fellenius	Bishop simplifié	Janbu
$F_s$	1.510	1.492	1.565	1.565

Tableau 6. 2: Valeurs des coefficients de sécurité pour les différentes méthodes

### 2.2.2 Calcul avec la méthode des éléments finis

Nous utilisons le code LAGAMINE pour le calcul aux éléments finis, le problème est étudié en état plan de déformation. Nous avons choisi de représenter la rupture par le modèle à frottement interne PLASOL avec un critère de Van Eekelen (cf. chapitre III, paragraphe 3.6). Nous reprenons les caractéristiques mécaniques données dans le tableau 6.1.

#### • Modélisation

Nous réalisons une mise en charge du poids propre du talus de façon progressive. Pour cela, nous créons un premier maillage constitué d'éléments plans mécaniques appelés PLXLS dans le code. A ce premier maillage, nous en superposons un second constitué d'éléments de mise en charge appelés SUCHA qui permettent d'appliquer le poids propre à l'aide d'un coefficient

multiplicateur variant entre 0 et 1. La valeur 1 signifie que tout le poids propre est appliqué tandis que la valeur 0 représente l'état initial. Le maillage est choisi de façon à discrétiser le mieux possible la zone de concentration des contraintes notamment dans la zone du talus.

### ➤ Conditions limites

Comme conditions aux limites, nous considérons que les bords latéraux du domaine sont libres de glisser verticalement mais sont empêchés de tout déplacement horizontal. La base est par contre empêchée de tout déplacement horizontal et vertical (figure 6.3).

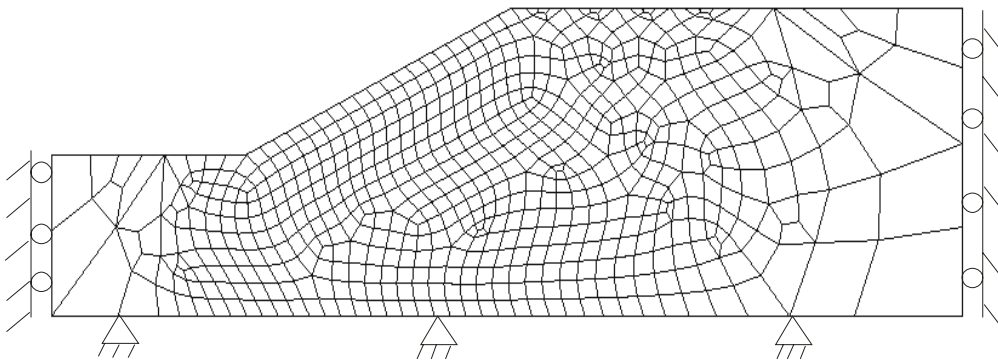


Figure 6. 3: Conditions limites du talus

### ➤ Conditions initiales

Initialement, nous considérons que les contraintes sont nulles. Nous ajoutons le poids des terres, grâce aux éléments SUCHA, progressivement en augmentant un coefficient multiplicateur qui vaut 1 à la fin de l'application du poids propre.

### • Résultat

Par la méthode de " $c$ - $\phi$  réduction", nous obtenons un coefficient de sécurité de 1.742. Le calcul fournit également une information sur la cinématique de rupture grâce aux 4 diagrammes suivants:

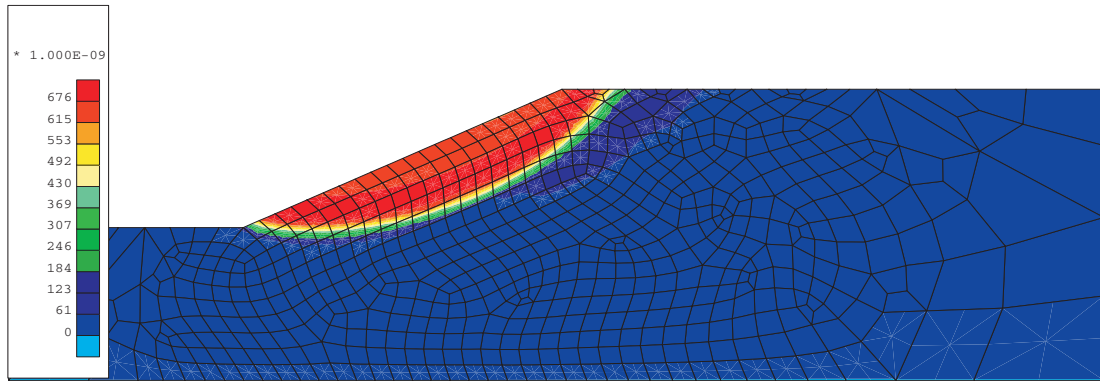


Figure 6. 4: Norme des vitesses ( $V$ )

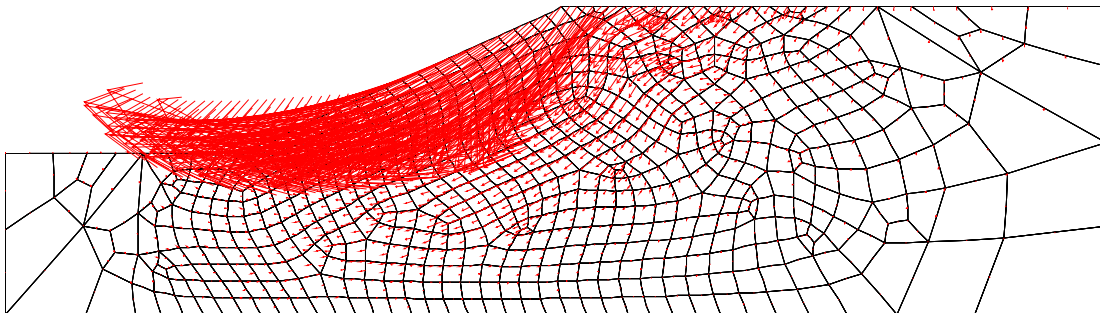


Figure 6. 5: Vecteur des vitesses ( $V$ )

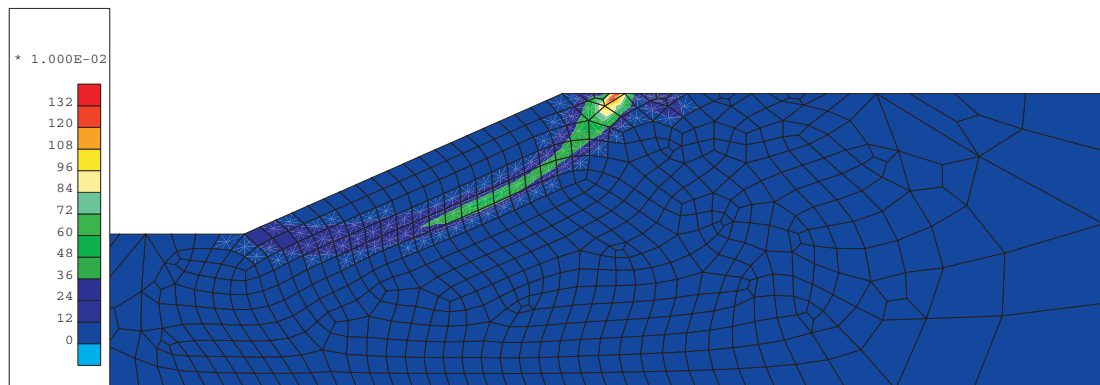


Figure 6. 6: Incrément des déformations déviatoriques sur un pas ( $Var7$ )

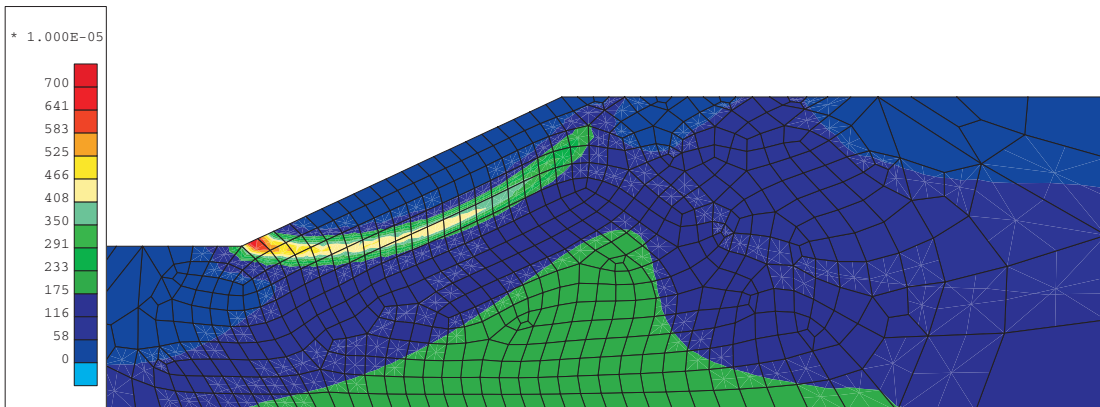


Figure 6. 7: Déformations déviatoriques équivalentes de Von Mises ( $E-EQ$ )

Nous voyons sur la figure 6.4 une ligne courbe qui sépare une zone en mouvement (au-dessus) et une zone immobile (en dessous). Cela est confirmé par la figure 6.5 qui nous montre les vecteurs vitesses ainsi que leur direction. Nous constatons que la rupture est de forme circulaire et passe au pied du talus, ce qui est en accord avec les méthodes classiques. Les figures 6.6 et 6.7 nous montrent une zone cisailée entre les blocs (en mouvement et immobile).

Une étude de sensibilité des paramètres de cohésion et d'angle de frottement interne sur le coefficient de sécurité donne le résultat suivant:

$\phi=20^\circ$		$c = 20 \text{ kPa}$	
c (kPa)	$F_s$	$\phi (^\circ)$	$F_s$
2	1.050	5	1.022
4	1.148	10	1.211
10	1.405	15	1.474
15	1.581	20	1.742
20	1.742	25	2.018
30	2.057	30	2.268

Tableau 6. 3: Effet de la cohésion et de l'angle de frottement sur  $F_s$  ( $c$ - $\phi$  réduction)

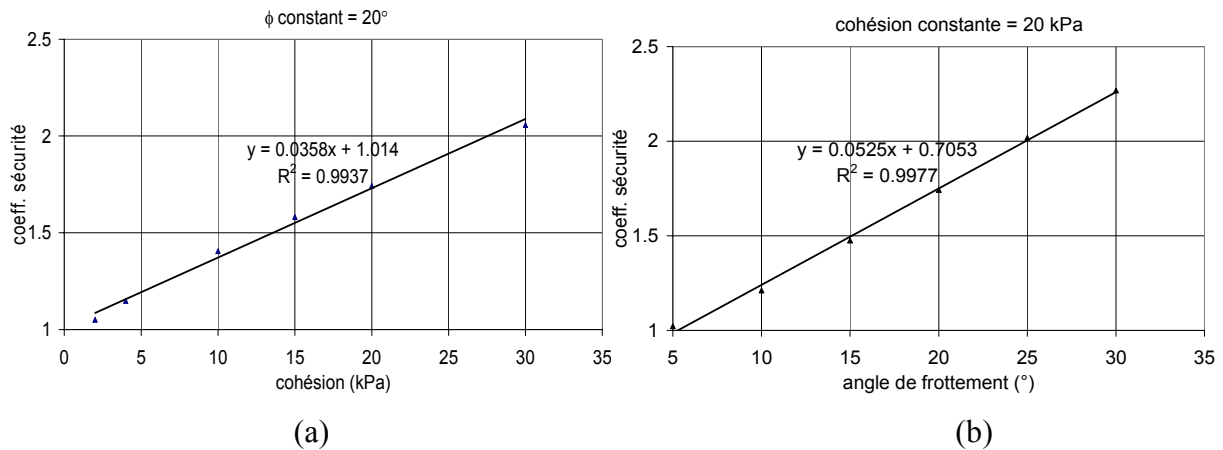


Figure 6. 8: Effet de la cohésion (a) et de l'angle de frottement (b) sur  $F_s$  ( $c$ - $\phi$  réduction)

Les résultats graphiques des différents calculs éléments finis se trouvent en annexe 3. L'annexe 3 (figure A.3.1) montre les cercles de glissement obtenus pour une cohésion variable et un angle de frottement fixé. Globalement plus la cohésion augmente, plus le cercle de glissement devient profond.

En effet, pour un talus homogène dans un sol purement frottant ( $c = 0$ ), nous savons que, si la pente est à peu près égale à l'angle de frottement interne  $\phi$ , la loupe de glissement est presque confondue avec la pente du talus. Ceci rejoint nos observations car, pour un angle de frottement  $\phi = 20^\circ$  (pente du talus  $\alpha = 25^\circ$ ) et une cohésion  $c = 2$  kPa, la loupe de glissement tend vers la pente du talus et le cercle ne passe pas nécessairement par le pied du talus.

Pour une cohésion  $c$  plus importante, le cercle critique devient plus profond et passe par le pied du talus ( $c = 30$  kPa). Remarquons que si l'on continue à augmenter la cohésion  $c$ , l'effet de cette dernière devient prépondérant sur celui de l'angle de frottement  $\phi$ . Dans ce cas, le cercle de glissement devient très profond et ne passe plus par le pied du talus (figure 6.9a)

De même, l'annexe 3 (figure A.3.2) montre les résultats des cercles de glissement obtenus pour un angle de frottement variable et une cohésion fixée. Les conclusions sont identiques à celles que nous avons tirées pour le cas précédent. Lorsque l'effet de la cohésion est prépondérant par rapport à l'angle  $\phi$ , le cercle glissement est très profond et ne passe plus par le pied du talus ( $\phi = 5^\circ, c = 20$  kPa). Lorsque l'angle de frottement  $\phi$  augmente, le cercle de glissement tend vers le pied du talus, l'illustration est donnée à la figure 6.9b.

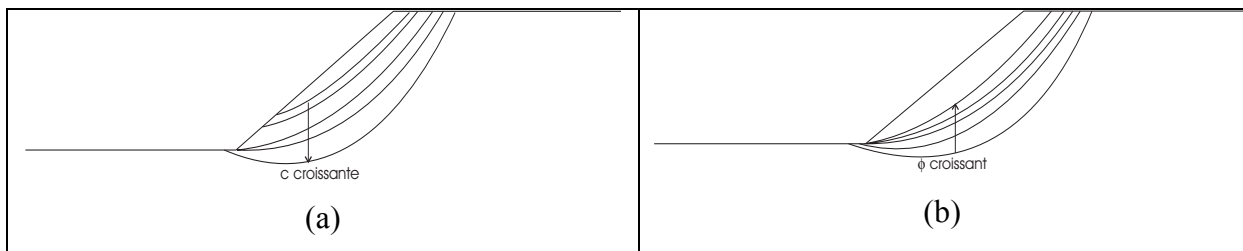


Figure 6. 9: Effet de la cohésion (a) et de l'angle de frottement (b) sur la courbe de glissement

Nous avons également analysé l'effet de la dilatance sur le coefficient de sécurité et nous remarquons qu'il est négligeable (figure 6.10). Dans la suite de nos calculs, nous considérons une dilatance nulle.

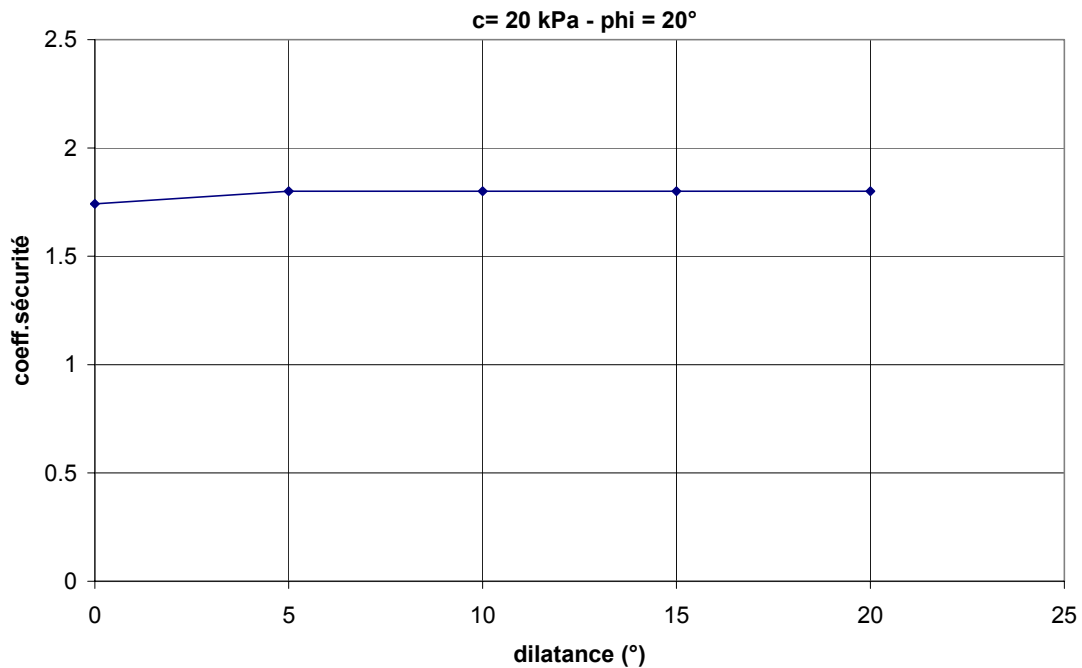


Figure 6. 10: Effet de la dilatance sur  $F_s$

### 2.1.3 Comparaison des différentes méthodes

Nous comparons les coefficients de sécurité minimum trouvés à l'aide des méthodes analytiques (tableau 6.2) et le coefficient trouvé à l'aide de la méthode " $c-\phi$  réduction". Notons que le cercle de glissement utilisé pour le calcul du coefficient de sécurité à l'aide des méthodes analytiques n'est pas nécessairement le même que celui obtenu par la méthode des éléments finis. Le tableau 6.4 donne les coefficients trouvés à l'aide des différentes méthodes:

Méthode	Cercle $\phi$	Fellenius	Bishop simplifié	Janbu	$c-\phi$ réduction
$F_s$	1.510	1.492	1.565	1.565	1.742

Tableau 6. 4: Comparaison des coefficients de sécurités trouvés par différentes méthodes de calcul

Afin de poursuivre la comparaison des différentes méthodes, nous avons étudié l'influence des paramètres  $c$  et  $\phi$ . Fixant un de ces deux paramètres, nous calculons le coefficient de sécurité minimum pour les différentes méthodes (figures 6.11a et 6.11b).

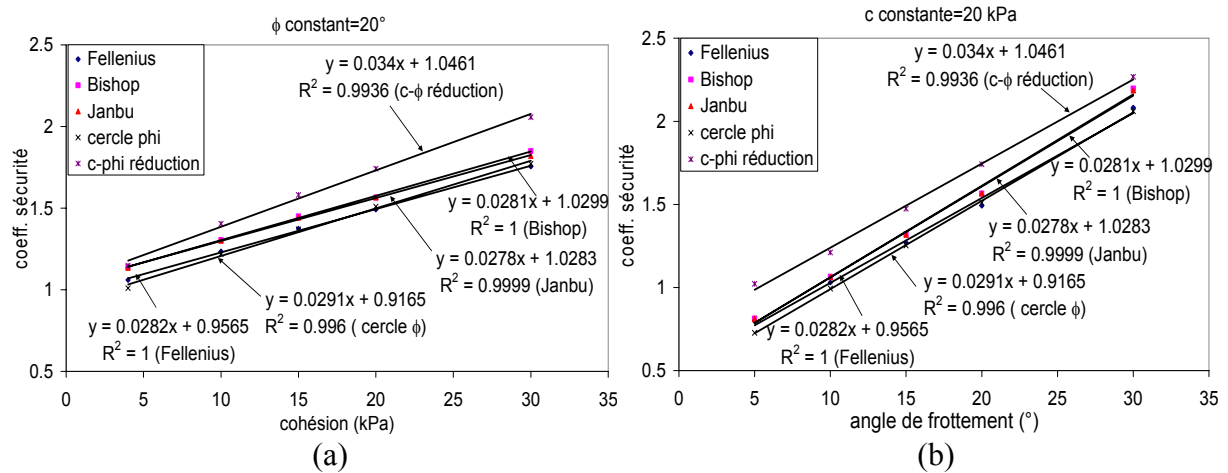


Figure 6. 11: Comparaison des méthodes de calcul (effet de la cohésion (a) et de l'angle de frottement (b))

Pour l'ensemble des méthodes, nous observons:

- Une augmentation linéaire du coefficient de sécurité avec l'augmentation de la cohésion (figure 6.11a) et de l'angle de frottement (figure 6.11b).
- Dans l'ensemble, les valeurs obtenues par les différentes méthodes sont comparables. Toutefois, la méthode de "c- $\phi$  réduction" donne un coefficient de sécurité légèrement supérieur à celui trouvé à l'aide des méthodes analytiques.

L'origine de cette surestimation provient de l'hypothèse faite sur le comportement du sol qui est régi par le critère de Van Eekelen alors que les méthodes analytiques utilisent le critère de Mohr Coulomb. La figure 6.12 représente la trace des surfaces de plasticité de Mohr Coulomb et de Van Eekelen dans le plan déviatorique (cf. Chapitre III, paragraphe 3.5). Nous voyons que le modèle de Mohr Coulomb prédit une résistance au cisaillement plus faible que celle du modèle de Van Eekelen pour les chemins de cisaillement pur. Le critère de Van Eekelen prédira donc un coefficient de sécurité supérieur.

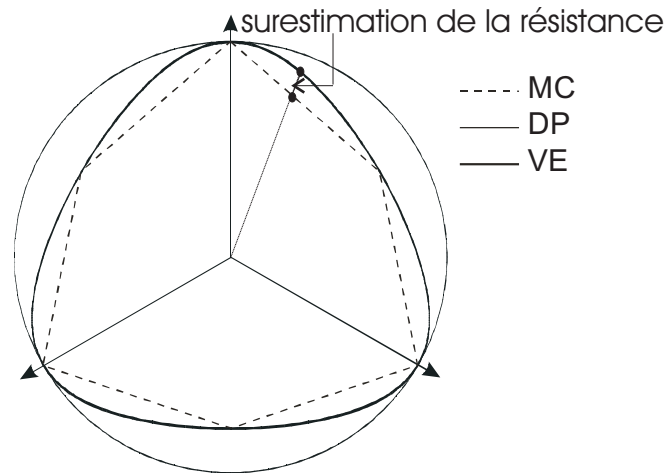


Figure 6. 12: Entrée en plasticité pour différents modèles à frottement interne dans le plan déviatoire ( $\phi = 20^\circ$ ), MC: Mohr Coulomb; DP: Drücker Prager; VE: Van Eekelen

Cet écart a également été mis en évidence par DIZIER [2007] lors d'une comparaison des coefficients de sécurité calculés par la méthode des éléments finis pour différents critères de rupture et ceux calculés par les méthodes d'équilibre limite. Les tableaux 6.5 et 6.6 résument les résultats obtenus pour une cohésion  $c = 20$  kPa et un angle de frottement  $\phi = 20^\circ$ .

Méthodes analytiques	Cercle phi	Fellenius	Bishop simplifié	Janbu
$F_s$	1.510	1.492	1.565	1.565

Tableau 6. 5: Valeurs des coefficients de sécurité par méthode des tranches ( $c = 20$  kPa -  $\phi = 20^\circ$ )

Méthode des éléments finis	Mohr Coulomb	Van Eekelen	Drücker Prager
$F_s$	1.508	1.740	1.875

Tableau 6. 6: Valeurs des coefficients de sécurité par  $c - \phi$  réduction ( $c = 20$  kPa -  $\phi = 20^\circ$ )

Nous voyons que le coefficient de sécurité trouvé à l'aide de la méthode de  $c$  et  $\phi$  réduction selon le critère de Mohr Coulomb est proche des coefficients trouvés par les méthodes analytiques. Les critères de Van Eekelen et Drücker Prager donnent des coefficients de sécurité plus élevés, ce qui est en accord avec les traces des surfaces de plasticité (figure 6.12). Dans le cadre de ce travail, nous nous intéressons plus particulièrement à l'influence de la saturation partielle sur la stabilité des pentes et nous avons utilisé prioritairement le modèle



de Van Eekelen pour y introduire l'influence de la succion car l'implémentation de ce modèle est plus simple dans un code de calcul.

## 2.3 Talus homogène avec eau

Les calculs précédents ont été effectués en supposant que les pressions d'eau sont uniformément nulles dans le talus. La prise en compte des effets de l'eau peut se faire de différentes manières selon les méthodes de calcul utilisées. Dans ce contexte, les méthodes analytiques différencient habituellement le sol à l'état sec de l'état saturé. De ce fait, seule la contribution de l'eau donnant lieu à des pressions interstitielles positives est prise en compte. Toutefois les talus sont souvent réalisés dans des sols partiellement saturés. Dès lors, il se produit un accroissement de la résistance au cisaillement dû à la succion par ce que nous avons appelé la cohésion capillaire. La méthode des éléments finis offre la possibilité de prendre en compte automatiquement ce phénomène de couplage hydromécanique.

### 2.3.1 Méthodes d'équilibre limite

Nous commençons par le calcul simple avec les méthodes classiques (Fellenius, Bishop, Janbu). Nous reprenons le talus utilisé précédemment (figure 6.1), mais cette fois avec une nappe telle que donnée sur la figure 6.13.

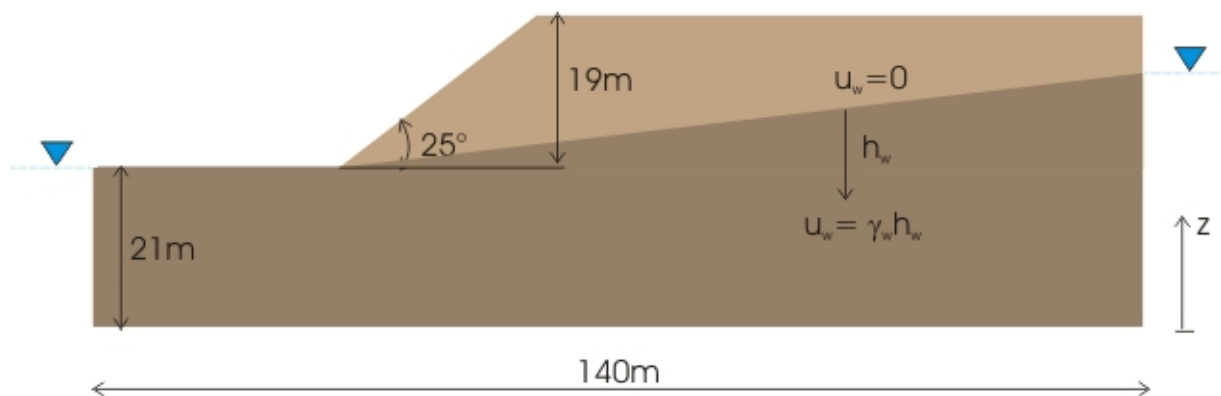


Figure 6. 13: Talus homogène avec eau

Les propriétés mécaniques du talus sont identiques à celles prises dans le cas sans nappe, sauf que nous définissons le poids volumique saturé sous la nappe. Celles-ci sont rappelées au tableau 6.7:

	Cohésion	Angle de frottement	Poids volumique sec	Poids volumique saturé
	c [kPa]	$\phi$ [°]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]
Valeurs	20	20	16.74	21.00

Tableau 6. 7: Caractéristiques mécaniques du talus avec eau

Pour l'évaluation du coefficient de sécurité  $F_s$ , nous supposons que les pressions d'eau  $u = 0$  au dessus de la nappe et  $u = \gamma_w h_w$  en dessous de celle-ci.

Nous obtenons des coefficients résumés dans le tableau 6.8. Nous voyons que la remontée de la nappe déstabilise le talus et s'accompagne donc d'une diminution du coefficient de sécurité.

Niveau d'eau z (m)	$F_s$ (Fellenius)	$F_s$ (Bishop simplifié)	$F_s$ (Janbu)
21	1.512	1.588	1.585
30	1.456	1.526	1.528
35	1.424	1.492	1.490
40	1.357	1.423	1.422

Tableau 6. 8: Coefficients de sécurité suivant les méthodes d'équilibre limite

### 2.3.2 Méthode des éléments finis

- **Propriétés mécaniques**

Le comportement mécanique est toujours un modèle élasto-plastique à frottement interne avec un critère de Van Eekelen. Les caractéristiques mécaniques sont données au tableau 6.1.

La masse volumique apparente pour déterminer le champ des contraintes dans le cas purement mécanique est donnée par l'équation  $\rho = (1-n) \cdot \rho_s$ . Pour le cas semi couplé, celle-ci prend en compte l'effet de l'eau et la relation devient:  $\rho = [(1-n) \cdot \rho_s + nS_r \rho_w]$ .

- **Propriétés hydriques**

Le couplage hydromécanique par la méthode des éléments finis nécessite la connaissance des propriétés hydriques du sol, notamment la courbe de rétention et de perméabilité relative du sol. Nous avons utilisé les caractéristiques d'un limon de Limelette, qui par ailleurs se rapproche du limon que nous avons expérimenté. En effet, dans le cadre d'un projet coordonné par le CSTC (Centre Scientifique et Technique de la Construction) sur la stabilité d'une fouille test dans la localité de Limelette située près de Bruxelles, nous avons la chance

de disposer d'un ensemble de données des caractéristiques hydriques à différentes profondeurs. Nous allons nous en servir pour la modélisation. Pour plus de détails, nous suggérons les travaux de WHENHAM V., DE VOS M., LEGRAND C., CHARLIER R., MAERTENS J. et VERBRUGGE J.C. [2007].

### ➤ Courbe de rétention

Comme nous l'avons décrit au chapitre II et IV, nous rappelons que pour un sol donné, des variations du degré de saturation correspondent à des variations de succion. Nous appelons courbe de rétention d'eau la courbe donnant la succion en fonction du degré de saturation ou de la teneur en eau. Dans cette analyse, nous avons utilisé les caractéristiques du limon de Limelette prélevé à 1.5m de profondeur (figure 6.14).

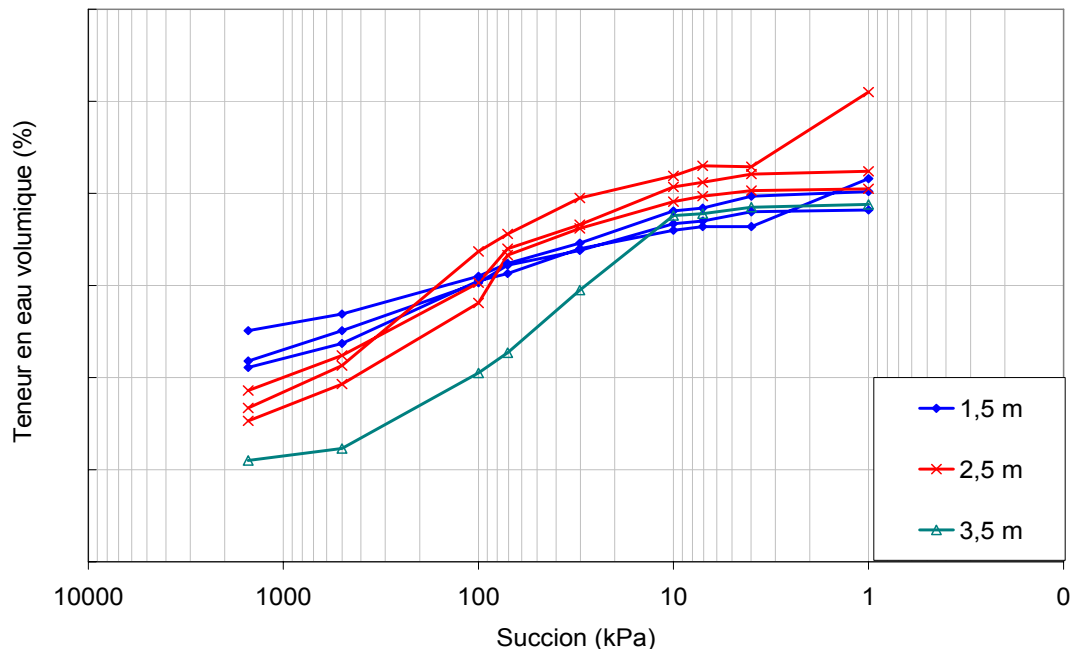


Figure 6. 14: Courbes de rétention obtenues au laboratoire sur échantillons non remaniés

Le calage de la courbe de rétention est réalisé à partir d'une loi de saturation  $S_r$  en fonction de la succion. L'équation de la loi est la suivante (VAUCLIN *et al.* [1976]):

$$S_r = S_{res} + \frac{CSR3(S_{r,field} - S_{res})}{CSR3 + (CSR1 \cdot s)^{CSW2}} \quad [6.1]$$

Où  $CSR1$ ,  $CSW2$ ,  $CSR3$ ,  $S_{r,field}$  et  $S_{res}$  sont des paramètres à déterminer pour que la courbe numérique se rapproche au mieux de la courbe expérimentale. Notons également que pour

passer des données de teneur en eau volumique  $\theta$  à des valeurs de saturation  $S_r$ , nous avons utilisé la formule suivante :

$$S_r = \frac{\theta}{n} \quad \text{où } n \text{ est la porosité du sol}$$

### ➤ Courbe de perméabilité

Nous avons utilisé une courbe de perméabilité (celle obtenue avec le perméamètre de Guelph à 1.5m de profondeur). Cette courbe est approximée par une loi de perméabilité relative en fonction de la saturation dont l'équation est la suivante:

$$k_r = \frac{(S_{rw} - S_{res})^{CKW1}}{(S_{r,field} - S_{res})^{CKW2}} \quad \text{si } S_{rw} \geq S_{res} \quad [6.2]$$

$$k_r = k_{r,min} \quad \text{si } S_{rw} < S_{res}$$

où  $CKW1$  et  $CKW2$  sont des paramètres à déterminer en calant la courbe numérique sur la courbe expérimentale.  $S_{r,field}$  et  $S_{res}$  sont les paramètres déterminés précédemment pour définir les courbes de rétention des différentes couches.

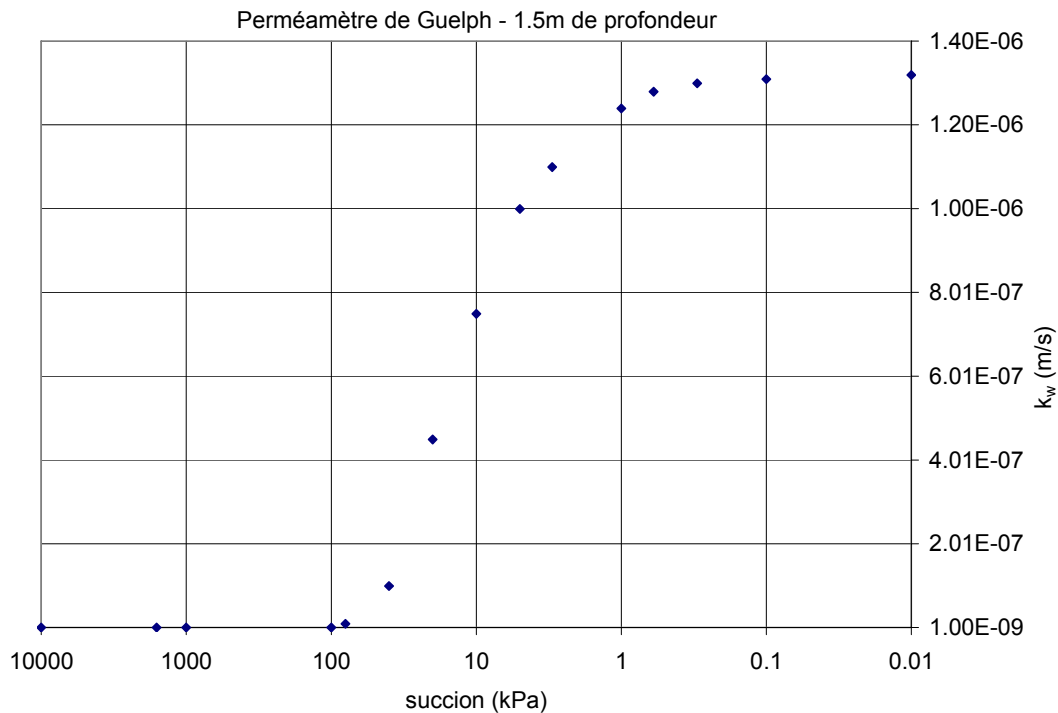


Figure 6. 15: Estimation de la perméabilité sur base des essais de perméabilité au moyen du perméamètre de Guelph

Ainsi, nous obtenons les courbes de rétention et de perméabilité données respectivement sur les figures 6.16a et 6.16b. Le tableau 6.9 rassemble les caractéristiques hydriques utilisées lors de la modélisation.

Caractéristiques	Paramètres	Valeurs
Hydrauliques	CSR1 [kPa]	$7.10^{-6}$
	CSW2 [kPa]	0.90
	CSR3 [-]	1.20
	$S_{rés}$ [-]	0.53
	$S_{field}$ [-]	1.00
	CKW1 [-]	9.00
	CKW2 [-]	9.00
	$k_s$ [ $m^2$ ]	$1.32.10^{-13}$
	Porosité $n$	0.38

Tableau 6. 9: Caractéristiques hydriques du talus

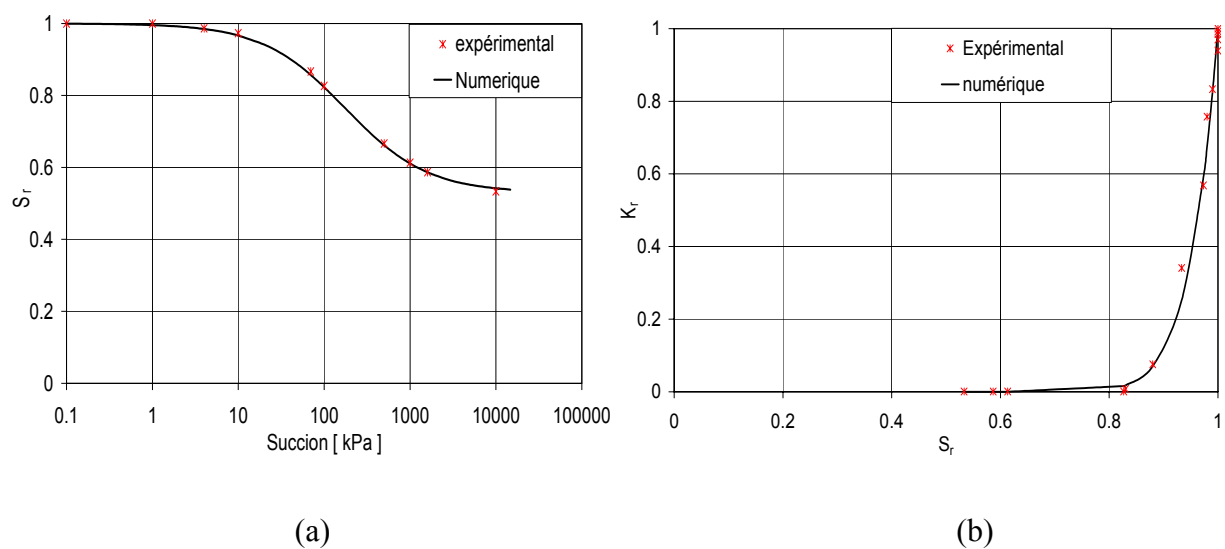


Figure 6. 16: Calage des courbes de rétention (a) et de perméabilité (b) du limon de Limelette

## • Modélisation

La modélisation est divisée en trois phases:

- 1 mise en charge du talus par son poids propre tout en bloquant l'écoulement;
- 2 blocage de la mécanique et mise en charge de la nappe;
- 3 blocage des pressions d'eau et étude de la stabilité par la méthode de "c- $\phi$  réduction".

Nous utiliserons des éléments CSOL2 qui permettent d'intégrer les pressions d'eau comme décrit au chapitre III. Nous utiliserons de la même façon des éléments SUCHA pour appliquer le poids propre.

### ➤ Conditions limites

Les conditions limites pour la mécanique et l'écoulement sont respectivement données aux figures 6.17 et 6.18. Pour la mécanique, elles restent inchangées, c'est à dire que les bords latéraux du domaine sont libres de glisser verticalement mais sont empêchés de tout déplacement horizontal. La base est empêchée de tout déplacement horizontal et vertical (figure 6.17).

Pour l'écoulement, nous imposons les pressions d'eau sur les bords AB, BC et DE. En fin de chargement de la nappe, la répartition des pressions d'eau est hydrostatique le long de AB et DE tandis que dans le modèle, la distribution des pressions est fournie par le calcul écoulement avec ces conditions limites (figure 6.18).

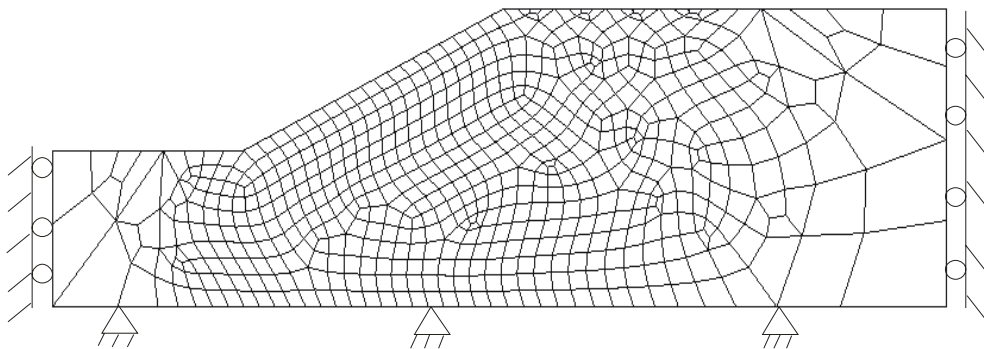


Figure 6. 17: Conditions limites pour la mécanique

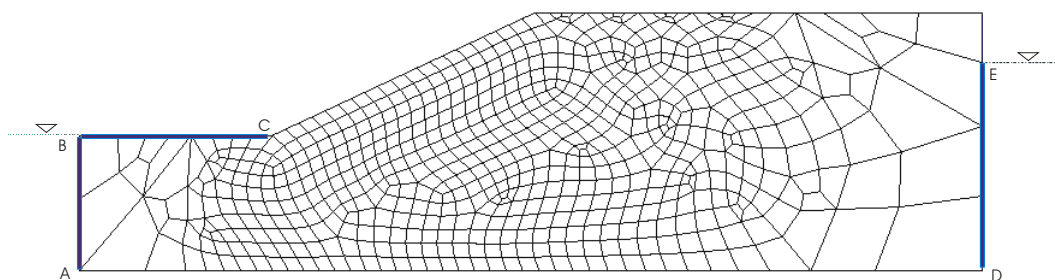


Figure 6. 18: Conditions limites pour l'écoulement

### ➤ Conditions initiales

Les conditions initiales en mécanique sont telles que le champ des contraintes est nul au départ, après nous mettons en charge le talus de son poids propre. Pour l'écoulement, on a une nappe qui, initialement, est à la base du modèle (figure 6.19) et on la fait monter jusqu'au niveau voulu.

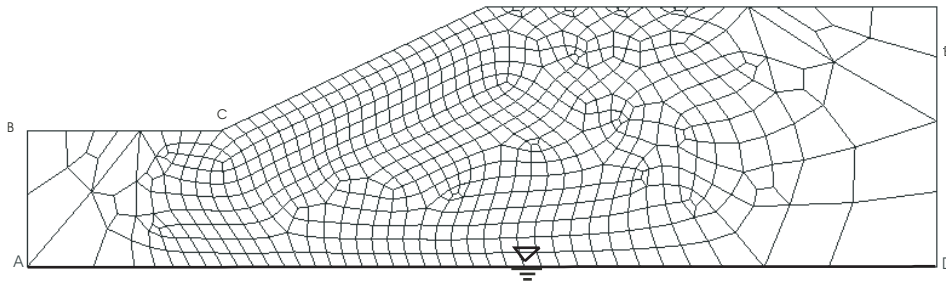


Figure 6. 19: Conditions initiales pour l'écoulement

- **Résultats**

- **Répartition des pressions d'eau et de la saturation**

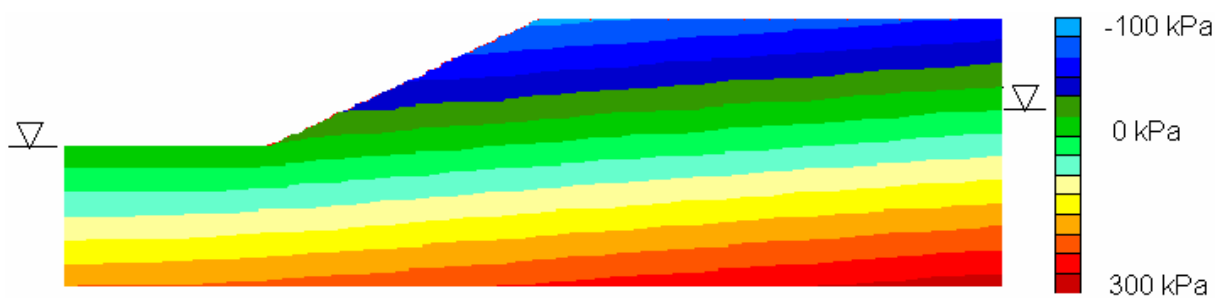


Figure 6. 20: Profil des pressions d'eau (nappe au bord droit à 30m)

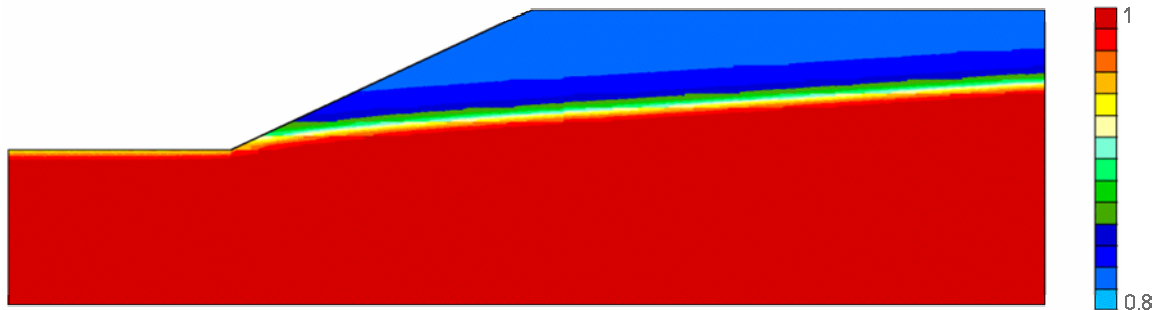


Figure 6. 21: Profil de saturation (nappe au bord droit à 30m)

Le champ des pressions ainsi que la distribution de la saturation sont données sur les figures 6.20 et 6.21. Nous localisons une zone au dessus de la nappe où les pressions d'eau sont négatives. Dans cette partie du modèle, le degré de saturation  $S_r$  est compris entre 0.8 et 0.9 tandis qu'en dessous de la nappe,  $S_r$  est égal à  $\pm 1$ . Nous remarquons que la zone désaturée n'est pas grande, ce qui fait que l'effet de la non saturation ne sera pas très important comme nous allons le voir dans la suite.

- **Calcul du coefficient de sécurité**

Les méthodes d'équilibre limite considèrent qu'il n'y a pas d'influence de l'eau au dessus de la

nappe et que la distribution des pressions est hydrostatique sous la nappe.

Dans la méthode aux éléments finis, nous pouvons tenir compte du couplage entre la pression d'eau et le comportement mécanique via le postulat de Terzaghi:

$$\sigma' = \sigma - u \text{ si } u \geq 0$$

$$\sigma' = \sigma \text{ si } u < 0$$

Cette définition correspond de fait aux hypothèses des méthodes d'équilibre limite.

Par ailleurs, nous avons montré au chapitre III, paragraphe 3.8 que la méthode des éléments finis offre la possibilité de tenir compte de l'effet de la non saturation via la cohésion capillaire déduite notamment de la contrainte effective de Bishop:  $c_a = S_r \cdot \tan \phi' \cdot s$ .

Nous allons donc faire le calcul en utilisant d'abord la contrainte effective de Terzaghi, ensuite nous allons utiliser la contrainte de Bishop pour prendre en compte la succion.

**a) Contrainte effective de Terzaghi:**  $\sigma' = \sigma - u$  (si  $u \geq 0$ ) ou  $\sigma' = \sigma$  (si  $u < 0$ )

Nous obtenons un coefficient de sécurité  $F_s = 1.413$ , avec la forme de la rupture représentée sur la figure 6.22.

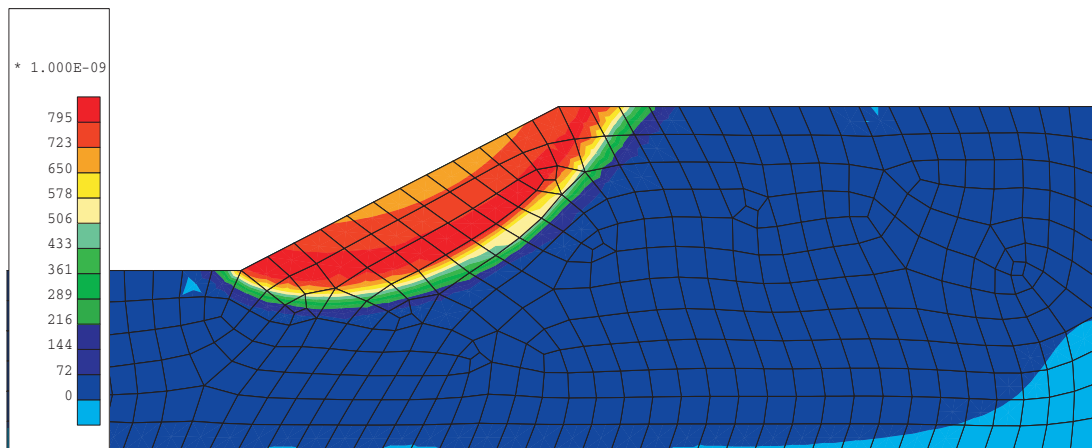


Figure 6. 22: Norme des vitesses ( $V$ )

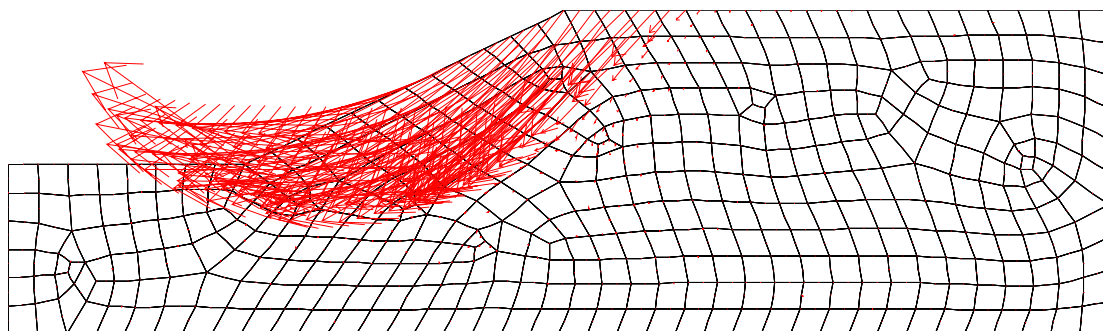


Figure 6. 23: Vecteur des vitesses ( $V$ )



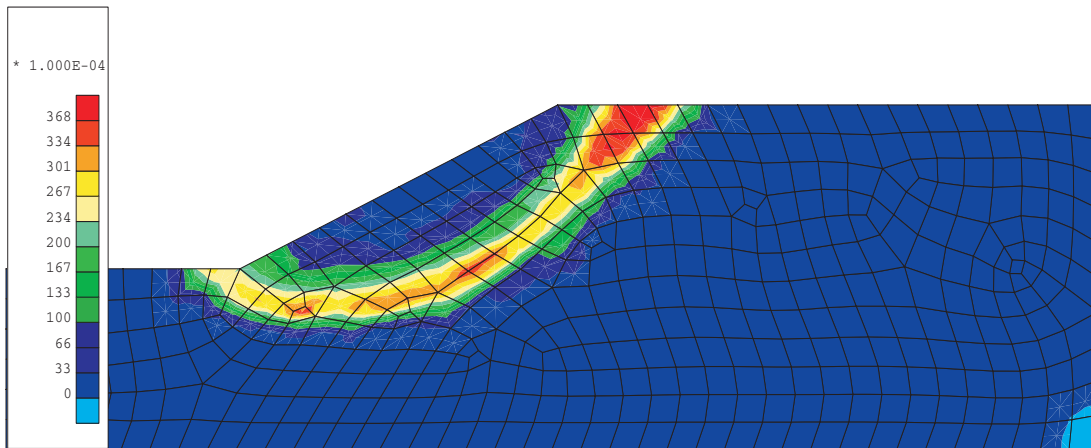


Figure 6. 24: *Incrément des déformations déviatoriques sur un pas (Var7)*

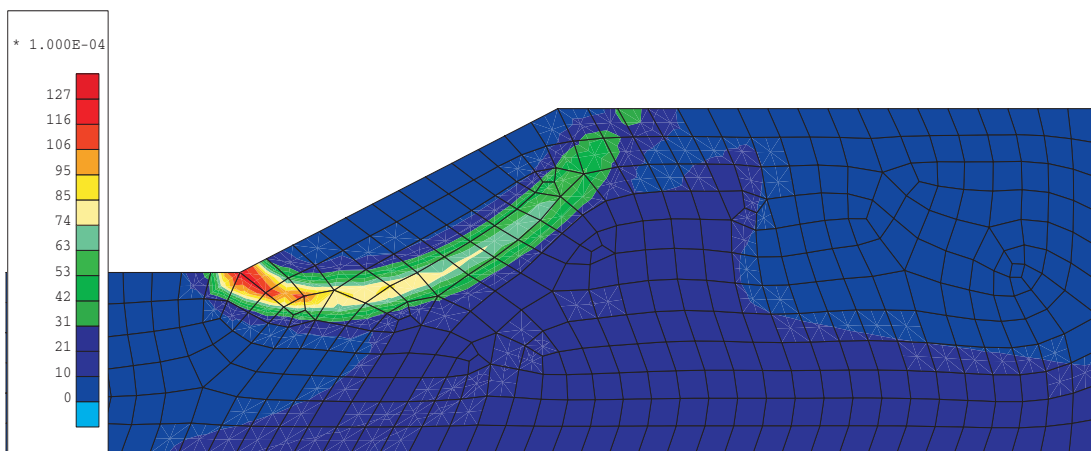


Figure 6. 25: *Déformations déviatoriques équivalentes de Von Mises (E-EQ)*

**b) Contrainte effective de Bishop:**  $\sigma_{Bishop} = \sigma - S_r \cdot u_w$  (ou  $\sigma_{Bishop} = \sigma + S_r \cdot s$ )

Nous obtenons un coefficient de sécurité  $F_s=1.49$  et la forme de la ligne de glissement représentée sur la figure 6.26.

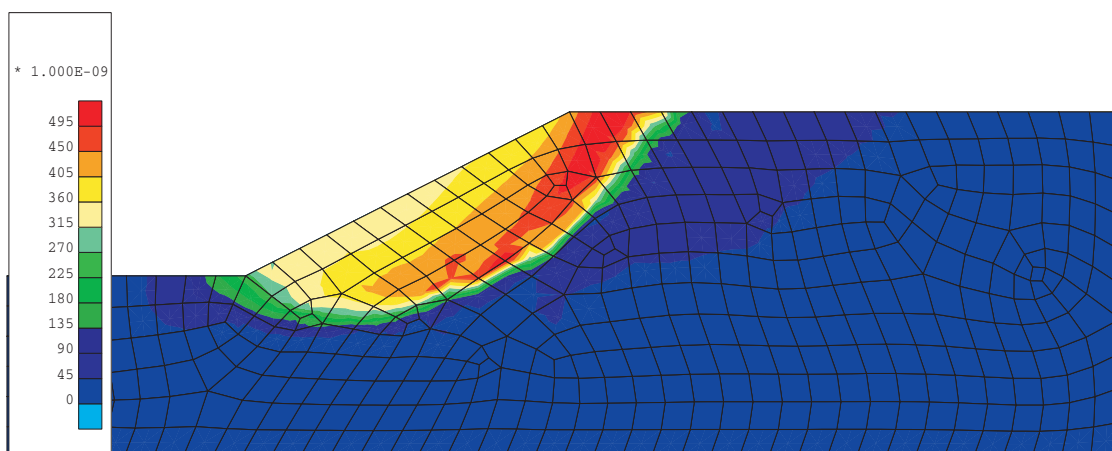


Figure 6. 26: *Norme des vitesses (V)*

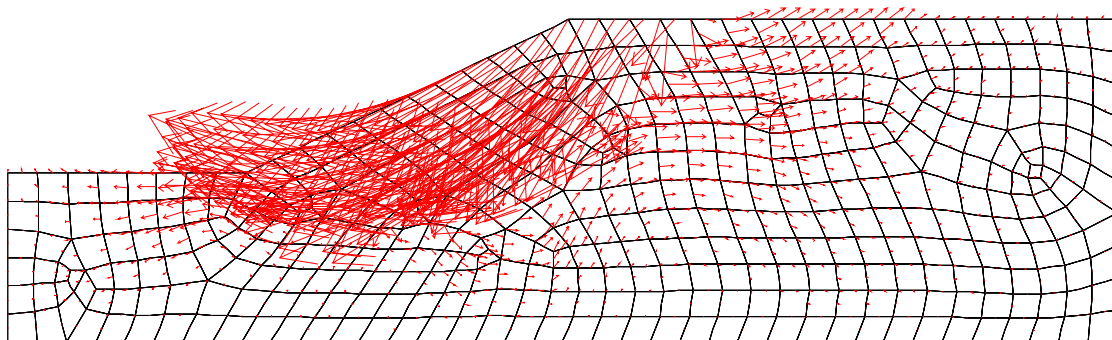


Figure 6. 27: Vecteur des vitesses ( $V$ )

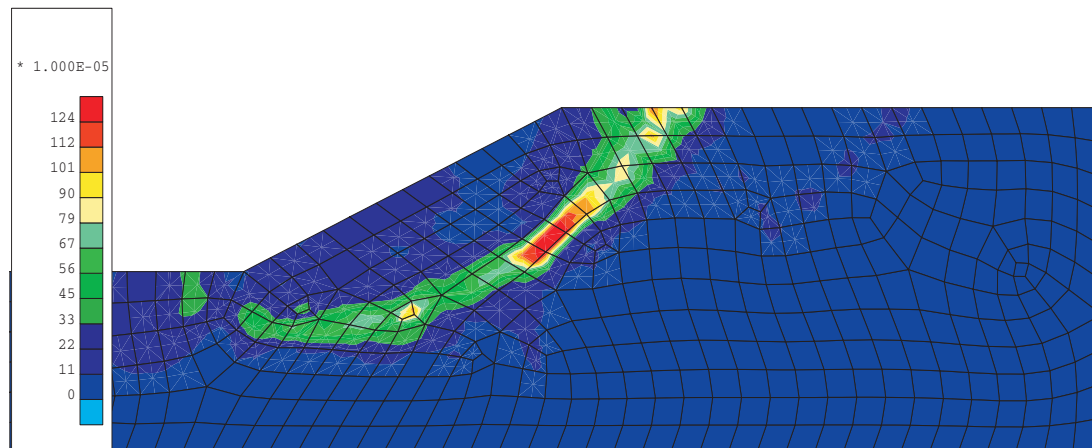


Figure 6. 28: Incrément des déformations déviatoriques sur un pas ( $Var7$ )

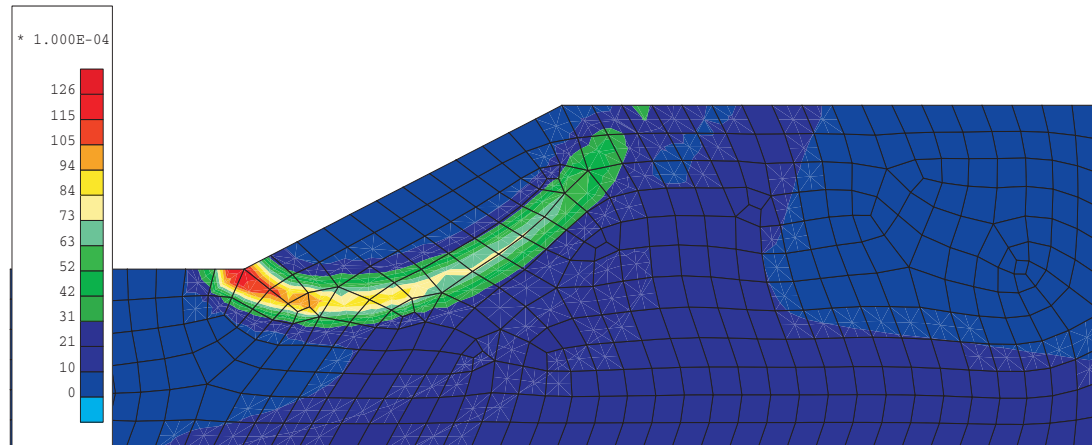


Figure 6. 29: Déformations déviatoriques équivalentes de Von Mises ( $E-EQ$ )

### ➤ Comparaison des deux approches

Nous observons que, pour les deux types de contrainte, nous obtenons des coefficients de sécurité assez proches du fait que la zone non saturée n'est pas très étendue et donc l'effet de la succion est très faible. De plus, nous obtenons des courbes de glissement qui passent en pied du talus ce qui est en accord avec l'approche des méthodes classiques dans le cas d'une nappe dans le talus.

Nous avons fait varier le niveau de la nappe sur le bord droit du talus. Les résultats obtenus sont résumés au tableau 6.10:

Niveau d'eau (bord droit)	$F_s$ (d'après Terzaghi)	$F_s$ (d'après Bishop)
21	1.591	1.780
30	1.497	1.600
35	1.413	1.490
40	1.309	1.350

*Tableau 6. 10: Coefficients de sécurité suivant les différents types de contraintes effectives et suivant différents niveaux de la nappe*

Nous observons d'abord que plus la zone non saturée se rétrécit, plus les coefficients de sécurité calculés suivant Terzaghi ou Bishop se rapprochent car l'effet de la saturation devient insignifiant. Nous observons également que quel que soit le type de contraintes considéré, une remontée de la nappe s'accompagne d'une diminution de  $F_s$ , et donc d'une déstabilisation du talus.

### 2.3.3 Comparaison des méthodes et conclusion

Nous représentons sur une même figure les différents coefficients de sécurité trouvés avec les méthodes cinématiques et la méthode des éléments finis (figure 6.30). Nous remarquons que les méthodes d'équilibre limite et celle de "c- $\phi$  réduction" utilisant la contrainte effective de Terzaghi donnent un résultat assez proche. Quant au coefficient de sécurité utilisant la contrainte effective de Bishop, nous voyons que plus la zone non saturée est importante (effet de la succion), plus celui-ci est élevé. Quand cette zone non saturée rétrécit, le coefficient de sécurité diminue et converge vers celui calculé à l'aide de la contrainte effective de Terzaghi.

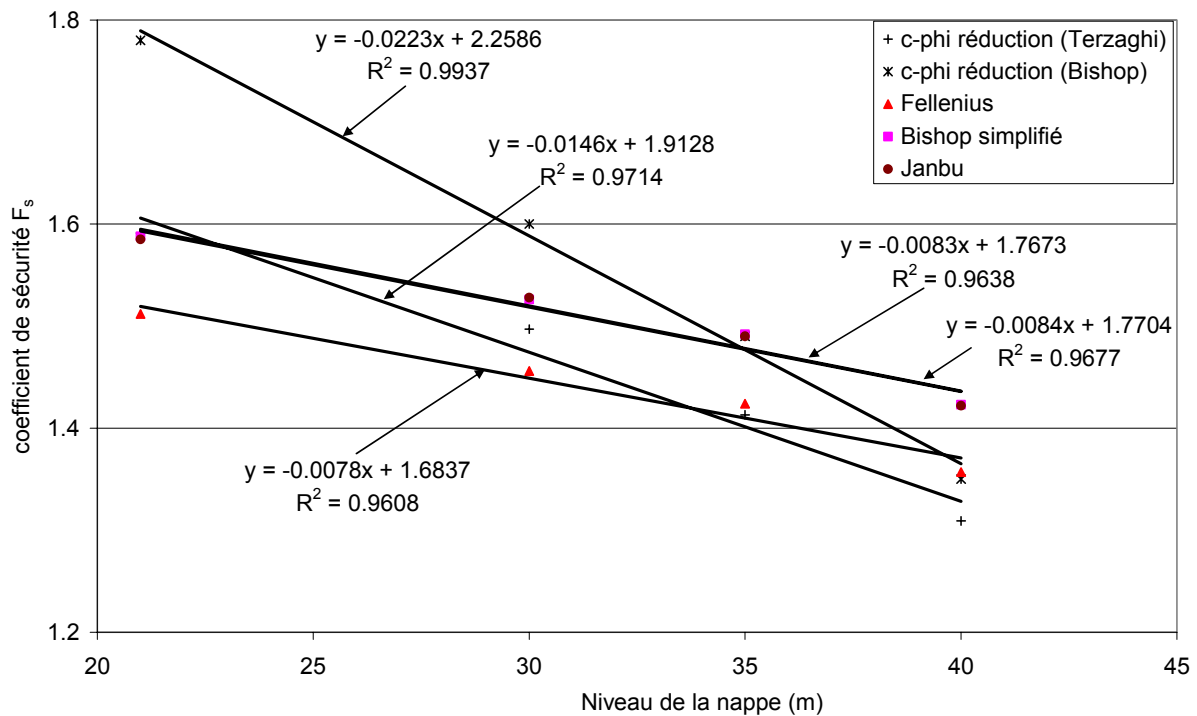


Figure 6. 30: Comparaison des méthodes de calcul en hydromécanique

Il convient de remarquer que les calculs que nous venons d'effectuer supposent que la répartition initiale des pressions d'eau dans la zone au dessus de la nappe est hydrostatique. Comme nous venons de le voir, l'état de la succion dans cette zone influence le coefficient de sécurité. Ceci nous pousse à étudier l'état de la répartition des saturations dans la zone non saturée du fait que cette zone est souvent le siège des fluctuations hydriques suivant les saisons.

### 3 Modélisation de la teneur en eau dans la zone non saturée

L'étude de la stabilité d'une pente doit pouvoir tenir compte de la présence éventuelle d'une zone non saturée. Dans les méthodes de calcul, l'existence d'une succion dans la partie non saturée d'un massif de sol, au-dessus de la nappe souterraine, a pour effet d'augmenter la résistance au cisaillement du sol et donc la stabilité de la pente. Comme l'infiltration de l'eau dans le sol change le profil hydrique de ce dernier, il est important de connaître à tout moment la répartition des pressions interstitielles sous l'effet des précipitations afin de bien étudier le problème de la stabilité d'un massif. Des travaux ont été faits à ce sujet, nous citerons par exemple les travaux de ALONSO *et al.* [2002]; ALEOTTI *et al.* [2002], SIMEONI *et al.* [2000], CAI *et al.* [2004] etc. Tous ces travaux montrent que l'infiltration des pluies implique

une modification hydrique dans le sol qui se traduit par une augmentation des pressions interstitielles, donc une diminution de la succion. Par ailleurs, ils montrent que la diminution de la succion s'accompagne de la perte de résistance au cisaillement des sols, ce qui diminue le coefficient de sécurité et donc augmente le risque d'instabilité. CAI *et al.* [2004] précisent que la variation des pressions interstitielles est influencée par les conditions hydrauliques du milieu, la saturation initiale, l'intensité des précipitations et la durée de celles-ci, sans oublier la façon de considérer les conditions aux frontières du modèle. Il faut toutefois remarquer que le changement de succion dû aux variations hydriques s'estompent rapidement avec la profondeur, et que l'amplitude de la réduction de la succion matricielle après un orage s'avère être fonction de la succion matricielle initiale régnant juste avant les précipitations (SIMEONI *et al.* [2000]).

Dans ce paragraphe, nous commençons par un cas simple, le problème posé étant celui de l'écoulement dans une colonne de sol dont les différentes couches se réfèrent à la stratification du site de Limelette. Nous nous proposons donc de modéliser ce problème et de mettre en évidence l'influence des phénomènes d'infiltration/évaporation sur la répartition des teneurs en eau dans le massif.

Notre objectif est ici d'obtenir une répartition qualitativement bonne de la teneur en eau afin de réaliser des calculs de stabilité avec une distribution réaliste de la succion.

### **3.1 Modélisation de l'infiltration d'eau**

- **Géométrie**

Nous avons choisi de modéliser l'écoulement dans une colonne de sol du site de Limelette. Nous supposons que le sol limoneux est un milieu poreux isotrope composé de 4 couches de propriétés différentes telles que données par la stratification du site, la nappe étant située à 10 m de profondeur (figure 6.31).

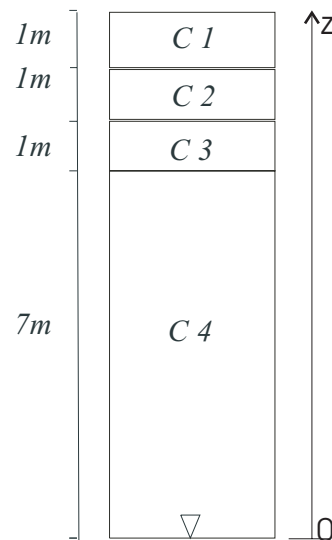


Figure 6. 31: Géométrie du modèle (colonne de terre)

- **Propriétés du modèle**

- **Courbe de rétention**

Les courbes de rétention utilisées pour modéliser la colonne sont des courbes moyennes obtenues par le laboratoire de Gembloux à partir d'essais sur échantillons non remaniés prélevés sur le site de Limelette à une profondeur de 1.5, 2.5 et 3.5 m (voir figure 6.14).

Ainsi, la courbe de rétention correspondant à 1.5m de profondeur est utilisée pour les deux premières couches de sol (de 0 à 2m de profondeur). La courbe de rétention correspondant à 2.5m de profondeur est utilisée pour la 3<sup>ème</sup> couche (2 à 3m de profondeur) tandis que celle correspondant à 3.5m de profondeur est utilisée pour la 4<sup>ème</sup> couche de sol (3 à 10m de profondeur).

Le calage des courbes de rétention est réalisé à partir de l'équation [6.1]. La figure 6.32 montre le calage des courbes numériques sur les données expérimentales.

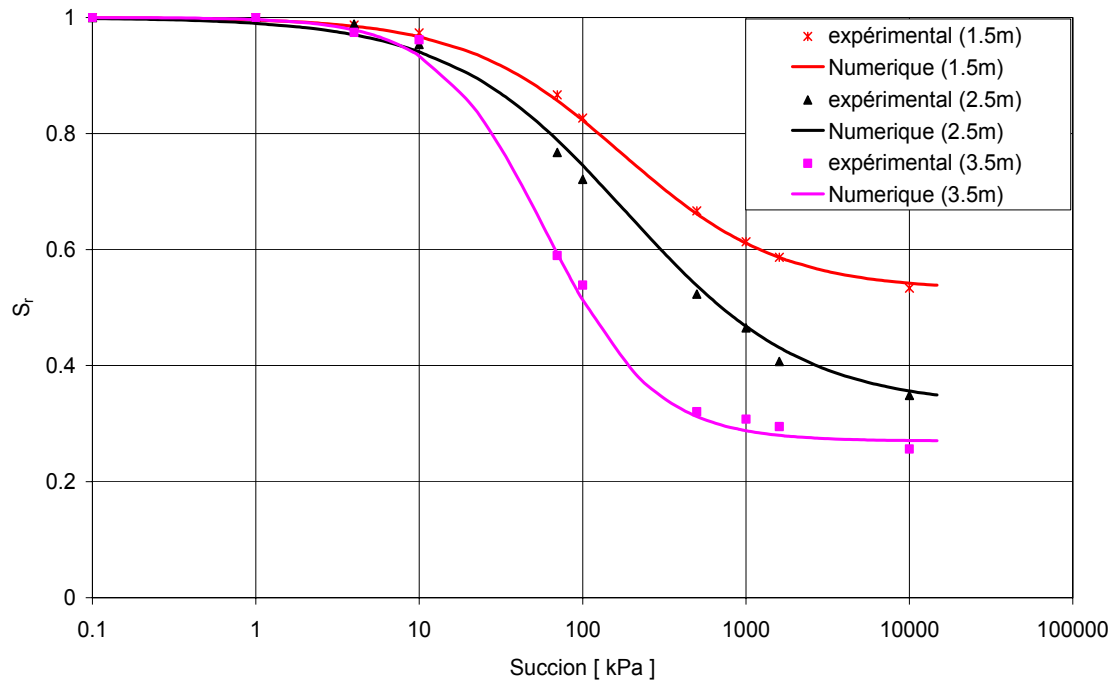


Figure 6. 32: Courbes de rétention des couches C1 à C4

➤ **Courbe de perméabilité**

Nous avons utilisé une même courbe de perméabilité (celle utilisant le perméamètre de Guelph à 1.5m de profondeur, voir figure 6.15) pour les différentes couches de sol car nous ne disposons pas d'autres mesures expérimentales. Nous l'avons calée avec l'équation [6.2] tel que décrit précédemment.

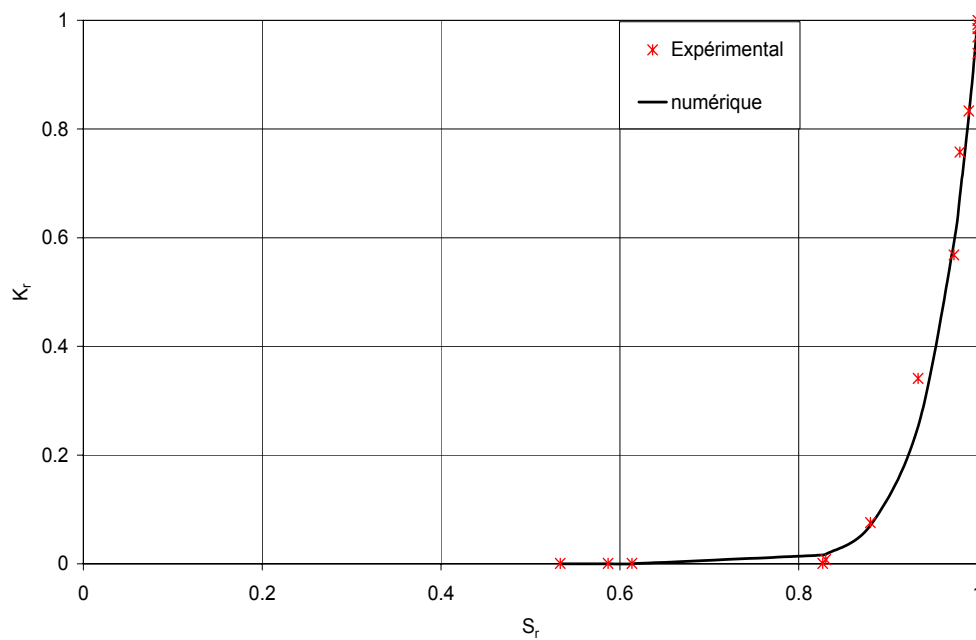


Figure 6. 33: Courbes de perméabilité relative déterminée par les mesures in situ à 1,5 m de profondeur (perméamètre de Guelph) et par approximation numérique pour les couches 1 à 4

Le tableau 6.11 reprend les valeurs des différents paramètres de la loi numérique pour les différentes couches:

Paramètres	1 <sup>ère</sup> et 2 <sup>ème</sup> couche	3 <sup>ème</sup> couche	4 <sup>ème</sup> couche
CSR1	$7.10^{-6}$	$9.10^{-6}$	$1.10^{-5}$
CSW2	0.90	0.80	1.30
CSR3	1.20	1.50	0.50
S <sub>rés</sub>	0.53	0.33	0.27
S <sub>r,field</sub>	1.00	1.00	1.00
CKW1	9.00	9.00	9.00
CKW2	9.00	9.00	9.00
Porosité n	0.38	0.43	0.39
k <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> )	$1,32.10^{-13}$	$1,32.10^{-13}$	$1,32.10^{-13}$

Tableau 6. 11: Paramètres utilisés pour les 4 couches de limon

- **Conditions limites**

Initialement, nous considérons que la base du modèle est à pression imposée et constante (aquifère de niveau). La surface libre du modèle est alimentée par les eaux de pluies comme le montre la figure 6.34

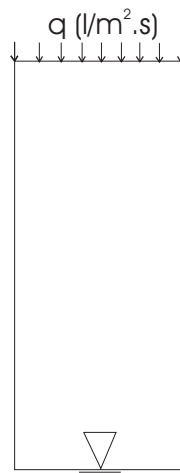


Figure 6. 34: Conditions limites d'infiltration et d'évapotranspiration

Pour modéliser l'apport des pluies, nous appliquons un flux d'eau sur la surface supérieure du modèle qui tient compte des infiltrations calculées à partir des mesures des précipitations d'eau allant du 1 juin 2004 au 1 Août de la même année telles que données sur la figure 6.35:



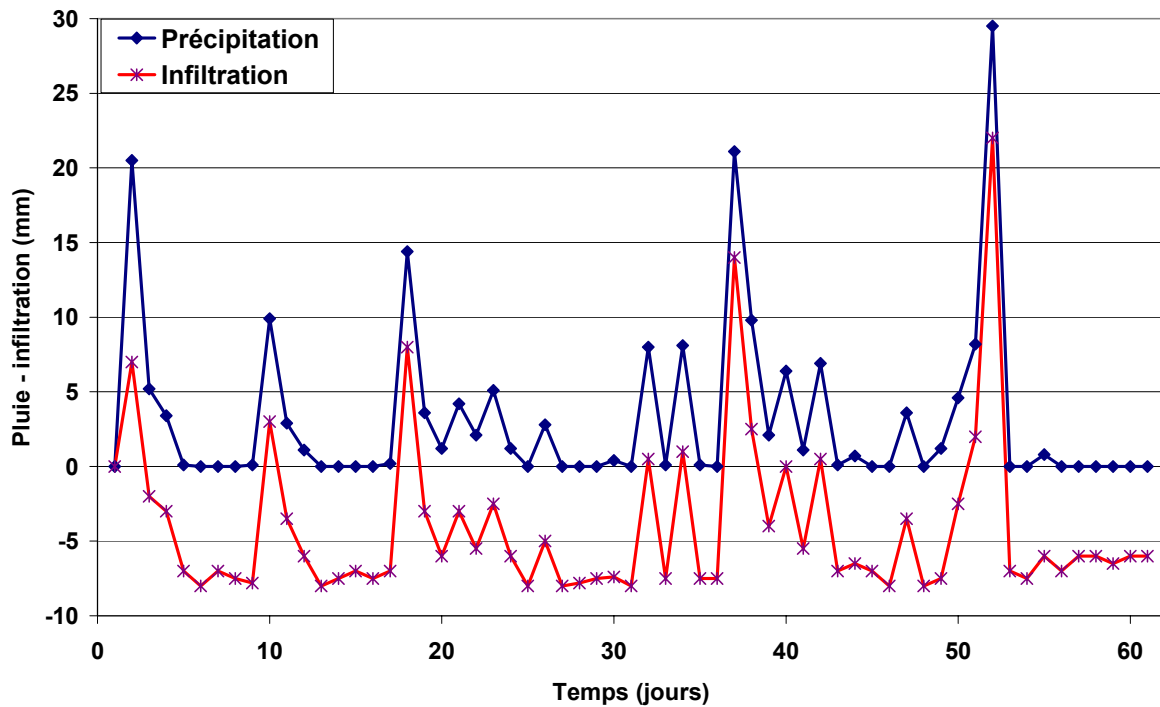


Figure 6. 35: Mesures des précipitations et modélisation de l'infiltration correspondante dans le sol en fonction du temps (01/06/04 au 01/08/04)

En effet, un calcul d'infiltration et d'évapotranspiration d'eau dans/hors du sol sur 2 mois a été réalisé par le CSTC grâce à une simulation 1D en utilisant le logiciel de calcul VADOSE. N'ayant pas ce logiciel à notre disposition, nous avons également réalisé une estimation de l'infiltration et de l'évapotranspiration à partir de méthodes traditionnelles d'évaluation de l'évaporation.

Nous savons que les eaux provenant des précipitations atmosphériques peuvent s'évaporer et retourner à l'atmosphère par des phénomènes physiques ou biologiques. Le reste, soit ruisselle à la surface du sol et rejoint le réseau hydrographique et les masses d'eau libres, soit s'infiltré dans le sol et pénètre à des profondeurs variables dans le sous-sol. Nous pouvons traduire cette notion par un bilan hydrologique:

$$P = E + R + I$$

où :

$P$ : précipitations

$E$ : évapotranspiration

$I$ : infiltration

$R$ : ruissellement

Si nous négligeons le ruissellement, nous nous intéressons aux deux processus qui gouvernent les échanges hydriques entre la surface du sol et l'atmosphère, soit l'infiltration et

l'évapotranspiration. Le premier dépend principalement des propriétés du sol comme la conductibilité hydraulique. L'évaluation des flux d'évapotranspiration est, quant à elle, plus complexe, étant donné que le taux d'évapotranspiration dépend non seulement des propriétés du sol mais aussi des conditions climatiques.

Il existe plusieurs façons pour estimer l'évapotranspiration en fonction des précipitations. Nous donnons quelques exemples tirés dans l'article de OUDIN et al. [2005]:

Modèle simplifié (OUDIN et al. [2005]) :

$$PE = \frac{R_a T_a + 5}{\lambda \rho 100} \text{ si } T_a + 5 > 0 \text{ sinon } PE=0 \quad [6.3]$$

PENMAN [1948] :

$$PE = \frac{\Delta R_n + \gamma(e_a - e_s)W}{\lambda \rho (\Delta + \gamma)} \text{ avec } W = 2,6.(1 + 0,536.U) \quad [6.4]$$

PENMAN-MONTEITH [1965] :

$$PE = \frac{\Delta R_n + \gamma(e_a - e_s)W}{\lambda \rho (\Delta + \gamma(1 + \frac{r_s}{r_a}))} \text{ avec } W = 1500 / r_a \text{ et } r_a = 208 / U \quad [6.5]$$

où:

$PE$  est le taux d'évapotranspiration potentiel (m/jour),  $R_a$  est la radiation extraterrestre ( $\text{MJ}/\text{m}^2.\text{j}$ ),  $\lambda$  est le flux de chaleur latente ( $\text{MJ}/\text{kg}$ ),  $\rho$  est la densité de l'eau ( $= 1000 \text{ kg}/\text{m}^3$ ),  $T_a$  est la température journalière moyenne de l'air ( $^{\circ}\text{C}$ ),  $\Delta$  est la pente de la courbe de pression de vapeur ( $\text{kPa}/^{\circ}\text{C}$ ),  $\gamma$  est la constante psychrométrique ( $\text{kPa}/^{\circ}\text{C}$ ),  $e_s$  est la pression de vapeur saturante ( $\text{kPa}$ ),  $e_a$  est la pression de vapeur réelle ( $\text{kPa}$ ),  $r_a$  est la résistance aérodynamique ( $\text{s}/\text{m}$ ),  $r_s$  est la résistance de surface d'une culture de référence ( $\text{s}/\text{m}$ ),  $U$  est la vitesse du vent 2 m au-dessus du sol ( $\text{m}/\text{s}$ ),  $R_n$  est radiation solaire nette ( $\text{MJ}/\text{m}^2.\text{j}$ ).

Ces méthodes traditionnelles fournissent une évaluation du taux d'évaporation potentiel ou maximum déterminé sur base des conditions climatiques (température, vitesse du vent, rayonnement, etc.). Elles supposent que le sol est constamment saturé. Remarquons toutefois que les taux d'évapotranspiration à la surface des sols partiellement saturés sont en général grandement réduits par rapport au taux d'évapotranspiration potentielle.

A titre indicatif, la figure 6.36 reprend l'évolution de l'infiltration/évapotranspiration obtenue par différents modèles (moyennant des hypothèses sur les paramètres des différentes équations).

Nous voyons que les valeurs calculées par le CSTC (évapotranspiration réelle) constituent une borne inférieure à toutes les valeurs calculées avec les modèles repris ci-dessus. Cela est assez surprenant car les méthodes ci-dessus calculent l'évapotranspiration potentielle et non réelle. L'évapotranspiration réelle étant théoriquement plus faible ou égale à l'évapotranspiration potentielle, les valeurs du CSTC paraissent donc surestimées, mais nous les choisissons par la suite pour effectuer les simulations.

Les valeurs positives de la figure 6.36 traduisent l'infiltration alors que les valeurs négatives indiquent une évapotranspiration.

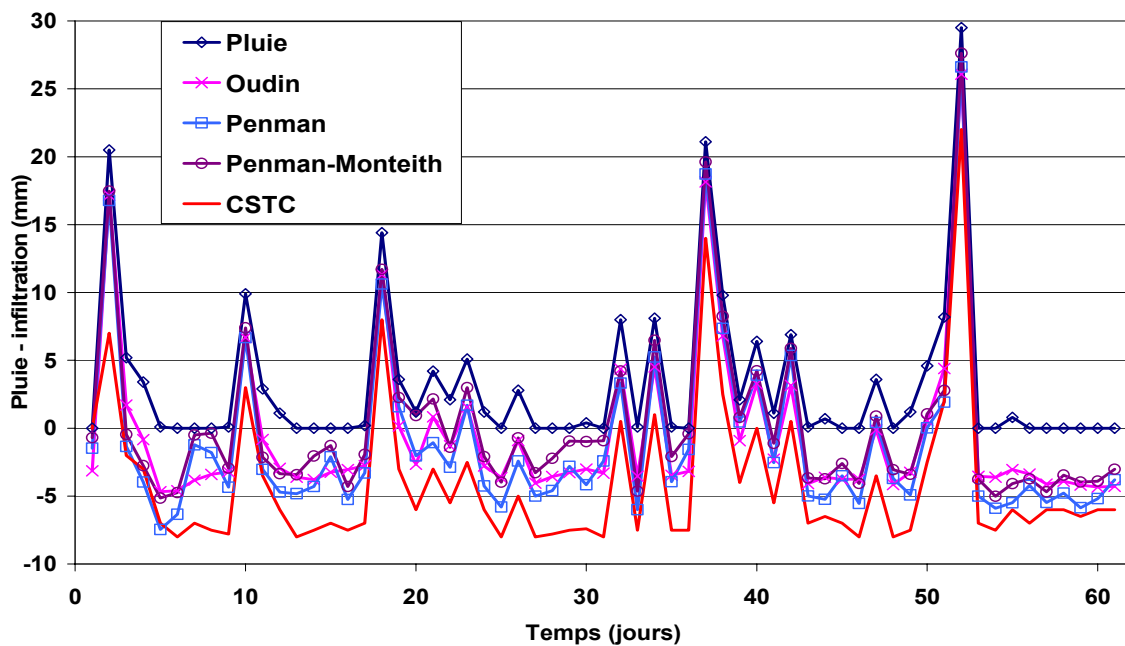


Figure 6. 36: Exemple de calcul de l'infiltration dans le sol en fonction du temps  
(TYBERGHEIN [2007])

- **Conditions initiales**

Initialement, nous considérons que la base du modèle est à pression imposée (aquifère de niveau). La répartition des pressions interstitielles est hydrostatique comme le montre la figure 6.37a, avec une base qui est en aquifère et la surface libre du modèle qui subit de fortes pressions d'eau négatives. Quant au profil de saturation (figure 6.37b), nous voyons que la base du modèle est saturée ( $S_r=1$ ) avec une désaturation progressive au fur et à mesure qu'on s'éloigne de la nappe.

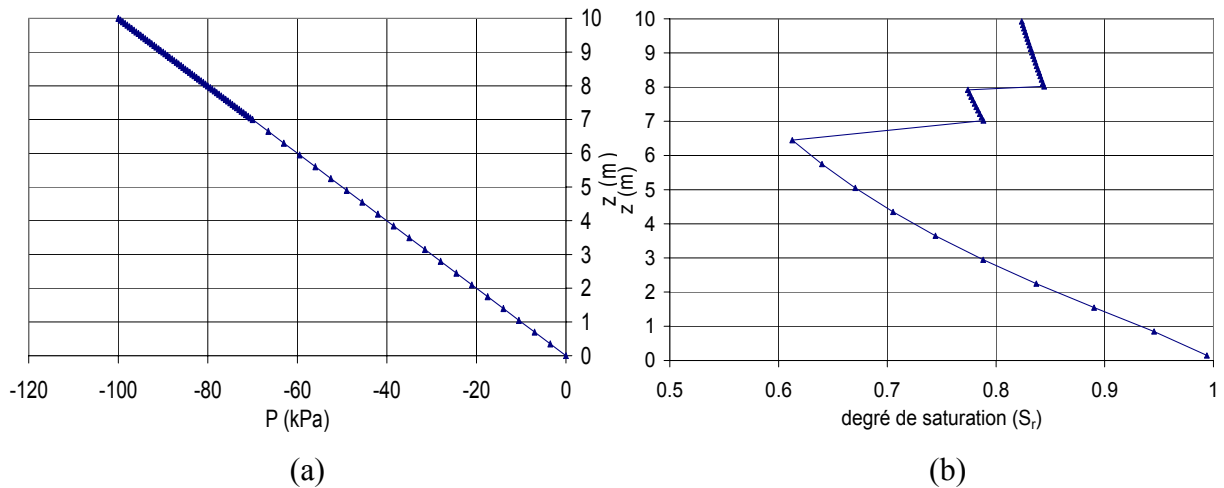


Figure 6. 37: Profil des pressions (a) et de saturation (b) initiales

### • Principe de la modélisation

Nous réalisons une modélisation de la colonne en état plan de déformation. L'analyse du problème se fait en écoulement pur, c'est-à-dire sans prise en compte des effets mécaniques.

La colonne est discrétisée en éléments finis, soit 41 éléments surfaciques isoparamétriques à 8 nœuds du type CSOL2. Les éléments CSOL2 sont des éléments couplés hydromécaniques, mais comme, pour le moment, l'étude porte uniquement sur l'écoulement, les degrés de liberté mécaniques sont bloqués. Les paramètres des lois d'écoulement ECOU-S (lois de rétention et de perméabilité) pour les différentes couches sont résumés dans le tableau 6.11.

Pour modéliser l'apport des pluies, nous avons appliqué un élément LICHT qui sert à appliquer le flux d'eau infiltré et/ou évaporé au cours du temps sur la surface libre horizontale  $q$  [ $l/m^2.s$ ]. Les données d'infiltration et d'évapotranspiration du 1 juin au 31 juillet 2004 sont reprises à la figure 6.38. Nous appliquons le flux d'eau en 61 pas de temps, chaque pas correspondant à une journée tel que donné sur cette figure 6.38. Les dates qui seront considérées pour présenter les résultats sont indiquées sur la figure 6.38 :

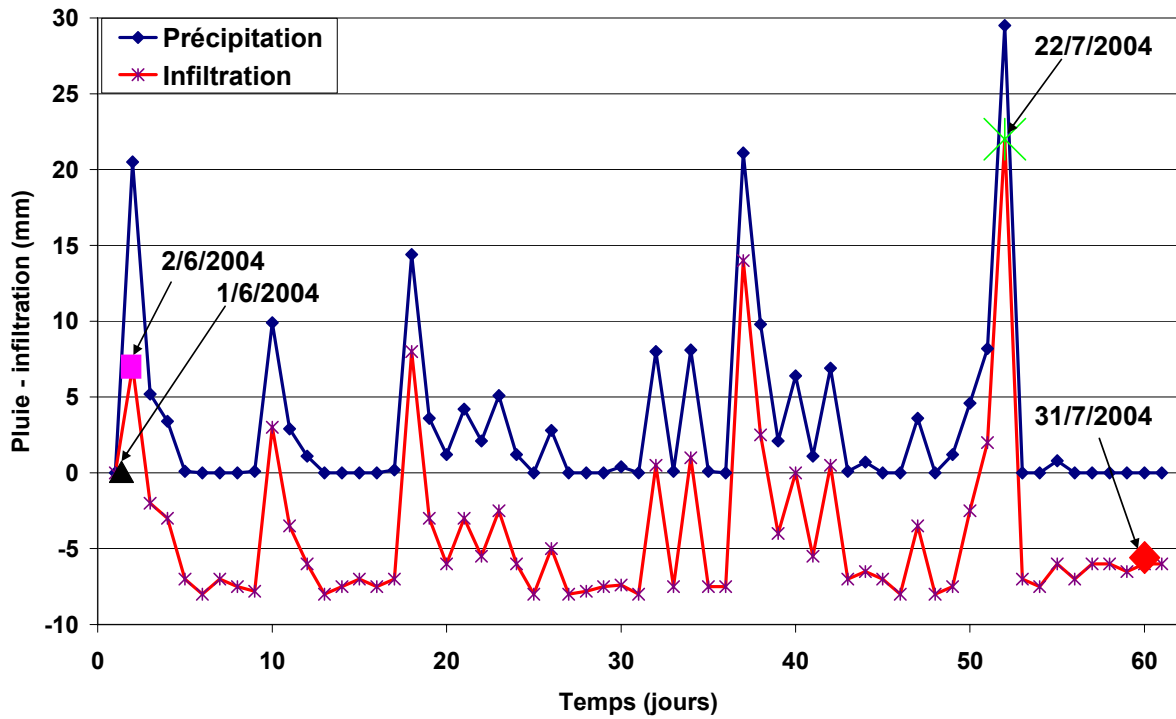


Figure 6. 38: Dates choisies pour l'interprétation des résultats

● Résultats et interprétations

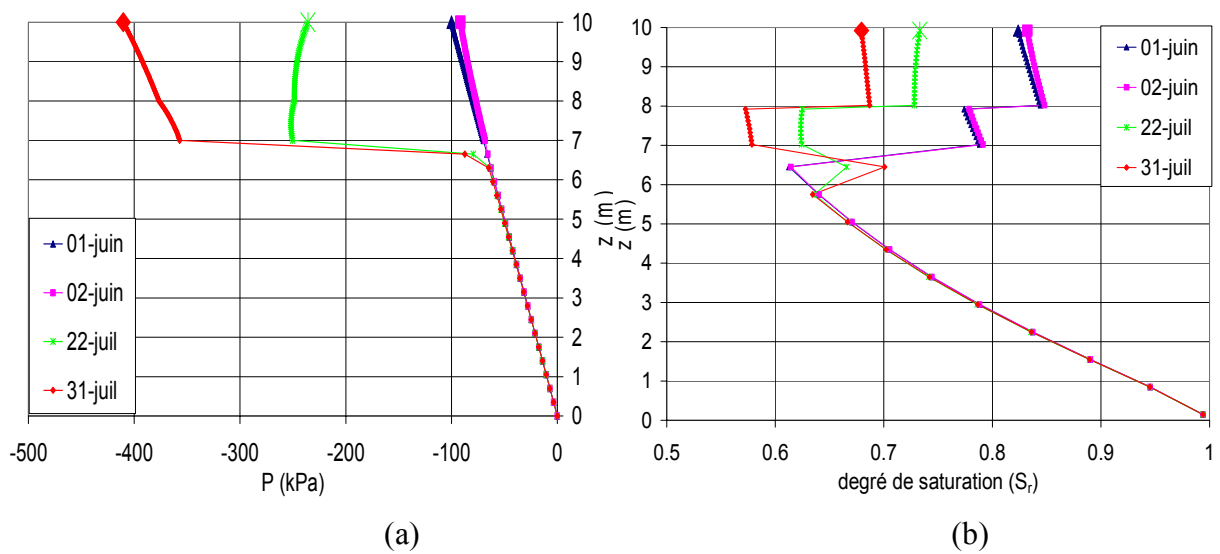


Figure 6. 39: Profil des pressions d'eau (a) et de la saturation (b) dans la colonne

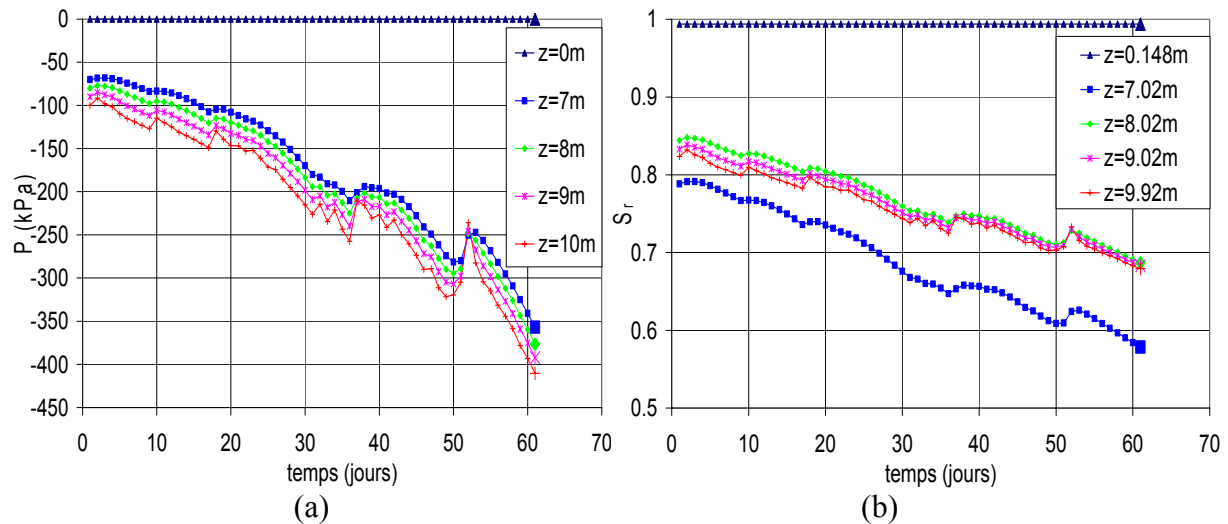


Figure 6. 40: Evolution temporelle des pressions (a) et de la saturation (b) sur 2 mois

Nous prenons comme référence la courbe des pressions correspondant au 1 juin (flux nul). Nous remarquons que dans les couches C1 à C3, la courbe correspondant au 2 juin est à droite de la courbe de référence (figure 6.39a), avec des pressions d'eau qui augmentent, ce qui est tout à fait logique étant donné que cette date correspond à une journée de pluie. Le 22 juillet correspond à une journée très pluvieuse, mais nous voyons que la courbe correspondante est à gauche de la courbe de référence, ce qui est dû au fait que les jours précédents ont été marqués par une forte évaporation (valeurs négatives) avec de fortes valeurs de succion. Le 31 juillet correspond à une journée très sèche, c'est pourquoi les pressions d'eau dans ces couches y sont réduites. Les mêmes observations restent valables pour la saturation (figure 6.39b) où l'on voit que les jours pluvieux font que le sol se sature de plus en plus, tandis que les jours secs correspondent à une désaturation du sol. Nous observons aussi des ressauts de pressions et de saturation dans la colonne de sol à cause des courbes de rétention qui sont différentes dans la colonne.

Les figures 6.40a et 6.40b montrent que la variation de la pression et de la saturation dans le temps à une profondeur donnée dépend directement du flux d'infiltration d'eau dans le sol. Cette influence est d'autant plus marquée que le point considéré est proche de la surface: cela se traduit par des pics dans les courbes d'évolution de pression et de saturation à faible profondeur, et des évolutions moins rapides à plus forte profondeur.

Nous remarquons aussi que la répartition des pressions d'eau ou de la saturation dépend de toute l'histoire de la pluviométrie et pas uniquement celle du jour même.

### 3.2 Effet de perméabilité

Nous avons voulu connaître l'effet de la perméabilité et pour cela nous avons diminué la perméabilité d'un facteur 10 dans les différentes couches. Les résultats sont donnés aux figures 6.41a et 6.41b:

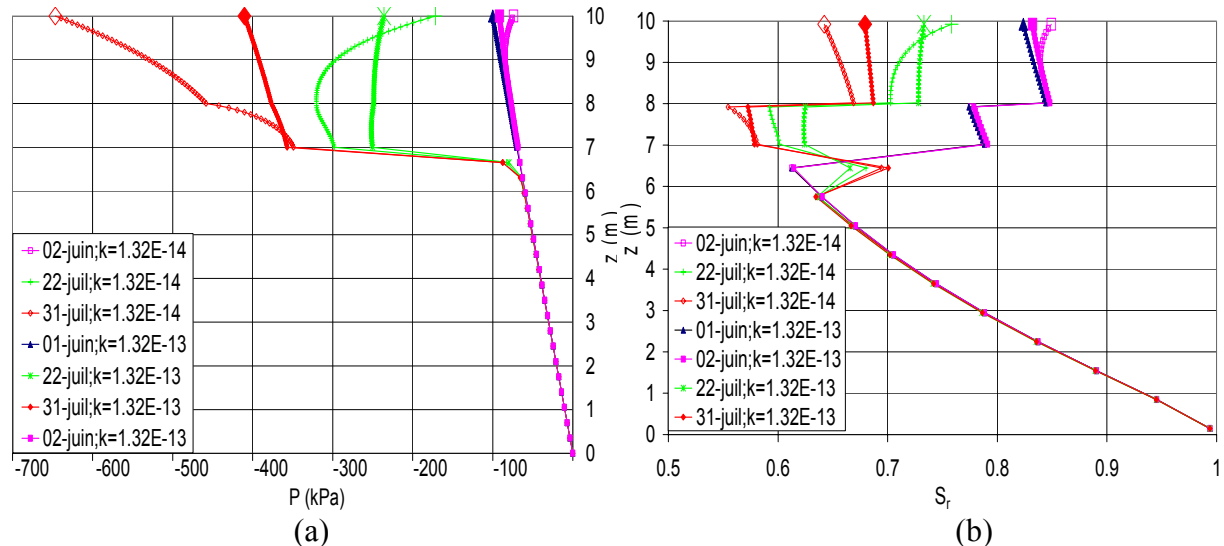


Figure 6. 41: Effet de perméabilité sur le profil des pressions (a) et de saturation (b)

Nous remarquons que quand la perméabilité diminue, l'eau a du mal à pénétrer dans le sol et la partie superficielle du modèle se sature de plus en plus. A titre d'exemple:

- au 2 juin, quand la perméabilité diminue, l'infiltration se limite à la partie supérieure et le sol se sature de plus en plus (les courbes des pressions et de saturation sont à droite par rapport aux courbes correspondant au 2 juin avec une perméabilité élevée);
- au 22 juillet (jour de pic pour l'infiltration), et pour un faible coefficient de perméabilité, l'infiltration se limite à la partie superficielle appelée "zone d'influence saisonnière", les suctions  $y$  sont réduites, l'eau s'infiltré par gravité, descend le long du profil. Cette infiltration sera plus difficile quand la perméabilité est faible;
- au 31 juillet, plus la perméabilité diminue, plus le sol se dessèche (la pression interstitielle diminue) et la dessiccation se produit dans les premiers mètres, ce qui conduit à des fortes valeurs de succion car les forces de capillarité l'emportent sur les forces de gravité et l'évaporation engendre une circulation ascendante.

### 3.3 Effet de la répartition temporelle des pluies

Afin de bien voir l'effet de la répartition de la pluie, nous modélisons des précipitations de l'année 2004 pour une station météorologique de Bruxelles, les données ayant été tirées du site "Météo Belgique". Faute de données sur les eaux infiltrées, nous considérons que toutes les précipitations se sont infiltrées dans le sol, ce qui n'est pas réaliste. Notre objectif est de montrer l'effet de la répartition de la pluie dans le sol: considérant une pluviométrie journalière, mensuelle, ou uniforme sur toute l'année tel que montrée sur les figures 6.42 et 6.43:

- Distribution journalière (figure 6.42):



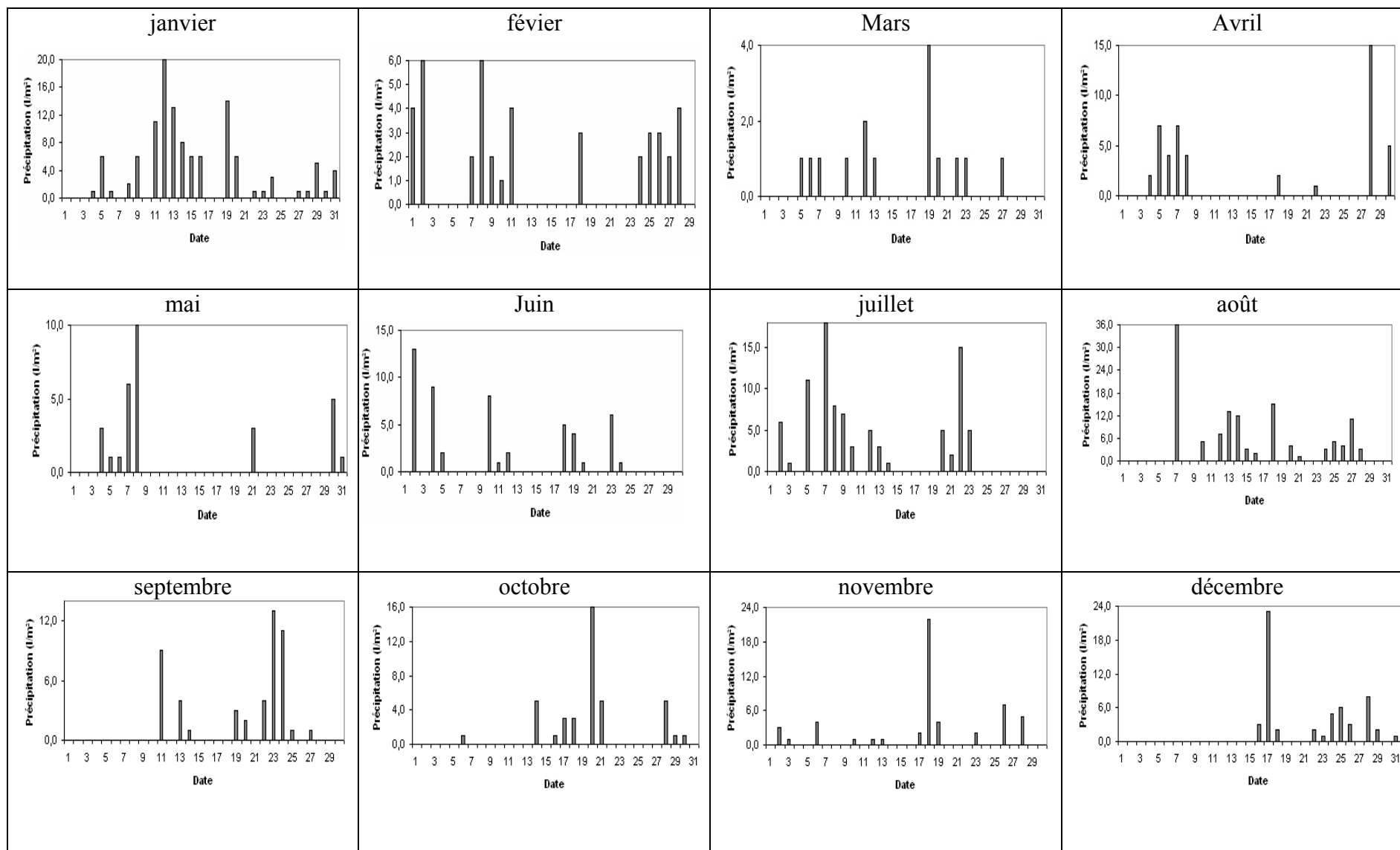


Figure 6. 42: Précipitations journalières de l'année 2004 (Station météorologique de Bruxelles)

- Moyennes mensuelles des pluies (figure 6.43):

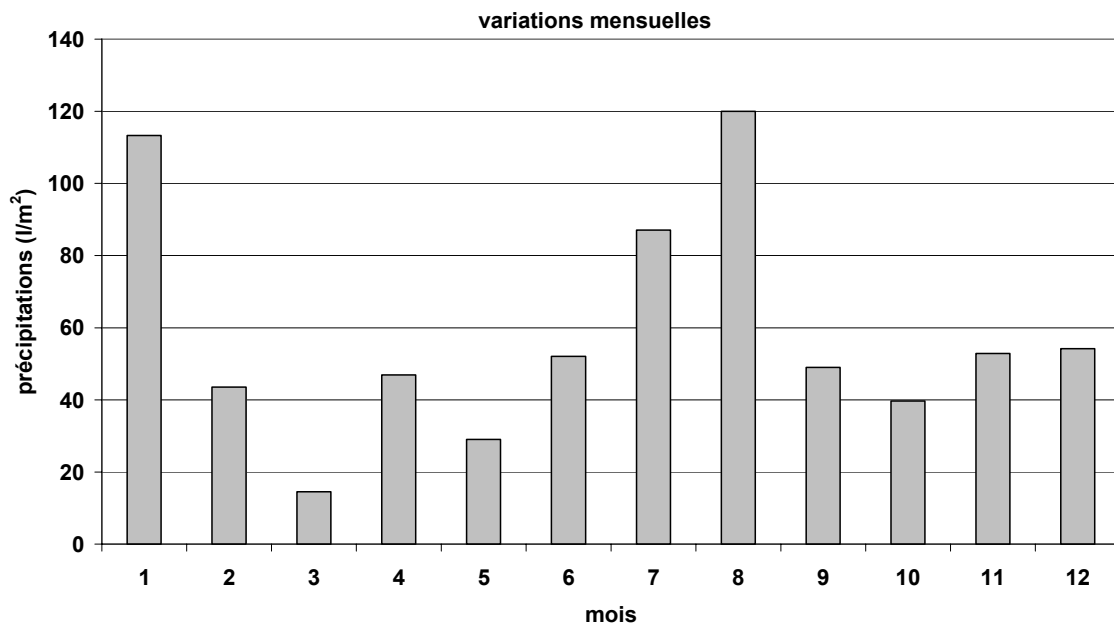


Figure 6. 43: Précipitations mensuelles

- Au total, les précipitations annuelles sont de l'ordre de  $720 \text{ l/m}^2 \cdot \text{an}$  (soit  $2,27 \cdot 10^{-5} \text{ l/m}^2 \cdot \text{s}$ ), ce qui correspond à un flux d'eau uniforme ayant une intensité de  $60 \text{ l/m}^2 \cdot \text{mois}$ .

Les figures de 6.44 à 6.47 mettent en évidence l'effet de la répartition des pluies. En effet, nous observons une variation des pressions et de saturation qui dépend directement du flux d'eau d'infiltration d'eau injecté dans le sol, selon qu'il s'agit des flux journaliers, mensuels ou d'un flux uniforme.

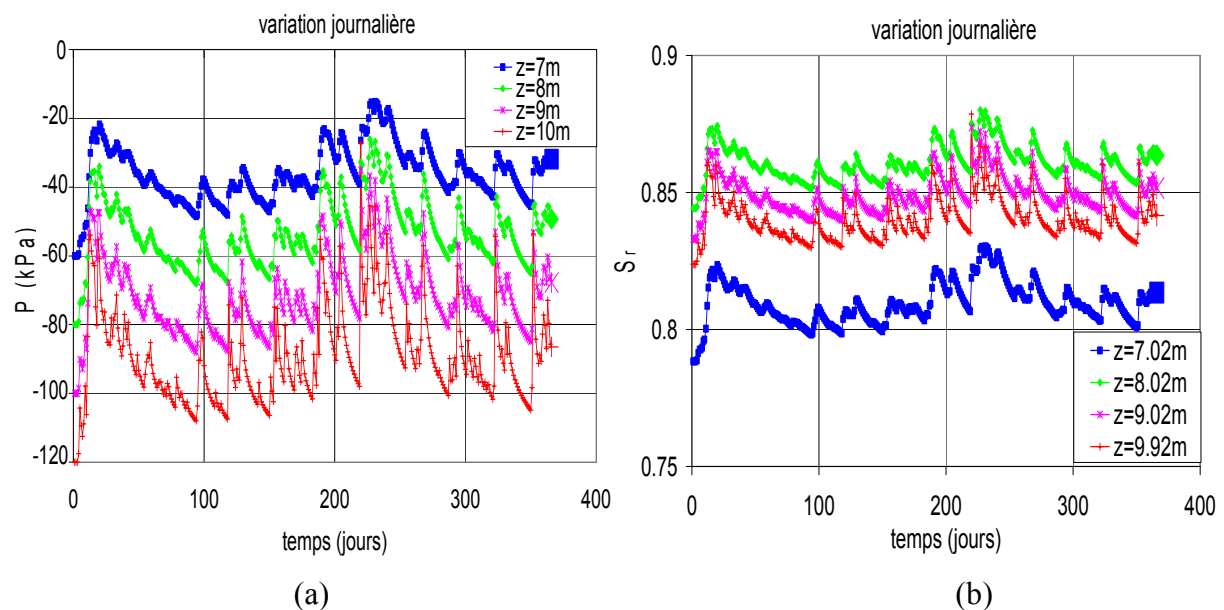


Figure 6. 44: Evolution temporelle des pressions (a) et de la saturation (b) sur 1 an

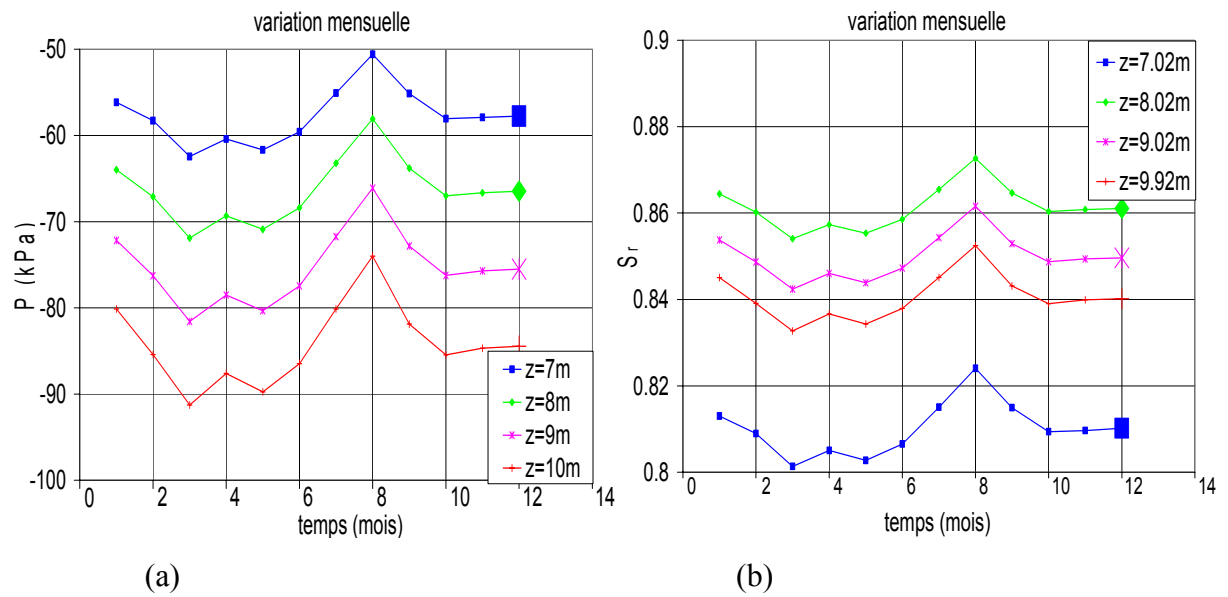


Figure 6. 45: Évolution temporelle des pressions (a) et de la saturation (b) (moyennes mensuelles)

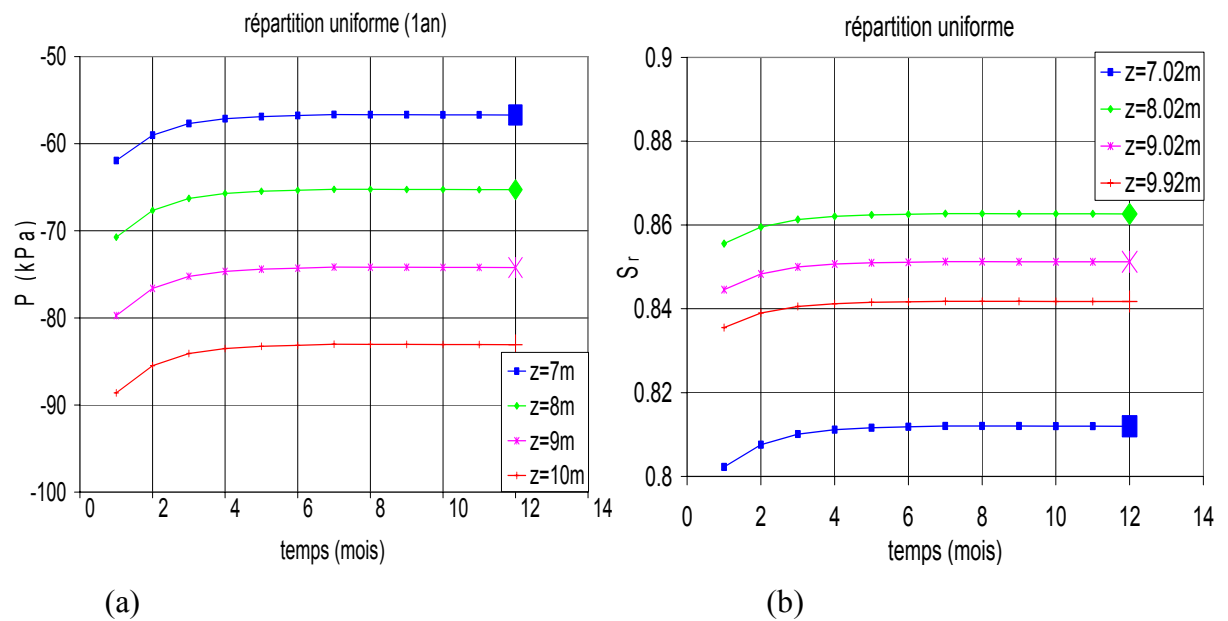


Figure 6. 46: Évolution temporelle des pressions (a) et de la saturation (b) (répartition uniforme)

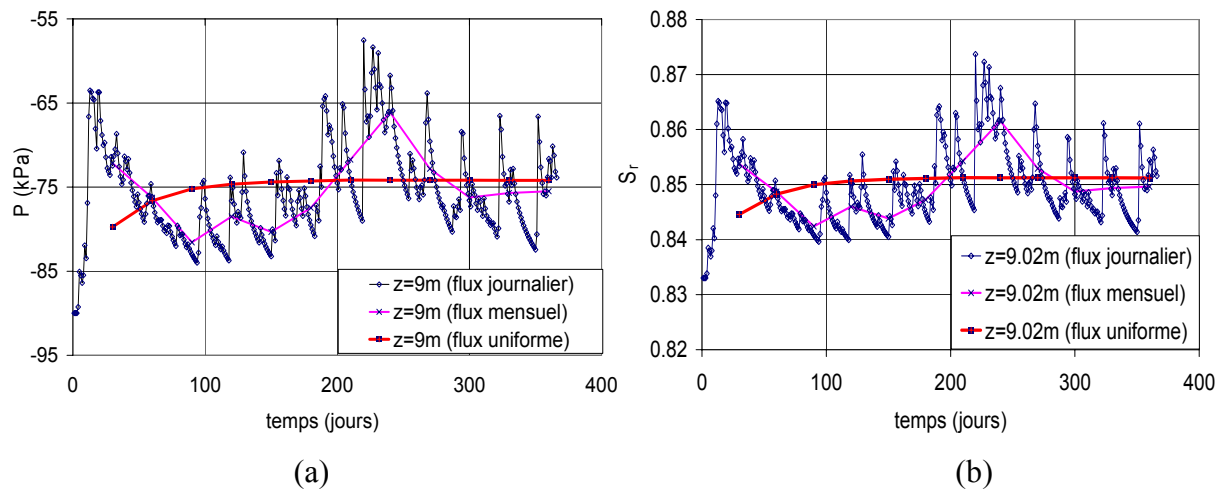


Figure 6. 47: Evolution temporelle des pressions (a) et de saturation (b) sur 1 an (dans la couche C1)

Pour des flux d'eau mensuels, les variations de pressions et de saturation sont moins marquées que les flux journaliers (figures 6.44 et 6.45). Ceci s'explique par le fait que les apports de flux d'eau mensuels injectés dans le modèle sont des moyennes de pluies journalières. Il en est de même pour le flux uniforme qui représente la moyenne des flux mensuels. Si nous considérons par exemple la couche C1 (figure 6.47) nous voyons clairement que si l'on injecte dans le modèle un flux d'eau uniforme, l'évolution des pressions d'eau ou de saturation tend à se stabiliser.

Nous remarquons ainsi sur la figure 6.46 qu'à partir du 5<sup>ème</sup> mois, les profils de pressions d'eau et de la saturation tendent à se stabiliser. Ceci nous pousse à nous poser la question sur la notion de l'état initial.

### • Notion d'état initial

Les calculs précédents ont été effectués en partant d'un état non stabilisé, avec une répartition hydrostatique des pressions, mais il s'avère qu'après une certaine période d'infiltration d'eau, les profils de pressions d'eau et de saturation évoluent et tendent à se stabiliser vers une valeur d'équilibre (figures 6.46). De ce fait, un état initial hydrostatique n'est donc pas raisonnable vu que les sols subissent au cours de leur histoire des variations hydriques complexes. C'est pour cette raison que nous avons voulu connaître l'effet de l'écoulement en partant d'un état stabilisé. Pour cela, nous injectons dans le modèle un flux d'eau uniforme  $q = 2 \text{ l/jour.m}^2$  pendant une année afin de stabiliser les pressions d'eau. Ensuite nous injectons des

flux d'eau définis au paragraphe 3.1 afin de mettre en évidence l'influence de l'état initial de saturation du sol.

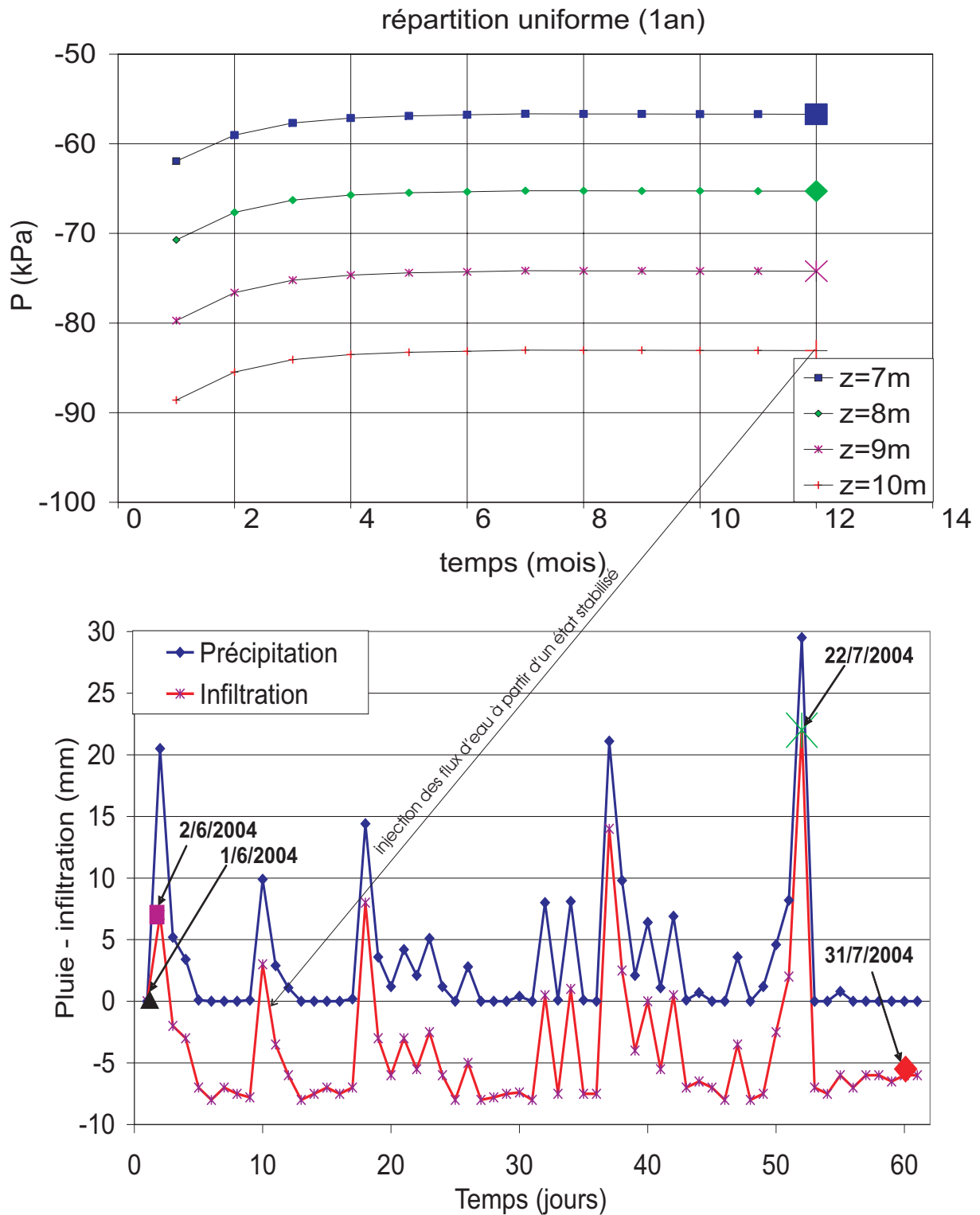


Figure 6. 48: Modélisation de l'infiltration après stabilisation

- **Comparaison des profils de pressions et de saturation avant et après stabilisation**

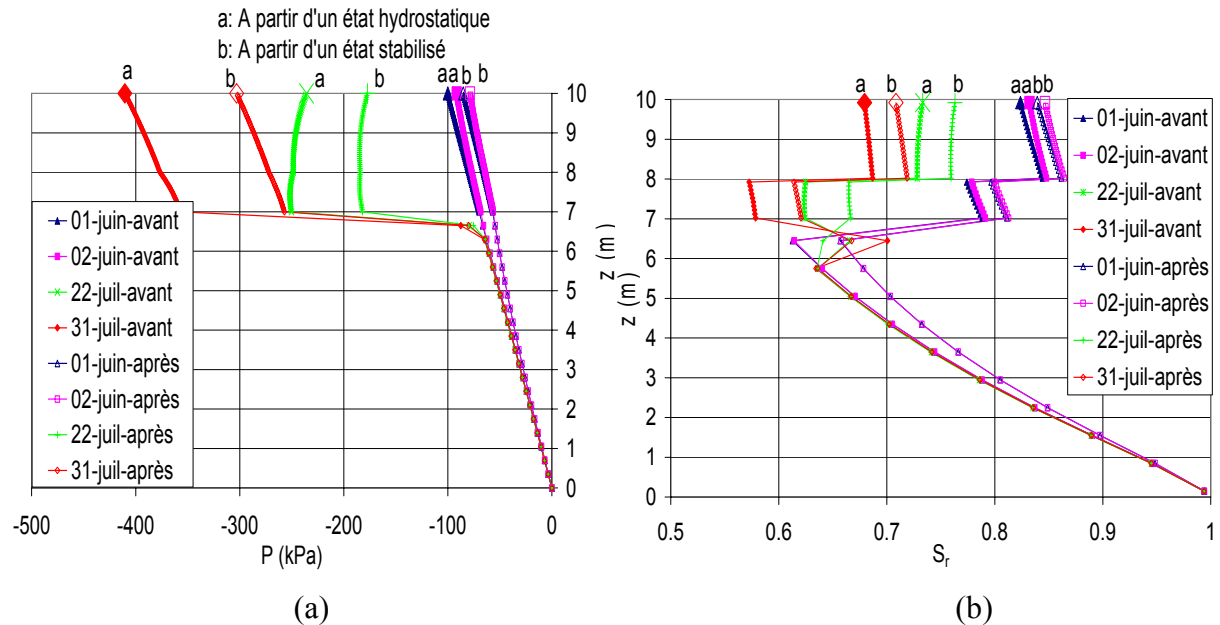


Figure 6. 49: Profil des pressions (a) et de saturation (b) dans la colonne de sol (avant et après stabilisation)

Nous remarquons que l'état initial influence le profil des pressions et de saturation. En effet, nous observons qu'en général, les pressions d'eau (figure 6.49a) et la saturation (figure 6.49b) augmentent dans les premières couches quand on part de l'état stabilisé (suction diminue).

De façon générale, nous pouvons dire que:

- Au-dessus de l'aquifère, les pressions diminuent linéairement jusqu'à la zone d'influence saisonnière et cette diminution est caractérisée par une augmentation de la suction. Dans cette zone, les pressions d'eau augmentent pendant la saison des pluies et diminuent pendant la saison sèche, ce qui est en accord avec les résultats de JENNINGS [1960] (chapitre II, paragraphe 1, figure 2.2).
- La répartition des précipitations, l'intensité ainsi que la perméabilité du sol jouent un grand rôle sur la distribution des pressions d'eau et de la saturation. Nous avons vu qu'une pluviométrie uniforme et de longue durée tend à stabiliser les profils de pression d'eau et de saturation. Selon que l'état initial au dessus de la nappe est hydrostatique ou stabilisé, les profils initiaux de pression sont différents et naturellement les résultats de la simulation de l'effet de la pluie le sont également.

Nous allons appliquer dans le paragraphe qui suit, l'effet de cet état stabilisé à un calcul de stabilité.

### 3.4 Application au cas du talus homogène

Comme nous venons de le voir, l'état initial des pressions et de la saturation change quand on injecte un flux d'eau uniforme dans la colonne de terre et cet état tend à se stabiliser après une certaine période.

Pour le calcul de stabilité, nous allons montrer l'effet de l'état stabilisé par rapport à la répartition hydrostatatique des pressions en respectant la démarche suivante:

- 1 Mise en charge du talus par son poids propre tout en bloquant l'écoulement.
- 2 Mise en charge de la nappe en bloquant la mécanique. Pour nos calculs, nous montons la nappe jusqu'à 21m (figure 6.50) pour obtenir une zone non saturée étendue.
- 3 Application d'un flux d'eau à la surface libre du talus (figure 6.50) pendant une période de deux ans pour stabiliser les pressions d'eau, la nappe étant bloquée à 21m. Notons que l'on applique sur la pente du talus un flux d'eau égal à  $q \cdot \cos \alpha$  de telle sorte que le flux soit nul quand  $\alpha = 90^\circ$ .
- 4 Etude de la stabilité par de " $c-\phi$  réduction" (les pressions d'eau étant bloquées). Nous utilisons la contrainte effective de Bishop pour prendre en compte la saturation dans cette zone.

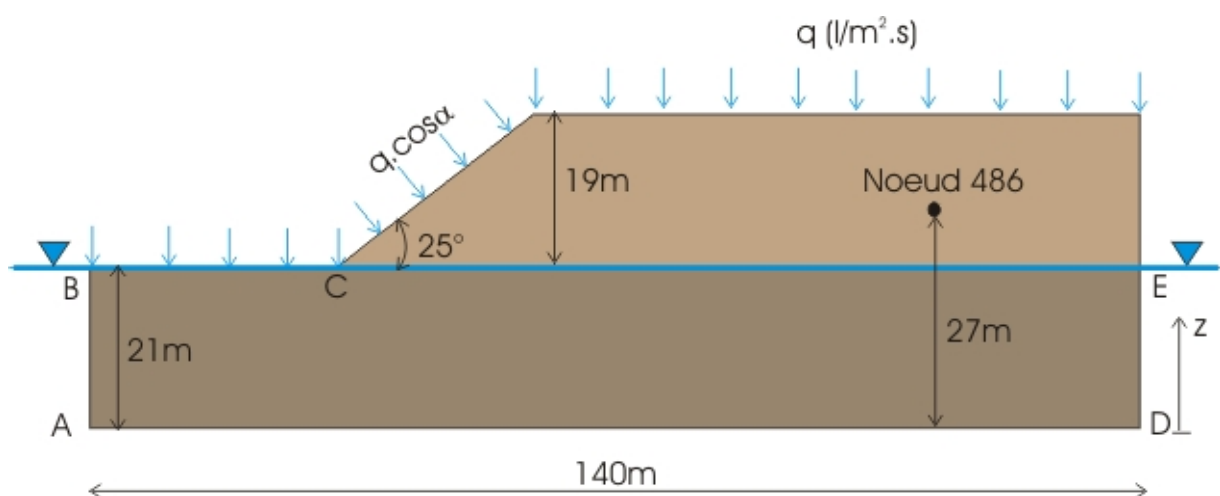


Figure 6. 50: Conditions limites pour l'écoulement

Les paramètres mécaniques et hydrauliques restent inchangés (voir tableau 6.1 et 6.9).

Mais la question qui se pose est la suivante: que faut-il injecter dans le modèle pour stabiliser la zone non saturée?

Si nous prenons l'exemple de la pluviométrie de l'année 2004 sur une station de Bruxelles (voir paragraphe 3.3), nous voyons qu'en moyenne il a plu  $720 \text{ l/m}^2.\text{an}$ , soit  $60 \text{ l/m}^2.\text{mois}$  ( $2,3 \cdot 10^{-5} \text{ l/m}^2.\text{sec}$ ). Etant donné qu'on ne connaît pas la quantité d'eau s'infiltrant par rapport à ce qui pleut, nous proposons d'estimer cette infiltration en terme de pourcentage comme suit:

- Dans le pire des cas, nous considérons que 100 % des eaux pluvieuses s'infiltrent dans le talus, ce qui est évidemment irréaliste.
- Nous considérons que 60 % des eaux pluvieuses s'infiltrent dans le sol, soit  $432 \text{ l/m}^2.\text{an}$  ou  $36 \text{ l/m}^2.\text{mois}$  ( $1,39 \cdot 10^{-5} \text{ l/m}^2.\text{sec}$ ).
- Nous nous référons à CHOISNEL et NOILHAN [1995] qui ont étudié l'infiltration d'eau dans des zones non montagneuses en France et qui ont trouvé que 40% des eaux de pluie s'infiltrent dans le sol. Dans ce cas, nous injectons 40 % des 720 l annuelles, soit  $288 \text{ l/m}^2.\text{an}$  ou  $24 \text{ l/m}^2.\text{mois}$  ( $9,26 \cdot 10^{-6} \text{ l/m}^2.\text{sec}$ ).

## • Résultat

Nous calculons le coefficient de sécurité à l'aide de la contrainte effective de Bishop.

A titre d'exemple, nous représentons l'évolution temporelle de la pression au nœud 486 ( $x=105 \text{ m}$ ,  $y=27.14 \text{ m}$ ) et voici le résultat:



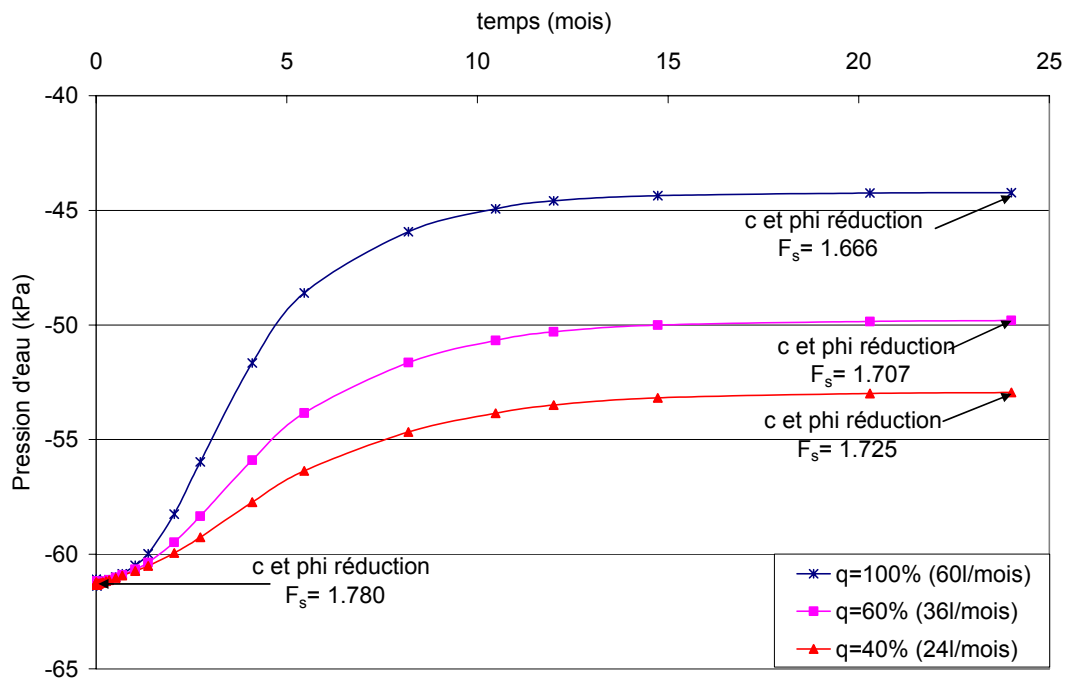


Figure 6. 51: Evolution temporelle de la pression pendant 2 ans

Nous remarquons qu'après une certaine période (2 ans), les pressions tendent vers une valeur d'équilibre et une étude de stabilité utilisant la contrainte effective de Bishop donne un coefficient de sécurité  $F_s$  égal à 1.666 (pour  $q=60 \text{ l/m}^2 \cdot \text{mois}$ ), 1.707 (pour  $q=36 \text{ l/m}^2 \cdot \text{mois}$ ) et 1.725 (pour  $q=24 \text{ l/m}^2 \cdot \text{mois}$ ). Nous voyons que plus nous alimentons la zone non saturée par un flux d'eau élevé, plus le coefficient de sécurité diminue (figure 6.51). En effet, les pressions d'eau augmentent et ceci engendre une diminution de la succion au fur et à mesure que cette zone se sature. Nous n'avons pas fait le calcul avec la contrainte effective de Terzaghi car, dans ce cas, tant que les pressions d'eau restent négatives, les contraintes effectives ne sont pas affectées par des modifications de succion.

#### 4 Talus dans un terrain formé de deux couches

La construction des ouvrages de génie civil nécessite fréquemment l'édification de remblais sur des sols souvent différents. Il en est ainsi par exemple dans le cas de l'aménagement des zones industrielles au bord des fleuves ou de la mer, des liaisons routières et autoroutières, etc.

Ces sols peuvent présenter de faibles caractéristiques mécaniques comme la cohésion, il en résulte que la stabilité de ces remblais est précaire. Il est donc nécessaire de faire des études de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante du coefficient de sécurité. Le talus qui fera l'objet de notre étude est constitué de deux couches: une couche de limon reposant sur un sol sableux. Le talus est taillé dans le limon avec une pente de  $70^\circ$  et une hauteur de 10m (figure 6.52).

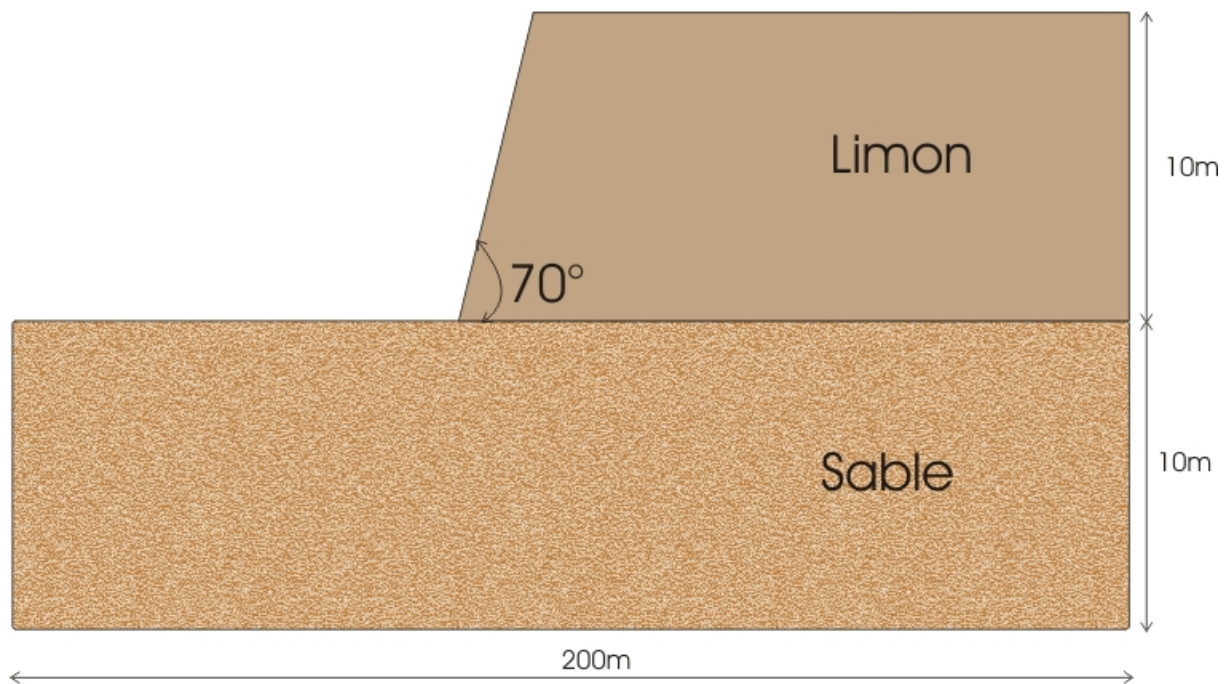


Figure 6. 52: Géométrie du modèle composé de deux couches

## 4.1 Méthode des éléments finis

### 4.1.1 Cas purement mécanique

Comme précédemment, le comportement des deux couches est élasto-plastique et il est représenté par une loi PLASOL à frottement interne, avec des éléments SUCHA pour distribuer le poids propre sur toute la surface. Nous retenons toujours le critère de Van Eekelen. Les conditions limites restent les mêmes que pour le talus homogène, c'est-à-dire que les bords latéraux peuvent bouger verticalement et sont empêchés de tout déplacement horizontal tandis que la base est fixée horizontalement et verticalement.

- **Caractéristiques mécaniques des couches**

- Pour le limon, nous avons utilisé les caractéristiques du limon d'Awans que nous avons expérimenté au laboratoire, dont les propriétés sont données au chapitre V. Quant au module de Young  $E$  et du coefficient de Poisson  $\nu$ , pour les mêmes raisons que le cas précédent, nous avons choisi des valeurs élevées de manière à obtenir un comportement rigide afin de se rapprocher de l'hypothèse faite dans les méthodes classiques à l'équilibre limite. Nous résumons dans le tableau 6.12 les caractéristiques du limon d'Awans utilisées pour le calcul:

	Cohésion	Angle de frottement	Poids volumique sec	Porosité	Module de Young	Coefficient de Poisson
	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$n$ [-]	$E$ [MPa]	$\nu$ [-]
Limon Awans	3	30.4	16.11	0.38	131	0.38

Tableau 6. 12: Caractéristiques mécaniques du limon d'Awans utilisées pour la modélisation

- Pour le sable, nous avons utilisé les caractéristiques du sable de Bierbeek qui a été expérimenté dans le cadre du projet CSTC. Les autres paramètres nécessaires à la modélisation ont été estimés à partir de la littérature. Les caractéristiques utilisées sont résumées au tableau 6.13:

	Cohésion	Angle de frottement	Poids volumique sec	Porosité	Module de Young	Coefficient de Poisson
	$c'$ [kPa]	$\phi'$ [°]	Gamma d [kN/m <sup>3</sup> ]	$n$ [-]	$E$ [MPa]	$\nu$ [-]
Sable	0.035	35	16.20	0.4	131	0.38

Tableau 6. 13: Caractéristiques mécaniques du sable de Bierbeek

Nous aurions dû prendre une cohésion nulle pour le sable, mais nous utilisons une faible cohésion pour la convergence de notre code éléments finis.

### • Modélisation

Le principe de la modélisation est identique à celui utilisé dans le cas d'un talus composé d'une couche homogène. Par contre, on peut se demander s'il faut réduire les paramètres  $c'$  et  $\phi'$  dans les deux couches ou bien dans la couche supérieure uniquement. En effet, dans le cas considéré, la rupture va principalement apparaître dans la couche de limon et nous pourrions donc réduire  $c'$  et  $\phi'$  dans le limon uniquement. Afin de vérifier que cette approche n'empêche pas un autre mode de rupture d'apparaître, nous allons également appliquer la réduction de  $c'$  et  $\phi'$  simultanément pour les deux couches.

### • Résultat

Pour la géométrie du modèle considéré et les propriétés utilisées dans le calcul, nous avons remarqué qu'il n'est pas possible de mettre en charge le poids propre. Cela signifie donc que le coefficient de sécurité est inférieur à 1.

- Dans le cas d'une réduction de  $c'$  et  $\phi'$  dans la couche de limon uniquement, nous avons effectué une étude de sensibilité sur la cohésion, et nous obtenons les coefficients de sécurité représentés à la figure 6.53. Nous pouvons voir qu'une cohésion supérieure à 10 kPa est nécessaire pour éviter toute rupture (ceci explique pourquoi une cohésion de 3 kPa n'est pas suffisante pour assurer la stabilité du talus).

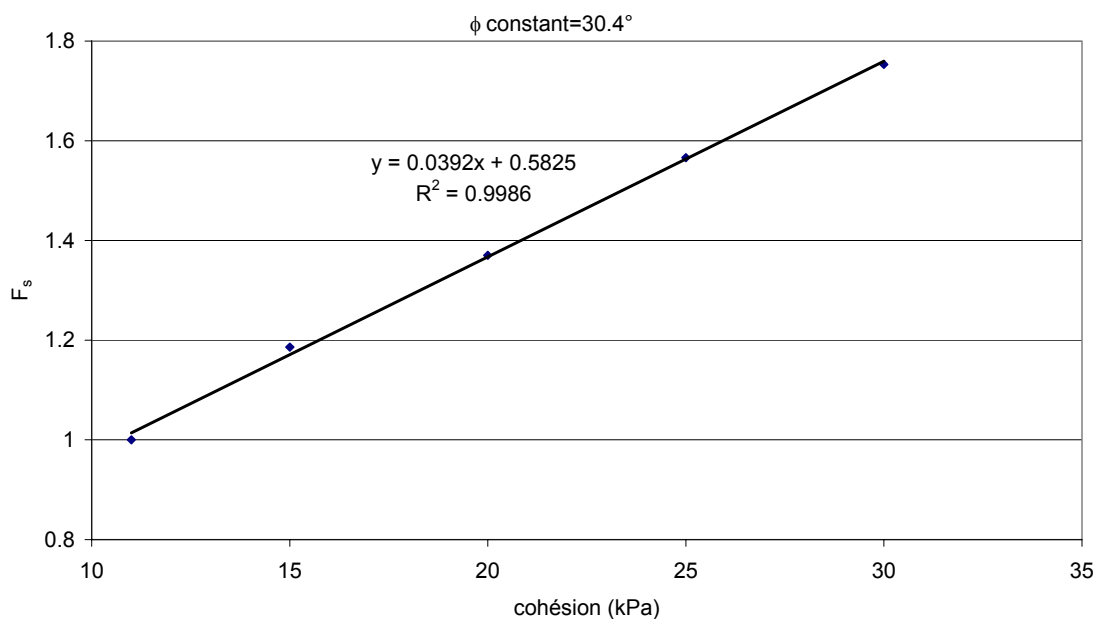


Figure 6. 53: Variation du coefficient de sécurité en fonction de la cohésion

A titre indicatif, nous montrons les diagrammes qui représentent la cinématique de la rupture pour une cohésion  $c' = 20$  kPa et un angle  $\phi' = 30.4^\circ$  ( $F_s = 1.37$ ).

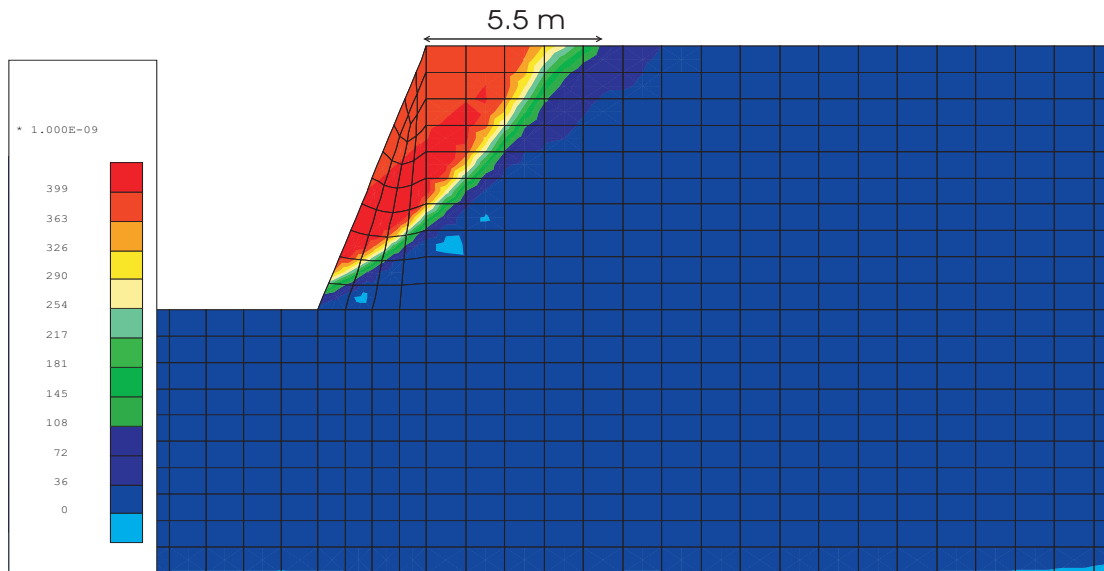


Figure 6. 54: Norme des vitesses ( $V$ ), (réduction de  $c'$  et  $\phi'$  dans la couche de limon uniquement)

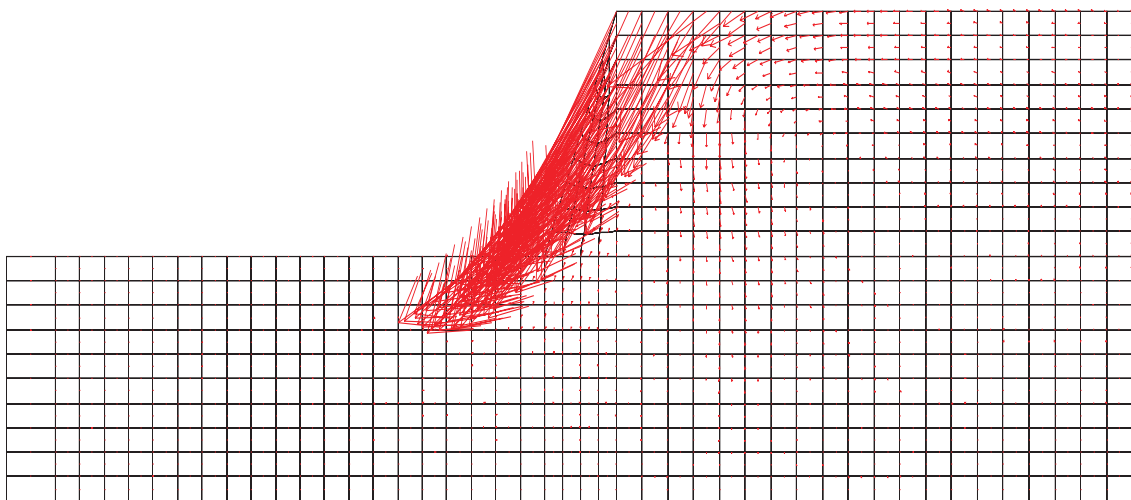


Figure 6. 55: Vecteur des vitesses ( $V$ ), (réduction de  $c'$  et  $\phi'$  dans la couche de limon uniquement)

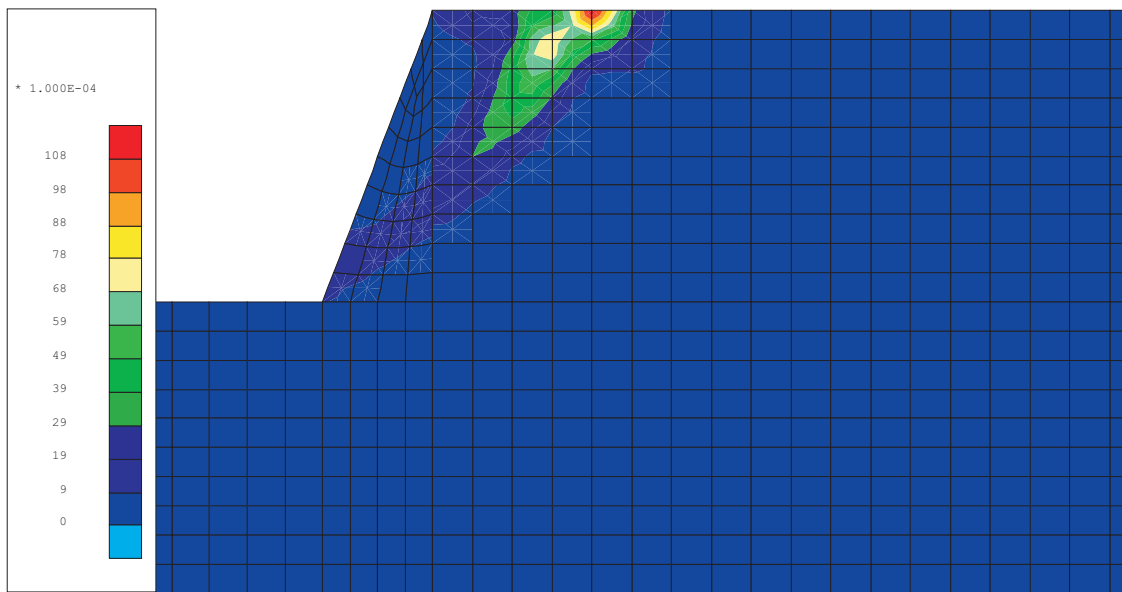


Figure 6. 56: *Incrément des déformations déviatoriques sur un pas (Var7), (réduction de  $c'$  et  $\phi'$  dans la couche de limon uniquement)*

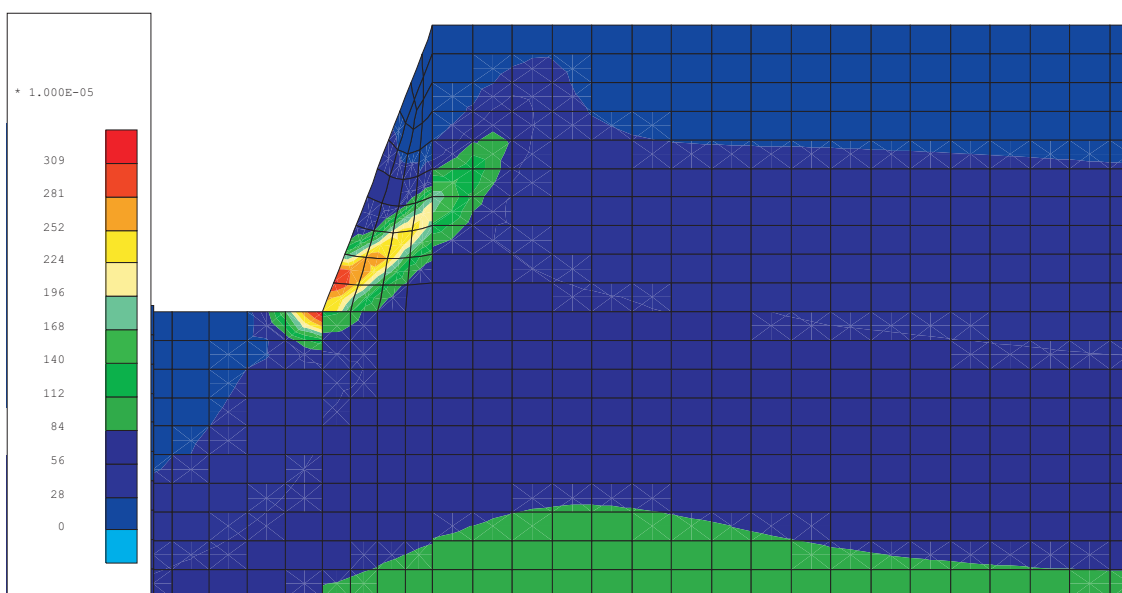


Figure 6. 57: *Déformations déviatoriques équivalentes de Von Mises (E-EQ), (réduction de  $c'$  et  $\phi'$  dans la couche de limon uniquement)*

- Dans le cas d'une réduction de  $c'$  et  $\phi'$  dans les deux couches, nous obtenons des coefficients légèrement inférieurs au cas précédent. Ainsi pour  $c' = 20$  kPa et  $\phi' = 30.4^\circ$  dans le limon ( $c' = 0.035$  kPa et  $\phi' = 35^\circ$  pour le sable),  $F_s$  est égal à 1.3 contre 1.37 trouvé précédemment. La forme de la rupture est donnée à la figure 6.58 où nous voyons que la courbe de glissement effleure légèrement la couche sablonneuse.

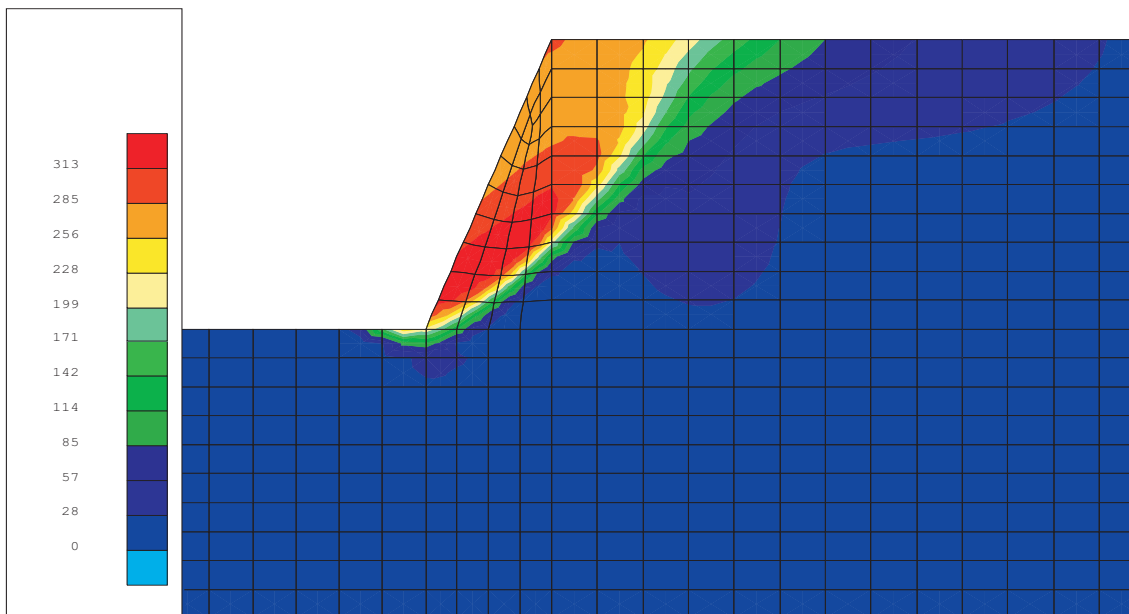


Figure 6. 58: Norme des vitesses ( $V$ ) (réduction de  $c'$  et  $\phi'$  dans les deux couches)

#### 4.1.2 Couplage hydromécanique

Nous procédons de manière identique au cas purement mécanique, mais cette fois nous avons une nappe située à la base du modèle, c'est à dire dans la couche sableuse (figure 6.59). Les conditions limites et initiales pour la mécanique restent inchangées. Quant à l'écoulement, la nappe reste bloquée à la base et le reste se passe comme dans le cas du couplage hydromécanique d'un talus composé d'une couche homogène.

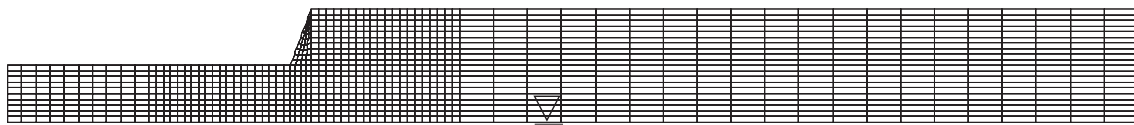


Figure 6. 59: Conditions initiales pour l'écoulement

- **Les caractéristiques mécaniques**

Les propriétés mécaniques des deux couches restent inchangées par rapport au cas purement mécanique (tableaux 6.12 et 6.13).

- **Les caractéristiques hydriques**

- **Limon d'Awans**

Au chapitre V, paragraphe 8, nous avons déterminé la courbe de rétention suivant plusieurs méthodes et nous rappelons ces résultats sur la figure 6.60. Pour déterminer les caractéristiques hydriques nécessaires à la modélisation, nous allons utiliser la courbe de rétention obtenue par la méthode de surpression d'air.

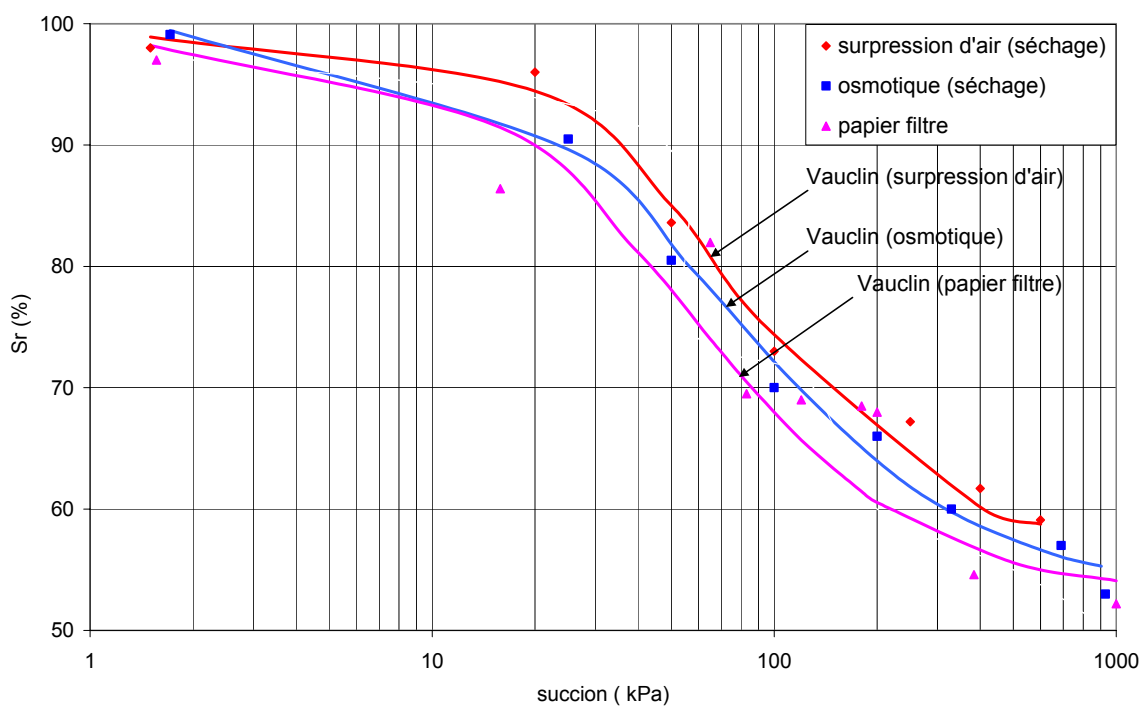


Figure 6. 60: Courbe de rétention du limon d'Awans

Quant à la perméabilité, nous ne disposons pas de la courbe qui lie la saturation à la perméabilité, c'est pourquoi nous allons utiliser la courbe de perméabilité du limon de Limelette que nous rappelons à la figure 6.61:



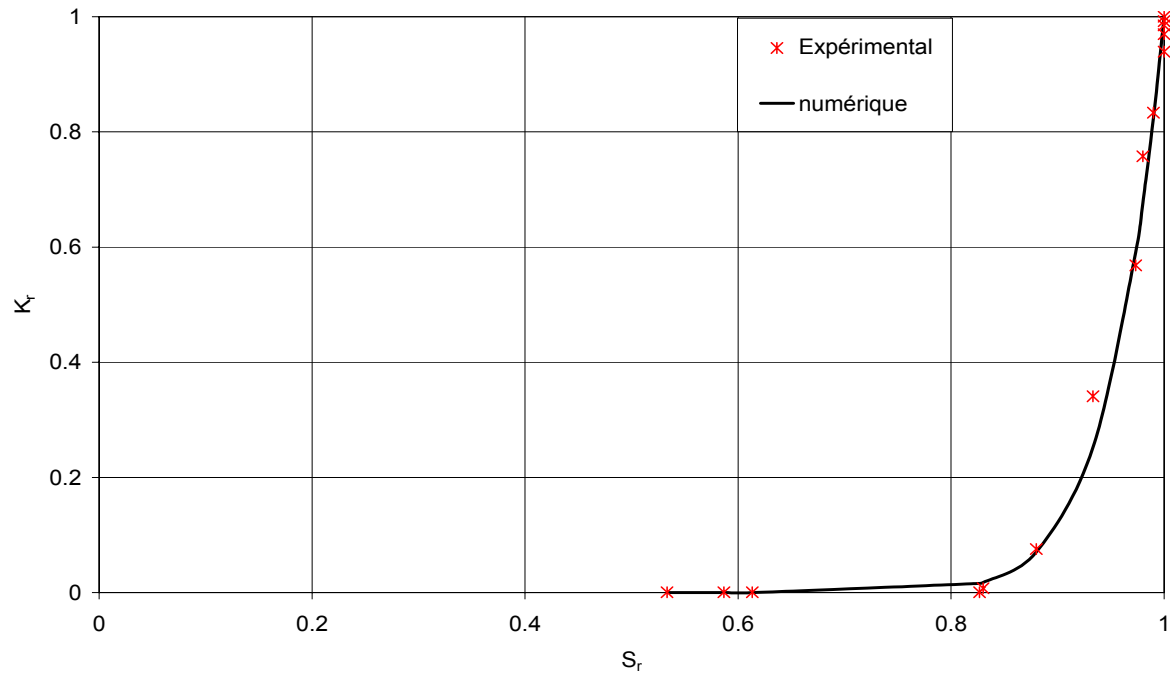


Figure 6. 61: Courbe de perméabilité relative du limon de Limelette

➤ **Sable de Bierbeek**

Nous avons utilisé la courbe de rétention moyenne du sable de Bierbeek déterminée à l'aide de l'appareil de Richards (figure 6.62):

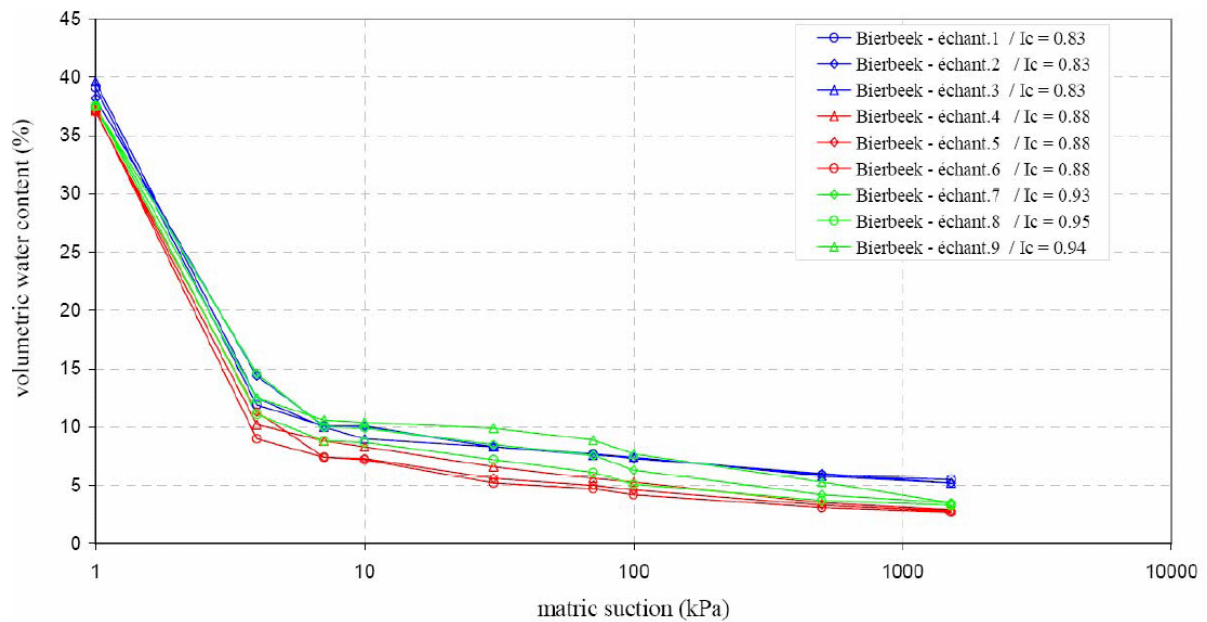


Figure 6. 62: Courbes de rétention déterminées à l'appareil de Richards pour le sable de Bierbeek

Rappelons que la transformation de la teneur en eau volumétrique en saturation est donnée par

$S_r = \frac{\theta}{n}$ . Le calage de la courbe expérimentale par l'équation [6.1] nous donne:

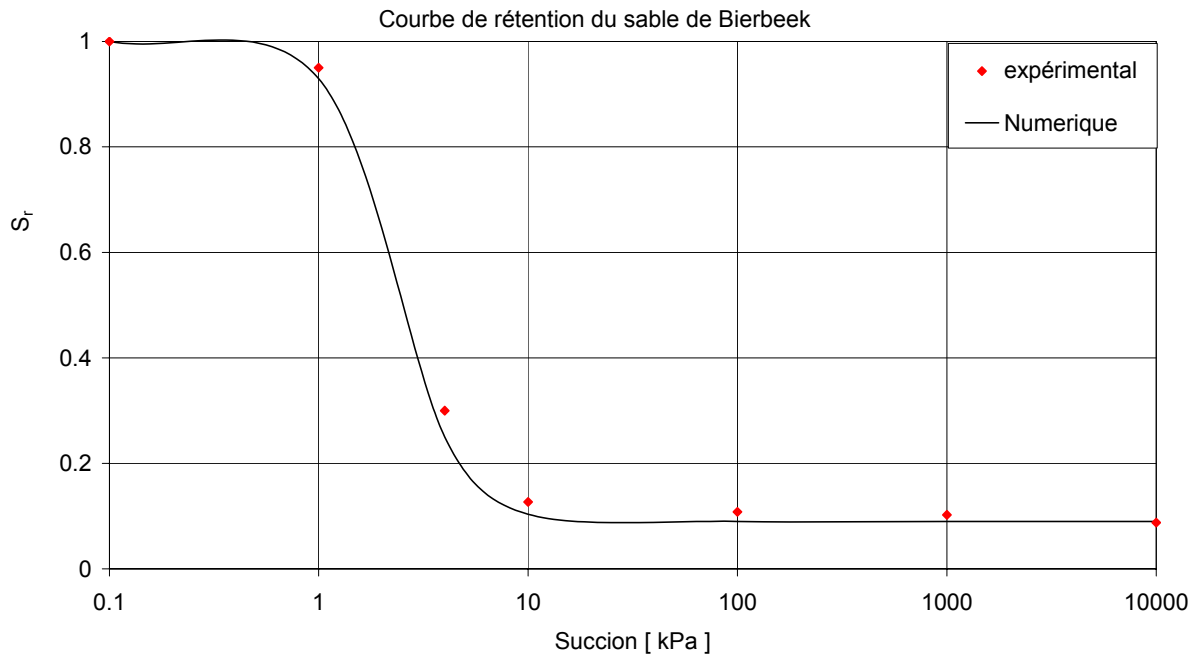


Figure 6. 63: Calibrage de la courbe de rétention du sable de Bierbeek

Ne disposant pas la courbe de perméabilité de ce sable, nous l'avons extraite de la littérature existante:

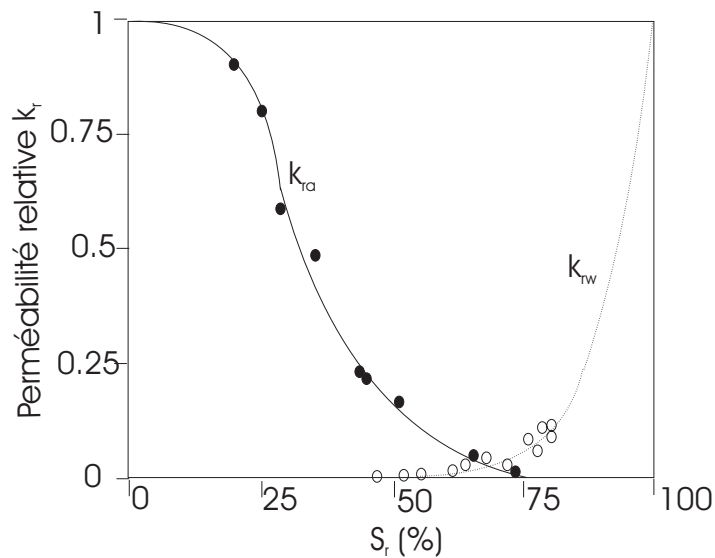


Figure 6. 64: Perméabilités relatives d'un sable non saturé, VACHAUD et al. [1974]

Nous l'avons calibré par l'équation [6.2] et nous obtenons la figure 6.65:

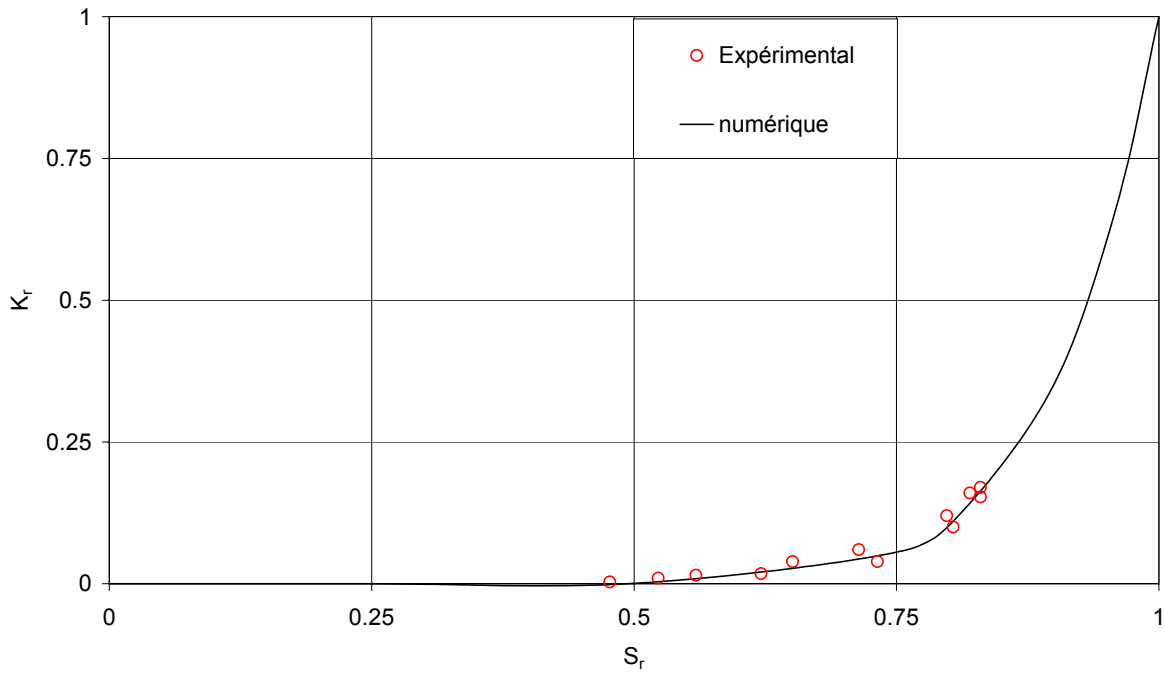


Figure 6. 65: Calibrage de la courbe de perméabilité relative d'un sable non saturé.

Nous rassemblons pour la modélisation du talus tous les paramètres hydriques dans le tableau 6.14:

Caractéristiques	Paramètres	Sable de Bierbeek	Limon d'Awans
Hydrauliques	CSR1 [kPa]	$49.10^{-5}$	$1,9.10^{-5}$
	CSW2 [kPa]	2.90	1.54
	CSR3 [-]	2.10	1.85
	S <sub>rés</sub> [-]	0.09	0.57
	S <sub>field</sub> [-]	1.00	0.99
	CKW1 [-]	9.00	8.60
	CKW2 [-]	9.00	8.36
	k <sub>s</sub> [m <sup>2</sup> ]	$10^{-12}$	$1,32.10^{-13}$

Tableau 6. 14: Caractéristiques hydriques des deux couches (limon d'Awans et sable de Bierbeek)

## • Résultats de la modélisation

La nappe étant à la base du talus, le profil des pressions d'eau est hydrostatique. La succion et la saturation sont respectivement représentées sur les figures 6.66a et figure 6.66b.

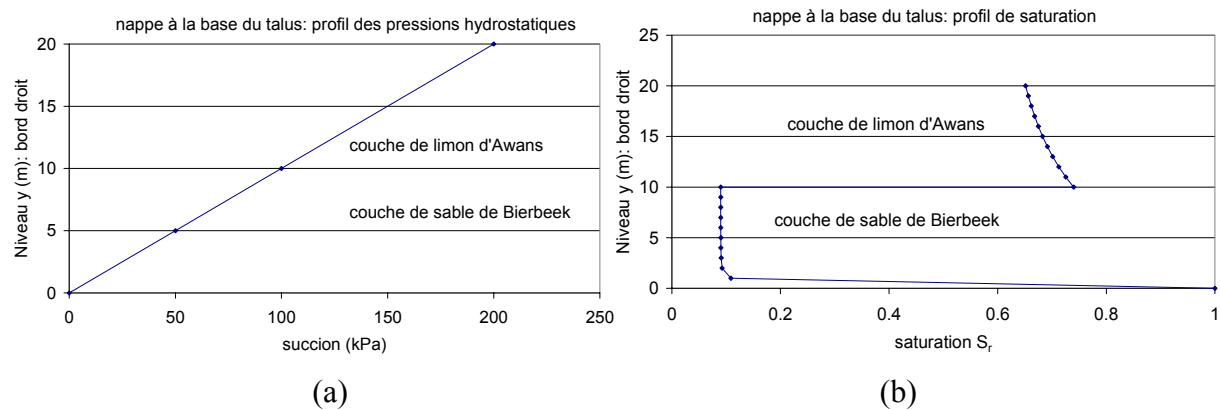


Figure 6. 66: Profil de succion (a) et de saturation (b) en fonction du niveau (bord droit du talus)

Rappelons que pour la colonne de sol et le talus homogène, nous avons montré qu'en faisant pleuvoir une quantité d'eau uniforme pendant un certain temps, le profil des pressions d'eau et de la saturation tendait à se stabiliser vers une valeur d'équilibre. Pour le talus homogène, nous avons montré que ce profil influençait le coefficient de sécurité.

De façon analogue, nous allons injecter un flux d'eau dans le talus pour stabiliser la zone non saturée et calculer ensuite le coefficient de sécurité par  $c - \phi$  réduction.

Comme pour le cas d'un talus homogène (paragraphe 3.4), nous appliquons le flux d'eau pour stabiliser la zone non saturée suivant les valeurs:

- Un flux d'eau  $q$  égal à 100% des précipitations ( $720\text{l/m}^2.\text{an}$ ) soit  $60\text{ l/m}^2.\text{mois}$ ;
- Un flux d'eau  $q$  égal à 60% des précipitations soit  $36\text{ l/m}^2.\text{mois}$ ;
- Un flux d'eau  $q$  égal à 40% des précipitations soit  $24\text{ l/m}^2.\text{mois}$ .

Afin de quantifier l'effet de la succion sur la stabilité, trois approches sont analysées:

- Dans la première approche nous utilisons la contrainte de Terzaghi pour avoir un cas de référence (sans effet de la succion);
- Dans la deuxième approche, la résistance supplémentaire du sol est prise en compte à travers la contrainte effective de Bishop:  $c_a = S_r \cdot \tan \phi' \cdot s$ ;

- Dans la troisième approche, en association avec la contrainte effective de Terzaghi, nous utilisons la cohésion capillaire obtenue par essais de laboratoire et exprimée sous forme de modèle logarithmique. En effet, au chapitre III (paragraphe 3.8), nous avons montré qu'on pouvait prendre en compte l'effet de la succion sur la stabilité via la cohésion capillaire déterminée à partir des essais mécaniques. Au chapitre V, paragraphe 9.2, nous avons exprimé par la relation [5.2], l'évolution de cette cohésion en fonction de la succion sous forme d'un modèle logarithmique:  $c_a = \alpha \cdot \ln s + \beta$

où  $\alpha$  et  $\beta$  sont déterminés sur base des résultats expérimentaux.

Nous rappelons par la figure 6.67 (en échelle non logarithmique) l'évolution de la cohésion apparente en fonction de la succion.

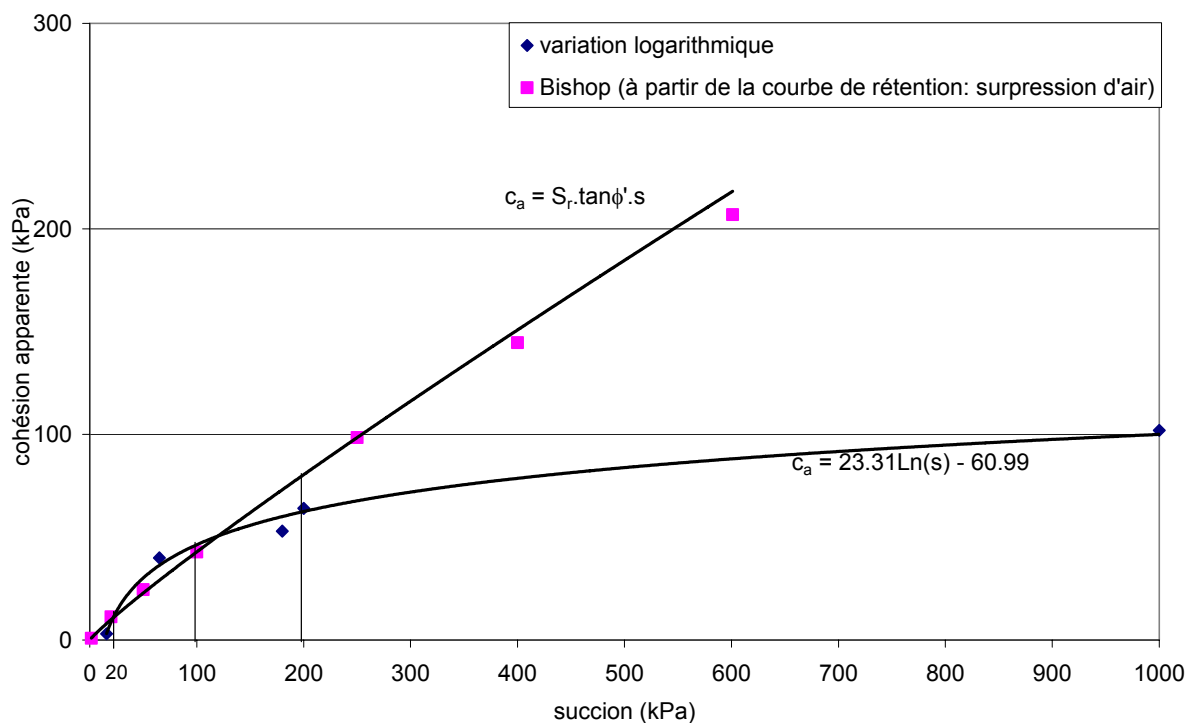


Figure 6. 67: Evolution de la cohésion capillaire

Le tableau 6.15 donne un récapitulatif des coefficients de sécurité trouvés par la méthode  $c-\phi$  réduction (dans la couche de limon uniquement) pour les différentes approches et suivant différentes distributions de succion dans la zone non saturée:

Méthode		$F_s$			
$c-\phi$ réd.	Terzaghi	<1			
	Cohésion capillaire	$u_w$ hydrostatique	Zone non saturée, écoulement stabilisé		
	$c_a$ Bishop	2.55	q=60 l/m <sup>2</sup> .mois	q=36 l/m <sup>2</sup> .mois	q=24 l/m <sup>2</sup> .mois
			1.14	1.22	1.39
	$c_a$ modèle logarithmique	2.41	1.15	1.24	1.42

Tableau 6. 15: Coefficients de sécurité du talus à deux couches (couplage hydromécanique)

- **Contrainte effective de Terzaghi (sans effet de succion)**

En utilisant la contrainte effective de Terzaghi, le code ne converge pas lors de la mise en charge du poids propre, le coefficient de sécurité est donc inférieur à 1. Ceci rejoint le cas purement mécanique (Terzaghi considère qu'au dessus de la nappe,  $\sigma = \sigma'$  même si les pressions d'eau sont négatives).

A titre indicatif, nous avons augmenté la cohésion à  $c' = 20$  kPa et nous obtenons un coefficient de sécurité  $F_s = 1.28$  légèrement inférieur au cas purement mécanique ( $F_s = 1.37$ ). Cela s'explique par le fait que, dans le cas couplé, la masse volumique apparente du sol tient compte de la présence de l'eau  $\rho = (1-n)\rho_s + nS_r\rho_w$ , tandis que dans le cas purement mécanique, la masse volumique utilisée était la masse volumique sèche  $\rho_d = (1-n)\rho_s$ . Ainsi, le terme supplémentaire ( $nS_r\rho_w$ ) rend le poids du talus légèrement plus élevé, ce qui diminue légèrement le coefficient de sécurité  $F_s$ .

- **Prise en compte de la cohésion capillaire (effet de la succion)**

Avec une prise en compte de l'effet de la succion via la cohésion capillaire (modèle de Bishop ou modèle logarithmique), nous obtenons des coefficients de sécurité  $F_s > 1$  (tableau 6.15), ce qui montre bien l'influence de la non saturation sur le coefficient de sécurité.

Toutefois, nous remarquons que les valeurs de  $F_s$  trouvées à l'aide de la cohésion capillaire déduite des deux modèles (Bishop ou logarithmique) sont légèrement différentes. Cela s'explique par la figure 6.67 donnant l'évolution de la cohésion apparente en fonction de la succion. En effet, pour ces deux approches, nous obtenons une courbe de glissement qui passe

par le pied du talus (dans la couche de limon), figure 6.68. Quand la zone non saturée est stabilisée par différents flux d'eau tel que définis précédemment, les succions sont partout inférieures à 100 kPa. Or d'après la figure 6.67, nous remarquons que pour de telles succions, la cohésion capillaire déterminée à l'aide de la contrainte de Bishop est inférieure à celle déterminée par le modèle logarithmique. Ceci explique des valeurs de  $F_s$  légèrement plus élevées pour ce dernier modèle. Par contre, lorsque la distribution des pressions d'eau dans la zone non saturée est hydrostatique, les succions sont comprises entre 100 et 200 kPa et nous voyons sur la figure 6.67 qu'entre les deux succions, la cohésion capillaire déterminée à l'aide de la contrainte de Bishop est supérieure à celle déterminée par le modèle logarithmique. De ce fait, le coefficient de sécurité trouvé à l'aide de la cohésion capillaire "modèle de Bishop" est supérieur à celui trouvé à l'aide de la cohésion capillaire "modèle logarithmique".

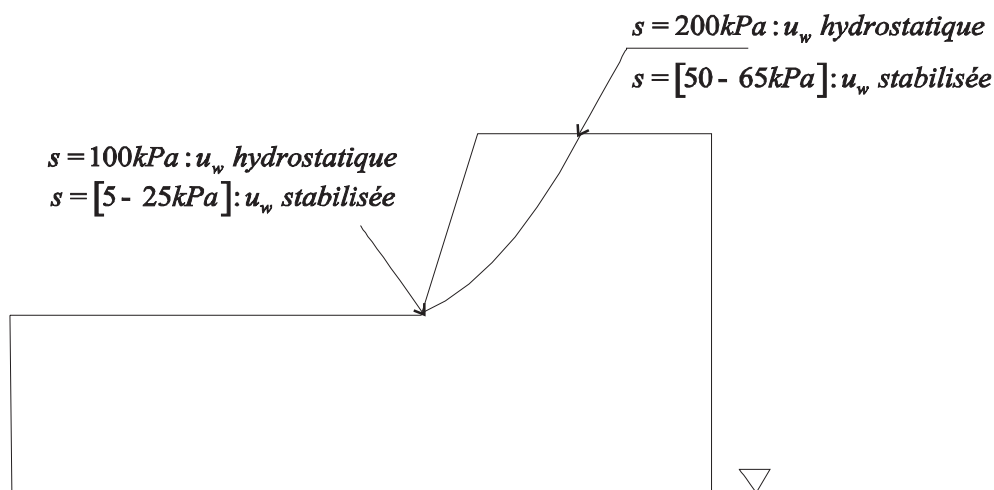


Figure 6. 68: Courbe de glissement obtenue en tenant compte de la cohésion capillaire

## 4.2 Méthodes d'équilibre limite

Nous procédons de la même façon que pour le cas d'une couche homogène. Le calcul est réalisé en utilisant la méthode des tranches de Fellenius, Bishop et Janbu.

Nous reprenons les mêmes caractéristiques mécaniques que précédemment (tableaux 6.12 et 6.13).

Nous obtenons, pour le cercle critique donné à la figure 6.69, le coefficient de sécurité minimum à peu près égal à 0.6 (tableau 6.16), donc le talus est instable.

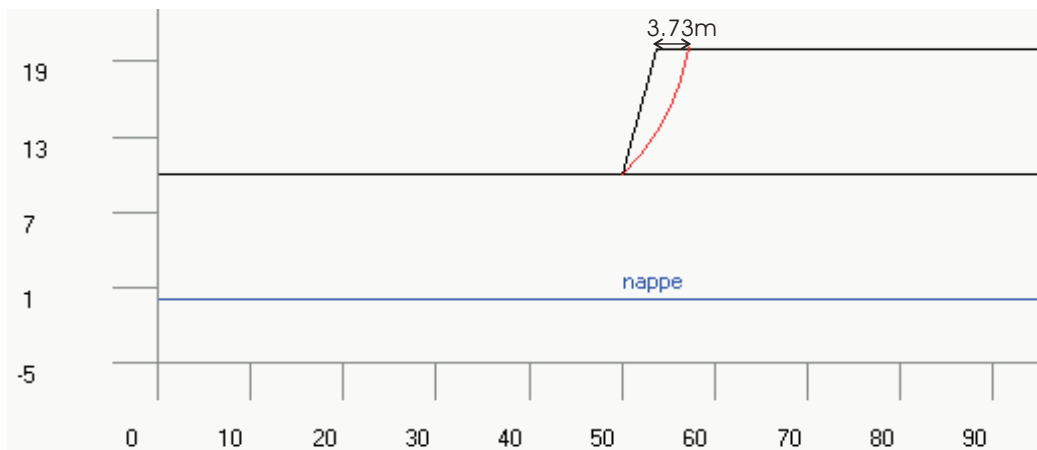


Figure 6. 69: Cercle de glissement critique (méthode des tranches)

### 4.3 Comparaison des méthodes

Quand l'effet de la succion n'est pas pris en compte, les méthodes d'équilibre limite et des éléments finis (purement mécanique et Terzaghi sans cohésion capillaire) donnent toutes des valeurs de coefficient de sécurité inférieures à 1 (tableau 6.16). Lorsque l'effet de la non saturation entre en jeu via la cohésion capillaire, nous remarquons que le coefficient de sécurité augmente sensiblement selon le flux d'eau injecté pour stabiliser la zone non saturée.

Méthodes		F <sub>s</sub>			
Classiques	Fellenius	0.601			
	Bishop	0.608			
	Janbu	0.555			
c-φ réd.	Purement mécanique	<1			
	Terzaghi	<1			
	Cohésion capillaire	u <sub>w</sub> hydrostatique	Zone non saturée, écoulement stabilisé		
	c <sub>a</sub> Bishop	2.55	q=60 l/m <sup>2</sup> .mois	q=36 l/m <sup>2</sup> .mois	q=24 l/m <sup>2</sup> .mois
			1.14	1.22	1.39
	c <sub>a</sub> modèle logarithmique	2.41	1.15	1.24	1.42

Tableau 6. 16: Comparaison des coefficients de sécurité minimum trouvés par la méthode des tranches et la méthode "c-φ réduction"



## 5 Conclusions

Nous avons comparé des calculs de stabilité par différentes méthodes à savoir:

- Méthodes "à la rupture" (Fellenius, Bishop et Janbu) classiques en mécanique des sols mais nécessitant une recherche du minimum parmi un ensemble de courbes.
- Méthode par éléments finis (code LAGAMINE) dans laquelle la courbe de glissement la plus probable se déduit naturellement de l'analyse de l'état de contraintes. Cette méthode requiert de connaître ou de postuler des caractéristiques de déformabilité du massif, en plus de celles de résistance. Par ailleurs, elle offre la possibilité de coupler les aspects mécaniques - écoulement et ne contraint en rien la forme de la ligne de rupture.

En mécanique pure, la comparaison des deux méthodes montre qu'elles fournissent des résultats équivalents en terme de cercle de glissement critique et de coefficients de sécurité. Par ailleurs, nous avons montré l'influence du choix de critère de plasticité sur la valeur du coefficient de sécurité trouvé à l'aide de la méthode des éléments finis. En effet, le coefficient obtenu en utilisant le critère de Van Eekelen est légèrement plus élevé que celui obtenu sous l'hypothèse du critère de Mohr Coulomb.

Pour la prise en compte de l'eau sur la stabilité d'un talus, nous avons considéré deux cas: soit la nappe est peu profonde et le cercle de glissement critique se trouve majoritairement sous la nappe, soit la cette dernière est profonde et la zone d'instabilité se trouve entièrement en condition non-saturée.

Dans le premier cas, lorsque la nappe est dans le talus, nous avons montré que l'effet de la non-saturation devient faible. L'influence néfaste de l'eau provient essentiellement du gradient de pression (positive) sous la nappe qui déstabilise le talus. Dès lors, les méthodes classiques qui, généralement, ne prennent pas en compte l'effet de la succion, donnent satisfaction.

Dans le deuxième cas, si la nappe est plus profonde, l'effet de la saturation devient important. Nous avons montré l'effet de la répartition des pressions d'eau dans la zone non saturée (état hydrostatique ou stabilisé) sur le coefficient de sécurité. Dans le calcul de ce dernier, nous avons également montré l'importance des effets capillaires, qui évidemment sont significatifs lorsque l'étendue de la zone non saturée est importante.

Bref, le choix entre la méthode des éléments finis et les méthodes d'équilibre limite dépend de la disponibilité des caractéristiques, de la position de la nappe et de la bonne appréciation qu'il

est possible de faire de la position de la ligne de rupture critique. Le savoir-faire de l'utilisateur reste donc le garant du bon emploi de ces méthodes.

## **CHAPITRE VII**

### **Conclusions générales et perspectives**



## CHAPITRE VII: Conclusions générales et perspectives

### 1 Synthèse

Nous nous étions fixés l'objectif d'étudier le comportement hydromécanique d'un sol partiellement saturé et l'effet de la succion sur la stabilité des pentes. Pour y arriver, nous avons subdivisé notre travail en trois étapes:

- La première étape consiste en une synthèse bibliographique (chapitre II, III et IV) notamment sur le comportement général des sols non saturés, sur les techniques expérimentales de contrôle et de mesure de la succion et sur les méthodes de calcul de stabilité des pentes.
- La deuxième étape est essentiellement consacrée aux essais de laboratoire et à leur interprétation (chapitre V), l'objectif visé étant d'étudier le comportement d'un limon en conditions non saturées.
- Enfin, la troisième étape est consacrée au calcul numérique (chapitre VI) pour montrer l'effet de la succion sur la stabilité des pentes.

A l'issue de ce travail et malgré quelques difficultés inhérentes à la procédure expérimentale et au calcul numérique, nous pouvons tirer certaines conclusions, qui par ailleurs sont en accord avec certaines observations déjà établies par d'autres auteurs.

#### • Effet de la succion sur le comportement hydromécanique

Au chapitre V, nous avons réalisé un grand nombre d'essais sur un limon d'Awans à l'aide de deux types d'appareils: un oedomètre utilisant la méthode osmotique et un triaxial utilisant d'une part, une méthode rigoureuse de contrôle de succion (surpression d'air) et d'autre part, une méthode plus simple contrôlant la teneur en eau (essais UU). Nous avons suivi l'évolution des paramètres hydromécaniques en fonction de la succion. En voici une synthèse:

#### a) Comportement mécanique

- Les résultats obtenus sur le limon d'Awans au moyen de l'oedomètre à succion contrôlée par la méthode osmotique montrent que l'effet de la succion se traduit par un renforcement des propriétés du limon. Ce renforcement correspond à une diminution des

indices de compression (le matériau soumis à une succion devient plus rigide), et une augmentation de la pression de pré-consolidation (limite entre la zone élastique et la zone plastique). Ceci rejoint les observations déjà faites par d'autres auteurs comme nous l'avons déjà dit au chapitre V, paragraphe 4.2.

- Nous avons évalué la résistance au cisaillement à l'aide d'essais triaxiaux UU et d'essais triaxiaux à succion contrôlée utilisant la méthode de surpression d'air. Globalement, le comportement avant rupture obéit aux mêmes règles, avec une rigidification du matériau avec l'augmentation de la succion et du confinement. Le renforcement des propriétés à la rupture se traduit toujours par une augmentation de la cohésion, que l'on peut illustrer comme étant la conséquence d'un renforcement des liens aux contacts inter particulaires, autrement dit un effet de cimentation inter granulaire dû à la succion. En revanche, des tendances diverses ont été observées en ce qui concerne l'angle de frottement: indépendance vis-à-vis de la succion, croissance ou décroissance. Nous n'avons pas mis en évidence de tendance nette.

- Nous avons déterminé la cohésion et l'angle de frottement (en contraintes totales) pour des échantillons soumis à différentes succions et nous avons proposé des lois d'évolution de la cohésion en fonction de la teneur en eau ou de la succion, dont une relation d'évolution linéaire de la cohésion en fonction de la teneur en eau. L'avantage de cette relation est que la teneur en eau est une caractéristique facile à déterminer par rapport à la succion.

- En utilisant les mêmes essais, nous avons réinterprété les résultats à l'aide de la contrainte effective de Bishop et nous avons remarqué que la cohésion tend vers de très faibles valeurs. Ceci est intéressant car, comme nous l'avons vu au chapitre VI consacré au calcul numérique, la prise en compte de la contrainte effective de Bishop a comme conséquence une prise en considération automatique de la cohésion capillaire.

## **b) Comportement hydrique**

Nous avons déterminé, en chemin de séchage, la courbe de rétention du limon d'Awans de deux manières: par mesure directe de la succion à l'aide de la méthode du papier filtre et par imposition de la succion à l'aide de l'oedomètre à succion contrôlée ou du triaxial à surpression d'air. Nous avons eu des difficultés expérimentales pour déterminer la courbe de rétention du matériau étudié. Les raisons sont multiples et nous pouvons en citer quelques unes:

- L'imprécision de notre système de mesure du volume d'eau échangé, la maîtrise difficile des fuites et de l'évaporation, malgré toutes les précautions prises. De plus, comme nous travaillons à des faibles valeurs de succion, l'application de la succion induit de faibles échanges d'eau qui peuvent prendre plusieurs semaines et qui peuvent être difficiles à mesurer.
- L'effet de la température n'a pas été mis en évidence, on a supposé qu'elle était constante tout au long de nos essais.
- L'hétérogénéité de l'échantillon: il est difficile de produire une éprouvette homogène à densité donnée. Au sein même de l'éprouvette, nous avons montré qu'il peut y avoir un gradient de densité.
- Par ailleurs, notre procédure expérimentale ne nous a pas permis de suivre le comportement du sol en chemin de mouillage.

Pour un chemin de séchage, nous avons obtenu des courbes de rétention grâce à trois méthodes: la méthode osmotique, la méthode de surpression d'air et celle du papier filtre. Malgré les difficultés expérimentales, ces trois méthodes ont donné des résultats concordant pour la gamme de succion étudiée (de 0 à 1000 kPa). Cela nous permet de définir le comportement au séchage du matériau qui se traduit par une diminution de la teneur en eau (ou du degré de saturation) du sol en fonction de la succion. Nous avons ainsi pu définir une relation succion-saturation par l'équation proposée par VAUCLIN *et al.* [1976].

### • Effet de l'eau sur la stabilité

Nous avons étudié deux pentes:

- Un talus théorique constitué d'une couche homogène.
- Un talus fort raide, inspiré d'un cas réel, constitué de deux couches dont la plus basse est un sable de cohésion presque nulle.

Pour tous ces deux cas étudiés, nous avons utilisé les méthodes classiques (Fellenius, Bishop, Janbu) et la méthode aux éléments finis avec réduction de  $c$  et  $\phi$ .

### a) Méthodes classiques

Les méthodes classiques différencient habituellement le sol à l'état sec ou à l'état saturé. De ce fait, seule la contribution de l'eau donnant lieu à des pressions interstitielles positives est prise

en compte et cela induit une augmentation de la masse volumique du sol, élément défavorable dans la stabilité de la pente. Nous avons vu qu'en général, la remontée de la nappe s'accompagne d'une diminution du coefficient de sécurité, donc d'une diminution de la stabilité du talus. Par ailleurs, une étude de sensibilité des paramètres de résistance  $c$  et  $\phi$  nous a permis d'estimer leur influence sur le coefficient de sécurité  $F_s$  et nous avons vu que celui-ci augmente linéairement avec ces deux paramètres.

### **b) Méthode aux éléments finis: " $c-\phi$ réduction"**

Par la méthode des éléments finis, nous avons commencé notre étude de stabilité d'un talus en absence d'eau. Nous avons vu que, dans ce cas, la méthode aux éléments finis et les méthodes classiques donnent des résultats semblables. Toutefois, l'utilisation d'un critère de Van Eekelen surestime légèrement le coefficient de sécurité par rapport à celui obtenu par le critère de Mohr Coulomb (utilisé par les méthodes d'équilibre limite). Cette différence s'explique aisément en comparant la trace des deux critères dans le plan déviatorique. Le critère de Van Eekelen prédit une résistance au cisaillement légèrement supérieure.

Ensuite, nous avons pris en compte le couplage hydromécanique à l'aide de l'élément CSOL2. L'effet de la succion peut se traduire de deux manières:

- Nous avons utilisé la contrainte effective de Bishop, étant donné qu'au chapitre V on avait montré que l'utilisation de cette contrainte prend automatiquement en compte la cohésion.
- Nous avons concentré tous les effets de la succion dans un terme de cohésion capillaire dont l'expression a été obtenue sur base des essais réalisés. Dans ce cas, il faut utiliser la contrainte effective de Terzaghi.

Dans tous les cas, nous avons vu que la succion contribue à la stabilité de la pente en augmentant le coefficient de sécurité. L'effet est naturellement plus marqué quand la zone non saturée devient importante.



## 2 Contributions de cette thèse

La contribution de cette thèse porte à la fois sur des aspects expérimentaux mais également numériques. Certes, nos développements ne sont pas nécessairement novateurs par rapport à ce qui existe déjà dans d'autres équipes de recherches mais ils constituent des avancées pour notre équipe de l'Université de Liège et assurément pour l'Université du Burundi. Nous pouvons ainsi mentionner les apports principaux de notre travail.

### a) Du point de vue expérimental:

- Pour effectuer les essais à succion contrôlée, il a fallu d'une part remettre en marche les cellules oedométriques à succion contrôlée et d'autre part développer un appareil triaxial à surpression d'air. Notre travail aura donc permis la mise en place dans le laboratoire de l'Université de Liège d'une cellule triaxiale où, comme nous l'avons déjà dit au chapitre V, nous avons modifié l'embase de l'appareil triaxial classique en y incorporant une pièce qui permet le contrôle de la succion et en même temps facilite la réalisation de toutes les phases de l'essai.
- Compte tenu de la rareté des données expérimentales sur les sols non saturés, et surtout sur les sols remaniés, nous avons contribué à l'enrichissement de la base des données des sols non saturés en général, et en particulier, du limon d'Awans qui est un sol représentatif de la région de Hesbaye. L'interprétation des essais et surtout la comparaison des résultats existants contribuent à la connaissance du comportement hydromécanique des sols non saturés.

### b) Du point de vue numérique:

- Nous avons introduit dans le code élément fini (LAGAMINE) la méthode de  $c-\phi$  réduction.
- Nous avons implémenté dans le code, une relation qui lie la cohésion capillaire à la succion en nous référant aux résultats des essais réalisés, afin de bien étudier l'effet de la succion sur la stabilité.
- Nous avons de plus bien mis en évidence l'influence de la pluviométrie sur la répartition des succions dans les sols et donc sur la stabilité d'un talus.

### 3 Perspectives de ce travail

A la fin de ce travail, nous nous rendons compte que certains points n'ont pas été approfondis, c'est pourquoi quelques perspectives peuvent être envisagées:

- Les essais de laboratoire ont été réalisés à l'aide du limon d'Awans, un sol représentatif de la région de Hesbaye (Belgique). Il serait intéressant d'étudier d'autres types de sol comme le sable ou l'argile pour voir si le comportement observé sur le limon d'Awans se généralise sur d'autres types de sols. Il serait également bénéfique pour mon pays (Burundi) d'étudier un matériau caractéristique de la région afin d'apporter une meilleure compréhension de certains phénomènes dus à la non saturation du sol et qui sont propres aux pays tropicaux en général.
- Notre travail a mis l'accent sur l'aspect mécanique en non saturé, bien que l'aspect hydrique n'a pas été complètement oublié notamment dans la détermination de la courbe de rétention en chemin de séchage. Il serait intéressant de compléter nos travaux en déterminant également la courbe de mouillage. En effet, les deux chemins sont très souvent différents car des phénomènes d'hystérèse apparaissent. Il serait aussi intéressant de déterminer la courbe de perméabilité en non saturé car nous avons vu que la perméabilité du sol influence l'écoulement dans le sol, donc modifie le profil de succion, qui à son tour joue un rôle important dans la stabilité des pentes.
- La caractérisation du comportement du limon d'Awans a été faite pour une teneur en eau variant entre  $w= 11$  et  $24\%$ , soit une succion comprise entre  $s= 0$  et  $1000$  kPa. Il serait intéressant d'analyser des échantillons soumis à de fortes succions (secs) afin de tirer des conclusions qui ne se sont pas limitées à une gamme réduite de teneur en eau et de succion.
- La pluviométrie influence beaucoup la stabilité des massifs. Au chapitre VI, nous avons fait le calcul de stabilité et nous avons montré que la nappe déstabilise le talus. Nous avons modélisé la nappe dans le talus en imposant des pressions d'eau jusqu'au niveau voulu. En réalité, la nappe varie suivant qu'il y a infiltration ou évapotranspiration d'eau de pluie. Cette thématique est assez complexe car l'estimation de l'infiltration d'eau à partir de la pluviométrie nécessite une attention toute particulière. Un travail approfondi à ce sujet devrait être fait en vue de mieux modéliser les nappes réelles.

**ANNEXES**



## Annexe 1: Résultat des essais UU

- Point 1:

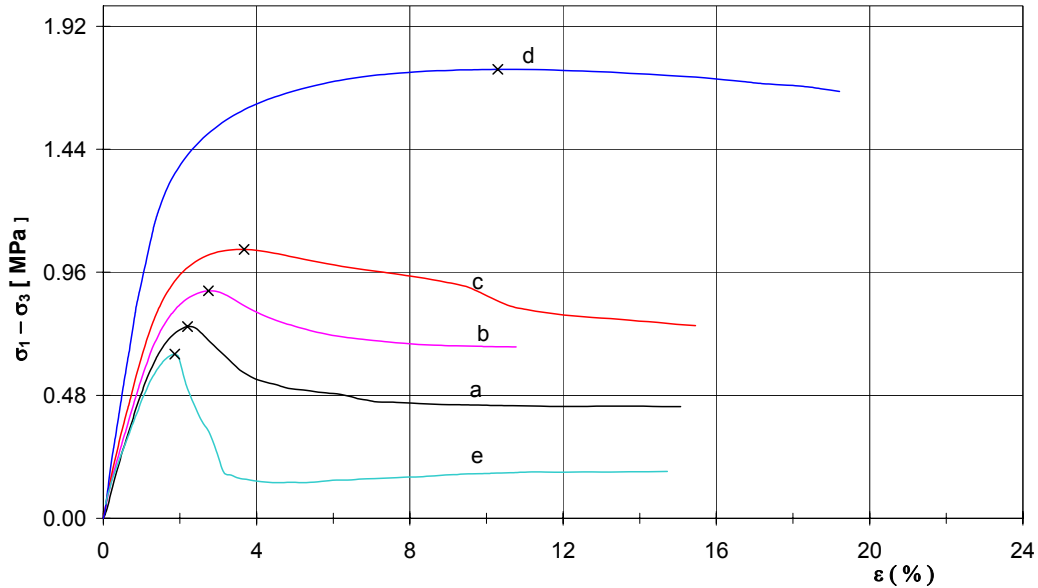


Figure A.1. 1: Courbe de cisaillement pour le point 1

Epr	Volume cm <sup>3</sup>	H mm	$\sigma_3$ kPa	$w_i$ %	$\rho_{di}$ kg/m <sup>3</sup>	$S_{ri}$ %	$\rho_{df}$ kg/m <sup>3</sup>	$S_{rf}$ %	$\sigma_{1r}$ kPa	$\epsilon_{1r}$ %
a	207	101.9	0	10.9	1820	66.3	1790	66.3	652	1.97
b	207	101.9	50	11.0	1817	66.2	1751	58.8	844	2.20
c	207	101.9	100	11.0	1815	66.2	1775	61.4	1005	2.74
d	208	102.1	200	11.0	1813	65.7	1782	62.5	1292	3.68
e	207	101.5	600	11.1	1821	67.2	1790	63.5	2444	10.30

Tableau A.1.1: Caractéristiques des éprouvettes avant et après essai pour le point 1

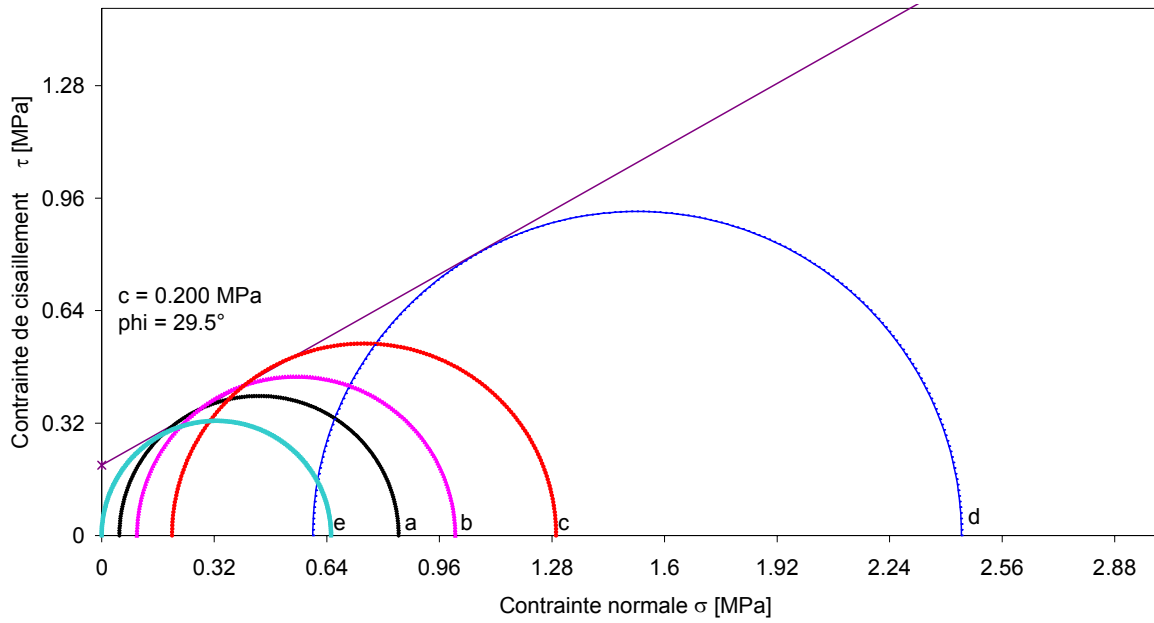


Figure A.1. 2: Cercle de Mohr pour le point 1 (le critère de rupture est le déviateur maximum)

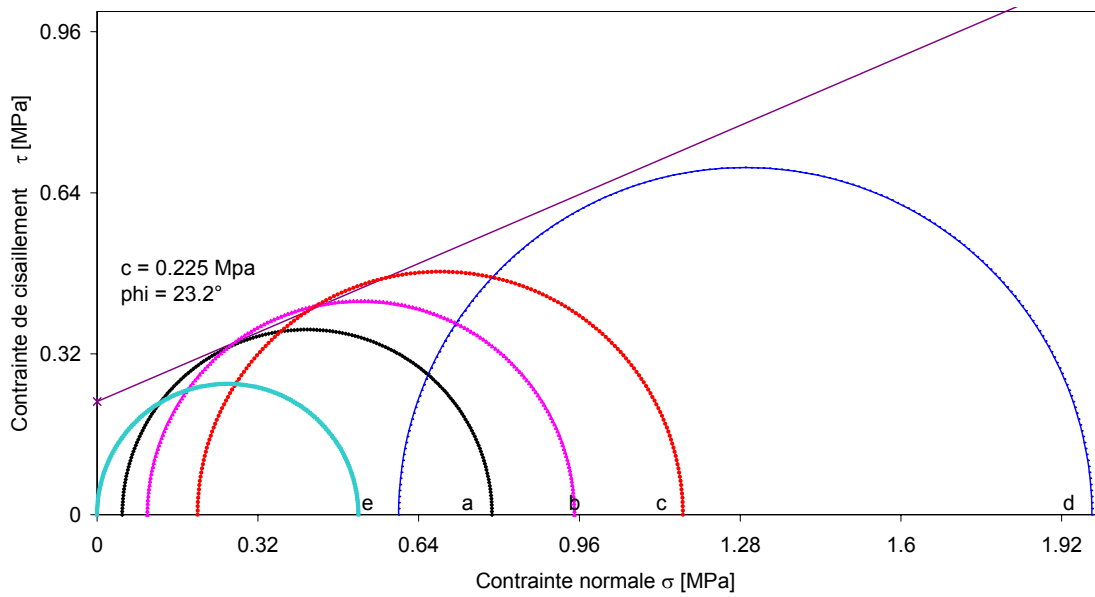


Figure A.1. 3: Cercle de Mohr pour le point 1 (le critère de rupture est 2% de déformation)

- Point 3:

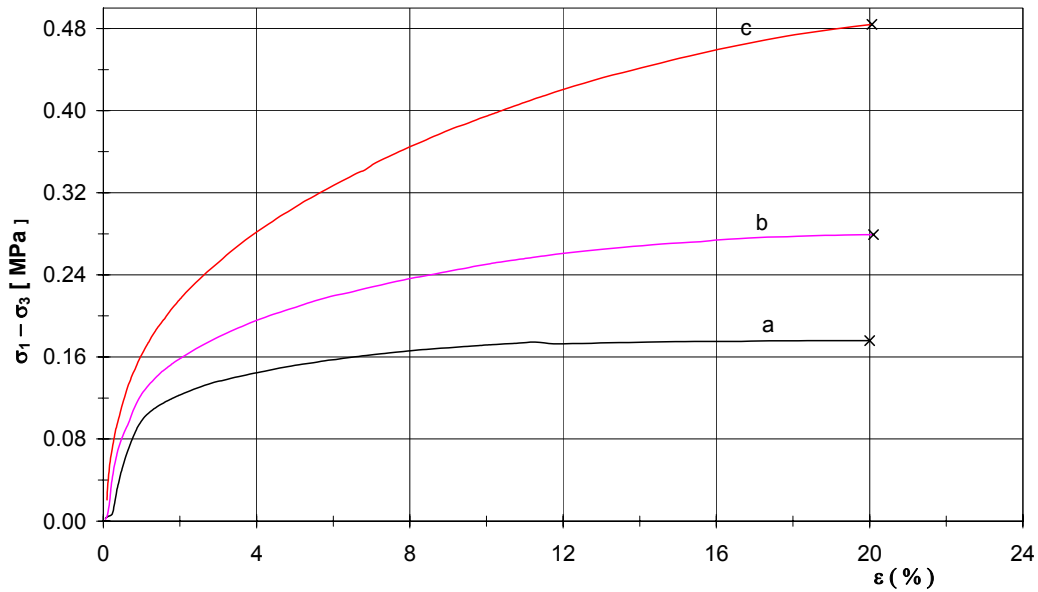


Figure A.1. 4: Courbe de cisaillement pour le point 3

Epr	Volume cm <sup>3</sup>	H mm	$\sigma_3$ kPa	$w_i$ %	$\rho_{di}$ kg/m <sup>3</sup>	$S_{ri}$ %	$\rho_{df}$ kg/m <sup>3</sup>	$S_{rf}$ %	$\sigma_{1r}$ kPa	$\epsilon_{1r}$ %
a	207	102.1	50	15.0	1504	53.5	1548	57.0	221	20.0
b	202	99.5	100	15.4	1538	57.9	1643	68.3	362	20.0
c	201	99.7	200	15.3	1544	58.1	1704	75.6	640	20.0

Tableau A.1.2: Caractéristiques des éprouvettes avant et après essai pour le point 3

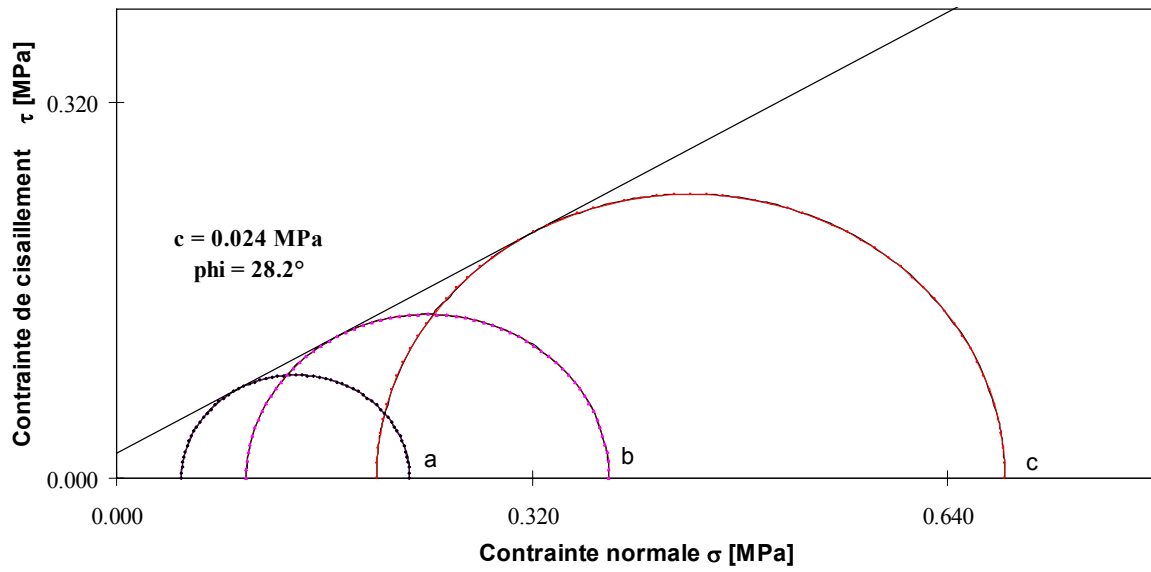


Figure A.1. 5: Cercle de Mohr pour le point 3 (le critère de rupture est le déviateur maximum)

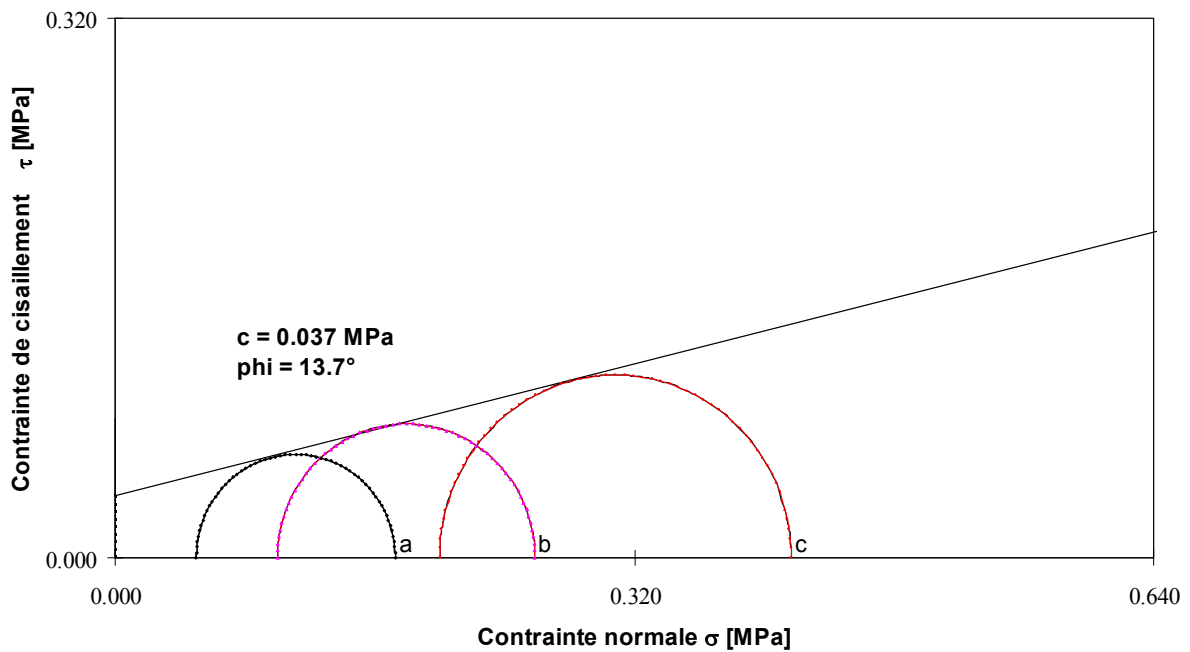


Figure A.1. 6: Cercle de Mohr pour le point 3 (le critère de rupture est 2% de déformation)



- Point 4:

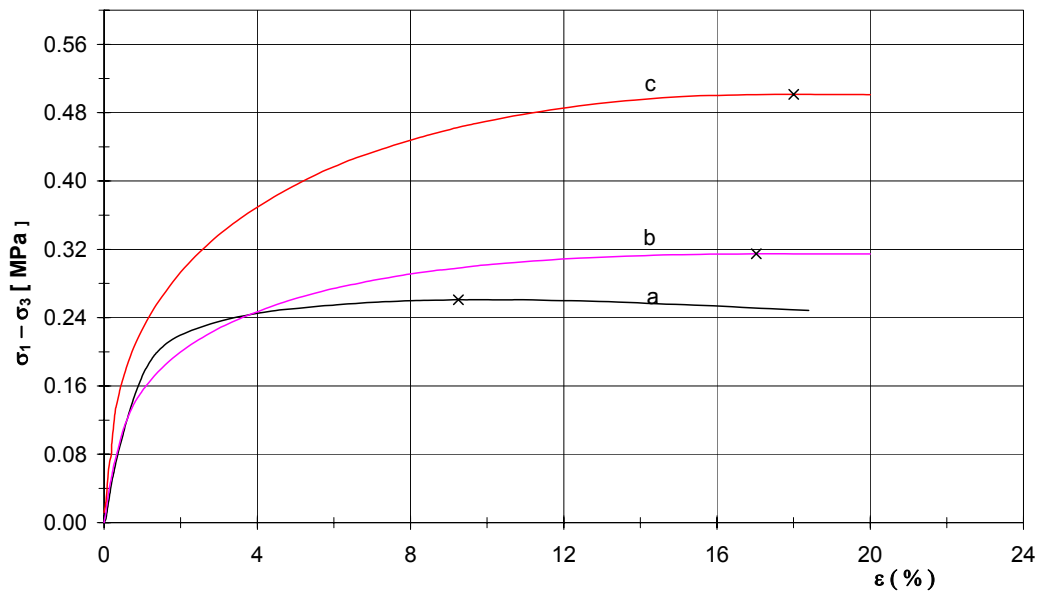


Figure A.1. 7: Courbe de cisaillement pour le point 4

Epr	Volume cm <sup>3</sup>	H mm	$\sigma_3$ kPa	$w_i$ %	$\rho_{di}$ kg/m <sup>3</sup>	$S_{ri}$ %	$\rho_{df}$ kg/m <sup>3</sup>	$S_{rf}$ %	$\sigma_{1r}$ kPa	$\epsilon_{1r}$ %
a	204	100.5	50	15.2	1668	70.9	1664	70.4	328	9.7
b	209	103.1	100	15.1	1630	66.0	1608	70.6	426	17.9
c	208	102.5	200	15.3	1635	67.1	1702	75.1	683	19.5

Tableau A.1.3: Caractéristiques des éprouvettes avant et après essai pour le point 4

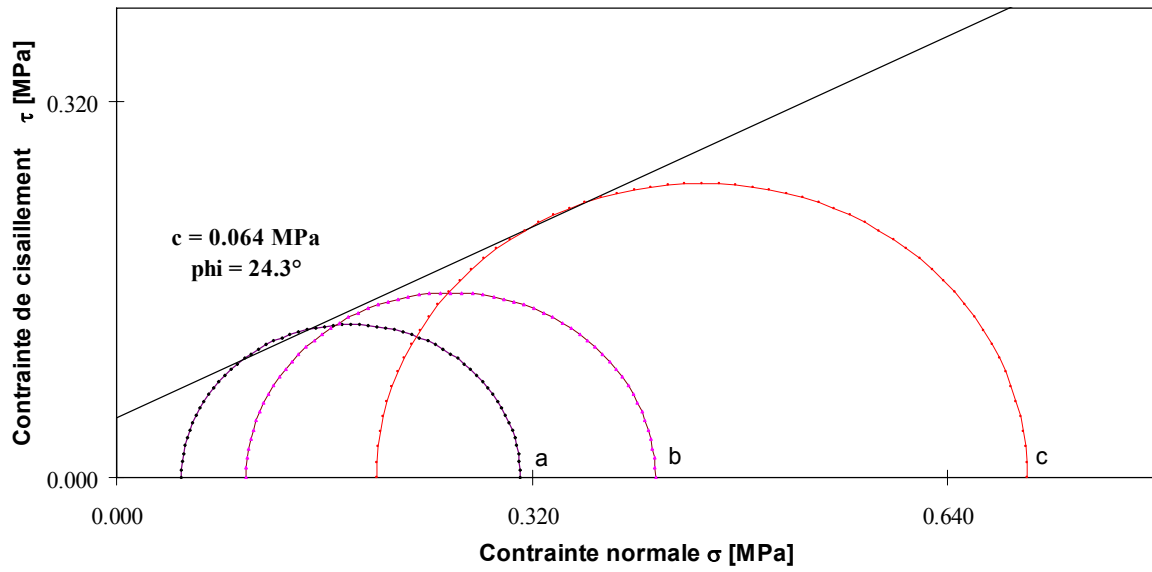


Figure A.1. 8: Cercle de Mohr pour le point 4 (le critère de rupture est le déviateur maximum)

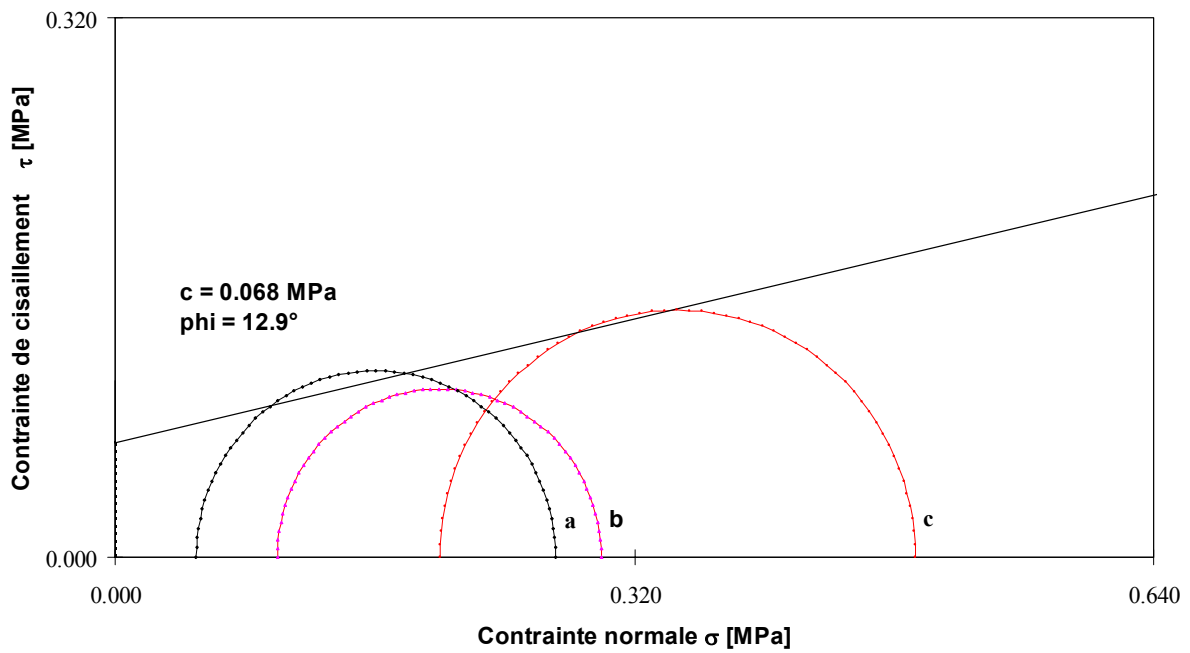


Figure A.1. 9: Cercle de Mohr pour le point 4 (le critère de rupture est 2% de déformation)

- Point 5:

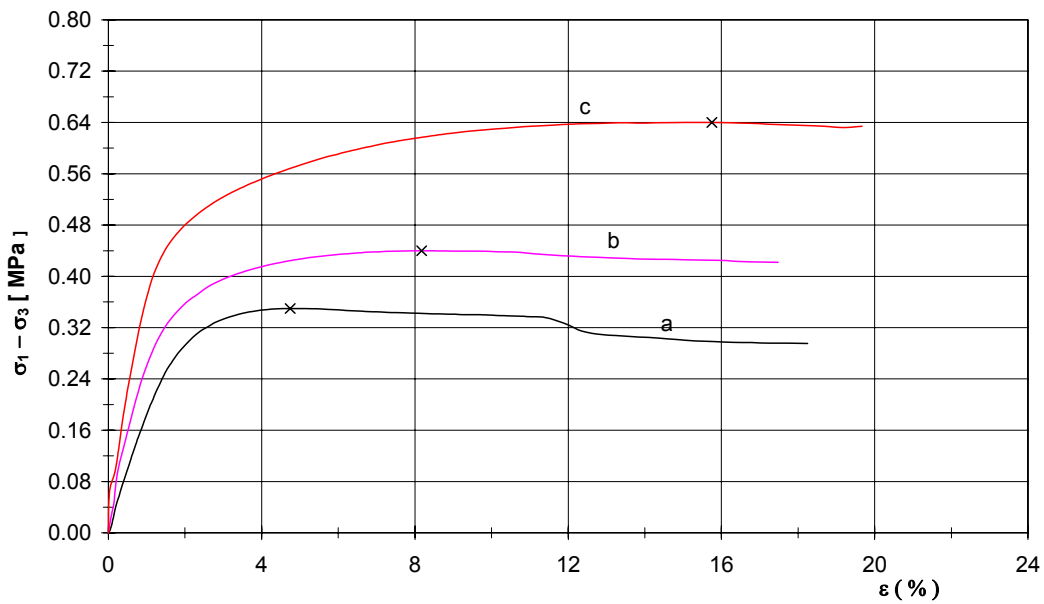


Figure A.1. 10: Courbe de cisaillement pour le point 5

Epr	Volume cm <sup>3</sup>	H mm	σ <sub>3</sub> kPa	w <sub>i</sub> %	ρ <sub>di</sub> kg/m <sup>3</sup>	S <sub>ri</sub> %	ρ <sub>df</sub> kg/m <sup>3</sup>	S <sub>rf</sub> %	σ <sub>1r</sub> kPa	ε <sub>1r</sub> %
a	207	102.2	50	14.9	1755	80.5	1714	75.0	418	5.1
b	208	102.1	100	14.9	1748	79.7	1730	77.2	560	9.8
c	208	102.2	200	15.0	1745	79.7	1741	79.2	841	18.1

Tableau A.1.4: Caractéristiques des éprouvettes avant et après essai pour le point 5

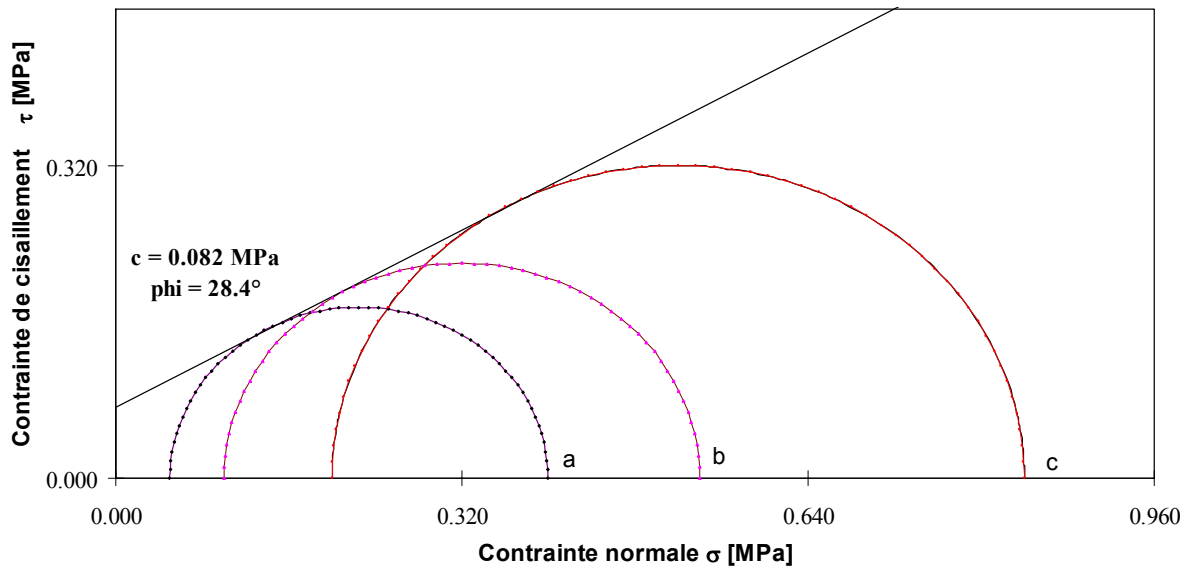


Figure A.1. 11: Cercle de Mohr pour le point 5 (le critère de rupture est le déviateur maximum)

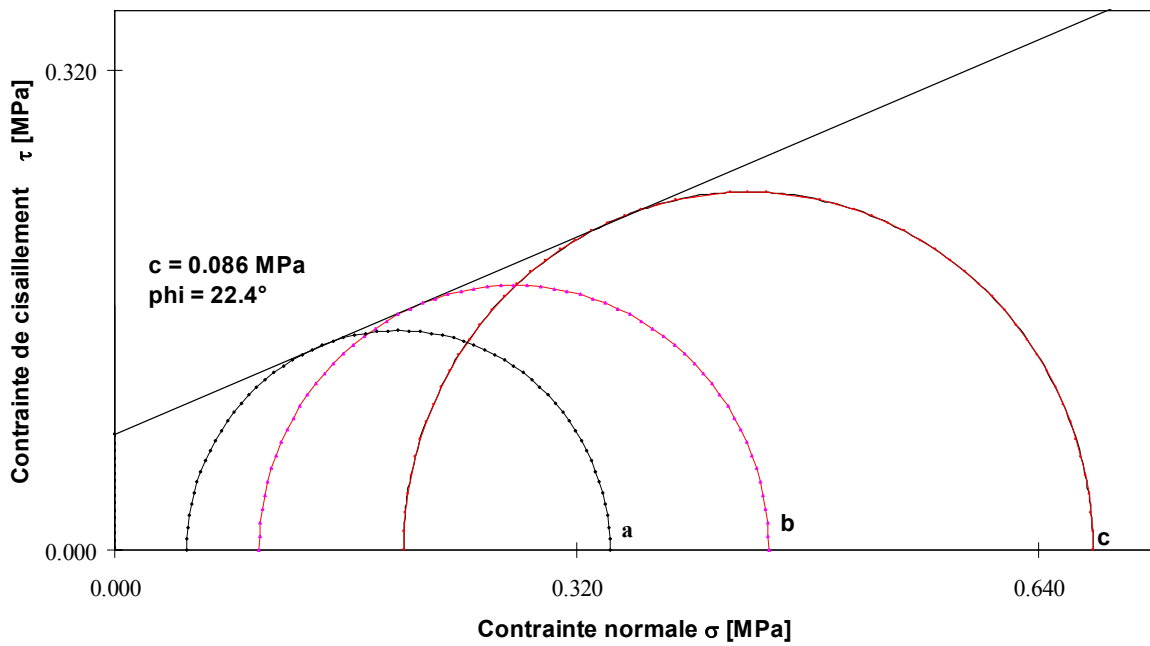


Figure A.1. 12: Cercle de Mohr pour le point 5 (le critère de rupture est 2% de déformation)

- Point 6:

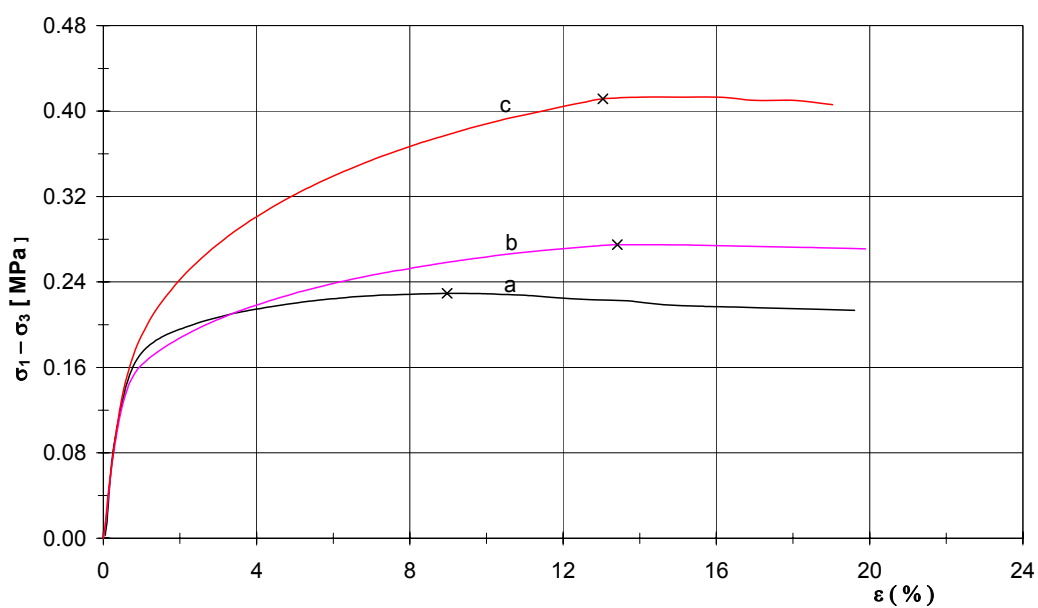


Figure A.1.13: Courbe de cisaillement pour le point 6

Epr	Volume cm <sup>3</sup>	H mm	$\sigma_3$ kPa	$w_i$ %	$\rho_{di}$ kg/m <sup>3</sup>	$S_{ri}$ %	$\rho_{df}$ kg/m <sup>3</sup>	$S_{rf}$ %	$\sigma_{1r}$ kPa	$\epsilon_{1r}$ %
a	208	102.3	50	15.6	1620	67.0	1596	64.5	280	9.0
b	201	102.1	100	16.3	1638	69.3	1646	73.1	384	14.7
c	207	102.0	200	15.8	1630	69.0	1678	74.7	619	14.7

Tableau A.1.5: Caractéristiques des éprouvettes avant et après essai pour le point 6

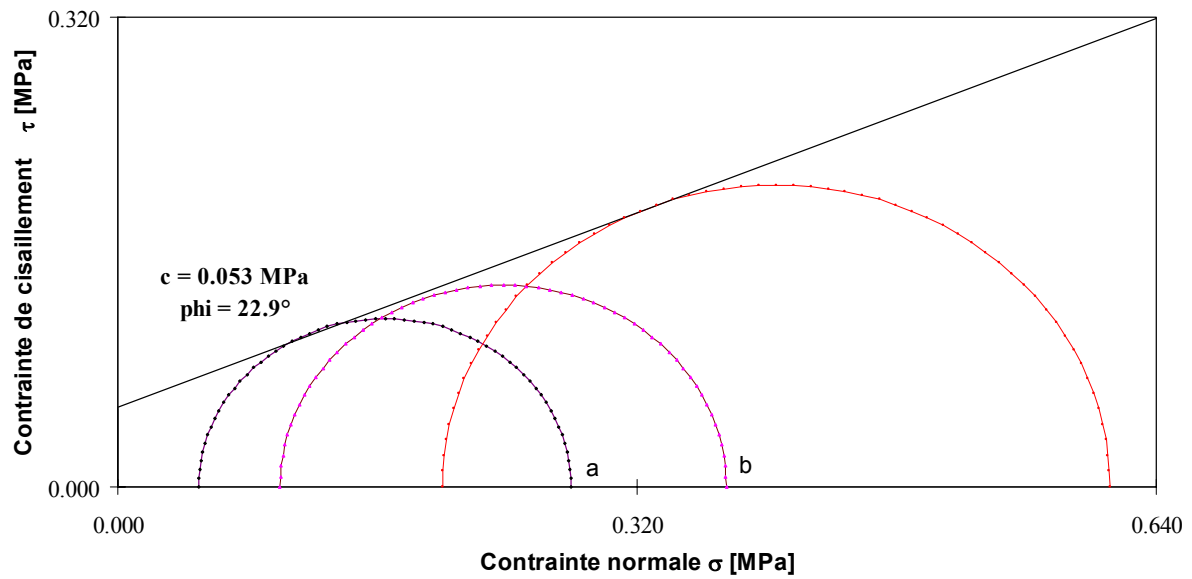


Figure A.1. 14: Cercle de Mohr pour le point 6 (le critère de rupture est le déviateur maximum)

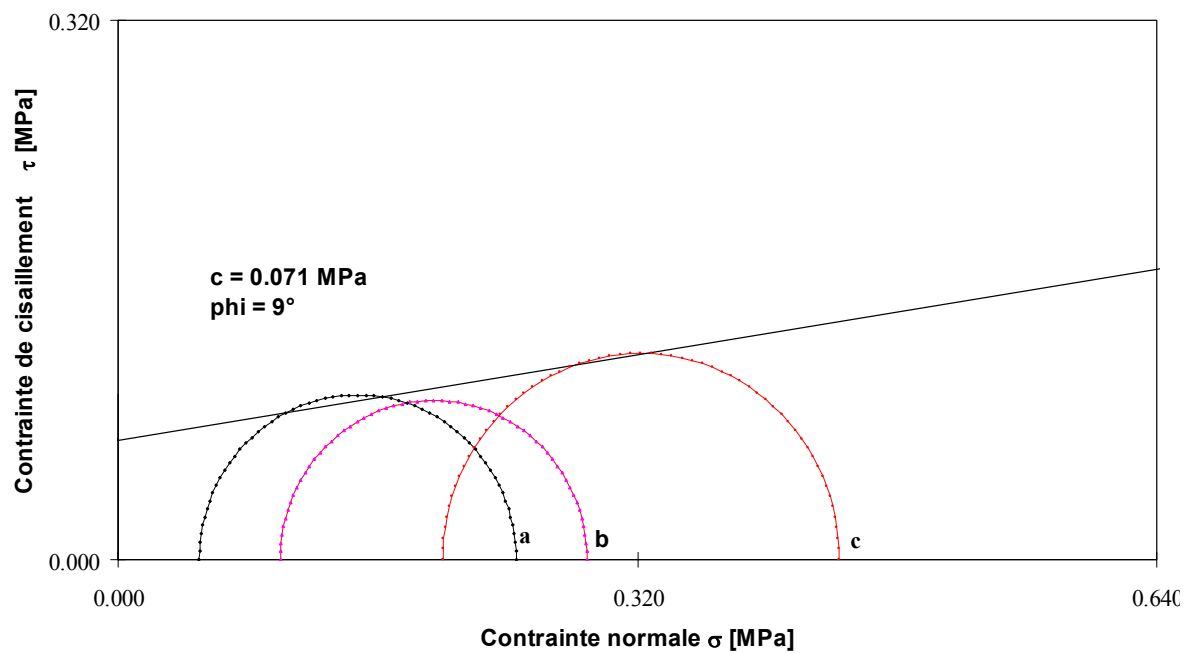


Figure A.1. 15: Cercle de Mohr pour le point 6 (le critère de rupture est 2% de déformation)

- Point 7:

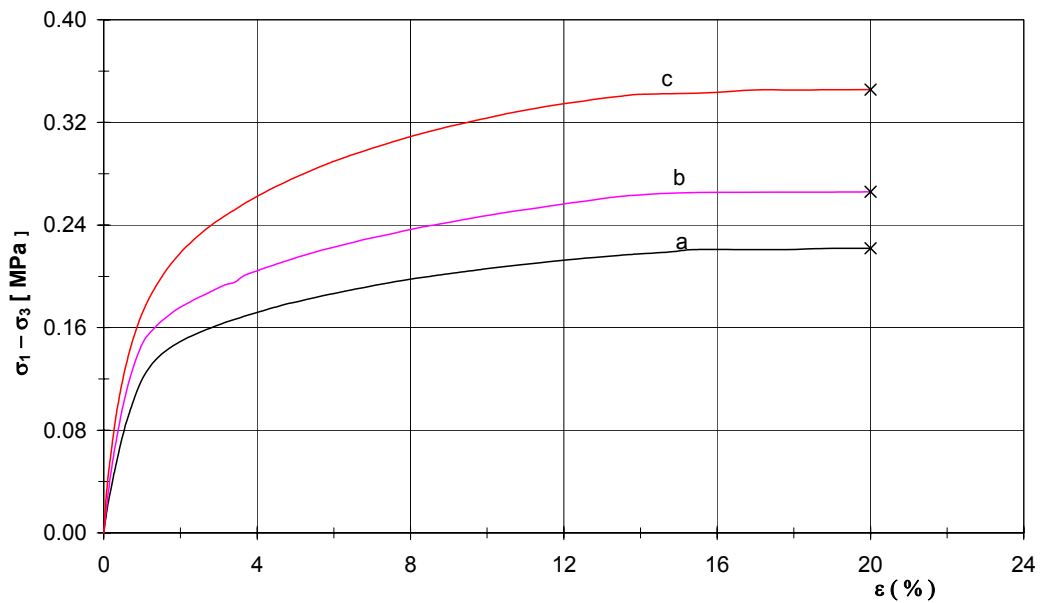


Figure A.1.16: Courbe de cisaillement pour le point 7

Epr	Volume cm <sup>3</sup>	H mm	σ <sub>3</sub> kPa	w <sub>i</sub> %	ρ <sub>di</sub> kg/m <sup>3</sup>	S <sub>ri</sub> %	ρ <sub>df</sub> kg/m <sup>3</sup>	S <sub>rf</sub> %	σ <sub>1r</sub> kPa	ε <sub>1r</sub> %
a	208	102.6	50	18.6	1683	84.5	1644	78.2	269	20.0
b	205	102.2	100	18.8	1705	88.9	1684	83.2	374	20.0
c	208	102.4	200	18.6	1686	85.3	1685	83.4	538	20.0

Tableau A.1.6: Caractéristiques des éprouvettes avant et après essai pour le point 7

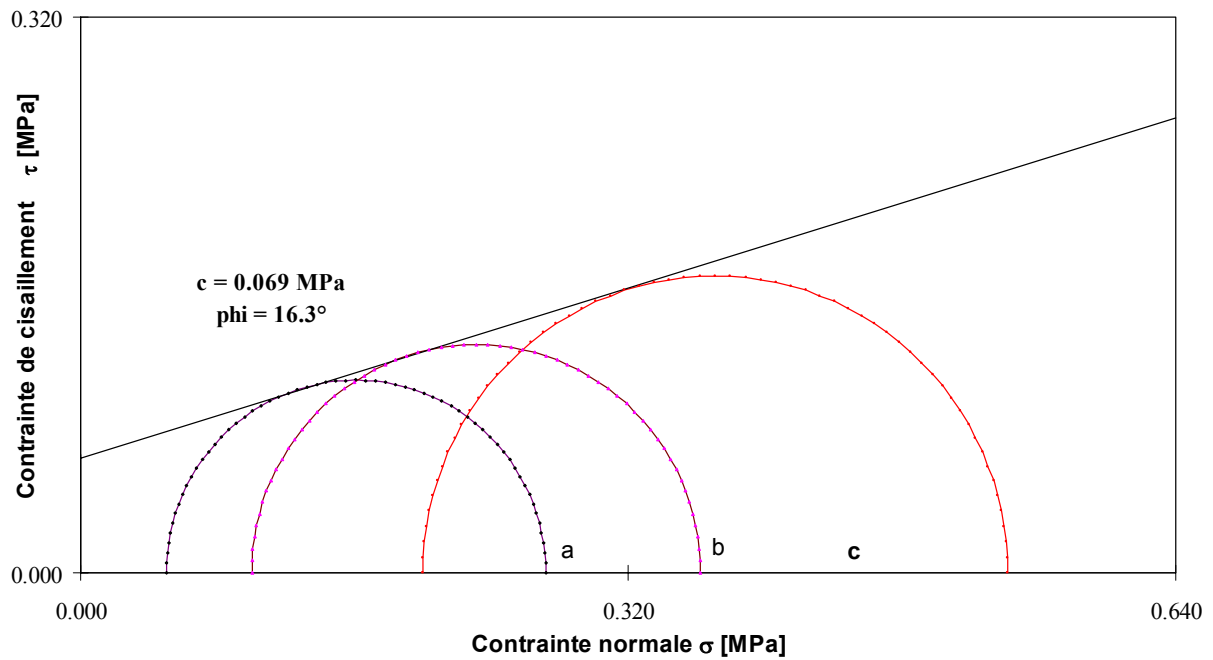


Figure A.1. 17: Cercle de Mohr pour le point 7 (le critère de rupture est le déviateur maximum)

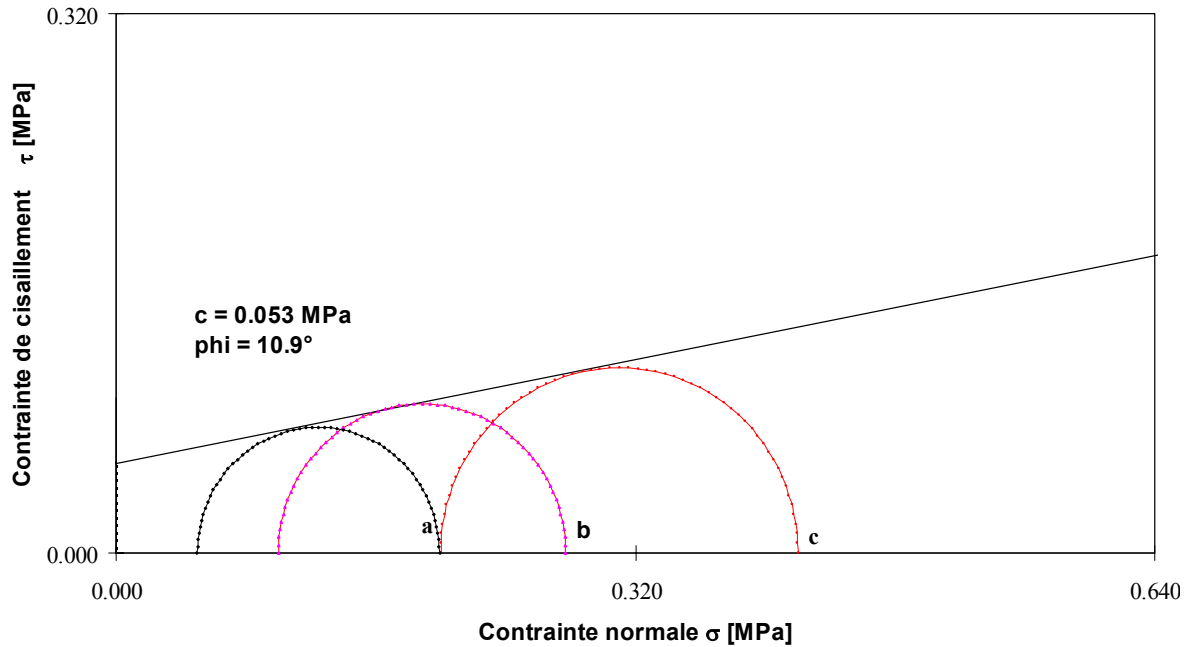


Figure A.1. 18: Cercle de Mohr pour le point 7 (le critère de rupture est 2% de déformation)



- Point 9

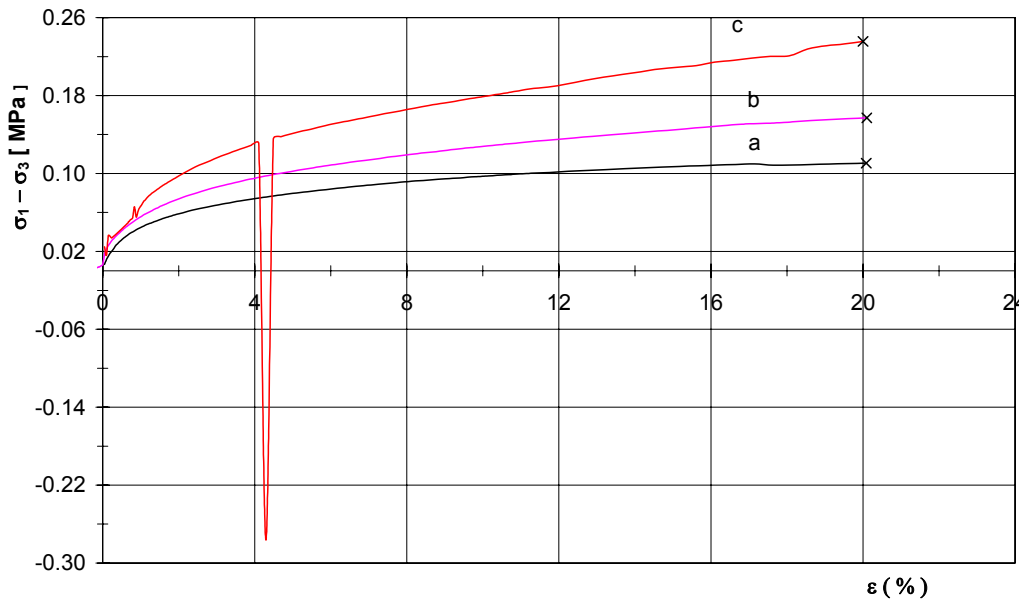


Figure A.1.19: Courbe de cisaillement pour le point 9

Epr	Volume cm <sup>3</sup>	H mm	$\sigma_3$ kPa	$w_i$ %	$\rho_{di}$ kg/m <sup>3</sup>	$S_{ri}$ %	$\rho_{df}$ kg/m <sup>3</sup>	$S_{rf}$ %	$\sigma_{1r}$ kPa	$\epsilon_{1r}$ %
a	207	102.1	50	19.1	1504	68.2	1584	77.6	155	20.0
b	205	102.0	100	19.1	1517	69.4	1656	89.9	244	20.0
c	206	102.5	200	19.0	1505	67.9	1722	96.9	408	20.1

Tableau A.1.7: Caractéristiques des éprouvettes avant et après essai pour le point 9

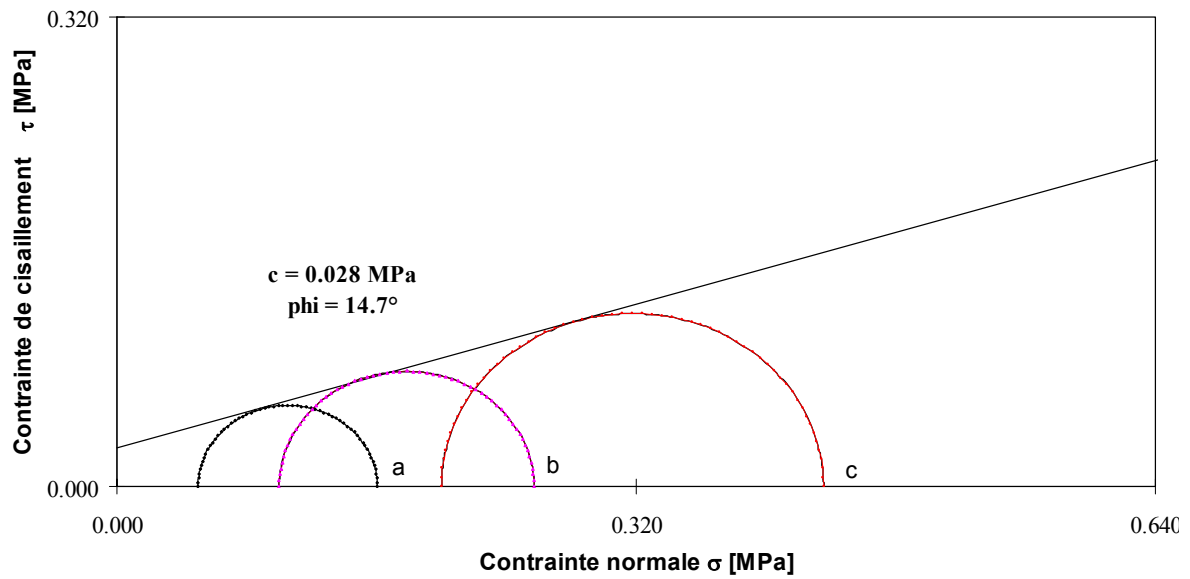


Figure A.1. 20: Cercle de Mohr pour le point 9 (le critère de rupture est le déviateur maximum)

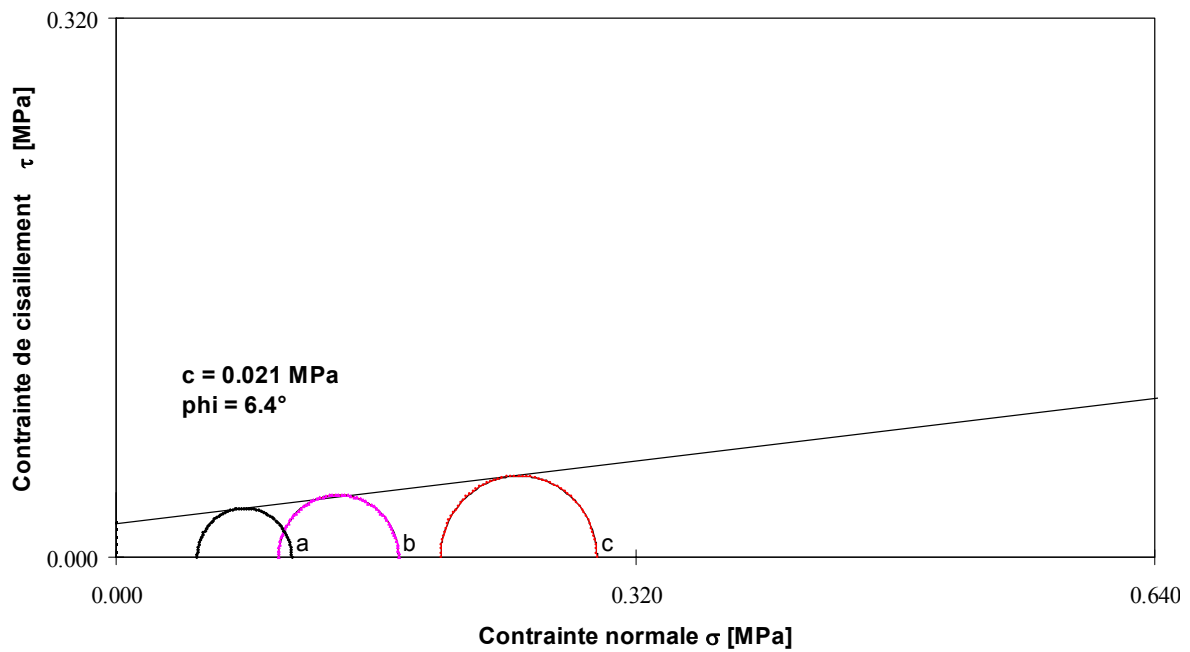


Figure A.1. 21: Cercle de Mohr pour le point 9 (le critère de rupture est 2% de déformation)

## Annexe 2: Résultat des essais CD à surpression d'air

- Pression d'air  $u_{air} = 50$  kPa

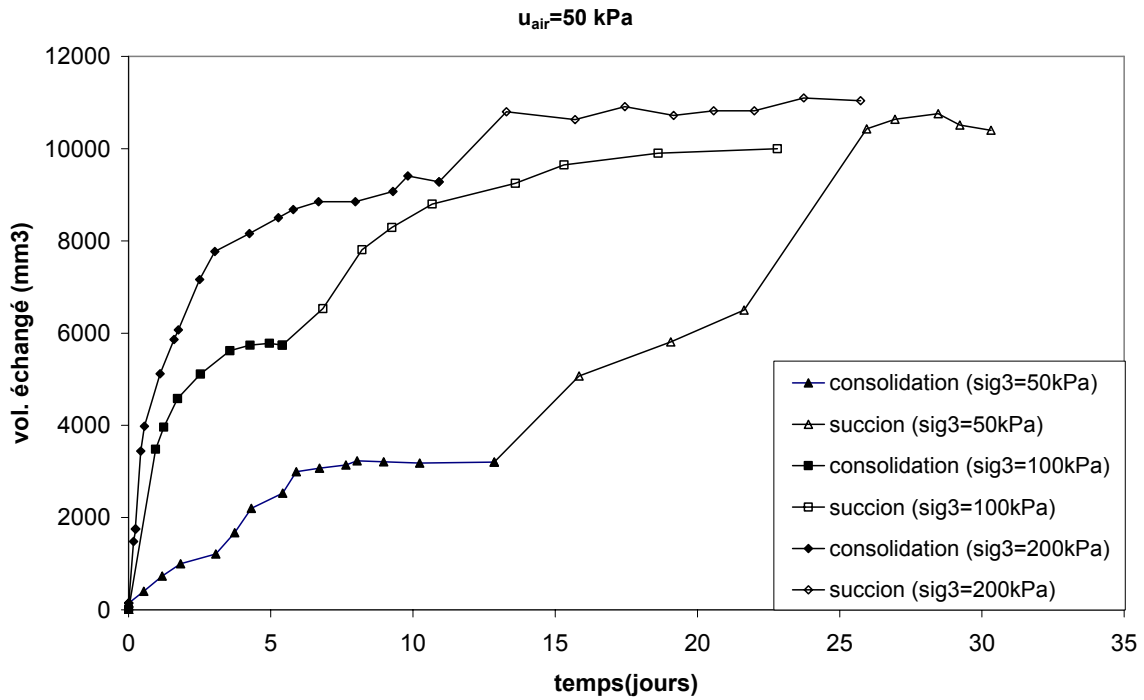


Figure A.2. 1: Echange d'eau à  $u_{air} = 50$  kPa

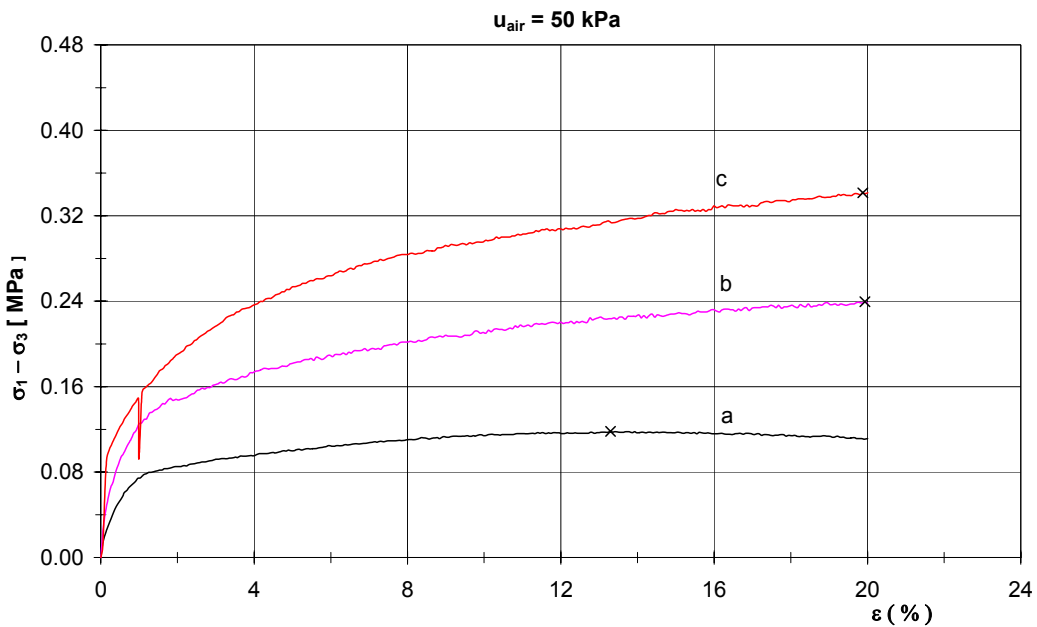


Figure A.2. 2: Courbe de cisaillement à  $u_{air} = 50$  kPa

Epr	$\sigma_3$ kPa	$\rho_{di}$ kg/m <sup>3</sup>	e	$w_i$ %	$S_r$ %	$w_f$ %	$\rho_{df}$ kg/m <sup>3</sup>	$S_{rf}$ %	$\sigma_{1r}$ kPa	$\varepsilon_{1r}$ %
a	50	1668	0.56	15.2	72.21	19.50	1623	84.3	166.95	13.30
b	100	1630	0.59	15.1	67.81	19.10	1627	83.1	340.26	19.93
c	200	1635	0.59	15.3	68.37	19.30	1624	83.6	542.00	19.88

Tableau A.2.1: Caractéristiques des éprouvettes avant et après essai pour  $u_{air} = 50$  kPa

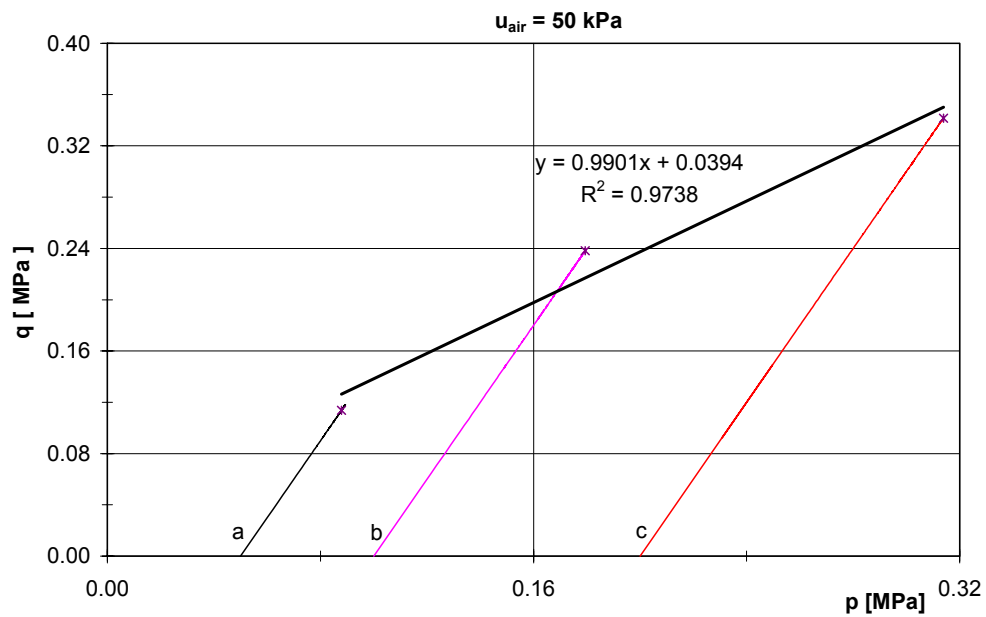


Figure A.2. 3: Chemin des contraintes par rapport aux invariants de contraintes ( $p, q$ )

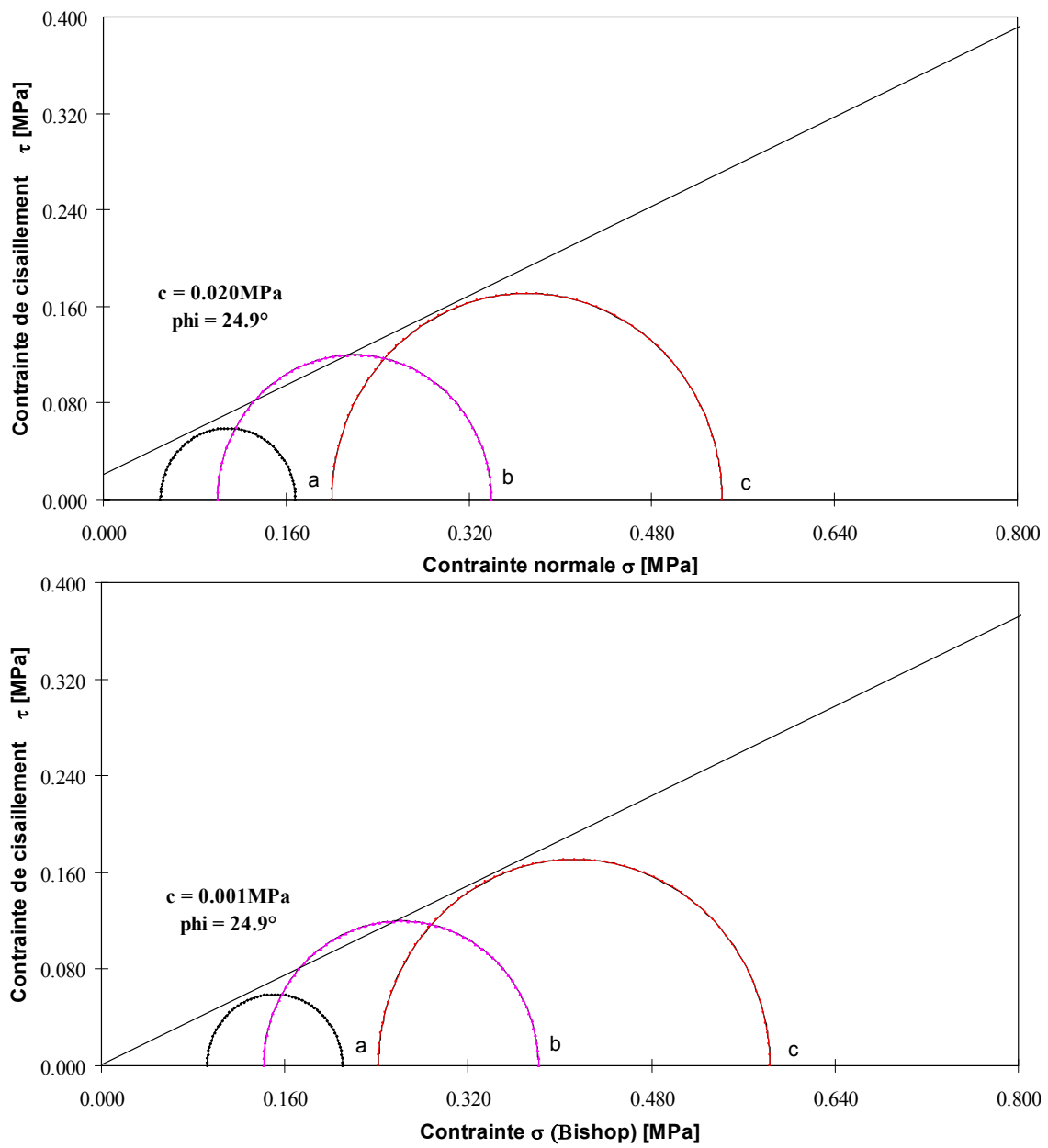


Figure A.2. 4: Cercles de Mohr pour  $u_{air} = 50 \text{ kPa}$  (le critère de rupture est le déviateur maximum ou à 20% de déformation)

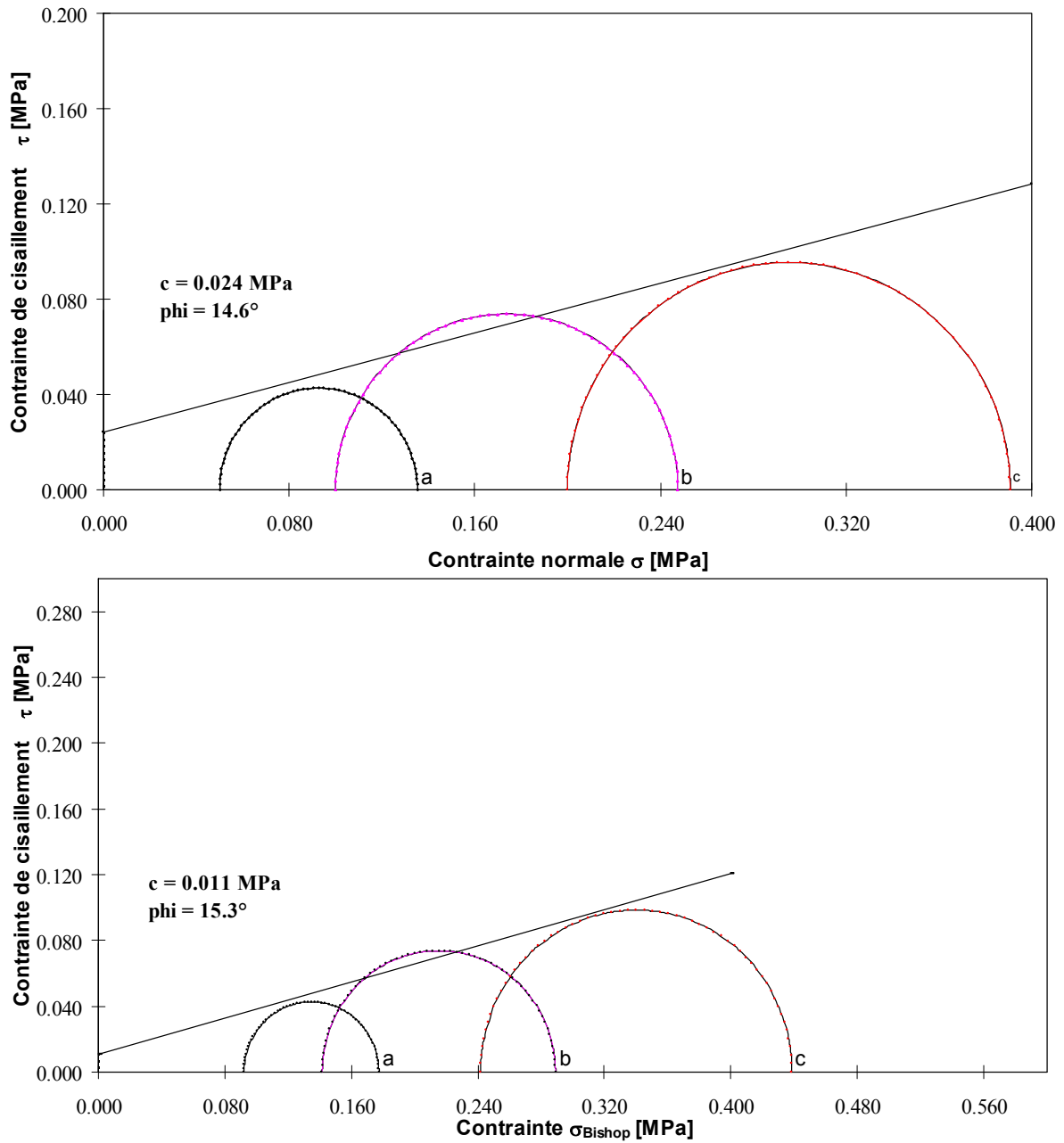


Figure A.2. 5: Cercles de Mohr pour  $u_{air} = 50$  kPa (le critère de rupture est 2% de déformation)

- Pression d'air  $u_{air} = 100$  kPa

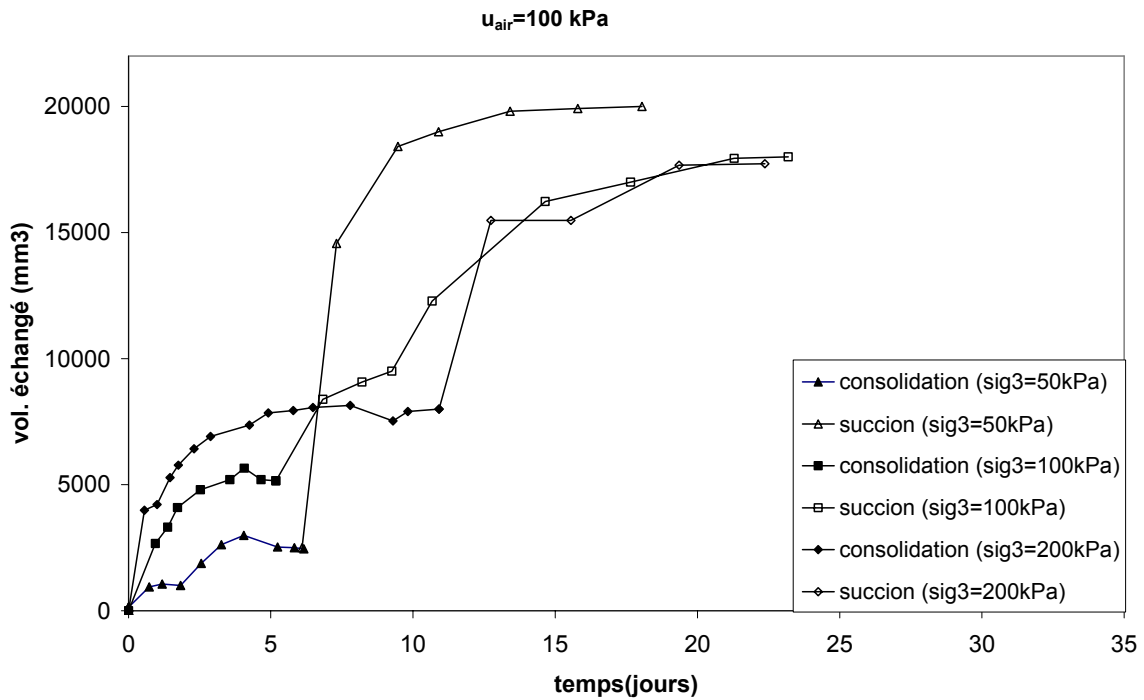


Figure A.2. 6: Echange d'eau à  $u_{air} = 100$  kPa

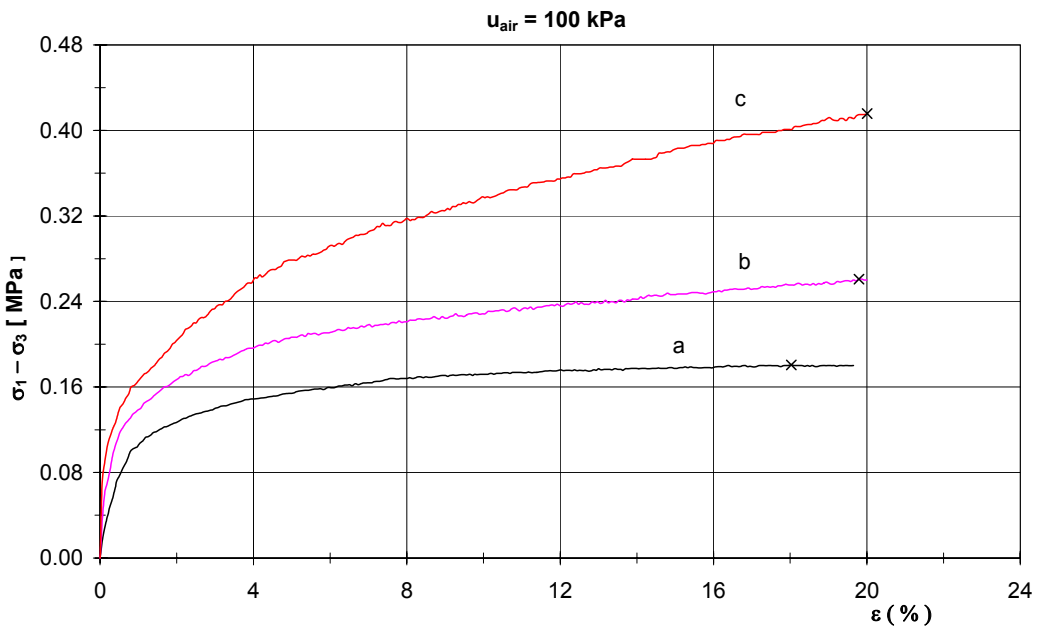


Figure A.2. 7: Courbe de cisaillement à  $u_{air} = 100$  kPa

Epr	$\sigma_3$ kPa	$\rho_{di}$ kg/m <sup>3</sup>	e	$w_i$ %	$S_{ri}$ %	$w_f$ %	$\rho_{df}$ kg/m <sup>3</sup>	$S_{rf}$ %	$\sigma_{1r}$ kPa	$\varepsilon_{1r}$ %
a	50	1640	0.59	15.5	68.85	17.00	1625	73.7	231	18.03
b	100	1644	0.58	15.4	68.86	17.50	1616	74.8	361	19.79
c	200	1639	0.59	15.3	67.85	17.10	1620	73.6	616	20.01

Tableau A.2.2: Caractéristiques des éprouvettes avant et après essai pour  $u_{air} = 100$  kPa

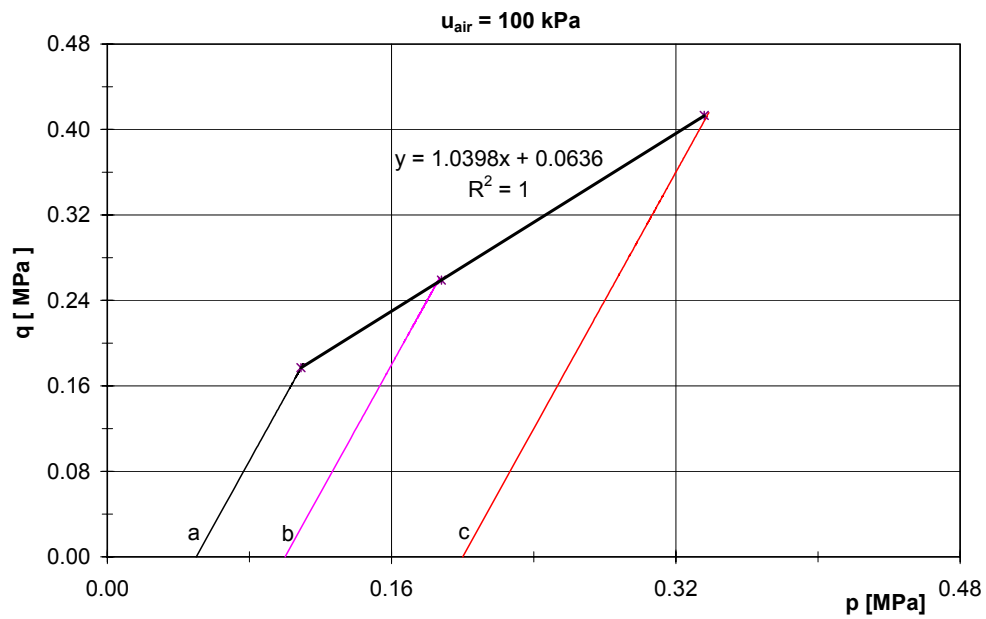


Figure A.2. 8: Chemin des contraintes par rapport aux invariants de contraintes ( $p, q$ )



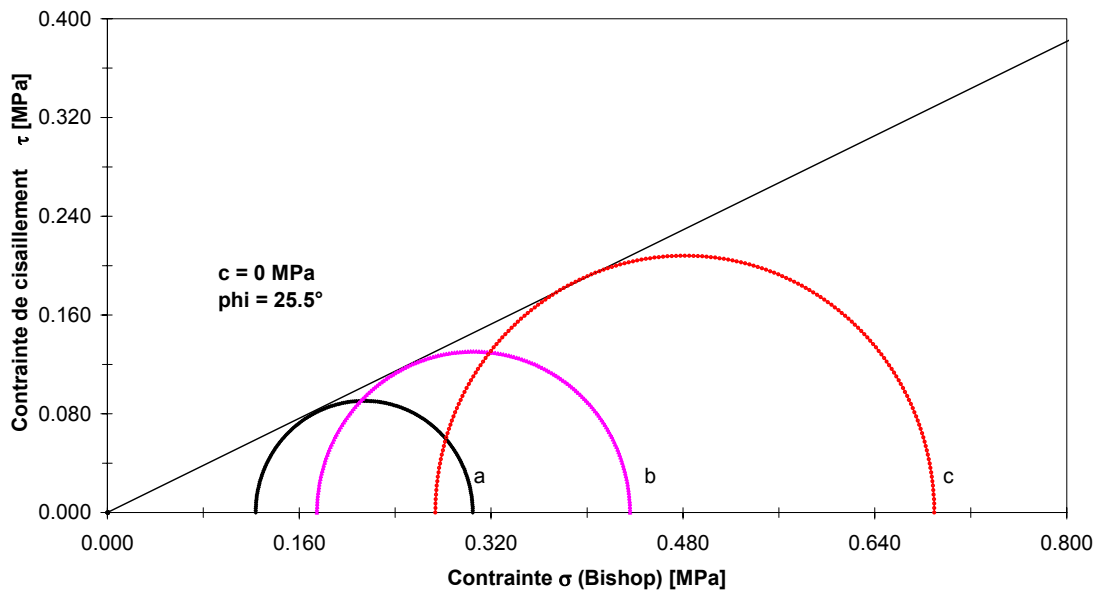
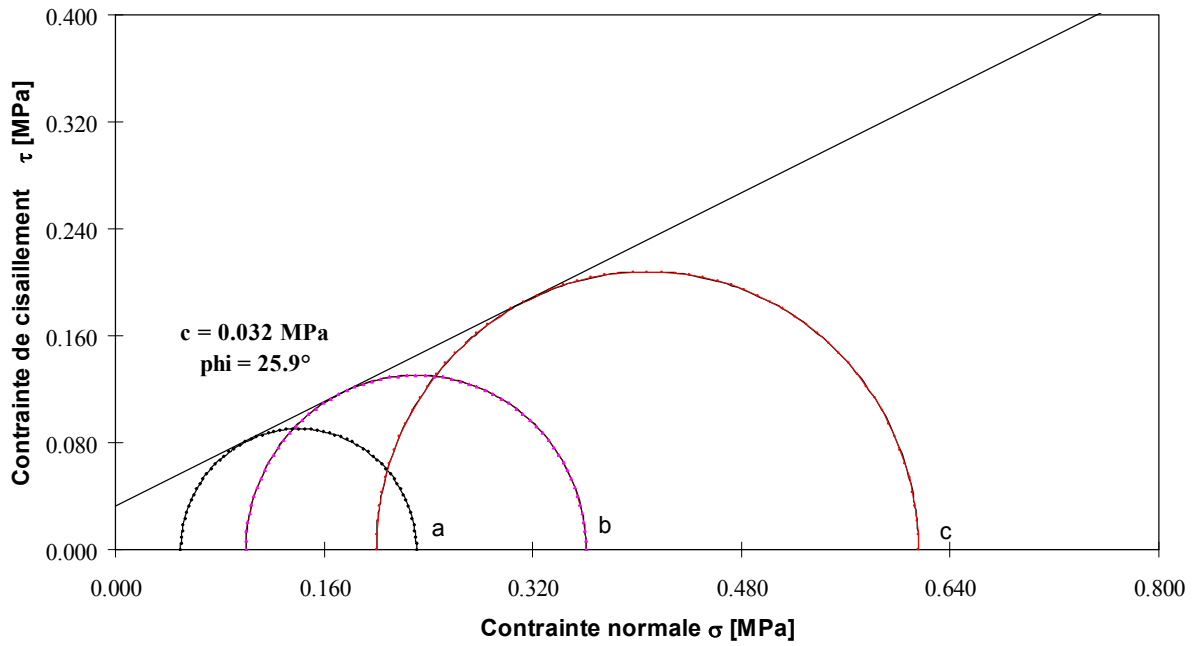


Figure A.2. 9: Cercles de Mohr pour  $u_{air} = 100 \text{ kPa}$  (le critère de rupture est le déviateur maximum ou à 20% de déformation)

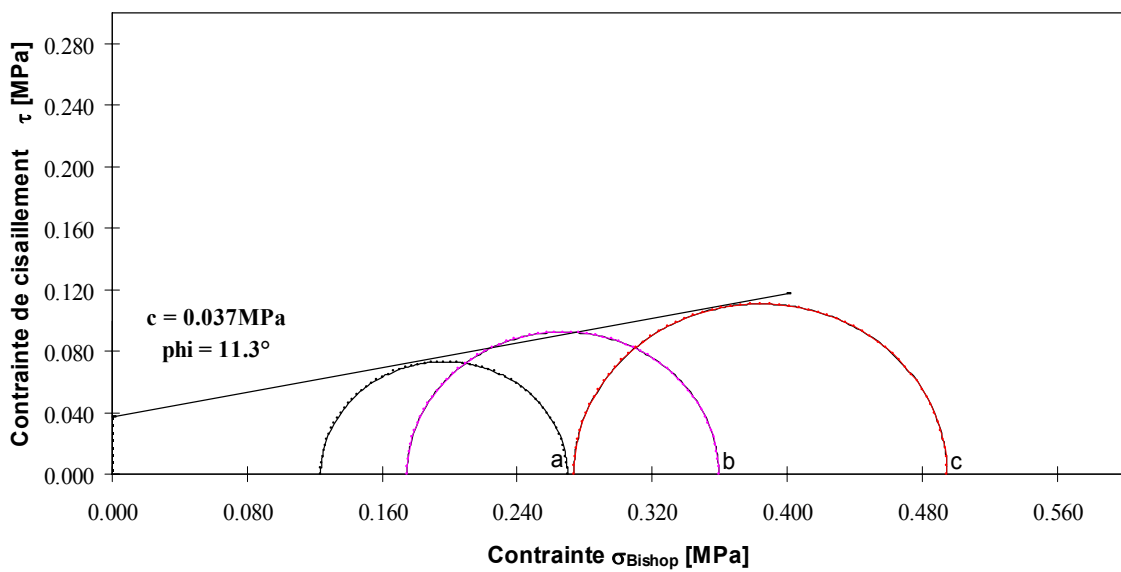
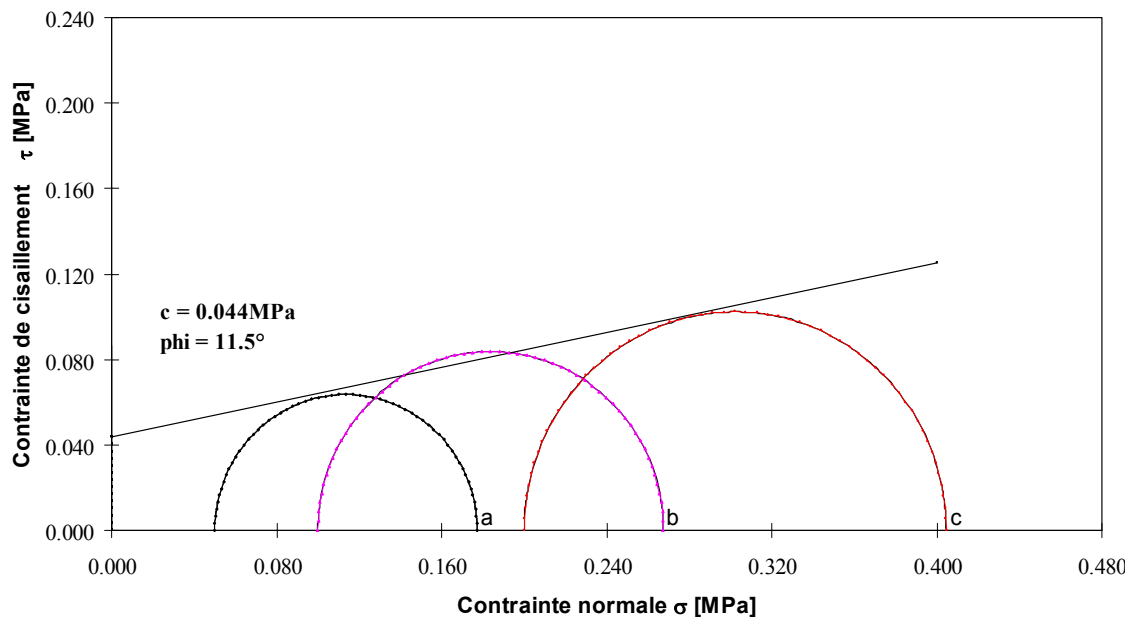


Figure A.2. 10: Cercles de Mohr pour  $u_{\text{air}} = 100 \text{ kPa}$  (le critère de rupture est 2% de déformation)

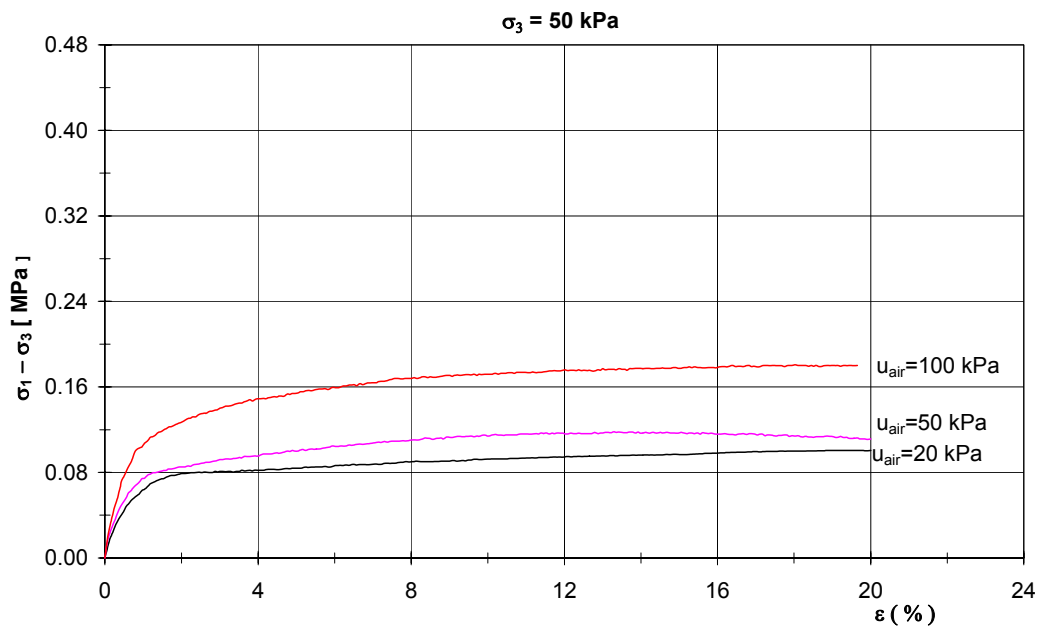


Figure A.2. 11: Evolution du déviateur à  $\sigma_3 = 50 \text{ kPa}$  et sous des succions différentes

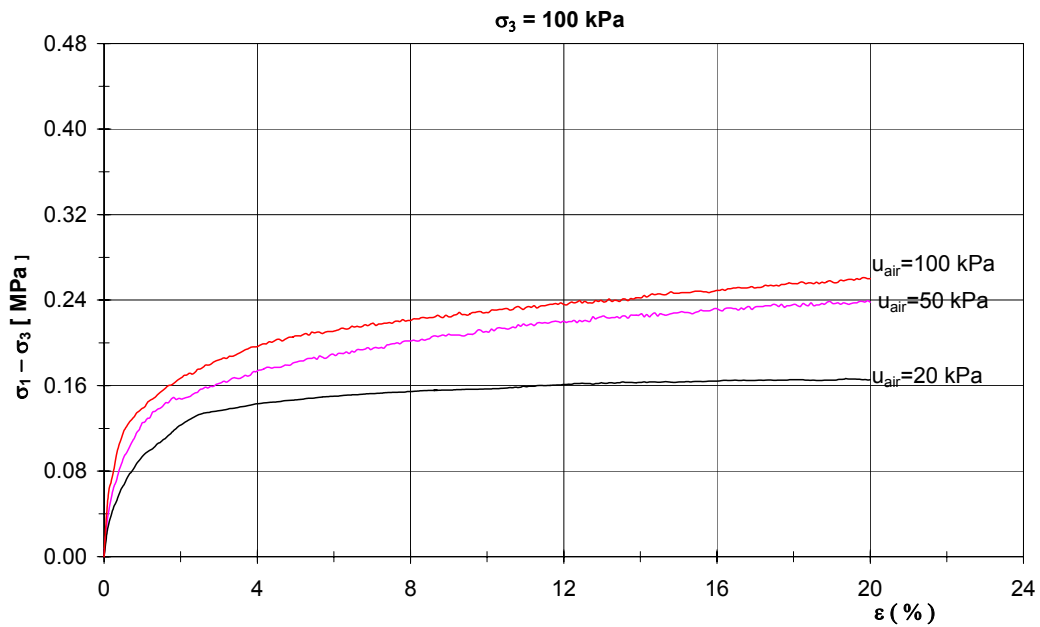


Figure A.2. 12: Evolution du déviateur à  $\sigma_3 = 100 \text{ kPa}$  et sous des succions différentes

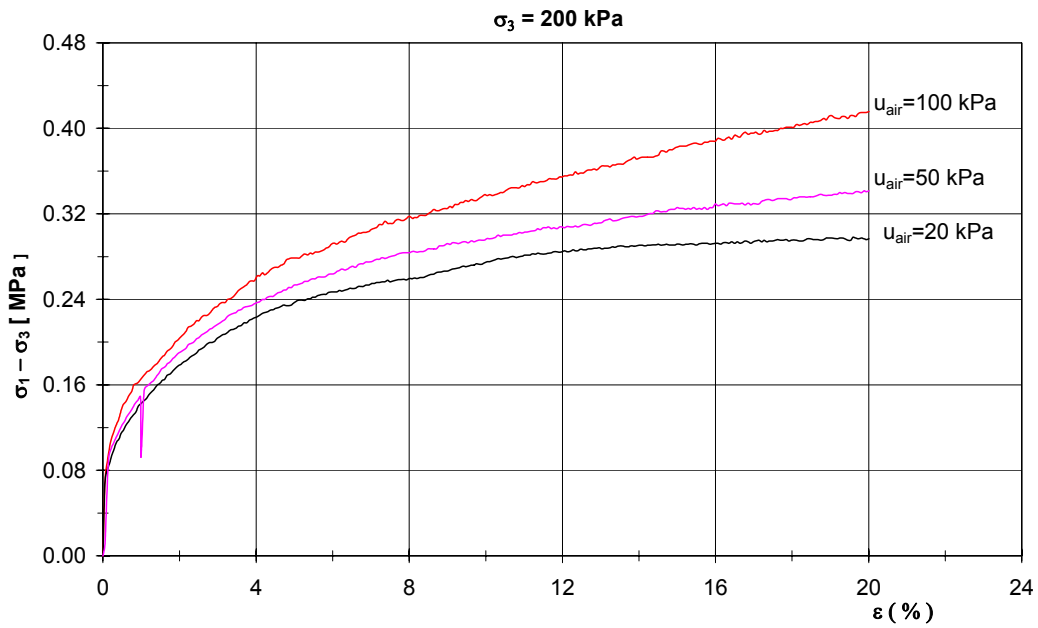
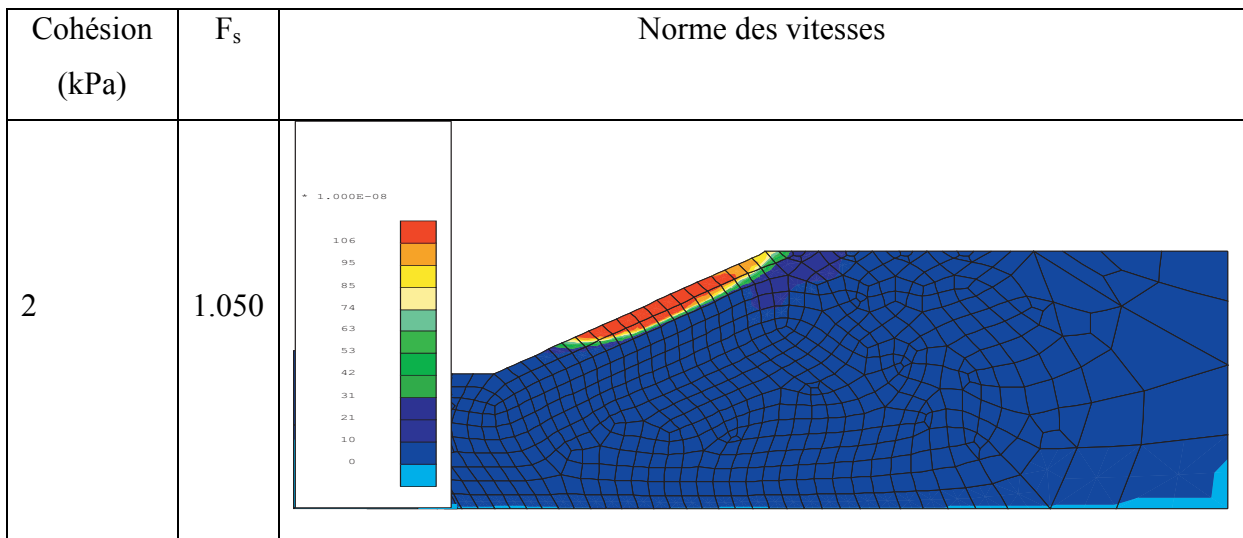


Figure A.2. 13: Evolution du déviateur à  $\sigma_3 = 200 \text{ kPa}$  et sous des succions différentes

### Annexe 3: Etude de sensibilité sur les paramètres de résistance $c$ et $\phi$

Etude de sensibilité sur la cohésion, l'angle de frottement étant constant ( $\phi = 20^\circ$ )



4	1.148	
10	1.405	
15	1.581	
20	1.742	

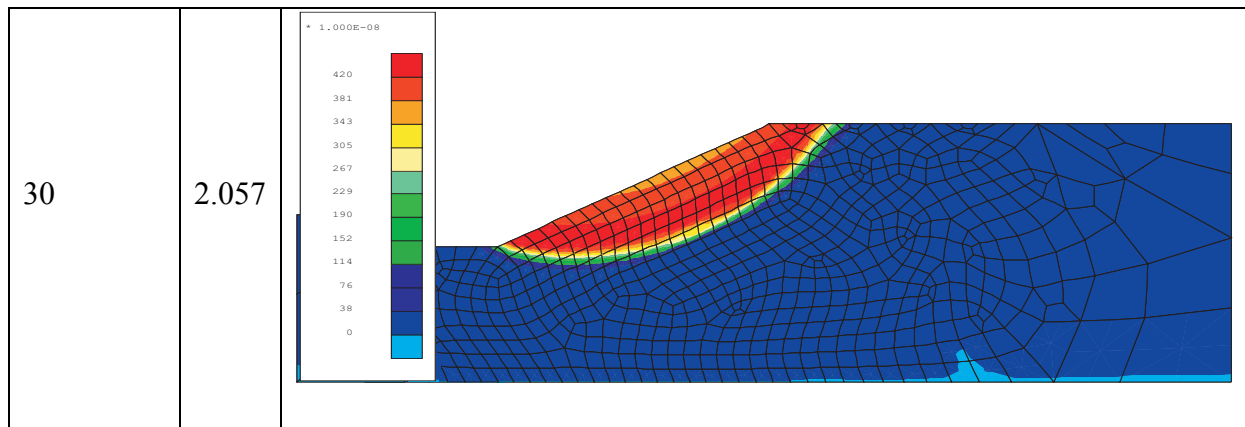
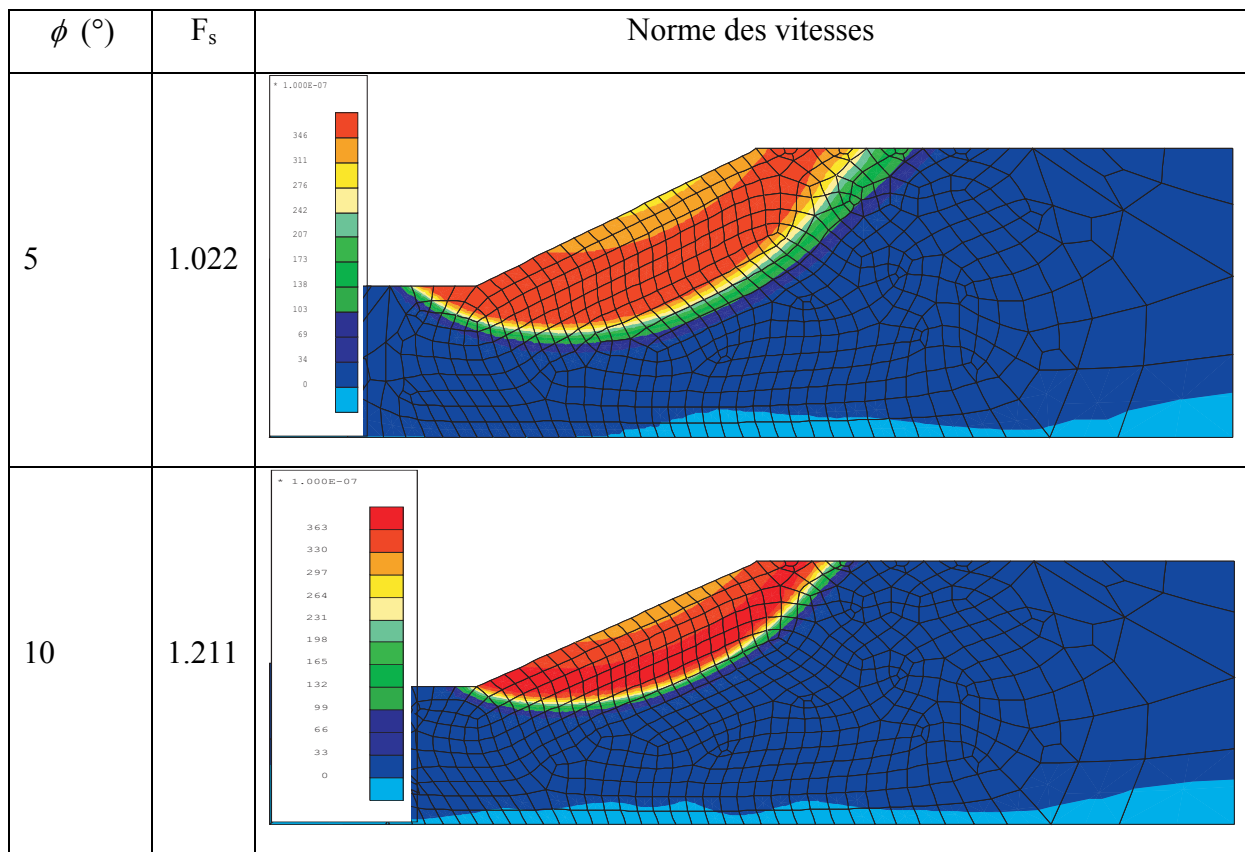


Figure A.3. 1: Evolution de la loupe de glissement en fonction de la cohésion

Etude de sensibilité sur l'angle de frottement, la cohésion étant constante ( $c=20$  kPa)



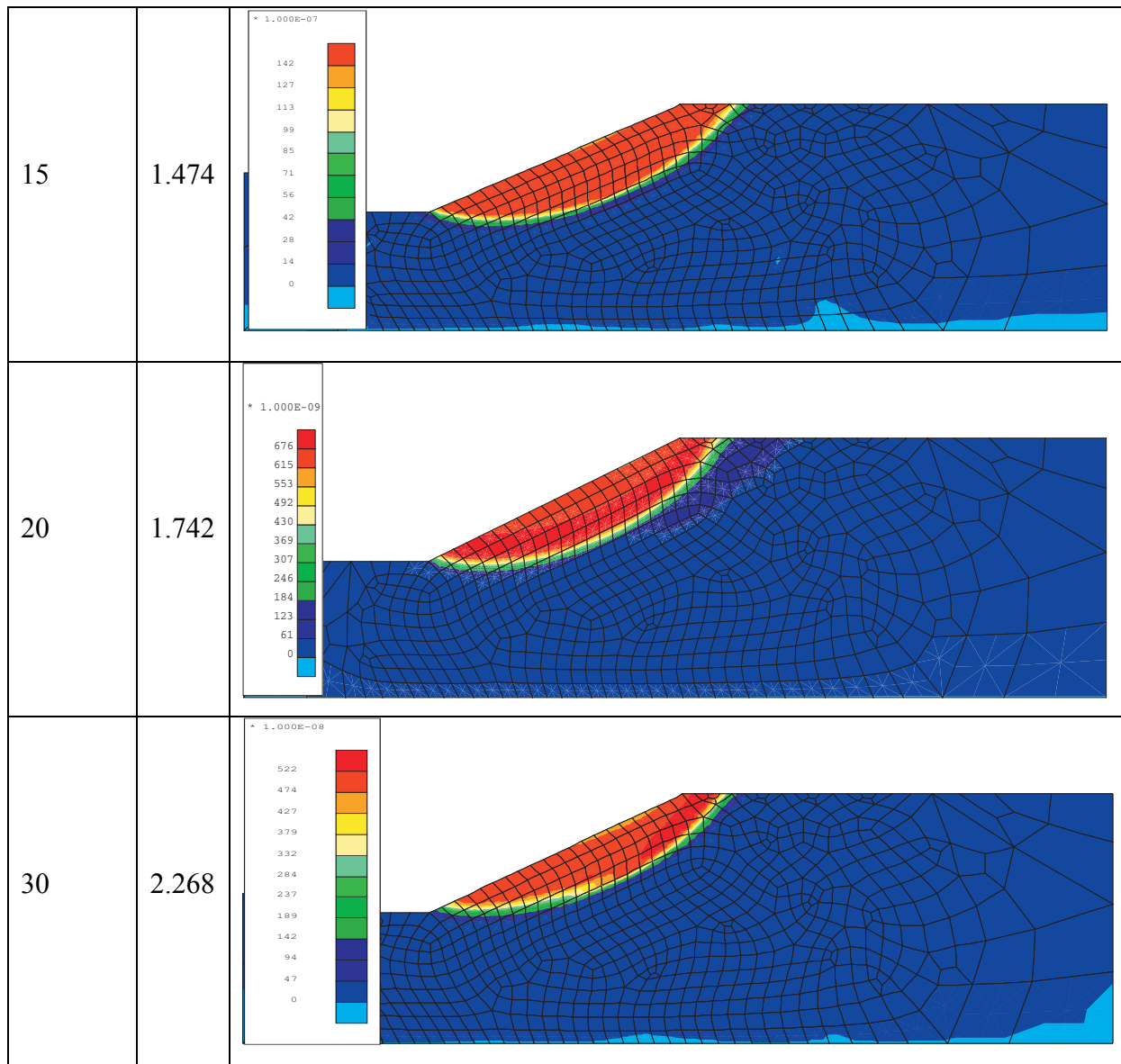


Figure A.3. 2: Evolution de la loupe de glissement en fonction de l'angle de frottement  $\phi$





**REFERENCES**



**RÉFÉRENCES**

- ALEOTTI P., POLLONI G., CASAGLI N. et DAPPORTO S. - Shallow faillures triggered by the November 2002 meteoric event in the Albaredo valley, Valtellina (Italian Central Alps): mechanics and stability analyses, 2002.
- ALONSO E.E., GENS A., JOSA A. - A constitutive model for partially saturated soils, *Géotechnique*, 40, (3), pp. 405-430, 1990.
- ALONSO E.E., GENS A. et DELAHAYE C.H. - Influence of rainfall on the deformation and stability of a slope in overconsolidated clays: a case study, 2002.
- ANDERSON M.G, RICHARDS K.S. - Slope Stability: Geotechnical Engineering and Geomorphology, John Wiley and Sons Ltd., 1987.
- BARNICHON J.D. - Finite element modelling in structural and petroleum geology, Thèse de Doctorat de l'Université de Liège, 1998.
- BEAR J. - Dynamics of fluids in porous media. Elsevier, Amsterdam, 1969.
- BISHOP A.W. - The use of the slip circle in the stability analysis of slopes, *Géotechnique*, 5 (1), pp. 7-17, 1955.
- BISHOP A.W., MORGENSTERN N.R. - Stability coefficients for earth slopes. *Geotechnique*, 10, pp. 50-129, 1960.
- BISHOP A.W., DONALD I.B. - The experimental study of partly saturated soils in the triaxial apparatus, Proc. 5<sup>th</sup> Int. Conf. on Soil Mechanics, Paris, 1, pp. 13-21, 1961.
- BISHOP A.W. - The influence of progressive failure on the choice of the method of stability analysis, *Géotechnique*, 21 (2), pp. 168-172, 1971.
- BLACK W.P.M. - A method for estimating the California Bearing Ratio of cohesive soils from plasticity data. *Géotechnique*, 12, pp.271-282, 1962.
- BORJA R.I., LEE S.R. et SEED R.B. - Numerical simulation of excavation in elasto-plastic soils. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech.*, 13 (3), pp. 231-249, 1989.
- BRULL A. – Caractéristiques mécaniques des sols de fondations de chaussées en fonction de leur état d'humidité et de compacité, Proc. Int. Conf. On Compaction, Paris, France, Vol.1, pp. 19-37, 1980.
- CAI F. et UGAI K. - Numerical analysis of rainfall effects on slope stability, 2004.

- CHARLIER R. - Approche unifiée de quelques problèmes non linéaires de mécanique des milieux continus par la méthode des éléments finis, Thèse de doctorat, Université de Liège, 1987.
- CHARLIER R., LI X.L., BOLLE A., GEISER F., LALOU L., VUILLET L. - Mechanical behaviour modelling of an unsaturated sandy silt, Proc. 14<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. And Found. Eng., Hamburg, R.F.A., Balkema, pp. 641-644, 1997.
- CHARLIER R., RADU J.P., CESCOTTO S. - The Effect of Hydromechanical Coupling on the Numerical Modelling of Strain Localisation, Proc. COMPLAS 5, Barcelona, Espagne, 1997a.
- CHU T.Y. et MOU C.H. - Volume change characteristics of expansive soils determined by controlled suction tests. In: Proceeding of the 3rd International Conference on Expansive Soils, Haifa, Academic Press, Jerusalem, pp. 177-185, 1973.
- CHUGH A.K. - Variable factor of safety in slope stability analysis. Géotechnique, 36 (1), pp. 57-64, 1986.
- COLEMAN J.D. - Stress strain relations for partly saturated soil. Correspondence, Géotechnique, 12 (4), pp. 348-350, 1962.
- COLLIN F. - Couplages thermo-hydro-mécaniques dans les sols et les roches tendres partiellement saturés, Thèse de Doctorat, Université de Liège, 2003.
- COUSSY O. et FLEUREAU J.M. - Mécanique des sols non saturés, Hermès, 2002.
- CRONEY D. - The movement and distribution of water in soils. Géotechnique, 3 (1) pp.1-16, 1952.
- CRONEY D., COLEMAN J.D., BLACK W.P.M. - The movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance. Highway research board, Special Report, 40, Washington, 1958.
- CUI Y.J. - Thèse de Doctorat, Etude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élasto-plastique - Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1993.
- CUI Y.J., DELAGE P., SULTAN N. - An elastoplastic model for compacted soils, 1<sup>st</sup> Int. Conf. On Unsaturated Soils, Paris, 2, pp. 703-709, 1995.
- CUI Y.J., DELAGE P. - Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt. Géotechnique, 46 (2), pp.291-311, 1996.

- DELAGE P. - Aspects du comportement des sols non saturés. *Revue Française de Géotechnique*, 40, pp. 33-43, 1987.
- DELAGE P., SURAJ DE SILVA G.P.R., DE LAURE E. - Un nouvel appareil triaxial pour les sols non saturés. *Comptes rendus de la 9<sup>ème</sup> Conférence Européenne de Mécanique des sols et des Travaux de Fondations*, 1, pp. 26-28, DUBLIN, 1987.
- DELAGE P., SURAJ DE SILVA G.P.R., VICOL T. – Suction controlled testing of unsaturated soils with an osmotic consolidometer – *Proceedings 7<sup>th</sup> International Conf. On expansive Soils*, Dallas, pp. 206-211, 1992.
- DELAGE P., GRAHAM J. - Mechanical behaviour of unsaturated soils: Understanding the behaviour of unsaturated soils requires conceptual models, *Proc. Unsaturated Soils*, Paris, pp.1223-1256, 1995.
- DELAGE P., HOWAT M., CUI Y.J. - The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay. *Engineering Geology*, 50(1-2), pp.31-48, 1998.
- DELAGE P., CUI Y.J. - L'eau dans les sols non saturés. Extrait de la collection: *Techniques de l'Ingénieur C301*, 2001a.
- DELAGE P., CUI Y.J. - Comportement des sols non saturés, Extrait de la collection: *Techniques de l'Ingénieur C302*, 2001b.
- DESAI C.S., SIRIWARADANE H.J. - *Constitutive laws for engineering materials with emphasis on geologic materials*, Prentice-Hall, 1984.
- DHATT G., TOUZOT G. - *Une présentation de la méthode des éléments finis – Maloine (Paris) et les Presses de l'Université Laval (Québec)*, 1981.
- DIZIER A. - *Stabilité des pentes: Etude par éléments finis – Travail de fin d'études*, Université de Liège, 2007.
- DRUCKER D.C., PRAGER W. - Soil mechanics and plasticity analysis or limit design, *Quarterly Applied Mathematics*, 10 (2), pp.157-165, 1952.
- DUCHENE P., VERBRUGGE J.C. - Etude de l'influence de la teneur en eau sur les propriétés mécaniques des sols limoneux, *Compte-rendu Coll. Sols non Saturés*, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Suisse, pp. 1-15, 1991.
- DUFFIE J. R. et BECKMAN W.A. - *Solar Engineering of thermal processes*. John Wiley and Sons, New York, 1980.

- DUNCAN J.M., WRIGHT S.G. - The accuracy of the equilibrium methods of slopes stability analysis. Proc. Int. Symp. On Landslides New Delhi, 1, pp. 247-254, 1982.
- DUNCAN J.M., STARK T.D. - soils strengths from back analysis of slope failure. Stability and performance of slopes and embankments 2. ASCE GSP 31, pp. 890-904, 1992.
- DUNCAN J.M. - State of the art: limit equilibrium and finite element analysis of slope, Journal of Geotechnical Engineering, 122 (7), pp. 577-596, 1996.
- DUNCAN J.M, WRIGHT S.G. - Soil Strength and Slope Stability, John Wiley and Sons Inc., Hoboken, New Jersey, 2005.
- ESCARIO et SAEZ - The shear strength of partly saturated soils. Géotechnique 36 (3), pp. 453-456, 1986.
- ESCARIO V., JUCA J. - Strength and deformation of partly saturated soils. Proc. 4<sup>th</sup> Int. Conf. Expansive Soils, 1989.
- ESCARIO V. - Strength and deformation testing of soils under controlled suction. Coll. sur les sols non saturés, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse 1990.
- FAURE R.M. – L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes, Partie I, méthodes à la rupture, Revue Française de Géotechnique, 92 (3), 2000.
- FELLENIUS W. – Erdstatische berechnungen mit reibung und kohaesion. Berlin, Ernst, 1927.
- FLEUREAU J.M., TAIBI S., SOEMITRO R., INDARTO - Prise en compte de la pression interstitielle négative du sol dans l'estimation du gonflement, Compte-rendu Coll. Int. Fondations Spéciales, Tlemcen, Algérie, 1990.
- FLEUREAU J.M. - Contribution à l'étude et à la modélisation des matériaux polyphasiques, Mémoire d'habilitation, Ecole Centrale, Paris, 1992.
- FREDLUND D.G., KRAHN J. - Comparison of slope stability methods of analysis. Canadian Geotechnical Journal, 14, pp. 429-439, 1977.
- FREDLUND D.G., MORGENSTERN N.R. - Stress state variables for unsaturated soils. ASCE J. Soil Mech. And Found. Eng., GT 5, pp. 447-466, 1977.
- FREDLUND D.G., MORGENSTERN N.R., WIDGER A. - Shear strength of unsaturated soils. Canadian Geotechnical Journal 15(13), pp. 313-321, 1978.

- FREDLUND D.G. - The shear strength of unsaturated soils and its relationship to slope stability problems in Hong Kong. Hong Kong Engineer, J. Hong Kong Inst. Engrs., April, pp.37-45, 1981a.
- FREDLUND D.G., KRAHN J., PUFAHL D.E. - The relation between limit equilibrium slope stability methods. Proc. Int. Conf. SMFE, Stockholm, 3, pp.16-409, 1981b.
- FREDLUND D.G., RAHARDJO H. - Soil Mechanics for unsaturated soils. A Wiley-Interscience Publication, John Wiley and Sons, Inc.517 p., 1993.
- FUTAI M.M., ALMEIDA M.S.S., FILHO F.C.S., CONCIANI W. - Experimental and theoretical evaluation of the maximum Collapse, Proc. 11<sup>th</sup> Panam. Conf. Soil Mechanics and Found. Eng., Iguaçú, Brazil, 1, pp. 267-274, 1999.
- GEISER F., LALOUI L., VUILLET L. - Constitutive modelling of unsaturated sandy silt, Computer Methods and Advances in Geomech., Yuan ed., Balkema, pp. 899-904, 1997.
- GEISER F. – Comportement mécanique d'un limon non saturé, étude expérimentale et modélisation constitutive. Thèse de Doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1999.
- GENS A. - Constitutive modelling of expansive soils- Unsaturated soils: -Recent Developments and Applications. Civil Engineering European Courses, Programme of Continuing Education, Barcelona, June, 1993.
- GENS A. - Constitutive modelling: Application to compacted soils, Proceedings of the 1<sup>th</sup> International Conference on Unsaturated Soils UNSAT'95, Paris, 3, pp. 1179-1200, 1995.
- GRIFFITHS D.V. et LANE P.A. - Slope stability analysis by finite elements. Géotechnique 49 (3), pp. 387-403, 1999.
- HABRAKEN A.M. - Contribution à la modélisation du formage des métaux par la méthode des éléments finis, Thèse de Doctorat, Université de Liège, 1989.
- HILLER D. - Fundamentals of soil physics. Academic press, 413 p., 1980.
- JANBU N. - Application of composite slip surfaces for stability analysis. Eur. Conf. Stability Earth Slopes, Stockholm, 3, pp. 9-43, 1954a.
- JANBU N., BJERRUM L., KJAERNSLI B. - Soil mechanics applied to some engineering problem. Norwegian Geotechnical Institute, Publ., 16, 1956.

- JENNINGS J.E. - A revised effective stress law for use in the prediction of the behaviour of unsaturated soils, Proceedings of the conference on the pore pressure and suction in soils, Butterworth, London, pp. 26-30, 1960.
- JENNINGS J.E.B., BURLAND J.B. - Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. *Géotechnique*, 1, pp.125-144, 1962.
- JOSA A., BALMACEDA A., GENS A., ALONSO E.E. - An elastoplastic model for partially saturated soils exhibiting a maximum of collapse, Proc. 3<sup>rd</sup> Int. Conf. Computational Plasticity, Barcelona, Espagne, 1, pp. 815-826, 1992.
- KARUBE D - Effect of suction on the soil behaviour. Proc. 7<sup>th</sup> Asian Reg conf. On SMFE, 1, pp. 30-35, Haïfa, 1983.
- KARUBE D. - New concept of effective stress in unsaturated soil and its providing test. Advanced triaxial testing of the soil and rock. ASTM STP 977, pp. 539-552, Philadelphia, 1988.
- KASSIFF G., LIVNEH M., WISEMAN G. - Pavements on expansive clays. Jerusalem Academic Press, 218 p., 1969.
- KHALILI N., KHABBAZ M.H. - On the theory of three-dimensional consolidation in unsaturated soils, Proceedings of the 1<sup>th</sup> International Conference on Unsaturated Soils UNSAT'95, Paris, 3, p.745-750, Presses ENPC, 1995.
- KOHGO Y., NAKANO M., MIYAZAKI T. - Theoretical aspects of constitutive modelling for unsaturated soils, *Soils and Foundations*, 33, (1), pp. 49-63, 1993.
- LALLOUI L., CHARLIER R., LI X.L., BOLLE A., GEISER F., VUILLET L. - Characterisation of the mechanical behaviour of an unsaturated sandy silt, Proc. 14<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. And Found. Eng., Hamburg, R.F.A., Balkema, pp. 347-350, 1997.
- LAMBE T.W. – Predictions in soils engineering, *Geotechnique*, 23, 1973.
- LANG A.R.G. - Osmotic coefficient and water potentials of sodium chloride solutions from 0 to 40°C. *Austrian Journal of Chemistry*, 20, pp. 2017-23, 1967.
- LECLERCQ J., VERBRUGGE J.C. - Propriétés géomécaniques des sols non saturés, *Compte-rendu Coll. Int. Sur le Travail du Sol*, Faculté des Sciences Agronomiques de Gembloux, Gembloux, Belgique, pp. 1-8, 1985.



- LEE H.C., WRAY W.K. - Techniques to evaluate soil suction, a vital unsaturated soil water variable. Proc. 1<sup>th</sup> Int. Conf. On Unsaturated Soils (UNSAT'95), Paris, France, Presses ENPC, 2, pp. 615-622, 1995.
- LI X.L. - Comportement hydromécanique des sols fins : de l'état saturé à l'état non saturé, Thèse de doctorat à l'Université de Liège, 2000.
- MATSUSHI Y., MATSUKURA Y. - Cohesion of unsaturated residual soils as a function of volumetric water content. Bull. Eng. Geol. Env., 65, pp. 449-455, 2006.
- MATYAS E.L., RADHAKRISHNA H.S. - Volume change characteristics of partially saturated soils. Géotechnique, 18(4), 1968, pp.432-448, 1968.
- MITCHELL J.K. - Fundamentals of soil behaviour, John Wiley and Sons, 1976.
- MONGIOVI L., TARANTINO A. - An apparatus to investigate on the two effective stresses in unsaturated soils. Proceedings of the 2<sup>nd</sup> International Conference on Unsaturated Soils UNSAT'98, Beijing, vol. 1, p.422-425, 1998.
- MORGENSTERN N.R., PRICE V.E. - The analysis of the stability of general slip surfaces, Geotechnique, 15(1), pp.79-93, 1965.
- OBERG A.L. - Improving engineering practice of slope stability for unsaturated soils. Proc. of the 7<sup>th</sup> Int. Symposium in Landslides, pp. 1481-1486, Trondheim, 1996.
- OUDIN L. et al. - "Which potential evapotranspiration input for a lumped rainfall-runoff model? Part 2 Towards a simple and efficient potential evapotranspiration model for rainfall-runoff modelling". Journal of Hydrology, 303, pp.290-306, 2005.
- PENMAN H.L. - Natural evaporation from openwater, bare soil and grass. Proceedings of the Royal Society of London 193, pp 120-145, 1948.
- PENMAN-MONTEITH - Evaporation and environment. Symp. Soc. Exp. Biol. 19, 205-234, 1965.
- RICHARDS L.A. - A pressure-membrane extraction apparatus for soil solution. Soil science, 51, pp. 377-386, 1941.
- RIDLEY A.M., BURLAND J.B. - A new instrument for the measurement of soil moisture suction. Géotechnique, 43(2), pp. 321-324, 1993.
- RIDLEY A.M., WRAY W.K. - suction measurement: a review of current theory and practices. Proc. 1<sup>th</sup> Int. Conf. On Unsaturated Soils (UNSAT'95), Paris, France, Presses ENPC, 3, pp. 1293-1322, 1995.

- SAN K.C., MATSUI T., KATSURAYA R. - some aspect of the slope stability analysis by shear strength reduction technique, Proc. Symposium on Geology and Slope Failure, JSSMFE, pp. 43-48, 1990.
- SAN K.C., MATSUI T. - Finite element slope failure prediction by shear strength reduction technique, Proc. Symposium on Natural Disaster Reduction and Civil Engineering, JSCE, Osaka, pp. 359-366, 1991.
- SATTLER P., FREDLUND D.G. - Use of thermal conductivity sensors to measure matric suction in laboratory. *Canadian Geotechnical Journal*, 26, pp.491-498, 1989.
- SCHNEIDER A. - Neue diagramme zur bestimmung der relativen luftfeuchtigkeit uber gesattinghen wasseringen salzlosungen und wasserigen schwefelsaurelosungen bei verschedenen temperaturen. *Holz als Rohund Werkstoff*, 18, pp.269-272, 1960.
- SCHROEDER C., FLAMION B., BERGER J.L., BRIKKO J., RAMOS DA SILVA M. et CHARLIER R. – Evaluation of instability hazards in rock masses influenced by mining works in the coal basin of Liege. Post-Mining 2008, Nancy, France, 2008.
- SEKER E. - Etude de la déformation d'un massif de sol non saturé, thèse n° 492, pp.224, EPFL Lausanne, 1983.
- SIMEONI L., TARANTINO A. et MONGIOVI - Effects of unsaturation on stability of a moraine slope, 2000.
- SMITH I.M. et GRIFFITHS D.V. – Programming the finite element method, 3<sup>rd</sup> edn. Chichester: Wiley, 1998.
- SPENCER H.H. - Laboratory methods for maintaining constant humidity. International critical tables of numerical data, physics, chemistry and technology. Published for the National Research Council, McGraw-Hill, New York, 1926.
- SPENCER E. – A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces, *Geotechnique*, 17(1), pp.11-26, 1967.
- TAVENAS F., TRAK B, LEROUEIL S. - Remarks on the validity of stability analyses on the validity of stability analyses, *Canadian Geotechnical Journal*. 17, pp. 61-73, 1980.
- TESSIER D. - Recherches expérimentales sur l'organisation des particules dans les argiles. Thèse CNAM, Laboratoire de Géologie Appliquée, Paris, 1975.

- TYBERGHEIN G. - Effet de la non saturation du sol sur la stabilité des tranchées et fouilles temporaires, cas de la fouille de Limelette, rapport interne, Université de Liège, pp.16, 2007.
- TOLL D.G. - A framework for unsaturated soil behaviour. *Géotechnique* 40, 1, pp. 31-44, 1990.
- TRUONG H.V.P., HOLDEN J.C. - Soil suction measurement with transistor psychrometer, Proc. 1<sup>th</sup> Int. Conf. On Unsaturated Soils (UNSAT'95), Paris, France, Presses ENPC, 2, pp. 659-665, 1995.
- UGAI K. - Availability of shear strength reduction method in stability analysis, *Tsuchi-to-Kiso*, 38(1), pp.67-72, 1990.
- U.S. Army Corps of Engineers – Engineering and Design: Stability of Earth and Rock-Fill Dams, Engineer Manual EM 1110-2-1902, Department of Army, Corps of Engineers, Office of the Chief of Engineers, Washington, DC, April, 1970.
- VACHAUD G., GAUDET J.P. et KURAZ E. - Air and water flow during ponded infiltration in a bounded column of soil. *Journal of hydrology*, 22, pp.89-108, 1974.
- VAN EEKELEN H.A.M. - Isotropic yield surfaces in three dimensions for use in soil mechanics, *Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 4, pp. 98-101, 1980.
- VAN GENUCHTEN M. Th. - A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Sci. Soc. Am.*, 44, pp. 892–898, 1984.
- VAUCLIN *et al.* – Etude expérimentale et numérique du drainage et de la recharge des nappes à surface libre, avec prise en compte de la zone non saturée. *Journal de Mécanique*, 15 (2), pp. 307-348, 1976.
- VAUNAT J., LEROUEILS., FAURE R.M.- Slope movements: a geotechnical perspective, 7th IAEG congress, Lisbonne, pp. 1637-1646, 1994.
- VERBRUGGE J.C. - Validité des résultats fournis par les appareils usuels de mesure de la succion et par les psychromètres à effet Peltier: Considérations théoriques. *Rev. Gén. des Routes et Aérodrômes*, 515, pp. 56-65, 1975.
- VERBRUGGE J.C. - Emploi d'une méthode psychrométrique dans les essais triaxiaux sur un limon remanié non saturé. *Revue Canadienne de Géotechnique*, 15, pp.501-509, 1978.

- VERBRUGGE J.C. et LECLERCQ J. - Propriétés géomécaniques des sols non saturés, Compte-rendus du Colloque sur le travail du sol, Faculté des Sciences Agronomique de Gembloux, 1985.
- VICOL T. - Thèse de Doctorat, Comportement hydraulique et mécanique d'un sol fin non saturé, application à la modélisation - Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, CERMES, Paris, 1990.
- VILAR O.M. - Suction controlled oedometer tests on a compacted clay. Proc. 1<sup>th</sup> Int. Conf. On Unsaturated Soils (UNSAT'95), Paris, France, Presses ENPC, 1, pp.201-206, 1995.
- VOLCKAERT G., BERNIER F., ALONSO E., GENS A., SAMPER J., VILLAR M., MARTIN P.L., CUEVAS J., CAMPOS R., THOMAS H., IMBERT C., ZINGARELLI V.- Thermal-hydraulic-mechanical and geochemical behaviour of the clay barrier in radioactive waste repositories (Model development and validation), Final report Contract N° FI2W/CT90/0033 and FI2W/CT91/0102, European Commission, Nuclear science and technology, 1996.
- WEAST. - Chemical rubber company, 1968.
- WHEELER S.J. - The stress-strain behaviour of soils containing gas bubbles, Thèse de doctorat, Oxford University, 1986.
- WHEELER S.J., SIVAKUMAR V. - Critical state concepts for unsaturated soil. Proc. of the 7<sup>th</sup> Int. Conf. On Expansive Soils. Dallas, Texas 1, pp. 167-172, 1992.
- WHEELER S.J., SIVAKUMAR V. - An elastoplastic critical state framework for unsaturated soil; *Géotechnique*, 45, (1), pp.35-53, 1995.
- WHENHAM V., DE VOS M., LEGRAND C., CHARLIER R., MAERTENS J. et VERBRUGGE J.C.: - Influence of soil suction on trench stability. Proc. of the 2<sup>th</sup> Int. Conf. On Mechanics of Unsaturated Soils, USS2007. Experimental Unsaturated Soil Mechanics. Weimar 2007. Ed T. Schanz., pp. 495-501, 2007.
- WILLIAMS J., SHAYKEWICH C.F. - An evaluation of polyethylene glycol PEG 6000 and PEG20000 in the osmotic control of soil water matric potential. *Canadian Journal of Soil Science*, 102 (6), pp.394-398, 1969.
- WOODBURN J.A., HOLDEN J.C., PETER P. - The transistor psychrometer - A new instrument for measuring soil suction. Proc. ASCE Conv. On Unsaturated Soils (UNSAT'93), Dallas, U.S.A., pp. 91-102, 1993.

- WOODBURN J.A., LUCAS B. - New approach to the laboratory and field measurement of soil suction. Proc. 1<sup>th</sup> Int. Conf. On Unsaturated Soils (UNSAT'95), Paris, France, Presses ENPC, 2, pp. 667-671, 1995.
- WRAY W.K. - The principle of soil suction and its technical applications. Proc. 5<sup>th</sup> Int. Conf. On Expansive Soils, Adelaïde, South Australia, pp. 114-118, 1984.
- WRIGHT S.G., KULHAWY F.G., DUNCAN J.M. - Accuracy of equilibrium slope stability analysis, ASCE, J.SMFD, 99, pp. 791-793, 1973.
- WROTH C.P., HOUSLBY G.T. - Soil mechanics, property characterization and analysis procedures, Proc. 11th Int. Conf. On Soil Mech. Found. Eng., San Francisco, pp.1-55, 1
- ZIENKIEWICZ O.C., TAYLOR R.L. - The finite element method (Fifth edition), Butterworth-Heinemann, 2000.

