SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....1

Chapitre 1 : PROPRIETES DES SOLS COMPACTES

1. INTRODUCTION 3
2. DEFINITIONS 4
   2.1 LES SOLS COMPACTES 4
   2.2 ENERGIE DE COMPACTAGE 4
3. DEFINITION DU DOMAINE QUASI SATURE 6
4. CHEMINS DE DRAINAGE HUMIDIFICATION 6
   4.1 MATERIAU SOUS FORME DE PATE 7
   4.2 MATERIAU CONSOLIDE 8
   4.3 MATERIAU COMPACTE 9
5. CONCEPT DE LA CONTRAINTE EFFECTIVE 10
6. MICROSTRUCTURE DES SOLS COMPACTES 11
   6.1 DEFINITIONS 11
   6.2 TECHNIQUES UTILISEES POUR LA DESCRIPTION DE LA MICROSTRUCTURE D'UN SOL 13
   6.3 MICROSTRUCTURE D'UN SOL COMPACTE 16
   6.4 INFLUENCE DE L'ETAT INITIAL 17
7. PHENOMENE D'EFFONDRFEMENT 21
   7.1 FACTEURS INFLUENÇANT L'EFFONDREMENT 21
   7.2 MICROSTRUCTURE DES SOLS EFFONDRABLES 22
   7.3 MECANISME DE L'EFFONDREMENT 23
   7.4 IDENTIFICATION DE L'EFFONDREMENT 24
   7.5 QUELQUES RESULTATS RECENSES DANS LA LITTERATURE 25
8. CORRELATIONS LIES AUX CARACTERISTIQUES DES SOLS COMPACTES 29
   8.1 CORRELATIONS ENTRE LES LIMITES D'ATTERBERG ET LES PARAMETRES DE L'ESSAI PROCTOR 29
   8.2 CORRELATIONS ENTRE LES LIMITES D'ATTERBERG ET LA PRESSION INTERSTITIELLE 31
   8.3 CORRELATIONS ENTRE LES LIMITES D'ATTERBERG ET PARAMETRES DE COMPRESSIBILITE D'UN SOL COMPACTE.....32
9. CONCLUSION.....33

Chapitre 2 : LES COEFFICIENTS DE PRESSION INTERSTITIELLE

1. INTRODUCTION 35
2. LA COMPRESSIBILITE DU FLUIDE INTERSTITIEL 36
   2.1 COMPRESSIBILITE DE L'AIR 36
   2.2 COMPRESSIBILITE DE L'EAU 37
   2.3 COMPRESSIBILITE DU MELANGE AIR/EAU 38
   2.4 AUTRES RELATIONS POUR LA COMPRESSIBILITE DU MELANGE AIR/EAU. 41
3. LES COEFFICIENTS DE PRESSION INTERSTITIELLE 43
4. COEFFICIENT DE PRESSION INTERSTITIEL B : APPROCHE EXPERIMENTALE 44
   4.1 TRAVAUX DE KNODEL & COFFEY (1966) 44
   4.2 TRAVAUX DE CAMPBELL (1973) 45
   4.3 TRAVAUX DE TAIBI (1994) 47
   4.4 TRAVAUX DE LINS ET AL. (1995) 48
   4.5 TRAVAUX DE VAUGHAN (2003) 50
   4.6 TRAVAUX DE MARINHO ET AL. (2003 & 2010) 51
5. COEFFICIENT DE PRESSION INTERSTITIELLE B : APPROCHE NUMERIQUE 52
   5.1 TRAVAUX DE HILF (1948) ET SES AMELIORATIONS 52
   5.2 TRAVAUX DE SKEMPTON (1954) 55
   5.3 TRAVAUX DE HASAN ET FREDLUND (1980) 57
   5.4 TRAVAUX D'OOSTVEEN (2003) 58
   5.5 TRAVAUX DE BOUTONNIER (2007) 59
   5.6 TRAVAUX DE XU ET AL. (2011) 61
   5.7 CRITIQUE DES MODELES PRESENTES 62
6. COEFFICIENT DE PRESSION INTERSTITIELLE A 62
7. CONCLUSION 63

Chapitre 3 : COMPORTEMENT SUR CHEMINS DE DRAINAGE HUMIDIFICATION : RELATION MICRO-MACRO

1. INTRODUCTION 65
2. MATERIAUX ETUDIES 66
3. ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR DIFFRACTION AU LASER 66
4. CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION 69
   4.1 OBJECTIFS ET DEFINITIONS 69
   4.2 PROTOCOLE EXPERIMENTAL 69
   4.3 ETATS INITIAUX 72
   4.4 RESULTATS SUR CHEMINS DE DRAINAGE HUMIDIFICATION POUR MATERIAUX SOUS FORME DE PATE 74
   4.5 RESULTATS SUR CHEMINS DE DRAINAGE HUMIDIFICATION POUR MATERIAUX COMPACTES ET CONSOLIDES. 77

5. MICROSTRUCTURE DES ECHANTILLONS SOUMIS AUX CHEMINS DE DRAINAGE HUMIDIFICATION ……84
5.1 DIFFICULTES EXPERIMENTALES 84
5.2 PROTOCOLE EXPERIMENTAL 85
5.3 RESULTATS ET INTERPRETATIONS 87
6. ESSAIS D'EFFONDREMENT 94
6.1 PROCEDURE EXPERIMENTALE 94
6.2 PREPARATION DES ECHANTILLONS 94
6.3 RESULTATS ET INTERPRETATIONS POUR LE MATERIAU DE BOUGHRARA 95
6.4 RESULTATS ET INTERPRETATIONS POUR LE MATERIAU DE SAF-SAF 98
7. ETUDE DE LA MICROSTRUCTURE LORS DE L'EFFONDREMENT 101
7.1 PROTOCOLE EXPERIMENTAL 101
7.2 RESULTATS ET INTERPRETATIONS 101
8. CONCLUSION……104

Chapitre 4 : MESURE DES COEFFICIENTS DE SKEMPTON AU VOISINAGE DE LA SATURATION

1. INTRODUCTION 106
2. ANALYSE MICROSTRUCTURALE DES SOLS COMPACTES AU VOISINAGE DE L'OPTIMUM PROCTOR ……107
3. ESSAIS TRIAXIAUX : MATERIELS ET METHODES 111
3.1 ADAPTATION DE LA BASE DE LA CELLULE TRIAXIALE 111
3.2 SATURATION DE LA PIERRE CERAMIQUE 112
3.3 PROTOCOLE EXPERIMENTAL 114
3.4 ESSAIS PRELIMINAIRES : DIFFICULTES EXPERIMENTALES DES ESSAIS TRIAXIAUX 116
4. PROGRAMME EXPERIMENTAL et resultats 120
4.1 CONDITIONS INITIALES 120
4.2 TEMPS DE STABILISATION 121
5. RESULTATS EXPERIMENTAUX 123
6. ESSAIS ISOTROPES 123
6.1 VARIATION DE LA PRESSION INTERSTITIELLE RELATIVE FONCTION DE LA CONTRAINTE ISOTROPE 124
6.1.1 OPN-4% 124
6.1.2 OPN-2% 127
6.1.3 OPN 129
6.1.4 OPN+2% 130
6.1.5 SYNTHESE DES RESULTATS 132
6.2 VARIATION DU COEFFICIENT DE PRESSION INTERSTITIELLE B FONCTION DE LA CONTRAINTE ISOTROPE 133
7. ESSAIS DEVIATOIRES 139
8. CONCLUSION……141

Chapitre 5 : MESURE DES COEFFICIENTS DE SKEMPTON AU VOISINAGE DE LA SATURATION

1. INTRODUCTION 143
2. MODELE DE HILF (1948) 144
2.1 HYPOTHESES 144
2.2 ORGANISATION DU PROGRAMME NUMERIQUE 145
2.3 SIMULATIONS QUALITATIVES DU MODELE DE HILF 146
2.4 APPLICATION DU MODELE SUR LE MATERIAU DE BOUGHRARA 147
3. MODELE DE HANSAN ET FREDLUND (1980) 151
3.1 HYPOTHESES 151
3.2 ORGANISATION DU PROGRAMME NUMERIQUE 151
3.3 APPLICATION DU PROGRAMME NUMERIQUE 153
4. MODELE DE BOUTONNIER (2007) 155
4.1 DEFINITIONS ET HYPOTHESES 155
4.2 LES PARAMETRES DU MODELE 159
4.3 ORGANISATION DU PROGRAMME NUMERIQUE 161
4.4 SIMULATIONS QUALITATIVES DU MODELE 166
5. APPLICATION DU MODELE de BOUTONNIER AU MATERIAU DE BOUGHRARA 169
6. CONCLUSION 172

CONCLUSION GENERALE 173

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES 175

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1: Courbes Proctor fonction de l'énergie de compactage. 5
Figure 1.2: Un cycle de drainage imbibition sur le limon de Jossigny normalement consolidé (Indarto, 1991 cité par Modaressi, 2004)..... 7
Figure 1.3 : Influence de la contrainte de consolidation sur le chemin de drainage du limon de Jossigny (Maouchi, 1998 in Coussy & Fleureau, 2002). 8
Figure 1.4 : Chemins de drainage humidification effectués sur des échantillons d'argile sableuse (Sayad-Gaidi, 2003). 10
Figure 1.5: Comparaison des chemins de drainage sur la pâte, compression œdométrique et isotrope sur le limon de Jossigny (Indarto, 1991 cité par Modaressi, 2003)..... 11
Figure 1.6: Structure d'un sol cohérent (Alonso & Cardoso, 2010). 13
Figure 1.7: Représentation des différentes phases d'un essai porosimétrique (Ferber, 2005)..... 15
Figure 1.8: Exemple de distribution de tailles de pores (Ferber, 2005)..... 15
Figure 1.9: Structure et distribution des pores de sols de types unimodal et bimodal (Satyanaga et al., 2013)..... 16
Figure 1.10: Courbes porosimétriques d'échantillons de grundite compactés à l'optimum Proctor, du côté sec et du côté humide (Delage et Cui, 2000 B). 16
Figure 1.11: Photographies au MEB d'échantillons de limon de Jossigny compactés (Delage et Cui, 2000 B). 16
Figure 1.12: Comparaison des niveaux structuraux des échantillons compactés à deux densités différentes d'après l'essai de porosimétrie au mercure (Nowamooz et al., 2008). 18
Figure 1.13: Influence de la teneur en eau sur la structure interne du mélange compacté (Nowamooz, 2007)..... 19
Figure 1.14: Evolution de la distribution de la dimension des pores (PSD) fonction de la succion imposée sur un sol limoneux (Cuisinier & Laloui, 2004 ; Koliji et al., 2006) cités par Romero & Simms, 2008..... 20
Figure 1.15: Influence de la saturation (s=0 MPa) et le drainage (s=2.8 ; 8 et 113 MPa) sur l'argile compacté (Stoltz et al, 2012)..... 20
Figure 1.16: Une structure métastable (à gauche) ; Structure après effondrement (à droite) (Montanez, 2002)..... 22
Figure 1.17: Méthode du double œdomètre d'après Jennings 1957 (cité par Y.J Cui & J.P Magnan 2002)..... 25
Figure 1.18 : Comparaison entre l'application du simple et du double oedomètre (Leong et al., 2013). 25
Figure 1.19: Essai œdométrique d'effondrement à pression capillaire imposée comparé à un essai saturé et à un essai à teneur en eau constante sur un silt faiblement compacté (Maswoswe, 1985 cité par Modaressi, 2004). 26
Figure 1.20: Variation du potentiel d'effondrement avec: (a): la densité sèche, (b): la contrainte lors de l'humidification et (c): la teneur en eau initiale (Basma & Kallas, 2004). 27
Figure 1.21: Courbes d'effondrement (Ayadat & Hanna, 2007). 28

Figure 1.22: Variation du taux d'effondrement en fonction des teneurs en eau initiales (Ayadat & Hanna, 2007). 28
Figure 1.23: Influence du coefficient d'uniformité sur le C_u (Ayadat & Hanna, 2007)..... 29
Figure 1.24 : Détermination de la pente de la courbe vierge du modèle Cam Clay modifié à partir des limites de liquidité (Boutonnier, 2007). 32
Figure 1.25 : Détermination de la pente κ (Boutonnier, 2007)……33

Figure 2.1: Compressibilité de l'eau (Dorsey, 1940 cité par Fredlund, 1993). 38
Figure 2.2: Relations volumétrique dans un sol non saturé (Fredlund, 1993). 39
Figure 2.3: Les composants de la compressibilité du mélange air/eau (Fredlund, 1993)..... 40
Figure 2.4 : Effet de l'air dissous dans l'eau sur la compressibilité du mélange (Fredlund, 1993). 41
Figure 2.5: Développement de la pression interstitielle durant un chargement triaxial non drainé (Knodel & Coffey, 1966 cités par Fredlund, 1993). 45
Figure 2.6: Développement de la pression interstitielle d'eau sous un chargement isotrope non drainé A : pour le Peorian lœss ; B : Champaign till (Campbell, 1973 cité par Fredlund, 1993). 46
Figure 2.7: Développement du paramètre B_w en fonction de Sr pour : Peorian loess (A) et Champaign till (B) (Campbell, 1973 cité par Fredlund, 1993). 46
Figure 2.8: Evolution de la pression interstitielle en fonction de la contrainte isotrope (Taibi, 1994). 48
Figure 2.9: Mesure du paramètre B en fonction du degré de saturation Sr pour l'essai 3 (Taibi, 1994). 48
Figure 2.10: u_w fonction de la contrainte de confinement pour les essais PH et PHO respectivement (Lins et al., 1995). 49
Figure 2.11: Comparaison entre la mesure de u_w et les prédictions en utilisant l'équation de Hilf (essais PHO) (Lins et al. 1995). 49
Figure 2.12: Comparaison entre la mesure de u_w et les prédictions en utilisant l'équation de Hasan et Fredlund (essais PHO), (Lins et al. 1995). 50
Figure 2.13: Chargement isotrope sur un matériau de noyau de barrage (Vaughan, 2003). 51
Figure 2.14: Chargement-déchargement isotrope (Vaughan, 2003). 51
Figure 2.15: Comparaison entre les prédictions de la méthode de Hilf et les mesures des pressions interstitielles d'eau (Marinho et al. 2002 cité dans Marinho et al. 2003). 51
Figure 2.16: Réponse de la pression interstitielle d'eau à la pression de confinement (Marinho, 2010). 52
Figure 2.17: Variation de la pression interstitielle pour différents degré de saturation initiaux en utilisant la méthode de Hilf (Fredlund, 1993). 53
Figure 2.18: Comparaison entre les pressions interstitielles observées et prédites (Arêas, 1963 cité par Marinho, 2003). 54
Figure 2.19: Comparaison des pressions calculées et mesurées en laboratoire sur le matériau Lescouroux E86 (Poulain, 1993). 55
Figure 2.20: Relation entre B_w et Sr pour une argile graveleuse (Skempton, 1954 cité par Fredlund, 1993)..... 56
Figure 2.21: Effet du degré de saturation initiale sur les pressions interstitielles d'air et d'eau fonction des pressions isotropes (Fredlund, 1993). 57
Figure 2.22: Comparaison entre les prédictions théoriques et les mesures expérimentales de u_w et u_a (données expérimentales de Bishop et Henkel, 1962) cité par Fredlund, 1993. 58
Figure 2.23: Relation u-p lors d'un chargement isotrope pour différents degrés de saturation initiaux (Oostveen, 2003). 59
Figure 2.24: Limites des domaines D1, D2, D3 et D4 sur la courbe Proctor (Boutonnier, 2007). 59
Figure 2.25: Application du modèle sur le matériau de la Ganne : plan (p-u_w) (Boutonnier, 2007).... 60
Figure 2.26: Limons de l'A89-Pression interstitielle- Comparaison Modèle Expérience (Monnet & Boutonnier, 2012). 61
Figure 2.27: Plans [ε_1, u_w], [q, u_w] et [ε_1, A] d'un essai déviatoire réalisé sur le matériau de La Verne compacté (Taibi, 1994)……63

Figure 3.1: Résultats de l'analyse granulométrique par diffraction laser. 68
Figure 3.2 : Technique osmotique : relation entre succion et concentration (Delage & Cui, 2000)..... 70
Figure 3.3 : Dispositif expérimentale de la technique osmotique. 71
Figure 3.4: L'ensemble du dispositif expérimental pour l'étude des chemins de drainage humidification. 72
Figure 3.5: Courbe d'étalonnage du papier filtre ASTM D5298-03. 74
Figure 3.6 : Chemins de drainage humidification sur le matériau de Boughrara sous forme de pâte préparée à w =1.2 w_L (Derfouf, 2013). 75
Figure 3.7 : Chemins de drainage-humidification sur la marne de Saf-Saf initialement saturée, préparée sous forme de pâte à w =1.5 w_L (Derras, 2012)..... 76
Figure 3.8 : Dispositif de mesure. 78
Figure 3.9 : Chemins de drainage humidification pour échantillons compacté à l'OPN quasi statique, dynamique et consolidé à 1 MPa (Boughrara). 79
Figure 3.10 : Récapitulatif des chemins de drainage humidification sur le matériau de Boughrara.... 80
Figure 3.11 : Chemins de drainage humidification pour échantillons compacté à l'OPN quasi statique, dynamique et consolidé à 1 MPa (Saf-Saf)..... 82
Figure 3.12 : Récapitulatif des chemins de drainage humidification sur le matériau de Saf-Saf..... 83
Figure 3.13 : Plan de découpage et d'observation (Bourokba, 2011). 86
Figure 3.14 : Courbes porosimétriques (cumulatives) des échantillons compactés quasi statiquement soumis à différentes succions sur chemin de drainage(Boughrara). 87
Figure 3.15 : Distribution porale des échantillons compactés quasi statiquement soumis à différentes succions sur chemin de drainage (Boughrara). 88
Figure 3.16: Courbes porosimétriques (cumulatives) des échantillons consolidés soumis à différentes succions sur chemin de drainage (Boughrara). 89
Figure 3.17 : Distribution porale des échantillons consolidés soumis à différentes succions sur chemin de drainage (Boughrara). 89
Figure 3.18 : Comparaison avec l'état initial. 90
Figure 3.19 : EDX et clichés MEBE d'un échantillon de Saf-Saf soumis à la succion de 50 kPa. 91
Figure 3.20 : DRX d'un échantillon de Saf-Saf soumis à la succion de 50 kPa..... 92
Figure 3.21 : Analyse au MEBE de l'argile de Saf-Saf (OPN statique) soumise à différentes valeurs de succions. 93
Figure 3.22 : Courbes d'effondrement du matériau de Boughrara, pour différentes densités sèches et teneurs en eau initiales. 96
Figure 3.23 : Potentiel d'effondrement du matériau de Boughrara en fonction de la densité sèche (A) et la teneur en eau (B)..... 97
Figure 3.24 : Synthèse du potentiel d'effondrement du matériau de Boughrara (représentation 3D). 98
Figure 3.25 : Courbes d'effondrement du matériau de Saf-Saf, pour différentes densités sèches et teneurs en eau initiales. 99
Figure 3.26 : Potentiel d'effondrement du matériau de Saf-Saf en fonction de la densité sèche (A) et la teneur en eau (B)..... 100
Figure 3.27 : Synthèse du potentiel d'effondrement du matériau de Saf-Saf (représentation 3D). .. 100
Figure 3.28 : Courbes porosimétriques (cumulatives) des échantillons soumis à l'effondrement avant et après mouillage à l'OPN (Boughrara)..... 101
Figure 3.29 : Courbes porosimétriques des échantillons soumis à l'effondrement avant et après mouillage à l'OPN (Boughrara)..... 102
Figure 3.30 : Courbes porosimétriques (cumulatives) des échantillons soumis à l'effondrement avant et après mouillage (20%, 1.4) (Saf-Saf). 102
Figure 3.31 : Courbes porosimétriques des échantillons soumis à l'effondrement avant et après effondrement (20%, 1.4) (Saf-Saf)..... 103

Rapport-Gratuit.com

Figure 3.32 : Courbes porosimétriques (cumulatives) des échantillons soumis à l'effondrement avant et après mouillage à l'OPN (Saf-Saf)..... 103
Figure 3.33 : Courbes porosimétriques des échantillons soumis à l'effondrement avant et après mouillage à l'OPN (Saf-Saf)..... 104

Figure 4.1 : Courbes porosimétriques des échantillons compactés (courbes cumulatives). 107
Figure 4.2 : Courbes porosimétriques des échantillons compactés (courbes incrémentales). 108
Figure 4.3 : MEBE de l'échantillon compacté à l'OPN. 108
Figure 4.4: EDX de l'échantillon compacté à l'OPN correspondant au MEB précédent. 109
Figure 4.5 : MEBE des échantillons compactés du côté sec de l'optimum. 110
Figure 4.6: MEBE des échantillons compactés à l'optimum et du côté humide. 111
Figure 4.7 : La base avant modifications. 112
Figure 4.8: La base après modifications. 112
Figure 4.9: Branchement des capteurs de pression interstitielles 112
Figure 4.10 : Préparation de l'eau désaérée. 113
Figure 4.11 : Dispositif de saturation de la pierre céramique. 114
Figure 4.12 : Etapes de montage d'un essai triaxial non saturé. 115
Figure 4.13: Variation de la pression interstitielle sous chargement isotrope à l'OPN (essai 1). 117
Figure 4.14 : Essai de chargement déchargement à l'OPN (essai 2). 117
Figure 4.15 : (A) Cycles de chargement déchargement rechargement à l'OPN ; (B) : zoom à l'origine. 118
Figure 4.16 : Evolution de la pression interstitielle fonction de la contrainte isotrope à l'OPN-2%... 119
Figure 4.17 : Temps de stabilisation des pressions interstitielles : Echantillon OPN +2%, cycle de Chargement (à gauche) et un zoom au voisinage de l'origine (à droite). 121
Figure 4.18 : Temps de stabilisation lors d'un cycle de déchargement (OPN+2%). 122
Figure 4.19 : Evolution des pressions interstitielles fonction du temps pendant un essai cyclique à l'OPN-4% (A : Chargement à gauche, zoom au voisinage de zéro à droite ; B : Déchargement, C : Rechargement). 125
Figure 4.20 : Variation de la pression interstitielle relative en fonction de la contrainte isotrope lors d'un cycle de chargement-déchargement-rechargement (à l'OPN -4%). 126
Figure 4.21 : Evolution des pressions interstitielles fonction du temps pendant un essai cyclique à l'OPN-2% (A : Chargement à gauche, zoom au voisinage de 0 à droite ; B : Déchargement ; C : Rechargement). 127
Figure 4.22 : Variation de la pression interstitielle relative en fonction de la contrainte isotrope lors d'un cycle de chargement -déchargement-rechargement avec zoom au voisinage de zéro (à l'OPN -2%). 128
Figure 4.23 : Evolution des pressions interstitielles fonction du temps pendant un essai cyclique à l'OPN (A : Chargement à gauche, zoom au voisinage de 0 à droite ; B : Déchargement ; C : Rechargement). 129
Figure 4.24: Variation de la pression interstitielle relative en fonction de la contrainte isotrope lors d'un cycle de chargement-déchargement-rechargement (à l'OPN) avec zoom au voisinage de zéro (essai 3)..... 130
Figure 4.25 : Evolution des pressions interstitielles fonction du temps pendant un essai cyclique à l'OPN+2% (A : Chargement (à gauche) avec zoom à l'origine (à droite), B : Déchargement, C : Rechargement). 131
Figure 4.26 : Variation de la pression interstitielle relative en fonction de la contrainte isotrope lors d'un cycle de chargement-déchargement-rechargement à l'OPN +2% (figure de gauche, un zoom à l'axe (x=0) à droite)..... 132
Figure 4.27 : Variation de la pression relative fonction de la contrainte isotrope lors du cycle de chargement pour différents états initiaux à gauche avec zoom au voisinage de zéro à droite. 132
Figure 4.28 : Variation de la pression relative fonction de la contrainte isotrope lors du cycle de déchargement pour différents états initiaux à gauche avec zoom à (x=0) à droite. 133

Figure 4.29 : Variation de la pression relative fonction de la contrainte isotrope lors du cycle de rechargement pour différents états initiaux à gauche avec zoom à (x=0) à droite. 133
Figure 4.30: Variation du coefficient B en fonction de la contrainte isotrope (OPN-4%). 134
Figure 4.31 : Variation du coefficient B en fonction de la contrainte isotrope (OPN-2%) 135
Figure 4.32 : Variation du coefficient B en fonction de la contrainte isotrope (OPN) 136
Figure 4.33 : Variation du coefficient B en fonction de la contrainte isotrope (OPN+2%). 137
Figure 4.34 : Courbe Proctor du matériau de Boughrara et positons des teneurs en eau étudiées. . 138
Figure 4.35 : Plages de variations du coefficient de pression interstitielle B..... 139
Figure 4.36 : Essais triaxiaux non drainés sur le matériau de Boughrara compacté à différents états initiaux (OPN-4, OPN-2, OPN et OPN+2%). 140
Figure 4.37 : Etat des échantillons après écrasement.....141

Figure 5.1 : Organigramme du programme de Hilf. 146
Figure 5.2 : Courbes (σ_3, u_a) paramétrées en m_v par le modèle de Hilf. 146
Figure 5.3 : Définition du coefficient m_v, à partir d'un essai œdométrique saturé (Budhu, 2011). ... 147
Figure 5.4 : Courbes œdométriques des échantillons étudiés..... 148
Figure 5.5 : Comparaison entre modèle de Hilf avec l'essai expérimental à l'OPN-4%. 149
Figure 5.6 : Comparaison entre modèle de Hilf avec l'essai expérimental à l'OPN-2%. 149
Figure 5.7 : Comparaison entre modèle de Hilf avec les essais expérimentaux à l'OPN. 150
Figure 5.8 : Comparaison entre modèle numériques avec l'essai expérimental à l'OPN+2%. 150
Figure 5.9 : Organigramme du programme de Fredlund. 154
Figure 5.10 : Limite des domaines D1 à D4 sur le diagramme de l'essai Proctor. La limite entre D1 et D2 se trouve sur la ligne optimale de compactage. Elle correspond à une inflexion dans la courbe succion s fonction de la teneur en eau w (Boutonnier, 2007). 156
Figure 5.11 : Structure générale du programme de Boutonnier (2007). 161
Figure 5.12 : Procédure n° 2 permettant de déterminer les paramètres corrélés. 162
Figure 5.13 : Procédure n°3 permettant de déterminer les paramètres initiaux. 163
Figure 5.14 : Procédure n° 4, permet la détermination des paramètres délimitant D1, D2 et D3. 164
Figure 5.15 : Procédure n° 5, permet la détermination les coefficients B et u_w. 165
Figure 5.16 : (A) Courbes (σ_3, u_w) paramétrés en w_L par le modèle de Boutonnier ; (b) zoom à l'origine..... 167
Figure 5.17 : (A) Courbes (σ_3, u_3) paramétrés en r_{bm} (µm) par le modèle de Boutonnier ; (B) zoom. 168
Figure 5.18 : Récapitulatif des essais expérimentaux à l'OPN. 169
Figure 5.19 : Résultat de l'essai expérimental à l'OPN+2%. 169
Figure 5.20 : Résultats des essais porosimétriques à l'OPN et à l'OPN+2%. 170
Figure 5.21 : Résultat des simulations avec les modèles de Boutonnier, Hilf et la mesure expérimentale à l'OPN. 171
Figure 5.22 : Résultat des simulations avec les modèles de Boutonnier, Hilf et la mesure expérimentale à l'OPN+2.....171

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1: La taille des pores (Hammad, 2010). 12
Tableau 1.2: Les différentes tailles des pores étant considérés de forme cylindrique (Hammad, 2010). 12
Tableau 1.3: Indice des vides des matériaux étudiés d'après les essais porosimétriques de différentes teneurs en eau (Nowamooz, 2007). 19
Tableau 1.4 : Corrélations proposées par différents auteurs entre γ_{dopt} ou ω_{opt} et limites d'Atterberg……..31

Tableau 2.1: Paramètre de pression interstitielle B_w pour différents types de sol saturés et quasi saturés (Black & Lee, 1973cité par Holtz 1996). 47
Tableau 2.2: Caractéristiques des essais isotropes réalisés sur le matériau de la Verne (Taibi, 1994). 47
Tableau 2.3: Caractéristiques des échantillons testés. 52
Tableau 2.4: Paramètre de pression interstitielle d'eau B_w, mesuré pour plusieurs types de sols non saturés (Skempton & Bishop, 1954) 56
Tableau 2.5 : Comparatif entre les principaux modèles présentés..... 62
Tableau 2.6 : Valeurs de A_f (Skempton, 1954 cité par Budhu, 2011)……63

Tableau 3.1 : Résultats d'identification des deux matériaux. 67
Tableau 3.2 : Références des membranes semi-perméables utilisées. 70
Tableau 3.3 : Les concentrations du PEG utilisées. 70
Tableau 3.4 : Concentrations des solutions salines utilisées. 71
Tableau 3.5 : Résultats de la détermination des succions initiales par la méthode du papier filtre. ... 74
Tableau 3.6 : Principales caractéristiques des chemins de drainage humidification sous forme de pâte. 77
Tableau 3.7 : Synthèse des valeurs caractéristiques pour le matériau de Boughrara. 81
Tableau 3.8 : Synthèse des valeurs caractéristiques pour le matériau de Saf-Saf. 83
Tableau 3.9 : Synthèse des potentiels d'effondrement (Boughrara). 97
Tableau 3.10 : Synthèse des potentiels d'effondrement (Saf-Saf)……99

Tableau 4.1: Etats initiaux adoptés pour les essais triaxiaux.…… 120
Tableau 4.2: Temps moyen pour la réalisation d'un essai triaxial non consolidé non drainé. 122
Tableau 4.3: Paramètres d'états pour les échantillons étudiés. 123
Tableau 4.4 : Valeurs des succions des échantillons analysés. 124
Tableau 4.5: Variation du paramètre B à l'OPN-4%. 134
Tableau 4.6 : Variation du paramètre B à l'OPN-2%. 135
Tableau 4.7 : Variation du paramètre B à l'OPN. 136
Tableau 4.8: Variation du paramètre B à l'OPN+2%. 137
Tableau 4.9: Plages de variations de B en fonction de la teneur en eau initiale et les cycles de chargement……138

Tableau 5.1 : Paramètres du modèle pour le matériau de Boughrara. 148
Tableau 5.2 : Définitions des caractéristiques des 4 domaines de saturation du sol fonction de la succion (d'après Boutonnier, 2007). 157
Tableau 5.3 : Corrélations utilisées pour la détermination des paramètres nécessaires au calcul du coefficient B pour un sol compacté à l'énergie Proctor normal côté humide (Boutonnier, 2007). ... 159
Tableau 5.4 : Récapitulatif des expressions des corrélations utilisées dans le modèle de Boutonnier. 160
Tableau 5.5 : Paramètres introduits dans le modèle……166

NOTATIONS

B_a	:	Paramètre de pression interstitielle d'air pour chargement isotrope ($du_a/d\sigma_3$).
B_w	:	Paramètre de pression interstitielle d'eau pour chargement isotrope ($du_w/d\sigma_3$).
C_{aw}	:	Compressibilité du mélange air/eau.
C_w	:	Compressibilité de l'eau.
H	:	Coefficient de Henry.
m^a_1	:	Coefficient de variation du volume d'air suivant la variation de la contrainte normale nette.
m^a_2	:	Coefficient de variation du volume d'air suivant la variation de la succion matricielle.
m^s_1	:	Coefficient de variation volumique suivant la variation de la contrainte normale nette.
m^s_2	:	Coefficient de variation volumique suivant la variation de la succion matricielle.
m_v	:	Coefficient de compressibilité volumique (1/kPa).
s_{desat}	:	Pression capillaire de désaturation.
s_{resat}	:	Pression capillaire de resaturation.
s_{SL}	:	Pression capillaire de limite de retrait.
s_{air}	:	Succion d'entrée d'air.
Sr_{air}	:	Degré de saturation au point d'entrée d'air.
S_{re}	:	Degré de saturation lorsque les forces de tension capillaire agissant sur le squelette s'annulent.
u_a	:	Pression de l'air.
u_w	:	Pression de l'eau.
u_{we}	:	Pression relative de l'eau du fluide interstitiel pour laquelle les forces de tension capillaire agissant sur le squelette s'annulent (en general u_{we} =0).

INTRODUCTION GENERALE

La mécanique des sols non saturés est une discipline récente. Elle a fait l'objet de plusieurs recherches depuis le début des années 1990. Les applications en relation avec la non saturation du sol touchent pratiquement toutes les branches de la géotechnique : variations volumiques dus au retrait-gonflement, la géotechnique environnementale, les remblais routiers et les ouvrages compactés tel que les barrages en terre.

Ces axes de recherches ont porté sur plusieurs thématiques tels que : les lois de comportement (Alonso et al., 1990; Modaressi & Abou-Bekr, 1994; Loret & Khalili, 2002), les chemins de drainage-humidification (Biarez et al., 1987 ; Fredlund & Xing, 1994; Fleureau et al., 2002, Aubertin et al., 2003) et l'analyse microstructurale (Delage et Cui, 2000 ; Cuisinier et Laloui, 2004 ; Ferber, 2005, Nowamooz, 2007).

L'ensemble de ces travaux ont apportés de réels progrès qui ont permis de mieux cerner le comportement des sols désaturés où la phase air est continue.

Toutefois, peu de chercheurs se sont intéressés au comportement des sols partiellement saturés qui représentent la zone de transition entre état désaturé et état saturé (Barden, 1974 ; Magnan & Dang, 1977 ; Taibi, 1994 ; Xu & Xie, 2010 et 2011 ; Fourie et al., 2001 ; Boutonnier, 2007). Ce domaine, où l'air est occlus dans le fluide interstitiel, correspond pourtant à de nombreux cas pratiques dans le génie civil. Parmi ces derniers, on cite:

- Remblais ou barrages compactés coté humide de l'optimum Proctor.
- Sols proches de la nappe phréatique.
- Lors d'un déchargement, un sol saturé peut s'approcher d'un état quasi saturé dans le cas où l'air dissous dans l'eau est libéré formant ainsi des bulles d'air isolé dans le fluide interstitiel.
- Sols en état de succion avant désaturation pouvant provoquer des gonflements à l'humidification (arases de déblais routiers, sol porteur de fondations superficielles pour bâtiments, poussée sur les soutènements des tunnels, etc.).

Le présent travail s'intéresse aux sols compactés qui sont proche de la saturation. Dans cette optique, la thèse est structurée en trois parties distinctes (bibliographie, expérimentale et numérique), contenant 5 chapitres :

Le premier chapitre relate les propriétés des sols compactés. Il aborde les axes suivants : comportement sur chemin drainage-humidification, microstructure, phénomène d'effondrement et corrélations se rapportant aux sols compactés.

Le deuxième chapitre s'intéresse aux coefficients de pressions interstitielles de Skempton B (rapport entre la surpression interstitielle et la surcharge) et le coefficient A (rapport entre la surpression interstitielle et le déviateur de contrainte) ; ceci en exposant les principaux travaux expérimentaux et numériques trouvés dans la littérature.

L'étude expérimentale qui est une phase importante de ce travail est présentée dans les chapitres 3 et 4.

Le chapitre 3 concerne le comportement macroscopique des deux sols étudiés sur chemins de drainage humidification à différents états initiaux. Aussi, des essais d'effondrement sont réalisés. D'un point de vu microscopique, l'état des matériaux sur chemin de drainage humidification et sous effondrement sont étudiés au microscope électronique à balayage environnemental et au prosimètre au mercure.

Le 4ème chapitre rapporte les résultats des essais triaxiaux isotropes et déviatoires réalisés sur le matériau du barrage Boughrara. Ces essais sont des essais non drainés non saturés, réalisés sur une base triaxiale modifiée adaptée pour la mesure de la succion initiale des échantillons compactés.

Le dernier chapitre touche au volet numérique. Trois modèles (Hilf, Fredlund et Boutonnier) exprimant l'évolution des pressions interstitielles fonction de la charge appliquée sont exposés. Des simulations numériques sous Mathlab et Mathcad sont réalisés. Les résultats trouvés sont comparés aux résultats des essais expérimentaux.

Chapitre 1

PROPRIETES DES SOLS COMPACTES

1. INTRODUCTION

Les sols compactés sont largement utilisés dans les ouvrages de génie civil et travaux publics (remblais routiers, barrages, barrières ouvragés, ...). Le dimensionnement de ces ouvrages est basé sur les paramètres de résistance à l'état saturé. Ces ouvrages sont souvent à l'état non saturé et soumis à des sollicitations hydriques (séchage –humidification) spécialement dans les régions arides et semi-arides comme l'Algérie.

Dans ce chapitre, on présente le sol compacté en tant que milieu non saturé utilisé dans la construction des ouvrages en terre. On abordera également, une analyse bibliographique des travaux expérimentaux effectués concernant trois grands axes : la microstructure des sols compactés, le phénomène d'effondrement et les différentes corrélations qui relient les paramètres caractérisant les sols compactés.

2. DEFINITIONS

2.1 LES SOLS COMPACTES

Le dictionnaire technique Eyrolles définit le sol comme étant une «Formation superficielle détritique résultant de l'érosion d'une roche mère, puis d'un transport et d'un dépôt. Il se présente sous la forme d'un milieu polyphasique ».

Les sols compactés par définition sont le résultat de la densification des sols par application d'une énergie mécanique selon une norme bien établie.
Le compactage vise à améliorer les propriétés géotechniques des sols. Il peut en outre (Holtz, 1996):

- Réduire ou éliminer le risque de tassement.
- Augmenter la résistance des sols.
- Améliorer la capacité portante des infrastructures routières.
- Limiter les variations de volume indésirables causées (gonflement, retrait ...).

L'essai Proctor est un essai normalisé (NF P 94-093, ASTM D 1557-91, 1998 et ASTM D 698-91, 1998) qui consiste à compacter un sol donné à différentes teneurs en eau avec une énergie constante.

2.2 ENERGIE DE COMPACTAGE

Un sol compacté est la conséquence de l'application d'une énergie de compactage sur un sol donné. Cette énergie est appliquée, au laboratoire, selon une norme bien définie impliquant un mouton cylindrique de masse et de diamètre normalisés que l'on fait chuter 25 fois d'une hauteur donnée sur le sol contenu dans un moule cylindrique. Le compactage se fait en trois couches pour l'essai Proctor normal et en cinq couches pour le Proctor modifié.
L'énergie de compactage est une mesure de l'énergie mécanique appliquée à une masse de sol. Elle est exprimée par (MN/m^3) et définie comme suit :

$$Energie\ E = \frac{N.H.m.g}{V}$$

N : Nombre total de coups.
H : Hauteur de chute de la dame.
m : Masse de la dame.
g : Accélération de la pesanteur.
V : Volume du matériau compacté dans le moule.

Sur le terrain, l'énergie de compactage correspond au nombre de passages d'un rouleau d'un certain type et de poids donné, sur un volume de sol déterminé.

On appelle «Courbe Proctor » la courbe reliant la densité sèche d'un matériau à sa teneur en eau pour une énergie de compactage donnée. La courbe Proctor met en évidence l'existence d'une teneur en eau optimale ω_{OPN}, pour laquelle la densité sèche est maximale, et qui

sépare la plage des teneurs en eau en deux domaines : le côté sec des teneurs inferieures à l'optimum et le côté humide des teneurs en eau supérieures (cf. ***figure 1.1***).

On distingue deux types de courbes Proctor :

- Courbe Proctor Normal : constitue la courbe de référence pour représenter le comportement au compactage des matériaux de remblai et obtenue grâce à une énergie de compactage égale à 0.6 MN/m^3 selon la norme ASTM D698–91.

- Courbe Proctor modifié : le résultat d'un compactage fourni par une énergie égale à 2.7 MN/m^3 selon la norme ASTM D1557–91. Cet essai conduira, pour une même teneur en eau, à une densité plus grande que l'essai Proctor Normal (cf. ***figure 1.1***).

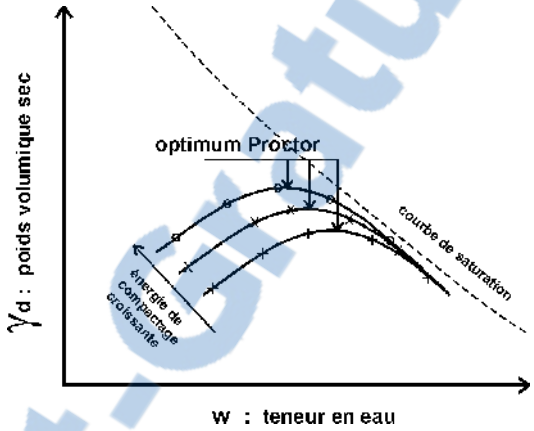


Figure 1.1: Courbes Proctor fonction de l'énergie de compactage.

Du point de vue pratique, la question essentielle à laquelle il faut répondre est : « A quelle contrainte de compactage (énergie de compactage) correspond l'optimum Proctor normal ? ».
Modaressi & Fry (*in* Coussy & Fleureau, 2002) ont essayé de répondre à cette problématique en stipulant que la résistance et la rigidité d'un sol sont accrues par la contrainte de compactage qui contribue à la génération de pression interstitielle. A partir de ce fait, ils considèrent que la réponse n'est pas unique, elle dépend non seulement de la nature mais aussi de la structure initiale du sol, et enfin elle dépend fortement du chemin de contrainte.

Pour des argiles bien humidifiées et reconstituées en laboratoire :

- Sur chemin œdométrique monotone, la contrainte verticale minimale pour atteindre l'optimum varie de 0.6 MPa pour les argiles plus plastiques à 1.1 MPa pour les moins plastiques.
- Sur chemin triaxial, elle peut atteindre seulement 0.3 MPa.

En première approximation on peut retenir qu'après saturation (Modaressi A. & Fry *in* Coussy & Fleureau, 2002):

- Une densité sèche égale à 100 % OPN correspond à une pression de consolidation de 0.2 à 0.3 MPa.
- Une densité sèche égale à 95 % OPN compacté à une teneur en eau ω_{OPN+2}, correspond à une pression de consolidation de 0.1 MPa.

3. DEFINITION DU DOMAINE QUASI SATURE

Le domaine quasi saturé ou autrement dit au voisinage de la saturation est le domaine ou la phase air n'est pas continue dans le fluide interstitiel se trouvant dans un sol. Dans ce cas l'air est sous forme de bulle d'air isolé baignant dans l'eau. Ce cas est observé pour les degrés de saturation supérieure ou égale à 85%.

Cette zone de transition entre l'état saturé et l'état non saturé où l'air est occlus constitue un problème sérieux rencontré lors de l'édification des barrages en terre homogènes, qui est celui de l'apparition des surpressions interstitielles. Vu la faible perméabilité des sols fins compactés, et dans l'hypothèse d'une construction suffisamment rapide vis-à-vis de la vitesse de transfert de l'eau, on peut en effet considérer que la construction d'un ouvrage en remblai se fait en conditions non drainées à l'eau. Quand la zone d'air occlus est atteinte, on peut modéliser le comportement en adoptant l'expression de la contrainte effective en milieu saturé, avec un fluide compressible qui représente globalement la compressibilité du mélange eau-air (Cui & Delage, 2000).

Physiquement le domaine quasi saturé se traduit dans le domaine saturé à succion non nulle sur chemin de drainage-humidification.

4. CHEMINS DE DRAINAGE HUMIDIFICATION

L'action de la pression interstitielle négative ou succion ($s = u_a - u_w$) est mise en relief sur un chemin de drainage humidification, dans lequel l'échantillon n'est soumis à aucune contrainte extérieure. Ce chemin est obtenu par des essais dont le principe est d'imposer au sol une série de pressions capillaires croissantes jusqu'à séchage complet (drainage), puis appliquer une suite de pressions décroissantes afin de le réhumidifier (imbibition).

Une représentation englobant, en même temps, la variation des paramètres (succion, indice des vides, degré de saturation et teneur en eau) est nécessaire. En effet, la représentation dans un diagramme à cinq plans ([log s, e], [log s, Sr], [log s, ω], [ω, e] et [ω, Sr]), permettra de mettre en évidence les correspondances entre les variations de ces paramètres (Biarez et *al.,* 1988).

Ci-après, les principales caractéristiques des sols soumis à un chemin de drainage humidification. Ces sols sont sous forme de pâte ($w=1.5\ w_L$), surconsolidés et compactés.

4.1 MATERIAU SOUS FORME DE PATE

La description du premier cycle de drainage humidification sur une pâte (cf. ***figure 1.2***), met en évidence trois phases dans le comportement du matériau sur chemin de drainage, que l'on retrouve dans tous les types d'argiles, y compris les argiles gonflantes (Coussy & Fleureau, 2002):

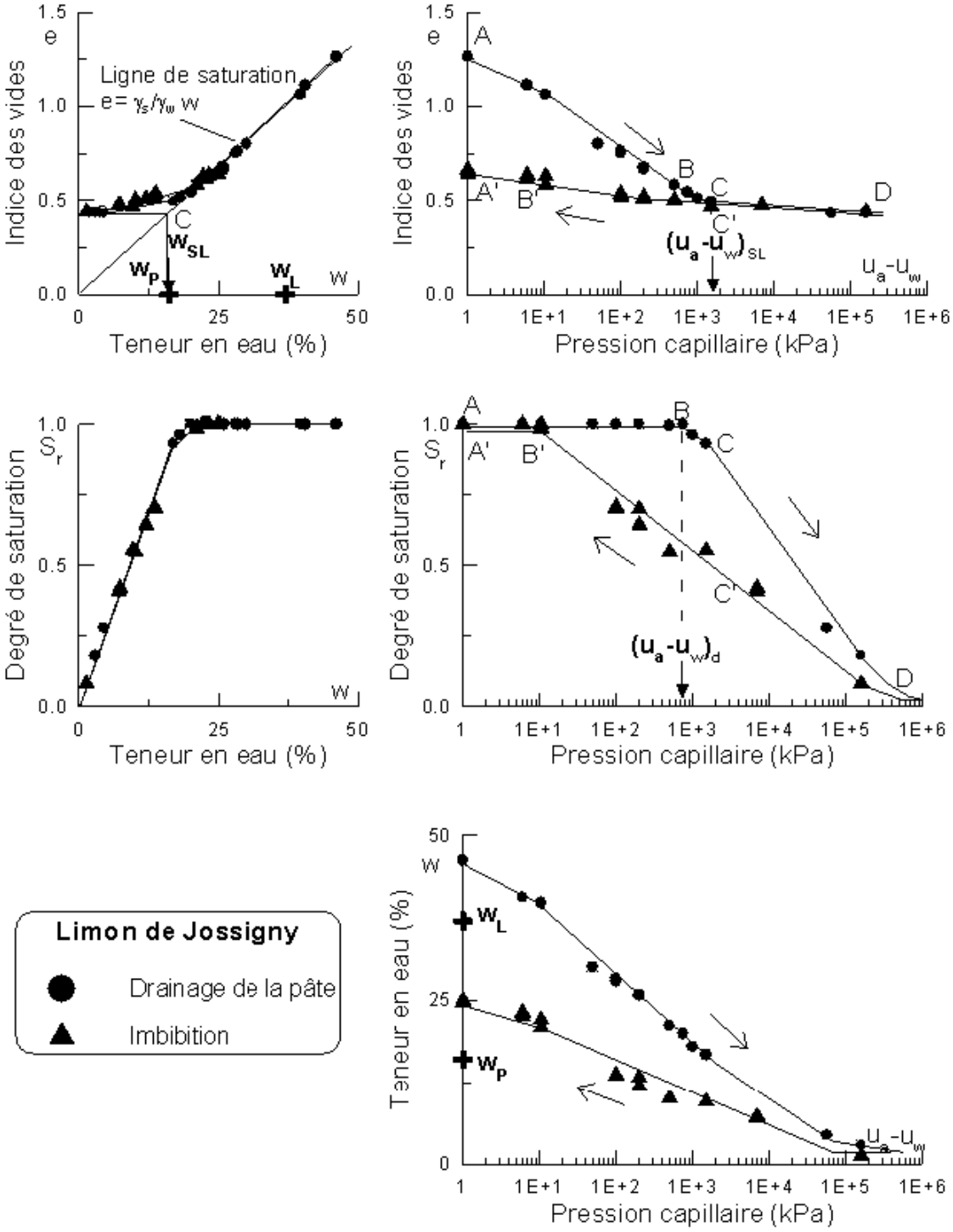


Figure 1.2: Un cycle de drainage imbibition sur le limon de Jossigny normalement consolidé (Indarto, 1991 cité par Modaressi, 2004).

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

- $s < s_{désat}$: Un domaine saturé où le sol subit des déformations plastiques importantes.
- $s > s_{SL}$: Un domaine non saturé dans lequel le sol se déforme très peu et de façon élastique; c'est dans ce domaine que l'on observe la plus forte irréversibilité des variations de degré de saturation.
- $s_{désat} < s < s_{SL}$: Le sol reste quasi saturé (Sr > 85 %) et son comportement est peu différent du sol saturé; la phase eau reste généralement continue, mais présente des bulles d'air dispersées.

4.2 MATERIAU CONSOLIDE

Les matériaux surconsolidés sont préparés à partir d'une pâte, saturée puis soumise à une contrainte. Des essais de drainage humidification ont été réalisés (Maouchi, 1998 *in* Coussy & Fleureau, 2002) sur le limon de Jossigny consolidé sous différentes contraintes (0.1; 1 et 3 MPa) dans les conditions œdométriques (cf. ***figure 1.3***).

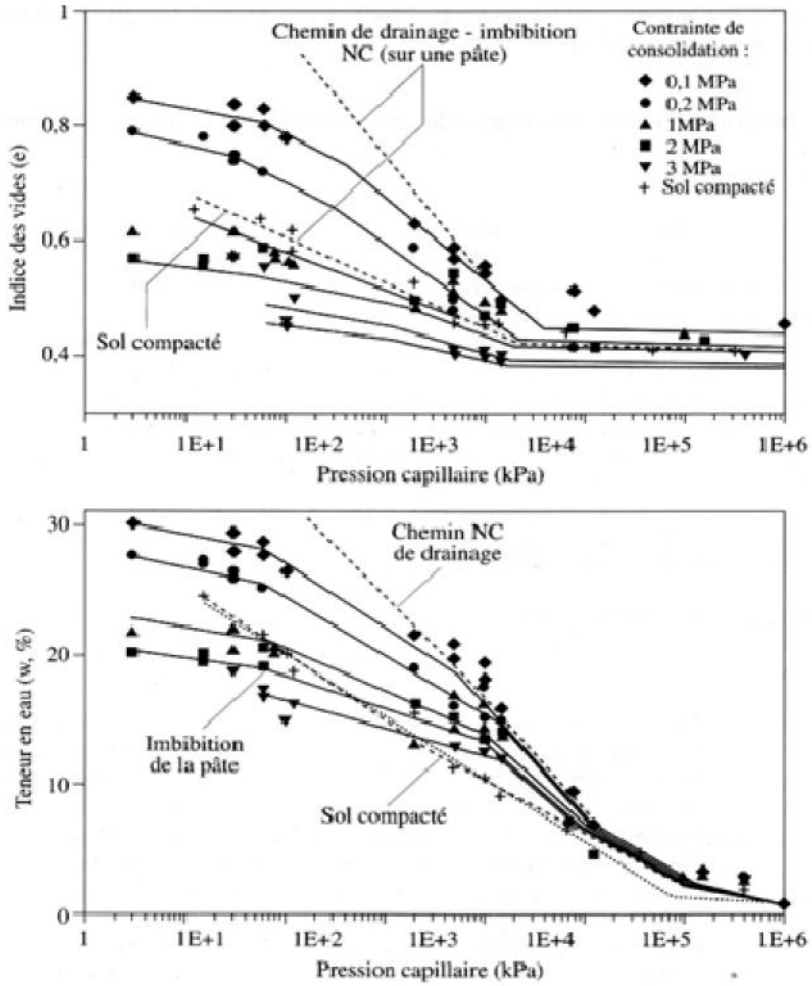


Figure 1.3 : Influence de la contrainte de consolidation sur le chemin de drainage du limon de Jossigny (Maouchi, 1998 *in* Coussy & Fleureau, 2002).

D'après cette figure, on constate que deux cas peuvent se présenter (Coussy & Fleureau, 2002):

A. Faible contrainte de consolidation (0.1 MPa):

- La succion initiale est de 70 kPa.
- Le chemin de drainage rejoint le chemin normalement consolidé (NC), sur la pâte, dans le domaine saturé.
- La désaturation survient au même moment dans le matériau surconsolidé et dans le matériau normalement consolidé.
- Les mêmes valeurs caractéristiques $s_{désat}$, s_{SL} , ω_{SL} et le même palier de retrait pour les deux matériaux NC et SC.
- Dans le plan [e, s], la forme des courbes est légèrement différente de celle des matériaux saturés sur chemin de compression mécanique.

B. Fortes contraintes de consolidation (1 et 3 MPa):

- La pression capillaire initiale est voisine de la pression de désaturation de la pâte.
- Le matériau surconsolidé se comporte de façon assez différente de la pâte et présente des valeurs caractéristiques et un palier différent : plus la contrainte de consolidation est élevée, plus l'indice des vides et la limite de retrait sont faibles.
- Les variations de l'indice des vides sont limitées de 0.45 à 0.39. Ce faible écart est probablement dû aux déformations anisotropes crées par la désaturation, qui engendre une microstructure différente du sol.

Les auteurs ont rapporté que l'hystérésis des chemins de drainage humidification diminue quand la contrainte de consolidation augmente.

4.3 MATERIAU COMPACTE

Le chemin de drainage humidification réalisé sur une argile sableuse compactée à l'optimum a donné lieu aux constatations suivantes (cf. ***figure 1.4***):

- L'état initial des échantillons est l'optimum Proctor, il correspond à une pression capillaire, dans cet exemple, égale à 0.65 MPa.
- Au-delà de cette pression initiale, les échantillons suivent un chemin de drainage et un chemin d'humidification pour des valeurs inférieures à cette dernière.
- Sur le chemin de drainage, les échantillons compactés se comportent comme s'ils suivent un chemin surconsolidé.
- Les chemins de drainage humidification, sur matériau compacté, sont sensiblement réversibles.
- En comparant le chemin de drainage humidification des échantillons sous forme de pâte et compactés, on constate que la limite de retrait des échantillons compactés à l'OPN est plus basse que celle de la pâte.

Ceci conforte l'idée que la limite de retrait n'est pas un paramètre intrinsèque du matériau mais qu'elle dépend de l'état initial et de l'indice des vides de ce dernier (Fleureau & *al.* 1993 cité par Taibi, 1994).

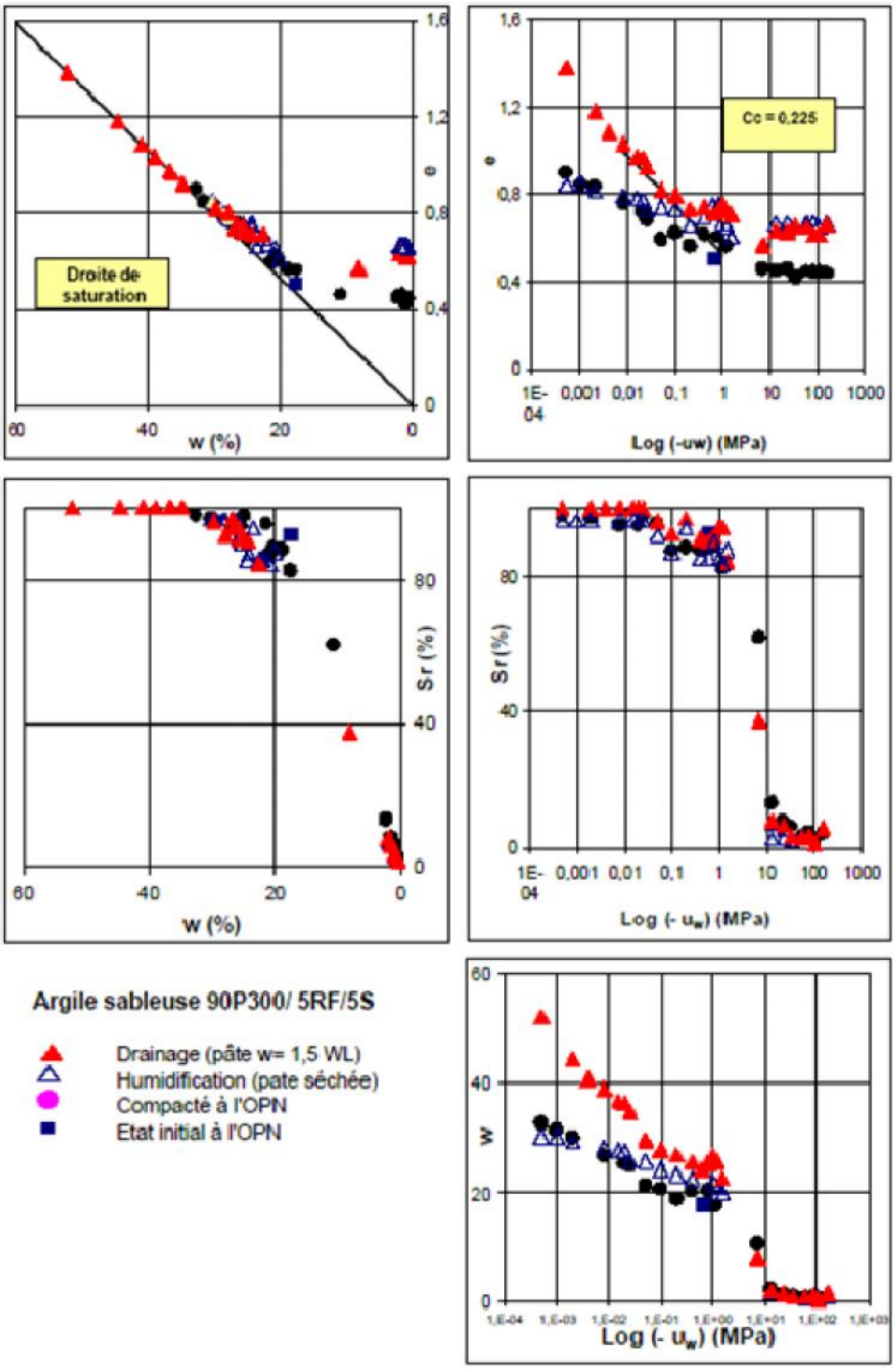


Figure 1.4 : Chemins de drainage humidification effectués sur des échantillons d'argile sableuse (Sayad-Gaidi, 2003).

5. CONCEPT DE LA CONTRAINTE EFFECTIVE

Le concept de contrainte effective rend compte des phénomènes observés dans un domaine de degré de saturation compris entre 0.85 et 1.0, pour lequel l'air est occlus sous forme de bulles discontinues, sans contact avec les grains de sol. Dans ces conditions, le concept de contrainte effective est utilisé par de nombreux chercheurs.

Des comparaisons entre des essais de drainage - humidification sous forme de pâte (cf. ***figure 1.2***) et des essais mécaniques de compression - décompression œdométrique et isotrope (cf. ***figure 1.5***) ont été réalisés. La comparaison entre ces deux séries d'essais montre l'existence de deux domaines (Biarez et al., 1988; Fleureau & Indarto, 1993; Fleureau & Kheirbek-Saoud, 2004 ; Abou-Bekr et al., 2006 ; Lachgueur et al., 2010) :

- Le premier est celui dans lequel la pression d'eau négative a l'effet d'une contrainte mécanique effective isotrope. Dans ce domaine, il existe une équivalence entre la contrainte mécanique appliquée et la pression d'eau négative. Ce domaine est associé aux sols quasi saturés. On note qu'un sol peut présenter une pression interstitielle négative importante tout en restant quasi saturé.
- Un autre domaine est associé aux sols partiellement saturés. Dans ce domaine, le sol ne se déforme presque plus. La teneur en eau varie avec le degré de saturation.

La limite de ces deux domaines correspond à la pression d'entrée d'air (ou à la pression de désaturation). Elle dépend de la nature et de la structure du sol.
Ainsi, Biarez et Fleureau concluent que, dans le domaine quasi saturé, la logique des sols saturés et la notion classique de contrainte effective de Terzaghi restent valables tant que l'eau est en phase continue, c'est à dire, en première approximation, pour des teneurs en eau supérieures à la limite de retrait.

Par conséquent, le postulat de Terzaghi est applicable dans le cas où l'air se présente sous forme de bulles d'air, à condition que la compressibilité du fluide soit prise en compte correctement.

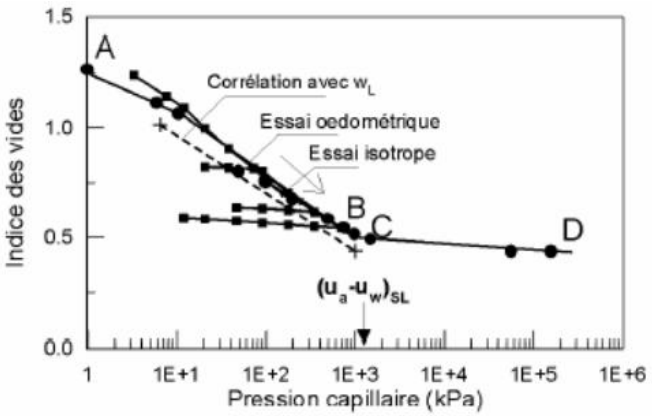


Figure 1.5: Comparaison des chemins de drainage sur la pâte, compression œdométrique et isotrope sur le limon de Jossigny (Indarto, 1991 cité par Modaressi, 2003).

6. MICROSTRUCTURE DES SOLS COMPACTES

6.1 DEFINITIONS

Dans la littérature et sur une large échelle, les chercheurs s'accordent à dire qu'il y a deux niveaux de fabrication d'un sol, en l'occurrence la macrostructure et la microstructure.

La *microstructure* du sol est décrite comme étant une association de particules élémentaires dans les agrégats du sol, où l'arrangement de ces agrégats est désigné comme étant la *macrostructure* de ce sol (Mitchell, 1976 cité par Al-Mukhtar et al., 1996.).

Plusieurs paramètres peuvent influencer, en même temps, la microstructure et la macrostructure. Ces paramètres peuvent se traduire par (Van Olphen, 1977 ; Rosenqvist, 1984 ; Venial, 1985 ; Griffiths & Joshi, 1990 cités par Al-Mukhtar et al., 1996):

- La nature du sol.
- La taille des particules argileuses.
- L'histoire du chargement.
- L'état hydrique et la minéralogie.

Les propriétés physico-chimiques et le comportement hydromécanique du sol sont bien entendu grandement influencés par la microstructure. Une bonne connaissance de l'évolution de la microstructure durant différents chemins de sollicitations peut souvent aider à expliquer certains comportements hydromécaniques. Le gonflement et l'effondrement, par exemple, sont liés aux changements de microstructure.

En outre, l'influence de la microstructure sur le comportement hydromécanique peut être beaucoup plus importante dans un sol non saturé que dans un sol saturé. La microstructure initiale d'un sol saturé peut être détruite par cisaillement. Dans un sol non saturé, la succion apporte une résistance supplémentaire à la structure (cohésion apparente due à la succion), et de ce fait, le sol résiste mieux au cisaillement. Dès lors, sous une même charge, la microstructure d'un sol non saturé peut rester intacte, tandis que celle d'un sol saturé peut être modifiée (Li, 1999).

Les études microstructurales sont de plus en plus employées pour améliorer la compréhension du comportement macroscopique et des propriétés physiques des sols compactés et naturels. Elles comportent l'utilisation des techniques à l'échelle de particules/agrégats (<100µm) afin d'analyser la disposition et la distribution des particules, des ensembles de particules et des pores ainsi que les différentes connectivités entre eux dans divers types de sols (Collins & McGowan, 1974; Delage & Lefebvre, 1984; Delage et al., 1996 ; Al-Rawas & McGown 1999; Mitchell & Soga, 2005), cités par Romero & Simms (2008).

A partir de l'article d'Al-Mukhtar et al., (1996), Hammad (2010) a classé les pores en fonction de leur taille (cf. ***tableau 1.1***) et en fonction des unités texturales qui les forment (cf. ***tableau 1.2***).

Tableau 1.1: La taille des pores (Hammad, 2010).

Ultrastructure	Micropores	Macropores
10-15 A°	25-2000 A°	>2000 A°

Tableau 1.2: Les différentes tailles des pores étant considérés de forme cylindrique (Hammad, 2010).

Type de pores	Diamètre des pores (µm)
Inter-agrégat	≥ 0.15
Inter-particule ou intra-agrégat	0.0025 ≤ d ≤ 0.15
Intra-particule	0.001 ≤ d ≤ 0.0025

La ***figure 1.6*** représente les différents composants d'un sol argileux.

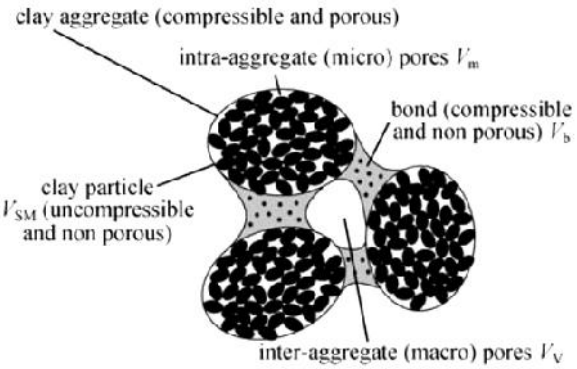


Figure 1.6: Structure d'un sol cohérent (Alonso & Cardoso, 2010).

6.2 TECHNIQUES UTILISEES POUR LA DESCRIPTION DE LA MICROSTRUCTURE D'UN SOL

La description de la microstructure est depuis longtemps une préoccupation des géotechniciens (Lambe, 1958 cité par Ferber, 2005), car plusieurs chercheurs ont essayé d'expliquer des phénomènes observés à l'échelle macroscopique par des mécanismes opérant à l'échelle élémentaire. Dans le cas des sols argileux, la taille des particules est de l'ordre du micromètre (cf. ***tableaux 1.1*** & ***1.2***).
Les moyens expérimentaux qui peuvent être utilisés à cette échelle se sont développés vers la deuxième moitié du 20ème siècle, avec le développement technologique des microscopes électroniques à balayage (Le Gressus, 1995 cité par Ferber, 2005), qui n'ont cessé de se perfectionner depuis.
La porosimétrie par injection de mercure est venue compléter la microscopie dans les années 1960, pour ce qui est des sciences du sol (Pellerin, 1980), en apportant une description quantifiée de la microstructure.

Ci après une présentation succincte des principales méthodes d'investigation de la microstructure dans les sols:

A. Microscope Electronique à Balayage (MEB)

La microscopie électronique à balayage (MEB) consiste à balayer la surface d'un échantillon avec un faisceau d'électrons pour reconstituer une image de sa surface. Les échantillons examinés au MEB ont une dimension de l'ordre du centimètre et une masse de quelques grammes au maximum. Dans un MEB conventionnel, le compartiment dans lequel est mis l'échantillon doit être soumis à un vide de l'ordre de 10^{-5} Pascal pour assurer une bonne diffusion des électrons. En plus, la surface de l'échantillon doit être recouverte par un film conducteur (< 50-100 A°) pour éviter les phénomènes de charge de surface.

B. Le MEB Environnemental (MEBE)

Une technique très récente et la plus approprié pour l'étude et la mesure des dispositions des agrégats et particules ainsi que les différents pores dans les sols non saturés est la Microscopie Electronique à Balayage Environnemental (MEBE).

Cette technique permet d'observer les échantillons dans un environnement quelconque (pression, température, humidité relative), et sans préparation préalable ni rajout de revêtement conducteur sur les spécimens étudiés. Ceci permet d'étudier des échantillons dans un état humide tout en préservant leurs structures originales, ce qui représente un avantage énorme par rapport au MEB conventionnel (Romero & Simms, 2008).

C. Porosimétrie au mercure

La porosimétrie par injection de mercure repose sur la propriété du mercure d'être non mouillant. Cet essai permet d'estimer aussi bien la porosité totale des roches que la géométrie du milieu poreux en donnant la répartition de la dimension des seuils de pores (Nowamooz, 2007). Le mercure est injecté sous pression dans un échantillon d'environ 1 cm^3. D'après la loi de Laplace, la pression nécessaire P pour faire pénétrer le mercure dans un pore assimilé à un tube capillaire de rayon R est égale à :

$$P = \frac{2.T_S.\cos\theta}{R}$$

Avec :

T_s : Tension superficielle du mercure (485 mJ/m^2).

θ : Angle de raccordement du ménisque mercure/ vapeur de mercure au capillaire. La valeur de l'angle de contact varie en fonction de la nature du sol, entre 130° et 147°.

Avant de commencer l'essai, l'échantillon doit être séché pour être mis sous vide. Pour ces différentes méthodes, il a été longtemps nécessaire de préparer spécifiquement les échantillons par lyophilisation (Le Roux, 1971, cité par Ferber, 2005). Cette préparation reste encore aujourd'hui indispensable pour la porosimétrie au mercure. Le principe général de cette technique se résume à :

- Congeler l'eau contenue dans le sol en évitant la formation de cristaux de glace, qui s'accompagnerait d'une augmentation de volume du l'eau. Pour cela il faut congeler les échantillons à très basse température avec de l'azote liquide.
- Faire passer la glace ainsi obtenue directement à l'état de vapeur par sublimation.

Un essai de porosimétrie est réalisé en au moins quatre phases (cf. ***figure 1.7***):

- *Phase 1* : consiste à mettre l'échantillon sous vide (1 Pa), afin que l'ensemble du volume poreux soit disponible pour l'injection.
- *Phase 2* : dite de « basse pression », le mercure est injecté par paliers jusqu'à la pression atmosphérique. Cette phase permet de décrire les plus gros pores (diamètres < 10 µm.), ce qui correspond à l'espace inter-agrégat.
- *Phase 3* : dite de « haute pression », nécessite un transfert de l'échantillon sur une partie spécifique de l'appareillage où va s'effectuer l'injection entre la pression atmosphérique et la pression maximale qui détermine la taille minimale des pores analysées, ce qui correspond à l'espace intra-agrégat.
- *Phase 4* : dite « d'extrusion », consiste à faire ressortir le mercure en diminuant la pression par paliers jusqu'à retourner à la pression atmosphérique, ce qui permet de

quantifier la part du volume des pores dont le rayon réel est supérieure au rayon d'entrée. Cette différence entre rayon d'entrée des pores et rayon réel des pores est à l'origine du piégeage du mercure lors de l'extrusion.

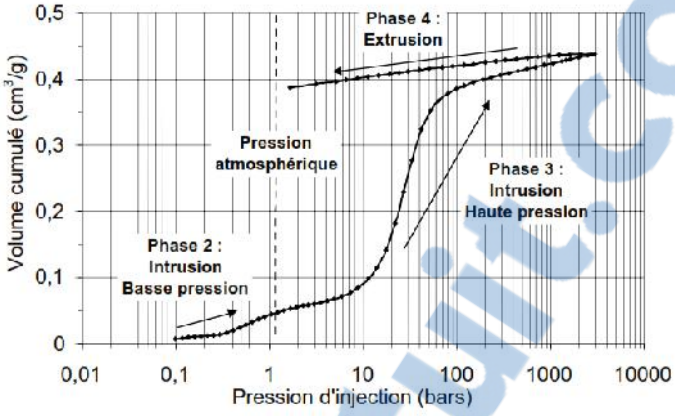


Figure 1.7: Représentation des différentes phases d'un essai porosimétrique (Ferber, 2005).

La représentation des résultats bruts consiste à reporter les volumes cumulés, rapportés à la masse sèche de l'échantillon, en fonction du diamètre des pores, calculés selon la loi de Laplace cité plus haut.
Pour mieux visualiser la répartition des volumes par taille de pores, on reporte le rapport entre la variation de volume et la variation du logarithme du volume injecté [dV/d(lgD)] en fonction du diamètre des pores (cf. ***figure 1.8***). Cette représentation est appelée « distribution des tailles de pores » PSD (Pore Size Distribution).

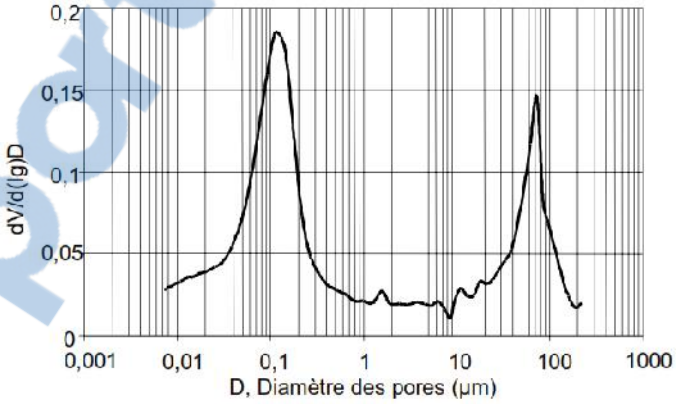


Figure 1.8: Exemple de distribution de tailles de pores (Ferber, 2005).

En analysant les résultats porosimétriques de plusieurs sols, on remarque qu'ils présentent une distribution de pores de type bimodale (Rahardjo & al, 2004 ; Zhang et Chen, 2005) cités par Satyanaga 2013, cette double porosité est du à la présence de larges pores ainsi que des pores de moindre diamètre. Tandis que d'autres types de sols présentent une distribution unimodale du à la présence d'une majorité de pores de même diamètre (cf. ***figure 1.9***).

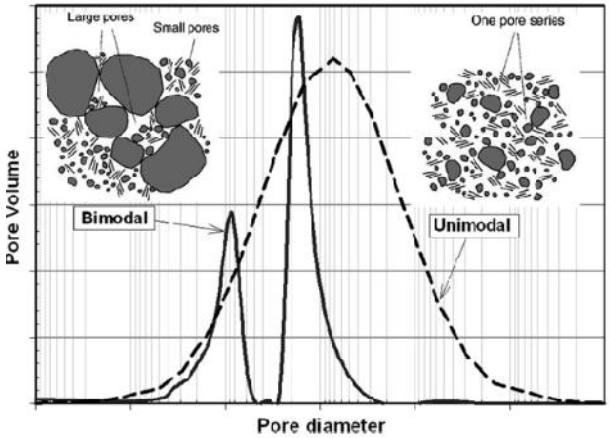


Figure 1.9: Structure et distribution des pores de sols de types unimodal et bimodal (Satyanaga et al., 2013).

6.3 MICROSTRUCTURE D'UN SOL COMPACTE

Plusieurs auteurs ont étudié la microstructure des sols compactés en utilisant les techniques citées plus haut à savoir la porosimétrie au mercure et la microscopie électronique à balayage MEB (ou le MEBE). En premier lieu, on présentera ci après les résultats d'une étude effectuée sur les branches de la courbe Proctor c'est-à-dire côtés sec et humide ainsi que les observations effectuées à l'optimum.

Les courbes obtenues par Ahmed et al., (1974 cités par Delage et Cui, 2000) sur des échantillons compactés du côté sec, à l'optimum Proctor et du côté humide (cf. ***figure 1.10***), permettent des observations qui ont été confirmées par microscopie électronique à balayage pour le limon de Jossigny (cf. ***figure 1.11***).

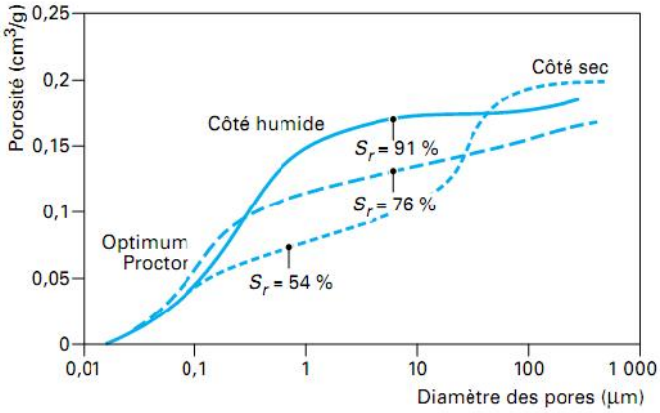
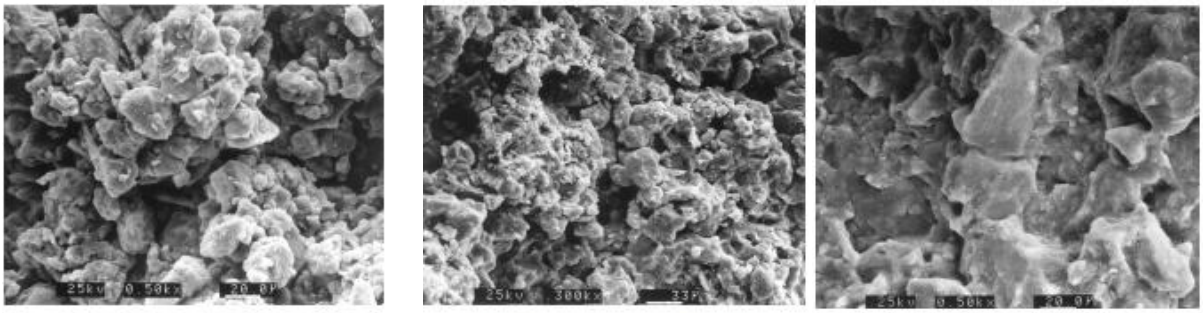


Figure 1.10: Courbes porosimétriques d'échantillons de grundite compactés à l'optimum Proctor, du côté sec et du côté humide (Delage et Cui, 2000).



a. Echantillons sec *b. Echantillon à l'optimum* *c. Echantillon humide*

Figure 1.11: Photographies au MEB d'échantillons de limon de Jossigny compactés (Delage et Cui, 2000 B).

Les observations issues des ***figures 1.10*** et ***1.11*** émanant des auteurs su-cités se résument comme suit :

- *Côté sec de l'optimum :* une double porosité est observée, correspondant à une structure en agrégats; la famille de pores de petits diamètres (0,04 µm) correspond aux pores internes aux agrégats, alors que les pores de diamètres d'accès moyens de 30 µm sont situés entre les agrégats. Sur la photographie correspondante (cf. ***figure 1.11.a***), un agrégat de 70 µm environ de diamètre, constitué de grains de limon de diamètre voisin de 20 µm, est clairement apparent. La phase argileuse (34 % < 2 µm) est peu apparente, les plaquettes étant collées sur les grains de limon. Dans les sols plus argileux, les agrégats sont constitués de l'agglomération de minéraux argileux.

- La courbe porosimétrique de l'échantillon *humide* est unimodale, avec un point d'inflexion à 0,24 µm, représentatif de la structure observée sur la ***figure 1.11.c*** : les grains de limon sont entièrement contenus dans une matrice formée de l'argile hydratée, au point de n'être plus clairement apparents. Le rayon, déterminé par la pénétration du mercure, est le rayon d'entrée dans cette matrice argileuse. Par rapport à la photographie précédente, on observe que l'hydratation permise par une teneur en eau plus forte engendre une augmentation considérable du volume de la phase argileuse.

- La structure du limon de Jossigny à *l'optimum Proctor* est plutôt de type granulaire (cf. ***figure 1.11.b***), sans présence apparente d'agrégats, avec une courbe porosimétrique représentative de pores mal classés, de diamètre compris entre 0,20 et 100 µm. Il est possible que cette configuration, moins bien ordonnée, soit obtenue par rupture des agrégats lors du compactage, du fait d'une résistance moindre des agrégats, due à une teneur en eau plus grande.

- Pour les degrés de saturation indiqués sur la ***figure 1.10***, si l'on admet que l'eau est contenue dans les plus petits pores, on observe que les agrégats de l'échantillon humide sont proches de la saturation (pores intra-agrégats de diamètre inférieur à 1 µm), et que les pores inter-agrégats sont pleins d'air. De même, la majorité des pores de l'échantillon humide sont remplis d'eau, entraînant l'occlusion et la non-continuité de l'air. Dans l'échantillon à l'optimum, seuls les gros pores de diamètre d'accès supérieurs à 60 µm sont pleins d'air.

6.4 INFLUENCE DE L'ETAT INITIAL

Vu le nombre très important de recherches sur la microstructure des sols compactés, on ne peut citer ici que quelques exemples en mettant l'accent sur l'influence de quelques paramètre sur l'évolution de cette microstructure sous certaines conditions.

A. Influence de la densité initiale

Le matériau étudié par Nowamooz et *al.* , (2008) est un mélange de bentonite calcique (60%) et du limon de Xeuilley (40%). Les principales propriétés géotechniques du mélange sont : la limite de liquidité w_L=40 %, l'indice de plasticité I_P=22 %. Deux séries d'essais ont été

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

effectuées. La première est constituée d'échantillons lâches compactés à une densité sèche de 1,27 et la seconde d'échantillons denses compactés à une densité sèche 1,57. Dans les deux cas la teneur en eau initiale du matériau est de 15 % et la succion mesurée à l'état initial est de 20 MPa.

Des essais de porosimétrie au mercure ont été réalisés sur les échantillons à l'état initial. Les résultats présentés sur la ***figure 1.12*** mettent en évidence les deux niveaux structuraux du matériau argileux. La limite entre la micro-et la macrostructure est fixée à un diamètre de pores de 0,15 µm, valeur pour laquelle les pores des deux séries ne semblent pas être influencés par la pression de compactage.
En étudiant l'influence du chargement sur les deux structures, on constate que la série la plus dense présente moins de macropores. En revanche, la microstructure ne semble pas être influencée par la pression de compactage, cette pression n'influence pas non plus les valeurs de diamètres dominantes de microstructure (0,011 µm) et de macrostructure (7,5 µm).
La ***figure 1.12*** montre aussi la variation de l'indice des vides cumulé en fonction du diamètre de pores pour les deux échantillons compactés. 72 % de l'indice des vides total ont été remplis par le mercure pour les deux échantillons à la fin des essais porosimétriques. Certains auteurs ont attribué le vide non-intrus aux diamètres des pores inférieurs à 0,004 µm.

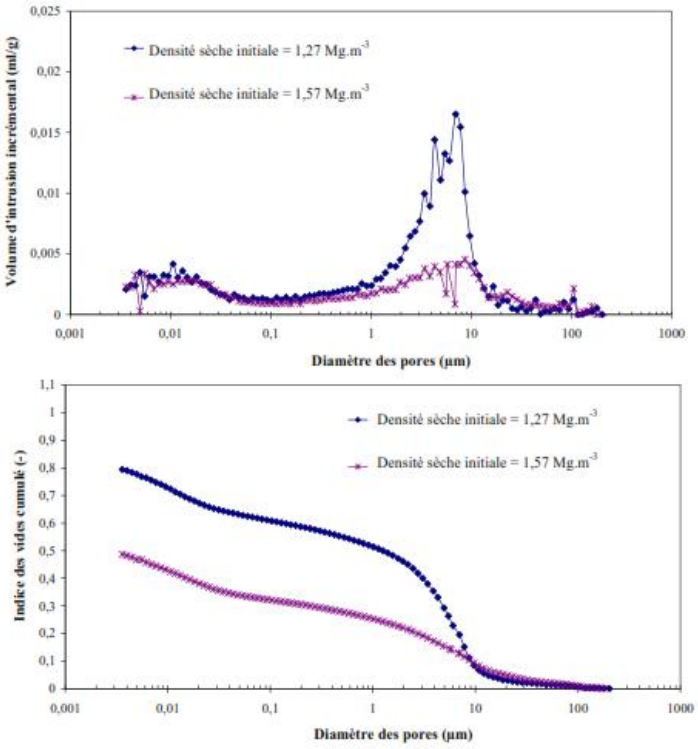


Figure 1.12: Comparaison des niveaux structuraux des échantillons compactés à deux densités différentes d'après l'essai de porosimétrie au mercure (Nowamooz et al., 2008).

B. Influence de la teneur en eau initiale

L'influence de différentes teneurs en eau a été étudiée sur la structure interne du mélange (précédemment cité) par l'essai porosimétrique à la pression de compactage de 1 000 kPa.

La ***figure 1.13*** présente l'évolution du volume incrémental d'intrusion de mercure et de l'indice des vides cumulé en fonction du diamètre des pores pour les trois teneurs en eau de 15 % (côté sec de l'optimum), de 25 % (l'optimum) et de 30 % (côté humide de l'optimum). Ces résultats résumés dans le ***tableau 1.3*** montrent qu'à l'optimum, l'indice des vides de la macrostructure atteint sa valeur minimale (e=0.27). Les éprouvettes ont tendance à s'homogénéiser à l'optimum et au côté humide (e=0.31 pour le côté humide) (Nowamooz, 2007).

Tableau 1.3: Indice des vides des matériaux étudiés d'après les essais porosimétriques de différentes teneurs en eau (Nowamooz, 2007).

Teneur en eau (%)	15	25	30
Indice des vides total du sol	1.10	0.77	0.85
Indice des vides total du sol d'après l'essai porosimétrique	0.79	0.59	0.52
Indice des vides de macrostructure	0.50	0.27	0.31
Indice des vides de microstructure	0.60	0.50	0.54

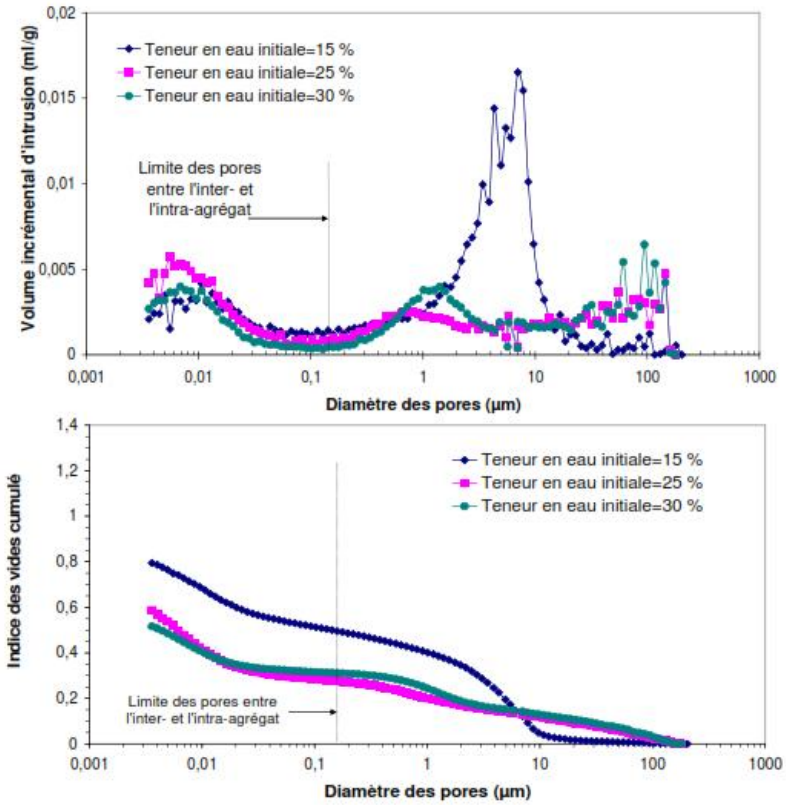


Figure 1.13: Influence de la teneur en eau sur la structure interne du mélange compacté (Nowamooz, 2007).

C. Influence de la succion imposée

Afin de montrer l'influence de l'imposition de la succion sur la structure interne des sols, des échantillons limoneux compactés saturés ont été soumis à différentes succions croissantes de 0 à 400 kPa. La distribution de la dimension des pores PSD est représentée dans le plan [diamètre des pores, fraction de volume] (cf. ***figure1.14***).

Les auteurs ont remarqué qu'avec l'augmentation de la succion il y a une réduction des macrospores accompagnée d'une augmentation des micropores due au retrait des macrospores, menant vers une distribution bimodale (Romero & Simms, 2008).
En comparant l'ensemble des cinq courbes, il ressort que les pores inferieurs à 0.1 mm ne sont pas influencés par le drainage (séchage) imposé par les succions appliquées.

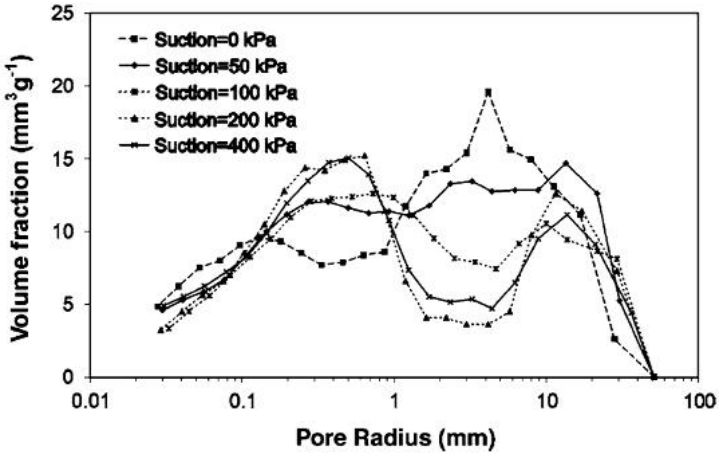


Figure 1.14: Evolution de la distribution de la dimension des pores (PSD) fonction de la succion imposée sur un sol limoneux (Cuisinier & Laloui, 2004 ; Koliji et al., 2006) cités par Romero & Simms, 2008.

De leurs côté, Stoltz et al, 2012 ont réalisé des essais de porosimétrie sur des échantillons compactés à l'optimum Proctor à une densité sèche de 1.45 et à une teneur en eau optimale de 26.5%. La ***figure 1.15*** montre les résultats pour les échantillons saturés (succion=0), et trois autres échantillons soumis à des succions respectives de : 2.8, 8 et 113 MPa.

La ***figure 1.15.b*** montre une distribution bimodale c'est-à-dire une double porosité. Ce type de distribution est observé généralement dans les sols compactés du côté sec de l'optimum. Les micro-pores représentent l'espace intra-agrégats et les plus grands pores (macro-pores) représentent l'espace inter-agrégats.
Les auteurs constatent que sur le chemin de drainage, le retrait augmente avec l'augmentation de la succion jusqu'à la valeur de 8 MPa (un retrait de l'ordre de -12% à la succion de 8 MPa). Une stabilisation du retrait est remarquée entre 8 MPa et 113 MPa.

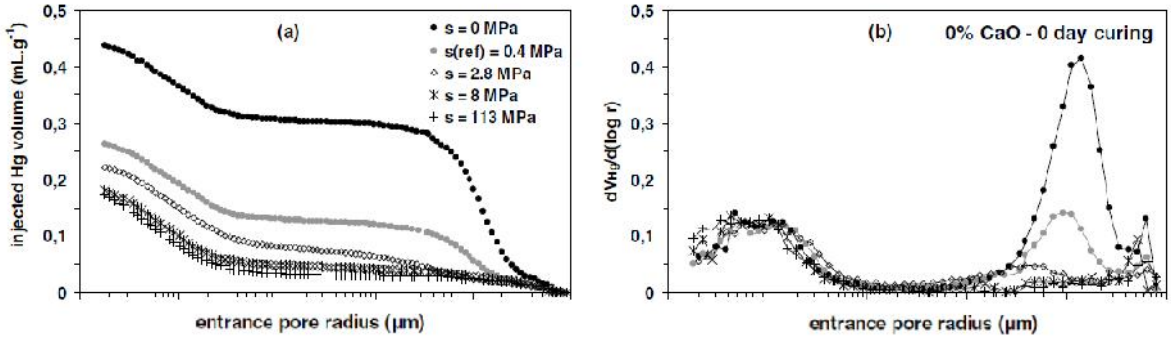


Figure 1.15: Influence de la saturation (s=0 MPa) et le drainage (s=2.8 ; 8 et 113 MPa) sur l'argile compacté (Stoltz et al, 2012).

7. PHENOMENE D'EFFONDRFEMENT

Le phénomène d'effondrement (collapse) est la diminution brutale du volume d'un sol, soumis à certaines conditions, suite à son humidification.
Cette diminution de volume conduit à une densification irréversible du sol, initialement lâche ou peu dense.

L'effondrement peut se produire dans les sols:

- Naturels (dépôts éoliens, dépôts alluvionnaires ou sols résiduels).
- Compactés (remblais, barrages en terre, ouvrages souterrains).

7.1 FACTEURS INFLUENÇANT L'EFFONDREMENT

Plusieurs auteurs ont essayé de définir les principaux facteurs influençant l'effondrement. On citera, ci-après, quelques approches et constatations:

Lawton et al. (1991 cités par Benchouk, 2005), résument les observations se rapportant au phénomène, comme suit:

A : Quatre conditions sont nécessaires pour que l'effondrement se produise dans les sols [Barden et *al.* (1973); Mitchel (1976)]:

- Une structure ouverte, partiellement instable et partiellement saturée.
- Une forte contrainte totale appliquée.
- Présence d'une succion suffisamment importante ou des agents de cimentation ($CaCO_3$) qui stabilisent le sol dans des conditions non saturées.
- Une humidification du sol réduira la succion et détruira les agents de liaisons. Ceci provoquera un cisaillement des contacts intergranulaires.

B : Le potentiel d'effondrement décroît soit :

- En augmentant la teneur en eau initiale ou la densité sèche initiale.
- En diminuant la contrainte appliquée (Holtz, 1948; Booth, 1977 et Cox, 1978).

C : Pour chaque type de sol, il existe un seuil limite où en faisant varier les paramètres densité sèche initiale, teneur en eau et surcharge, on n'obtiendra aucune variation de volume, supplémentaire, lors de l'inondation (Booth, 1977 et Cox, 1978).

D : Il existe une teneur en eau critique (degré de saturation) au-delà de laquelle (duquel) il ne peut y avoir d'effondrement. Pour certains types de sol, la teneur en eau critique est au-delà de la teneur en eau optimum Proctor (Hilf, 1956; Barden et *al.,* 1969).

Selon Rogers (1995 cité par Montanez, 2002), l'effondrement d'un sol est déterminé par plusieurs facteurs externes et internes:

Les facteurs externes se résument à:

- L'état de contrainte appliqué.
- Les conditions environnementales qui déterminent les possibles variations de la teneur en eau.

Les facteurs internes sont:

- La minéralogie.
- La structure du sol.
- Un important indice des vides.
- Une faible liaison inter particules.

7.2 MICROSTRUCTURE DES SOLS EFFONDRABLES

Les sols compactés susceptibles de s'effondrer ont une structure ouverte (espaces intergranulaires importants) et un pourcentage important de vides ce qui les rend métastables.
Plusieurs hypothèses sont émises concernant l'arrangement des particules de sol, l'importance ou l'orientation des liaisons. Les chercheurs supposent qu'il existe une sorte de structure en nid d'abeilles, avec des liaisons ou forces aux points de contact qui lient les grains entre eux.

Montanez a montré (cf. ***figure 1.16***) les nombreux vides d'une structure métastable d'un sol (photographie par microscope électronique à balayage). Après humidification, on remarque clairement que les grains se sont réarrangés en créant une densification (disparition des vides) et par là un nouvel équilibre de la structure.

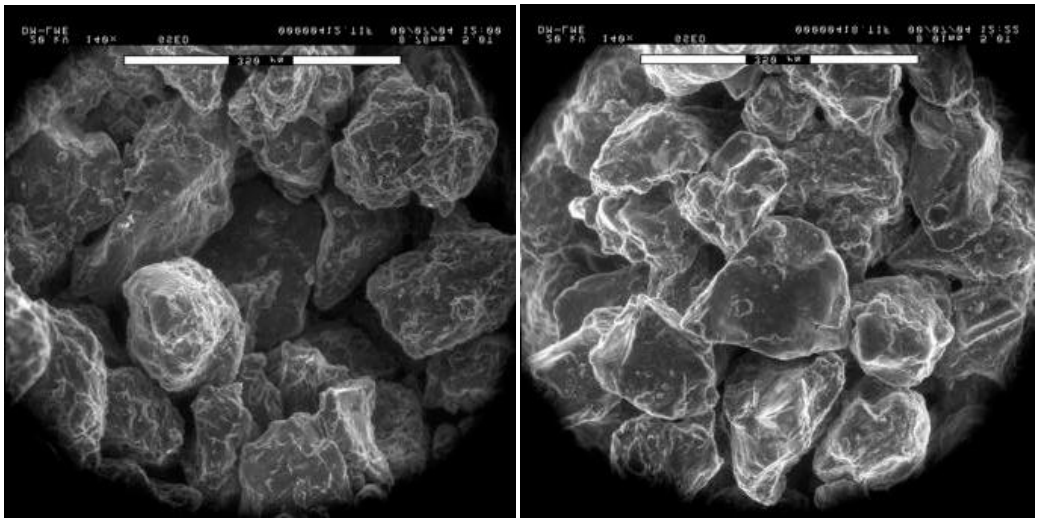


Figure 1.16: Une structure métastable (à gauche) ; Structure après effondrement (à droite) (Montanez, 2002).

Les comportements d'effondrement se manifestent souvent dans des sols fins dans lesquels les particules de silt ou de sable sont présentes en grande proportion.

Les particules élémentaires (plaquettes) se présentent alors en agrégations. Dans ce genre de sols, la plus grande partie du volume des pores est du type inter-agrégats et ils occupent une place relativement grande par rapport aux pores intra-agrégats.

La microstructure qui possède ainsi des espaces vides de grande taille est considérée comme une structure ouverte (open structure). Les liaisons entre les particules ont plusieurs origines dans ce cas : les effets électrochimiques, les connecteurs composés de matière argileuse et les effets capillaires. Dans tous les cas, plus la teneur en eau est basse, plus les liaisons entre les particules sont fortes.

On observe que, en cas d'hydratation, lorsque le sol est soumis une sollicitation mécanique faible, il se produit un gonflement, tandis que l'effondrement se manifeste quand cette sollicitation est importante.

Cela s'explique en fonction de la microstructure (Alonso et al. 1987 ; Collins et al. 1974 ; Barden et al. 1973 cités par Benchouk, 2005) : lorsque la sollicitation mécanique est faible, les plaquettes d'argile dans les agrégats et les ponts se gonflent lors de l'hydratation, mais la structure du sol est préservée.
Par contre quand elle est plus élevée, les liaisons entre les grains de silt ou de sable peuvent être détruites : les ponts entre les grains peuvent être cassés, les agrégats se déforment sous cette charge élevée et, en conséquence, les grains de silt ou de sable glissent les uns par rapport aux autres.

7.3 MECANISME DE L'EFFONDREMENT

De nombreux mécanismes d'effondrement ont été imaginés, d'après les résultats obtenus sur une variété de sols (Ayadat et al., 1998):

- Knight (1961) avait supposé que la résistance des liaisons argileuses entre les gros grains se réduisait par suite d'addition d'eau à l'échantillon sous contrainte. Dés que cette résistance devient inférieure aux contraintes de cisaillement, il y a rupture de ces liaisons et l'affaissement ou l'effondrement se produit.
- Barden & al., (1969) et Prusza & Choudry (1979) ont suggéré que l'affaissement est dû essentiellement à l'élimination de la pression capillaire dans ces sols qui sont le plus souvent partiellement saturés.
- Ayadat & Belouahri (1996): la granulométrie a une influence directe sur l'amplitude et le taux d'effondrement. Il a été aussi avancé que la migration des particules fines dans le sol, d'un horizon à un autre (phénomène de suffusion), peut être l'une des causes de l'effondrement.

Mécaniquement, le mécanisme d'effondrement est décrit avec le critère de Mohr-Coulomb généralisé (Cui & Magnan, 2001):

$$^{2}{}_{\max} = c(S, CaCO_3) + \pm_n(\pm, S)\tan^{\cdot\cdot}(I_d)$$

Avec:

τ_{max} : la résistance au cisaillement locale (agrégat- agrégat).

c : la cohésion dépendant de la succion et de la cimentation $CaCO_3$.
σ_n : la contrainte normale dépendant de la contrainte σ et de la succion S.
ϕ : l'angle de frottement dépendant principalement de l'indice de densité I_d.

Lors de l'application d'une charge macroscopique, une contrainte normale σ_n et une contrainte tangentielle τ vont être engendrées localement:

- Dans le cas d'une cimentation importante, τ_{max} est essentiellement défini par la cohésion. Si la condition $\tau > \tau_{max}$ est vérifiée, des glissements relatifs des grains se produisent, conduisant à l'effondrement de la structure : c'est l'effondrement dû à la cassure des liaisons cimentées.
- En revanche, dans le cas d'une cimentation faible, τ_{max} est conditionné par la succion. Une infiltration d'eau aura pour conséquence de diminuer la succion, engendrant ainsi une diminution de la cohésion c et une diminution de la contrainte normale σ_n. par conséquent, on aura une résistance au cisaillement réduite, provoquant la situation $\tau > \tau_{max}$, donc l'effondrement.

7.4 IDENTIFICATION DE L'EFFONDREMENT

Le mécanisme d'effondrement, dans les sols non saturés, est un processus complexe et irréversible influencé par plusieurs facteurs. L'effondrement est caractérisé soit *in situ*, soit au laboratoire ce qui est le cas le plus répandu.

A. Essais in situ

On mesure le déplacement vertical, suite à une humidification, d'une plaque à la surface ou en fond de forage: Ferreira & Lacerda, 1995; Houston et *al.* 1995.

L'avantage de cet essai est d'éviter la perturbation d'échantillons due au prélèvement.

B. Essais au laboratoire

Plusieurs essais de laboratoire peuvent caractériser les déformations volumiques des sols effondrables:

- des essais triaxiaux (Cui, 1993; Pereira & Fredlund, 2000);
- des essais œdométriques (Rao & Revanasiddappa, 2003; Pereira & al. 2000; Reznik, 2000). On en recense deux types d'essais: méthode du simple œdomètre et celle du double œdomètre.

- ***Méthode du simple œdomètre***

Elle découle de l'essai œdométrique usuel. C'est une méthode directe qui consiste à mesurer l'effondrement du sol dû à la saturation sous une contrainte préalablement appliquée.

- ***Méthode du double œdomètre***

La technique du double œdomètre est présentée sur la ***figure 1.17.*** On réalise deux essais œdométriques, l'un sur un échantillon initialement saturé et l'autre sur un échantillon à la teneur en eau naturelle. Les résultats sont présentés dans le plan [e, log (σ_v)]. Pour déterminer l'effondrement, on se ramène au même indice des vides initial, on mène, à partir du point initial de la courbe (1), une courbe parallèle à la courbe (2). On obtient ainsi la part du tassement dû au tassement naturel (Δe_s) et celle (Δe_c) dû à l'effondrement.

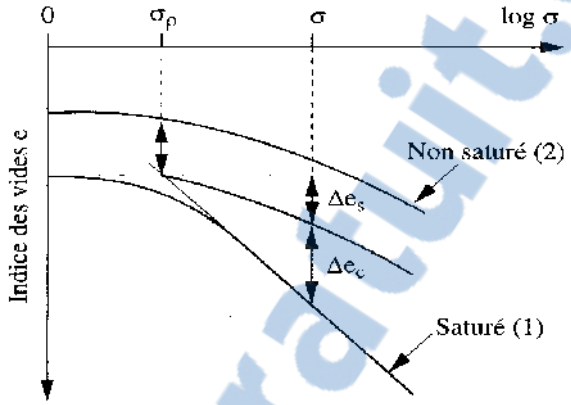


Figure 1.17: Méthode du double œdomètre d'après Jennings 1957 (cité par Y.J Cui & J.P Magnan 2002).

Dans le but de comparer les deux méthodes cités précédemment pour déterminer le potentiel d'effondrement à savoir l'essai du simple oedomètre et du double oedomètre, Leong et *al.*, 2013 ont montré qu'il retrouvent pratiquement le même taux d'effondrement en utilisant l'une ou l'autre méthode (cf. ***figure 1.18***).

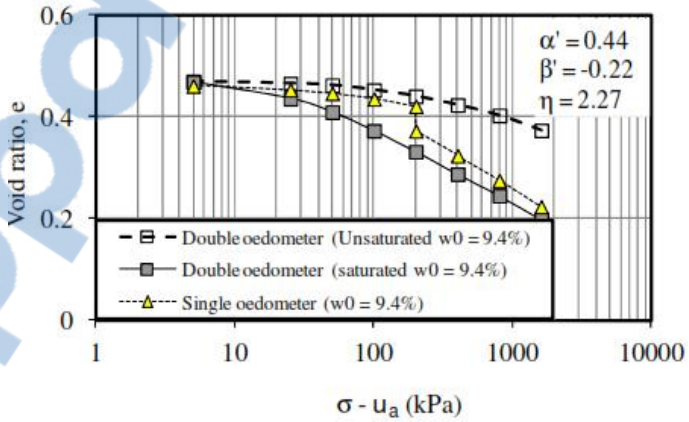


Figure 1.18 : Comparaison entre l'application du simple et du double oedomètre (Leong et al., 2013).

7.5 QUELQUES RESULTATS RECENSES DANS LA LITTERATURE

Ces dernières années ont été marquées par la multiplication des recherches concernant les sols effondrables, un phénomène propre aux sols non saturés. On va s'atteler à décrire les plus intéressantes d'entres-elles dans ce qui va suivre.

Rapport-Gratuit.com

Maswoswe (1985, cité par Modaressi, 2004) a réalisé un essai sur une argile sableuse (ω_L=25 % et Ip=13%) compactée. L'échantillon a été soumis à un chargement œdométrique non drainé, puis à une humidification sous contrainte verticale constante (cf. ***figure 1.19***).

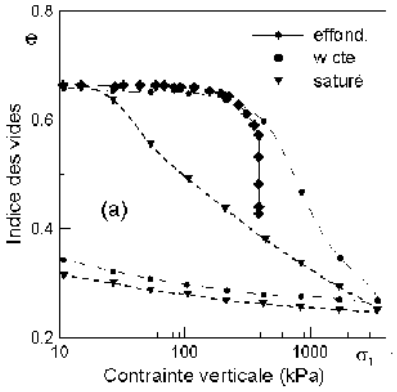


Figure 1.19: Essai œdométrique d'effondrement à pression capillaire imposée comparé à un essai saturé et à un essai à teneur en eau constante sur un silt faiblement compacté (Maswoswe, 1985 cité par Modaressi, 2004).

Le phénomène d'effondrement est bien mis en relief dans le plan [log σ- e], il montre clairement que le chemin d'humidification rejoint le chemin normalement consolidé (NC) du matériau saturé. Maswoswe (1985) représente également un essai sur le même matériau, réalisé dans des conditions similaires mais au cours duquel on continue le chargement œdométrique non drainé.
Cette courbe montre que lors de l'essai de l'effondrement, l'échantillon a été humidifié quand la contrainte de confinement avait atteint environ la pression de préconsolidation. Il semble que ce soit à cet état de confinement que l'on obtient l'amplitude maximale de l'effondrement. On constate qu'à gauche de cette limite, l'amplitude de l'effondrement augmente avec la contrainte de confinement, par contre, elle diminue à droite de cette limite (Abou-Bekr, 1995).

Basma & Kallas (2004) ont réalisé des essais d'effondrement sur 8 matériaux différents, provenant de sites où il y a eu des désordres. Un total de 414 essais réalisés pour en tirer 138 valeurs moyennes (3 essais pour avoir une valeur moyenne).

En utilisant la méthode du simple oedomètre et en variant les conditions initiales (teneurs en eau, densité sèche et contrainte totale), ils ont pu dégager les conclusions suivantes (cf. ***figure 1.20***) :

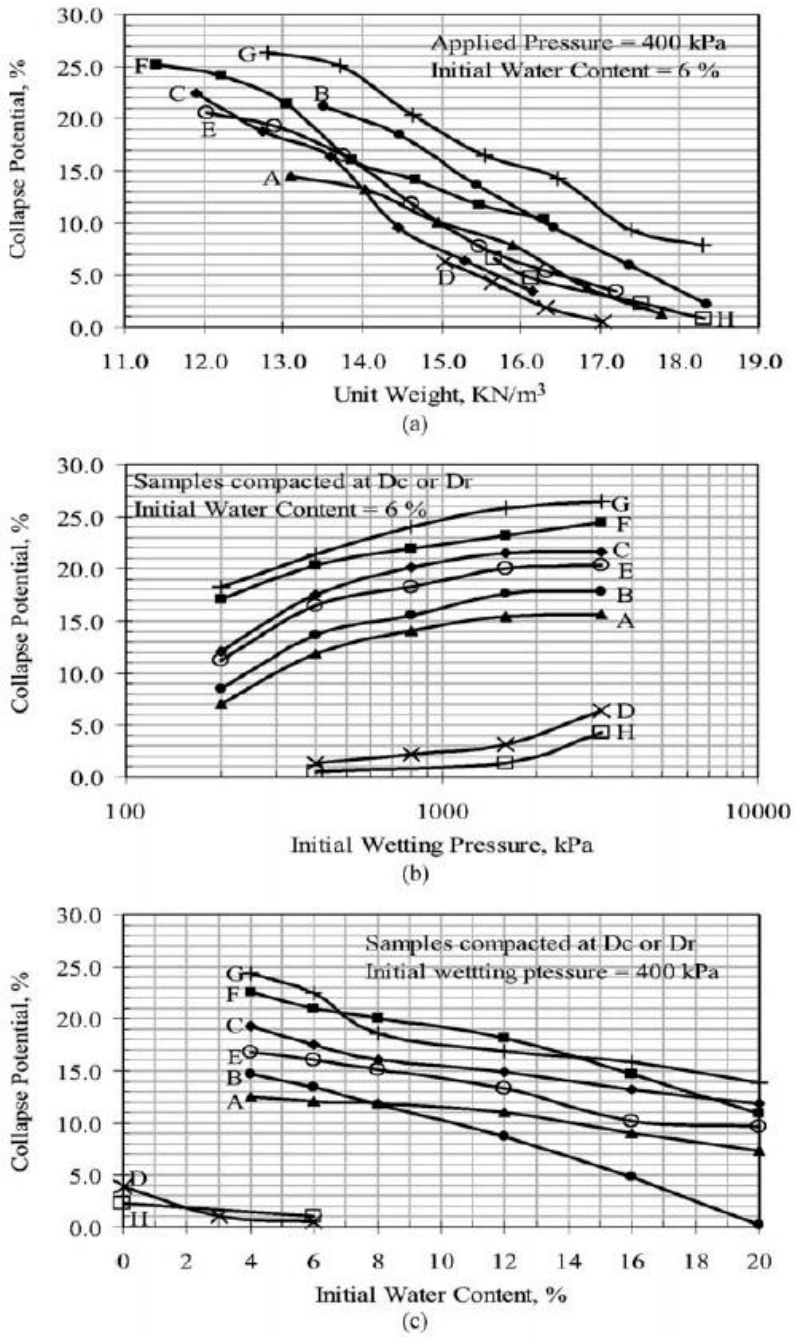


Figure 1.20: Variation du potentiel d'effondrement avec: (a): la densité sèche, (b): la contrainte lors de l'humidification et (c): la teneur en eau initiale (Basma & Kallas, 2004).

- Le potentiel d'effondrement diminue avec l'augmentation de la densité sèche et la teneur en eau.
- Le potentiel d'effondrement augmente avec la contrainte initiale lors de l'imbibition.
- Les sols D et H ont le plus faible potentiel d'effondrement, ceci est dû au grand pourcentage de sable et les plus petits coefficients d'uniformité (92.2%, 3.42) et (84%, 6.4) respectivement.

Ayadat & Hanna (2007) ont réalisé des essais d'effondrement sur 5 types de sols préparés à partir d'un mélange de sable et de kaolonite. Les limites de liquidités des échantillons étudiés s'étalent de 18.3% à 33.8%, leurs coefficients d'uniformités c_u varient de 33.4 à 110.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Ces échantillons ont été compactés à différentes densités sèches tout en variant la teneur en eau initiale.
En analysant les résultats trouvés (cf. ***figures 1.21*** et ***1.22***), les auteurs ont constaté que les échantillons ayant les plus faibles teneurs en eau et compacté à de faible poids volumiques secs présentent un fort potentiel d'effondrement.

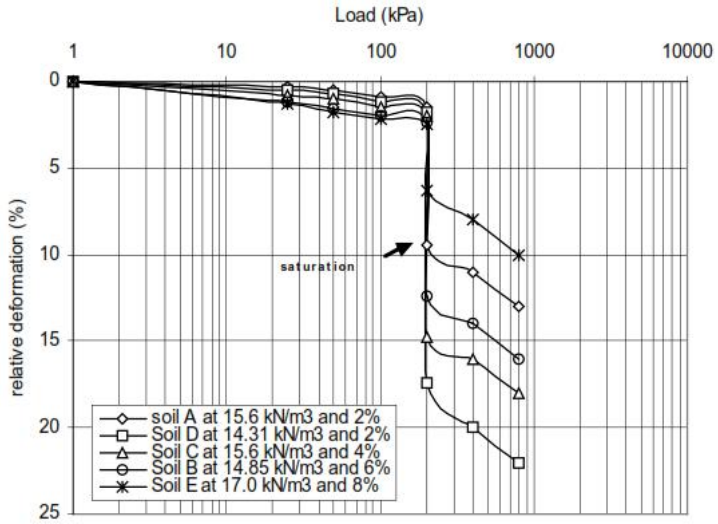


Figure 1.21: Courbes d'effondrement (Ayadat & Hanna, 2007).

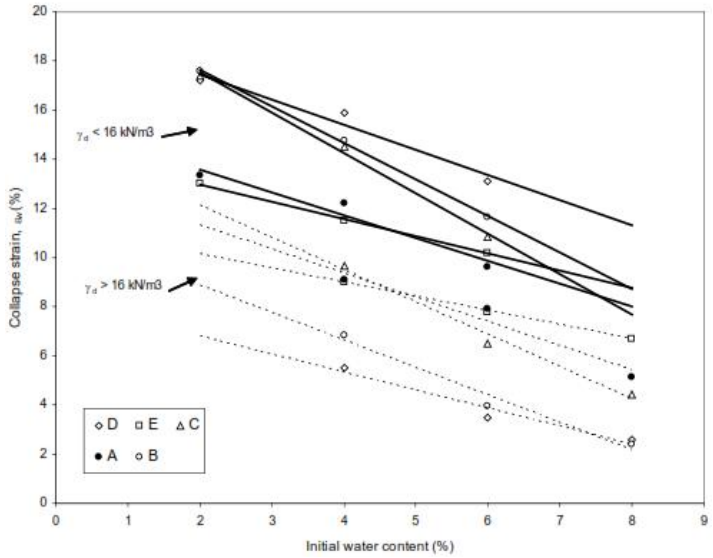


Figure 1.22: Variation du taux d'effondrement en fonction des teneurs en eau initiales (Ayadat & Hanna, 2007).

Afin d'analyser l'influence de la granulométrie sur le phénomène d'effondrement, les auteurs ont étudiés plusieurs échantillons compactés au même poids volumique sec (15.5 kN/m^3) et présentant des coefficients d'uniformités différents (cf. ***figure 1.23***). Ils ont conclu que le taux d'effondrement augmente avec l'augmentation du coefficient d'uniformité confirmant ainsi les résultats obtenus par Ayadat et al., 1998.

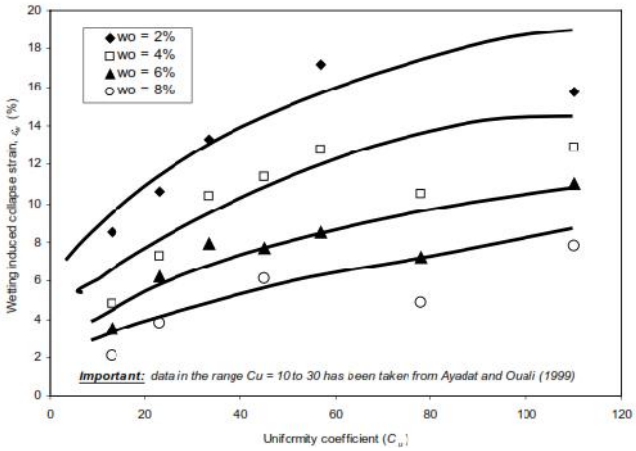


Figure 1.23: Influence du coefficient d'uniformité sur le C_u (Ayadat & Hanna, 2007).

8. CORRELATIONS LIES AUX CARACTERISTIQUES DES SOLS COMPACTES

La mécanique des sols saturés classique utilise les corrélations entre les paramètres comme étant (Magnan, 1993):

- Un moyen de contrôle des résultats des essais en place et en laboratoire.
- Un moyen de déduction de valeurs complémentaires de certains paramètres en fonction des autres.
- Une méthode pour estimer certaines propriétés des sols tels que les paramètres mécaniques en fonction des caractéristiques déjà mesurées en l'occurrence propriétés physiques (densité, teneur en eau,…).

Par conséquent, lors des avants projets on dispose de valeurs de paramètres nécessaires au prédimensionnement des ouvrages sans les avoir déterminées par des essais.

De ce qui précède, l'importance des corrélations est bien établie, ce qui nous emmène à dresser les principales corrélations appliquées aux sols non saturés principalement les sols compactés. Ces corrélations ont une importance capitale vu que les essais dans les sols non saturés sont fastidieux et prennent beaucoup de temps (plusieurs semaines) pour obtenir un résultat et nécessitent des dispositifs expérimentaux spécifiques.

Dans ce qui suit, on recense les principales corrélations, citées dans la littérature, qui ont une relation avec les sols compactés et particulièrement les paramètres de l'essai Proctor.

8.1 CORRELATIONS ENTRE LES LIMITES D'ATTERBERG ET LES PARAMETRES DE L'ESSAI PROCTOR

Fleureau et son équipe (2002) ont répertorié une trentaine de matériaux dont les limites de liquidités s'étalent de 17 % (mélange constitué de 30% du limon de Jossigny et 70 % de sable) jusqu'à une limite de 170 % (montmorillonite calcique). A l'issue de cette étude des corrélations ont été établies pour la détermination du poids volumique sec et la teneur en eau à l'optimum Proctor normal et modifié (cf. ***tableau 1.4***). Les coefficients de régression (r^2) varient de 0.77 à 0.94.

Gress & Autret (2002) ont établi des corrélations reliant les paramètres w_{OPN}, γ_{OPN} et w_L à la valeur de Bleu de Méthylène, ci après les expressions :

$$w_{OPN} = 1.68\, V_B + 11.70$$
$$\gamma_{dOPN} = 1.96 - 0.058.V_B$$
$$w_L = 6.26\, V_B + 14.07$$

A partir de ces relations et en injectant la dernière relation dans les deux premières, on peut déduire les valeurs de w_{OPN} et γ_{dOPN} en fonction de la limite de liquidité qui est un paramètre facilement mesurable. Les expressions trouvées sont répertoriés dans le ***tableau 1.4.***

D'après Sivrikaya (2008) cité par Camp-Devernay (2008), les corrélations pour définir les caractéristiques à l'optimum sont plus justes lorsqu'elles sont fonction de la limite de plasticité que de la limite de liquidité (cf. ***tableau 1.4***).

Di Matteo et *al*. (2009) ont établi des corrélations basées sur une étude de 30 échantillons de sol prélevés au centre d'Italie et de 41 autres types de sol issus de la littérature. La limite de liquidité de l'ensemble des échantillons varie entre 18 et 82 %, l'indice de plasticité Ip entre 1 et 51 % et la densité des grains solides de 2.47 à 3.09. Les relations trouvées concernent le Proctor Modifié et sont reportées sur le ***tableau 1.4***.

Le tableau ci-après résume les principales expressions donnant la densité et la teneur en eau à l'optimum Proctor normal ou modifié.

Tableau 1.4 : Corrélations proposées par différents auteurs entre γ_{dopt} ou ω_{opt} et limites d'Atterberg.

Auteurs	**Energie de compactage**	**Plage (w_L : %)**	**Corrélation proposées w_{opt}(%) et ρ_{dopt} en fonction de w_L**
Popovic et Sarac (1980) cité par Boutonnier (2007)	Proctor Normal	25 à 70	$\rho_{dopt} = \frac{2.7}{1.283 + 0.0818\, w_L} -$ $w_{opt} = 8.14 + 0.257\, w_L$
Fleureau et al. (2002)	Proctor Normal	17 à 170	$\gamma_{dopt} = \rho_{dopt} \cdot g = \frac{21 - 0.1}{} \frac{13.}{w_L +} \frac{0.00024\,(}{w_L)^2}$ r^2=0.86 g=9.81 m/s^2 $w_{opt} = 1.99 + 0.46\, w_L - 0.0012\,(w_L)^2$ r^2=0.94
Fleureau et al. (2002)	Proctor Modifié	17 à 170	$\gamma_{dopt} = \rho_{dopt} \cdot g = \frac{20.56 -}{} \frac{0.086}{w_L +} \frac{0.00037\,(}{w_L)^2}$ r^2=0.77 g=9.81 m/s^2 $w_{opt} = 4.55 + 0.32\, w_L - 0.0013\,(w_L)^2$ r^2=0.88
Gress & Autret (2002)	Proctor Normal	20 à 60	$\rho_{dopt} = 2.0 \ldots 0.0 \ldots 092 \ldots 7\, w_L$ $w_{opt} = 7.92 + 0.268\, w_L$
Sivrikaya (2008) cité par Camp-Devernay (2008)	Proctor Normal	28 à 74 Ip= 12 à 46	$w_{dopt} = \frac{0.94.}{w_p}$ $\gamma_{dopt} = 0.22\,(96.32 - w_p)$
Di Matteo et *al*. (2009)	Proctor Modifié	18 à 82	$w_{dopt} = -0.86\, w_L + 3.0 \ldots 94 \left(\frac{w_L}{G_s}\right) + 2.2$ $\gamma_{dopt} = \left((40.316\, \omega_{opt}^{-0.295}).\, Ip^{0.032}\right) - 2.4$

8.2 CORRELATIONS ENTRE LES LIMITES D'ATTERBERG ET LA PRESSION INTERSTITIELLE

En suivant le même raisonnement que le paragraphe précédent, des chercheurs ont essayé d'établir des relations qui déterminent la valeur de la pression interstitielle négative (succion) qui est un paramètre important mais difficile à mesurer pour lequel des corrélations peuvent être très utiles. Ci après quelques résultats trouvés dans la littérature :

Acar & Nyretse (1992) cité par Boutonnier (2007) proposent une relation pour un mélange de sable, kaolinite et montmorillonite, en fonction de l'indice de plasticité :

A l'OPN : $u_{wopt} = -69.7\ (I_P)^{0.58}$ (en kPa)

Fleureau et *al.* (2002) donnent la pression interstitielle à l'Optimum Proctor Normal (OPN) et à l'optimum Proctor modifié (OPM). Ces corrélations sont établies pour des sols ayant une limite de liquidité entre 17 à 170 %:

A l'OPN : $u_{wopt} = -0.118\ (w_L)^{1.98}$ en (kPa) $r^2 = 0.88$

A l'OPM : $u_{wopt} = -1.72\ (w_L)^{1.64}$ en (kPa) $r^2 = 0.88$

La valeur de la succion après compactage du côté humide de la courbe Proctor peut être déduite à partir des résultats de Fleureau et *al.* (2002) de la manière suivante (Boutonnier, 2007) :

$$u_w(\Delta w_{opt}, w_L) = -0.118\, w_L^{1.98} \,.\, 10^{\frac{-\Delta w_{opt}}{0.54+0.03.w_L-(3.3.10^{-6}).w_L^2}}$$

Avec :

u_w : Pression interstitielle côté humide de l'optimum Proctor Normal.
Δw_{opt} : Ecart de teneur en eau par rapport à l'optimum Proctor Normal ($\Delta w_{opt} \geq 0$)

8.3 CORRELATIONS ENTRE LES LIMITES D'ATTERBERG ET PARAMETRES DE COMPRESSIBILITE D'UN SOL COMPACTE

Nous présentons dans ce paragraphe les résultats trouvés par Boutonnier (2007) concernant les corrélations liant les paramètres de compressibilité (λ et κ) du modèle Cam-Clay modifié (Roscoe et Burland, 1968) à la limite de liquidité w_L.

La relation donnant λ est illustrée sur la ***figure 1.24*** et exprimée comme suit :

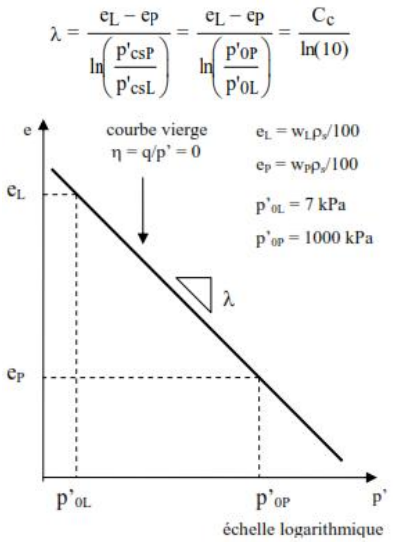


Figure 1.24 : Détermination de la pente de la courbe vierge du modèle Cam Clay modifié à partir des limites de liquidité (Boutonnier, 2007).

Concernant la pente k qui est illustrée par la ***figure 1.25*** et définie par l'équation suivante (Boutonnier, 2007).

$$\kappa = \frac{-0.029 + 0.0018.w_L - 5.10^{-6}(w_L^2)}{\ln(10)}$$

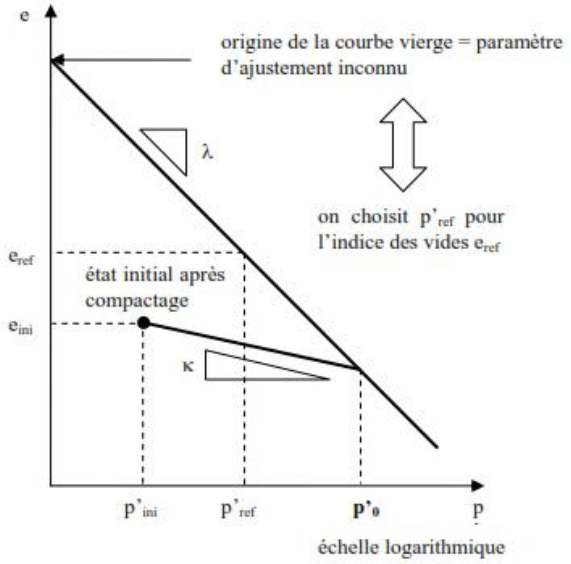


Figure 1.25 : Détermination de la pente κ (Boutonnier, 2007).

9. CONCLUSION

Dans ce chapitre, une revue bibliographique concernant les sols compactés a été présentée. Ces sols présentent la particularité d'avoir un comportement complexe et leur utilisation dans les ouvrages présentent beaucoup de problèmes dûs à plusieurs paramètres, particulièrement la non saturation du milieu.

Sur les chemins de drainage humidification, les sols fins soumis à différents états initiaux présentent les caractéristiques suivantes:

- Matériaux sous forme de pâte:
  - L'existence d'un domaine saturé à pression interstitielle négative.
  - Equivalence entre la contrainte mécanique appliquée et la pression capillaire (succion) tant que le sol reste saturé.
  - Le chemin d'humidification met en évidence l'hystérésis des courbes de variation des différents paramètres en fonction de la pression capillaire.

- Sols surconsolidés:

  - Plus la contrainte de consolidation est importante, plus l'hystérésis diminue.

- Matériaux compactés:

  - Une réversibilité entre les chemins de drainage humidification.
  - La limite de retrait, la pression de désaturation sont des caractéristiques variables selon l'état initial du sol étudié.

Ceci étant le comportement d'un point de vu macroscopique, au niveau de la microstructure on distingue quelques caractéristiques :

- Les sols compactés du côté sec de l'optimum présentent une distribution bimodale des pores, unimodale si on est du côté humide ou à l'optimum.
- Les échantillons les plus denses présentent moins de macroporosité.
- Réduction des macropores avec l'augmentation de la succion.

Un autre phénomène a fait l'objet d'une attention particulière dans ce chapitre en l'occurrence l'effondrement des sols compactés, c'est un phénomène propre aux sols non saturés qui se produit lors d'un mouillage sous certaines conditions initiales.

En dernier lieu, un recensement des différentes corrélations se rapportant aux sols compactés est présenté vu qu'elles ont un apport pratique des plus importants.

Afin de compléter notre recherche sur les sols compactés, l'effet des surpressions induites par l'application d'un chargement est abordé dans le chapitre suivant.

rapport-Gratuit.com

Chapitre 2

LES COEFFICIENTS DE PRESSION INTERSTITIELLE

1. INTRODUCTION

Le comportement des sols non saturés en remblai ou dans les pentes naturelles est impliqué dans un grand nombre de situations : compactage, consolidation, effondrement, gonflement et érosion. Pourtant, la prise en compte de la non-saturation n'est pas courante dans la pratique du dimensionnement jusqu'à l'heure actuelle, malgré de nombreuses recherches effectuées ces dernières décennies.

Néanmoins, peu d'auteurs se sont intéressés au comportement des sols quasi saturés. Ce domaine où l'air est occlus dans le fluide interstitiel, correspond pourtant à de nombreux cas pratiques tels que les remblais ou barrages comme indiqué dans le chapitre précédent.
Dans ce deuxième chapitre, on se focalisera sur le fluide interstitiel, sa compressibilité, la compressibilité de ces composants (eau, air libre et air dissous dans l'eau). Ainsi que la compressibilité de l'ensemble dénommé la compressibilité du mélange air/eau.

Ensuite, dans une deuxième partie, on s'intéressera à l'estimation du coefficient B de Skempton qui est par définition le rapport de la surpression interstitielle à la surcharge isotrope. Ces estimations seront données suivant différentes approches de leurs auteurs ; le but étant de rechercher une expression qui nous donne l'évolution du coefficient de pression interstitielle dans les sols non saturés. Plusieurs essais expérimentaux montrant l'évolution des pressions interstitielles d'eau et d'air en fonction de la contrainte isotrope appliquée sur des sols compactés non saturés, sont rapportés dans ce chapitre.

Enfin, le chapitre est clôturé par la présentation du coefficient de pression interstitielle A de Skempton d'un point de vue théorique et expérimental.

2. LA COMPRESSIBILITE DU FLUIDE INTERSTITIEL

Durant un chargement isotrope non drainé sur un sol non saturé, la pression interstitielle d'air et d'eau ne peuvent pas se dissiper. Par conséquent il y aura un changement de volume dû à la compression de l'air et dans une moindre mesure, la compression de l'eau. La compression du squelette solide est supposée négligeable par rapport aux contraintes appliquées dans la pratique.

La compressibilité est définie comme suit :

$$C = -\frac{1}{V}.\frac{dV}{du}$$

Avec :

C : La compressibilité (1/kPa).
V : Volume.
dV/du : Variation du volume par rapport à la variation de la pression interstitielle.

Dans un sol non saturé, le fluide interstitiel est constitué de l'eau, l'air libre et l'air dissous dans l'eau. Les compressibilités individuelles de l'eau et de l'air sont requises pour la formulation de la compressibilité du mélange.

2.1 COMPRESSIBILITE DE L'AIR

La compressibilité de l'air est :

$$C_a = -\frac{1}{V_a}.\frac{dV_a}{du_a}$$

Avec :

C_a : La compressibilité de l'air (1/kPa).
V_a : Volume d'air.
dV_a/du_a : Variation du volume d'air par rapport à la variation de la pression interstitielle de l'air.

Sachant que la relation entre le volume d'air et la pression d'air durant une compression isotherme non drainée peut être exprimé en utilisant la loi de Boyle :

$$V_a = \frac{\overline{u_{a0}}.V_{a0}}{\overline{u_a}}$$

Avec :

$\overline{u}_{a0}$	:	La pression d'air absolue initiale (c.à.d : $\overline{u}_{a0} = u_{a0} + \overline{u}_{atm}$).
u_{a0}	:	La pression d'air initiale de mesure.
$\overline{u}_{atm}$	:	La pression atmosphérique.
V_{a0}	:	volume d'air initial.
$\overline{u}_a$	:	La pression d'air absolue (c.à.d $\overline{u}_a = u_a + \overline{u}_{atm}$).

En dérivant le volume de l'air par rapport à la pression d'air absolue $\overline{u}_a$ on obtient :

$$\frac{dV_a}{d\overline{u}_a} = -\frac{1}{\overline{u}_a^2}.(\overline{u}_{a0}.V_{a0})$$

L'équation précédente donne la variation de volume d'air fonction d'un changement infinitésimal dans la pression d'air. En substituant la loi de Boyle dans cette équation on obtient :

$$\frac{dV_a}{d\overline{u}_a} = -\frac{V_a}{\overline{u}_a}$$

La dérivation du volume par rapport à la pression absolue, ($dV_a / d\overline{u}_a$), est égale à la dérivation par rapport à la pression de mesure, (dV_a / du_a), puisque la pression atmosphérique, $\overline{u}_{atm}$ est supposée constante. Par conséquent, on peut déduire la compressibilité isotherme de l'air :

$$C_a = \frac{1}{\overline{u}_a}$$

Avec :

[illegible] : Pression d'air absolue ([illegible]

L'équation montre que la compressibilité de l'air est inversement proportionnelle à la pression d'air absolue. Autrement dit, la compressibilité de l'air diminue à mesure que la pression d'air augmente.

2.2 COMPRESSIBILITE DE L'EAU

La compressibilité de l'eau est définie comme suit :

$$C_w = -\frac{1}{V_w}.\frac{dV_w}{du_w}$$

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Avec :

C_w : La compressibilité de l'eau (1/kPa).
V_w : Volume d'eau.
dV_w/du_w : Variation du volume d'air par rapport à la variation de la pression interstitielle d'eau.

La ***figure 2.1*** présente les résultats de mesure de la compressibilité de l'eau à différentes températures (Dorsey, 1940 cité par Fredlund, 1993).

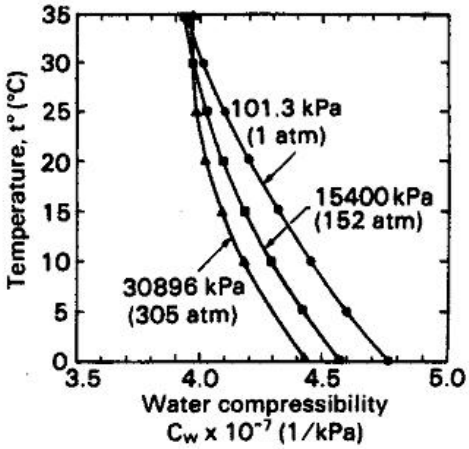


Figure 2.1: Compressibilité de l'eau (Dorsey, 1940 cité par Fredlund, 1993).

2.3 COMPRESSIBILITE DU MELANGE AIR/EAU

La compressibilité du mélange air/eau peut être déduite à partir des relations des compressibilités de l'air et de l'eau ainsi que le principe de conservation de la masse. Considérons les relations volumétriques entre l'air, l'eau et le solide (cf. ***figure 2.2)*** et supposant que le sol a un degré de saturation *S* et une porosité *n*.

Le volume total du mélange air-eau est la somme du volume d'eau V_w, le coefficient volumétrique du coefficient H donne le pourcentage d'air dissous dans un volume d'eau. Le sol est soumis à une contrainte totale σ. En appliquant un incrément de contrainte $d\sigma$ au sol non drainé, les pressions interstitielles de l'air et de l'eau augmentent et leurs volumes diminuent.

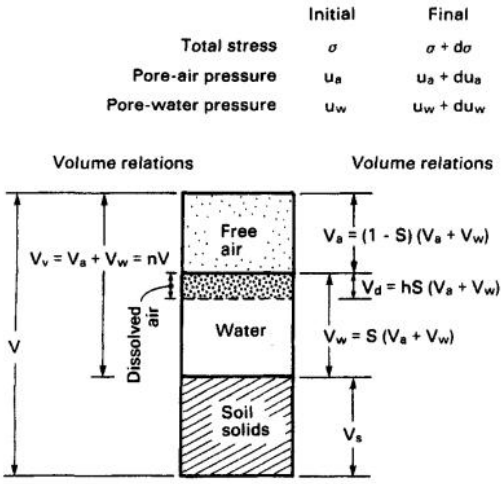


Figure 2.2: Relations volumétrique dans un sol non saturé (Fredlund, 1993).

La compressibilité du mélange eau+air s'écrit sous la forme :

$$C_{aw} = -\frac{1}{V_w + V_a}\left[\frac{d(V_w - V_d)}{d\sigma} + \frac{d(V_a + V_d)}{d\sigma}\right]$$

Avec :

C_{aw}	:	Compressibilité du mélange air/eau.
(V_w+V_a)	:	Volume du mélange air/eau.
V_w	:	Volume d'eau.
V_a	:	Volume d'air.
$d(V_w-V_d)/d\sigma$	:	Variation du volume d'eau par rapport à la variation de la contrainte totale.
$d(V_a+V_d)/d\sigma$	:	Variation du volume d'air par rapport à la variation de la contrainte totale.
V_d	:	Volume d'air dissous.

La variation du volume d'air est le résultat de la compression de l'air libre selon la loi de Boyle et de la compression de l'air dissous dans l'eau suivant la loi d'Henry.

En développant la dernière équation on aura :

$$C_{aw} = S_r . C_w \left(\frac{du_w}{d\sigma}\right) + (1 - S_r + H.S_r)\left(\frac{du_a}{d\sigma}\right)/\overline{u_a}$$

A. UTILISATION DES PARAMETRES DE PRESSION INTERSTITIELLE DANS L'EQUATION DE COMPRESSIBILITE

Le concept de paramètre de pression interstitielle a été introduit en premier par Skempton et Bishop (1954). Les paramètres de pression interstitielle d'eau et d'air sont différents (Bishop, 1961 ; Bishop et Henkel, 1962 cité par Fredlund, 1993). Ils dépendent du degré de saturation du sol et des conditions de chargement du sol.
Dans les conditions de chargement isotrope, le paramètre de pression interstitielle est noté *B*. L'équation ci-avant s'écrit en remplaçant le *B* :

$$C_{aw} = S_r . C_w . B_w + (1 - S_r + H.S_r)\, B_a/\overline{u_a}$$

Avec :

C_{aw} : Compressibilité du mélange air/eau.
S_r : Degré de saturation.
C_w : Compressibilité de l'eau.
[illegible] : Paramètre de pression interstitielle d'eau pour chargement isotrope ($du_w/d\sigma_3$).
[illegible] : Coefficient d'Henry.
[illegible] : Paramètre de pression interstitielle d'air pour chargement isotrope ($du_a/d\sigma_3$).
[illegible] : Pression d'air absolue.

En décortiquant cette équation on trouve pour chaque phase (eau, air libre, air dissous dans l'eau) sa compressibilité :

[illegible] : Compressibilité de l'eau.
$(1 - S_r + H.S)\, B_a/\overline{u_a}$: Compressibilité de l'air, avec :

$(1 - S_r)\, B_a/\overline{u_a}$: Compressibilité de l'air libre.
$(h.S)\, B_a/\overline{u_a}$: Compressibilité de l'air dissous dans l'eau.

La compressibilité de chaque composant de la compressibilité du mélange air/eau est représentée sur la ***figure 2.3*** pour différents degrés de saturation (en considérant que $B_a=B_w=1$, cette supposition n'est pas vrai pour les faibles degrés de saturation). La figure montre aussi l'effet prédominant de l'air libre exprimé par l'expression : $(1 - S_r)\, B_a/\overline{u_a}$.

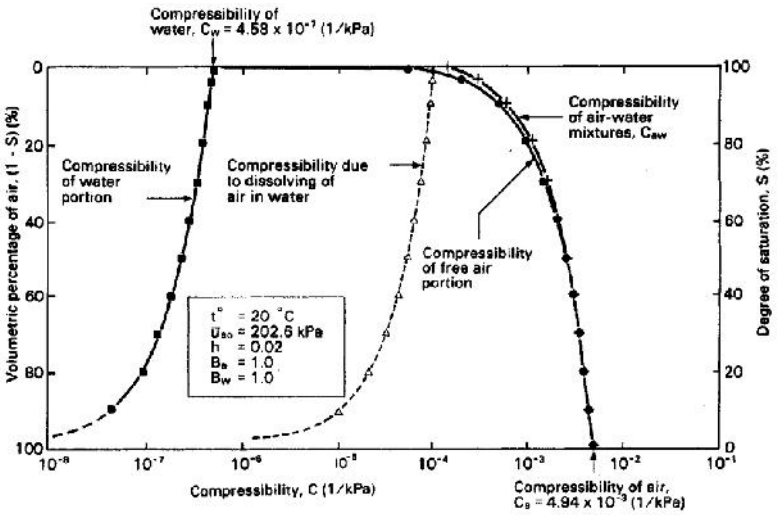


Figure 2.3: Les composants de la compressibilité du mélange air/eau (Fredlund, 1993).

B. EFFET DE L'AIR LIBRE SUR LA COMPRESSIBILITE DU MELANGE

La ***figure 2.4*** qui représente les variations du degré de saturation en fonction de la compressibilité du fluide interstitiel, montre que :

- La compressibilité du mélange air/eau est grandement influencée par la compressibilité de l'air libre.

- A l'état sec ($S_r=0$), la compressibilité du fluide interstitiel est égale à la compressibilité de l'air.
- A saturation ($S_r=100\%$), c'est la compressibilité de l'eau uniquement.
- L'inclusion de seulement *1%* d'air dans le sol est suffisante pour augmenter d'une manière significative la compressibilité du fluide interstitiel.

C. EFFET DE L'AIR DISSOUS DANS LA COMPRESSIBILITE DU MELANGE

Les effets de l'air dissous dans l'eau sont énumérés comme suit :

- La présence de l'air dissous dans l'eau donne l'effet que le sol est compressible.
- La compressibilité de l'air dissous ($S_r . C_w . B_w$) est approximativement 2 fois plus grande que la compressibilité de l'eau ($S_r . C_w . B_w$).
- L'air dissous dans l'eau affecte significativement la compressibilité du mélange quand le volume d'air libre représente moins de *20 %* du volume des vides.
- La compressibilité du mélange reste la même pour n'importe quelle valeur de la pression d'air initiale (cf. ***figure 2.4***).

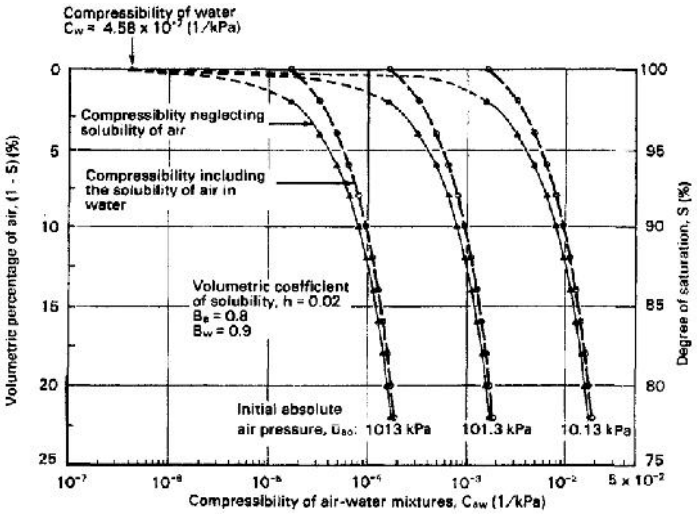


Figure 2.4 : Effet de l'air dissous dans l'eau sur la compressibilité du mélange (Fredlund, 1993).

- Quand la saturation est atteinte, la compressibilité du mélange tend brutalement vers la compressibilité de l'eau donc il y a une discontinuité au point où il n'y a plus d'air libre à être dissout dans l'eau (cf. ***figure 2.4***). Si l'air libre n'a pas le temps d'être dissout, le terme de la compressibilité de l'air dissout dans la formulation de la compressibilité du mélange doit être égal à *0*.

2.4 AUTRES RELATIONS POUR LA COMPRESSIBILITE DU MELANGE AIR/EAU.

Dans les sols non saturés, la compressibilité du mélange air/eau a fait l'objet de plusieurs recherches par différents auteurs. Ci-après quelques approches trouvées dans la littérature.

- *Bishop & Eldin* (1950) et *Skempton & Bishop* (1954) cité par Fredlund, 1993 ; ont supposés, en plus des lois de Boyle et d'Henry, que la pression d'air était égale à la pression d'eau (succion nulle) et ont négligé la compressibilité de l'eau. Par conséquent la

compressibilité de l'air est considérée comme étant représentative de la compressibilité du fluide interstitiel. Cette relation se présente comme suit :

$$C_{aw} = (1 - S + H.S).\frac{\overline{u_{a0}}}{\overline{u_a^2}}$$

Avec :

C_{aw} : Compressibilité du mélange air/eau.
$\overline{u_{a0}}$: Pression interstitielle d'air absolue initiale.

- *Koning* (1963) et *Verruijt* (1969) cités par Fredlund (1993), donnent une autre équation de la compressibilité du fluide interstitiel en négligeant la dissolution de l'air dans l'eau et en supposant égales les variations des pressions d'eau et d'air. Cette relation est jugée acceptable pour les faibles variations de pression (Schuurman, 1966) cité par Abou-Bekr (1995).

$$C_{aw} = S.C_w + (1 - S)/\overline{u_a}$$

Avec :

$\overline{u_a}$: Pression interstitielle d'air absolue.

- *Schuurman* (1966) cité par Abou-Bekr (1995) a écrit l'équilibre d'une bulle d'air à l'intérieur de la phase liquide (utilisation de la loi de Jurin) pour établir une relation entre la pression d'eau et la pression d'air qui s'écrit :

$$u_w = u_a - \frac{2T}{r}$$

Avec :

u_w : La pression interstitielle d'eau.
u_a : La pression interstitielle d'air.
T : La tension superficielle.
r : Rayon de la bulle d'air.

Il a ensuite utilisé cette relation pour dériver une expression de la compressibilité du mélange air/eau. Il n'a pas supposé l'égalité entre les pressions d'air et d'eau. Il a obtenu la relation suivante :

$$\beta_f = \frac{1}{V_v}.\left\{\frac{(V_{a0} + H.V_w).u_{a0}}{(V_a + H.V_w)^2} - \frac{2q}{3r_0}.\frac{1}{V_a}.\left[\frac{V_{a0}}{V_a}\right]^{1/3}\right\}^{-1}$$

Avec :

β_f : Compressibilité du mélange air/eau.
V_v : Volume du mélange (V_w+V_a).
V_a : Volume d'air.
V_{a0} : Volume d'air initial.

V_w : Volume d'eau.
H : Coefficient de solubilité d'Henry.
q : Tension superficielle.
r_0 : Rayon des bulles d'air.

L'inconvénient de cette relation est qu'elle contient un paramètre non mesurable, en l'occurrence le rayon initial des bulles d'air r_0. Afin de rendre cette relation utile des hypothèses supplémentaires s'imposent.

- *Chang* & *Duncan* (1983) cité par Li (1999), écrivent :

$$\chi_f = (e - Sr_w.e + H.Sr_w.e^2)/(1+e)$$

Avec :
χ_f : Compressibilité du fluide interstitiel.
Sr_w : Degré de saturation du sol.
e : Indice des vides.

- *Pietruszczak et Pande* (1991) cité par Abou-Bekr (1995), dérivent une expression en fonction des compressibilités de l'air et de l'eau en supposant que la phase gazeuse est présente uniquement sous forme de bulles et que la pression du fluide constitué du mélange air/eau est égale à la pression de l'eau. Cette expression s'écrit :

$$\overline{K} = \frac{K_f}{Sr + (1 - Sr).\frac{K_f}{K_a - \beta}}$$

Avec :

$\overline{K}$: Compressibilité du mélange air/eau.
Sr : Degré de saturation.
K_f : Compressibilité de l'eau.
K_a : Compressibilité de l'air.
β : Une fonction de la tension superficielle.

3. LES COEFFICIENTS DE PRESSION INTERSTITIELLE

Skempton (1954) était le premier à définir la notion de coefficient de pression interstitielle puisqu'il a établi la relation entre la variation des pressions interstitielles fonction des contraintes totales lors d'un chargement triaxial non drainé (Day, 2013). Cette expression s'écrit :

$$\Delta u = B.[\Delta\sigma_3 + A.(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$$

Avec

Δu : Variation de la pression interstitielle durant un cisaillement non drainé (kPa).
$\Delta\sigma_1$: Variation dans la contrainte principale majeure durant un cisaillement non drainé (kPa).

$\Delta\sigma_3$: Variation dans la contrainte principale mineure durant un cisaillement non drainé (kPa).
A, B : Coefficients de pression interstitielle de Skempton (sans dimensions).

Dans ce qui suit, on présentera les coefficients de pressions interstitielles de Skempton en détails. Dans une première phase, on s'étalera sur la présentation des travaux en relation avec le coefficient B suivant les deux axes ci-après:

- Travaux expérimentaux : recensement de tous les essais expérimentaux montrant l'évolution de la pression interstitielle en fonction de la contrainte de confinement dans les conditions non saturés.
- Travaux numériques : regroupent les principales formulations théoriques de prédiction de l'évolution du coefficient de pression interstitielle B. Pour certaines approches il y a des validations des modèles proposés par des essais expérimentaux.

La présentation de ces travaux a été exposée selon un ordre chronologique, ceci dans le but de rapporter avec un certain détail les approches des différents auteurs. Tout en essayant d'avoir un œil critique sur les modèles présentés.

Dans une deuxième phase du chapitre, on s'attèlera à présenter les résultats de la littérature se rapportant au coefficient de pression interstitielle A.

4. COEFFICIENT DE PRESSION INTERSTITIEL B : APPROCHE EXPERIMENTALE

4.1 TRAVAUX DE KNODEL & COFFEY (1966)

La ***figure 2.5*** présente les résultats de 3 essais triaxiaux non drainés réalisés pour le compte de l'U.S.B.R (U.S depatment of the interior Bureau of Reclamation) par Knodel & Coffey, 1966 (cité par Fredlund, 1993).
Les échantillons de sol (dont l'état initial n'a pas été définit par Fredlund, 1993) ont subi d'abord un chargement isotrope et déviatoire non drainé. Les figures représentent l'évolution des paramètres B_a et B_w. Les résultats montrent que le paramètre B est fonction de l'état de contrainte du sol et de son degré de saturation. Et en augmentant la pression de confinement, les valeurs de B_a et B_w augmentent aussi.

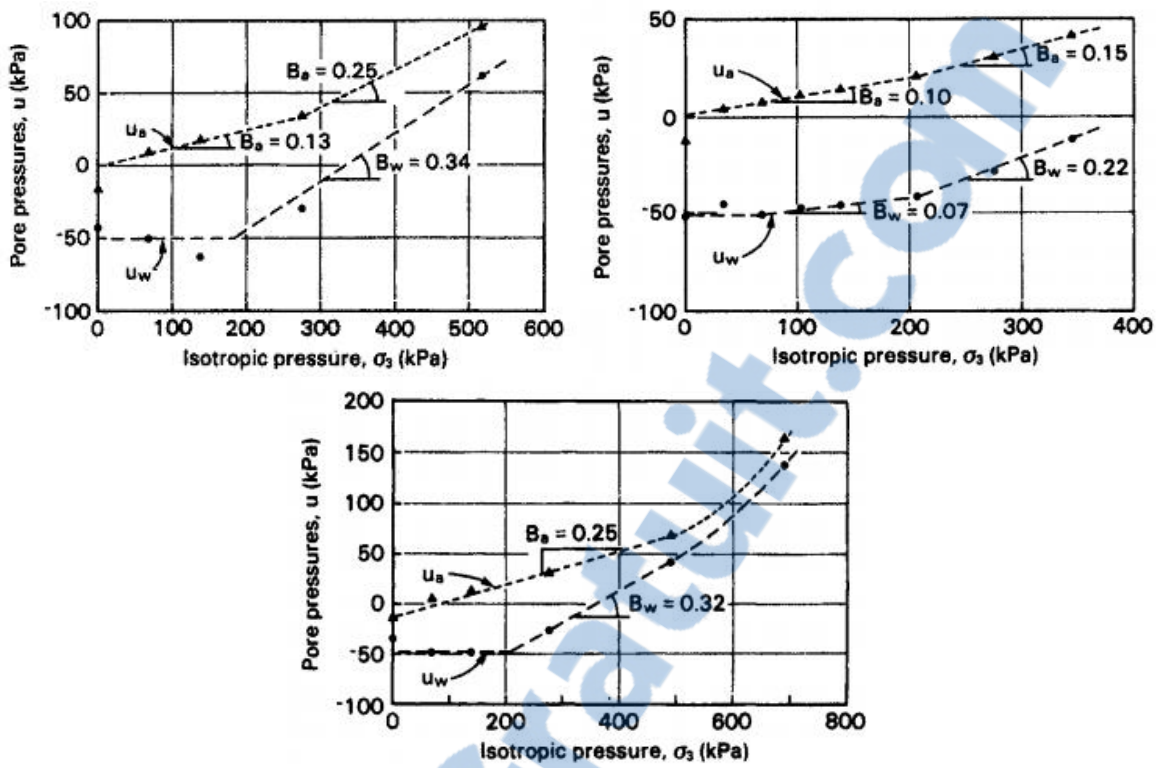


Figure 2.5: Développement de la pression interstitielle durant un chargement triaxial non drainé (Knodel & Coffey, 1966 cités par Fredlund, 1993).

4.2 TRAVAUX DE CAMPBELL (1973)

Campbell (1973) a développé un appareillage spécifique pour mesurer indépendamment le développement des pressions interstitielles d'eau et d'air dans un échantillon non saturé à des chargements isotropes poussés jusqu'à 6 900 kPa (Fredlund, 1993).

Il a réalisé des essais sur deux types de matériaux : Peorian lœss (silt inorganique) et le Champaign till, compacté statiquement. Les ***figures 2.6 (A** et **B)*** montrent l'évolution de la pression interstitielle d'eau en fonction de la contrainte de confinement appliquée, on constate sur les courbes présentées ce qui suit :

- Une faible réponse de la pression interstitielle pour des teneurs en eau ou des degrés de saturation initiaux faibles ce qui se traduit par des courbes plates.
- Les pressions interstitielles augmentent quand la teneur en eau ou le degré de saturation initiale augmente. Par conséquent B_w augmente aussi avec ces deux derniers paramètres.
- Les échantillons compactés autour de l'optimum, présentent immédiatement une grande réponse de la pression interstitielle lors de l'application de la contrainte isotrope.
- A l'approche de la teneur en eau optimale, la courbe de la réponse de la pression interstitielle devient approximativement une pente de 45°. Dans ce cas B_w est constant et égal à 1, donc, à saturation l'incrément dans la contrainte totale $\Delta\sigma_3$ est transféré entièrement à la pression interstitielle ($du_w=d\sigma_3$).

Rapport-Gratuit.com

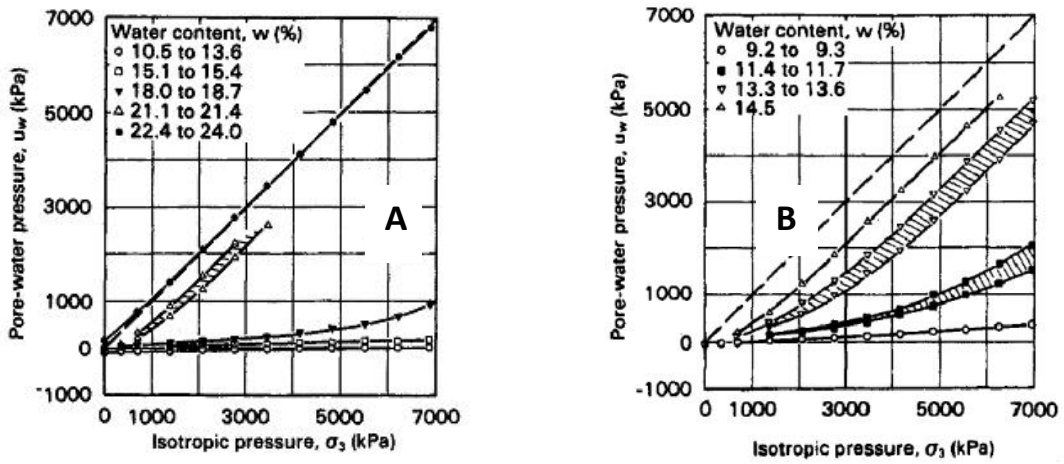


Figure 2.6: Développement de la pression interstitielle d'eau sous un chargement isotrope non drainé A : pour le Peorian lœss ; B : Champaign till (Campbell, 1973 cité par Fredlund, 1993).

Les ***figures 2.7 (A** et **B)*** présentent l'évolution du coefficient de pression interstitielle d'eau B_w en fonction du degré de saturation Sr pour le Peorian lœss et Champaign till respectivement, on constate ce qui suit :

- Le paramètre de pression interstitielle d'eau B_w augmente rapidement à partir des valeurs du degré de saturation proche de l'optimum Proctor normal (Sr=80% et 90% pour Poerial lœss et le Champaign till respectivement).

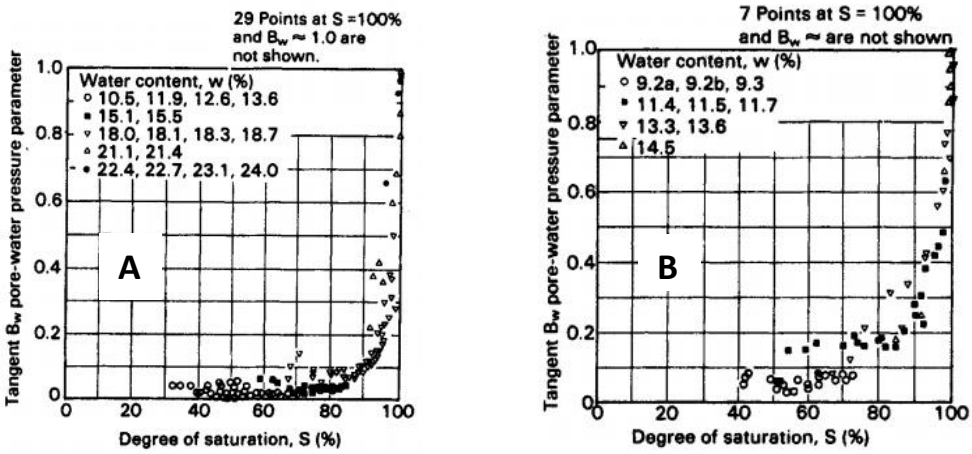


Figure 2.7: Développement du paramètre B_w en fonction de Sr pour : Peorian loess (A) et Champaign till (B) (Campbell, 1973 cité par Fredlund, 1993).

- A la saturation, la pression interstitielle d'air mesurée approche celle de l'eau ; en effet l'air se trouve sous forme de bulles isolées dans les pores et le capteur de pression d'air mesure plutôt la pression dans l'eau dans ce cas l'air est sous forme de bulles (air occlus).
- Le paramètre B peut être différent de 1 à la saturation si le sol présente une faible compressibilité (Lee & al. 1969, cité par Holtz, 1996 ; cf. ***tableau 2.1***).

Tableau 2.1: Paramètre de pression interstitielle B_w pour différents types de sol saturés et quasi saturés (Black & Lee, 1973cité par Holtz 1996).

Type de sol	***Indice des vides « e »***	***Compressibilité du sol (1/kPa)***	***Paramètre de pression interstitielle d'eau B_w***		
			Sr=100%	*Sr=99.5%*	*Sr=99%*
Argiles molles normalement consolidées	2.0	1.45×10^{-3}	0.9998	0.992	0.986
Argiles et silts compactés ; argiles légèrement surconsolidées	0.6	1.45×10^{-4}	0.9988	0.963	0.930
Argiles raides surconsolidées	0.6	1.45×10^{-5}	0.9877	0.69	0.51
Sables très denses ; argiles très raides sous des pressions de confinement élevées.	0.4	1.45×10^{-6}	0.9130	0.2	0.10

4.3 TRAVAUX DE TAIBI (1994)

Taibi (1994) a réalisé une série de 3 essais dont les conditions initiales sont répertoriées dans le tableau ci-après. Ces essais mettent en évidence l'évolution de la pression interstitielle sur un chemin isotrope (cf. ***tableau 2.2***).

Tableau 2.2: Caractéristiques des essais isotropes réalisés sur le matériau de la Verne (Taibi, 1994).

Essais	**w (%)**	**E**	**Sr (%)**	**$-u_w$ (kPa) Papier filtre**	**$-u_w$ (kPa) Tensiomètre**	**Paliers de chargement (kPa)**
Essai 1	20.5	0.55	84.0	25.1	26.3	0-25-50-100
Essai 2	19.9	0.55	82.0	39.8	30.8	0-100-200-300
Essai 3	20.6	0.55	84.3	44.7	41	0-100-200-300-400-500-600-700-800-900

Le matériau utilisé est une argile prélevée dans le noyau du barrage de la Verne (France) dont la limite de liquidité est de 35%.
Le matériau a été compacté dans les conditions de mise en place (densité sèche et teneur en eau OPN). Les résultats obtenus sont représentés sur les ***figures 2.8*** et ***2.9***.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

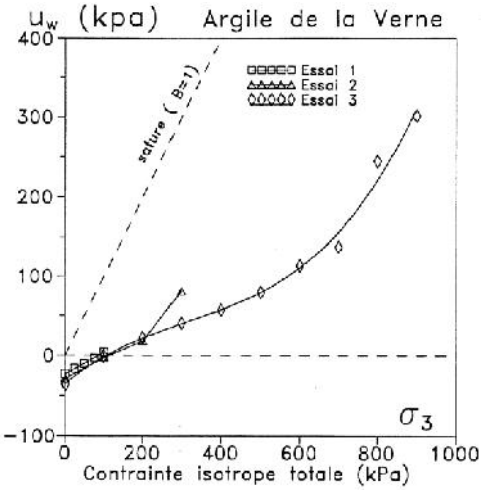


Figure 2.8: Evolution de la pression interstitielle en fonction de la contrainte isotrope (Taibi, 1994).

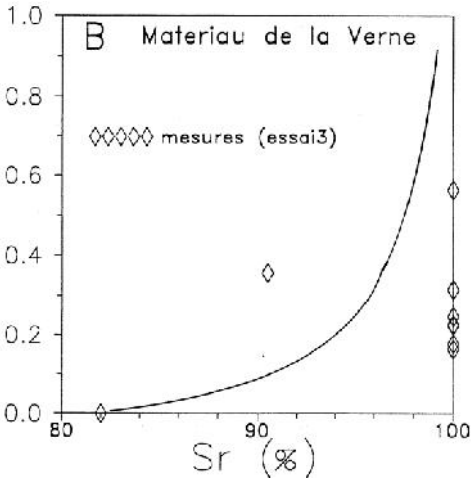


Figure 2.9: Mesure du paramètre B en fonction du degré de saturation Sr pour l'essai 3 (Taibi, 1994).

Ces résultats montrent que la saturation complète au sens B =1 est atteinte pour une contrainte de l'ordre de 800 kPa correspondant à une pression interstitielle positive de 200 kPa. Son passage d'une valeur négative à une valeur positive a lieu pour une contrainte totale de 100 kPa.
Il faudra noter que Taibi (1994) a obtenu ces résultats en utilisant une cellule triaxiale équipée d'une base spéciale adaptée aux mesures des paramètres non saturés du sol.

4.4 TRAVAUX DE LINS ET AL. (1995)

Lins et al. ont réalisé une série d'essais sur le sol de Rio de Janeiro (Brésil), le gneiss résiduel qui a les caractéristiques suivantes : ω_L=78 % et ω_p=32 %.
Les échantillons de sol ont été préparés à la densité optimum Proctor par compactage statique. Ensuite l'échantillon a été posé dans une cellule triaxiale équipée d'une pierre céramique utilisée comme interface entre l'échantillon et le système de mesure de la pression interstitielle d'eau et muni d'un dispositif de drainage de l'air. Deux séries d'essais ont été réalisées :

PH : L'air est non drainé.
PHO : L'air est drainé.

Les résultats expérimentaux sont reportés sur la ***figure 2.10*** pour différentes teneurs en eau initiales.

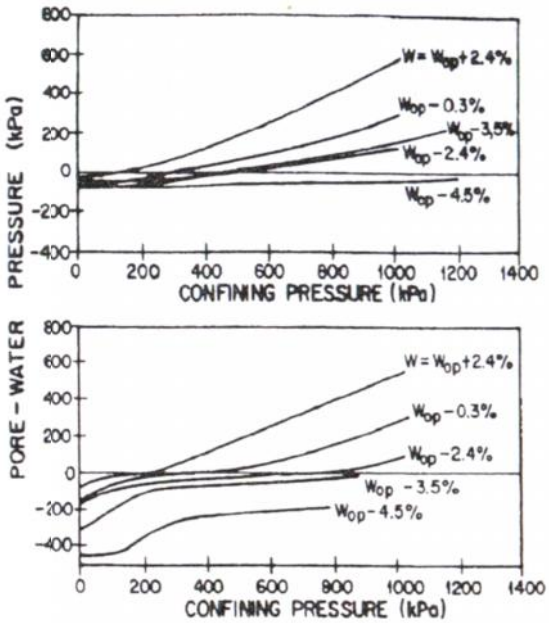


Figure 2.10: u_w fonction de la contrainte de confinement pour les essais PH et PHO respectivement (Lins et al., 1995).

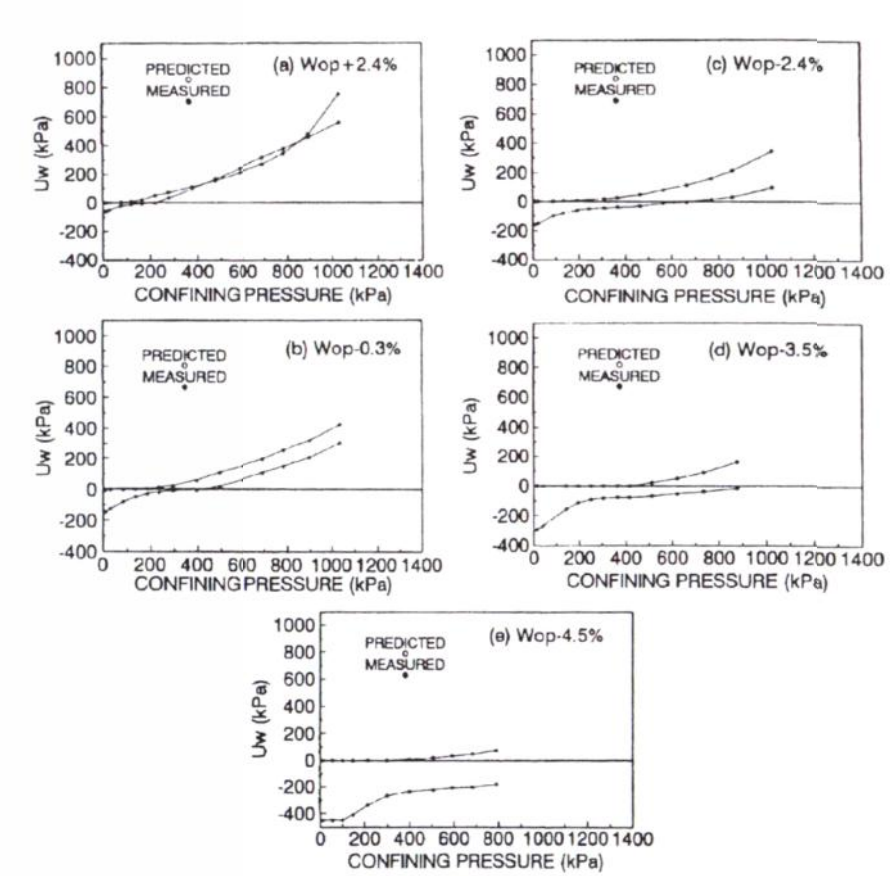


Figure 2.11: Comparaison entre la mesure de u_w et les prédictions en utilisant l'équation de Hilf (essais PHO) (Lins et al. 1995).

Dans une deuxième étape Lins (1995) a utilisé les modèles de Hilf (1948) et Hassan & Fredlund (1980) (cf. ***paragraphes 5.1*** et ***5.3***) de prédiction de l'évolution du coefficient de pression interstitielle B afin de voir si les résultats expérimentaux valident ces prédictions ou pas.
Les auteurs montrent que l'expression de Hilf est valable dans le sol résiduel utilisé dans un état compacté proche de l'optimum Proctor ou côté humide (cf. ***figure 2.11***).

Concernant l'utilisation des expressions de Hasan et Fredlund et moyennant un calage empirique des quatre paramètres, donnent également de bons résultats à proximité de l'optimum ou côté humide (cf. ***figure 2.12***).

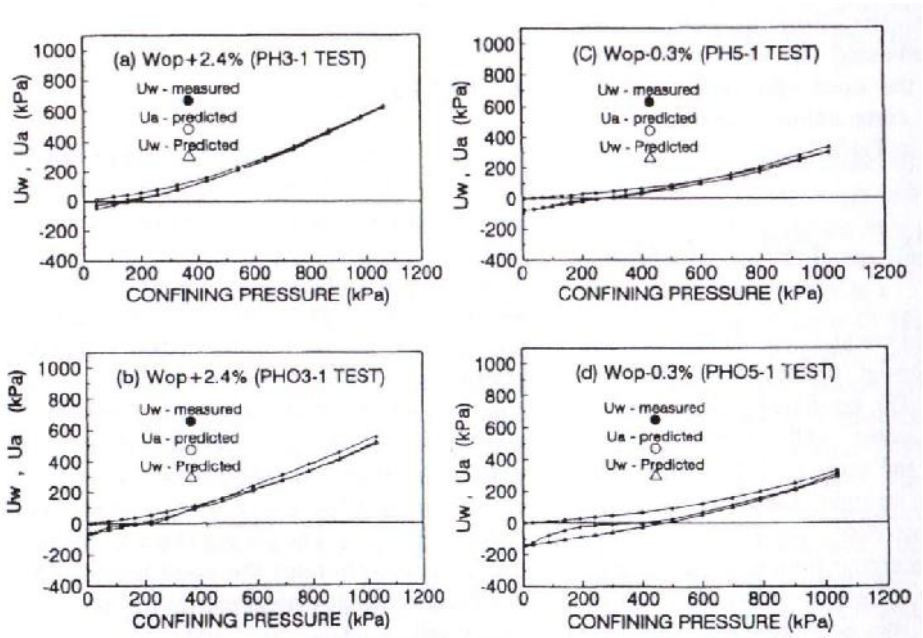


Figure 2.12: Comparaison entre la mesure de u_w et les prédictions en utilisant l'équation de Hasan et Fredlund (essais PHO), (Lins et al. 1995).

Il y a lieu de remarquer que les auteurs n'émettent aucun commentaire sur le côté sec de l'optimum mais en interprétant les courbes, il ressort clairement qu'il y a de fortes succions correspondant au côté sec de l'optimum Proctor (cf. ***figure 2.12***).

4.5 TRAVAUX DE VAUGHAN (2003)

Vaughan a réalisé des essais isotropes non drainés sur le matériau de « weald clay » utilisé dans le noyau de barrage « Arlington Dam ». Ainsi que des essais de chargement déchargement sur un mélange de l'argile d'Oxford et « Kellaway Beds » (***figures 2.13*** et ***2.14***).

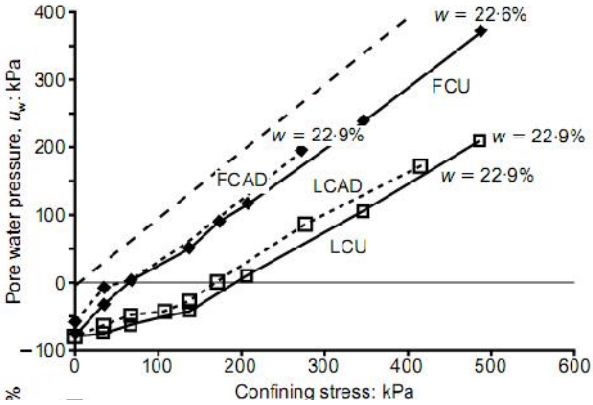


Figure 2.13: Chargement isotrope sur un matériau de noyau de barrage (Vaughan, 2003).

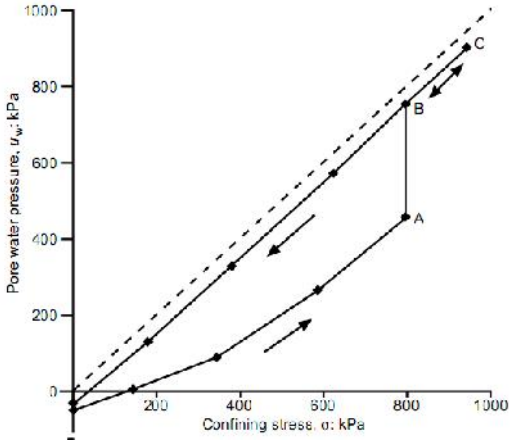


Figure 2.14: Chargement-déchargement isotrope (Vaughan, 2003).

4.6 TRAVAUX DE MARINHO ET AL. (2003 & 2010)

Marinho (2003) réalise une série d'essais sur matériaux compactés statiquement. Il mesure le développement de la pression interstitielle d'eau en fonction de la contrainte isotrope, ceci en utilisant une cellule triaxiale équipée d'un tensiomètre de haute précision.
Ensuite il utilise l'approche d'Arêas (1963) basée sur la formulation de Hilf (1948) pour prédire ces développements (cf. ***figure 2.15***).
Cette approche a un handicap majeur c'est qu'il n'y a aucune justification théorique précise permettant l'extension de la méthode de Hilf sous la forme proposée.

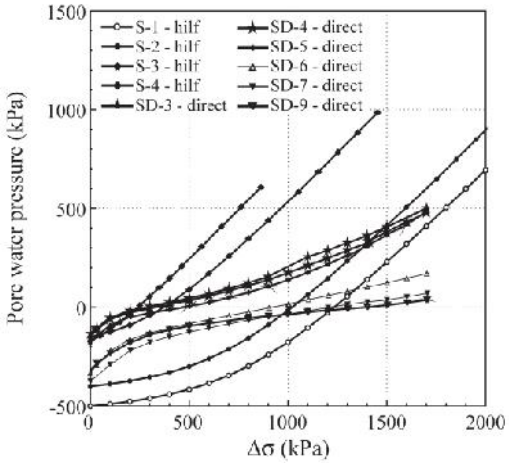


Figure 2.15: Comparaison entre les prédictions de la méthode de Hilf et les mesures des pressions interstitielles d'eau (Marinho et al. 2002 cité dans Marinho et al. 2003).

En 2010, Marinho a effectué une série de test sur le même type de sol utilisé dans ses travaux de 2003. Des essais de compression isotrope à teneur en eau constante ont été réalisés sur différents états initiaux (cf. ***tableau 2.3***). Les résultats sont reportés sur la ***figure 2.16.***

Tableau 2.3: Caractéristiques des échantillons testés.

Echantillon	*W (%)*	*Sr (%)*	*Succion Initiale (kPa)*
D1	22.8	76	206
O1	24.8	84	108
W1	28.0	90	42
W2	27.5	88	40
W3	27.7	89	38
W4	31.1	87	14

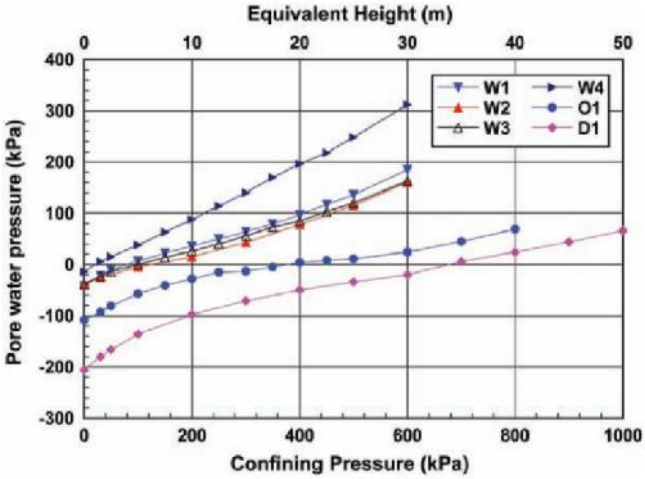


Figure 2.16: Réponse de la pression interstitielle d'eau à la pression de confinement (Marinho, 2010).

L'auteur est arrivé aux conclusions suivantes :

- Durant le chargement l'air se dissous et le sol atteint probablement la saturation.
- Les échantillons compactés du côté sec de la courbe Proctor ont une succion initiale de l'ordre de 200 kPa.
- Ceux compactés à 6% à droite de l'optimum présentent une succion de 14 kPa.
- La contrainte de confinement à laquelle la pression interstitielle atteint la valeur zéro est directement proportionnelle à la succion initiale.

5. COEFFICIENT DE PRESSION INTERSTITIELLE B : APPROCHE NUMERIQUE

5.1 TRAVAUX DE HILF (1948) ET SES AMELIORATIONS

Hilf a établi une relation permettant de prédire le développement de la pression d'air, dans les remblais compactés non saturés, sous l'effet de variation de contrainte verticale en condition non drainée. Cette relation est présentée sous forme d'une équation de

paramètres de pressions interstitielles. Cette méthode est connue sous le nom de la méthode U.S.B.R (United States Bureau of Reclamation).
La même analyse a été proposée ultérieurement par Bishop (1957) cité par Fredlund (1993).

L'approche de Hilf est basée sur deux principales hypothèses :

- La pression d'air u_a est égale à la pression d'eau u_w, ce qui signifie que la succion n'est pas prise en considération et sa valeur est nulle.
- La pression d'air initiale est considérée comme étant la pression atmosphérique.

Le paramètre de pression interstitielle sécant B'_{ah} qui découle de l'analyse de Hilf s'écrit :

$$B'_{ah} = \left[\frac{1}{1 + \frac{(1 - S_0 + H.S_0).n_0}{(\bar{u}_{a0} + \Delta\bar{u}_a).m_v}} \right]$$

Avec :

m_v : Coefficient de compressibilité mesuré sur un sol saturé dans un essai œdométrique.
S_0, n_0 : Degré de saturation initiale et porosité initiale du sol respectivement.
$\bar{u}_{a0}$: Pression d'air atmosphérique = 101.3kPa.
$\Delta\bar{u}_a$: Variation de pression d'air.
B'_{ah} : est supposé égal à B'_{aw}

La ***figure 2.17*** montre l'évolution de la pression interstitielle pour différents degrés de saturation initiaux en appliquant l'expression de Hilf.

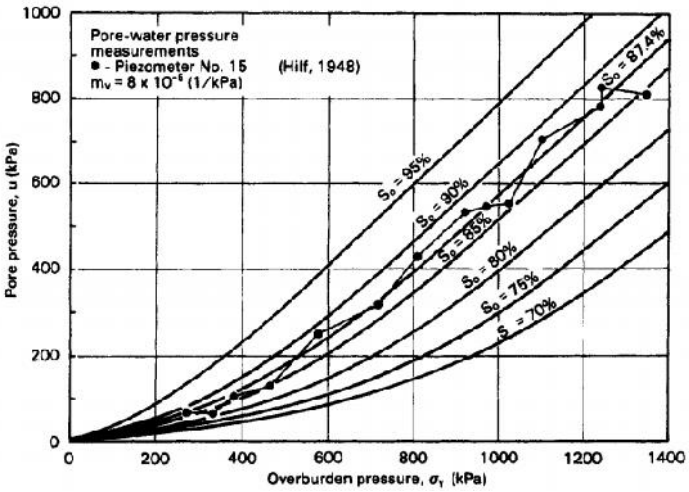


Figure 2.17: Variation de la pression interstitielle pour différents degré de saturation initiaux en utilisant la méthode de Hilf (Fredlund, 1993).

D'autres chercheurs ont essayé d'améliorer l'approche de Hilf en introduisant des hypothèses supplémentaires. Les travaux de ces chercheurs sont exposés ci-après :

A. Travaux d'Arêas (1963)

Arêas (cité par Marinho 2003), a été pratiquement le premier a suggéré une amélioration de l'approche de Hilf (1948) en translatant la courbe de l'évolution des pressions interstitielles en fonction de la contrainte isotrope appliquée par la méthode de Hilf. Cette courbe est translatée par la valeur de la succion estimée expérimentalement. L'auteur a déterminé la succion initiale indirectement en utilisant une estimation des diamètres des pores du sol étudié (cf. ***figure 2.18***).

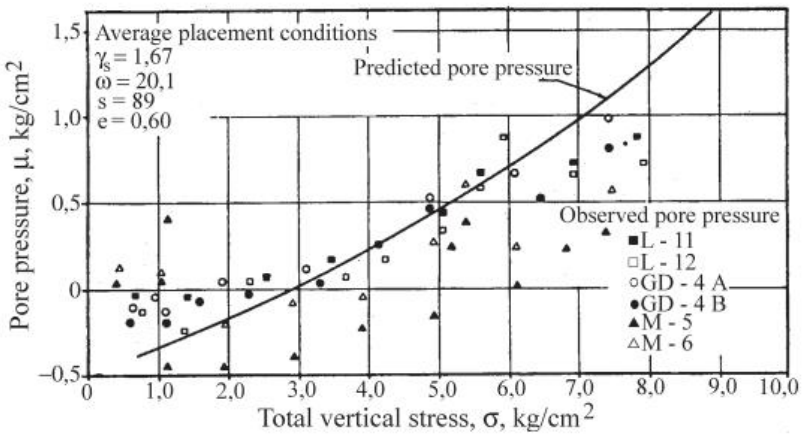


Figure 2.18: *Comparaison entre les pressions interstitielles observées et prédites (Arêas, 1963 cité par Marinho, 2003).*

B. Travaux de Poulain (1993)

Poulain a proposé un modèle théorique basé sur le concept de la méthode de Hilf en établissant des hypothèses supplémentaires.
L'auteur s'intéresse aux matériaux argileux humides compactés à une teneur en eau supérieure à celle de l'optimum Proctor normal et dont le degré de saturation après compactage est supérieur à 90 %.

La principale hypothèse sur laquelle s'appuie cette démarche est la prise en compte d'une pression interstitielle d'air définit comme suit :

$$u_a = u_w + \frac{2.q}{r}$$

Avec :

q : Désigne le coefficient de tension superficielle de l'eau ($q=7.4 \times 10^{-7}$ kN/m).
r : Rayon des bulles d'air.

Par la suite l'auteur a calé son modèle par rapport aux essais triaxiaux, non drainés appliquant des contraintes isotropes, qu'il a réalisé au laboratoire sur différents types de matériaux de noyaux de barrages (cf. ***figure 2.19***).

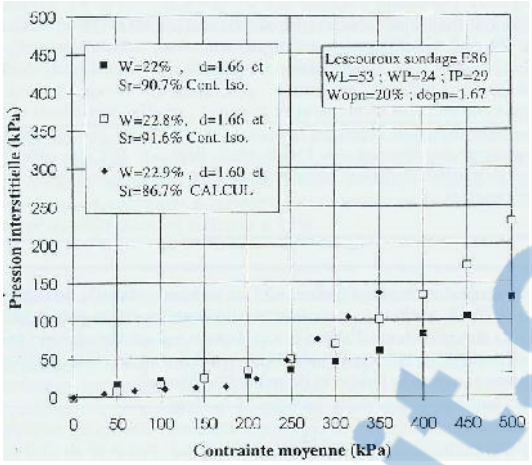


Figure 2.19: Comparaison des pressions calculées et mesurées en laboratoire sur le matériau Lescouroux E86 (Poulain, 1993).

Poulain affirme qu'il y a un faible écart entre les prédictions et les résultats expérimentaux jusqu'à la contrainte de 250 kPa bien que les degrés de saturation initiaux soient légèrement différents. Au-delà de 250 kPa le calcul numérique donne des pressions estimés qui croissent plus rapidement que celles obtenues expérimentalement.
Aucune explication n'a été donnée par le chercheur concernant les causes de cette divergence.
Cette approche revient en fait à utiliser le coefficient de compressibilité du fluide interstitiel de Schuurman (1966) qui semble peu réaliste compte tenu des résultats de Murray (2002, cité par Boutonnier, 2007) et Vaughan (2003) qui montrent que les petites bulles ont tendance à disparaître pour former des bulles plus grosses.

Dans les sols quasi-saturés, Murray (2002) et Vaughan (2003) montrent que les petites bulles ont tendance à disparaître au profit des grandes bulles par des phénomènes de diffusion locale de l'air dans l'eau. Les bulles d'air ont donc tendance à occuper les pores les plus importants.

Ce point semble confirmé par les observations expérimentales. Ainsi, dans les limons de Jossigny compactés à l'optimum Proctor, Delage et Cui (2000) observent que seules les macrospores les plus grands (diamètre de 60 µm) sont pleines d'air. Néanmoins, le diamètre moyen des pores n'est pas nécessairement directement relié à la succion (Sills et al. 1991 cités par Boutonnier, 2007; Vaughan, 2003).

5.2 TRAVAUX DE SKEMPTON (1954)

Il donne l'expression du coefficient B en fonction de la compressibilité du fluide interstitiel. Dans les sols saturés B est proche de 1 et diminue avec la diminution de degré de saturation.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \pm_3} \qquad\qquad B = \frac{1}{1 + n.\frac{C_v}{C_c}}$$

Avec :

Δu : Variation de la pression interstitielle.
$\Delta\sigma_3$: Variation de contrainte totale isotrope.
n : Porosité.
C_v : Coefficient de compressibilité du fluide interstitiel (eau+air).
C_c : Coefficient de compressibilité du squelette

D'après Skempton, ce coefficient B varie entre 0,1 et 0,5 pour des sols compactés à l'optimum Proctor (c.f ***Tableau 2.4***).

Tableau 2.4: Paramètre de pression interstitielle d'eau B_w, mesuré pour plusieurs types de sols non saturés (Skempton & Bishop, 1954)

Type de sol	***γ_{dmax} (kN/m³)***	***ω_{opt} (%)***	***γ_d (kN/m³)***	***ω (%)***	***Sr (%)***	***B_w (pour σ_3=276 kPa)***
Boulder clay (ω_L=17% ; ω_p=15%)	21.37	7.4	20.39 21.37 21.20	8.7 7.4 6.7	93 87 76	0.69 0.33 0.10
Moraine (ω_L=22% ; ω_p=14%)	20.42	10.4	19.79 20.42 20.26	11.4 10.4 9.6	89 88 80	0.89 0.57 0.35
Argile volcanique (ω_L=85% ; ω_p=55%)	10.99	49	10.99 10.84 10.68	52.8 49.0 51.0	99 90 90	0.47 0.21 0.12

La ***figure 2.20*** montre le résultat d'un essai réalisé sur une argile graveleuse. La courbe montre l'évolution de B_w en fonction de Sr.

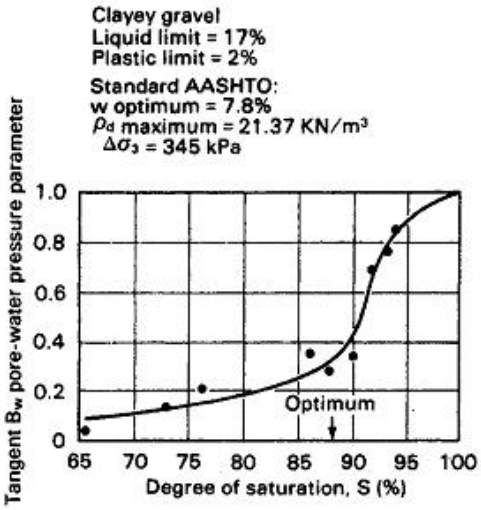


Figure 2.20: *Relation entre B_w et Sr pour une argile graveleuse (Skempton, 1954 cité par Fredlund, 1993).*

L'approche de Skempton ne donne pas d'outil théorique pour prévoir la variation de la pression interstitielle ou B en fonction du degré de saturation dans le cas des sols non saturés.

Durant le cisaillement en conditions non drainées, la variation du déviateur de contrainte engendre une variation de la pression interstitielle. Cette variation de la pression interstitielle est souvent caractérisée par le coefficient *A* :

$$A = \frac{\Delta u_d}{\Delta q}$$

Avec :

Δu_d : La variation de la pression interstitielle durant la phase de cisaillement.
Δq : la variation du déviateur de contrainte.

5.3 TRAVAUX DE HASAN ET FREDLUND (1980)

Les auteurs prennent en compte la non saturation du sol et en établissant un certain nombre d'hypothèses, ils déduisent les expressions des paramètres de pressions interstitielles tangent B d'eau et d'air. Ces coefficients peuvent être prédits en utilisant les équations suivantes :

$$B_a = \frac{\Delta u_a}{\Delta \pm_3} = \frac{R_2.R_3 - R_4}{1 - R_1.R_3} \qquad B_w = \frac{\Delta u_w}{\Delta \pm_3} = \frac{R_2 - R_1.R_4}{1 - R_1.R_3}$$

Ces équations sont en fonction de 4 paramètres R_1, R_2, R_3 et R_4 qui dépendent des coefficients de variation volumique (*m*) déterminés par le principe des variables indépendante.
Les ***figures*** suivantes montrent les résultats de simulations réalisées par cette procédure.

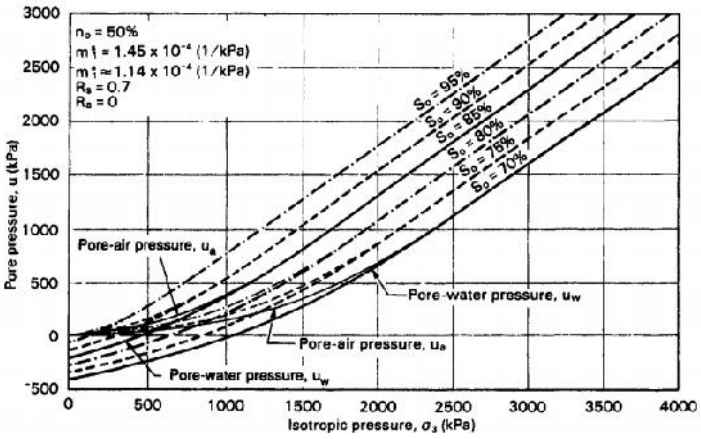


Figure 2.21: Effet du degré de saturation initiale sur les pressions interstitielles d'air et d'eau fonction des pressions isotropes (Fredlund, 1993).

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

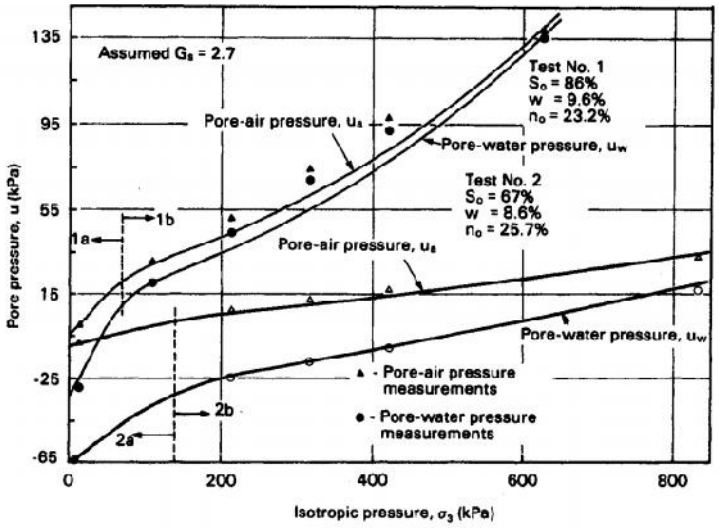


Figure 2.22: Comparaison entre les prédictions théoriques et les mesures expérimentales de u_w et u_a (données expérimentales de Bishop et Henkel, 1962) cité par Fredlund, 1993.

5.4 TRAVAUX D'OOSTVEEN (2003)

En tenant compte de la compressibilité de la masse solide et du mélange air-eau à l'intérieure des pores, une relation théorique a été développée par Oostveen pour le calcul de B et Sr. Ces expressions sont définies comme suit :

- Le degré de saturation, s'écrit :

$$Sr > \frac{(1+h).[1+\sim_s.(P_{atm}+u_w).\ _{solid}]}{h.(1-¡)+1+\sim_s.(P_{atm}+u_{water}).\ _{water}}$$

Avec :

h : Coefficient de Henry.

$$\alpha_s = 1 - \frac{2}{3}.\frac{u_{surface}}{P_{atm}+u_w}$$

$u_{surface=\frac{2.q}{r}}$ q : Tension de surface

r : Rayon des bulles d'air.

P_{atm} : Pression atmosphérique.
u_w : Pression interstitielle d'eau.
β_{solid} : Compressibilité des grains solides.
β_{water} : Compressibilité de l'eau.

$$\chi = \frac{\rho_{air\ dissous}}{\rho_{air}}.\frac{\alpha_s}{\alpha_{s\ air\ dissous}}$$

- Le coefficient B est donné par:

$$B = \frac{1}{1 + \frac{1}{\sim_n} \cdot \left\{ \frac{Sr}{1+h} \cdot \ _{water} - \left[(1 - Sr) + \frac{\text{¡}.h.Sr}{(1+h)} \right] \right\}}$$

Avec :

$\alpha_n = (1-n)^{-2/3}$ n : porosité

L'application du modèle (cf. ***figure 2.23)*** donne des résultats similaires aux résultats de simulation trouvés dans la littérature. Mais ceci reste à vérifier par des essais de laboratoire.

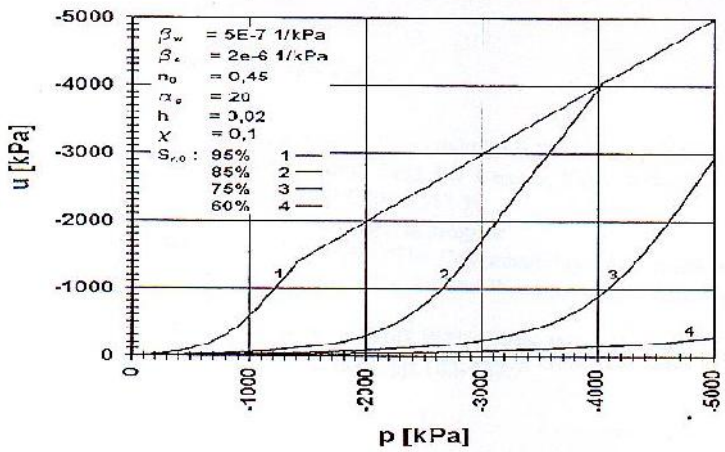


Figure 2.23: Relation u-p lors d'un chargement isotrope pour différents degrés de saturation initiaux (Oostveen, 2003).

5.5 TRAVAUX DE BOUTONNIER (2007)

Boutonnier a défini dans le cadre d'une étude aéro-hydro-mécanique un modèle de prédiction du coefficient B. Plusieurs domaines de saturation selon l'état de l'air dans les sols, spécialement compactés, ont été définis. Ces domaines sont présentés comme suit (***cf. figure 2.24***) :

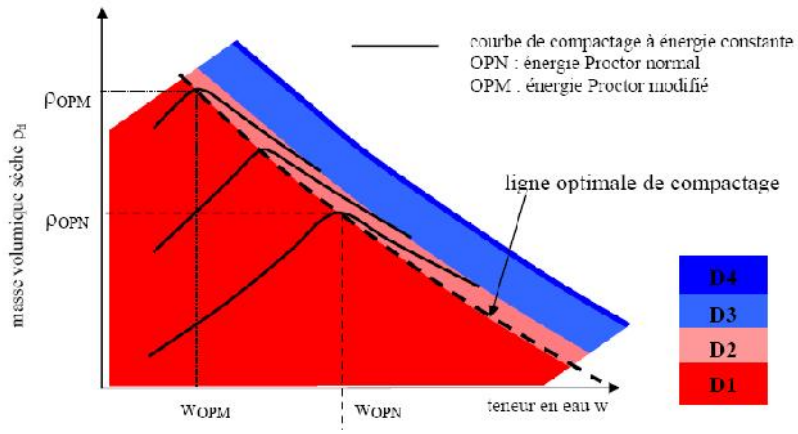


Figure 2.24: Limites des domaines D1, D2, D3 et D4 sur la courbe Proctor (Boutonnier, 2007).

- *Domaine D1* : L'air circule librement entre les grains solides du sol, ce domaine représente le côté sec de la courbe Proctor.

- *Domaine D2* : L'air occlus dans le sol reste au contact des grains, ce domaine couvre l'optimum Proctor et une partie du côté humide de l'OPN.

- *Domaine D3* : L'air est sous forme de bulle, ce domaine représente une partie du côté humide de l'OPN.
- *Domaine D4* : L'air occlus est dissous dans l'eau, ce domaine représente le côté humide de la courbe Proctor.

C'est un domaine où le sol est parfaitement saturé représenté par la ligne de saturation (jamais atteinte lors de la mise en œuvre du matériau).

Pour déterminer le coefficient B sécant, l'auteur a développé son analyse sur la base de paramètres faciles à déterminer par des essais courants tels que la limite de liquidité, limite de plasticité et teneur en eau. Ainsi que l'utilisation des corrélations pour la détermination de paramètres plus difficiles à mesurer telle que la succion initiale dans un sol compacté.

Il a défini pour les domaines D2, D3 et D4 le degré de saturation ainsi que le coefficient de pression interstitielle B pour un chargement isotrope non drainé. Les expressions détaillées avec toutes les explications seront données dans le ***chapitre 5***.

L'auteur a validé son modèle en comparant les résultats de la simulation (programme numérique sous Mathcad) par rapport aux résultats expérimentaux obtenus par Poulain (1993) sur le matériau de la Ganne, w_L=44%, w_P=20% (cf. ***figure 2.25***).

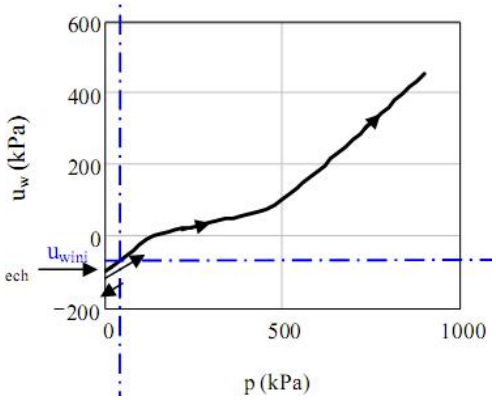


Figure 2.25: Application du modèle sur le matériau de la Ganne : plan (p-u_w) (Boutonnier, 2007).

- ***Travaux de Monnet (2010, 2012)***

En collaboration avec Boutonnier, Monnet a repris le modèle de ce dernier et a développé un logiciel (sous Visual Basic) contenant la démarche de son collègue. Une étude expérimentale a été réalisée sur un limon en condition non saturée et non drainée. Les résultats de l'évolution de la pression interstitielle en comparaison à l'expérience (cf. ***figure 2.26***) montrent une bonne concordance. Ils doivent être validés sur d'autres types de matériaux.

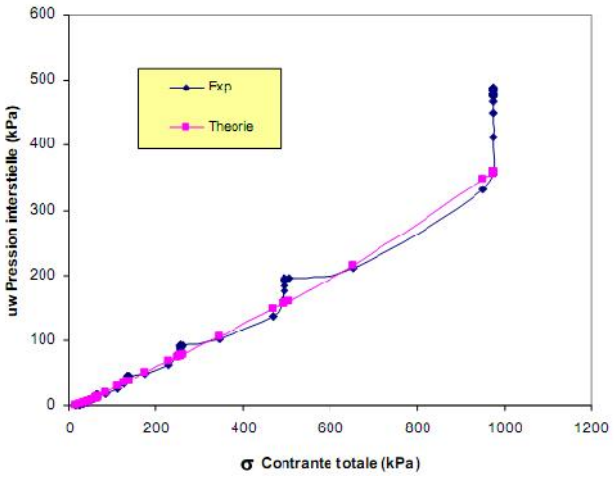


Figure 2.26: Limons de l'A89-Pression interstitielle- Comparaison Modèle Expérience (Monnet & Boutonnier, 2012).

5.6 TRAVAUX DE XU ET AL. (2011)

Les auteurs présentent en premier l'expression donnant la compressibilité du fluide interstitiel et propose ensuite l'expression de calcul du coefficient de pression interstitiel pour les sols ayant un faible degré de saturation.

Le coefficient de compressibilité l_v du fluide interstitiel est définit comme suit :

$$l_v = \emptyset\,(1 - S_r)/(u_w + p_0 + T_R)$$

Avec :

ϕ : Paramètre qui dépend de l'état de l'air dans les pores, ϕ tend vers l'infini si la phase air est continue et ϕ=1 si l'air est occlus.
Sr : Degrés de saturation.
u_w : Pression interstitielle d'eau.
p_0 : Pression atmosphérique.
T_R : Tension de surface.

L'expression du coefficient de pression interstitielle est :

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} = \frac{1}{(1 + n.\,l_v/m_v)}$$

Avec

n : Porosité.
l_v : Coefficient de compressibilité.
m_v : Coefficient de compressibilité volumique.

Si la variation de la pression interstitielle est Δu_w, donc la variation de la contrainte correspondante est :

$$\Delta\sigma = \left[1 + n.\frac{\Phi(1 - S_r)}{m_v} / (u_{w0} + \Delta u_w + p_0 + T_R)\right].\Delta u_w$$

Avec :

u_{w0} : Pression interstitielle d'eau initiale.

Pour valider leur modèle, les auteurs ont utilisés les résultats de mesure in situ de Hilf (1948) cités par Fredlund (1993) et ils ont trouvés une bonne concordance.

5.7 CRITIQUE DES MODELES PRESENTES

A la fin, on peut dresser un tableau résumant les principaux modèles de prédiction du coefficient B tout en émettant quelques critiques.

Tableau 2.5 : Comparatif entre les principaux modèles présentés.

Auteur	Principales Hypothèses	Paramètres à déterminer	Comparaison : (A) : avantage ;(I) : Inconvénient
Hilf (1948)	-$u_a = u_w$ - s=0	Sr_0, n_0 et m_v	Facile d'utilisation. (**A**). Surestimation des pressions (néglige la succion) (**I**).
Fredlund (1980)	Prise en compte de la succion. $u_a \neq u_w$ (s≠0)	S_0, n_0, u_{a_0} u_{w0}, m_{1s} Rs	Détermine l'évolution de u_a et u_w. (**A**). Beaucoup de paramètres. (**I**). Difficiles à obtenir. (**I**).
Boutonnier (2007)	Division des domaines	Limite de liquidité et rayon des bulles moyens r_{bm}	Facile à utiliser (**A**). A base de corrélations (**A**). Se limite à D2; D3; D4 r_{bm}: paramètre non mesurable (**I**).

6. COEFFICIENT DE PRESSION INTERSTITIELLE A

Skempton (1954) a donné des valeurs du coefficient de pression interstitielle A_f à la rupture après cisaillement suivant la nature des sols argileux étudiés. Le tableau suivant résume ces valeurs :

Tableau 2.6 : Valeurs de A_f (Skempton, 1954 cité par Budhu, 2011).

Type d'argile	**Coefficient A_f**
Argile très sensible	0.75 à 1
Argile normalement consolidé	0.5 à 1
Argile sableuse compactée	0.25 à 0.75
Argile légèrement surconsolidé	0 à 0.5
Argile graveleuse compactée	-0.25 à 0.25
Argile fortement surconsolidé	-0.5 à 0

Peu d'auteurs ont réalisés des essais de cisaillement dans des sols non saturé, on retrouve les résultats de Taibi (1994) qui a effectués des essais déviatoires en non drainé (cf. ***figure 2.27)***, ci-après les résultats trouvés :

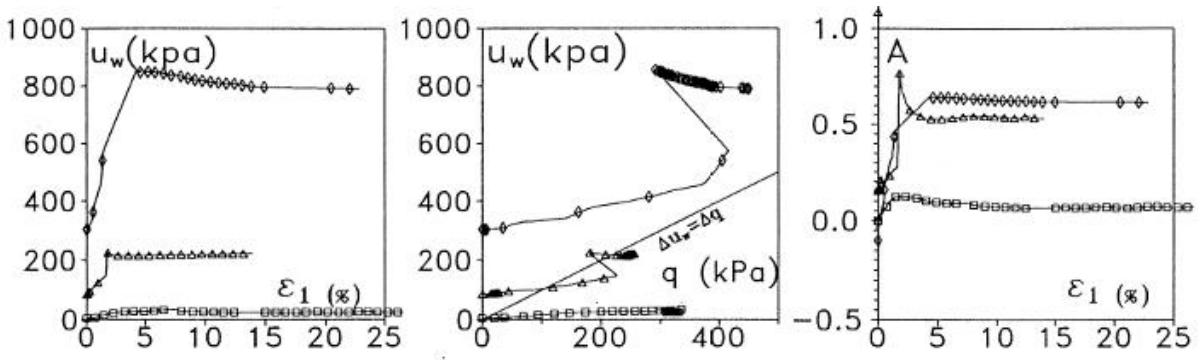


Figure 2.27: Plans [ε_1, u_w], [q, u_w] et [ε_1, A] d'un essai déviatoire réalisé sur le matériau de La Verne compacté (Taibi, 1994).

7. CONCLUSION

A la lecture de ce chapitre qui concerne la présentation des résultats de la littérature concernant les deux volets :

- la compressibilité du fluide interstitiel ;
- et les paramètres de pression interstitielle dans les sols non saturés ;

On peut émettre les conclusions suivantes :

- Les formulations de la compressibilité du mélange air/eau comportent pour la majorité des auteurs la formulation de chaque compressibilité qui compose ce fluide (eau, air libre et air dissous dans l'eau).
- Le paramètre qui influe le plus sur la compressibilité du mélange air/eau est l'air dissout dans l'eau, l'existence des bulles d'air occluses affecte grandement la compressibilité du mélange.

- Il n'y a pas beaucoup de formulations sur la prédiction du développement des paramètres de pression interstitielle dans les sols non saturés qui se basent sur des paramètres facilement mesurables.
- Les essais de développement de pressions interstitielles en fonction de la contrainte de confinement sont rares dans la littérature, le peu d'essais qui existe montre des valeurs de pressions interstitielles négatives à des contraintes isotropes nulles ; et il y a peu de modèles qui prennent en compte cette succion.

Rapport-Gratuit.com

CHAPITRE 3

COMPORTEMENT SUR CHEMINS DE DRAINAGE HUMIDIFICATION : RELATION MICRO-MACRO

1. INTRODUCTION

Cette partie de la thèse a pour objet d'étudier le comportement de deux matériaux argileux de la région de Tlemcen. Dans cette optique, le chapitre est structuré en deux parties :

La première concerne l'étude des chemins de drainage humidification sur des matériaux préparés au voisinage de la saturation par compactage quasi statique et dynamique aux conditions de l'optimum Proctor normal. Ainsi que des échantillons consolidés à 1 MPa.

La deuxième partie est consacrée à la détermination du potentiel d'effondrement des matériaux étudiés à différentes conditions initiales.

Ces deux études sont complétées par une analyse microstructurale pour orienter les interprétations de certains aspects du comportement macrostructurale.

2. MATERIAUX ETUDIES

La présente étude analyse deux matériaux situés dans la wilaya de Tlemcen, destinés à des applications différentes dans le domaine des ouvrages compactés:

- Premièrement, le matériau de Boughrara utilisé dans la construction du noyau du barrage Boughrara. Ce barrage est le plus important de la wilaya de Tlemcen, il est situé sur le point de confluence entre l'oued Tafna et l'oued Mouillah à environ un kilomètre, en amont de la localité de hammam Boughrara et à 10 Km, de la daïra de Maghnia distante de 40 km du chef lieu de la wilaya de Tlemcen.

- Deuxièmement, le matériau de Saf-Saf utilisé dans la construction du centre de stockage des déchets (C.S.D) du grand groupement de Tlemcen. Il est situé à l'est du chef lieu de willaya à une distance de 7 kilomètres sur la RN2.

Plusieurs travaux de recherche portant sur le comportement du matériau du barrage Boughrara et C.S.D Saf-Saf sont en cours, le présent travail est une contribution dans le cadre de ces recherches effectuées au sein de l'équipe « sols non saturés et couplages » du laboratoire EOLE.

L'identification physique, chimique et mécanique des deux matériaux a donné lieu aux résultats répertoriés dans le ***tableau 3.1***.

En analysant les résultats en termes de granulométrie, limite de liquidité, valeur de Bleu, % $CaCO_3$ et matières organiques, on arrive à la conclusion que les deux matériaux sont des argiles marneuses très plastiques et d'après la classification USCS/LCPC, ces deux sols sont désigné par : fO-At, argile très plastique faiblement organique (Derfouf et al. 2012 ; Derras, 2012).

3. ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR DIFFRACTION AU LASER

Afin de compléter l'identification des deux matériaux, des analyses granulométriques par diffraction au laser ont été effectuées au laboratoire LOMC du Havre lors d'un séjour scientifique. Les résultats sont comparés aux résultats des courbes granulométriques classiques (application des normes NF P 94–041 et NF P 94–057) (cf. ***tableau 3.1***).

Tableau 3.1 : Résultats d'identification des deux matériaux.

Matériaux		***Boughrara****	***Saf Saf*****	***Normes***
Identification physique				
▪ Granulométrie				NF P 94–041
Gravier	(%)	3	1	
Sable	(%)	10	45	
limon	(%)	35	24	
Argile	(%<2µm)	52	30	NF P 94–057
	(%<80µm)	97	93.3	
d_{10}	(µm)	-	0.001	
d_{60}	(µm)	3	0.0235	
$C_u=d_{60}/d_{10}$		-	23.5	
▪ Limites d'Atterberg				NF P 94–051
Liquidité w_L	(%)	54	50	
Plasticité w_P	(%)	26	22	
Indice de plasticité I_P	(%)	28	28	
▪ Densité des grains solides		2.65	2.61	NF P 94–054
Identification chimique				
▪ Valeur de bleu V_B		6.91	5	NF P 94–068
▪ Surface spécifique totale	(m^2/g)	145	110	
▪ Teneur en $CaCO_3$	(%)	20	28.3	
▪ Teneur en matière organique	(%)	5-6.5	3.05	
▪ Activité des argiles		0.54	0.93	
Identification mécanique				
▪ Proctor normal				NF P 94–093
γ_{dmax}/γ_w		1.62	1.66	
w_{opt}	(%)	21	20	

* : Derfouf, 2012.
** : Derras, 2012.

Avant de présenter ces résultats, une brève description de cette méthode s'impose. La granulométrie laser (norme NF ISO 13320-1) est une technique d'analyse basée sur la diffraction de la lumière laser par la matière. La détermination de la distribution granulométrique d'un échantillon de particules solides est déduite de l'interaction entre l'ensemble des particules et le rayonnement laser incident par l'analyse de la tache de diffraction du faisceau.

Un granulomètre laser est constitué:

- d'un système de dispersion et de mise en circulation de la poudre. Deux modes de dispersion des particules solides sont proposés de façon à permettre le choix du système le mieux adapté à la nature de l'échantillon à analyser. En voie humide, la

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

circulation des particules est assurée par une phase liquide au sein de laquelle entre 1 et 3 g de particules sont en suspension. En voie sèche, de l'ordre de 50 g de particules sont nécessaires, leur dispersion étant assurée par de l'air.

- d'un banc optique. Celui-ci est constitué de l'émetteur de la source laser, de lentilles interchangeables en fonction de la plage des tailles attendues pour les particules solides, de la cellule de mesure, et du récepteur constitué d'un ensemble de photodiodes.
- d'un système électronique d'amplification des signaux de mesure.
- d'un logiciel faisant appel à des algorithmes de traitement d'image pour convertir le signal brut, diamètre équivalent de diffraction, en informations granulométriques exploitables.

La méthode utilisée dans notre étude est celle par voie humide. Les échantillons pris en considérations sont ceux qui ont un diamètre inférieur à 1 mm, avec l'utilisation d'une masse de 1g pour chaque matériau.

Les résultats de la granulométrie laser ainsi que les courbes granulométriques classiques des deux matériaux sont représentées sur la ***figure 3.1*** :

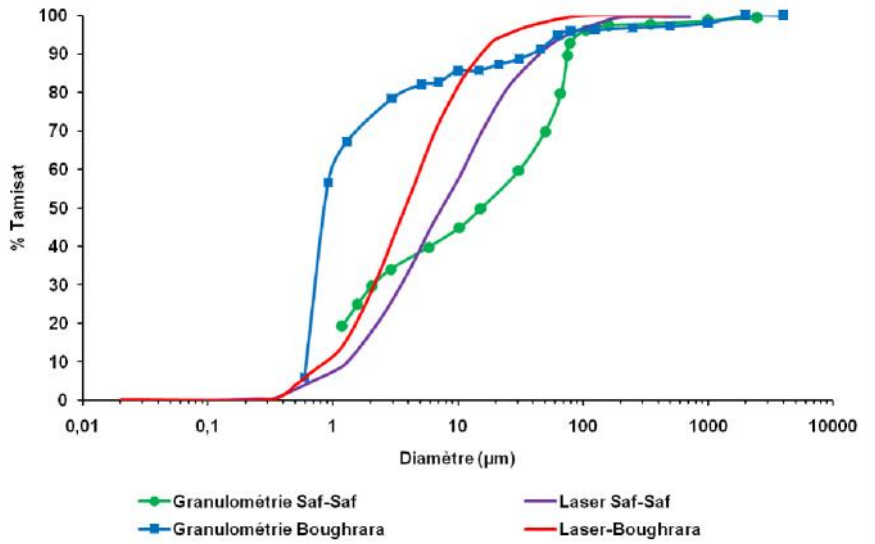


Figure 3.1: Résultats de l'analyse granulométrique par diffraction laser.

En comparant l'ensemble des courbes, on peut dire que pour la fraction de sol < 80 µm, les deux méthodes à savoir la granulométrie et le laser donnent pratiquement le même pourcentage (> 90%). En revanche, pour les particules < 2 µm, pour le matériau de Saf-Saf on trouve 18% contre 30% pour la sédimentométrie et pour Boughrara 28 % au laser contre 52% par la méthode classique. D'après ce résultat, la méthode laser semble donc sous estimer le pourcentage de particules fines par rapport à la méthode classique. C'est pour cela qu'il faut faire attention en utilisant cette méthode, dans ce sens Meunier et Nauroy (2004) cité par Hammad (2010) décrivent plusieurs techniques pour améliorer les résultats obtenus par granulométrie laser.

Notons enfin, que la granulométrie laser a un très grand avantage par rapport à une sédimentométrie classique, c'est qu'elle ne nécessite que quelques minutes pour obtenir des résultats comparativement au 24 h minimum d'une sédimentométrie.

4. CHEMINS DE DRAINAGE-HUMIDIFICATION

4.1 OBJECTIFS ET DEFINITIONS

Dans ce paragraphe, on étudiera le comportement des matériaux sur chemins de drainage humidification afin de voir l'influence du mode de compactage (quasi statique, dynamique et consolidé) sur l'évolution des différents paramètres d'état (e, Sr et w).

L'essai consiste à imposer au sol une suite de succions croissantes jusqu'au séchage complet (drainage), puis à le réhumidifier en imposant une suite de pressions capillaires décroissantes (humidification). A l'équilibre sous chaque pression, on mesure les caractéristiques finales des échantillons (volume, teneur en eau), dont on déduit l'indice des vides e, le degré de saturation Sr et la teneur en eau w.

Afin de balayer une large gamme de succions, on utilise 2 méthodes expérimentales d'imposition de la succion: la technique de contrôle osmotique et la méthode des solutions salines saturées. Un bref descriptif du principe théorique de ces deux méthodes est donné ci-après (Benchouk, 2005) :

Premièrement, la technique osmotique provient de la biologie, où elle est utilisée en particulier pour les dialyses. Elle est basée sur l'utilisation de membranes semi-perméables et d'une solution aqueuse de molécules organiques de polyéthylène glycol (PEG) de grande taille, constituées de longues chaînes de radicaux éthyle (C_2H_4), ce qui leur confère une masse molaire considérable, pouvant aller de 1 000 à 20 000 (Il s'agit de masses molaires en gramme, mais l'usage veut que l'on ne mette pas d'unité.). Comme l'eau peut traverser la membrane alors que les molécules de PEG en solution ne le peuvent pas du fait de leur grande taille, un échantillon mis au contact d'une membrane semi-perméable derrière laquelle circule une solution de PEG est soumis à une succion osmotique, d'autant plus forte que la concentration en PEG est élevée.

Deuxièmement, la technique de solutions salines saturées qui contrôle la succion par phase vapeur est basée sur la loi de Kelvin. 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 qui est assez long et peut durer jusqu'à plusieurs semaines, voire plus selon la taille de l'échantillon et la valeur de la succion imposée. L'humidité relative peut être imposée en plaçant dans le dessiccateur une solution d'acide sulfurique à concentration donnée (Pintado, 2002), ou une solution saline saturée. Cette dernière méthode est plus simple d'emploi et moins dangereuse.

4.2 PROTOCOLE EXPERIMENTAL

Afin d'appliquer la méthode osmotique, deux solutions de polyéthylène glycol, PEG 20 000 et 6 000 sont utilisées pour couvrir une gamme de succion allant de 50 kPa jusqu'à 2 MPa.

Pour chaque solution de PEG, on utilise une membrane semi-perméable adéquate (cf. ***tableau 3.2***) qui est définie par son poids moléculaire obstacle (Molecular Weight Cut-Off MWCO).

Tableau 3.2 : Références des membranes semi-perméables utilisées.

Solution de PolyEthylène Glycol	***Membrane correspondante***	***MWCO***	***Succion maximale atteinte (MPa)*** *(dans la littérature)*
PEG 20000	SPECTRA/POR n°4	14 000	1.5
PEG 6000	SPECTRA/POR n°3	3 500	9

La concentration, qui est indépendante de la masse molaire du PEG, est déterminée à partir de la courbe d'étalonnage (cf. ***figure 3.2***) ou de la relation linéaire :

$s = 11c^2$ pour des succions s < 6.25 MPa (Delage et *al.* 1998).

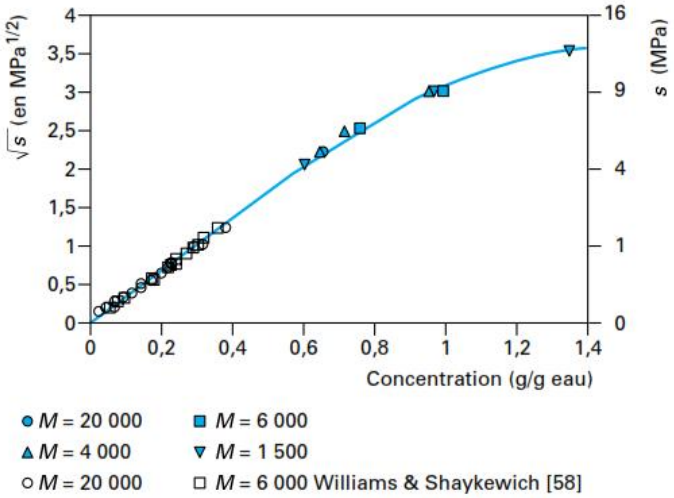


Figure 3.2 : Technique osmotique : relation entre succion et concentration (Delage & Cui, 2000).

Les concentrations utilisées sont calculées à partir de la relation ci-dessus et sont répertoriées dans le ***tableau 3.3.***

Tableau 3.3 : Les concentrations du PEG utilisées.

Succion (MPa)	***Concentration (g de PEG / g d'eau)***	***Concentration (g de PEG / 500g d'eau)***
	PEG 20 000	
0.05	0.067	33.71
0.2	0.134	67.42
0.6	0.233	116.77
1.2	0.330	165.14
	PEG 6 000	
2	0.426	213.2

Les étapes de la préparation du dispositif expérimental, de la méthode osmotique, sont résumées comme suit :

- Préparation de la concentration du PEG avec 500 g d'eau distillée. Cette quantité est suffisamment importante afin que les variations de volume de la solution lors du drainage humidification, n'influencent pas sur la valeur de la succion imposée.
- Mettre dans un agitateur mécanique jusqu'à disparition des cristaux de PEG.
- Ajouter quelques grammes d'acide benzoïque dans la solution afin d'éviter l'effet des bactéries présentes dans le sol, qui peuvent détériorer la membrane.
- Laisser reposer la solution pendant 48 h avant de commencer les essais; ce délai est indispensable pour la stabilisation de sa densité (Cui, 1993).
- Fixer la membrane par une bague (en PVC) tout en assurant un contact parfait entre la solution et la membrane. Eviter toute présence de bulles d'air afin de garantir la continuité des échanges entre la solution et l'échantillon.
- Poser les échantillons sur les membranes correspondant au PEG utilisé (cf. ***tableau 3.2***).
- Finalement, couvrir les béchers par des films plastiques afin d'éviter toute évaporation dans les deux cas du PEG 20000 et 6000 (cf. ***figure 3.3***).

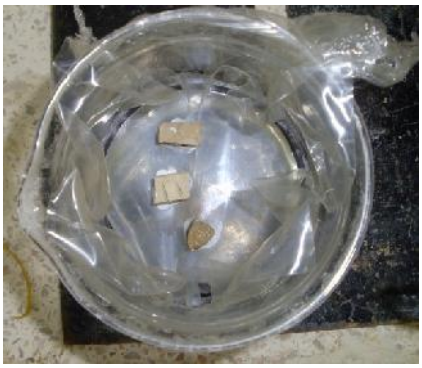


Figure 3.3 : Dispositif expérimentale de la technique osmotique.

Dans le but d'imposer des pressions capillaires élevées, la méthode des solutions salines est utilisée. L'intervalle des succions balayé est de 4 MPa à 342 MPa. La succion imposée par le sel utilisé, est liée à l'humidité relative par la loi de Kelvin qui est fonction de la température. Ce dernier paramètre a donc une influence sur la succion imposée par la solution.

Dans la présente étude, la succion imposée par la plupart des sels employés (cf. ***tableau 3.4***) est pratiquement stable entre 15 et 25°C. Ceci représente une marge acceptable vu la température régnante dans le laboratoire où les essais ont été effectués.
Yahia-Aissa (1999) a rapporté qu'une incertitude de 1.38 MPa sur la succion est acceptable pour des solutions imposant des succions supérieures à 10 MPa.

Tableau 3.4 : Concentrations des solutions salines utilisées.

Solution	***Concentration*** *(g de sel / 500 ml d'eau)*	***Succion*** *(MPa)*
K_2SO_4	111 g	*4.23*
KCl	170	*20.5*
NaCl	360 g	*38.15*
$MgCl_2$	283 g	*150*
KOH	1 Litre	*342.64*

Les étapes de la préparation du dispositif expérimental relatif à la méthode des solutions salines, sont résumées comme suit :

- Préparer la solution dans 500 g d'eau distillée. La présence des cristaux indique que la solution est saturée.
- Mettre les échantillons sur la grille du dessiccateur ou des bocaux (aucun contact n'est permis entre la solution et les échantillons: échange par vapeur).
- Bien sceller les bocaux et / ou les dessiccateurs afin que l'air ambiant n'y pénètre pas (cf. ***figure 3.4***).

Figure 3.4: L'ensemble du dispositif expérimental pour l'étude des chemins de drainage humidification.

4.3 ETATS INITIAUX

Pour chacun des deux matériaux étudiés (Boughrara et Saf-Saf), 3 états initiaux sont pris en considération :

- Etat compacté à l'optimum Proctor normal (compactage quasi statique).
- Etat compacté à l'optimum Proctor normal (compactage dynamique).
- Etat consolidé à une contrainte de 1 MPa.

Ci après le détail des préparations des échantillons étudiés :

- Pour les matériaux compactés (quasi statique et dynamique), les sols étudiés sont mélangés à la teneur en eau voulue et mis dans des sacs plastiques pendant 24 h pour homogénéisation. Une vérification de la teneur en eau est effectuée, si la valeur recherchée ne correspond pas des corrections s'imposent en humidifiant ou en séchant les quantités préparées pour la phase de compactage jusqu'à obtention de la teneur en eau optimum Proctor normal. Cette étape dure 4 à 5 jours.
- *Compactage quasi statique*: Afin d'obtenir la valeur de la densité sèche maximale on a eu recours au compactage quasi statique. Ce compactage a été effectué à la presse CBR à une vitesse de 1.5 mm/min. Les échantillons confectionnés sont cylindriques de 1 cm de diamètre et 1cm de hauteur.
- *Compactage dynamique:* Le compactage s'est effectué en 3 couches dans un moule Proctor normal à la teneur w_{OPN} de 21 % et 20 % pour les matériaux de Boughrara et Saf-Saf respectivement et compacté à la densité sèche maximale des deux matériaux. Après démoulage des échantillons cubiques d'environ 1 cm^3 ont été découpés, ce choix de dimensions est dicté par le souci de réduire le temps d'équilibre lors des chemins de drainage-humidification.

- *Consolidation 1 MPa*: Le sol sec est mélangé avec de l'eau distillée à une teneur $w=1.2w_L$, le mélange boueux obtenu est mis dans une bague à l'intérieur d'une cellule œdométrique saturée. Ceci afin de consolider la pâte obtenue à la contrainte de 1MPa. La boue est soumise en premier à la charge du piston uniquement pendant 24 heures, ensuite on double la charge chaque 24 heures, jusqu'à atteindre la contrainte de 1MPa. Cette étape dure 2 semaines. Après déchargement on coupe des échantillons de 1 cm^3 environ, la moitié des échantillons saturés seront soumis à un cycle de drainage, l'autre moitié après séchage à 50°C à l'étuve sera soumise à un cycle d'humidification.
- Il faudra attirer l'attention sur le fait que la hauteur des échantillons soumis sur chemin de drainage humidification est de 1 cm, et ceci dans le but d'accélérer le temps d'équilibre. En effet, Khoury & Miller (2008) ont montré que le temps d'équilibre est réduit de 50 % (il passe de 30 à 15 jours) quand la taille des échantillons est réduite de 75 % (25,4 mm à 6.35 mm).
- Pour chaque succion et pour chaque matériau, 4 échantillons ont été confectionnés, les deux premiers pour avoir les paramètres d'états après équilibre (e, w et Sr), le troisième pour l'étude de la porosimétrie et le dernier pour les analyses au MEB. Donc au total, il y a lieu de préparer 80 échantillons pour les deux matériaux étudiés.

Afin de voir la variation de la succion sur les matériaux compactés (quasi statique ou dynamique), on doit déterminer les conditions initiales pour distinguer les limites entre les chemins de drainage et d'humidification. Ces limites ne sont pas aussi simples à déterminer comme pour les chemins sur matériau consolidé (saturé ou sec).

Les matériaux compactés sont préparés à une teneur en eau initiale donnée qui engendre une succion de valeur inconnue. La détermination de cette valeur délimitera entre les deux chemins de telle sorte que si on impose des valeurs de pression capillaire supérieures à cette limite, on suit un chemin de drainage. En imposant des valeurs inférieures, on suit un chemin d'humidification.

Pour la détermination de la valeur de la succion initiale, on utilise une technique mesurant la succion en l'occurrence, la méthode du papier filtre. Cette méthode est basée sur l'emploi d'un papier-filtre dont la courbe de rétention d'eau a été préalablement déterminée; elle consiste à insérer une triple épaisseur de papier-filtre dans l'éprouvette dont on veut déterminer la succion et à attendre (24 h à plusieurs jours selon la nature du sol) l'équilibre des succions entre le sol et le papier-filtre, en évitant toute évaporation: on peut paraffiner l'éprouvette ou l'envelopper soigneusement d'un sac plastique. On extrait ensuite les papiers-filtres de l'éprouvette et l'on détermine la teneur en eau de la feuille centrale, non polluée, par une pesée au $1/10000^e$. La connaissance de la teneur en eau et de la courbe de rétention d'eau permet d'accéder à la succion du papier-filtre et donc du sol.

Après un temps d'équilibre de dix jours, les valeurs de succions mesurées de nos échantillons sont déduites à partir de la courbe d'étalonnage du papier filtre Whatman n° 42 (cf. ***figure 3.5***) définit par la norme ASTM D5298-03 et exprimée par la relation suivante:

$\text{Log } u_c = 5.327-0.0779*w_f$ si $w_f < 45.3\%$ avec w_f : teneur en eau du papier filtre.
$\text{Log } u_c = 2.412-0.0135* w_f$ si $w_f > 45.3\%$ Etat initial du papier filtre: sec.

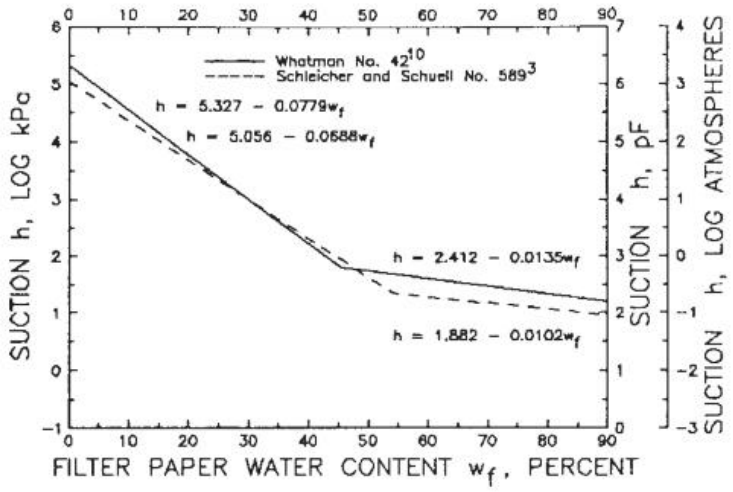


Figure 3.5: Courbe d'étalonnage du papier filtre ASTM D5298-03.

Les résultats sont répertoriés dans le ***tableau 3.5.***

Tableau 3.5 : Résultats de la détermination des succions initiales par la méthode du papier filtre.

Matériaux	***Conditions Initiales***	***Succion (kPa)***
Boughrara $\gamma_{d\,max} / \gamma_w$ =1.62 w_{OPN} = 21%	OPN quasi statique	900
	OPN dynamique	990
Saf-Saf $\gamma_{d\,max} / \gamma_w$ =1.66 w_{OPN} = 20%	OPN quasi statique	810
	OPN dynamique	880

Les états initiaux, pour chaque matériau, sont représentés sur les ***figures 3.8*** et ***3.9*** par des points (*cf. légendes des figures*). Donc à partir des succions supérieures à l'état initial on suit un chemin de drainage, dans le cas des succions inférieures on suit un chemin d'humidification.

4.4 RESULTATS SUR CHEMINS DE DRAINAGE HUMIDIFICATION POUR MATERIAUX SOUS FORME DE PATE

Les chemins de drainage humidification pour les matériaux de Boughrara et Saf-Saf initialement saturés préparés sous forme de pâte à une teneur en eau égale à 1.2 et 1.5 w_L respectivement sont représentés sur les figures suivantes :

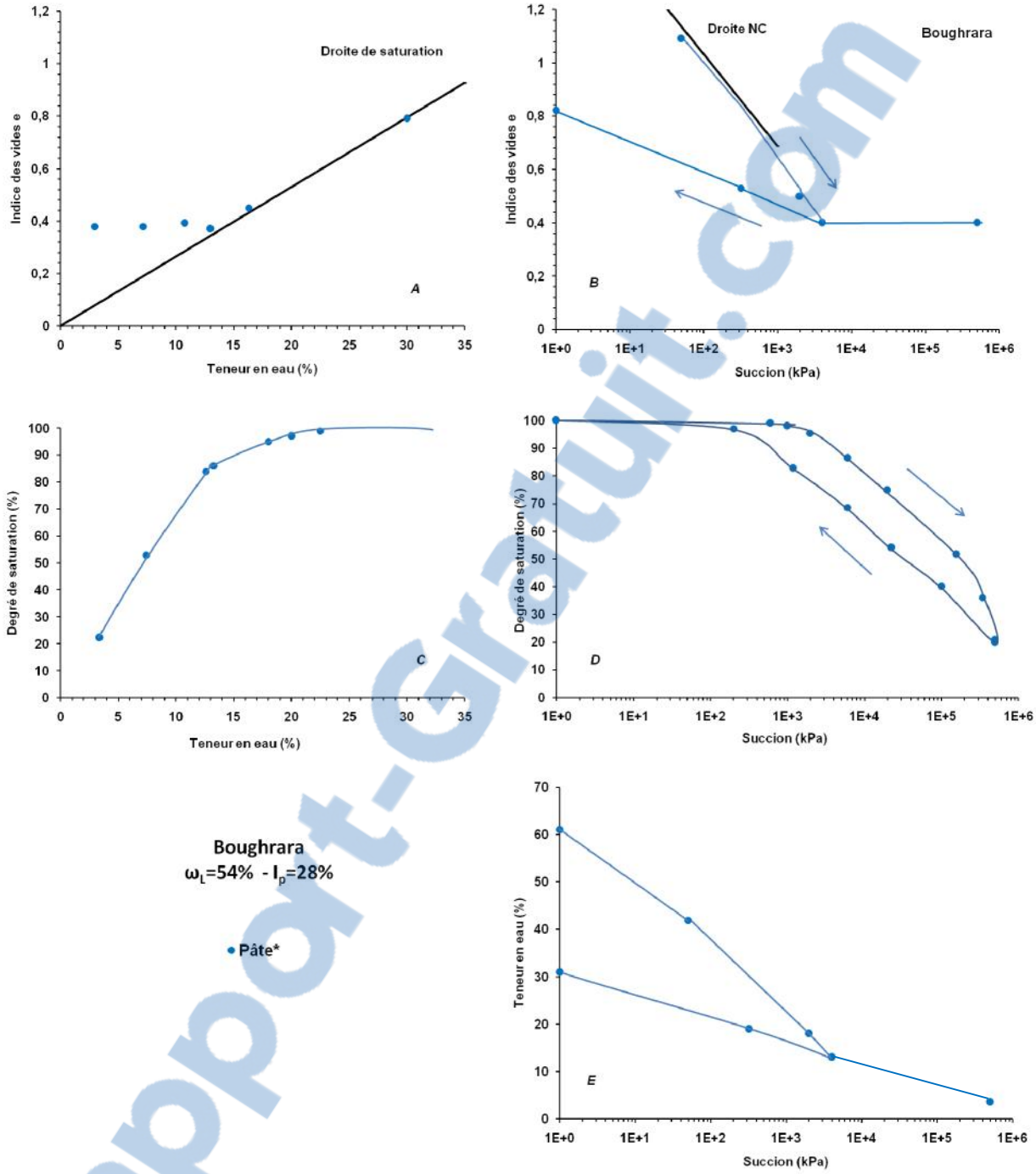


Figure 3.6 : Chemins de drainage humidification sur le matériau de Boughrara sous forme de pâte préparée à w =1.2 w_L (Derfouf, 2013).

Rapport-Gratuit.com

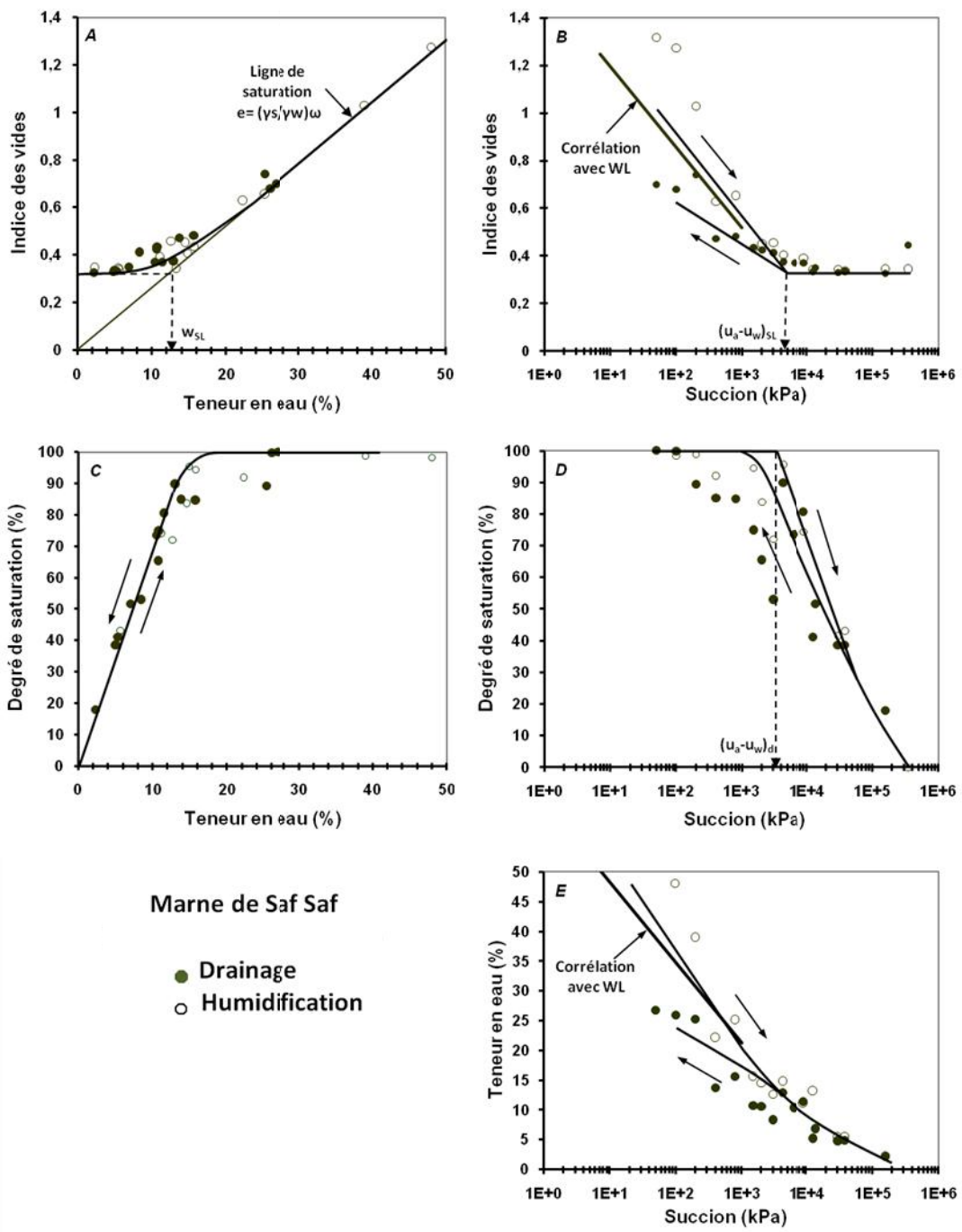


Figure 3.7 : Chemins de drainage-humidification sur la marne de Saf-Saf initialement saturée, préparée sous forme de pâte à w =1.5 w_L (Derras, 2012).

En analysant les variations constatées sur chemins de drainage-humidification des deux matériaux (cf. ***figures 3.6*** et ***3.7***), on constate que le chemin de drainage fait ressortir deux phases fondamentalement différentes.

La première où les variations de l'indice des vides sont importantes. Elle correspond à un état saturé du sol où l'eau est continue à l'intérieur de l'échantillon et remplit tout l'espace poral. L'effet de la succion, dans ce cas, est identique à une contrainte isotrope qui se traduit par des forces de contact inclinées qui tendent à réarranger les grains en provoquant des variations volumiques plastiques.

La deuxième partie où l'indice des vides est quasiment constant, l'eau est discontinue et se trouve localisée aux points de contact entre les grains, la présence de ménisques engendre des forces normales aux plans tangents au niveau des contacts qui provoquent plus de réarrangement des grains, donc plus de variation volumétrique plastique (atteinte de la limite de retrait). A partir de la limite de retrait, l'augmentation de la pression capillaire n'influe plus sur les variations de volume mais elle continue à accroitre les forces de contact entre grains donc à rigidifier le sol.

Les principales caractéristiques des matériaux de Boughrara et Saf-Saf sous forme de pâte sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 3.6 : Principales caractéristiques des chemins de drainage humidification sous forme de pâte.

	Succion de désaturation $S_{désat}$ (MPa)	**Succion de limite de retrait S_{SL} (MPa)**	**Teneur en eau de limite de retrait w_{SL} (%)**	**Indice des vides final e_{fSL}**
Boughrara*	2	4	13	0.39
Saf-Saf**	3	4.5	12.5	0.32

* : Derfouf, 2013 ; ** : Derras, 2012.

4.5 RESULTATS SUR CHEMINS DE DRAINAGE HUMIDIFICATION POUR MATERIAUX COMPACTES ET CONSOLIDES

La représentation des chemins de drainage humidification nécessite la connaissance des paramètres d'état des différents échantillons, à savoir: teneur en eau, degré de saturation et indice des vides.
La principale inconnue est le volume de l'échantillon, sa détermination permettra de déduire les autres paramètres. On procèdera par pesée hydrostatique dans une huile non mouillante (on a utilisé le kerdane) à l'aide du dispositif de la ***figure 3.8***. On suivra les étapes ci-après :

- Peser l'échantillon humide dès qu'il aura atteint l'équilibre par une balance de précision 10^{-2} g.
- Immerger l'échantillon dans du kerdane, pendant 4h, afin que les pores superficiels se remplissent.
- Emerger l'échantillon du kerdane et l'essuyer superficiellement pour retirer le surplus d'huile.
- Peser l'échantillon une seconde fois P_{hk} (poids humide + poids absorbé du kerdane).
- Peser l'échantillon dans le kerdane P_{imm} (poids immergé).
- Mettre à l'étuve pendant 24 h (105°C) pour obtenir le poids sec.
- Le volume total de l'échantillon est :

$$V = \frac{(P_{hk} - P_{imm})}{¥_k} \quad \text{avec} \quad \gamma_k / \gamma_w = 0.785.$$

- Les autres paramètres (w, e, Sr) sont déduits à l'aide des relations élémentaires de la mécanique des sols.
- Cet essai est destructif: chaque échantillon représente un point de la courbe.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Figure 3.8 : Dispositif de mesure**.**
(1): Dispositif de levage; (2): Support; (3): Kerdane; (4): Echantillon; (5): Balance de précision 10^{-2}g.

Les résultats des chemins de drainage humidification pour le matériau de Boughrara, préparés par compactage statique, dynamique et consolidé à 1 MPa à partir d'une pâte initialement saturée et préparée à une teneur en eau égale à 1.2 w_L sont représentés sur la ***figure 3.9***, la ***figure 3.10*** englobe l'ensemble des chemins étudiés avec celui de la pâte (cf. ***figure 3.6***).

A partir de cette représentation à cinq plans, on peut tirer les enseignements suivants :

- En observant les courbes (cf. ***figure 3.9***), on remarque en premier lieu que les résultats sont un peu dispersés ceci est dû au processus complexe de fabrication des différents échantillons étudiés. Le processus de préparation des matériaux dépend de plusieurs facteurs : homogénéisation, mode de compactage (dynamique, quasi statique), énergie de compactage, consolidation à l'oedomètre…, ce qui donne à première vue cette disparité de résultats.
- Sur le graphe A les échantillons compactés quasi statiquement et dynamiquement, suivent globalement la droite de saturation jusqu'à atteindre le palier de retrait qui est pratiquement identique pour les deux états initiaux cités précédemment. Par conséquent du point de vue énergie de compactage, on peut dire qu'il y a correspondance entre les deux modes de compactage.
- Sur le plan de l'indice des vides fonction de la succion (pression capillaire), les échantillons compactés sont en dessous de la droite NC donc ils suivent un chemin surconsolidé d'humidification.
- Les chemins de dessiccation- humidification sont sensiblement réversibles.
- Dans les plans représentant la variation du degré de saturation en fonction de la teneur en eau (graphe C) ou fonction de la succion (graphe D), on remarque que les échantillons compactés à l'optimum quasi statique et dynamique ont atteint un degré saturation de l'ordre de 95% pour une succion de l'ordre de 50 kPa.

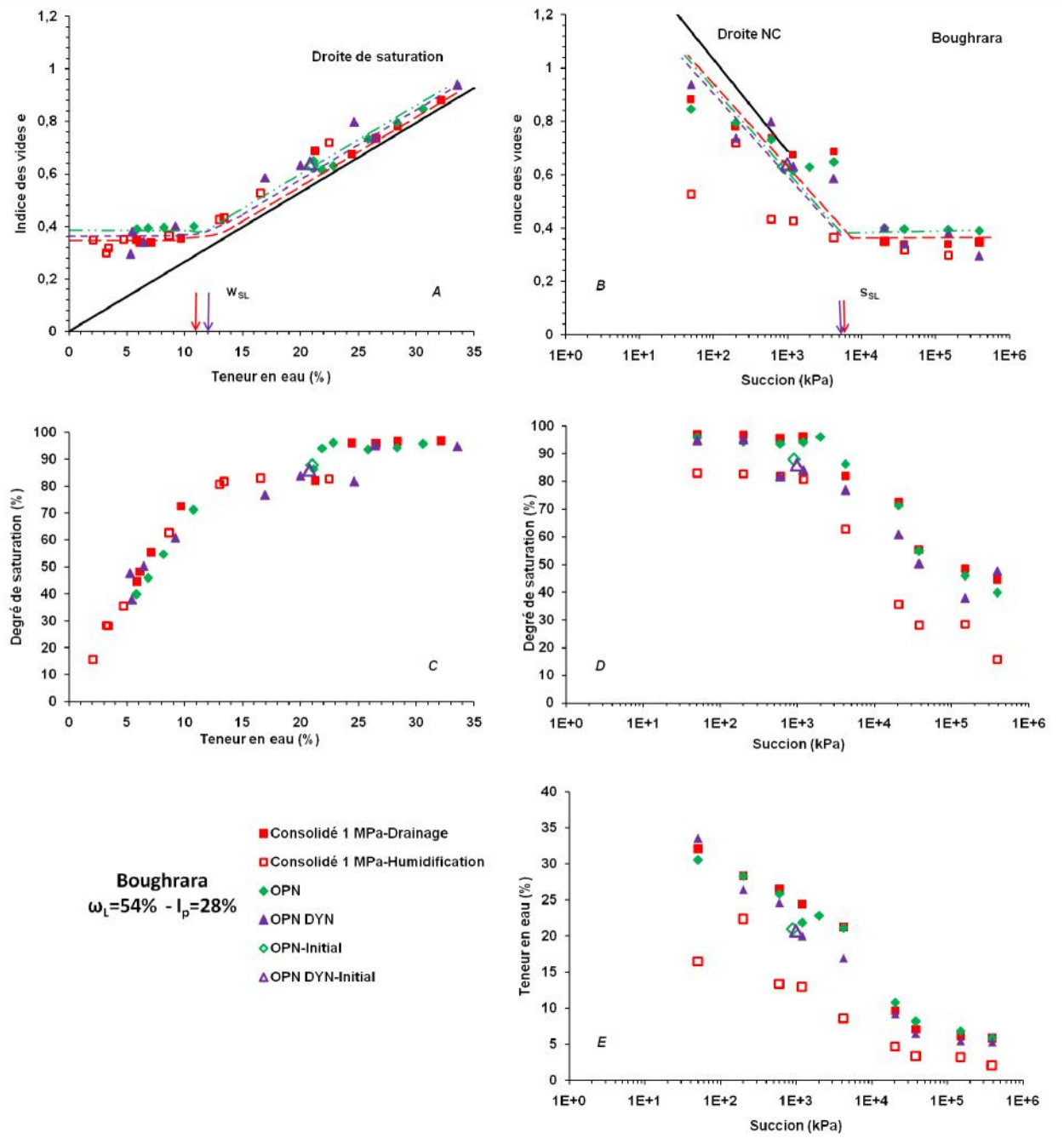


Figure 3.9 : Chemins de drainage humidification pour échantillons compacté à l'OPN quasi statique, dynamique et consolidé à 1 MPa (Boughrara).

Concernant les échantillons consolidés à une contrainte de 1 MPa, ce qui représente une assez forte contrainte, on peut émettre les constatations suivantes (cf. ***figure 3.9***):

- Les échantillons suivent un chemin de drainage à partir d'un état saturé et un chemin d'humidification à partir d'un état sec.
- Dans le plan succion-indice des vides [s, e], le chemin de drainage est en dessous de la droite NC donc les échantillons suivent un chemin surconsolidé, jusqu'à joindre le palier de retrait légèrement en dessous de celui des échantillons compactés quasi statiquement et dynamiquement (e_f=0.37). Dans le même plan et sur chemin de

drainage, on remarque qu'il y a une hystérésis pratiquement négligeable (Coussy & Fleureau, 2002).

- Concernant la relation entre le compactage quasi statique ou dynamique avec le sol consolidé à 1 MPa, on peut dire, et en comparant les paliers de retrait (graphe B), que les échantillons préparés à 1 MPa sont légèrement surconsolidés par rapport aux compactés. Par conséquent, pour le sol de Boughrara pour obtenir la même énergie qu'un compactage statique ou dynamique il faudra consolider les échantillons à une contrainte proche de 1 MPa.

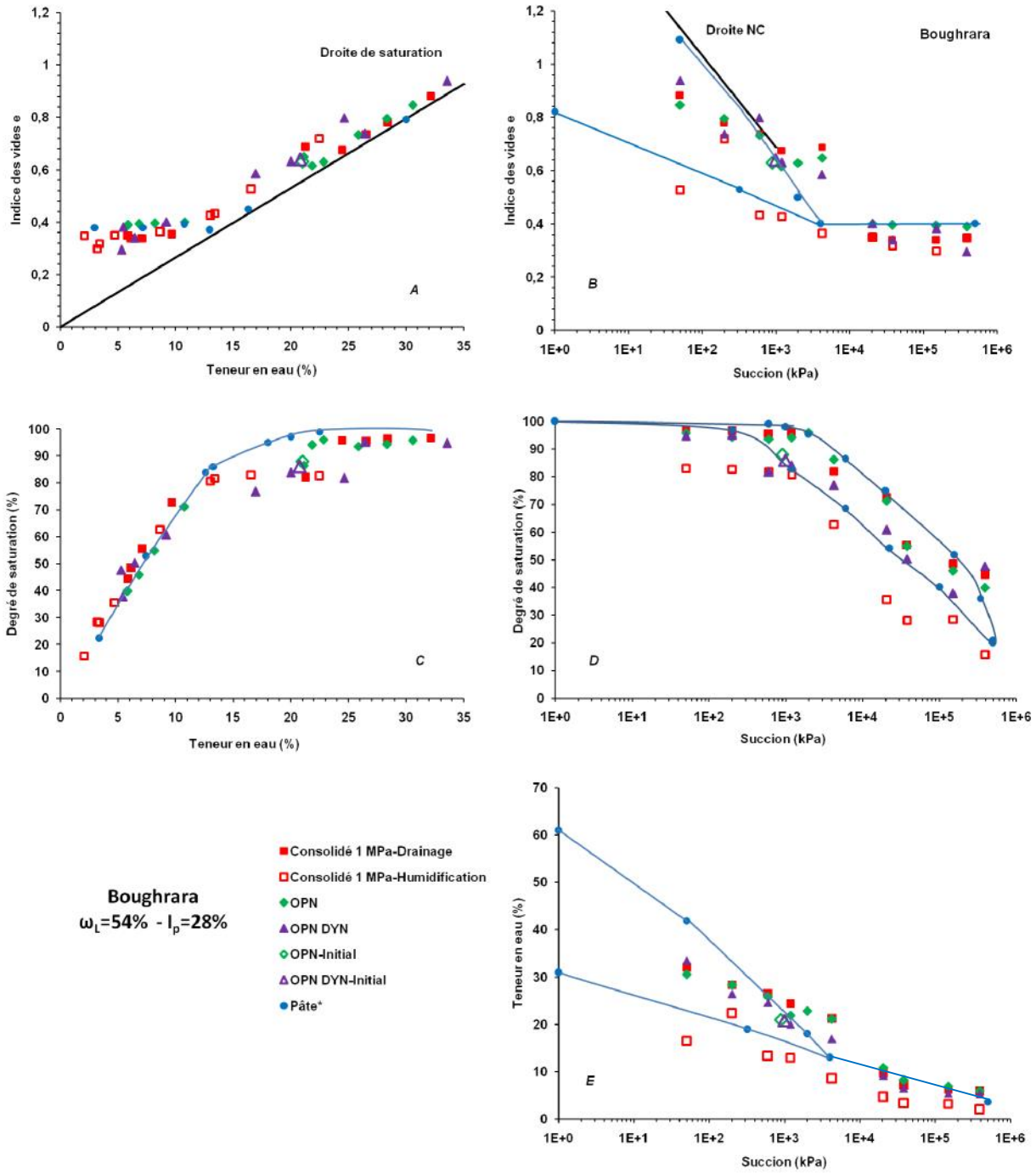


Figure 3.10 : Récapitulatif des chemins de drainage humidification sur le matériau de Boughrara.
* : Derfouf, 2013.

En comparant les résultats des échantillons compactés (par ces deux modes) et consolidé par rapport au comportement de la pâte sur chemin de drainage humidification (cf. ***figure 3.10***) on peut émettre les interprétations suivantes :

Sur le plan des déformations volumiques (graphe B), la pâte suit la droite normalement consolidée NC, ensuite elle suit le palier de retrait jusqu'à ce qu'il n'y ait plus de variation volumique, mais l'augmentation de la succion fait en sorte d'augmenter le contact entre les grains.
En comparant ce dernier palier avec celui des échantillons compactés à l'OPN quasi statique, on les trouve pratiquement confondus. Ceci est dû à notre avis à la faible contrainte transmise au sol lors du compactage quasi statique sachant qu'on utilise un moule qui confectionne des échantillons cylindriques de 1 cm^3 de volume. Donc en obtenant après compactage une faible contrainte de consolidation, le chemin de drainage du sol compacté rejoint le chemin NC (de la pâte) dans le domaine saturé, de sorte que la désaturation survient au même moment que le matériau normalement consolidé, qui présente les mêmes valeurs caractéristique et le même palier de retrait (Coussy & Fleureau, 2002).

Le tableau suivant présente une synthèse des principales caractéristiques pour le matériau de Boughrara suivant les différents cas analysés.

Tableau 3.7 : Synthèse des valeurs caractéristiques pour le matériau de Boughrara.

Condition initiale	***Teneur en eau de limite de retrait w_{SL} (%)***	***Succion de limite de retrait S_{SL} (MPa)***	***Indice des vides finaux de limite de retrait***
*Pâte**	13	4	0.39
OPN quasi statique	12	5	0.39
OPN dynamique	12	5	0.38
Consolidé 1MPa	11	6	0.37

* : Derfouf, 2013.

Les résultats sur chemins de drainage humidification à différents états initiaux concernant le matériau de Saf-Saf sont représentés sur les ***figures 3.11*** et ***3.12***.

En analysant le chemin de drainage humidification sur le matériau de Saf-Saf, on retrouve les mêmes constatations émises précédemment concernant le matériau de Boughrara :

- Dans le plan indice des vides fonction de la teneur en eau, les échantillons suivent la droite de saturation, ensuite ils rejoignent le palier de retrait.
- On trouve pratiquement le même palier de retrait pour les sols compactés et la pâte.
- Les échantillons consolidés à 1 MPa présentent eux par contre un palier légèrement en dessous du précédent.

Ci-après les principales caractéristiques des chemins étudiés (concernant saf-saf) résumés dans le ***tableau 3.8***. On remarquera qu'il n'y a pas une grande de différence avec les résultats obtenus pour Boughrara.

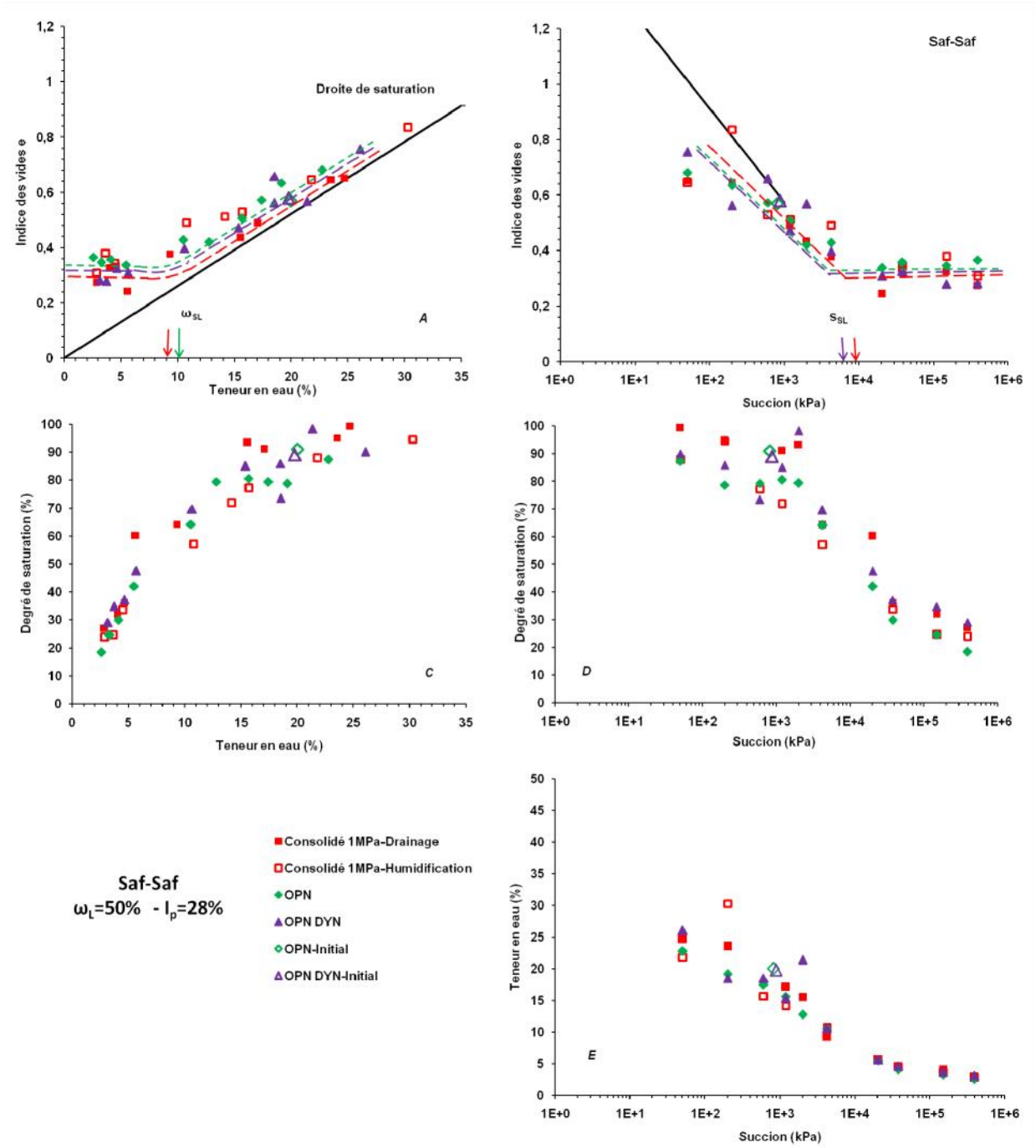


Figure 3.11 : Chemins de drainage humidification pour échantillons compacté à l'OPN quasi statique, dynamique et consolidé à 1 MPa (Saf-Saf).

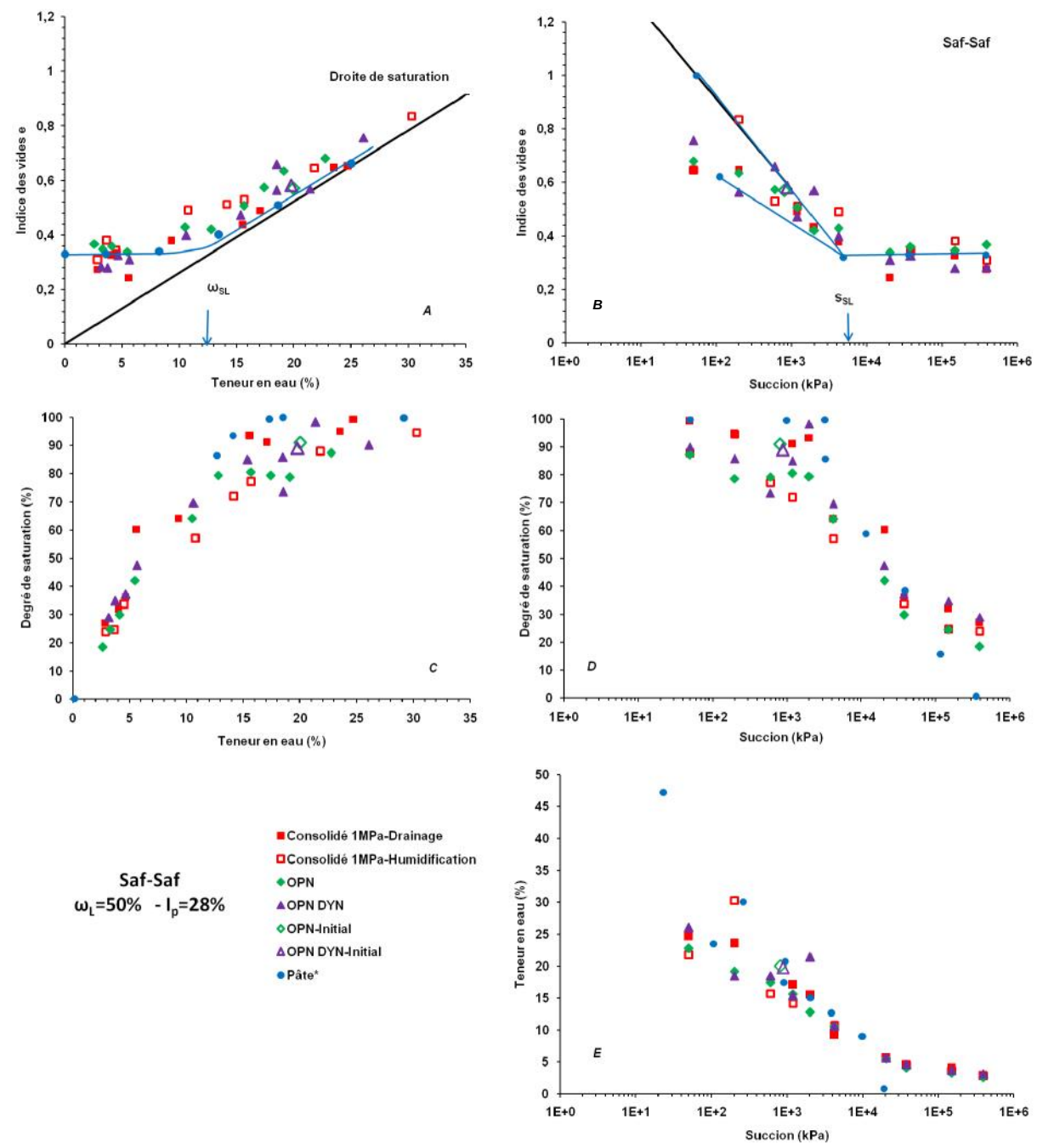


Figure 3.12 : Récapitulatif des chemins de drainage humidification sur le matériau de Saf-Saf.
* : Derras, 2012.

Tableau 3.8 : Synthèse des valeurs caractéristiques pour le matériau de Saf-Saf.

Condition initiale	***Teneur en eau de limite de retrait w_{SL} (%)***	***Succion de limite de retrait S_{SL} (MPa)***	***Indice des vides finaux de limite de retrait***
*Pâte**	12.5	4.5	0.33
OPN quasi statique	10	5	0.33
OPN dynamique	9	6	0.32
Consolidé 1MPa	9	8	0.30

* : Derras, 2012.

5. MICROSTRUCTURE DES ECHANTILLONS SOUMIS AUX CHEMINS DE DRAINAGE HUMIDIFICATION

5.1 DIFFICULTES EXPERIMENTALES

L'objectif initial dans cette partie de la thèse était de voire l'évolution de la microstructure de chaque échantillon soumis aux différentes succions sur le chemin de drainage et le chemin d'humidification ceci pour les 3 états étudiés à savoir : compactage à l'OPN quasi statique, dynamique et consolidé à 1MPa.

Pour chaque point de la courbe, il était prévu de faire une analyse porosimétrique avec le porosimètre à mercure Pascal 140 qui existe au niveau de notre département et une analyse au microscope à balayage électronique Hitachi TM 1000 qui se trouve au département de physique de l'université de Tlemcen.

En réalisant plusieurs essais sur des échantillons compactés quasi statiquement à blancs avec le porosimètre Pascal 140, il s'est avéré que le porosimètre ne traite que les faibles pressions, et que la pression maximale qu'il génère est de 400 kPa, ce qui est insuffisant pour accéder aux pores d'un sol argileux comme celui de Boughrara ou de Saf-Saf.

Concernant le MEB, et selon le manuel d'utilisation de l'appareil Hitachi TM 1000 aucune préparation au préalable des échantillons n'est nécessaire, or il n'y a que les MEB Environnementaux (MEBE) qui peuvent analyser des sols à n'importe quel degré de saturation. Ce qui n'est pas le cas de notre MEB qui, en introduisant des échantillons humides, l'image devient floue et l'essai ne peut plus continuer, donc cet appareil n'est pas adapté à l'analyse des échantillons qui ne sont pas complètement secs.

Pour pallier à toutes ces insuffisances du point de vue matériel, la seule solution envisageable était de solliciter l'aide de collègues en Algérie et dans des universités en France.

En premier lieu en faisant des recherches au niveau national, il s'est avéré qu'il existe un vieux porosimètre à l'Ecole Nationale d'Agronomie (Alger), malheureusement il était en panne, en plus le laboratoire en question ne disposait pas de système de lyophilisation.

Dans une seconde étape, le laboratoire du Professeur Taibi au Havre a acquis récemment un porosimètre, malheureusement il est encore au stade des essais à blancs, d'ailleurs lors d'un déplacement au laboratoire LOMC deux essais ont été réalisés et au cours de ces essais la machine s'est arrêtée car arrivée à sa puissance maximale. En plus le laboratoire ne dispose pas encore de système pour lyophiliser les échantillons, ce qui est essentiel avant de commencer un essai porosimétrique.

Finalement plusieurs laboratoires sollicités ont accepté d'analyser quelques échantillons parmi l'ensemble des échantillons prévus initialement. Voici la liste des laboratoires qui ont gracieusement contribué à l'aboutissement de cette étude :

- Des essais porosimétriques ont été réalisés au laboratoire CRMD (Centre de Recherche sur la Matière Divisée) du Professeur Muzahim à l'université d'Orléans.
- D'autres essais porosimétriques ont été faits au laboratoire MSSMAT (Laboratoire de Mécanique des Sols, Structures et Matériaux) du professeur Fleureau à l'Ecole Centrale de Paris.
- Les analyses au Microscope électronique à balayage environnemental MEBE ainsi que des analyses DRX ont été réalisées au laboratoire IFSTTAR (Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux) de Paris; malheureusement uniquement une partie a été réalisée vu que le laboratoire IFSTTAR était en cours de déménagement, entre Octobre 2012 et janvier 2013.

D'autres tentatives pour solliciter la contribution du laboratoire de Nantes ont échoué à cause du programme chargé dû à la quantité importante de leurs propres recherches.

Il faudra noter que les objectifs fixés au départ du point de vue microscopie ont été revus à la baisse vu l'impossibilité de réaliser l'ensemble du programme initialement établi.

5.2 PROTOCOLE EXPERIMENTAL

L'objectif de ce qui suit est de présenter la deuxième partie des résultats tirés de l'étude expérimentale sur chemins de drainage humidification. Il s'agit notamment d'essayer de préciser les relations entre la déformation macroscopique des sols étudiés et l'évolution de leur texture ou microstructure suivant les chemins étudiés.

L'analyse microstructurale a été réalisée suivant deux approches :

- La première qualitative fondée sur l'observation microscopique au microscope électronique à balayage environnemental (MEBE).
- La seconde quantitative s'appuyant sur la porosimétrie au mercure.

Si la première méthode et au vu du matériel utilisé (MEBE) ne nécessitait pas de préparation spécifique aux différents échantillons étudiés, la deuxième imposait un traitement au préalable afin de pouvoir analyser ces échantillons car ils doivent être complètement secs avant leur introduction dans le porosimètre à mercure.

Dans la littérature il existe plusieurs techniques de séchage, ci-après on citera deux méthodes :

- Séchage par l'air ou dans une étuve.
- Séchage à froid (lyophilisation).

La première technique peut conduire à une rétraction considérable du matériau et elle peut changer la distribution des pores d'après Diamond (1970), Delage et Lefebvre (1984) cités par Hammad (2011).

La seconde technique qui semble la mieux adaptée pour des matériaux argileux consiste à réaliser une dessiccation par lyophilisation des échantillons. Ces derniers, d'un volume de

Rapport-Gratuit.com

1cm^3 environ, sont extraits de l'intérieur de l'éprouvette par simple coupe (cf. ***figure 3.13***). Les échantillons sont introduits dans de l'azote liquide (Delage et Pellerin 1984 cité par Bourokba, 2011), on réalise ensuite une sublimation de la glace sous vide dans le lyophilisateur pour le passage de l'état solide à l'état gazeux et enfin procéder au réchauffement du plateau sous vide pour éliminer toute trace de vapeur d'eau.

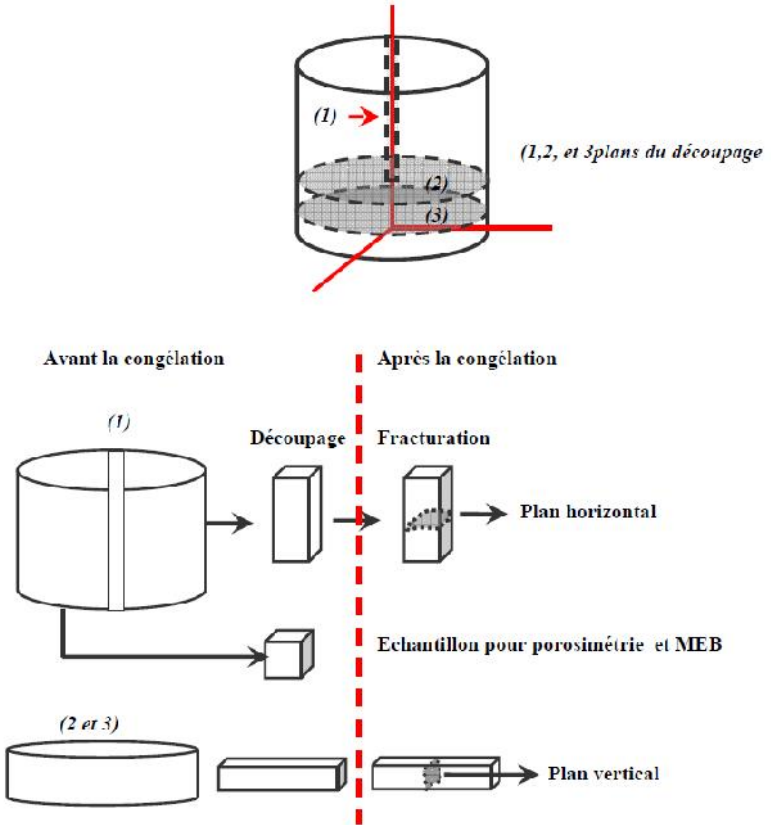


Figure 3.13 : Plan de découpage et d'observation (Bourokba, 2011).

Dans notre travail, les échantillons sont analysés après équilibre sur chemin de drainage humidification. Puisque les échantillons étaient destinés à être analysés au porosimètre Pascal 140 du laboratoire de notre département, et dans l'indisponibilité du matériel pour la réalisation de la technique de lyophilisation, on a été obligé d'opter pour la méthode de séchage par étuvage malgré ses multiples inconvénients surtout pour les matériaux argileux.

Pour contourner le risque de la modification de la structure interne des échantillons étudiés, une norme spécifique utilisée pour des analyses sur échantillons de béton a été adoptée (Bellifa, 2012).

La norme ISO 15901-1 :2005 (distribution des pores et porosités des matériaux solides par porosimétrie au mercure et par adsorption de gaz- Partie 1 : Porosimétrie au mercure) stipule qu'il faudra mettre les échantillons à côté du gel de silice afin d'enlever l'humidité régnante dans les spécimens des sols étudiés. La particularité de ce gel est qu'il vire de la couleur bleue d'origine à une couleur rose signe qu'il a absorbé l'humidité du sol. Cette technique évitera la dessiccation rapide des échantillons soumis à des températures modérées lors du séchage à l'étuve.

Pour les échantillons étudiés, ils ont été placés dans l'étuve réglée à 20° C avec du gel de silice pendant une semaine.

Le porosimètre Pascal 140 n'ayant pas donné les résultats escomptés (générant de faibles pressions), nos échantillons ont été expédiés au laboratoire CRMD à l'université d'Orléans en prenant soin de les envelopper dans du papier aluminium et les paraffiner à plusieurs reprises. Ceci afin qu'ils soient protégés au maximum et éviter d'éventuelles modifications de la structure du sol lors de son périple.

5.3 RESULTATS ET INTERPRETATIONS

En analysant les échantillons de l'argile de Boughrara ayant subi un compactage quasi statique à l'OPN et soumis aux succions de 2 et 4.23 MPa, on obtient les courbes du volume poreux cumulé (cf. ***figure 3.14***) ainsi que la distribution porale des spécimens étudiés (cf. ***figure 3.15***).

Puisque la succion initiale à l'OPN quasi statique est de l'ordre de 900 kPa donc les échantillons analysés suivent un chemin de drainage car les succions imposées sont supérieures à celles de la condition initiale.

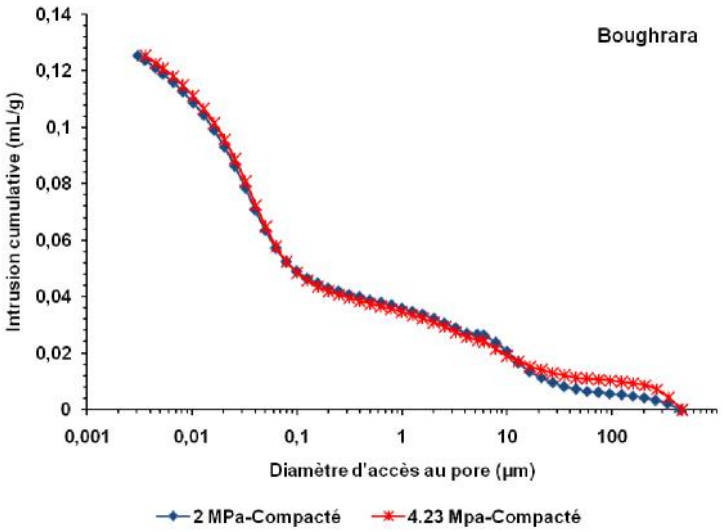


Figure 3.14 : Courbes porosimétriques (cumulatives) des échantillons compactés quasi statiquement soumis à différentes succions sur chemin de drainage(Boughrara).

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

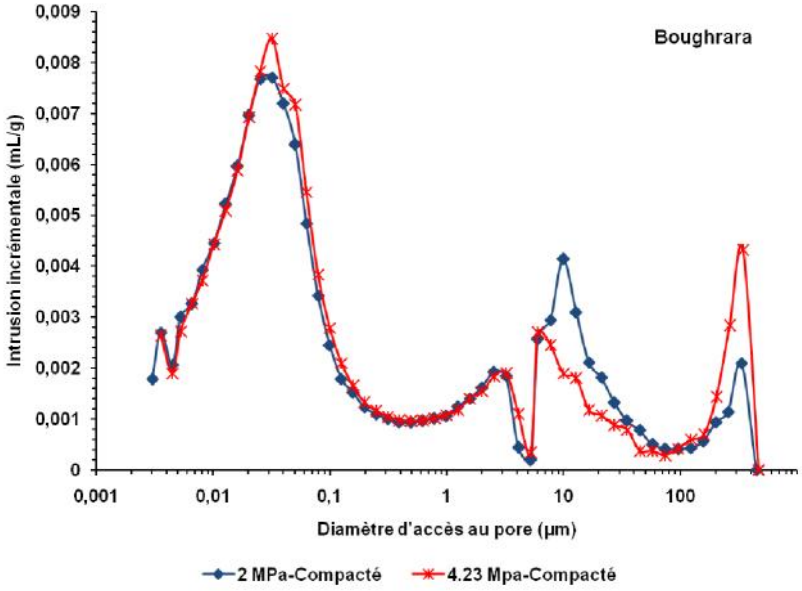


Figure 3.15 : Distribution porale des échantillons compactés quasi statiquement soumis à différentes succions sur chemin de drainage (Boughrara).

La figure ci-avant montre que lorsque la succion passe de 2 à 4.23 MPa il y a une légère réduction de la macroporosité (la limite entre macro et micro porosité est autour de 0.5µm), le pic passe de 10 µm à 6 µm pour respectivement 2 et 4.23 MPa de succion. Du côté des microporosités (diamètre < 0.5 µm), on trouve pratiquement le même pic (0.03 µm) bien que la prédominance est un peu prononcée pour la succion de 4.23 MPa, peut être ceci est dû au fait qu'on amorce le début de la limite de retrait qui est de l'ordre de 5MPa comme mentionné dans les résultats sur chemin de drainage humidification à l'OPN. Bien que les deux succions étudiées soient proches, les résultats obtenus rejoignent ceux de la littérature (Romero & Simms, 2008).

Concernant les échantillons consolidés à 1 MPa, les volumes cumulés en fonction des diamètres d'accès aux pores sont représentés sur la ***figure 3.16***. La distribution des pores est représentée sur la ***figure 3.17***.

Les échantillons consolidés sont soumis à différentes succions sur chemin de drainage à savoir : 0.05, 1.2, 2, 4.23 et 392 MPa. Les 5 courbes présentent pratiquement la même allure, des pics au niveau de la microstructure c'est-à-dire l'espace intra agrégats. Par contre il n'y a pratiquement pas de prédominance de diamètre dans l'espace inter agrégats autrement dit pas de pores macroscopiques, ceci est dû probablement au mode de préparation des échantillons consolidé qui sont initialement préparés sous forme de pâte et consolidés par un chargement œdométrique.

L'influence de la succion imposée n'est pas visible donc on peut supposer que le mode de séchage a influencé la structure du sol étudié et par conséquent il a déjà suivi un chemin de drainage et atteint le palier de retrait.

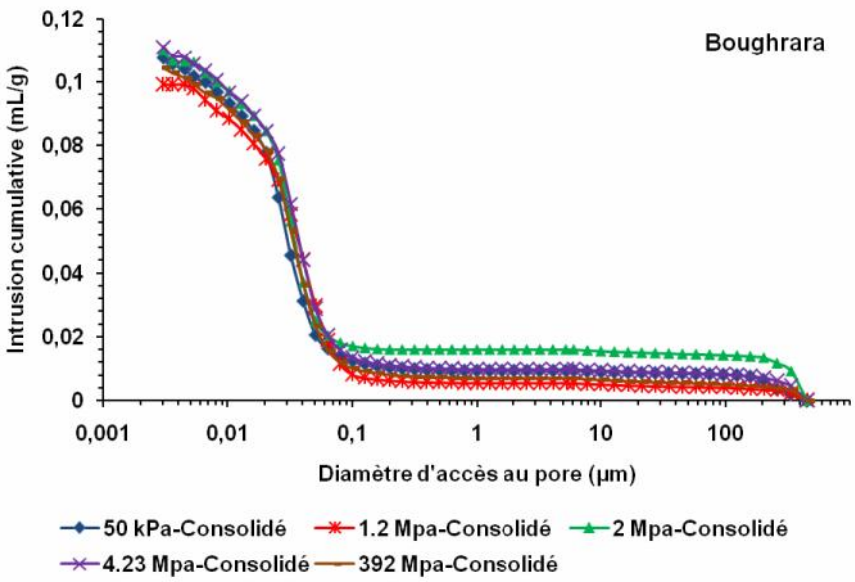


Figure 3.16: Courbes porosimétriques (cumulatives) des échantillons consolidés soumis à différentes succions sur chemin de drainage (Boughrara).

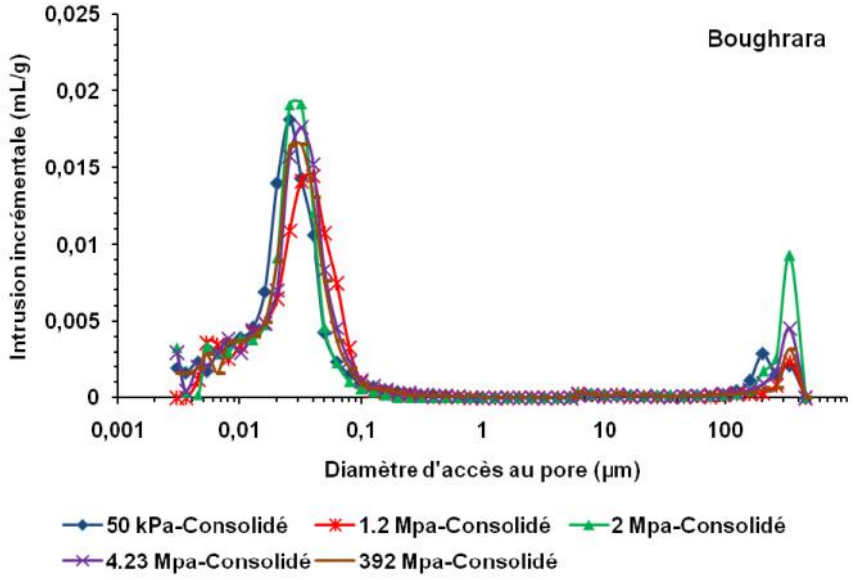


Figure 3.17 : Distribution porale des échantillons consolidés soumis à différentes succions sur chemin de drainage (Boughrara).

Afin de vérifier cette dernière hypothèse, l'analyse de l'échantillon à l'état initial (succion nulle) et lyophilisé (aucun passage à l'étuve) donne ce qui suit (cf. ***figure 3.18***). On remarque qu'il y a eu un retrait par rapport à l'état initial où après l'imposition des succions la macroporosité a disparu et a fait augmenter la microporosité signe des micros fissures qui se créent lors du retrait du matériau. Ces résultats démontrent la nécessité de lyophiliser les échantillons avant d'effectuer une analyse porosimétrique.

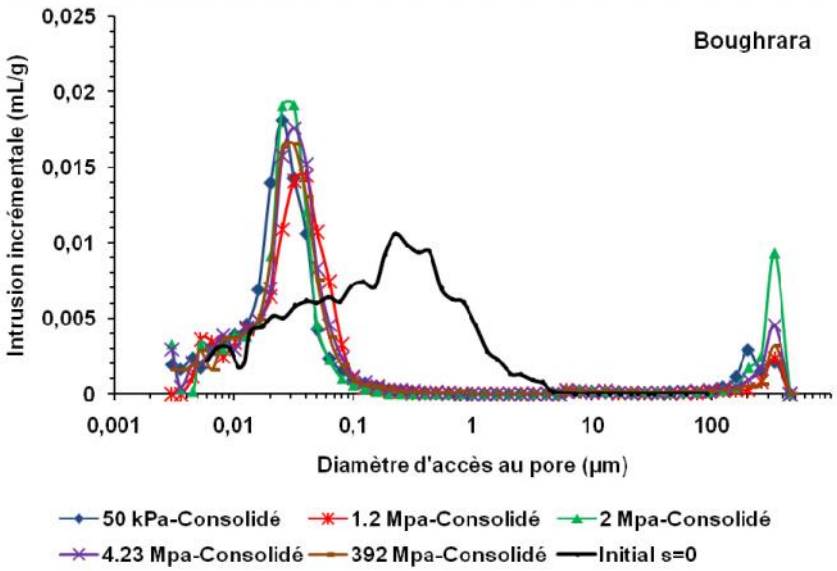
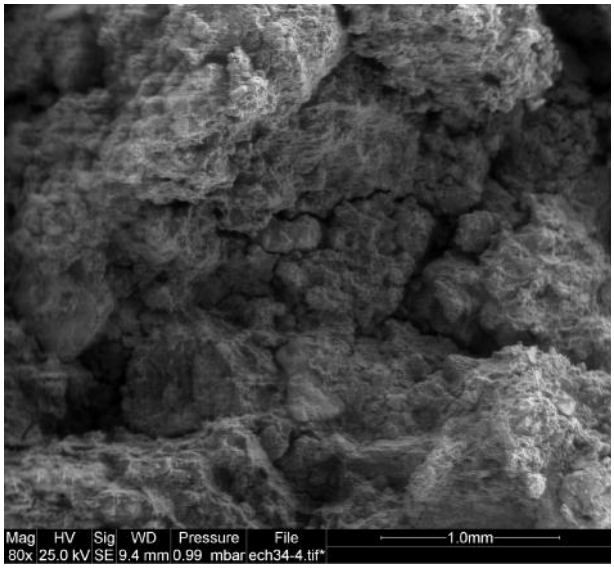


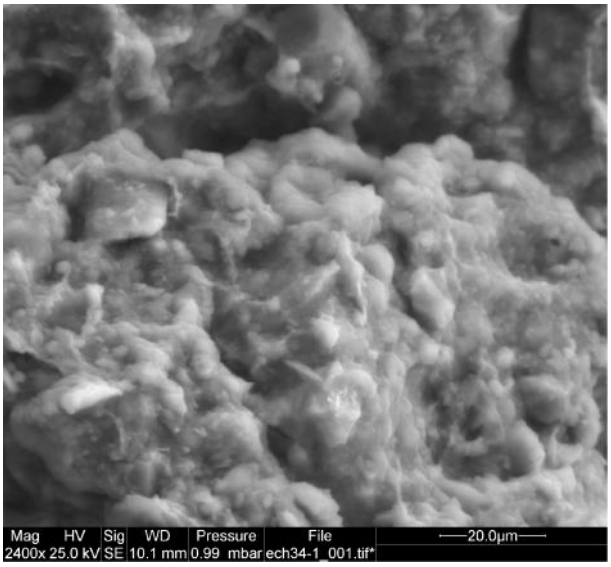
Figure 3.18 : Comparaison avec l'état initial.

Concernant le matériau de Saf-Saf, on a pu réaliser des analyses MEBE, EDX et DRX sur des échantillons compactés à l'OPN quasi statique à diverses succions (cf. ***figures 3.19*** à ***3.21***) au laboratoire de l'IFSTTAR.
Ces échantillons se trouvent sur le chemin de drainage pour les succions de 2 et 4.23 MPa et sur chemin d'humidification pour 0.05 MPa de pression capillaire, ceci en tenant compte des résultats sur chemins de drainage humidification.

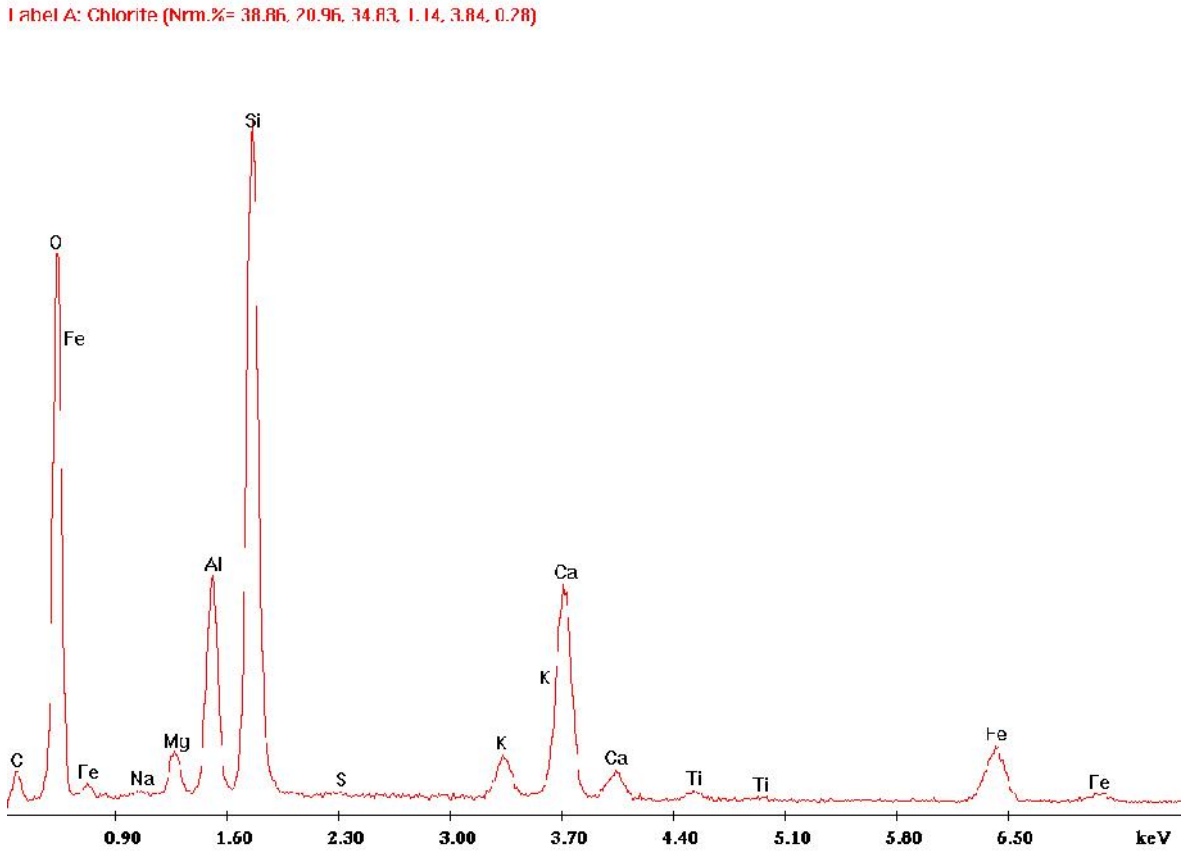
La ***figure 3.19*** montre des prises de vues MEBE sur le spécimen à un grossissement grossier (figure A) où on aperçoit l'échantillon sous forme compacte malgré la présence de porosités apparentes. En zoomant un peu plus (x 2400), on a des agrégats bien agencés avec l'existence d'espaces inter agrégats (*figure B*), on notera qu'il y a assez peu d'impureté autres que les oxydes (particules blanches sur la photo). L'EDX (Analyse Dispersive en Energie) réalisée sur la prise MEBE de la figure A montre que l'échantillon en question soumis à 50 kPa de succion est formé majoritairement par : argile, silicates quartz (Si), feldspath (Al), oxyde (Fe) et des carbonates (Ca).



A



B



C

Figure 3.19 : EDX et clichés MEBE d'un échantillon de Saf-Saf soumis à la succion de 50 kPa.

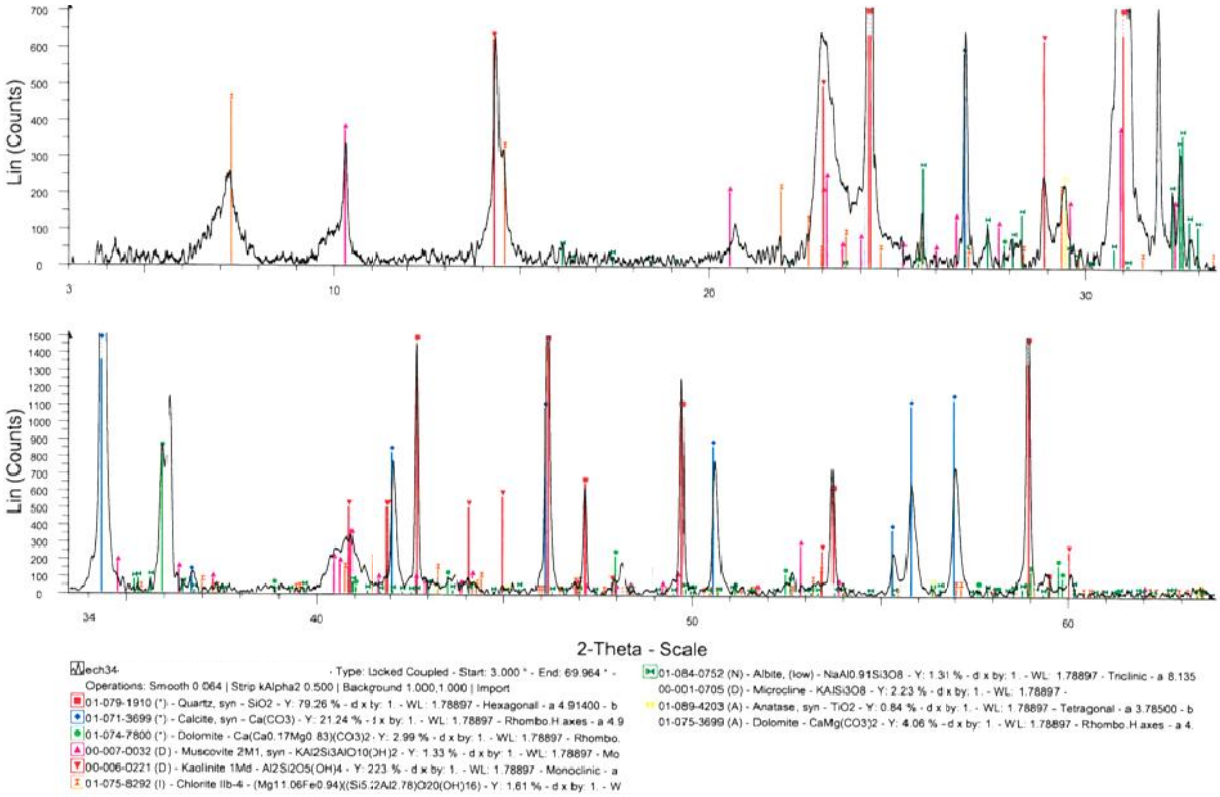


Figure 3.20 : DRX d'un échantillon de Saf-Saf soumis à la succion de 50 kPa.

La DRX (Diffraction aux Rayons X) (cf. ***figure 3.20***) de l'échantillon analysé précédemment montre qu'il est formé de phases argileuses (muscovite/illite, kaolinite, chlorite). Il y a la possibilité de présence de smectite en faible quantité par rapport aux précédentes argiles mentionnées et sans doute d'une argile interstratifiée (illite/muscovite - chlorite). Ces résultats doivent être confirmés par une analyse après préparation et traitement (lames orientées). La quantité de matériau ne permettait pas de faire cette analyse.
Présence de quartz majoritaire (observé au MEBE), carbonates ($CaCO_3$ et dolomite) (non détecté au MEBE), de feldspaths (albite, microcline), et d'oxydes qui colorent le sol (anatase TiO_2 – ainsi que la présence de l'oxyde de titane Ti avec la sonde EDX au MEBE et des oxydes de fer.

Concernant la ***figure 3.21***, elle représente des clichés MEBE sur l'évolution de l'état du sol sous l'influence de la succion sur chemin de drainage humidification. Sur les figures A et B, on remarque une structure bien compacte sans présence de porosité. Sur les autres photos, on retrouve toujours un matériau bien aggloméré avec la présence de quelques macropores.

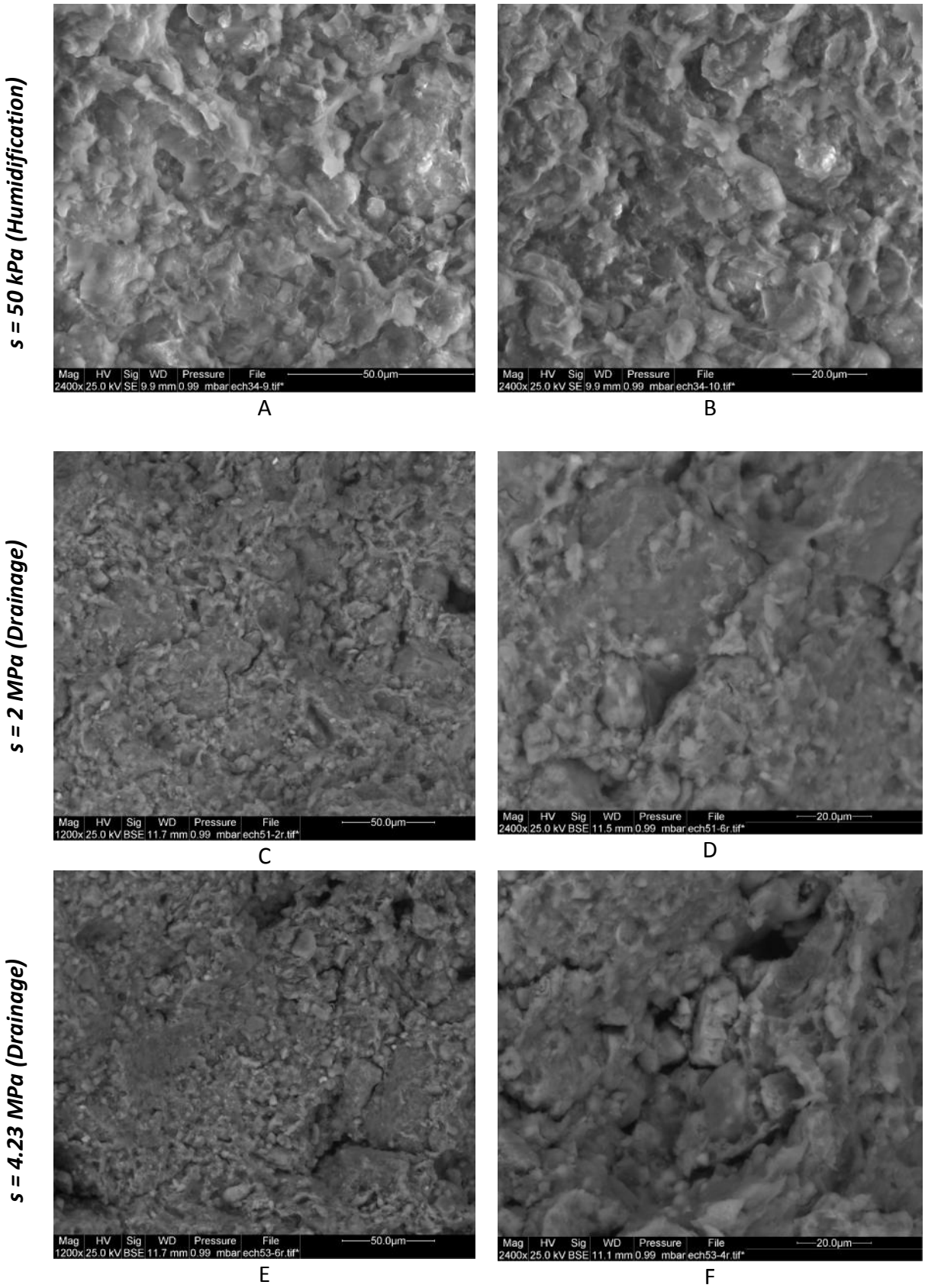


Figure 3.21 : Analyse au MEBE de l'argile de Saf-Saf (OPN statique) soumise à différentes valeurs de succions.

6. ESSAIS D'EFFONDREMENT

Dans cette partie, on va étudier le phénomène d'effondrement où le nombre de recherches va en expansion, ces dernières années, vu la complexité du phénomène et de son étendue. En effet les sols effondrables occupent 16 % de la surface terrestre (Reznik, 2000).

L'étude de l'effondrement sur les matériaux de Boughrara et Saf-Saf a un caractère préventif qui vise à préciser la réponse du matériau à des chemins de sollicitation possible au cours de la durée de vie de l'ouvrage. Par exemple une mise en eau avec un mauvais compactage localisé.

En premier lieu, une analyse paramétrique est réalisée pour voir l'incidence des conditions initiales en teneur en eau et en densité sèche sur le potentiel d'effondrement. Ensuite on va étudier l'évolution de la structure du sol avant humidification et la comparer avec celle de l'après effondrement.

6.1 PROCEDURE EXPERIMENTALE

Afin de caractériser le potentiel d'effondrement des deux matériaux étudiés à savoir les argiles de Boughrara et Saf-Saf, on a utilisé la méthode du simple oedomètre. Le mode opératoire suivi est celui préconisé par la norme ***ASTM D5333-1992*** (Standart Test Method for Measurement of Collapse Potential of Soils) qui est une norme propre à l'étude des sols effondrables.

Les principales étapes du mode opératoire sont énumérées ci-après:

- Appliquer une contrainte de l'ordre de 5 kPa pendant les 5 premières minutes.
- Après 5 minutes, on commence à appliquer le chargement par paliers (12, 25, 50, 100, 200 kPa). La durée de chargement de chaque palier est d'une heure.
- Noter la lecture de la déformation avant l'application de chaque incrément de chargement.
- Procéder à l'inondation de l'échantillon une heure après le chargement imposé (200 kPa) tout en notant la déformation.
- Noter les déformations après: 0.1, 0.25, 0.5, 1, 2, 4, 8, 15, 30 min et 1, 2, 4, 8, 24h.
- Le chargement de l'échantillon est poursuivi jusqu'à la charge limite voulue.

6.2 PREPARATION DES ECHANTILLONS

Le but recherché est de voir l'influence de la densité sèche et de la teneur en eau initiales sur le potentiel d'effondrement.

Le processus suivi lors de la préparation des échantillons est le suivant:

- Le matériau utilisé est préalablement séché à l'étuve à une température de 105°C.
- Ajouter la quantité d'eau correspondante à la teneur en eau voulue.
- Homogénéisation du matériau.
- Compacter statiquement l'échantillon à l'aide de la presse CBR.

- Le compactage statique s'effectue directement dans l'anneau œdométrique d'un diamètre de 5.2 cm et d'une hauteur de 2 cm.
- Charger l'échantillon à teneur en eau constante (initiale) jusqu'à la charge de 200 kPa, puis on sature l'échantillon selon le mode opératoire ci-avant.
- Noter les déformations.

6.3 RESULTATS ET INTERPRETATIONS POUR LE MATERIAU DE BOUGHRARA

Les essais expérimentaux réalisés sur l'argile de Boughrara compactée à différentes densités sèches (1.62, 1.4 et 1.2) et à différentes teneurs en eau (21, 18, 15 et 10%) ont donné les résultats rapportés sur les graphiques de la ***figure 3.22***. Les chemins œdométriques trouvés sont comparés à la droite normalement consolidée (NC). Cette droite est tracée à l'aide des corrélations de Biarez et al., (1973, cité par Saïm, 1997), fonction de la limite de liquidité du matériau utilisé.

A l'OPN, l'effondrement enregistré est inférieur à 1% donc dans ces conditions le sol est non effondrable (cf.***figure 3.22*** *A*). En diminuant la densité initiale de 1.62 à 1.4 et 1.2, des potentiels d'effondrement plus grands sont obtenus.

Dans l'étude paramétrique qui a suivi et afin d'étudier l'influence de la teneur en eau initiale sur le potentiel d'effondrement en fonction d'une densité donnée on a obtenu les résultats ci-après (cf. ***figure 3.22,*** B, C et D) d'où on peut tirer les enseignements suivants :

- Dans les figures B et C où on réalise des essais à 18 et 15% de teneurs en eau initiales, ce qui représente respectivement 85 et 71 % de la valeur de la teneur en eau à l'optimum. Dans ce cas le potentiel d'effondrement diminue avec l'augmentation de la densité sèche appliquée.
- On obtient le plus fort taux d'effondrement (figure D) pour une densité de 1.2 (74% de la densité à l'optimum) et une teneur en eau de 10 % (47 % de la teneur optimale), ce taux d'effondrement est de 17.21 %. Ceci s'explique par le fait que la structure du sol est ouverte : elle possède un important indice des vides initial de l'ordre de 1.2.
- On peut expliquer ce phénomène par le mécanisme qui se produit après inondation (à la charge de 200 kPa), la succion est devenue nulle par conséquent la cohésion apparente a disparu diminuant ainsi les forces de cisaillements.
- Du fait du mouillage, l'effet de liaison des agents de cimentation disparaît (par exemple $CaCO_3$ présent dans le matériau).
- Le chemin d'humidification tend à de rejoindre le chemin NC du matériau saturé.
- Quand on augmente la densité sèche, on obtient un effondrement nettement moins important. Cette augmentation de la densité a pour effet la réduction de l'espace poral ce qui permet à la structure d'être plus stable.

Rapport-Gratuit.com

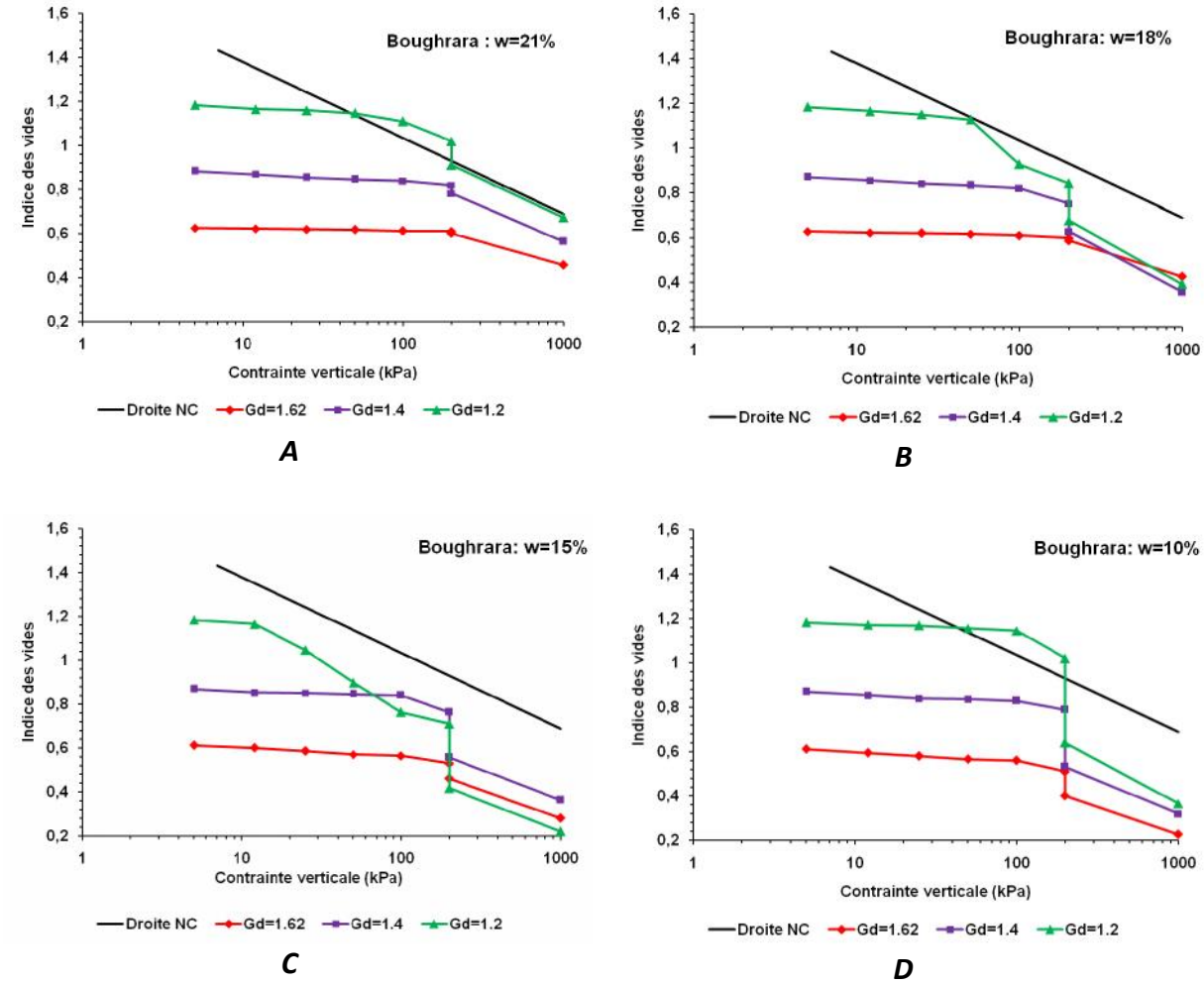


Figure 3.22 : Courbes d'effondrement du matériau de Boughrara, pour différentes densités sèches et teneurs en eau initiales.

En calculant le potentiel d'effondrement CP (%) pour chaque cas on obtient ce qui suit (cf. ***tableau 3.9***). Ces résultats sont comparés à la classification de Knight (1963) cité par Cui & Magnan (2001). Rappelons que le potentiel d'effondrement (tassement) se calcule de la manière suivante :

$$CP = \frac{\Delta e}{1+e_0} \quad \text{ou} \quad CP = \frac{\Delta H}{H_0}$$

Avec :

Δe : Variation de l'indice des vides avant et après effondrement.
e_0 : Indice des vides initial.
ΔH : Variation de la hauteur du tassement avant et après effondrement.
H_0 : Hauteur initiale de l'échantillon.

Tableau 3.9 : Synthèse des potentiels d'effondrement (Boughrara).

	ω = 21%		***ω = 18%***		***ω = 15%***		***ω = 10%***	
G_d = 1.62	0.62		0.76		4.29		6.75	
G_d = 1.4	2.03		6.56		10.87		13.65	
G_d = 1.2	4.93		7.47		13.31		17.21	

Application de la classification de Knight (1963) cité par Cui & Magnan (2001)

Légende :

	Sol non effondrable (CP de 0 à 1%)		Problème d'effondrement (CP de 5 à 10%)
	Problème d'effondrement moyen (CP de 1 à 5%)		Problème d'effondrement élevé (CP de 10 à 20%)
	Problème d'effondrement sévère (CP > à 20%)		

En analysant le tableau ci-avant, on remarque qu'il y a un risque d'avoir des problèmes d'effondrement pour les sols compactés à faible teneur en eau et faible densité, par contre ceux compacté au voisinage de l'optimum en termes de teneur en eau et densité, ils présentent des problèmes moyens ou ils ne sont pas effondrables.

L'exploitation du ***tableau 3.9*** sous forme graphique (cf. ***figures 3.23*** et ***3.24***) montre que les variations des densités sèches ou teneurs en eau initiales en fonction des potentiels d'effondrement présentent une relation inverse, plus la densité augmente plus le taux d'effondrement diminue, idem pour les teneurs en eau.

La représentation en 3D (cf. ***figures 3.24***) illustre bien cette relation inverse, c'est pour cela sur les chantiers on préconise d'être le plus proche de l'optimum et même du côté humide pour éviter ce problème propre aux sols non saturés.

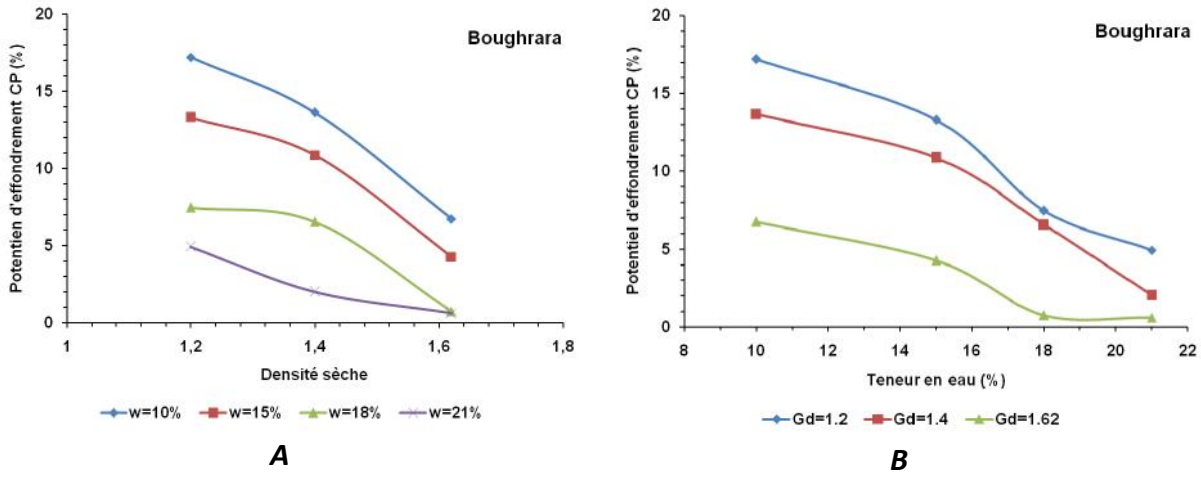


Figure 3.23 : Potentiel d'effondrement du matériau de Boughrara en fonction de la densité sèche (A) et la teneur en eau (B).

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

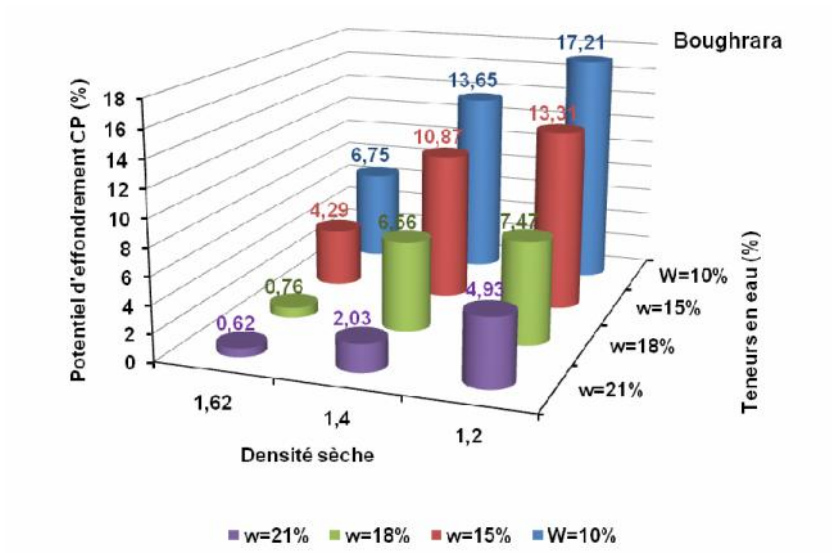


Figure 3.24 : Synthèse du potentiel d'effondrement du matériau de Boughrara (représentation 3D).

6.4 RESULTATS ET INTERPRETATIONS POUR LE MATERIAU DE SAF-SAF

De la même façon que le matériau de Boughrara, une étude paramétrique est réalisé pour les teneurs en eau initiales suivantes : 20, 18, 15 et 10 % et pour les densités suivantes : 1.66, 1.4 et 1.2 afin de voir l'incidence sur le potentiel d'effondrement. Les résultats sont représentés sur la ***figure 3.25***.

Le calcul du potentiel d'effondrement donne les valeurs répertoriées sur le ***tableau 3.10*** ci-après.

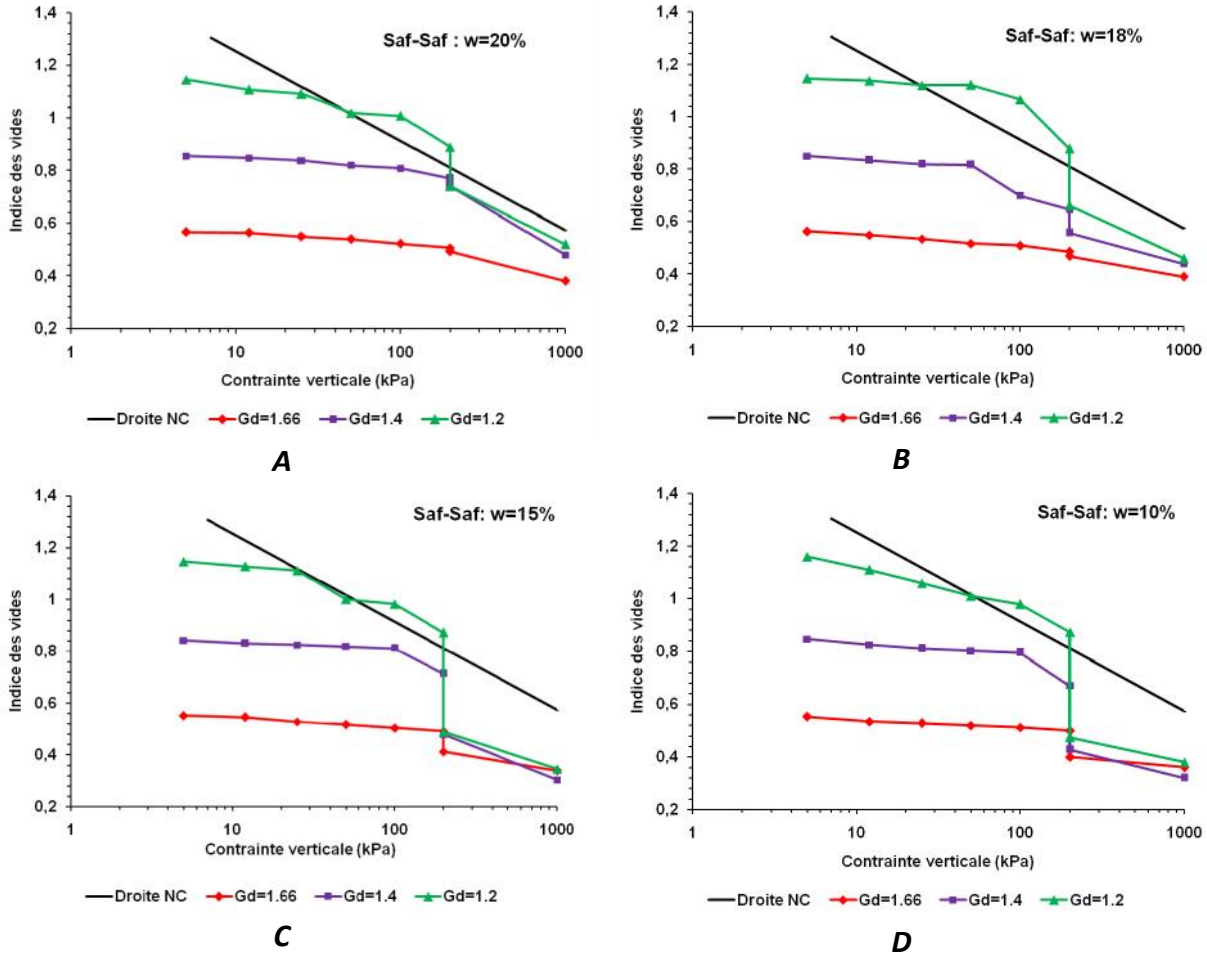


Figure 3.25 : Courbes d'effondrement du matériau de Saf-Saf, pour différentes densités sèches et teneurs en eau initiales.

Tableau 3.10 : Synthèse des potentiels d'effondrement (Saf-Saf).

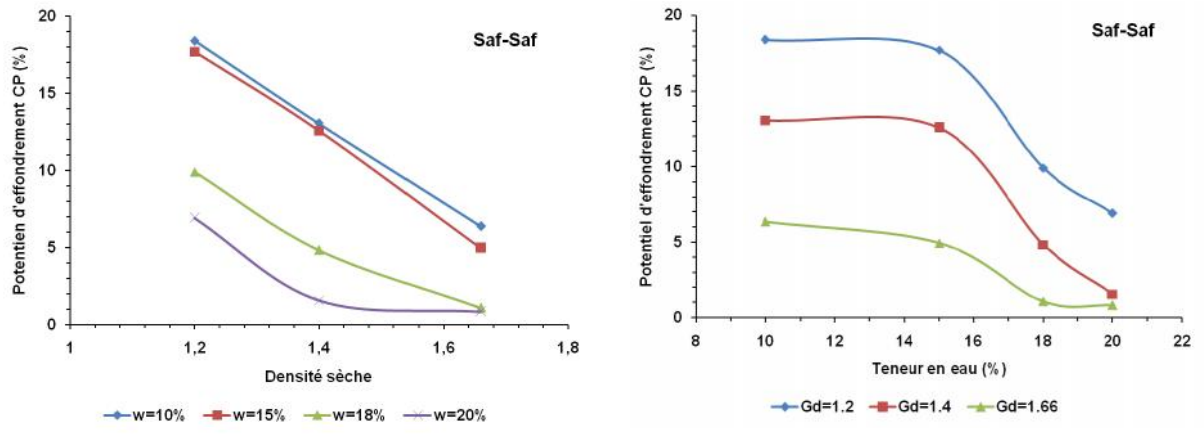
	ω = 20%		***ω = 18%***		***ω = 15%***		***ω = 10%***	
G_d = 1.66	0.83		1.08		4.96		6.37	
G_d = 1.4	1.56		4.83		12.57		13.05	
G_d = 1.2	6.91		9.9		17.69		18.39	

Application de la classification de Knight (1963) cité par Cui & Magnan (2001)

Légende :

	Sol non effondrable (CP de 0 à 1%)		Problème d'effondrement (CP de 5 à 10%)
	Problème d'effondrement moyen (CP de 1 à 5%)		Problème d'effondrement élevé (CP de 10 à 20%)
	Problème d'effondrement sévère (CP > à 20%)		

La représentation densité sèche, teneur en eau fonction du potentiel d'effondrement donne ce qui suit (cf. ***figure 3.26***); la représentation 3D des résultats est donnée sur la ***figure 3.27***.



A ***B***

Figure 3.26 : Potentiel d'effondrement du matériau de Saf-Saf en fonction de la densité sèche (A) et la teneur en eau (B).

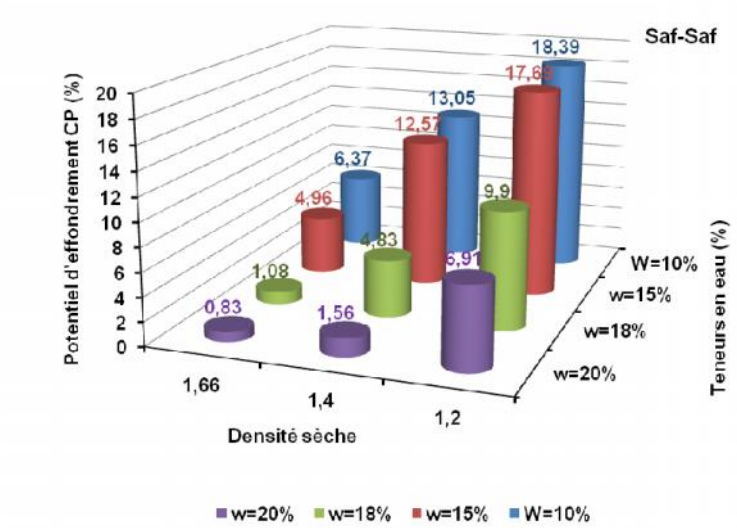


Figure 3.27 : Synthèse du potentiel d'effondrement du matériau de Saf-Saf (représentation 3D).

On remarque qu'on retrouve pratiquement les mêmes constatations émises pour le matériau de Boughrara, il existe une relation inverse entre la densité et le potentiel d'effondrement ainsi que la teneur en eau fonction du potentiel d'effondrement.

A chaque fois que le matériau présente une structure ouverte (indice des vides élevé), il y a un risque d'effondrement.
On remarque que globalement le matériau de Saf-Saf a un potentiel d'effondrement légèrement au dessus de celui de Boughrara, probablement parce qu'il représente mois de pourcentage d'argile et un pourcentage de $CaCO_3$ légèrement supérieur. Ce dernier est un agent de cimentation qui lors du mouillage il se dissout créant ainsi une instabilité de la structure du sol.

7. ETUDE DE LA MICROSTRUCTURE LORS DE L'EFFONDREMENT

7.1 PROTOCOLE EXPERIMENTAL

Le même protocole expérimental suivi pour l'effondrement est adopté, en apportant les étapes supplémentaires suivantes :

- Réaliser pour la même densité et teneurs en eau deux essais distincts, le premier s'arrête à la charge de 200 kPa avant inondation. Décharger l'oedomètre et récupérer l'échantillon tout en prélevant des petits échantillons cubiques pour l'étude de la microstructure au porosimètre au mercure et au MEBE (Microscope Electronique à Balayage Environnemental). Mettre ces échantillons dans du papier aluminium et les paraffiner par la suite pour garder leurs caractéristiques intactes.
- Le deuxième essai par contre, il va jusqu'à l'inondation de l'échantillon dans la cellule œdométrique, laisser le sol s'effondrer complètement et après 24h (suivant la norme), l'échantillon est déchargé et on prend également des échantillons cubiques afin de les soumettre aux différents essais de la microstructure. Ces échantillons sont mis dans du papier aluminium et paraffinés.
- Les échantillons étudiés ont été analysés au laboratoire CRMD (Orléans). Ces échantillons sont lyophilisés et ne sont pas étuvés. Une lyophilisation a été exécutée comme prétraitement à l'analyse porosimétrique.

7.2 RESULTATS ET INTERPRETATIONS

L'objectif de cette partie était de voir l'évolution de la microstructure pour chaque variante en termes de densité et teneur en eau étudiés précédemment. Par manque de moyens ce moyens cela n'a pas été possible, donc on donne ici les résultats qu'on a pu obtenir.

Les échantillons analysés sont à l'OPN pour Boughrara et Saf-Saf ainsi qu'un exemple de celui de Saf-Saf compacté à la densité sèche de 1.4 et à la teneur optimale de 20 %.

Les courbes porosimétriques cumulatives et incrémentales concernant le matériau de Boughrara sont représentées respectivement sur les ***figures 3.27*** et ***3.28***.

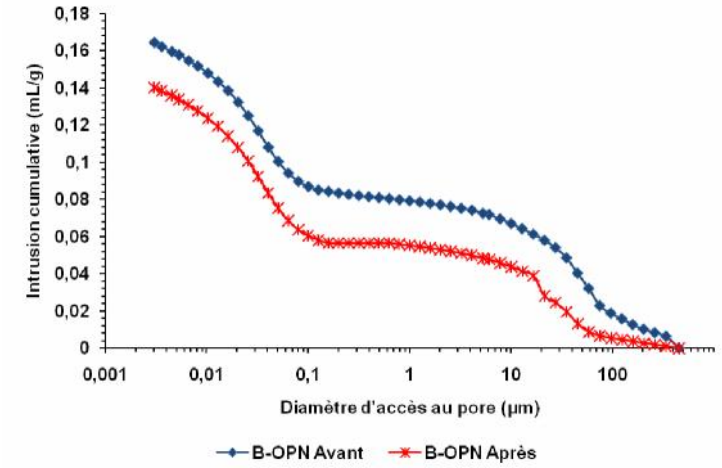


Figure 3.28 : Courbes porosimétriques (cumulatives) des échantillons soumis à l'effondrement avant et après mouillage à l'OPN (Boughrara).

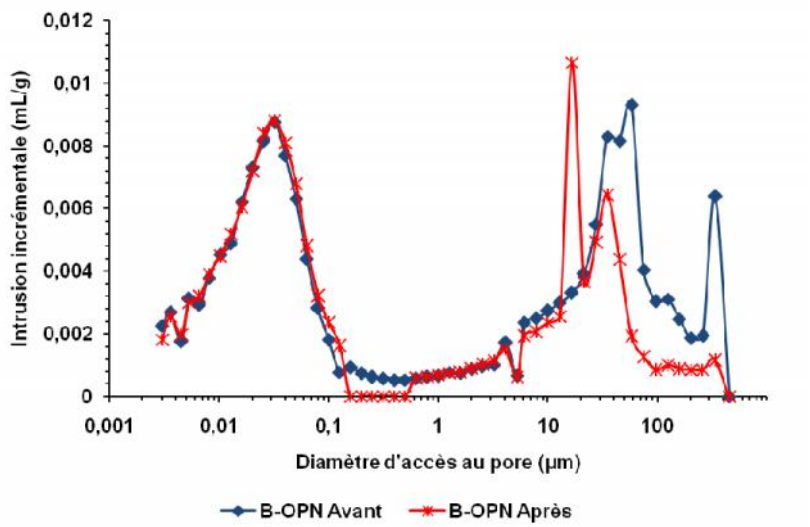


Figure 3.29 : Courbes porosimétriques des échantillons soumis à l'effondrement avant et après mouillage à l'OPN (Boughrara).

Pour l'essai réalisé, la distribution porale pour le sol chargé à 200 kPa avant humidification présente une triple structure présentant 3 pics (0.03, 57 et 335 µm). Après mouillage, il n'y a pas eu d'effondrement significatif (-1%) suivant le résultat de l'essai œdométrique. Mais d'après la porosimétrie il y a une légère restructuration par la diminution des macropores on trouve des pics à 34 et 16 µm, en revanche c'est la même microstructure qu'on retrouve avant et après effondrement.

Pour le matériau de Saf-Saf compacté à la densité de 1.4 et à la teneur OPN (cf. ***figures 3.29*** et ***3.30***), on distingue qu'il y a clairement une diminution de l'espace inter agrégats lors du mouillage donc le matériau s'est densifié et les vides exprimés en macropores ont diminué.

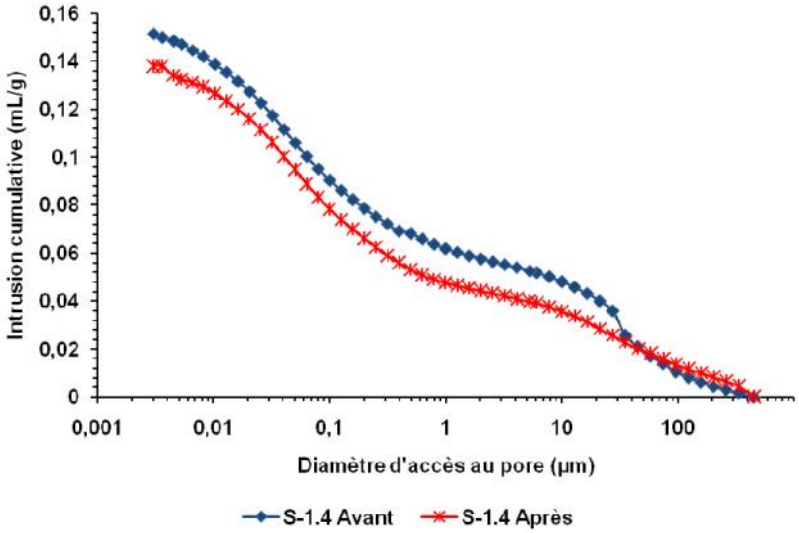


Figure 3.30 : Courbes porosimétriques (cumulatives) des échantillons soumis à l'effondrement avant et après mouillage (20%, 1.4) (Saf-Saf).

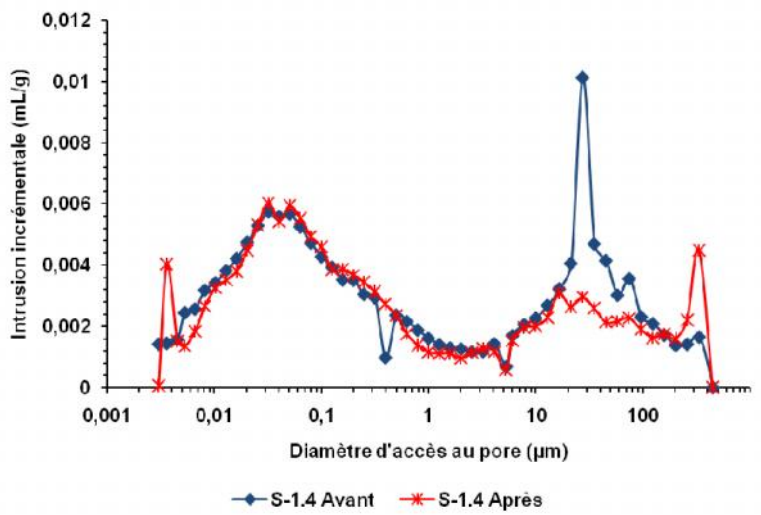


Figure 3.31 : Courbes porosimétriques des échantillons soumis à l'effondrement avant et après effondrement (20%, 1.4) (Saf-Saf).

Les courbes porosimétriques (cf. ***figures 3.31*** et ***3.32***) de Saf-Saf à l'OPN présentent une anomalie, la macrostructure augmente après l'effondrement ce qui est illogique, ceci pourrait être expliqué par le fait que lors du transport de Tlemcen à Orléans il y aurait eu modification de la structure du sol.

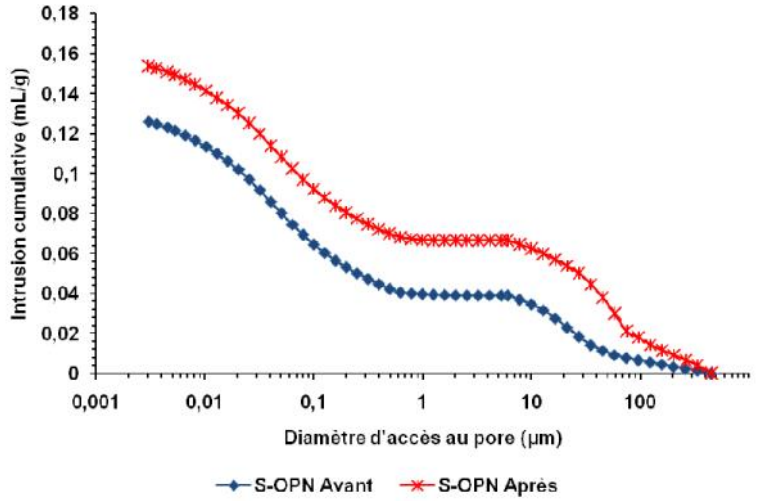


Figure 3.32 : Courbes porosimétriques (cumulatives) des échantillons soumis à l'effondrement avant et après mouillage à l'OPN (Saf-Saf).

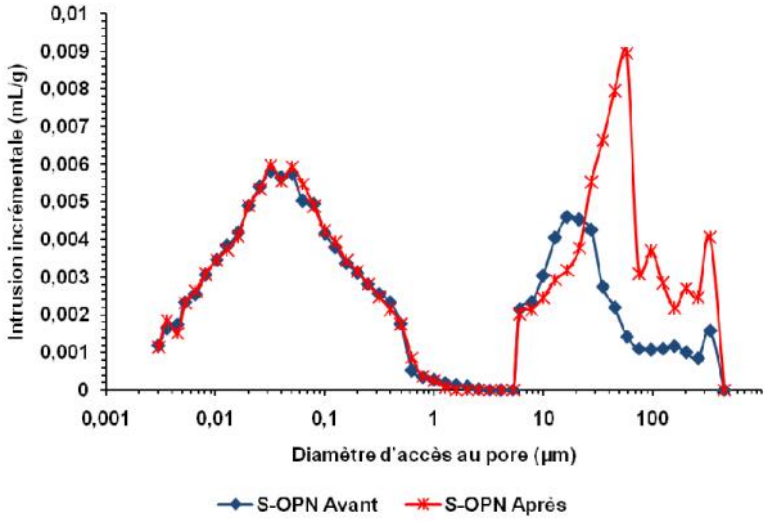


Figure 3.33 : Courbes porosimétriques des échantillons soumis à l'effondrement avant et après mouillage à l'OPN (Saf-Saf).

8. CONCLUSION

Au terme de ce chapitre, les conclusions suivantes peuvent être émises :

- Les deux matériaux utilisés dans la réalisation d'ouvrages compactés sont des argiles très plastiques faiblement organiques.
- Les chemins de drainage humidification réalisés pour des conditions initiales au voisinage de l'OPN montrent que les échantillons suivent un chemin surconsolidé en drainage et présentent pratiquement le même palier de retrait.
- On retrouve le même comportement pour les échantillons compactés en quasi statique et les échantillons compactés au moule Proctor normal ce qui rejoint les résultats de la littérature.
- Concernant les échantillons consolidés à 1 MPa, ils donnent un indice des vides légèrement différent des échantillons compactés ce qui laisse dire que le compactage dynamique ou statique n'est pas exactement équivalent en terme d'énergie à un sol consolidé à 1 MPa.
- Concernant la microstructure, les échantillons compactés soumis au chemin de drainage présentent une double porosité avec une diminution des macropores au profit d'une augmentation des micropores lorsque la succion imposée augmente et avoisine la limite de retrait.
- L'étude du phénomène d'effondrement sur les deux matériaux nous renseigne qu'au voisinage des conditions optimum Proctor, il n'y a pas un risque d'effondrement, par contre ce risque est présent en diminuant grandement la densité et la teneur en eau appliquées. Donc il y a une relation inverse entre le potentiel d'effondrement et la teneur en eau et/ou la densité sèche initiale.
- Du point de vue microstructural, les macropores de l'échantillon disparaissent ou diminuent quand il y a humidification. Ceci est la conséquence directe de la diminution des vides inter-agrégats dû au réarrangement lors de l'effondrement donc la macroporosité totale diminue, en revanche il n'y a pas d'incidence sur la microporosité qui globalement reste intacte.

Dans le chapitre suivant et toujours dans l'optique de définir le comportement des sols argileux au voisinage de la saturation, on s'attèlera sur l'étude expérimentale de l'effet du chargement isotrope sur l'évolution des pressions interstitielles, un phénomène qui se produit fréquemment dans les ouvrages compactés lors de la phase construction.

Rapport-Gratuit.com

Chapitre 4

MESURE DES COEFFICIENTS DE SKEMPTON AU VOISINAGE DE LA SATURATION

1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre, on aborde le comportement sur chemins isotropes et déviatoires non drainés des sols compactés autour de l'optimum Proctor.
Dans un premier temps, une analyse microstructurale est réalisée sur des échantillons compactés à l'aide de la porosimétrie au mercure, de la diffractométrie RX et du MEBE. Ensuite, des essais triaxiaux ont été réalisés dans une cellule triaxiale équipée d'une céramique à la base permettant ainsi de suivre l'évolution de la pression interstitielle négative et son passage aux valeurs positives sous un état de contraintes. L'objectif étant de déterminer les coefficients de Skempton B et A.

2. ANALYSE MICROSTRUCTURALE DES SOLS COMPACTES AU VOISINAGE DE L'OPTIMUM PROCTOR

Deux techniques expérimentales ont été réalisées sur les échantillons soumis aux essais triaxiaux. Ces techniques sont la porosimétrie au mercure et l'analyse au microscope électronique à balayage environnemental.

Les échantillons ont été préalablement lyophilisés avant d'être analysés au porosimètre au mercure (*Micromeritics AutoPore IV 9500)*, on notera que les essais ont été réalisés au laboratoire MSS-Mat de l'Ecole Centrale de Paris (ECP).

Concernant les observations au MEBE, les échantillons ont été analysés en l'état sans aucune préparation au préalable. Ces essais ont été effectués à l'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR, Paris).

Le volume poreux cumulé ainsi que la distribution porale dans l'argile de Boughrara compacté aux conditions initiales su-cités (OPN-4, OPN-2, OPN et OPN+2), sont représentés par les ***figures 4.1*** et ***4.2*** respectivement.

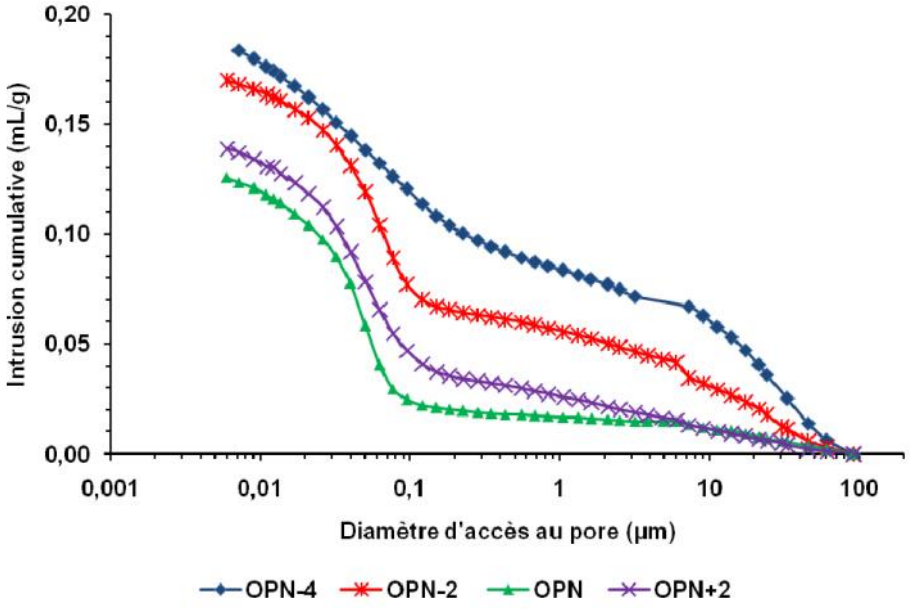


Figure 4.1 : Courbes porosimétriques des échantillons compactés (courbes cumulatives).

On distingue dans les courbes de distribution porale un intervalle qui est la limite entre la microstructure et la macrostructure qui se situe approximativement entre 0.5 et 5 µm. Les courbes décrivant le sol du côté sec de l'optimum Proctor (OPN-4 et OPN-2 %) présentent des diamètres dominants (pics) dans les deux côtés microstructurale et macrostructurale. Par conséquent ils présentent une distribution bimodale, une caractéristique des sols compactés du côté sec de l'optimum (cf. ***chapitre 1 paragraphe 5.3***).

Concernant les échantillons compactés à l'OPN et à l'OPN+2%, ils présentent un pic dans les éléments microstructuraux (pores de faible diamètre) ainsi qu'une certaine homogénéité

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

dans les diamètres pour les gros pores (macrostructure), ceci est du au faite qu'après compactage les éprouvettes tendent à s'homogénéiser à l'optimum et du côté humide, ce qui représente une distribution unimodale des pores, ceci rejoint les résultats trouvés dans la littérature (Delage et Cui, 2000 ; Nowamooz, 2007).

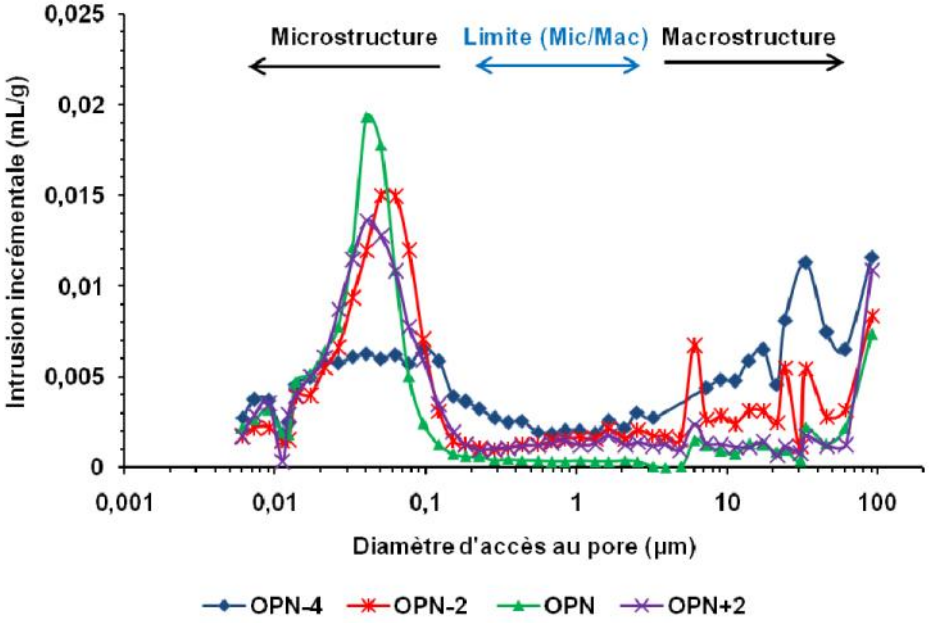


Figure 4.2 : Courbes porosimétriques des échantillons compactés (courbes incrémentales).

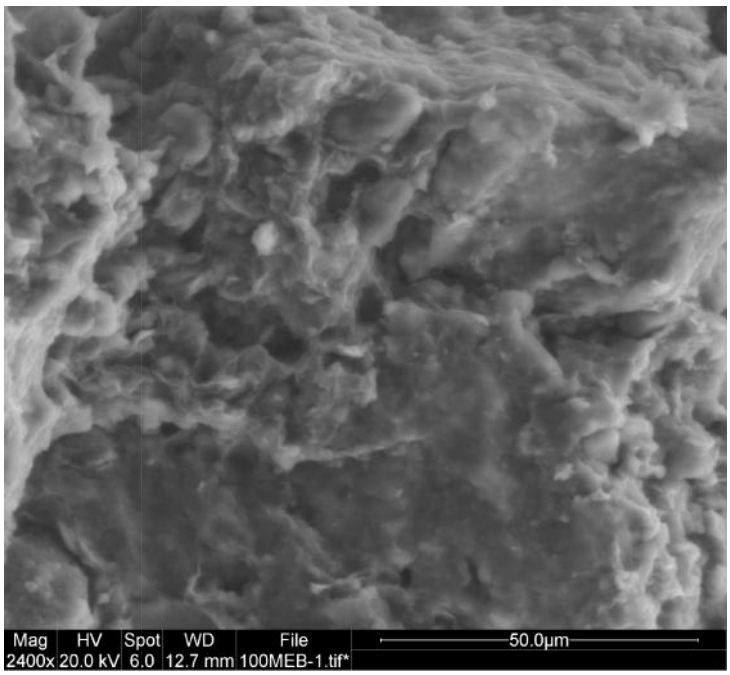


Figure 4.3 : MEBE de l'échantillon compacté à l'OPN.

L'analyse chimique effectuée sur la vue du MEB, d'un échantillon compacté à l'OPN (cf. ***figure 4.3***), réalisé avec une sonde EDX couplée au MEBE montre la présence de plusieurs éléments tel que : Si (silicates, quartz), Al (argile feldspath), Ti (oxyde de Titane) et présence des carbonates ($CaCo_3$, ...).

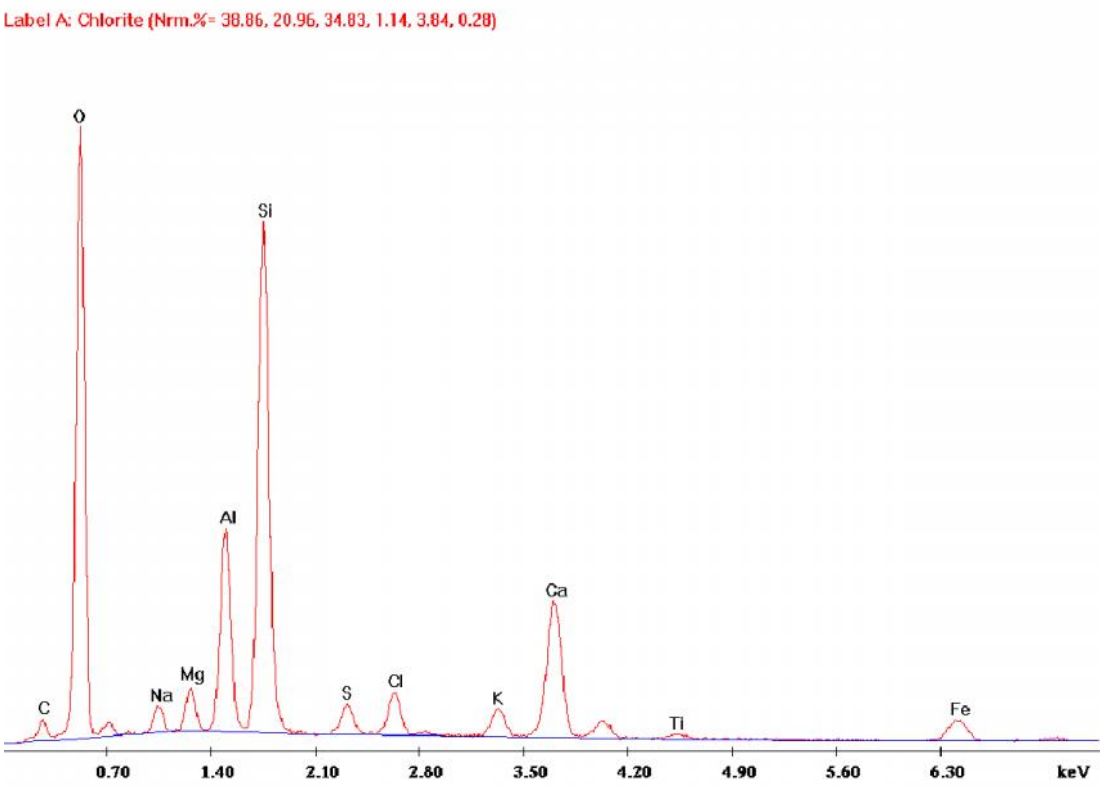


Figure 4.4: EDX de l'échantillon compacté à l'OPN correspondant au MEB précédent.

Les échantillons soumis aux observations au MEBE (cf. ***figure 4.5***) ont donné lieu aux constatations suivantes :

- La ***figure 4.5*** donne les observations du côté sec de l'optimum, la figure A montre un exemple d'agrégat avec la présence d'espaces inter agrégats. En grossissant le zoom (x4800), on voit l'intérieur d'un agrégat (figure B). A l'OPN-2%, il apparait des macroporosités ainsi que des fissures (figure C), tandis que la figure D, représente une structure argileuse. Donc du côté sec, la structure du sol est sous forme d'agrégats avec présence de macroporosité.

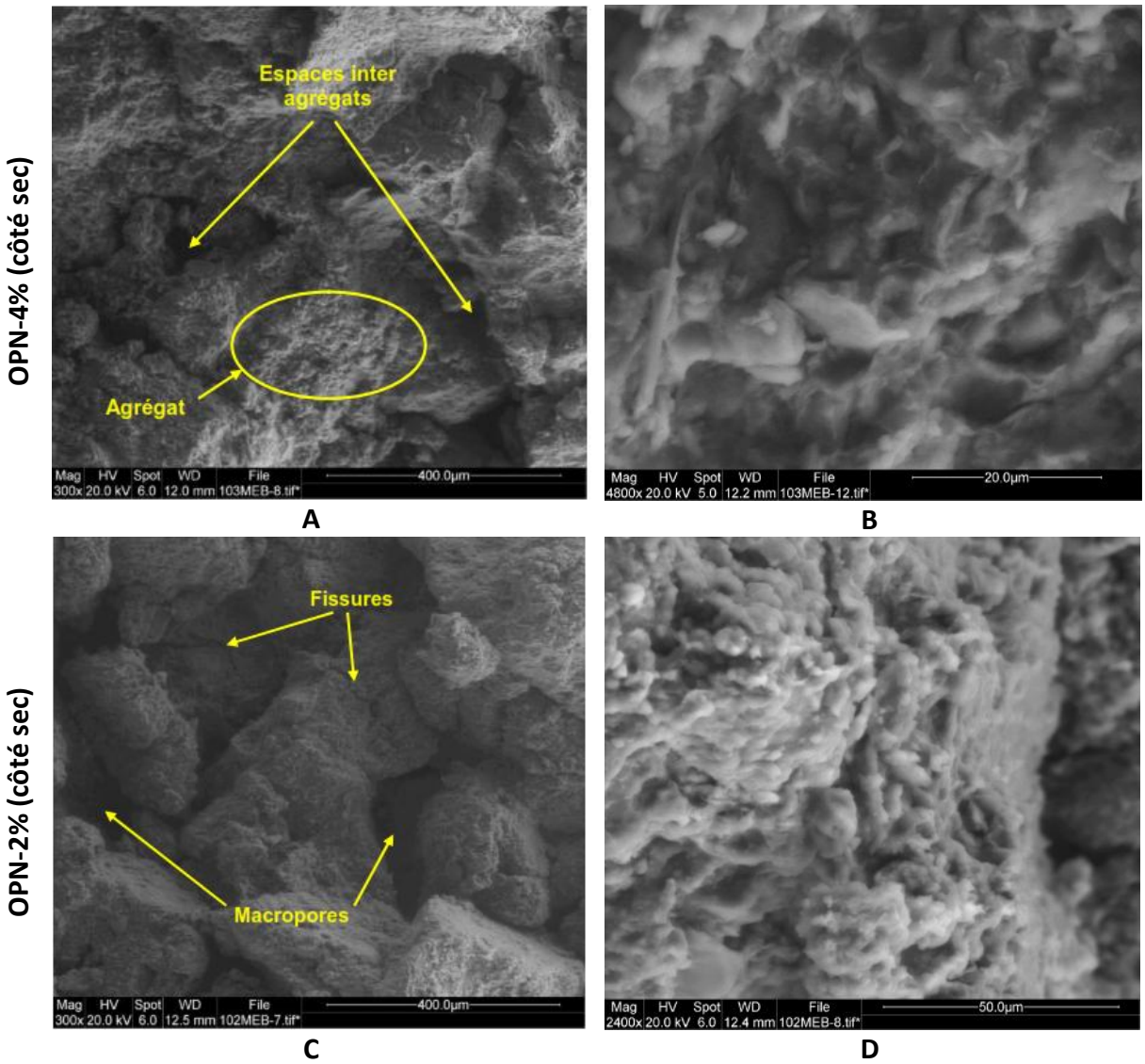


Figure 4.5 : MEBE des échantillons compactés du côté sec de l'optimum.

- A l'optimum Proctor, les ***figures 4.6*** A et B montrent respectivement une zone argileuse très feuilletée et la présence de carbonate de calcium $CaCO_3$ ainsi que des particules d'oxydes de fer confirmant ainsi les résultats de l'analyse chimique et les essais d'identification (présence de $CaCO_3$).
- Concernant le côté humide (cf. ***figures 4.6*** C et D), la structure est compacte et feuilleté localement (Figure C) et il y a dans certaines zones la présence de particules de gypse ($CaSO_4$)

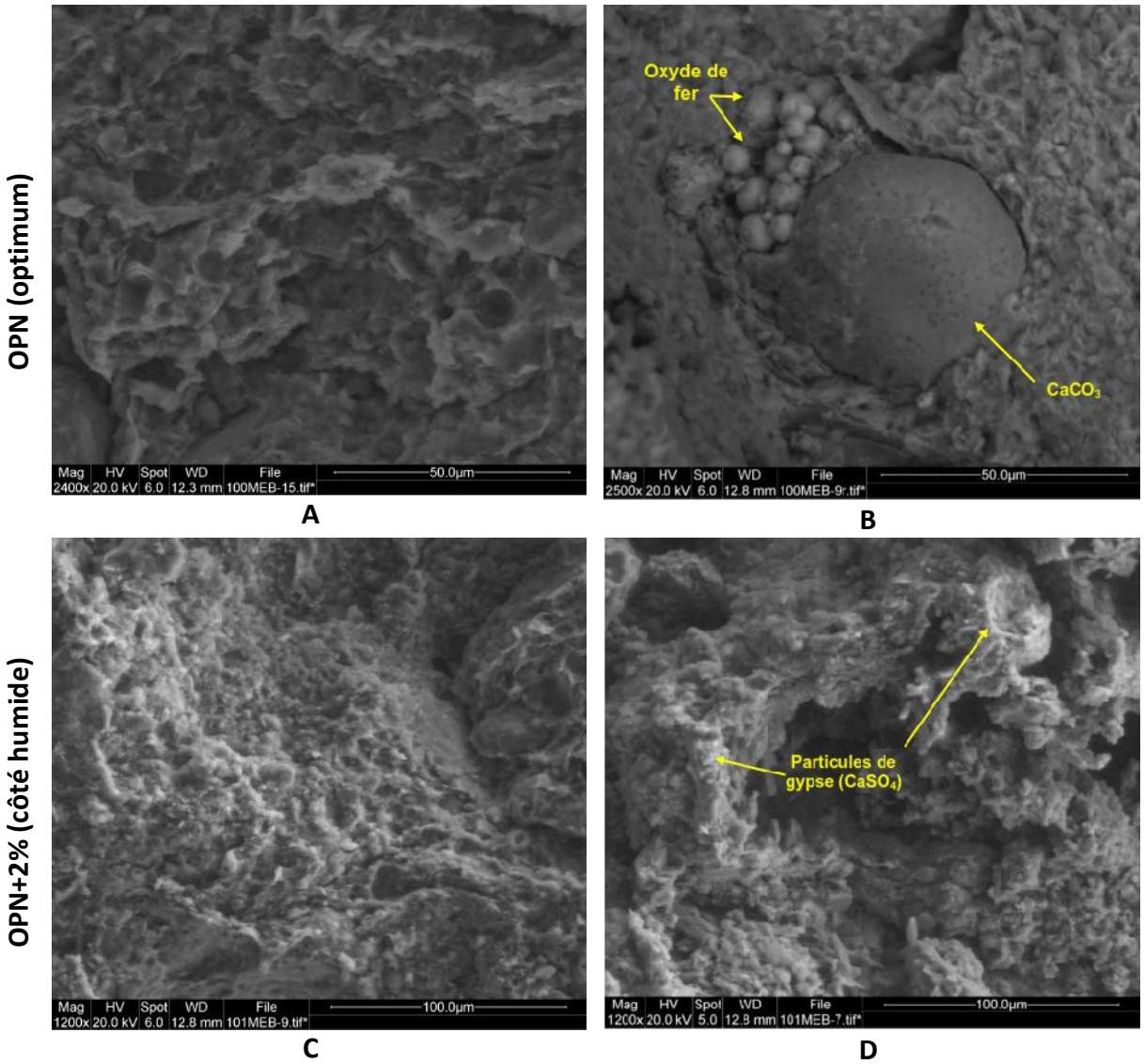


Figure 4.6: MEBE des échantillons compactés à l'optimum et du côté humide.

3. ESSAIS TRIAXIAUX : MATERIELS ET METHODES

3.1 ADAPTATION DE LA BASE DE LA CELLULE TRIAXIALE

La cellule triaxiale utilisée dans les essais expérimentaux est issue d'une cellule classique en apportant une modification sur sa base permettant ainsi de réaliser des essais spécifiques aux sols non saturés. L'embase de la cellule triaxiale classique (cf. ***figure 4.7***) a été taraudée afin de permettre à une pierre céramique, qui a une pression d'entrée d'air de 500 kPa, de prendre place dans cette base triaxiale (cf. ***figure 4.8***). Cette pierre céramique est bien fixée à la base de telle sorte que la pierre s'emboite parfaitement dans l'emplacement prévu.

Il faut préciser que ces modifications ont été réalisé lors d'un séjour scientifique au laboratoire Ondes et Milieux Complexes du Havre (LOMC, CNRS UMR 6294, France) sur une base triaxiale classique appartenant à l'université de Tlemcen.

Figure 4.7 : La base avant modifications.

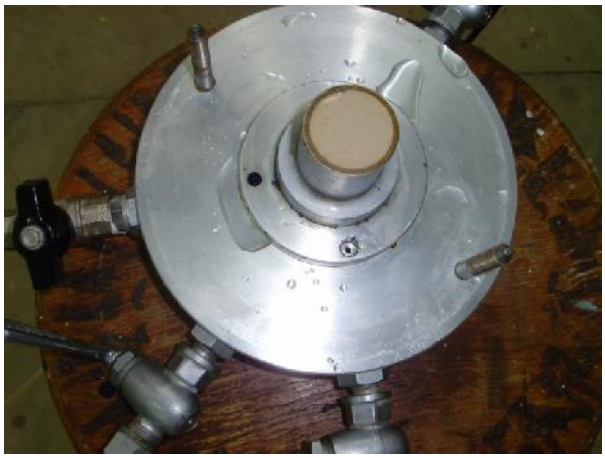


Figure 4.8: La base après modifications.

L'intérêt des modifications apportées est de mesurer lors des essais triaxiaux envisagés les valeurs des pressions interstitielles négatives initiales (succions) des échantillons étudiés. Cette mesure est réalisée à l'aide de capteur de pression interstitielle absolue relié à la pierre céramique. Ce circuit de liaison (pierre céramique-capteur) doit être le plus court possible en limitant au maximum les tuyauteries ainsi que l'obligation d'avoir un circuit parfaitement saturé, en éliminant toutes les bulles d'air, pour assurer la continuité des valeurs des pressions interstitielles (cf. ***figure 4.9***).

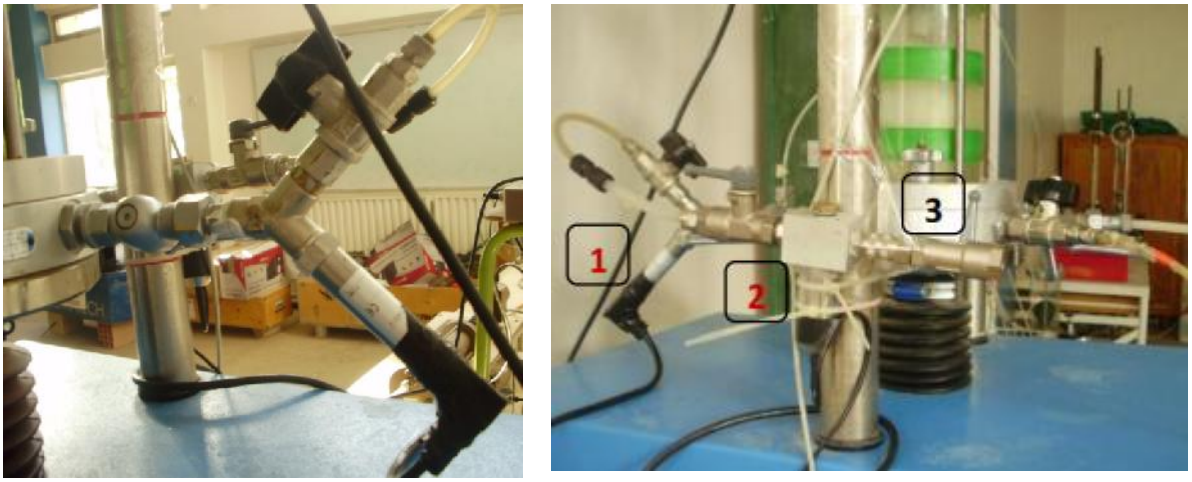


Figure 4.9: Branchement des capteurs de pression interstitielles (**1** : capteur absolue, **2** : capteur relatif, **3** : robinet de pression interstitielle fermé).

3.2 SATURATION DE LA PIERRE CERAMIQUE

Avant de lancer les essais expérimentaux, il faut saturer la pierre céramique. Cette pierre céramique fait office de tensiomètre pour mesurer des pressions interstitielles négatives jusqu'à une valeur de 100 kPa, la valeur seuil de la cavitation de l'eau, a titre de rappel la cavitation de l'eau correspond à la formation de bulles de vapeur, sans élévation de température dans l'eau mais par une action mécanique. Ce phénomène se produit lorsque la

pression du liquide diminue à une valeur inférieure à la pression de vapeur d'eau (Lu & Likos, 2004).

Guan & Fredlund (1977) cités par Take & Bolton (2003) indiquent que la mesure maximale de la succion est limitée par les facteurs suivants :

- Bulle d'air préexistante.
- Point d'entrée d'air.

Le dispositif expérimental mis en place pour augmenter les plages de succions mesurées est le suivant :

- La cellule triaxiale est remplie d'eau désaérée : l'eau désaérée est préparée à partir de l'eau distillée (de préférence chaude pour accélérer le départ des bulles d'air) soumise à une pompe à vide pour extraire les bulles d'air (cf. ***figure 4.10***). Pour obtenir de bons résultats, cette étape dure de 1 à 2 heures.

Figure 4.10 : Préparation de l'eau désaérée.

- Appliquer une contrainte isotrope de 12 bars à l'intérieure de la cellule triaxiale remplie d'eau désaérée. En même temps, appliquer du vide pour accélérer la saturation de la pierre céramique (cf. ***figure 4.11***).
- Recueillir l'eau drainée à partir de la pierre céramique, comme témoin de la saturation complète de cette dernière (cf. ***figure 4.11***).
- Pour la première saturation de la pierre poreuse, cette procédure est répétée pendant une semaine sans interruption.
- Après chaque essai réalisé, la pierre céramique est re-saturée pendant 24 heures à titre de précaution.

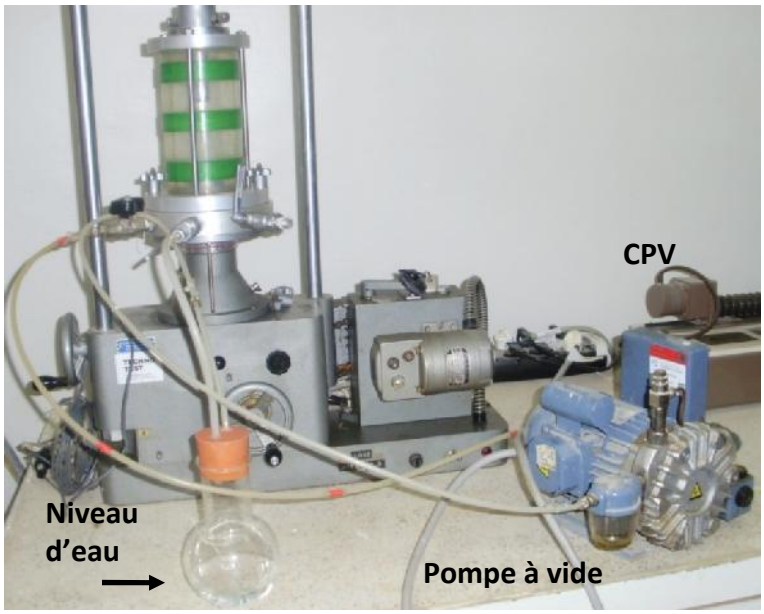


Figure 4.11 : Dispositif de saturation de la pierre céramique.

3.3 PROTOCOLE EXPERIMENTAL

Pour l'ensemble des essais triaxiaux réalisés, le protocole suivant est appliqué pour la préparation, mise en place des échantillons et déroulement de l'essai :

A. Montage de l'échantillon dans la cellule triaxiale

- Compactage statique des échantillons (échantillon de 5cm + 2cm pour mesurer la succion et déduire les paramètres physiques initiaux par pesée hydrostatique dans une huile non mouillante) (cf. ***figure 4.12.A***).
- Insertion d'un papier filtre normalisé Wattman 42 afin de mesurer la succion de l'échantillon en appliquant la norme ASTM D5298-03 (cf. ***figure 4.12.B***).
- Laisser le temps d'équilibre nécessaire (7 jours), ensuite retirer le papier filtre pour mesurer sa teneur en eau et ainsi déduire la valeur de la succion initiale de l'échantillon qui sera soumis à l'essai triaxial.
- Introduire l'échantillon compacté dans la cellule triaxiale, le poser directement sur la pierre céramique tout en prenant le soin de mettre au préalable une fine couche de kaolin sous forme de pâte pour assurer un bon contact avec la base et l'échantillon (cf. ***figures 4.12.C & 4.12.D***).
- Faire le montage classique d'un essai triaxial, tout en s'assurant que tout le circuit est saturé (cf. ***figure 4.12.E***).
- Remplissage de la cellule triaxiale (cf. ***figure 4.12.F***).

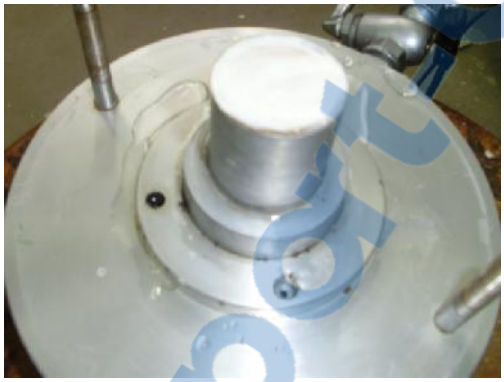
B. Déroulement de l'essai isotrope

- Les essais réalisés sont non consolidés non drainés donc tous les robinets sont fermés, sauf celui de la pression interstitielle qui est relié à un capteur de pression interstitielle absolue.
- Le dispositif expérimental est relié à une acquisition, les contraintes isotropes sont générées par un GDS.

- La première étape de l'essai consiste à mesurer la succion initiale de l'échantillon par tensiométrie sous contrainte nulle : donc on n'applique aucune contrainte et on laisse la vis de la purge ouverte (échantillons soumis à la pression atmosphérique uniquement).
- Après, les contraintes isotropes sont appliquées par palier, par exemple 100 kPa, laisser les pressions interstitielles se stabiliser, puis passer au palier suivant, 200 kPa de contrainte, et ainsi de suite appliquer les valeurs des contraintes voulues.

A. Compactage statique.

B. Echantillon avec papier filtre.



C. Pose du kaolin.

D. Echantillon posé sur la céramique.

E. Montage de la membrane.

F. Remplissage de la cellule.

Figure 4.12 : Etapes de montage d'un essai triaxial non saturé.

RapportGratuit.com

3.4 ESSAIS PRELIMINAIRES : DIFFICULTES EXPERIMENTALES DES ESSAIS TRIAXIAUX

Les essais réalisés sont uniquement sur le matériau du barrage de Boughrara. Ce choix découle des deux principales raisons suivantes :

- Premièrement, pour voir l'évolution des pressions interstitielles dans un matériau fin utilisé dans la construction d'un noyau de barrage et voir l'incidence d'un chargement rapide (lors de son édification) sans laisser le temps à l'eau de se drainer.
- Deuxièmement, l'ensemble des essais ont pris pratiquement deux années académiques donc on ne pouvait pas se permettre de rajouter l'étude du deuxième matériau en l'occurrence celui de Saf-Saf.

La réalisation de l'ensemble des essais n'a pas été une chose simple vu plusieurs contraintes rencontrées au cours des différentes expérimentations, on citera les principales entraves ci-après :

- La nature du sol étudié, sol argileux qui a une limite de liquidité de 54 %, ce qui rend le temps de réponse entre l'application de la contrainte σ_3 et la variation de la pression interstitielle relativement long (plusieurs heures, voir jours).
- Un seul essai dure plusieurs semaines donc il y a un grand risque d'apparition de micro perforations dans la membrane entourant l'échantillon dû au temps conséquent passé dans l'eau de la cellule triaxiale, ce qui fausse les résultats trouvés.
- L'apparition de bulles d'air dans les différentes tuyauteries surtout celles reliées à la mesure de la pression interstitielle. La présence des bulles d'air crée une discontinuité dans la mesure de la pression donc la pression réelle n'est pas forcément celle enregistré par le capteur de pression interstitielle.

Dans ce qui suit, on donnera les résultats des essais qui présentent des problèmes rencontrés lors de leurs réalisations. Les deux premiers essais été réalisés au laboratoire LOMC du Havre et les deux autres au laboratoire EOLE de Tlemcen, ci-après les résultats obtenus et les difficultés rencontrés :

- ***1er essai :***

Le premier essai est réalisé à la condition OPN, les variations de la pression interstitielle relative fonction de la contrainte isotrope sont tracées sur la ***figure 4.13***.

On remarque que la succion initiale est de l'ordre de 21 kPa et que la pression interstitielle devient positive quand on applique une contrainte de confinement de 1000 kPa.
A partir de 1000 kPa de contrainte, une fuite d'eau est apparue au niveau du piston de la cellule, au début cette fuite était compensé par le GDS, après la quantité d'eau augmentait rapidement ce qui nous a obligé à la fin de remplir le GDS qui génère la contrainte isotrope chaque 2 à 3 heures. Pendant la journée c'était faisable, mais arrivée en fin de journée à 22h, ce n'est plus possible donc obligé d'arrêter l'essai à la contrainte de 1400 kPa.
Par rapport à la droite B=1, on est loin de la saturation du matériau. Cet essai a duré pratiquement 1 mois.

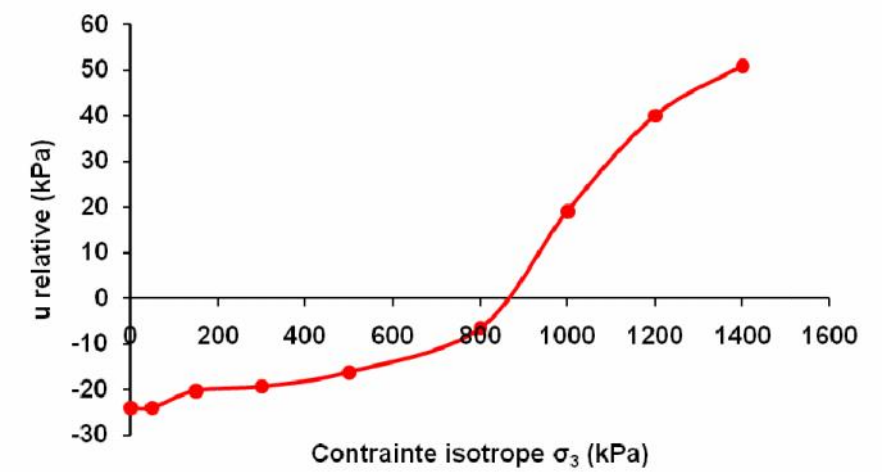


Figure 4.13: Variation de la pression interstitielle sous chargement isotrope à l'OPN (essai 1).

- ***2ème essai :***

Les résultats de cet essai effectué à l'OPN sont représentés sur la ***figure 4.14*** :

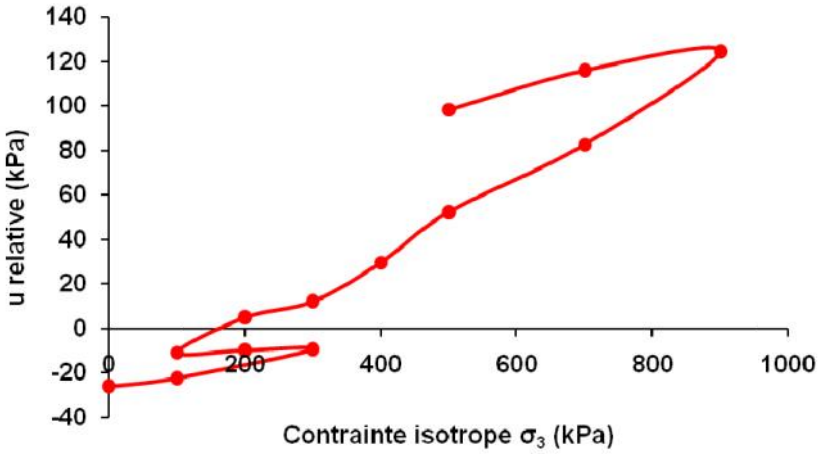


Figure 4.14 : Essai de chargement déchargement à l'OPN (essai 2).

La valeur de la succion initiale est de l'ordre de 24 kPa, ce qui représente une valeur proche de celle enregistrée dans l'essai précédent. On a effectué un premier chargement jusqu'à la contrainte de 300 kPa, ensuite un déchargement jusqu'à 100 kPa, on remarque que les pressions interstitielles ne reviennent pas à leurs valeurs initiales (lors du chargement), ceci conduit à dire que le comportement n'est pas réversible car en comprimant le sol il y a un réarrangement des grains et quand on décharge les grains solides ne reviennent pas à leurs place initiales. Le même phénomène est observé lorsqu'on décharge de 900 à 500 kPa. La durée de l'essai est de 1 mois.

- ***3ème essai :***

Un essai réalisé à l'OPN en imposant un cycle de chargement, déchargement et rechargement jusqu'à une contrainte de 1000 kPa. Les résultats sont représentés sur la ***figure 4.15***.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

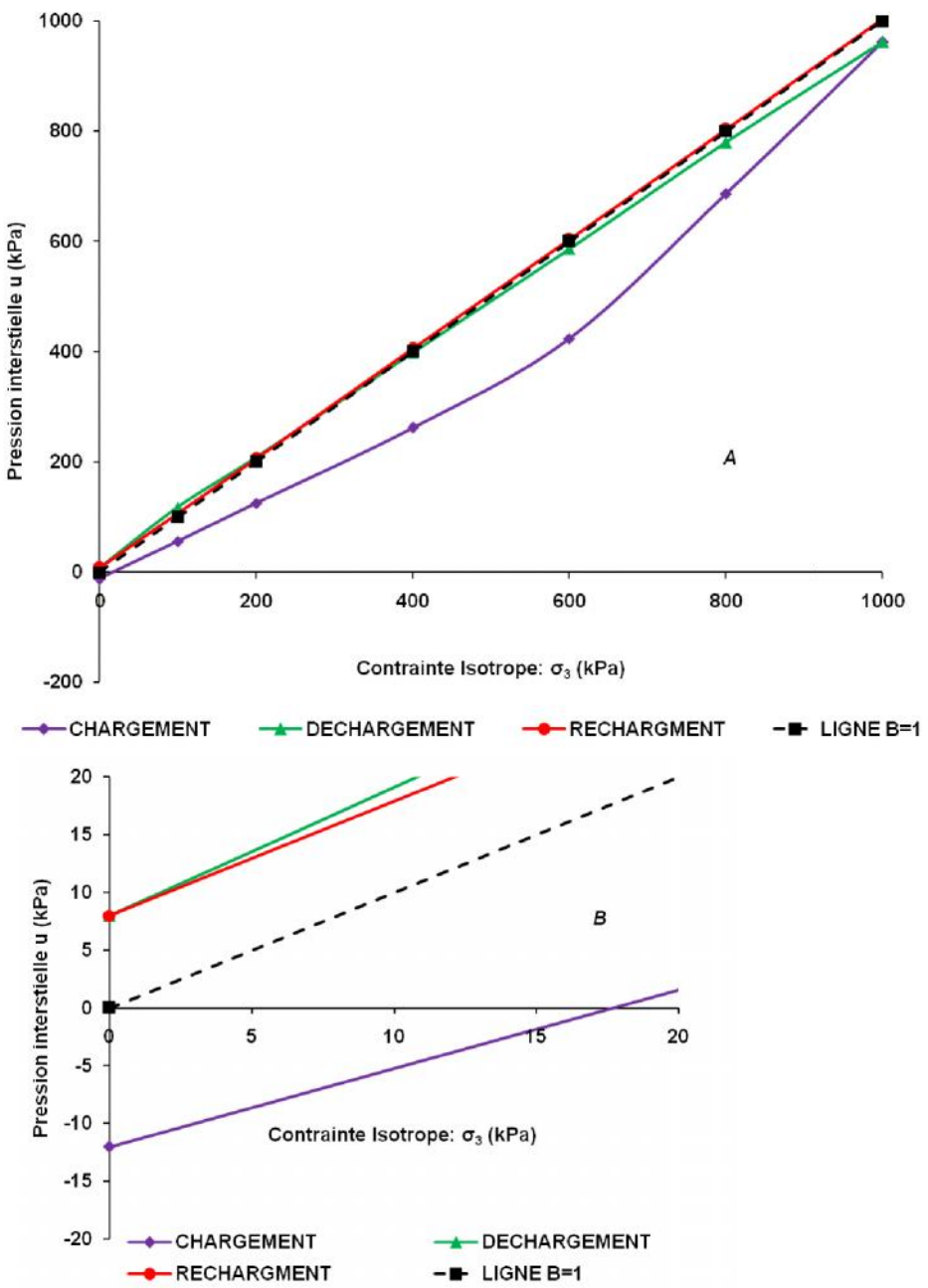


Figure 4.15 : (A) Cycles de chargement déchargement rechargement à l'OPN ; (B) : zoom à l'origine.

La succion initiale enregistrée lors de cet essai est de 12 kPa. A la fin de la phase chargement et à la contrainte de 1000 kPa, la pression interstitielle relative est de 980 kPa par conséquent on est proche de la saturation. Pour le déchargement les valeurs enregistrées montrent que la courbe de déchargement est parallèle à la droite de saturation B=1. La courbe de rechargement est pratiquement superposé à la droite de saturation, le B dans notre cas est de 0.99 donc l'échantillon a atteint la saturation.

A la fin de l'essai, après démontage de l'échantillon on a mesuré sa teneur en eau finale, sa valeur est de 38 %, ce qui dépasse largement la valeur initiale qui est autour de 21%, ce qui nous conduit à dire que l'échantillon a absorbé de l'eau et cette eau ne peut venir que d'une fuite dans la membrane. Malheureusement on ne peut pas dire à quel moment cette micro

fuite s'est produite, au début, au milieu ou à la fin de l'essai. Donc l'essai est non exploitable en l'état. On rappellera que cet essai a duré un mois et demi.

- ***4ème essai :***

Le dernier essai est réalisé sur un échantillon compacté à l'OPN-2%, c'est-à-dire 19% de teneur en eau.

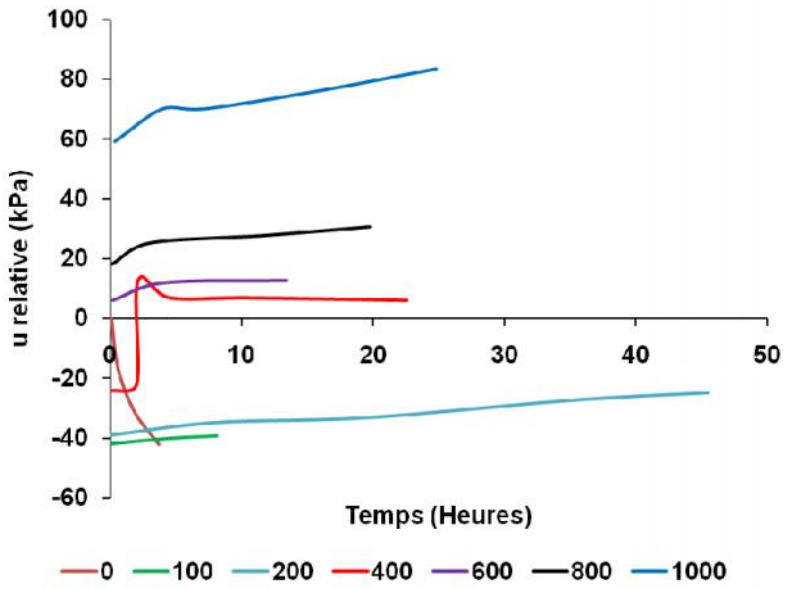


Figure 4.16 : Evolution de la pression interstitielle fonction de la contrainte isotrope à l'OPN-2%.

La succion initiale mesurée était de 42 kPa. Les valeurs de la contrainte isotropes seront augmentés graduellement (par palier de 100 kPa) jusqu'à la valeur de 400 kPa.
Dans un premier temps la valeur de la pression interstitielle augmente légèrement jusqu'à l'apparition d'une bulle d'air dans le circuit du côté du capteur de pression interstitielle. A cet instant en ouvrant la tuyauterie pour dégager la bulle d'air, la valeur de la pression interstitielle augmente rapidement jusqu'à devenir une valeur positive. Après avoir remis le dispositif en place (branchement de la tuyauterie du circuit), les pressions commencent à descendre pour donner réellement la valeur de la pression à l'intérieure de l'échantillon.

Donc finalement l'effet de saturation du circuit n'a pas trop perturbé l'échantillon ce qui veut dire que l'essai n'est pas très mauvais vu que la pression est redescendu et atteint un chemin parallèle à celui avant l'apparition de la bulle d'air.

Afin de forcer la pression interstitielle à revenir à sa valeur initiale, on pouvait placer un réservoir d'eau à une hauteur qui correspond à la valeur de la succion recherchée.

Pour éviter de commettre une telle erreur dans d'autres essais, il faudra penser à éliminer les bulles d'air une fois la pression interstitielle stabilisée c'est-à-dire au début du palier de contrainte supérieur.

4. PROGRAMME EXPERIMENTAL ET RESULTATS

Dans ce qui suit, on présentera l'ensemble des essais expérimentaux effectués sur le matériau de Boughrara.

Les étapes détaillées du déroulement de chaque essai sont décrites comme suit :

- Les essais réalisés sont non consolidés non drainés donc tous les robinets sont fermés, sauf celui de la pression interstitielle qui est relié à un capteur de pression interstitielle absolue.
- Le dispositif expérimental est relié à une acquisition, les contraintes isotropes sont générées par un GDS.
- La première étape de l'essai consiste à mesurer la succion initiale de l'échantillon par tensiométrie sous contrainte nulle : donc on n'applique aucune contrainte et on laisse la vis de la purge ouverte (échantillons soumis à la pression atmosphérique uniquement).
- Après, les contraintes isotropes sont appliquées par palier, par exemple 100 kPa, laisser les pressions interstitielles se stabiliser, puis passer au palier suivant, 200 kPa de contrainte.
- Les essais expérimentaux sont cycliques : chargement jusqu'à une contrainte maximale de 1500 kPa- déchargement pour revenir jusqu'à une contrainte nulle et rechargement pour y retourner à 1500 kPa.
- Les contraintes de confinement appliquées sont donc de 0 à 1500 kPa pour le cycle de chargement; de 1500 à 0 kPa pour le cycle de déchargement et de 0 à 1500 kPa pour le rechargement.
- A la fin du rechargement (à 1500 kPa de contrainte), un essai déviatoire est réalisé sur l'échantillon à la contrainte isotrope de 1500 kPa.

4.1 CONDITIONS INITIALES

Les échantillons ont été préparés à différentes teneurs en eau et à la densité OPN. Les échantillons ont été compactés statiquement dans une presse C.B.R à une vitesse de 1.5 mm/mn. Les conditions initiales sont répertoriées comme suit :

Tableau 4.1: Etats initiaux adoptés pour les essais triaxiaux.

Etat Initial		ω (%)	γ_d/ γ_w
OPN	: Optimum Proctor normal	21	1.62
OPN + 2	: Côté humide de l'optimum	23	1.62
OPN - 2	: Côté sec de l'optimum	19	1.62
OPN - 4	: Côté sec de l'optimum	17	1.62

Les dimensions de l'ensemble des échantillons testés est de *50 x 35* (mm x mm), ce choix est basé sur le fait que le temps d'équilibre des pressions interstitielles dans le cas des sols non saturés est plus long comparativement aux sols saturés, par conséquent les échantillons représentant un élancement de *2* (*70 x 35 (mm x mm)*) sont évités dans notre étude.

Les échantillons compactés sont soumis à un chargement isotrope par paliers allant de *0* à *1500* kPa, ceci dans le but de voir l'évolution du paramètre B de Skempton autrement dit l'accroissement de la pression interstitielle en fonction de l'accroissement de la contrainte de confinement.
Ensuite on exerce un chargement déviatoire pour déduire la valeur du coefficient A de Skempton en calculant le rapport entre l'accroissement de la pression interstitielle et l'accroissement du déviateur de contrainte q.

4.2 TEMPS DE STABILISATION

Concernant les essais triaxiaux à réaliser et afin de passer d'un palier de contrainte à un autre supérieur, il faudra savoir le temps nécessaire pour que les pressions interstitielles puissent devenir stables. Dans cet objectif, on trace l'évolution de la pression interstitielle en fonction du temps pour un chargement donné afin d'estimer ce temps. Pour plus de précision, la stabilisation des pressions interstitielles pour un chargement donné c'est le fait d'obtenir la même pression au bout d'un certains temps qui peut être de plusieurs heures autrement dit, obtenir un palier horizontale parallèle à l'axe des abscisses représentant le temps (cf. ***figure 4.17***).

- *Cycle de chargement :*

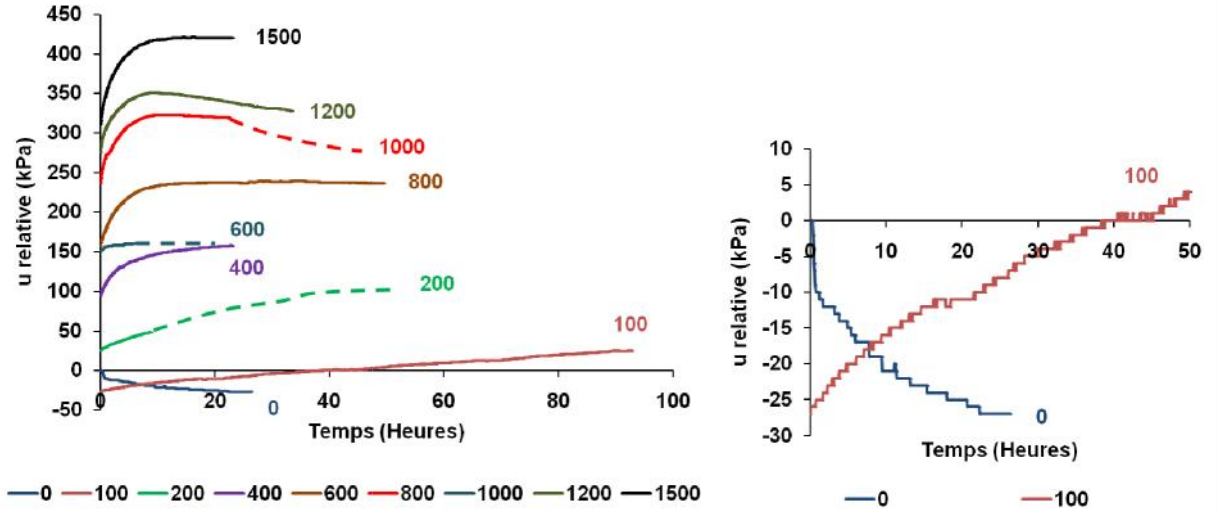


Figure 4.17 : Temps de stabilisation des pressions interstitielles : Echantillon OPN +2%, cycle de Chargement (à gauche) et un zoom au voisinage de l'origine (à droite).

Du graphique ci-dessus, on constate que :

- Pour la mesure de la succion initiale, les pressions interstitielles se stabilisent approximativement de 24 à 48 heures après le début de l'essai (contrainte de confinement nulle).
- Pour les contraintes isotropes positives, on constate que la stabilisation des pressions interstitielles se produit autour de 24 heures (en moyenne) après le début du chargement.

- *Cycle de déchargement* :

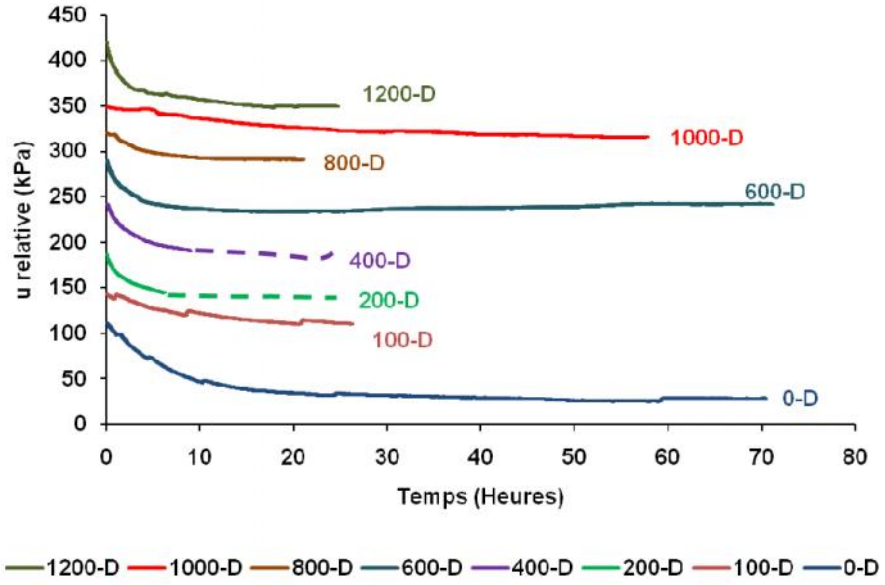


Figure 4.18 : Temps de stabilisation lors d'un cycle de déchargement (OPN+2%).

De la ***figure 4.18***, le temps de stabilisation lors du cycle de déchargement est approximativement 24 heures.

En analysant les temps de stabilisation des cycles de chargement - déchargement, la conclusion tirée est que le temps de stabilisation moyen est de 24 heures (1 jour) pour chaque palier de chargement ou déchargement et de 48 heures (2 jours si nécessaire) pour la mesure de la succion initiale. Le tableau suivant donne le temps moyen d'un seul essai complet :

Tableau 4.2: Temps moyen pour la réalisation d'un essai triaxial non consolidé non drainé.

Saturation pierre céramique	1 journée								
Montage échantillon	1 journée								
Chargement (kPa)	0	100	200	400	600	800	1000	1200	1500
Temps nécessaire	2 j	1 j	1 j	1 j	1 j	1 j	1 j	1 j	1 j
Déchargement (kPa)	1500	1200	1000	800	600	400	200	100	0
Temps nécessaire		1 j	1 j	1 j	1 j	1 j	1 j	1 j	2 j
Rechargement (kPa)	0	100	200	400	600	800	1000	1200	1500
Temps nécessaire		1 j	1 j	1 j	1 j	1 j	1 j	1 j	1 j
Ecrasement	1 journée								
Total 1 essai	***30 jours ouvrables***								

D'après ce tableau le temps effectif moyen pour la réalisation ***d'un seul essai*** est de ***6 à 7 semaines***.

Finalement pour l'ensemble des essais, le temps de stabilisation moyen adopté est de 24h par palier, ceci afin de réaliser la totalité du programme expérimental pendant une année complète.

5. RESULTATS EXPERIMENTAUX

Dans les paragraphes suivants il sera question de présenter l'ensemble des résultats expérimentaux réalisés sur le matériau de Boughrara dans les laboratoires EOLE (Tlemcen) et LOMC (Le Havre).
En premier lieu, les résultats des essais isotropes et déviatoires seront présentés par rapport à leurs conditions initiales (OPN-4 ; OPN-2 ; OPN et OPN+2). Ensuite un récapitulatif sera présenté afin d'analyser l'influence de la teneur en eau initiale sur les chemins analysés (isotrope et déviatoire) et déduire toutes les comparaisons qui découlent de ces essais.

6. ESSAIS ISOTROPES

Les conditions initiales en termes de paramètres d'états mesurés à partir des échantillons compactés par pesée au kerdane (à l'OPN-4%, l'OPN-2%, l'OPN et l'OPN+2%), sont répertoriées dans le ***tableau 4.3*** :

Tableau 4.3: Paramètres d'états pour les échantillons étudiés.

Echantillon	γ_d (kN/m^3)	ω (%)	Sr (%)	e
OPN-4%	16.7	16.5	81.5	0.53
OPN-2%	16.1	19.6	84.0	0.62
OPN	16.4	20.8	90.3	0.61
OPN+2%	16.0	22.9	96.3	0.63

Les valeurs des succions initiales pour les échantillons compactés sont répertoriées dans le ***tableau 4.4***. Pour chaque état initial, il y a 3 valeurs de succions :

- Succion mesurée par papier filtre suivant la norme ASTM D 5298-03.
- Succion mesurée à partir des corrélations établies par Fleureau & al, 2002 et Boutonnier, 2007 pour les échantillons compactés à l'optimum Proctor et les échantillons compactés du côté humide de la courbe Proctor, respectivement (cf. ***chapitre 1***).
- Succion mesurée expérimentalement par le capteur de pression interstitielle absolue relié à la base triaxiale. (cf. ***paragraphe 6.1***).

Tableau 4.4 : Valeurs des succions des échantillons analysés.

Echantillon	Succion (kPa): Papier filtre[(1)]	Succion (kPa) : Corrélations	Succion (kPa) : Capteur[(4)]
OPN-4%	5400	-	27
OPN-2%	2200	-	17
OPN	900	317.7[(2)]	10
OPN+2%	500	37.3[(3)]	27

[(1)] : Selon la norme ASTM D 5298-03.
[(2)] : Corrélations de Fleureau, 2002.
[(3)] : Corrélations de Boutonnier, 2007.
[(4)] : A partir des essais expérimentaux (paragraphe 11.1)

En analysant les résultats du tableau précédent, on trouve une assez grande différence entre les valeurs de la succion mesurés par les 3 méthodes, les résultats estimés à partir des corrélations présentent une valeur plus juste par rapport aux deux autres vu que l'incertitude dans la mesure par papier filtre est très grande et les mesures données par le capteur sont limité à 100 kPa.

6.1 VARIATION DE LA PRESSION INTERSTITIELLE RELATIVE FONCTION DE LA CONTRAINTE ISOTROPE

6.1.1 OPN-4%

Les résultats de l'évolution de la pression interstitielle pour chaque palier de chargement sont représentés sur la ***figure 4.19*** pour l'échantillon compacté à l'OPN-4%:

A partir de cette figure, on remarque ce qui suit concernant le cycle de chargement (cf. ***figure 4.19.A***):

- Pour la mesure de la succion initiale, sous contrainte nulle, la valeur de la pression interstitielle relative se stabilise au bout de 40h après le début de cette phase.
- Pour la majorité des paliers de chargement, la pression se stabilise autour de 24 heures.
- Le palier où la contrainte de confinement est de 800 kPa, présente une stabilisation autour de 24 h, ensuite la pression augmente rapidement. On notera que la courbe en pointillée montre l'évolution des pressions interstitielles en l'absence d'acquisition (ceci est du à un problème informatique : arrêt de l'acquisition).

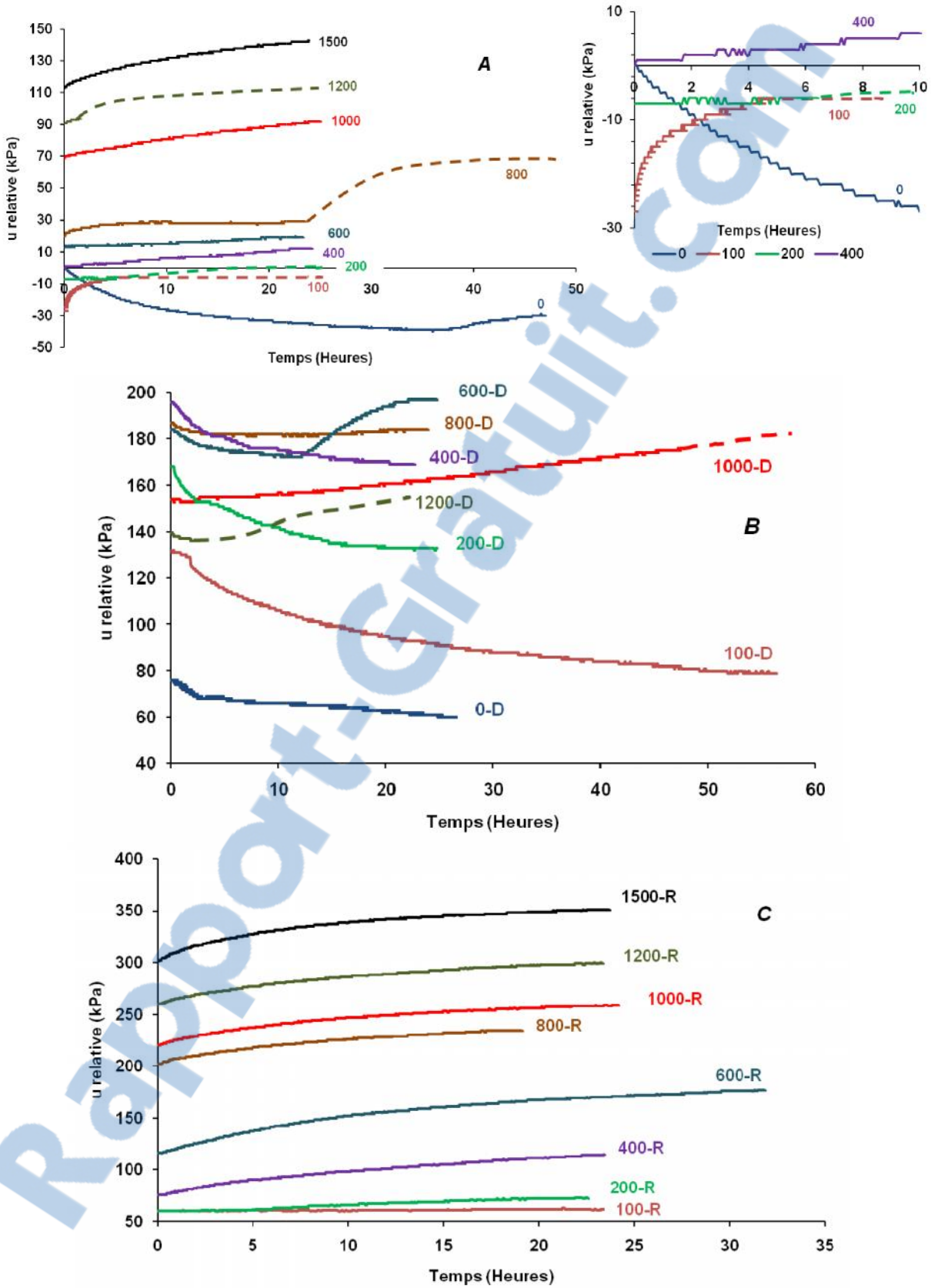


Figure 4.19 : Evolution des pressions interstitielles fonction du temps pendant un essai cyclique à l'OPN-4% (A : Chargement à gauche, zoom au voisinage de zéro à droite ; B : Déchargement, C : Rechargement).

Rapport-Gratuit.com

Dans le cycle de déchargement, l'évolution de la pression interstitielle relative fonction du temps suivant la contrainte isotrope imposée est présentée sur la ***figure 4.19.B.***

En analysant cette dernière figure, plusieurs constatations peuvent être émises :

- On commence le déchargement en appliquant une contrainte de 1200 kPa (1200-D sur la ***figure 4.19.B***), ce qui correspond à une pression interstitielle relative de l'ordre de 140 kPa. Cette dernière valeur représente la fin du palier de chargement pour une contrainte isotrope de 1500 kPa.
- Pour les courbes : 1200-D, 1000-D et 600-D il y a une certaine diminution de la pression interstitielle ensuite une augmentation de cette dernière alors qu'on est dans un cycle de déchargement. Ceci est dû, par supposition, que lorsqu'on examine les courbes de chargement à 1200 kPa et 1500 kPa (cf. ***figure 4.19.A***) ne sont pas très bien stabilisées en pression, ceci pourrait expliquer peut-être que lorsqu'on procède au déchargement, la pression continue de monter au lieu de baisser ce qui est peut être dû au phénomène d'inertie dans la masse de sol et au temps de réponse relativement long du capteur de pression interstitielle.

Concernant le cycle de rechargement représenté sur la ***figure 4.19.C***, on constate qu'il y a une augmentation régulière de la pression en fonction de la contrainte de confinement imposée. La valeur de la pression interstitielle est passée de 60 kPa pour un chargement de 100 kPa à une valeur de 350 kPa pour un confinement de 1500 kPa.

La synthèse des résultats expérimentaux pour l'échantillon compacté à l'OPN-4% est illustrée dans le plan [σ_3, $u_{relative}$] (cf. ***figure 4.20***), ceci pour les cycles de chargement-déchargement- rechargement. La droite B=1 est tracé afin de comparer les résultats obtenus avec l'état saturé représenté par la droite de saturation.

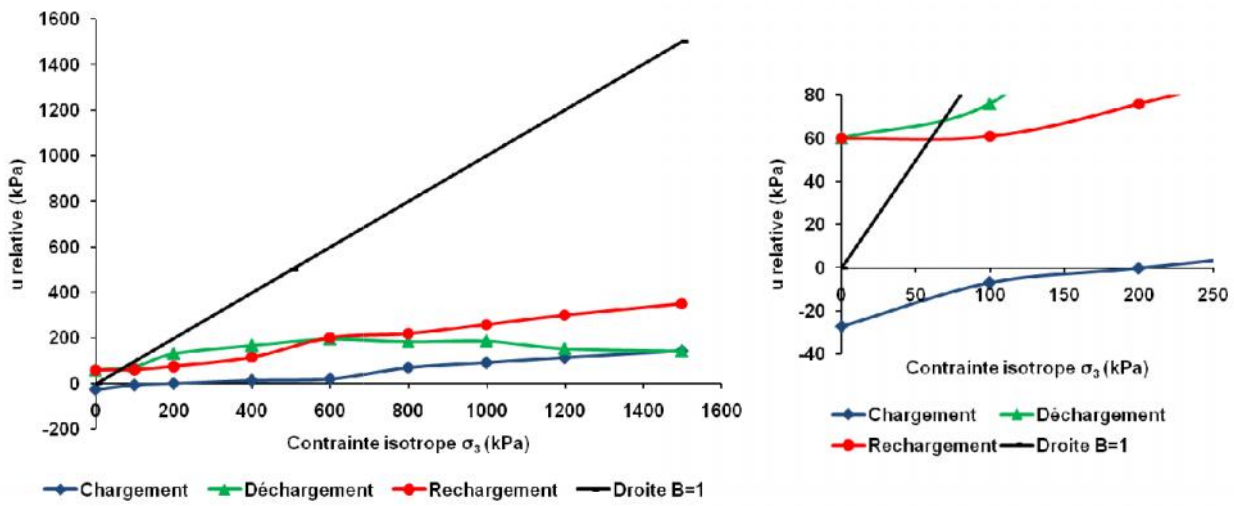


Figure 4.20 : Variation de la pression interstitielle relative en fonction de la contrainte isotrope lors d'un cycle de chargement-déchargement-rechargement (à l'OPN -4%).

6.1.2 OPN-2%

Les résultats des cycles de chargement- déchargement- rechargement pour l'échantillon compacté à l'OPN-2 % sont représentés sur la ***figures 4.21.***

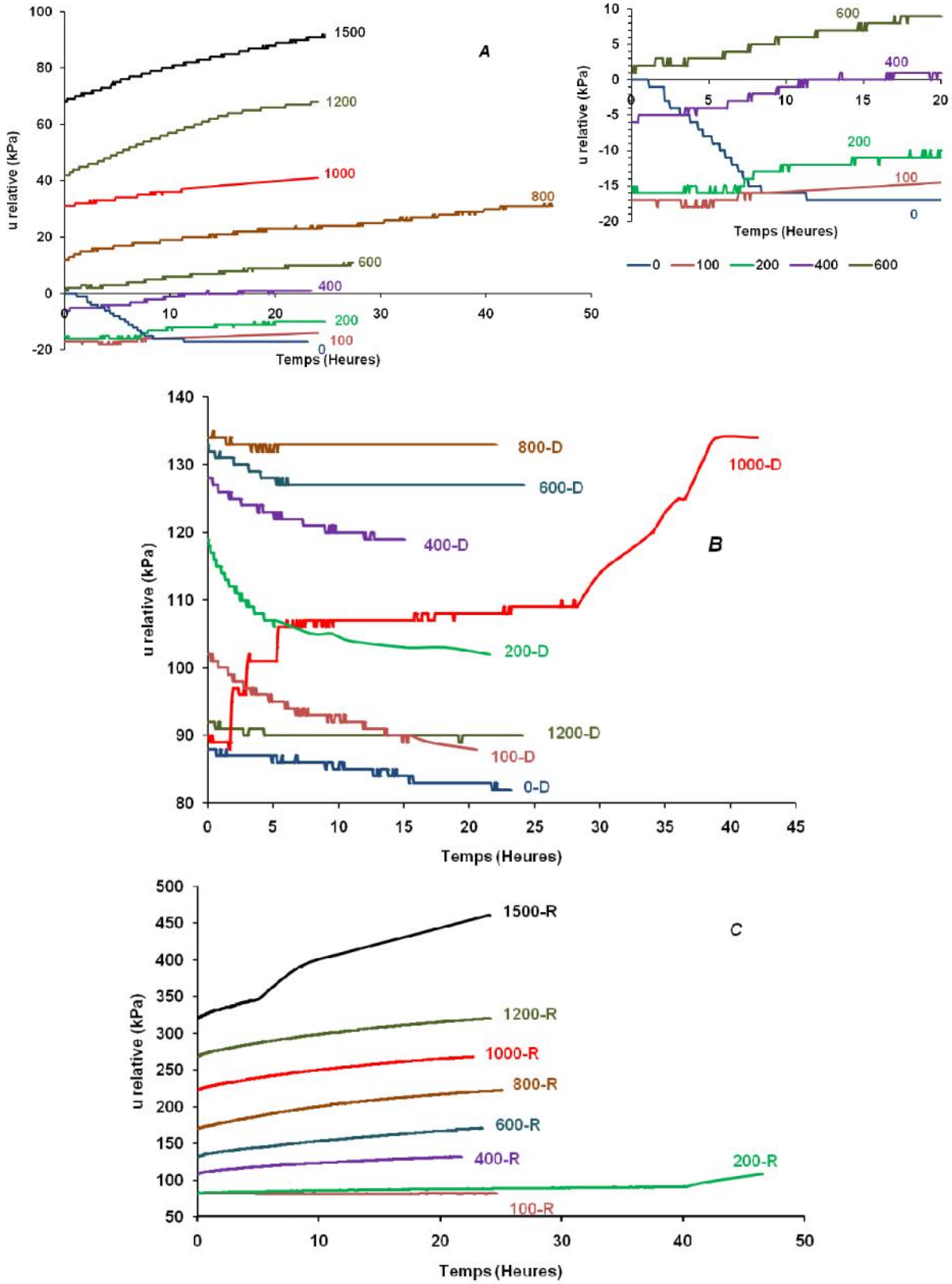


Figure 4.21 : Evolution des pressions interstitielles fonction du temps pendant un essai cyclique à l'OPN-2% (A : Chargement à gauche, zoom au voisinage de 0 à droite ; B : Déchargement ; C : Rechargement).

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Les résultats montrent ce qui suit :

- Concernant les cycles de chargement et rechargement (cf. ***figure 4.21.A & 4.21.C)*** respectivement, l'évolution de la pression interstitielle relative en fonction du temps montrent une augmentation – diminution logique des pressions suivant la contrainte isotrope appliquée.
- En revanche, pour le cycle de déchargement (cf. ***figure 4.21.B***), toutes les contraintes appliquées conduisent à une diminution de la pression interstitielle sauf pour la contrainte de confinement de 1000 kPa (1000-D) où on remarque une légère diminution de la pression interstitielle, ensuite une augmentation et une stabilisation entre 6h et 28h après le début de l'essai. Au-delà de 28 h la pression interstitielle relative augmente d'une façon rapide (108 à 134 kPa) pour atteindre un palier horizontale à la valeur u=134 kPa. Ce phénomène ne peut être expliqué physiquement, on suppose qu'il y avait une augmentation de température brusque au laboratoire. Cette hypothèse n'est pas vérifiée pour les autres paliers de déchargement puisque les valeurs de pressions interstitielles relatives diminuent lorsque les contraintes imposées diminuent.

Les variations des pressions interstitielles en fonctions des contraintes de confinement exercées sont représentées sur la figure suivante :

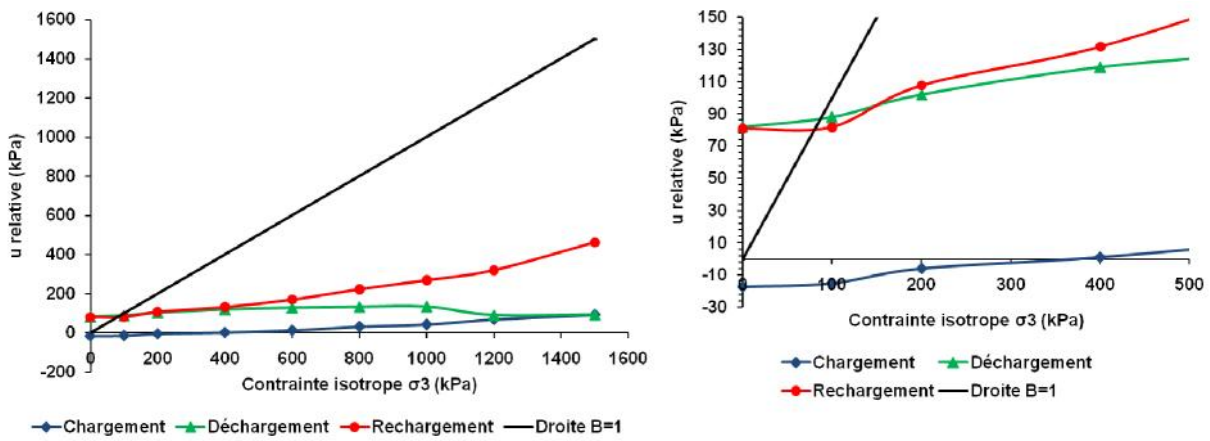


Figure 4.22 : Variation de la pression interstitielle relative en fonction de la contrainte isotrope lors d'un cycle de chargement -déchargement-rechargement avec zoom au voisinage de zéro (à l'OPN - 2%).

6.1.3 OPN

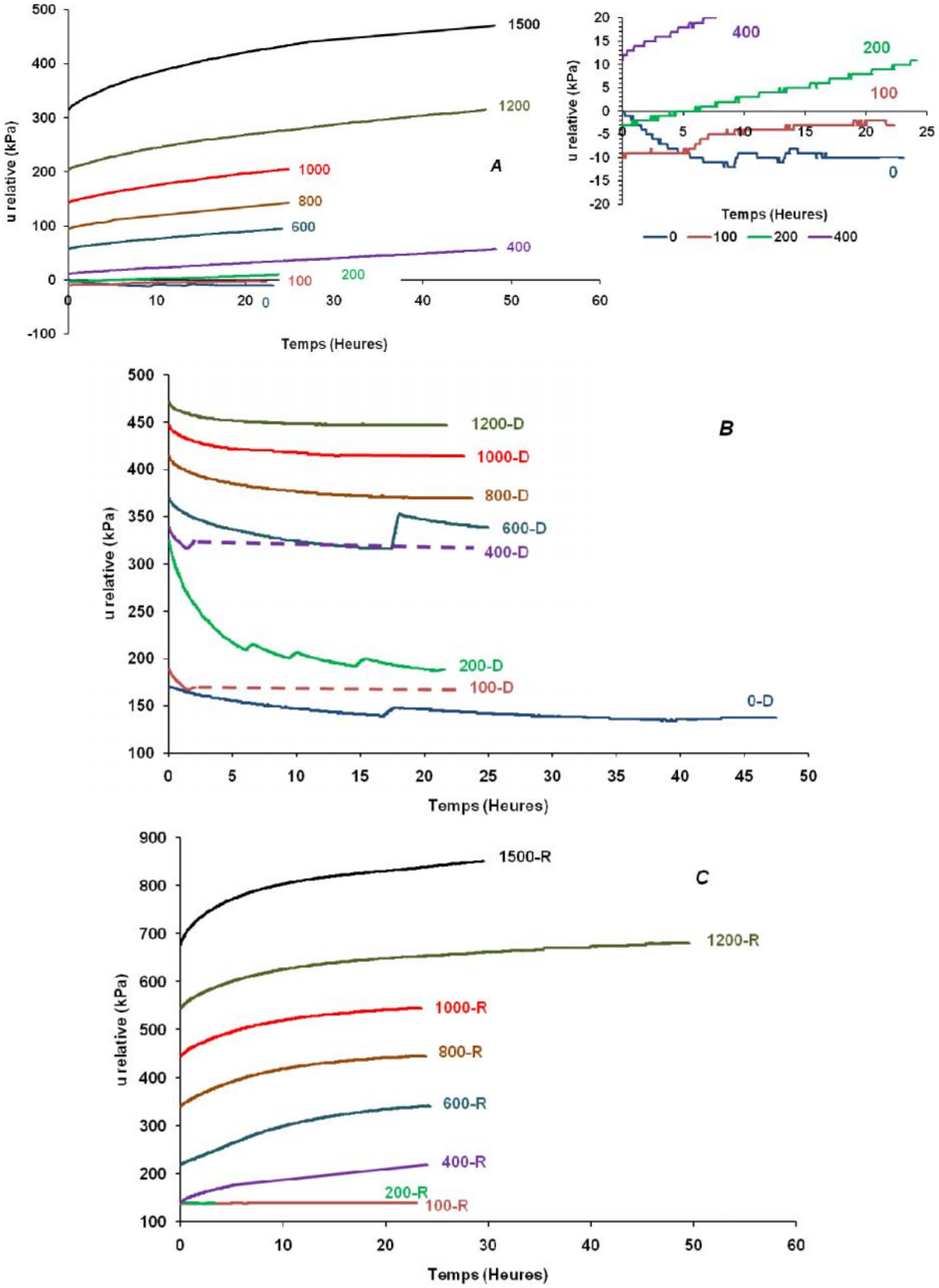


Figure 4.23 : Evolution des pressions interstitielles fonction du temps pendant un essai cyclique à l'OPN (A : Chargement à gauche, zoom au voisinage de 0 à droite ; B : Déchargement ; C : Rechargement).

On remarque qu'à l'OPN, les cycles de chargement –déchargement –rechargement évolue d'une façon logique (cf. ***figures 4.23***) : la pression interstitielle relative augmente avec le chargement (et le déchargement) et diminue quand on diminue les contraintes isotropes. L'ensemble des variations sont représentées dans le plan [σ_3, u] ci-après.

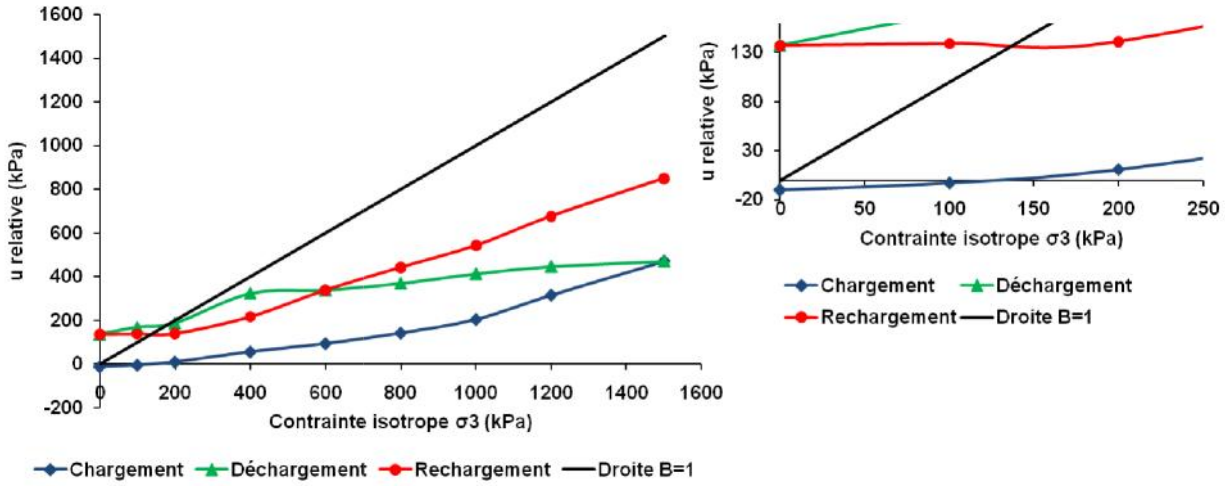


Figure 4.24: Variation de la pression interstitielle relative en fonction de la contrainte isotrope lors d'un cycle de chargement-déchargement-rechargement (à l'OPN) avec zoom au voisinage de zéro (essai 3).

6.1.4 OPN+2%

De la même manière, la pression interstitielle relative augmente avec le cycle de chargement et diminue avec le déchargement (cf. ***figures 4.25***).

Les cycles de compression isotrope en charge-décharge et recharge dans le cas de l'échantillon compacté du côté humide de l'optimum OPN+2, donne ce qui suit (cf. ***figure 4.26***).

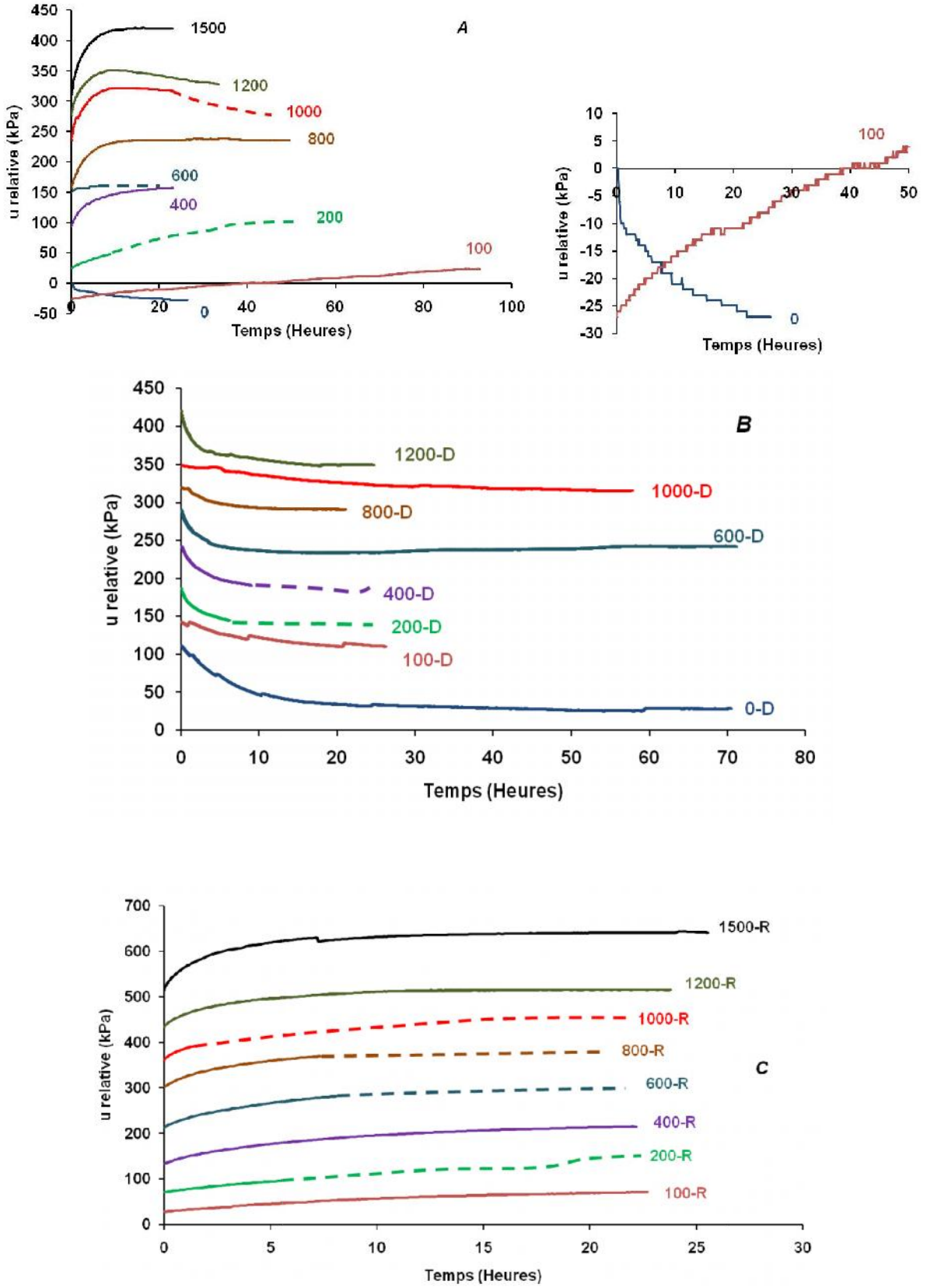


Figure 4.25 : Evolution des pressions interstitielles fonction du temps pendant un essai cyclique à l'OPN+2% (A : Chargement (à gauche) avec zoom à l'origine (à droite), B : Déchargement, C : Rechargement).

Les cycles de compression isotrope en charge-décharge et recharge dans le cas de l'échantillon compacté du côté humide de l'optimum OPN+2, donne ce qui suit.

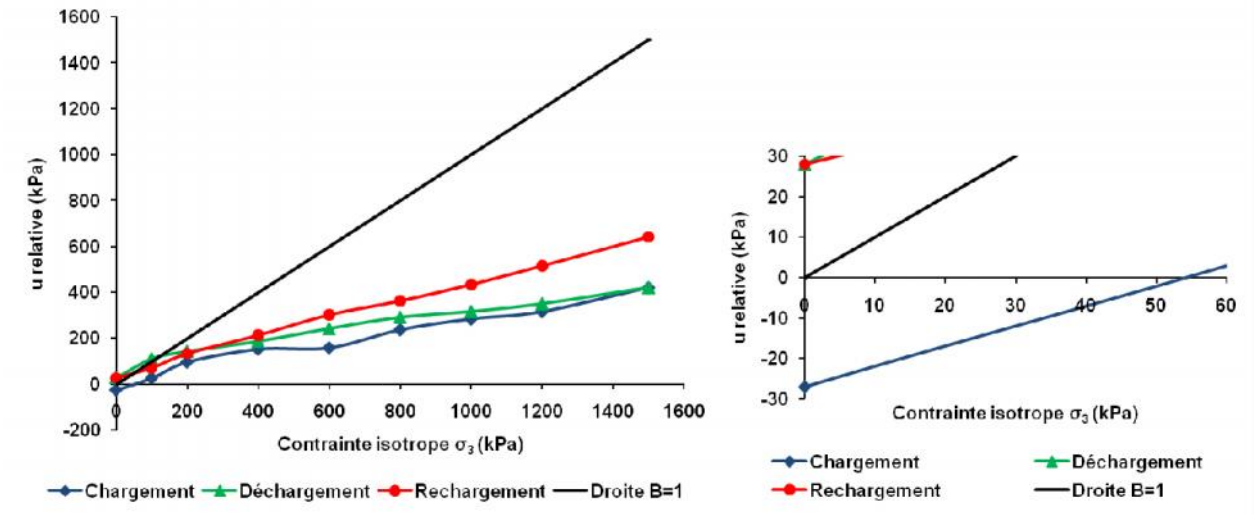


Figure 4.26 : Variation de la pression interstitielle relative en fonction de la contrainte isotrope lors d'un cycle de chargement-déchargement-rechargement à l'OPN +2% (figure de gauche, un zoom à l'axe (x=0) à droite).

6.1.5 SYNTHESE DES RESULTATS

Afin d'illustrer l'influence de la teneur en eau sur l'évolution des pressions interstitielles en fonction de la contrainte isotrope appliquée, on a tracé pour chaque type de sollicitation (chargement, déchargement, rechargement) les variations correspondantes pour chaque état initial (OPN-4%, OPN-2%, OPN et OPN+2%).

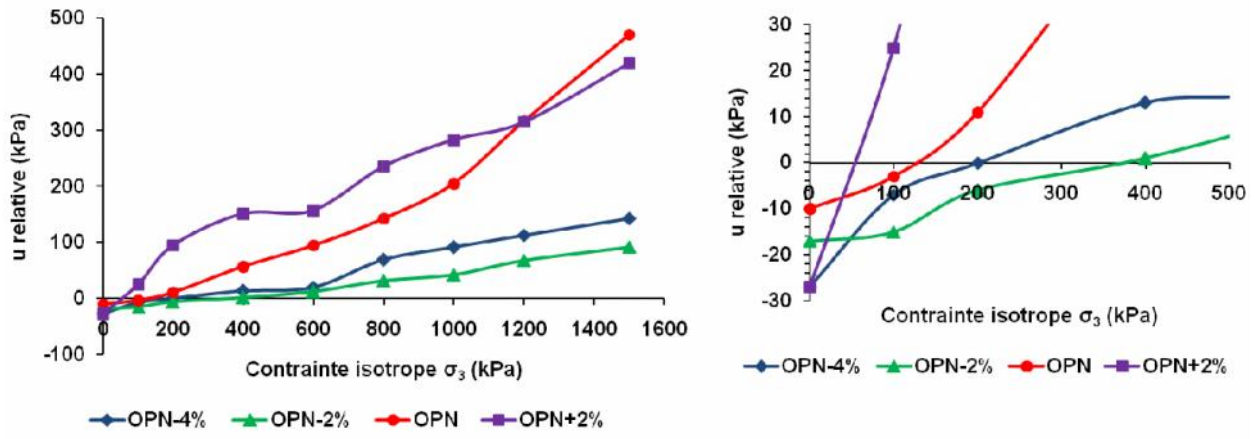


Figure 4.27 : Variation de la pression relative fonction de la contrainte isotrope lors du cycle de *chargement* pour différents états initiaux à gauche avec zoom au voisinage de zéro à droite.

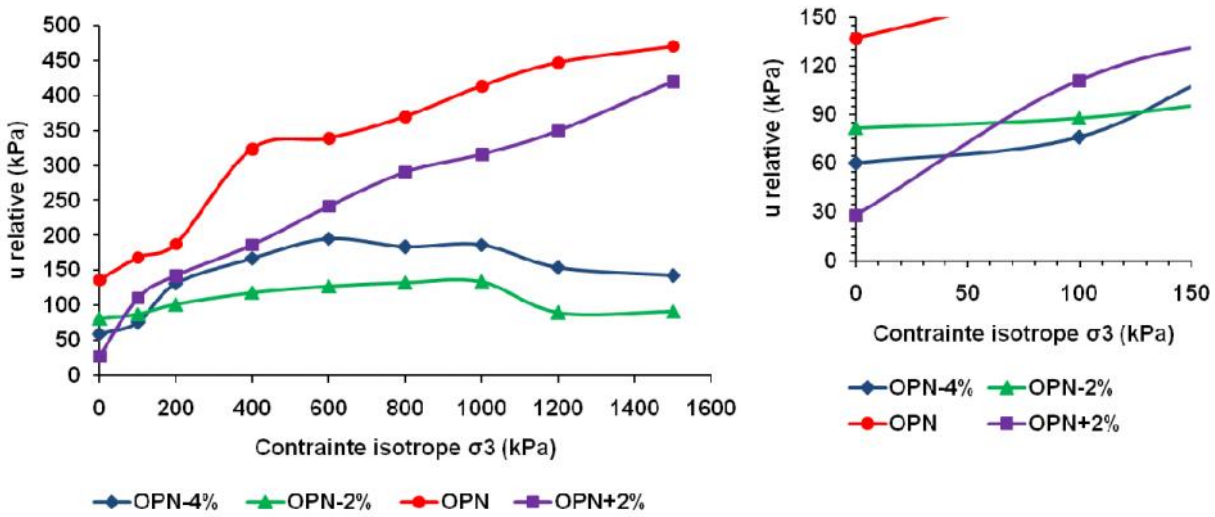


Figure 4.28 : Variation de la pression relative fonction de la contrainte isotrope lors du cycle de *déchargement* pour différents états initiaux à gauche avec zoom à (x=0) à droite.

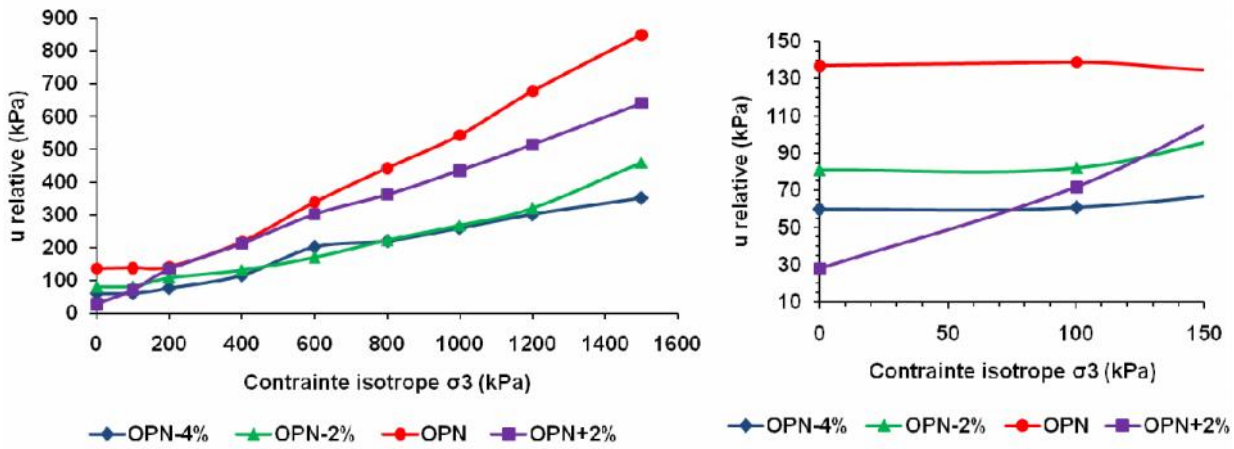


Figure 4.29 : Variation de la pression relative fonction de la contrainte isotrope lors du cycle de *rechargement* pour différents états initiaux à gauche avec zoom à (x=0) à droite.

Les ***figures 4.27***, ***4.28*** et ***4.29*** montrent que pour chaque type de chargement (charge, décharge, recharge), l'évolution de la pression interstitielle en fonction de la contrainte isotrope σ_3 est plus importante pour les échantillons compactés à l'OPN et OPN+2% comparativement aux échantillons compactés à l'OPN-2% et OPN-4% c.à.d. du côté sec de l'optimum.

6.2 VARIATION DU COEFFICIENT DE PRESSION INTERSTITIELLE B FONCTION DE LA CONTRAINTE ISOTROPE

Pour chaque palier de chargement le rapport entre la variation de la pression interstitielle et la variation de la contrainte isotrope est déterminé. Ce rapport ($\Delta u/\Delta\sigma_3$) représente le coefficient B de Skempton. Les résultats pour chaque état initial sont reportés ci-après :

6.2.1 OPN-4%

Tableau 4.5: Variation du paramètre B à l'OPN-4%.

Chargement			Déchargement			Rechargement		
σ_3 (kPa)	$u_{relative}$	B	σ_3 (kPa)	$u_{relative}$	B	σ_3 (kPa)	$u_{relative}$	B
0	-27	-	1500	143		0	60	
100	-7	0.200	1200	154	-0.037	100	61	0.010
200	0	0.070	1000	187	-0.165	200	76	0.150
400	13	0.065	800	184	0.015	400	116	0.200
600	20	0.035	600	196	-0.06	600	202	0.430
800	69	0.245	400	168	0.140	800	220	0.090
1000	91	0.110	200	132	0.180	1000	260	0.200
1200	113	0.110	100	76	0.560	1200	301	0.205
1500	143	0.100	0	60	0.160	1500	351	0.167

La représentation de la variation du coefficient de pression interstitielle B en fonction de la contrainte de confinement appliquée est illustrée sur la figure suivante :

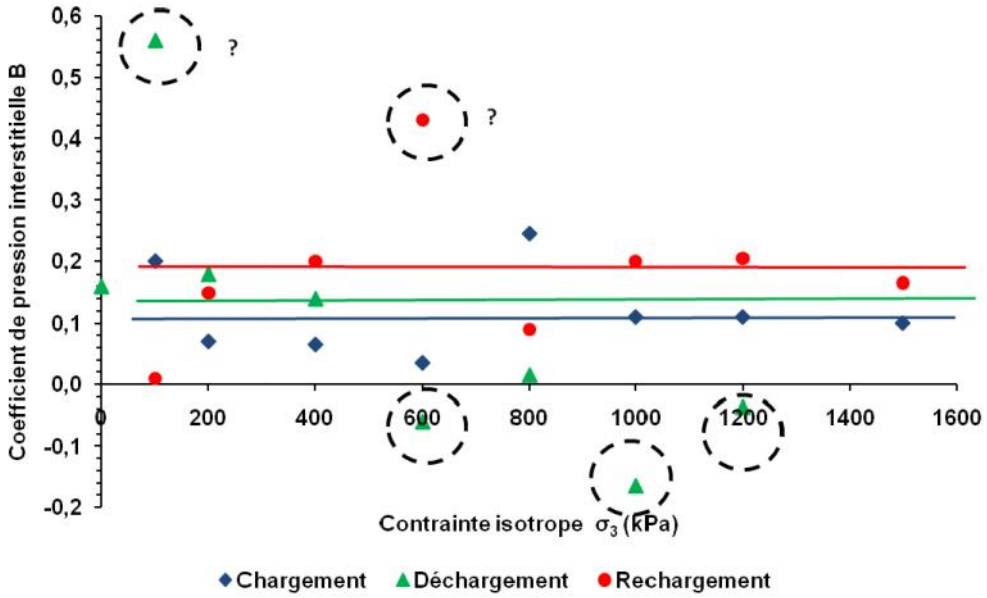


Figure 4.30: Variation du coefficient B en fonction de la contrainte isotrope (OPN-4%).

De ce graphique, on remarque quelques points dispersés qui sont entourés dans le schéma par un cercle, ce sont des points qui sont éloignés des autres points expérimentaux ceci est sûrement dû aux erreurs ou problèmes d'exécution des essais.

Pour les points rapprochés, une droite est tracée qui passe par l'ensemble des points expérimentaux représentant le même type de sollicitation (chargement, déchargement, rechargement). On remarque que la droite qui représente la valeur « moyenne » de B lors du chargement est la plus faible par rapport au déchargement et au rechargement.

6.2.2 OPN-2%

Tableau 4.6 : Variation du paramètre B à l'OPN-2%.

Chargement			Déchargement			Rechargement		
σ_3	$u_{relative}$	B	σ_3 (kPa)	$u_{relative}$	B	σ_3 (kPa)	$u_{relative}$	B
0	-17	-	1500	92		0	81	
100	-15	0.200	1200	90	0.007	100	82	0.010
200	-6	0.090	1000	134	-0.220	200	108	0.260
400	1	0.035	800	133	0.005	400	132	0.120
600	12	0.055	600	128	0.025	600	170	0.190
800	31	0.095	400	119	0.045	800	223	0.265
1000	42	0.055	200	102	0.085	1000	269	0.230
1200	68	0.130	100	88	0.140	1200	320	0.255
1500	92	0.080	0	82	0.060	1500	461	0.470

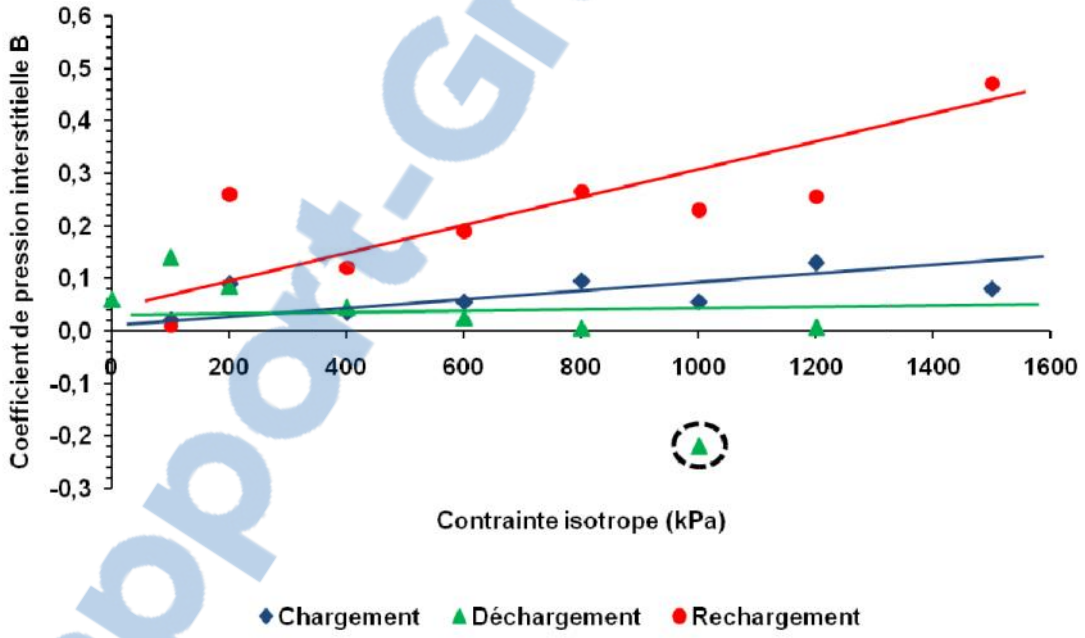


Figure 4.31 : Variation du coefficient B en fonction de la contrainte isotrope (OPN-2%)

De la même manière, les variations du coefficient B pour l'échantillon compacté à l'OPN-2%, représentent par rapport au cycle de chargement une droite inclinée donc une augmentation du coefficient B en parallèle à l'augmentation de la contrainte appliquée. Pour le cycle de déchargement en moyenne la valeur de B ne change pas et elle est pratiquement identique donc la ligne médiane est tracé horizontalement parallèle à l'axe des contraintes isotropes. Pour les variations dans le cycle de rechargement, les valeurs de B augmentent d'une façon franche et B varie dans un assez large intervalle.

Rapport-Gratuit.com

6.2.3 OPN

Tableau 4.7 : Variation du paramètre B à l'OPN.

Chargement			Déchargement			Rechargement		
σ_3 (kPa)	$u_{relative}$	B	σ_3 (kPa)	$u_{relative}$	B	σ_3 (kPa)	$u_{relative}$	B
0	-10	-	1500	471		0	137	
100	-3	0.070	1200	447	0.080	100	139	0.020
200	11	0.140	1000	414	0.165	200	141	0.020
400	57	0.230	800	370	0.220	400	218	0.385
600	95	0.190	600	339	0.155	600	340	0.610
800	143	0.240	400	324	0.075	800	444	0.520
1000	205	0.310	200	188	0.680	1000	544	0.500
1200	316	0.555	100	169	0.190	1200	678	0.670
1500	471	0.517	0	137	0.320	1500	851	0.577

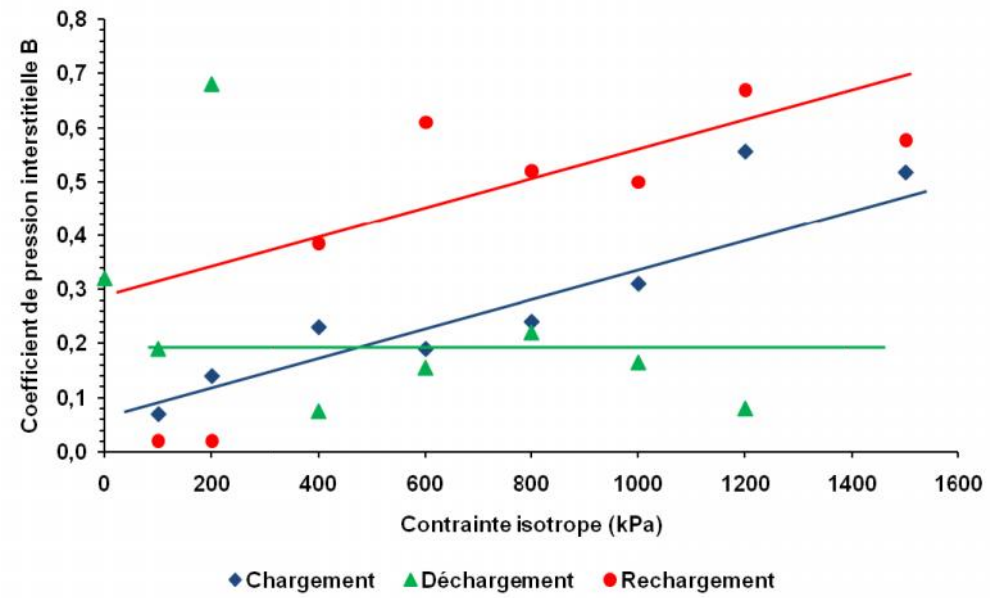


Figure 4.32 : Variation du coefficient B en fonction de la contrainte isotrope (OPN)

La ***figure 4.32*** représente une progression de B dans les phases de Chargement et rechargement, tandis que dans le déchargement les valeurs de B représentent approximativement des valeurs rapprochés dons une variation parallèle à l'axe des contraintes isotropes.

6.2.4 OPN+2%

Tableau 4.8: Variation du paramètre B à l'OPN+2%.

Chargement			Déchargement			Rechargement		
σ_3 (kPa)	$u_{relative}$	B	σ_3 (kPa)	$u_{relative}$	B	σ_3 (kPa)	$u_{relative}$	B
0	-27	-	1500	420		0	28	
100	25	0.520	1200	350	0.233	100	72	0.440
200	95	0.700	1000	316	0.170	200	134	0.620
400	151	0.280	800	291	0.125	400	214	0.400
600	157	0.030	600	242	0.245	600	303	0.445
800	236	0.395	400	187	0.275	800	363	0.300
1000	283	0.235	200	143	0.220	1000	435	0.360
1200	315	0.160	100	111	0.320	1200	516	0.405
1500	420	0.350	0	28	0.830	1500	642	0.420

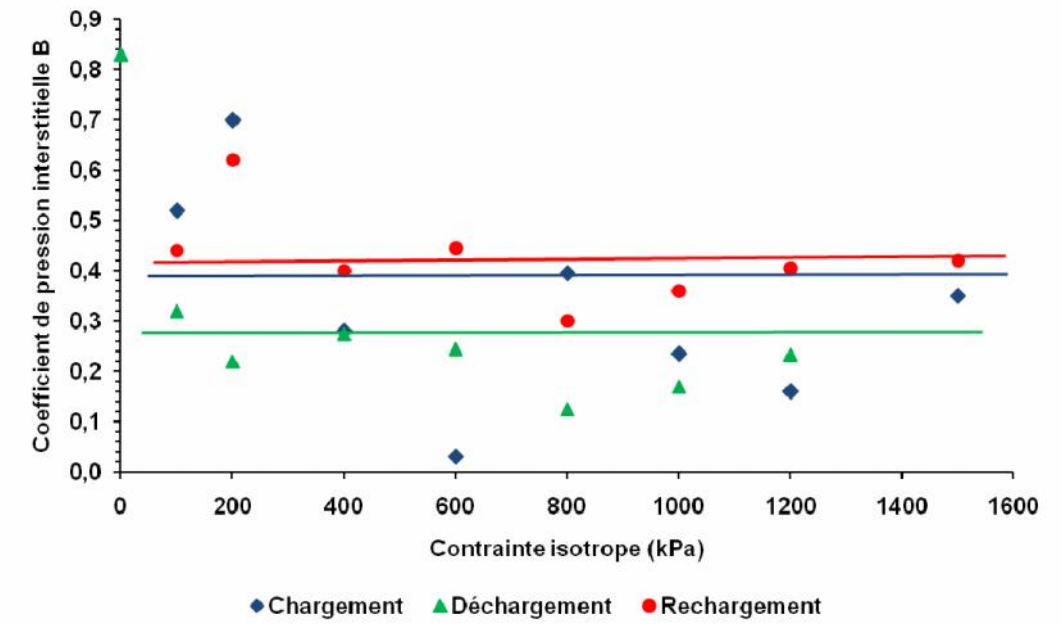


Figure 4.33 : Variation du coefficient B en fonction de la contrainte isotrope (OPN+2%).

Dans ce graphique les valeurs de B sont pratiquement constantes pour les cycles de chargement, déchargement et rechargement pour l'échantillon compacté à la teneur OPN+2%.

6.2.5 SYNTHESE DES RESULTATS

Dans ce qui suit, les résultats de la variation du coefficient de pression interstitielle B sont présentés en fonction de la teneur en eau initiale des échantillons et présenté sur la courbe Proctor du matériau de Boughrara (cf. ***figure 4.34***).

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Le tableau suivant exprime les variations de B en fonction de la teneur en eau initiale, ces résultats sont issus des ***figures 4.31, 4.32 & 4.33***.

Tableau 4.9: Plages de variations de B en fonction de la teneur en eau initiale et les cycles de chargement.

Conditions initiales	Chargement	Déchargement	Rechargement
OPN-4% (ω=17%)	0.11	0.14	0.19
OPN-2% (ω=19%)	0.02-0.13	0.04	0.08-0.46
OPN (ω=21%)	0.09-0.48	0.19	0.32-0.70
OPN+2% (ω=23%)	0.39	0.28	0.42

En représentant ces résultats sur un graphique on obtient ce qui suit (cf. ***figure 4.35***) :

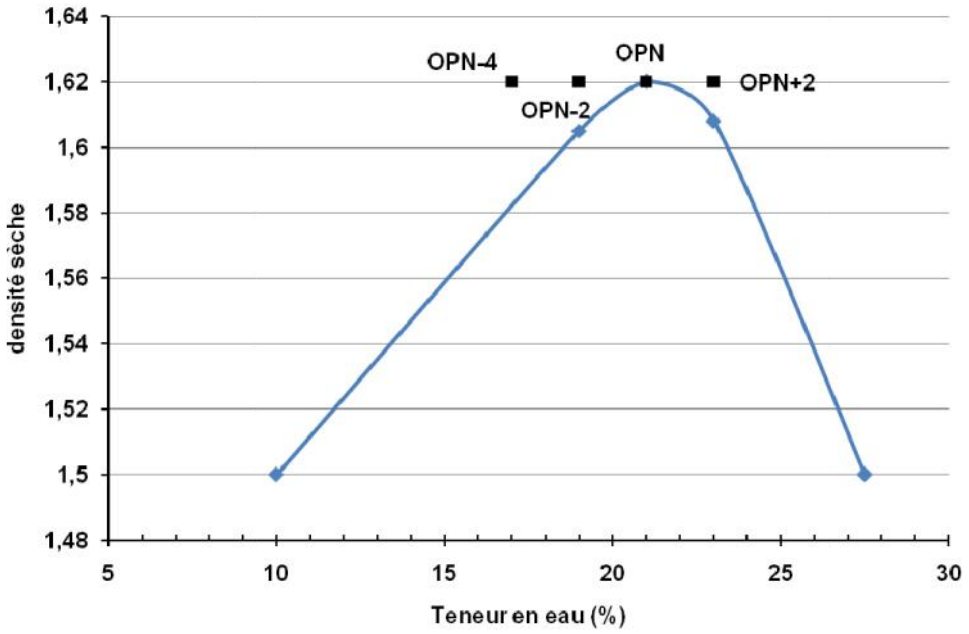


Figure 4.34 : Courbe Proctor du matériau de Boughrara et positons des teneurs en eau étudiées.

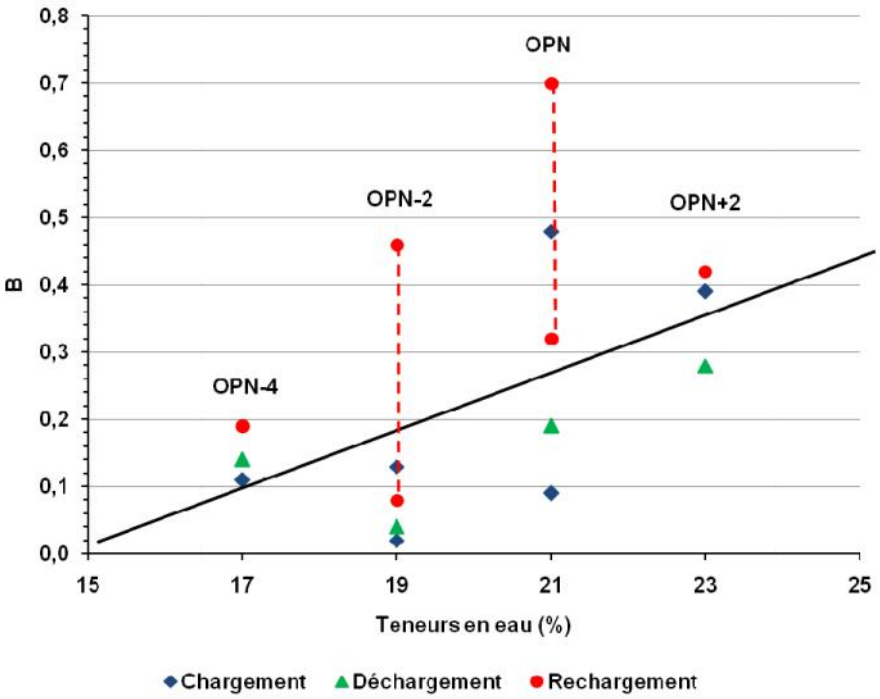


Figure 4.35 : Plages de variations du coefficient de pression interstitielle B.

De la ***figure 4.35***, on constate que les valeurs de B à l'OPN et du côté sec augmentent de plus en plus chargement, ensuite déchargement pour atteindre des valeurs plus importante lors du rechargement.
Concernant le côté humide, les valeurs de B augmentent du cycle de décharge, chargement pour augmenter en rechargement.

7. ESSAIS DEVIATOIRES

A la fin de chaque essai isotrope, un écrasement est effectué à la contrainte isotrope de 1500 kPa et en condition non consolidés non drainés (UU). Les échantillons (compacté à l'OPN-4, OPN-2, OPN et OPN+2) sont soumis à un déviateur de contrainte q, en maintenant la valeur de σ_3 constante et le drainage empêché.
Le cisaillement s'effectue à une vitesse de 0.1 mm/mn jusqu'à obtenir un plan de rupture ou déformation complète de l'échantillon. Les pressions interstitielles générées au cours de l'écrasement sont enregistrées par le biais d'une acquisition.

Ci après (cf. ***figure 4.36***) les résultats obtenus pour les échantillons étudiés représentés sur les plans : [ε, q], [q, p'], [ε, u], [q, u] et [ε,A].

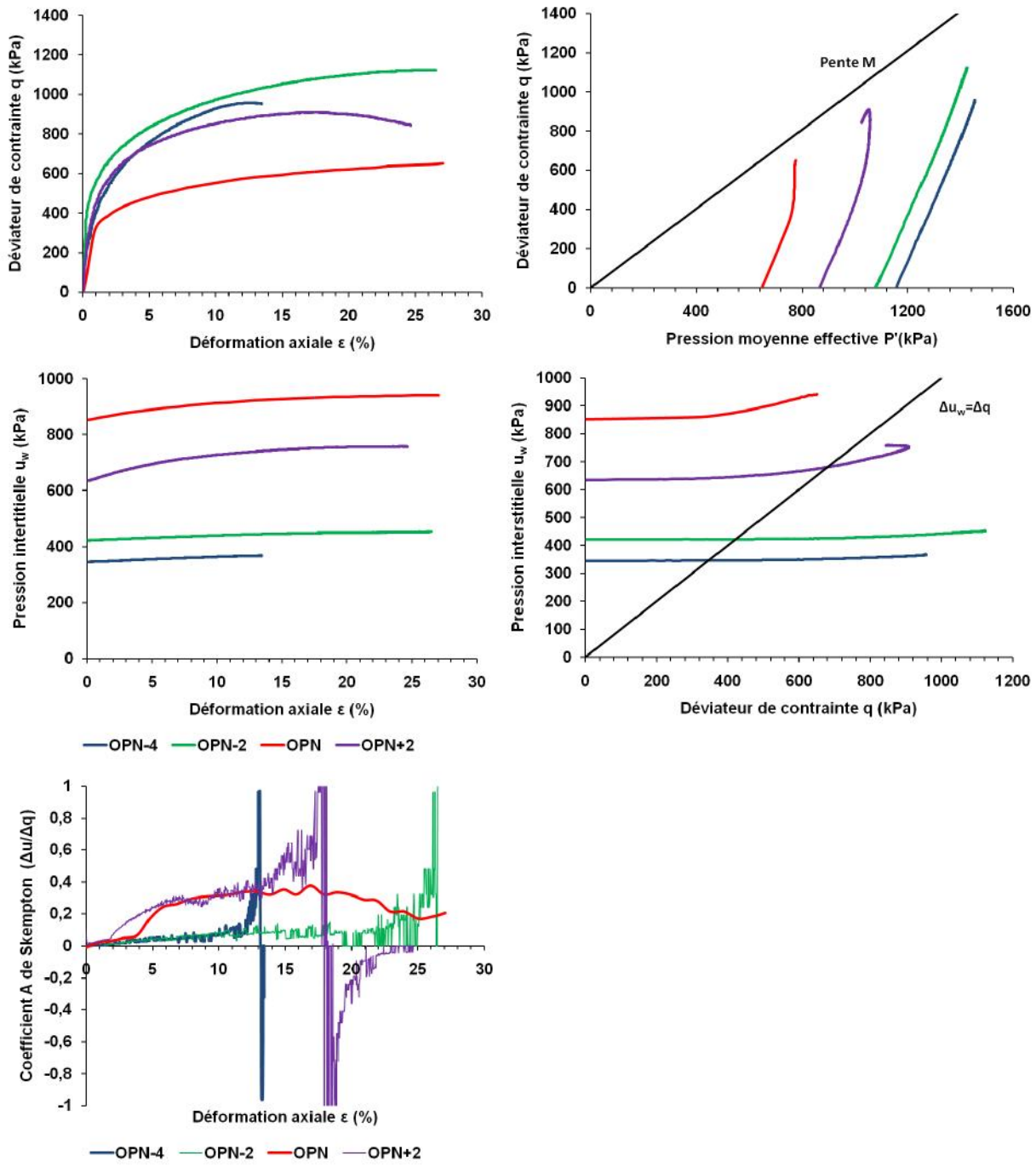


Figure 4.36 : Essais triaxiaux non drainés sur le matériau de Boughrara compacté à différents états initiaux (OPN-4, OPN-2, OPN et OPN+2%).

Dans le plan [ε, q], on remarque une augmentation quasi linéaire du déviateur (σ_1-σ_3) jusqu'à une déformation de 1% pour l'échantillon compacté à l'OPN et 2% pour ceux compacté à l'OPN-4, OPN-2 et OPN+2%. Ensuite, il y a une augmentation du déviateur pour l'ensemble des essais atteignant presque un palier pour les échantillons compacté à l'OPN-2 et l'OPN et un léger pic autour de 13 % et 18% pour les échantillons compactés à l'OPN-4 et OPN+2% respectivement.

En même temps, dans le plan [ε, u_w] les pressions interstitielles augmentent puis tendent vers un palier. Ceci se traduit dans le plan [p',q] par des chemins qui n'atteignent pas la droite M=1.01 du sol saturé normalement consolidé. Notons que la valeur de M est issue des

corrélations (Saïm, 1997) en fonction de la limite de liquidité du matériau de Boughrara qui est de 54 %.

Dans le plan exprimant l'évolution de la pression interstitielle fonction du déviateur de contrainte [q,u_w]

Les échantillons cisaillés sont représentés sur la ***figure 4.37***, on remarque que la déformation est sous forme de tonneau sauf l'échantillon compacté à l'OPN -2% où on peut distinguer légèrement l'apparition d'un plan de rupture.

A. OPN-4%

B. OPN-2%

C. OPN

D. OPN+2%

Figure 4.37 : Etat des échantillons après écrasement.

8. CONCLUSION

A la fin de ce chapitre, les conclusions suivantes se dégagent :

- Les essais non saturés en compression isotrope sont des essais complexes et longs à réaliser.
- Les résultats finaux peuvent être grandement influencés par une petite déperdition, un raccord mal serré ou la présence d'une bulle d'air dans le circuit, ce qui multiplie les risques d'erreurs.

- Les résultats expérimentaux présentent quelques anomalies comme l'augmentation de la pression interstitielle dans quelques cas alors qu'on est en phase de déchargement.
- Les cycles isotropes non drainés montrent que la variation du paramètre B croit légèrement avec ces cycles. Ceci peut être dû au fait que lors du premier chargement la compressibilité du fluide interstitiel s'est accompagnée d'une légère compressibilité du squelette sous l'effet de la contrainte isotrope totale appliquée à l'extérieur. Et lors du déchargement cette compressibilité du squelette n'a pas été tout à fait réversible, ce qui a fait diminuer légèrement l'indice des vides du matériau et donc l'espace réservé à la réapparition des bulles d'air lors de la décharge.
- Concernant l'écrasement, la déformation axiale a atteint un fort taux de déformation et la majorité des échantillons s'est déformée en tonneau.

Chapitre 5

MODELES DE PREDICTION DE B

1. INTRODUCTION

Dans ce dernier chapitre, il est question de modélisation numérique. A partir de l'analyse bibliographique des modèles utilisés pour la prédiction du développement des pressions interstitielles en fonction de la contrainte isotrope appliquée évoquée en chapitre 2, on a sélectionné 3 modèles à développer ici :
Le modèle de Hilf.
Le modèle de Fredlund.
Le modèle de Boutonnier.
L'utilisation de ces trois modèles a permis de faire des comparaisons avec les résultats expérimentaux obtenus sur l'argile de Boughrara et de tirer les conclusions appropriées.

2. MODELE DE HILF (1948)

2.1 HYPOTHESES

Hilf a établi une relation permettant de prédire le développement de la pression d'air, dans les remblais compactés non saturés, sous l'effet de variations de la contrainte verticale en conditions non drainées.

L'approche de Hilf est basée sur deux hypothèses principales:

- La pression d'air u_a est égale à la pression d'eau u_w, ce qui signifie que la succion n'est pas prise en considération et sa valeur est nulle.
- La pression d'air initiale est considérée comme étant la pression atmosphérique.

Les autres hypothèses sont énumérées comme suit :

- Les grains solides et l'eau sont incompressibles.
- La réduction du volume est due à la compression de l'air libre et de l'air dissous dans l'eau.
- La quantité de l'air dissous dans l'eau est calculée avec la loi de Henry V_d=H.V_w avec (H : coefficient de solubilité de Henry, H=0.02)
- La variation dans la pression d'air entre les conditions initiales et finales de chargement, est calculée par la loi de Boyle.

Le paramètre de pression interstitielle sécant B'_{ah} qui découle de l'analyse de Hilf s'écrit :

$$B'_{ah} = \left[\frac{1}{1 + \frac{(1 - S_0 + H.S_0).n_0}{(\bar{u}_{a0} + \Delta\bar{u}_a).m_v}} \right]$$

Avec :

B'_{ah}	:	Est supposé égal à B'_{aw}
S_0, n_0	:	Degré de saturation initial et porosité initiale du sol respectivement.
H	:	Coefficient de Henry.
$\bar{u}_{a0}$	:	Pression d'air atmosphérique.
$\Delta\bar{u}_a$	:	Variation de pression d'air.
m_v	:	Coefficient de variation volumique mesuré sur un sol saturé dans un essai œdométrique.

Le paramètre de pression interstitielle pour un chargement non drainé s'exprime par :

$$\Delta\bar{u}_a = \left[\frac{1}{1+\dfrac{(1-S_0+H.S_0).n_0}{(\bar{u}_{a0}+\Delta\bar{u}_a).m_v}}\right].\Delta\pm_y$$

Avec :

$\Delta\pm_y$: Variation de la contrainte verticale.

2.2 ORGANISATION DU PROGRAMME NUMERIQUE

Un programme numérique sous Matlab (version R 2008b) que j'ai établi permet le calcul des variations des pressions interstitielles d'air en fonction de la contrainte verticale appliquée.

A. Les Input du programme

Les données à introduire dans ce programme sont au nombre de 5 :

S_0 : Degré de saturation initial.
n_0 : Porosité initiale.
H : Coefficient de Henry (H = 0.02).
$\bar{u}_{a0}$: Pression d'air atmosphérique (kPa).
m_v : Coefficient de compressibilité mesuré sur un sol saturé dans un essai œdométrique (1/kPa).

Il faudra remarquer que les paramètres introduits dans le programme sont facilement mesurables par des essais classiques de laboratoire.

B. Organigramme du programme établi

L'organigramme du programme rédigé de Hilf est comme suit (cf. ***figure 5.1***) :

Rapport-Gratuit.com

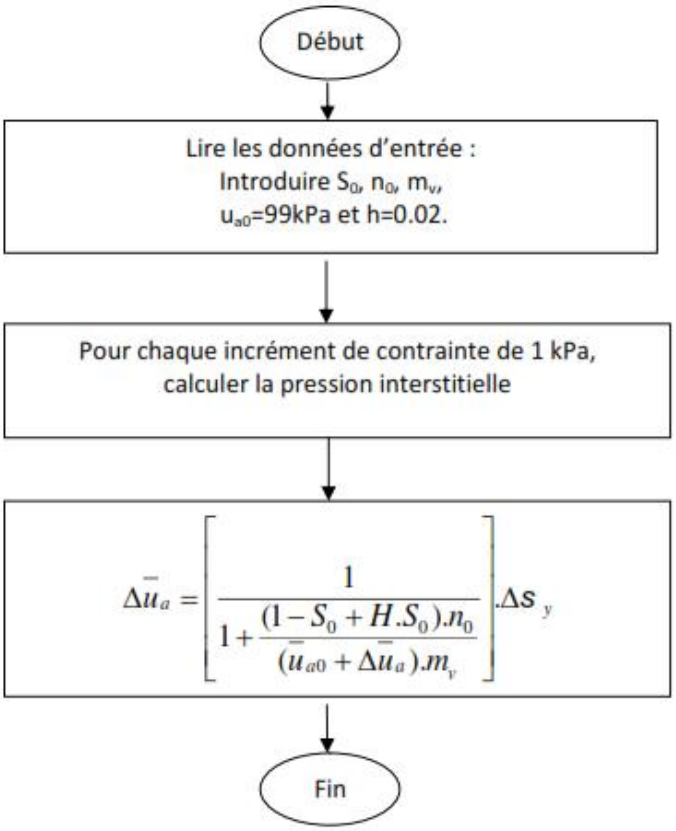


Figure 5.1 : Organigramme du programme de Hilf.

2.3 SIMULATIONS QUALITATIVES DU MODELE DE HILF

Des simulations qualitatives du modèle de Hilf en faisant varier le coefficient de compressibilité volumique, donne ce qui suit (cf. ***figure 5.2***). Notons que S_0=87.4% et n_0=0.28.

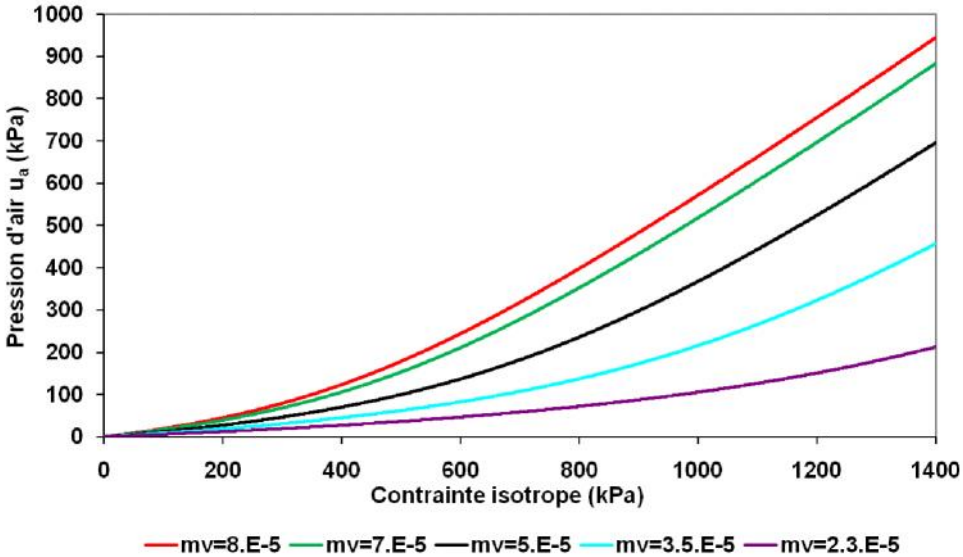


Figure 5.2 : Courbes (σ_3, u_a) paramétrées en m_v par le modèle de Hilf.

Pour différentes valeurs de coefficients de compressibilités m_v supposées égales tout le long du chargement de la contrainte isotrope. Et pour les mêmes valeurs de S_0 et n_0 initiales, on trouve que la relation entre la pression u_a (autrement dit u_w) et la contrainte isotrope varie grandement.
Un sol qui est compressible présente une forte réponse de la pression interstitielle lorsque la contrainte isotrope augmente.

2.4 APPLICATION DU MODELE SUR LE MATERIAU DE BOUGHRARA

Les données introduites dans le modèle de Hilf sous Matlab sont répertoriés dans le ***tableau 5.1*** ci-après. Ces valeurs sont issues des conditions initiales (cf. ***chapitre 4, paragraphe 6***).

Les valeurs du coefficient de compressibilité sont issues des essais œdométriques saturés. On rappelle que ce dernier coefficient est défini comme suit (Budhu, 2011) :

$$m_v = \frac{\varepsilon_{z2} - \varepsilon_{z1}}{\sigma_{z2} - \sigma_{z1}}$$

Avec :

m_v : Coefficient de compressibilité volumique (1/kPa).
$\varepsilon_{z1,2}$: Déplacement verticale.
$\sigma_{z1,2}$: Contrainte verticale appliquée.

Les points 1 et 2 sont des points se trouvant sur la pente normalement consolidé NC (Budhu, 2011).

Le coefficient m_v est défini schématiquement par (cf. ***figure 5.3***):

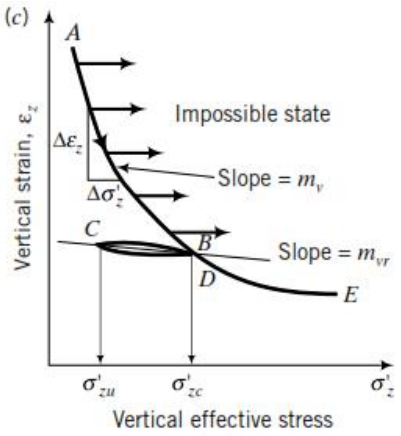


Figure 5.3 : Définition du coefficient m_v, à partir d'un essai œdométrique saturé (Budhu, 2011).

Pour les besoins des simulations numériques, les valeurs de m_v introduites dans le modèle de Hilf, ont été calculées par rapport à un incrément de contrainte œdométrique variant de 200 à 1600 kPa, ceci en adéquation avec les contraintes isotropes appliquées dans les essais expérimentaux (valeur maximale appliquée est de 1500 kPa dans l'essai triaxial.).

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

En se basant sur les courbes œdométriques (cf. ***figure 5.4***), on peut déduire les valeurs de m_v (cf. ***tableau 5.1***).

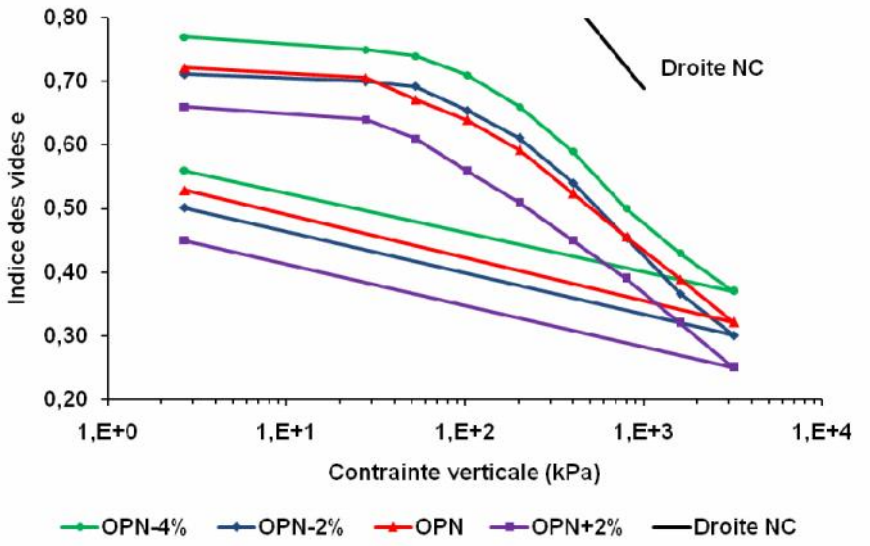


Figure 5.4 : Courbes œdométriques des échantillons étudiés.

Tableau 5.1 : Paramètres du modèle pour le matériau de Boughrara.

Echantillon	m_v (1/kPa)	S_0	n_0
OPN-4%	$1.65.10^{-4}$	81.5	0.35
OPN-2%	$1.05.10^{-4}$	84.0	0.38
OPN	$9.04.10^{-5}$	90.3	0.38
OPN+2%	$1.36.10^{-4}$	96.3	0.39

En plus de ces dernières valeurs, la pression atmosphérique est prise égale à 99 kPa (valeur mesurée au laboratoire par le capteur de pression absolue). Le coefficient de Henry est pris égal à 0.02.

Les résultats des simulations sont comparés aux essais expérimentaux. Les ***figures 5.5*** à ***5.8*** donnent les résultats des simulations suivant chaque état initial.

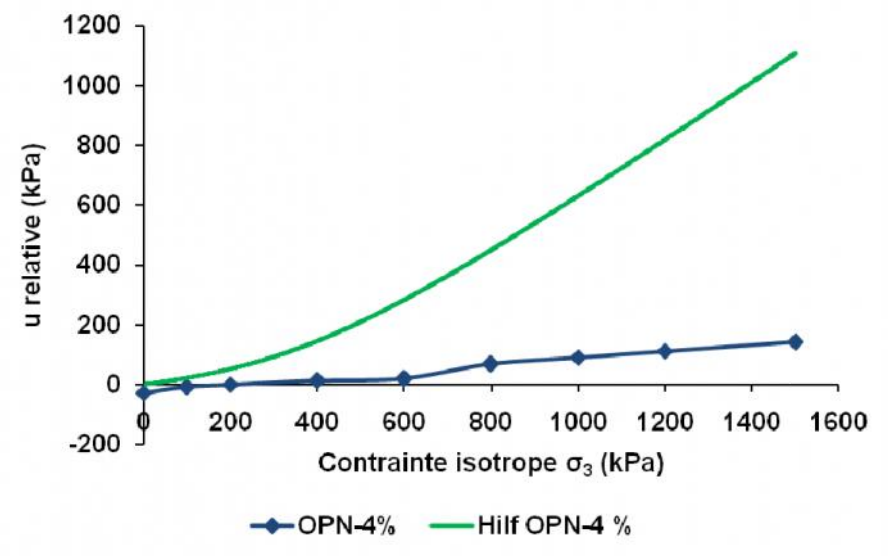


Figure 5.5 : Comparaison entre modèle de Hilf avec l'essai expérimental à l'OPN-4%.

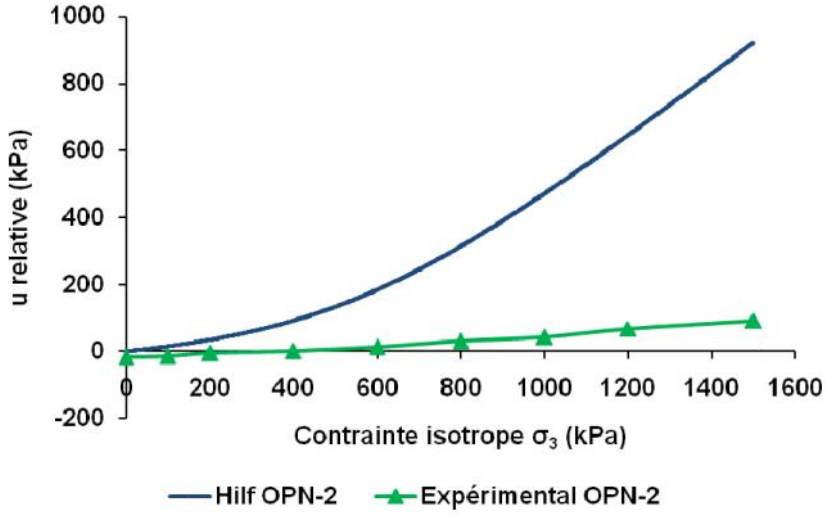


Figure 5.6 : Comparaison entre modèle de Hilf avec l'essai expérimental à l'OPN-2%.

Pour les résultats correspondant à l'OPN-4 et OPN-2, on constate que le modèle de Hilf surestime considérablement l'évolution des pressions interstitielles par rapport aux mesures expérimentales.

Dans le modèle numérique, la pression interstitielle commence à partir d'une valeur nulle, ceci étant le résultat des hypothèses prises en considération par Hilf qui considère que la succion initiale est nulle.

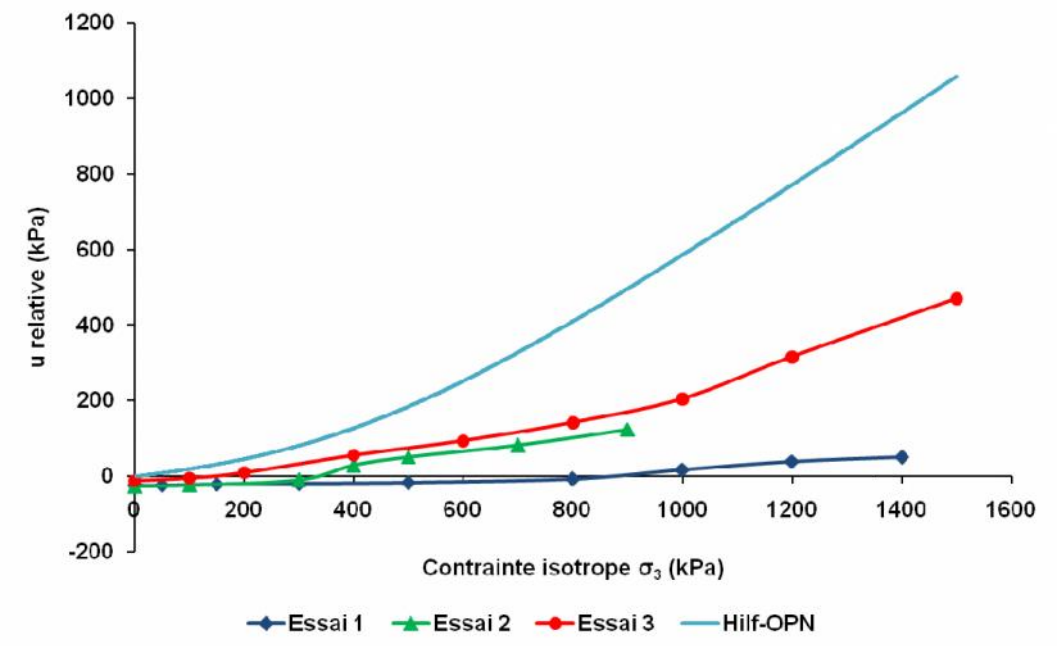


Figure 5.7 : Comparaison entre modèle de Hilf avec les essais expérimentaux à l'OPN.

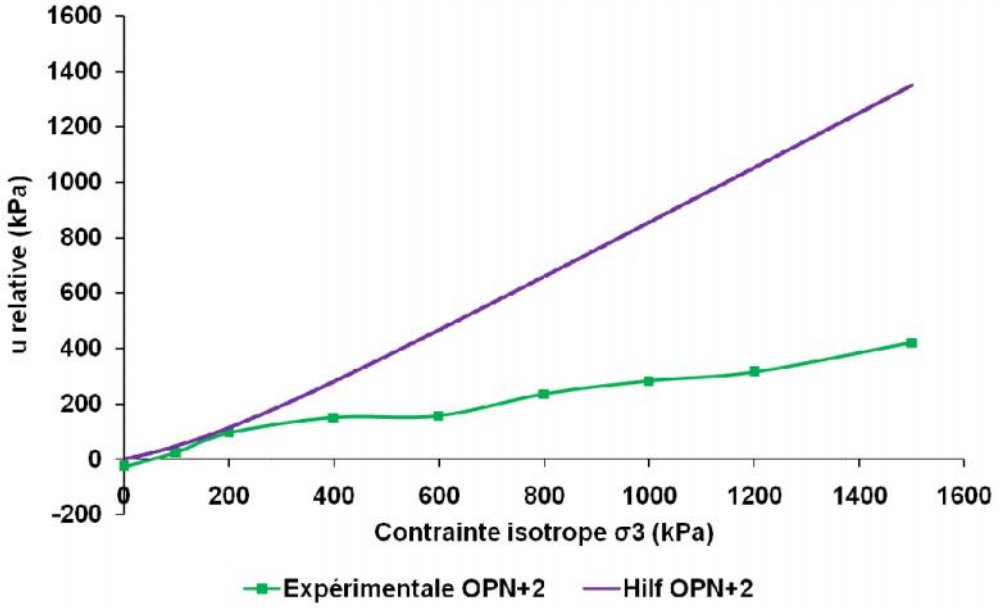


Figure 5.8 : Comparaison entre modèle numériques avec l'essai expérimental à l'OPN+2%.

Le même constat est fait pour les résultats correspondant à l'OPN et l'OPN+2.

Dans les ***figures 5.7*** et ***5.8*** on constate, qu'à partir de la valeur de 1000 kPa de contrainte isotrope, les pentes des essais expérimentaux et du modèle numérique présentent un certain parallélisme, ce qui suggère une même tendance de variation.

Pour l'essai à l'OPN+2%, de 0 à 200 kPa de contrainte isotrope appliquée, les pressions estimées sont très proches des valeurs mesurées.

3. MODELE DE HANSAN ET FREDLUND (1980)

3.1 HYPOTHESES

Les auteurs se sont basés sur les hypothèses suivantes :

- Les grains solides et l'eau sont incompressibles.
- La réduction du volume est due à la compression de l'air libre et de l'air dissout dans l'eau.
- Application de la loi de Henry V_d=h.V_w avec (h : coefficient de solubilité de Henry, h=0.02).
- La variation dans la pression d'air et d'eau entre les conditions initiales et finales de chargement, est calculée par la loi de Boyle.

3.2 ORGANISATION DU PROGRAMME NUMERIQUE

A. La démarche du programme

Un programme numérique sous Matlab (version R 2008b) que j'ai établis permet le calcul des variations des pressions interstitielles d'air et d'eau en fonction de la contrainte appliquée.

Le calcul se fait par la technique dite « la marche en avant », par des incréments de contrainte isotrope $d\sigma_3$:

- Les conditions initiales correspondent à un degré de saturation inférieur à 1.
- Sr, n, u_a et u_w sont requis pour commencer le calcul.
- u_a-u_w=s (succion)
- h=0.02
- C_w, la compressibilité de l'eau, est une donnée $C_w = 4{,}2.10^{-7}$ 1/kPa.
- Les coefficients de compressibilité volumique m^s_1 , m^a_1, R_s et R_a peuvent être mesurés ou estimés.

- Ces coefficients peuvent être considérés pendant les calculs comme étant constants tout au long du chargement ou des coefficients qui varient selon le chargement appliqué.
- En fixant les paramètres cités ci-dessus, on peut calculer les coefficients de pression interstitielles d'air et d'eau respectivement B_a et B_w, qui sont déterminés comme suit :

$$B_a = \frac{R_2.R_3 - R_4}{1 - R_1.R_3} \quad \text{et} \quad B_w = \frac{R_2 - R_1.R_4}{1 - R_1.R_3}$$

Avec :

$$R_1 = \frac{R_s - 1 - \{(1 - S + h.S).n/(\bar{u}_{wt}.m_1^s)\}}{R_s + (S.n.C_w/m_1^s)}$$

$$R_2 = \frac{1}{R_s + (S.n.C_w/m_1^s)}$$

$$R_3 = \frac{R_a}{R_a - 1 - \{(1 - S + h.S).n/(\bar{\iota}.m_1^a)\}}$$

$$R_4 = \frac{1}{R_a - 1 - \{(1 - S + h.S).n/(\bar{\iota}.m_1^a)\}}$$

$$R_a = \frac{m_2^a}{m_1^a}$$

$$R_s = \frac{m_2^s}{m_1^s}$$

- L'étape suivante consiste à considérer un incrément de la contrainte isotrope $d\sigma_3$. Ce dernier provoque un incrément dans les pressions d'air et d'eau respectivement du_a et du_w ($du_a=B_a.\ d\sigma_3$ et $du_w=B_w.\ d\sigma_3$).
- Les valeurs de u_a et u_w initiales sont corrigées en ajoutant du_a et du_w, ceci conduit à des variations dans le volume des phases constituants le sol.
- Sr et n varient aussi lors du chargement.
- Le volume final après application de l'incrément de contrainte isotrope s'écrit comme suit :

$$V' = (1-dn).V_0$$

- La porosité finale est :

$$n' = \frac{n_0 - dn}{1 - dn}$$

- Degré de saturation final est :

$$S' = \frac{S_0.n_0 - (dn - dn_a)}{n_0 - dn}$$

Avec :

V' : Volume final après application de l'incrément de contrainte isotrope.
V_0 : Volume initial du sol avant l'application de l'incrément de contrainte isotrope.
dn : Variation de la porosité résultat de l'incrément de contrainte (c.à.d. dV_v/V_0).

n' : Porosité finale après l'incrément de contrainte.
n_0 : Porosité initiale avant l'application de l'incrément de contrainte.
dn_a : variation du volume d'air associé à l'incrément de contrainte (c.à.d. dV_a/V_0).
S_0 : Degré de saturation initiale.
S' : Degré de saturation final après l'incrément de contrainte.

- Ces valeurs (V', n', S') sont considérées comme les nouvelles conditions initiales pour l'incrément de contrainte isotrope suivant.

- Donc on recalcule R_1, R_2, R_3, R_4 ensuite B_a et B_w et ainsi de suite jusqu'aux conditions finales.

- Les paramètres sécants B'_a et B'_w sont calculés en faisant le rapport entre l'incrément totale de Δu sur $\Delta\sigma$.

B. Organigramme du programme établi

Un organigramme résume les différentes étapes du programme établi sous Matlab (version R 2008b) est présentée dans la ***figure 5.9***.

3.3 APPLICATION DU PROGRAMME NUMERIQUE

L'application du modèle numérique de Fredlund est très difficile sans avoir les paramètres liés à la pression de l'air, ce qui rend difficile la détermination des coefficients suivants : R1, R2, R3 et R4.

C'est un programme intéressant d'un point de vue détermination de l'évolution de u_a et u_w en même temps mais très difficile à appliquer réellement sans avoir des paramètres issus des essais triaxiaux avec mesure des variation de pression d'air ce qui est très fastidieux comme essai et tous les laboratoires ne sont pas équipés de ce type de matériel.

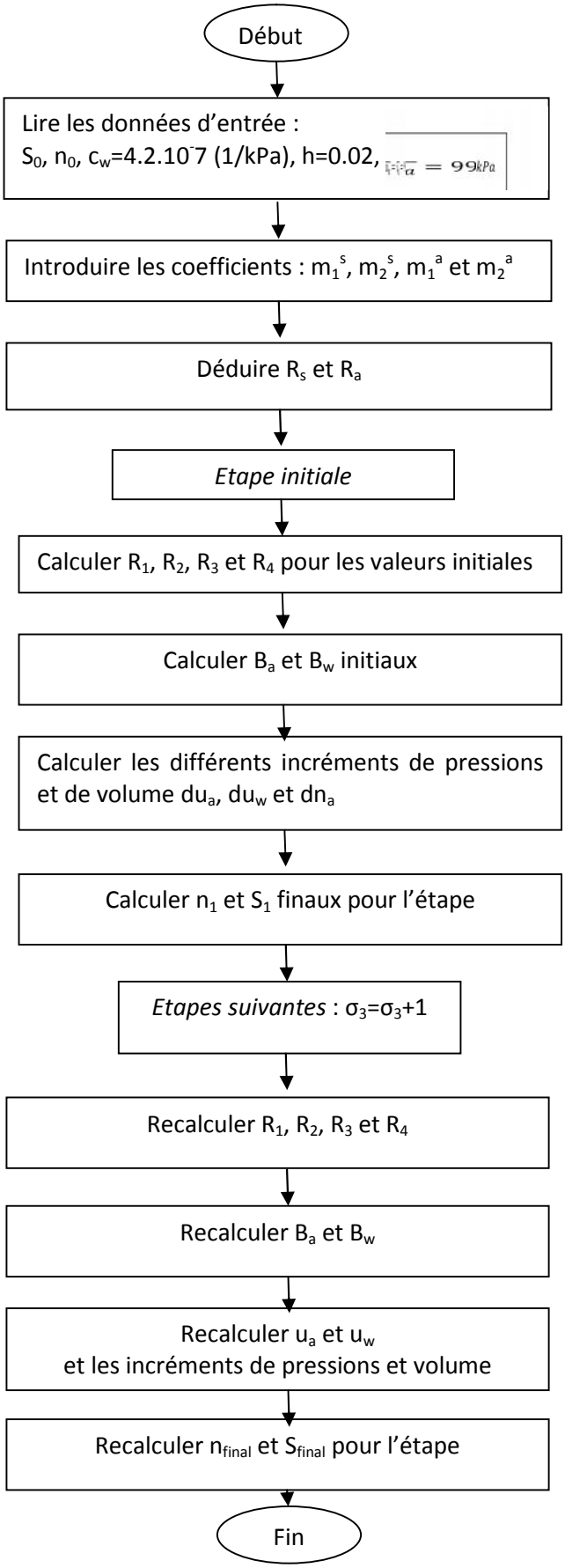


Figure 5.9 : Organigramme du programme de Fredlund.

4. MODELE DE BOUTONNIER (2007)

4.1 DEFINITIONS ET HYPOTHESES

Un modèle de comportement de sol non saturé a été développé en utilisant un couplage aéro-hydro-mécanique. Boutonnier met en évidence l'importance de la présence de l'air occlus dans le sol et son influence sur le comportement hydromécanique.

Pour les sols fins compactés, Boutonnier a divisé leur comportement en 4 domaines de D1 à D4 en s'appuyant sur de nombreux résultats expérimentaux. Barden, (1974); Lins et al., (1995) ; Fleureau et al., (2002) montrent que le domaine D2 couvre l'optimum Proctor et une partie du côté humide de l'OPN (optimum Proctor normal).
Ce résultat peut même être généralisé à la « ligne optimale de compactage » (Cabot et Le Bihan, 1993). Par ailleurs, les résultats de Fleureau et al., (2002) et Leong et Rahardjo (2002) montrent que l'optimum Proctor correspond à une inflexion dans la courbe succion s fonction de la teneur en eau w comme illustré sur la ***Figure 5.10***.

Ci-après la définition des 4 domaines (cf. ***Figure 5.10***) :

- *Domaine D1* : Ce domaine est caractérisé par $s \geq s_{air}$ et $S_r \leq S_{rair}$: L'air circule librement entre les grains solides du sol, ce domaine représente le côté sec de la courbe Proctor.

- *Domaine D2* : Ce domaine est caractérisé par $s \leq s_{air}$ et $S_{rair} \leq S_r \leq S_{re}$: L'air occlus dans le sol reste au contact des grains, ce domaine couvre l'optimum Proctor et une partie du côté humide de l'OPN.
- *Domaine D3* : Ce domaine est caractérisé par $S_{re} < S_r < 1$, $u_w > u_{we}$: L'air est sous forme de bulles, ce domaine représente une partie du côté humide de l'OPN. On considère que le domaine D3 correspond au cas des pressions interstitielles positives avec Sr < 1, ce qui revient à faire l'hypothèse $u_{we} = 0$.

- *Domaine D4 :* Ce domaine est caractérisé par un degré de saturation rigoureusement égal à 1 (Sr = 1) : L'air occlus est dissout dans l'eau, ce domaine représente le côté humide de la courbe Proctor.

Rapport-Gratuit.com

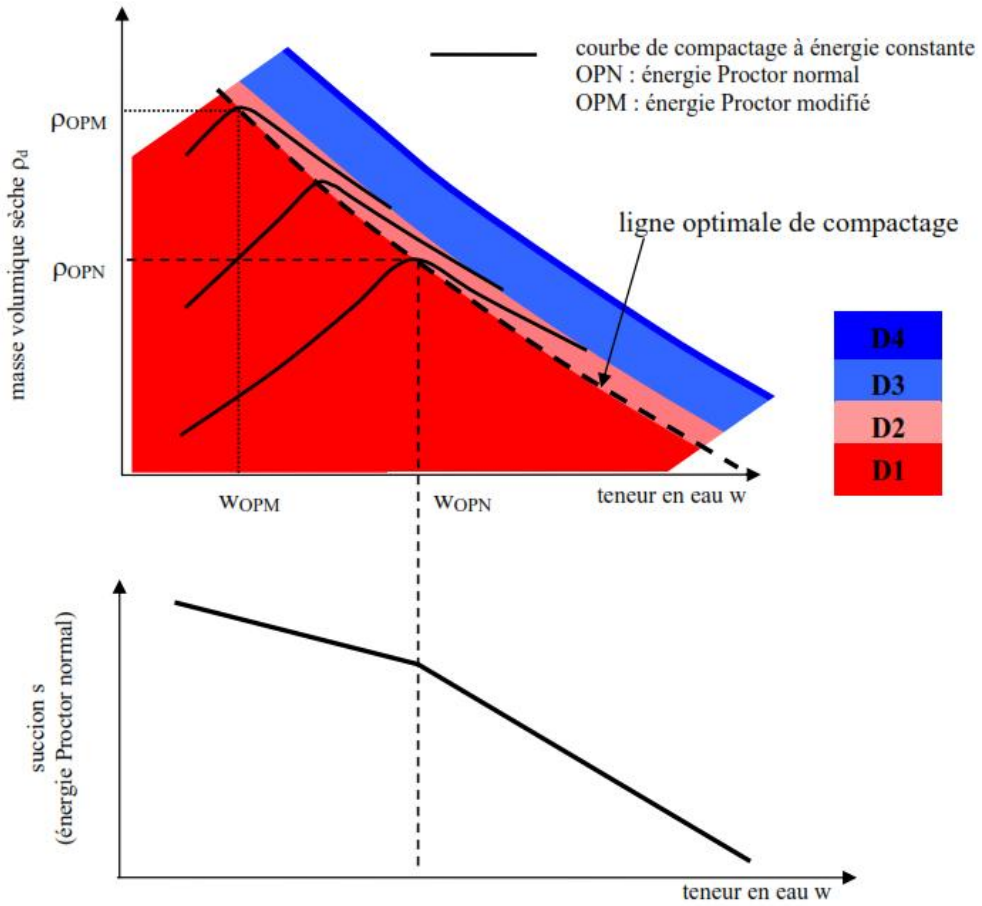
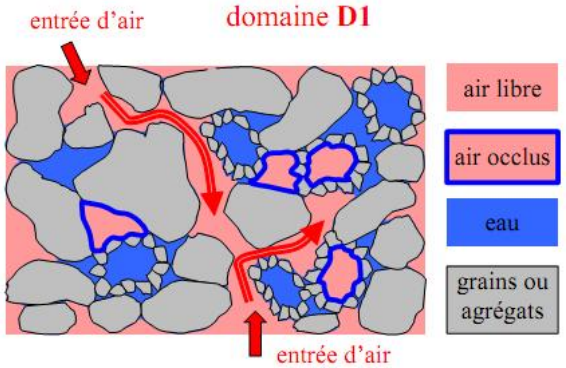
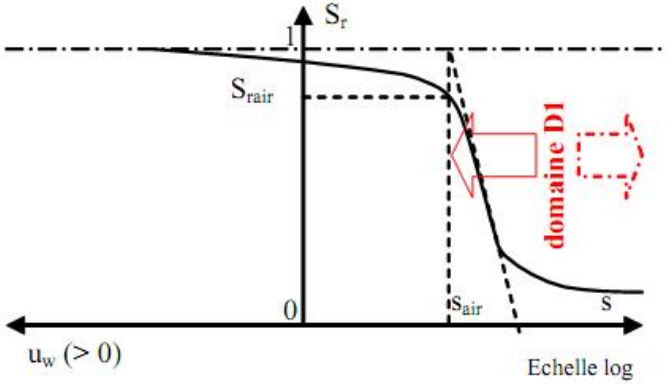
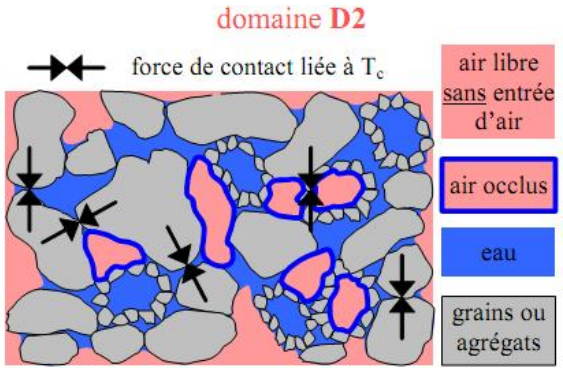
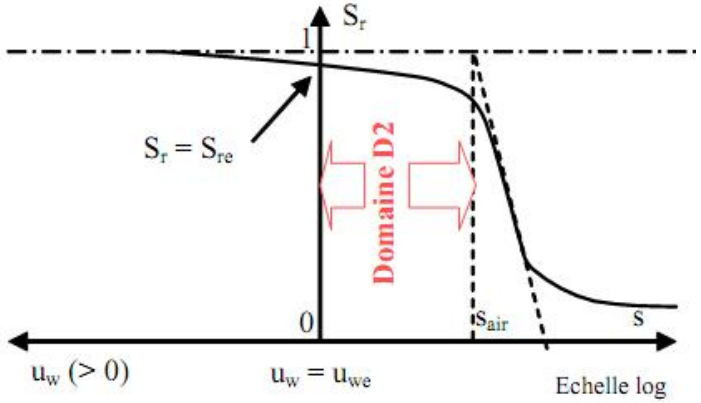
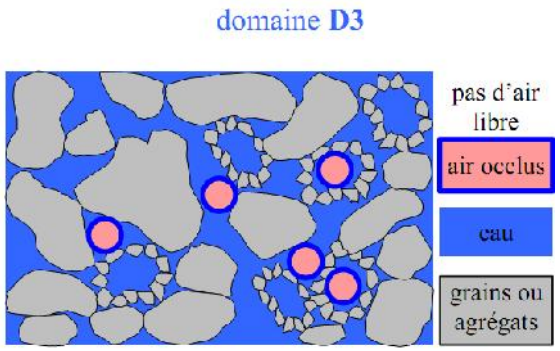
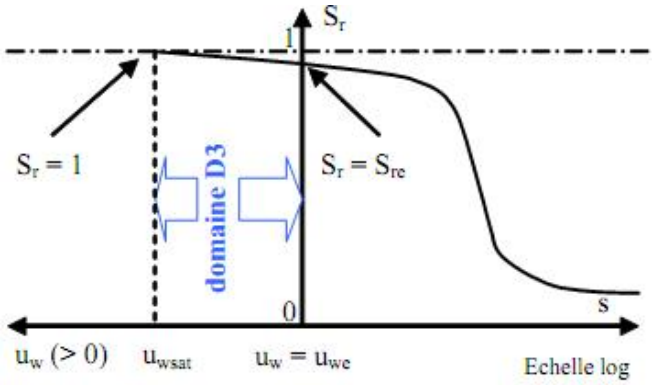
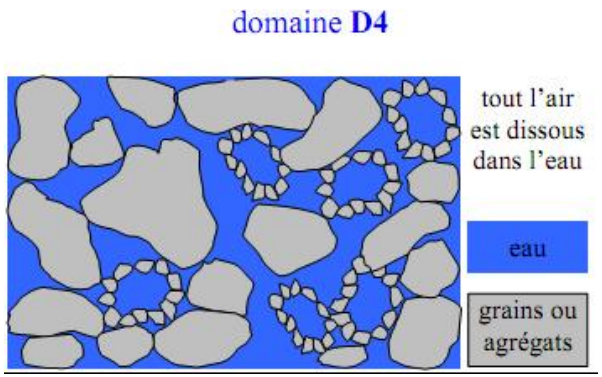
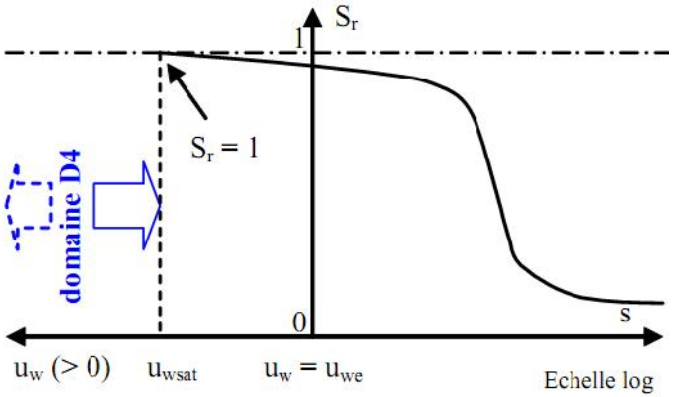


Figure 5.10 : Limite des domaines D1 à D4 sur le diagramme de l'essai Proctor. La limite entre D1 et D2 se trouve sur la ligne optimale de compactage. Elle correspond à une inflexion dans la courbe succion s fonction de la teneur en eau w (Boutonnier, 2007).

Le ***tableau 5.2*** synthétise les définitions des 4 domaines suivant leur positionnement par rapport au chemin de drainage humidification.

Tableau 5.2 : Définitions des caractéristiques des 4 domaines de saturation du sol fonction de la succion (d'après Boutonnier, 2007).

Etat du sol dans le domaine	***Sur chemin drainage –humidification***	***Caractéristiques du domaine***
		▪ *Définition* : $s \geq s_{air}$ et $S_r \leq S_{rair}$ ▪ *Caractéristique* : Phase air continue.
		▪ *Définition* : $s \leq s_{air}$ et $S_{rair} \leq S_r \leq S_{re}$ S_{re} : le degré de saturation pour lequel les forces de tension capillaire agissant sur le squelette s'annulent. ▪ *Caractéristiques* : Air occlus. Bulles d'air en contact avec les grains.

Etat du sol dans le domaine	*Sur chemin drainage –humidification*	*Caractéristiques du domaine*
		▪ *Définition* : $u_w \geq u_{we}$ et $S_{re} \leq S_r \leq 1$ ▪ *Caractéristiques* : Air occlus indépendant du squelette. Ce domaine correspond aux pressions interstitielles positives avec $S_r < 1$ ce qui revient à dire que $u_{we} = 0$.
		▪ *Définition* : $S_r = 1$ ▪ *Caractéristiques* : Sol saturé. La limite entre D3 et D4 est la pression interstitielle u_{wsat} pour laquelle $S_r = 1$.

Les principales hypothèses du modèle de Boutonnier se résument à :

- Hypothèse 1 : rapport entre masse d'air et masse d'eau constant.
- Hypothèse 2 : loi de Henry. La loi de Henry permet de relier le volume d'air dissous dans l'eau au volume d'eau.
- Hypothèse 3 : loi des gaz parfaits. Nous supposons que l'air contenu dans le sol obéit à la loi des gaz parfaits.
- Hypothèse 4 : air saturé en vapeur d'eau – pression de vapeur d'eau uniquement fonction de la température T. La pression de la vapeur d'eau u_{wg} est prise en compte et est supposée uniquement fonction de la température T dans les domaines D2 et D3. La pression d'air humide u_a est donc la somme de la pression d'air sec u_{as} et de la pression de vapeur d'eau u_{wg}. La pression de vapeur d'eau u_{wg} peut être obtenue en utilisant la loi de Kelvin.
- Hypothèse 5 : compressibilité de l'eau. La compressibilité de l'eau est $c_w = 4{,}2.10^{-7}$ kPa^{-1} à 20°C et à la pression atmosphérique.

4.2 LES PARAMETRES DU MODELE

Dans ce qui suit on va détailler l'approche de Boutonnier, vu que c'est un modèle récent non encore bien exploité. La particularité du modèle est d'intégrer le domaine quasi saturé.

Boutonnier a utilisé énormément de corrélations pour déduire des paramètres à partir de la limite de liquidité qui est un paramètre facilement mesurable au laboratoire. Le ***tableau 5.3*** suivant résume les principaux paramètres corrélés.

Tableau 5.3 : Corrélations utilisées pour la détermination des paramètres nécessaires au calcul du coefficient B pour un sol compacté à l'énergie Proctor normal côté humide (Boutonnier, 2007).

Paramètres	***Corrélations*** *(sol compacté à l'énergie Proctor normal côté humide)*
Conditions initiales (u_{wini}, p_{ini})	Pression interstitielle initiale (négative) u_{wini} calculée à partir de la teneur en eau w et la limite de liquidité w_L (corrélations Fleureau et al, 2002).
Degré de saturation à l'entrée d'air S_{rair} et succion à l'entrée d'air s_{air}.	Le point d'entrée d'air est supposé atteint à l'optimum Proctor.
Degré de saturation S_{re} (limite domaine D2 et D3).	Les corrélations de Fleureau et al, (2002) permettent d'estimer S_{rair}, s_{air} et S_{re} à partir de w et w_L.
Pente de la courbe vierge λ du modèle Cam-Clay.	λ est estimé à partir de w_L et w_p en utilisant les corrélations de Biarez et Favre (1975) adapté au cas isotrope (wood, 1990 ; Favre et al, 2002).
Pente de la droite de déchargement κ (Cam-Clay)	λ est estimé à partir de w_L et w_p en utilisant les corrélations de Fleureau et al, (2002).

Les variables issues des corrélations sont répertoriées dans le tableau ci-après :

Tableau 5.4 : Récapitulatif des expressions des corrélations utilisées dans le modèle de Boutonnier.

Paramètres	**Définitions**	**Expressions**
w_p	Limite de plasticité	w_p=0.73 (w_L-13)
$w_{OPT}(\omega_L)$	Teneur en eau à l'optimum Proctor	$w_{opt} = 1{,}99 + 0{,}46\ w_L - 0{,}0012\ (w_L)^2$
u_{wopt}	Pression interstitielle à l'optimum Proctor normal (OPN)	$u_{wopt} = -0{,}118\ (w_L)^{1{,}98}$ (kPa)
$\rho_{dopt}\ (\omega_L)$	Masse volumique sèche à l'optimum Proctor	$\gamma_{dopt} = \rho_{dopt}\ g = 21 - 0{,}113\ w_L + 0{,}00024\ (w_L)^2$
S_{rair}	Degré de saturation à l'entrée d'air (pour $w \geq w_{opt}$) : correspondant à la ligne optimale de compactage (S_{ropt})	$S_{rair} = \frac{\gamma_{dopt} \cdot \rho_s}{100(\rho_s - \rho_{dopt}) \cdot \rho_w}$
s_{air}	Succion d'entrée d'air : correspondant à la ligne optimale de compactage (s_{opt}).	$s_{air} = -u_{wopt}$
$e_{opt\ (wL)}$	Indice des vides à l'optimum Proctor normal	$e_{opt\ (wL)} = \frac{\rho_s - \rho_{dopt}}{\rho_{dopt}}$
Pente C_{ms} (Proctor normal)	Pente : Imbibition entre l'indice des vides et le logarithme de la pression interstitielle négative	$C_{ms(wL)} = -0.029 + 0.0018.w_L - 5.10^{-6}.(w_L)^2$
Pente D_{ms} (Proctor normal)	Pente : Imbibition entre la teneur en eau et le logarithme de la pression interstitielle négative. κ: Dans le domaine surconsolidé.	$\kappa = \frac{-0.029 + 0.0018.w_L - 5.10^{-6}.(w_L)^2}{\ln(10)}$

4.3 ORGANISATION DU PROGRAMME NUMERIQUE

A. La démarche du programme

Le programme numérique établi par Boutonnier en 2007 est sous environnement Mathcad. L'étude détaillée de ce modèle, nous a permis de faire ressortir ses principales caractéristiques. Ce programme se base essentiellement sur 5 parties ou procédures, qu'on va présenter succinctement dans la partie organigramme.

L'objectif principal du programme est de calculer les surpressions dans un remblai à partir de corrélations avec utilisation du modèle de Cam-Clay.

B. Organigramme du programme établi

La structure générale du modèle numérique de Boutonnier est schématisée sur la ***figure 5.11***. Le contenu de chaque procédure est comme suit :

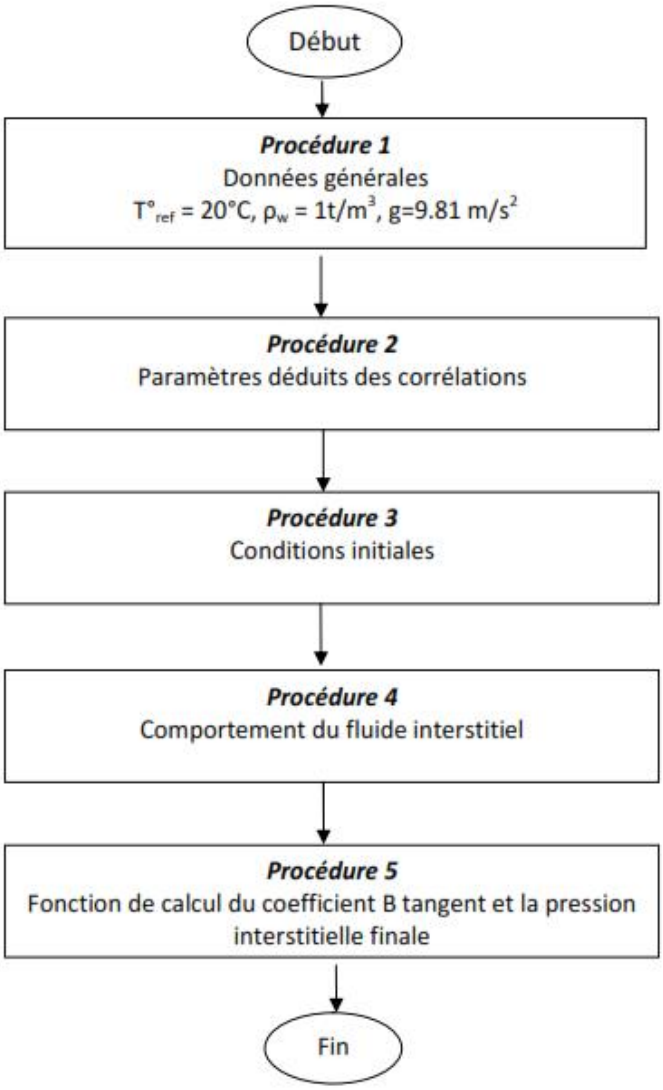


Figure 5.11 : Structure générale du programme de Boutonnier (2007).

- Procédure 1 : Concerne les constantes utilisées dans le programme.
- Procédure 2 : L'ensemble des paramètres déduits des corrélations (cf. ***tableau 5.4***)
- Procédure 3 : Regroupe les conditions initiales.
- Procédure 4 : Décortique le comportement du fluide interstitiel suivant les domaines considérés (compressibilité de l'eau uniquement ou du fluide interstitiel composé d'eau et d'air).
- Procédure 5 : Calcul du coefficient B et pressions interstitielles finales.

Dans ce qui va suivre pour chaque procédure, on tracera son organigramme spécifique.

Concernant les paramètres déduits des corrélations, on se limitera dans la procédure 2 uniquement aux caractéristiques liées au Proctor normal. Ce choix est lié principalement pour être en concordance avec la présente étude expérimentale (effectuée au *chapitre 4*) dédiée aux caractéristiques de Proctor normal.
On notera qu'il y a des corrélations spécifiques aux caractéristiques de l'optimum Proctor modifié.

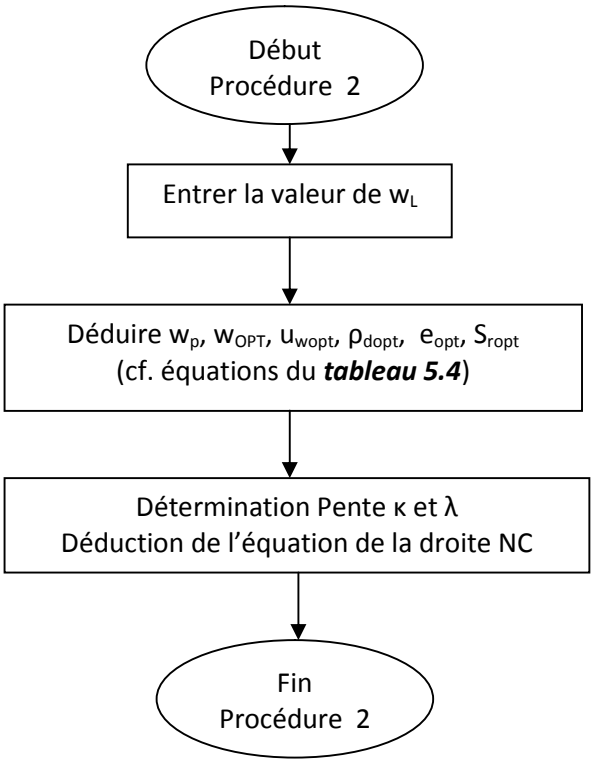


Figure 5.12 : Procédure n° 2 permettant de déterminer les paramètres corrélés.

La procédure n° 3, permet de calculer les paramètres initiaux après compactage à une teneur en eau initiale donnée.
Dans les conditions OPN, la teneur en eau initiale doit être de 0.01% supérieure à la teneur OPN, ceci pour les besoins des calculs numériques.
Si on se trouve du côté humide de l'OPN, donc la teneur en eau initiale est Δw_{OPT}. Dans ce cas, on déduit l'ensemble des paramètres correspondant à cet état initial en suivant la procédure n°3 (cf. ***figure 5.13***).

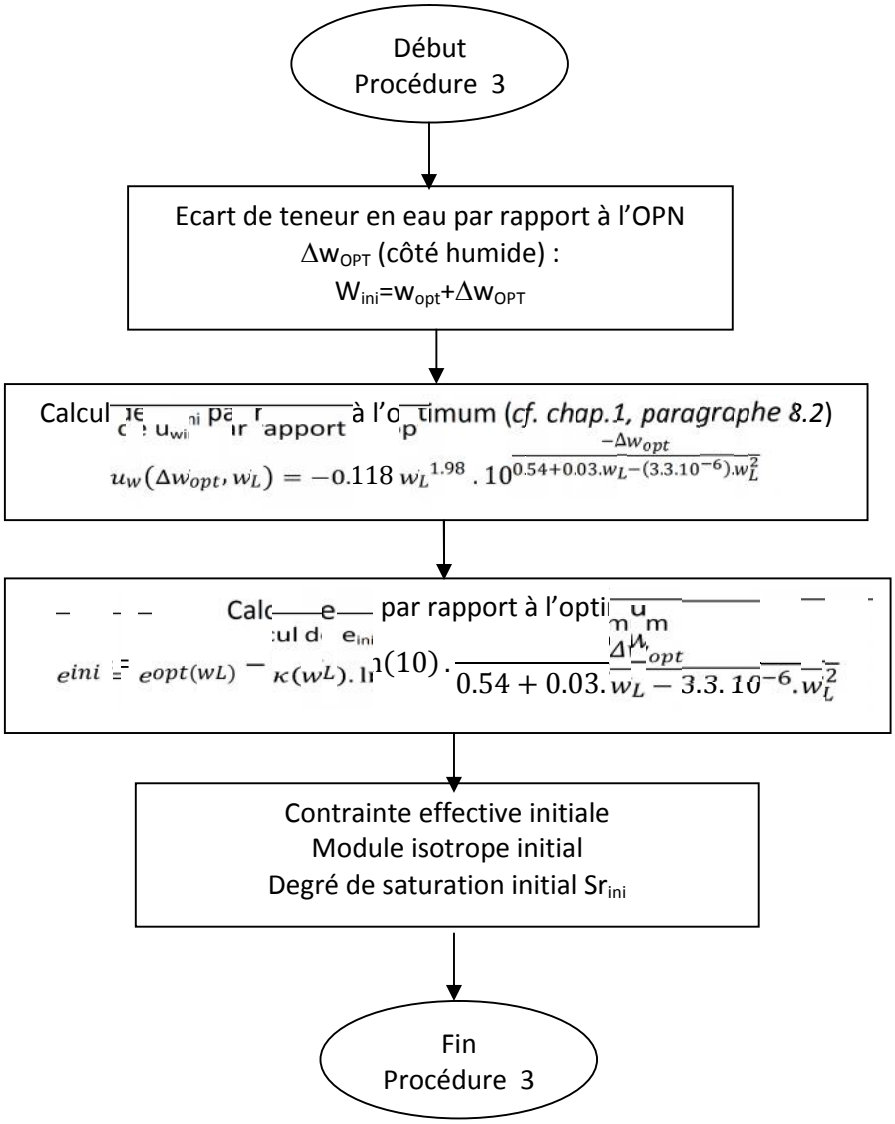


Figure 5.13 : Procédure n°3 permettant de déterminer les paramètres initiaux.

Le modèle de Boutonnier est basé sur la division de l'état d'un sol en 4 domaines (cf. ***tableau 5.2***). L'intérêt de la procédure 4 est de déterminer les paramètres en termes de degré de saturation et de succion délimitant les domaines (D1, D2, D3 et D4) entre eux (cf. ***figure 5.14***).

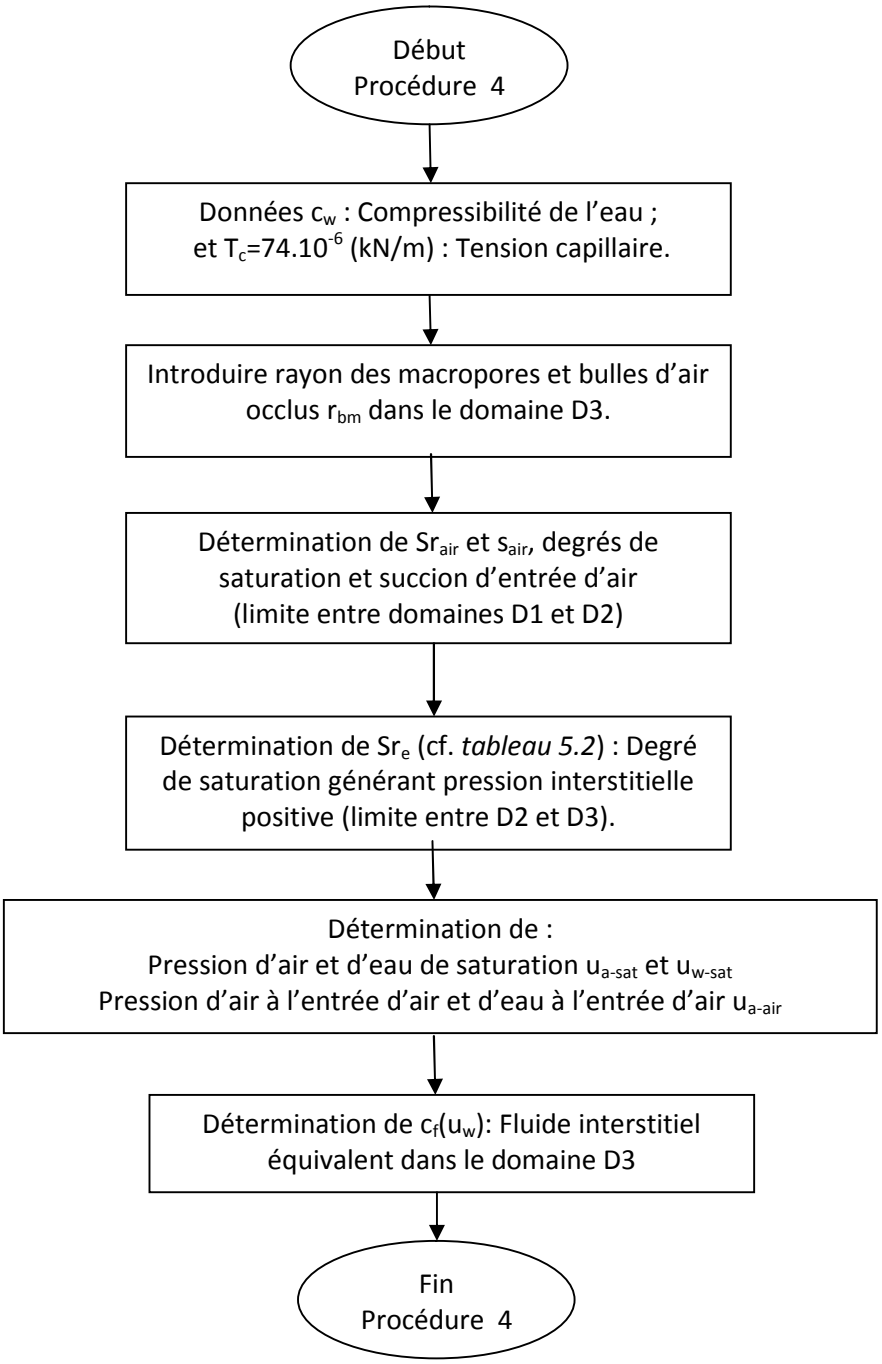


Figure 5.14 : Procédure n° 4, permet la détermination des paramètres délimitant D1, D2 et D3.

La dernière procédure permet de déterminer les pressions interstitielles ainsi que les coefficients B suivant chaque domaine. Les valeurs sont calculées numériquement d'une façon itérative jusqu'à atteindre la valeur de la contrainte isotrope appliquée.

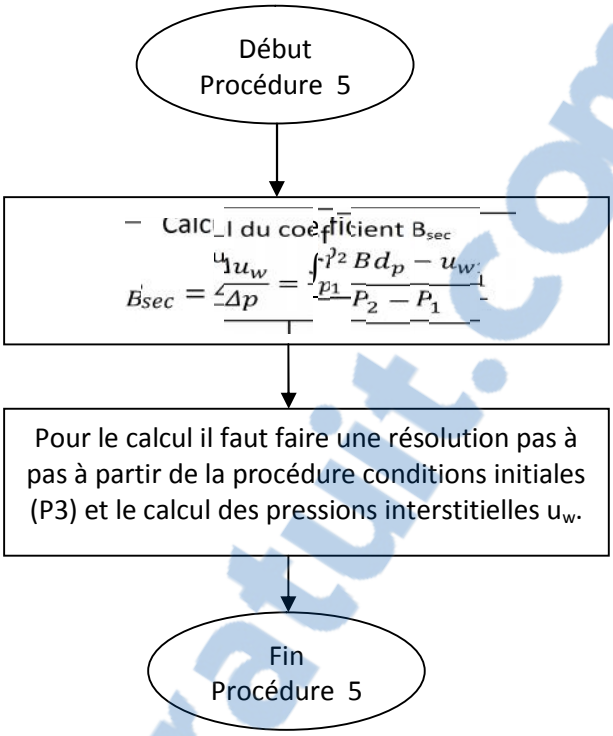


Figure 5.15 : Procédure n° 5, permet la détermination les coefficients B et u_w.

Pour le calcul de B, on a les équations suivantes pour chaque domaine :

Domaine D2 :

$$B = \frac{1}{1 + \frac{e}{1+e} . E'_{iso} . \left(\frac{1}{S_r} . \frac{dS_r}{du_w} + c_w\right)}$$

Domaine D3 :

$$B = \frac{1}{1 + \frac{e}{1+e} . E'_{iso} . (c_f)}$$

Domaine D4 :

$$B = \frac{1}{1 + \frac{e}{1+e} . E'_{iso} . (c_w)}$$

Avec :

E'_{iso} : Module isotrope.
c_w : Compressibilité de l'eau.
c_f : Compressibilité du fluide (air+eau) définie par :

$$c_f = c_w + \frac{1 - Sr + h.Sr}{u_w + 2.\frac{T_c}{r_{bm}} + P_a}$$

4.4 SIMULATIONS QUALITATIVES DU MODELE

Dans le but d'étudier les résultats que donne le programme numérique, des essais qualitatifs ont été réalisés sur les deux principaux paramètres à introduire dans le modèle à savoir la limite de liquidité et le rayon des bulles moyens le r_{bm}.

On citera ci-après les paramètres à introduire dans le modèle.

Tableau 5.5 : Paramètres introduits dans le modèle.

Paramètres	Définitions
ω_L	Limite de liquidité (%)
ρ_s	Masse volumique des grains solides (t/m^3)
Δw_{OPT}	Ecart de la teneur en eau par rapport à l'optimum (optimum ou côté humide)
P_a	Pression atmosphérique
C_w	Compressibilité de l'eau pure C_w= 4.2x10^{-7} kPa^{-1}
r_{bm}	Rayon moyen des macros pores et des bulles d'air occlus dans le domaine D3 (air occlus).

En variant les valeurs de la limite de liquidité, on retrouve les résultats de la ***figure 5.16***.

Les simulations ont été réalisées en adoptant les paramètres initiaux suivants :
ρ_s=2.65 t/m^3 ; Δw_{OPT}=0.5% ; P_a=99kPa et r_{bm}=20 µm (suivant les résultats de la littérature cités par Boutonnier, 2007).

Les résultats montrent que plus le sol est fin plus la succion initiale est plus grande.
On remarquera aussi, que la limite de liquidité à une grande influence sur les résultats, ceci est logique vu que l'ensemble des formulations mathématiques utilisées dans le modèle de Boutonnier sont issues des corrélations fonction du paramètre limite de liquidité.

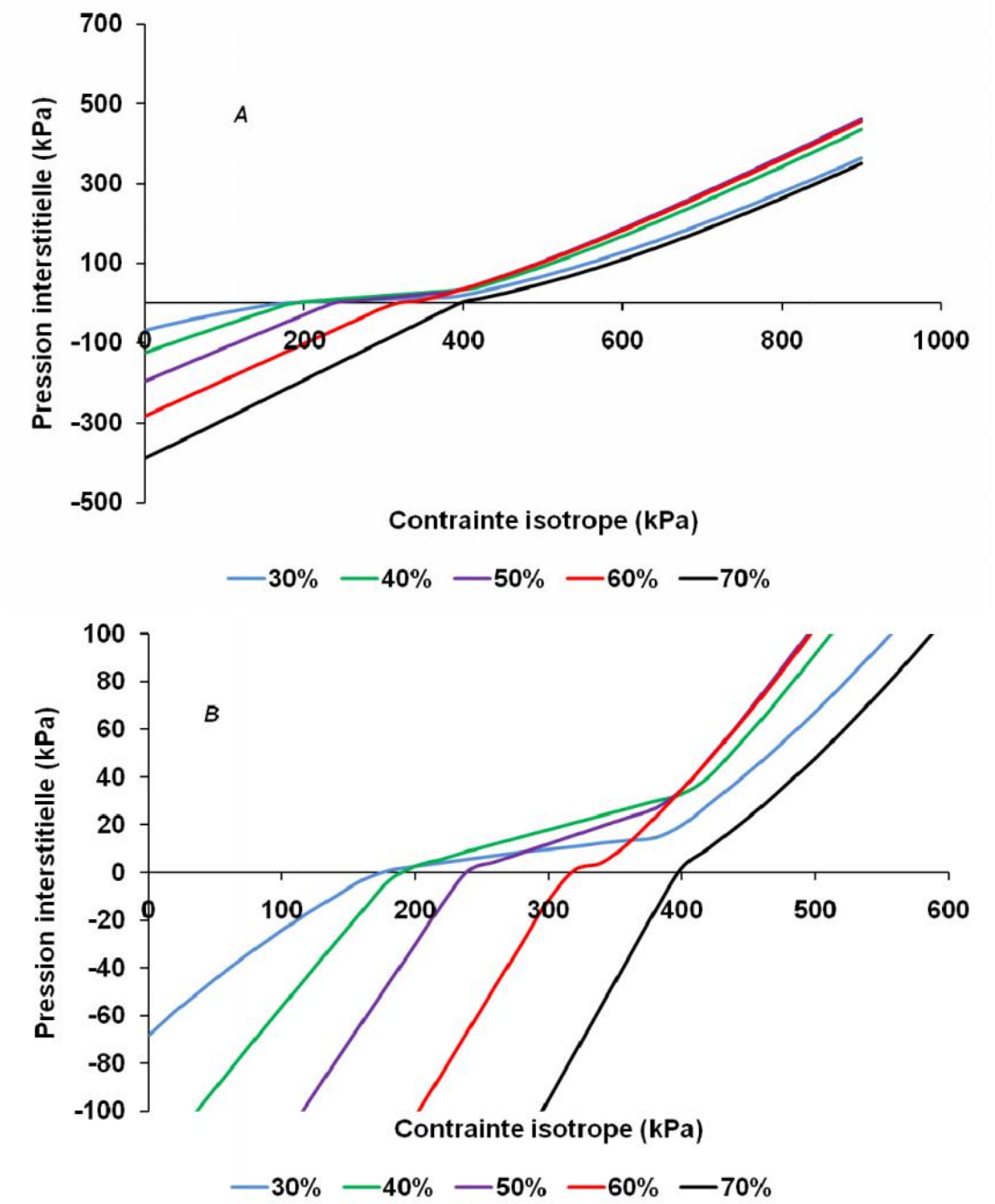


Figure 5.16 : (A) Courbes (σ_3, u_w) paramétrés en w_L par le modèle de Boutonnier ; (b) zoom à l'origine.

Concernant les simulations qualitatives sur la variation du rayon moyen des bulles d'air occlus r_{bm}, les résultats sont sur la ***figure 5.17*** suivante.

Les simulations ont été réalisées en adoptant les paramètres initiaux suivants :

ρ_s=2.65 t/m^3 ; Δw_{OPT}=0.5% ; P_a=99kPa et w_L=54% (limite de liquidité du matériau de Boughrara).

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

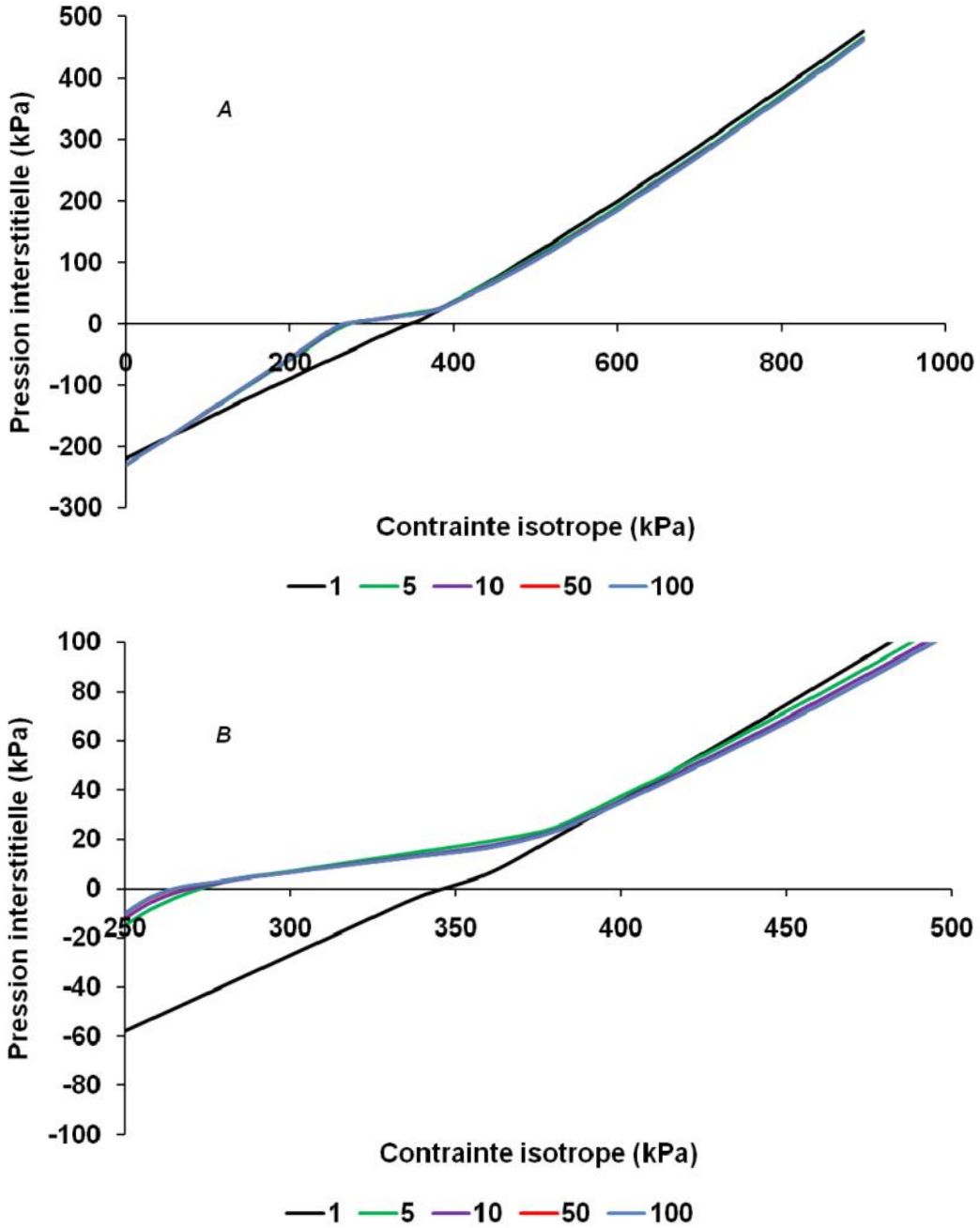


Figure 5.17 : (A) Courbes (σ_3, u_3) paramétrés en r_{bm} (µm) par le modèle de Boutonnier ; (B) zoom.

On constate, qu'il y a un décalage minime entre les différentes valeurs de r_{bm} utilisée, ceci n'empêche pas qu'il faudra choisir ce paramètre avec prudence. A notre avis cette différence est le faite que le paramètre r_{bm} est inclus uniquement dans l'expression de calcul de la pression d'air.

La valeur minimale utilisée est r_{bm}=1 µm car le programme ne tourne pas en utilisant une valeur inferieure à cette dernière.

5. APPLICATION DU MODELE DE BOUTONNIER AU MATERIAU DE BOUGHRARA

Dans cette partie, on appliquera le modèle de Boutonnier version 2007, sous Mathcad 14.
Il s'agit de simuler les essais triaxiaux compactés dans un moule, déchargés ensuite montés sur une cellule triaxiale.

Afin de voir l'application du modèle de Boutonnier sur le matériau de Boughrara, on rappellera ci-après les résultats expérimentaux des essais réalisés à l'OPN et OPN+2. Ces essais sont notés essai 1, essai 2 et essai 3 correspondant aux figures du ***chapitre 4*** suivantes : ***4.13***, ***4.14*** et ***4.24*** respectivement pour l'OPN.
L'ensemble des résultats à l'OPN sont sur la ***figure 5.18*** ci-après et le résultat à l'OPN+2 est repris de la ***figure 4.26*** et rappelé ici sur la ***figure 5.19***:

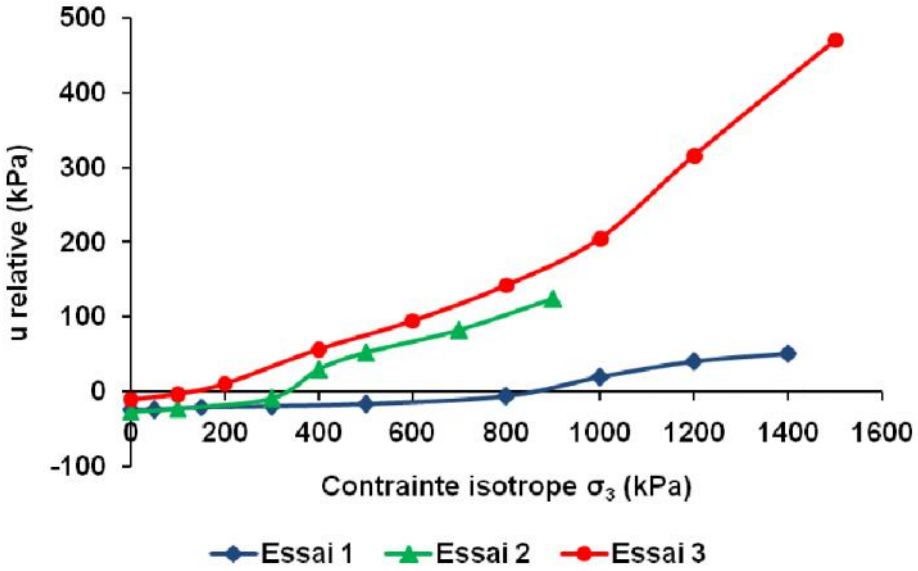


Figure 5.18 : Récapitulatif des essais expérimentaux à l'OPN.

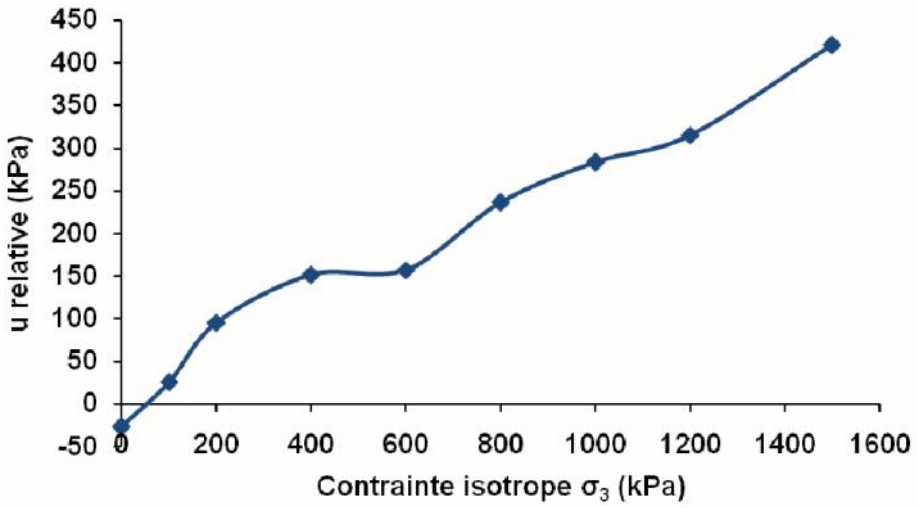


Figure 5.19 : Résultat de l'essai expérimental à l'OPN+2%.

Puisque le modèle de Boutonnier introduit comme donnée le rayon des bulles moyen r_{bm}, deux essais au porosimètre au mercure ont été réalisés sur les échantillons compactés à l'OPN et OPN+2 afin de voir le diamètre dominant des macropores et ainsi le considérer comme étant le rayon des bulles moyen. Les résultats sont sur la ***figure 5.20.***

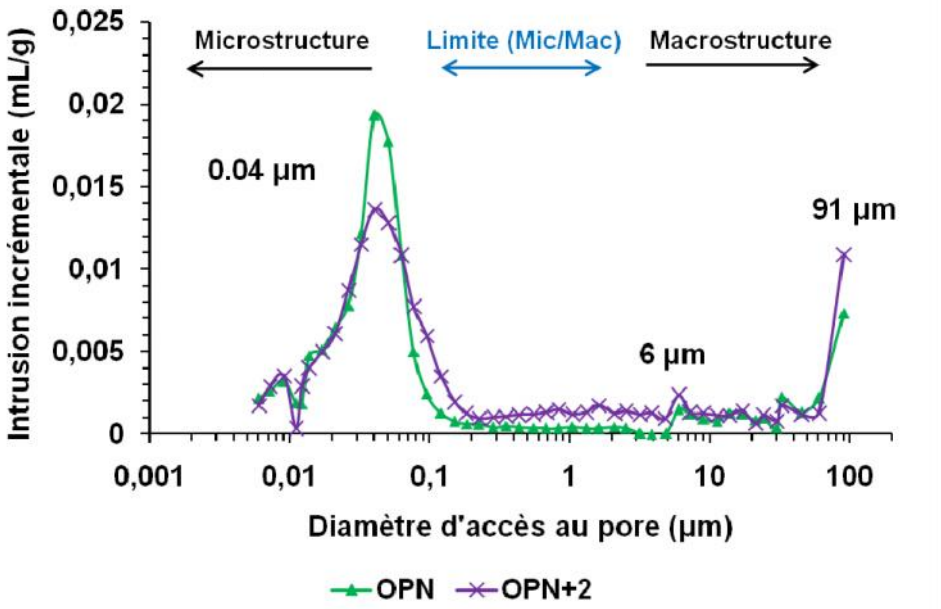


Figure 5.20 : Résultats des essais porosimétriques à l'OPN et à l'OPN+2%.

Ces résultats montrent que le diamètre de 91 µm est dominant pour les deux échantillons. Un léger pic peut être considéré, le diamètre exprimé par ce dernier est de 6 µm. Le plus grand pic est celui de 0.04 µm mais il représente les micropores et non les macropores.

Les résultats de la simulation à l'OPN et à l'OPN+2% pour les deux rayons 91 et 6 µm donnent ce qui suit (cf. ***figures 5.21*** et ***5.22***). Les résultats des simulations par le modèle de Hilf sont aussi indexés sur les deux figures ci-après :

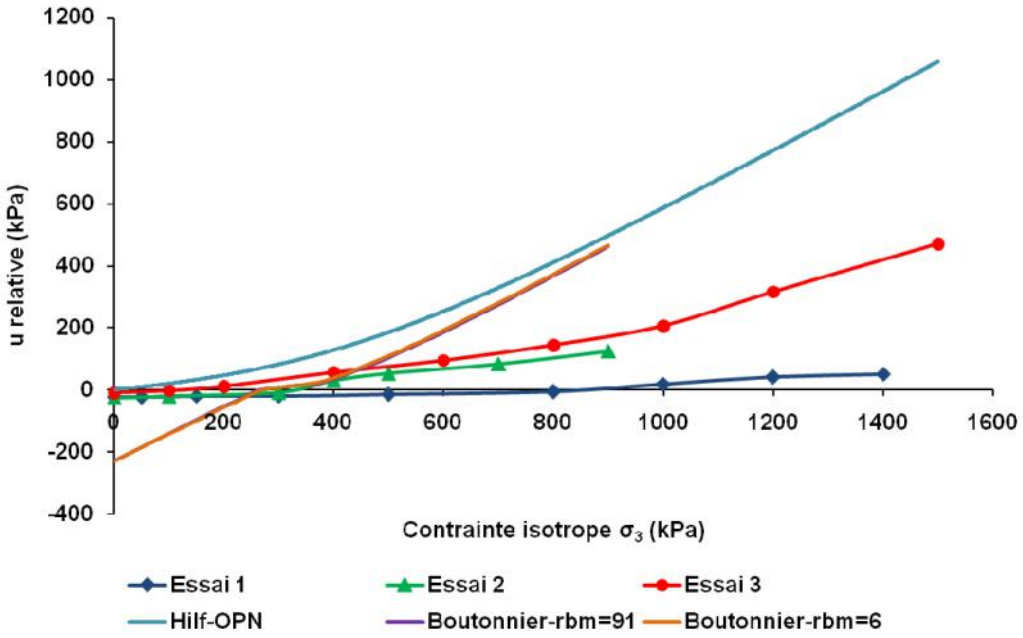


Figure 5.21 : Résultat des simulations avec les modèles de Boutonnier, Hilf et la mesure expérimentale à l'OPN.

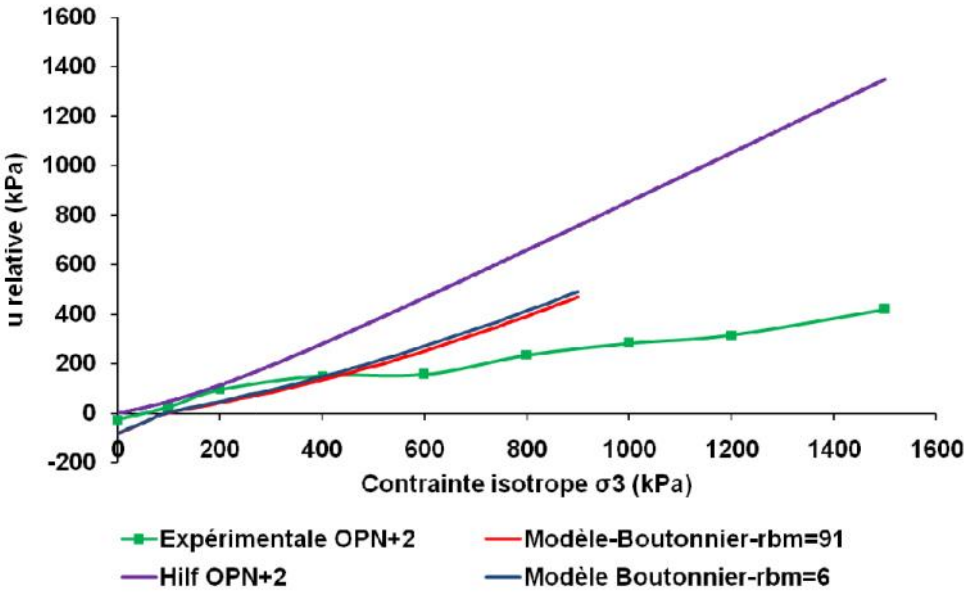


Figure 5.22 : Résultat des simulations avec les modèles de Boutonnier, Hilf et la mesure expérimentale à l'OPN+2.

Les résultats montrent une certaine concordance entre le modèle de Boutonnier et les résultats expérimentaux.
Les résultats simulés avec les deux rayons de bulles ne montrent pas une grande différence.
Les résultats des simulations en utilisant le modèle de Boutonnier avec la variation du paramètre rayon des bulles r_{bm}=91 ou 6 µm, on constate que pour l'échantillon à l'OPN, les deux courbes sont pratiquement confondues. Une légère différence est constatée à l'OPN+2%.

Concernant le modèle de Boutonnier et comparativement avec celui de Hilf, il présente la même pente pour les valeurs positives de la pression interstitielle d'eau.

L'intérêt du modèle de Boutonnier c'est qu'il prend en charge la succion initiale de l'échantillon compacté, contrairement au modèle de Hilf qui ne prend pas en considération cet important paramètre.

6. CONCLUSION

A la fin de ce chapitre on peut dire ce qui suit :

- Le modèle de Hilf, reste très simple d'utilisation, son principal inconvénient reste sa non prise en considération de la succion initiale. Ce dernier paramètre est très important dans l'étude des surpressions dans les ouvrages en remblai. Cet inconvénient majeur rend la démarche de Hilf obsolète, même si on peut la tolérer pour un prédimensionnement.

- Le modèle de Fredlund, a l'avantage d'être théoriquement plus complet car il rend compte de la variation de la pression de l'air et la pression de l'eau en même temps. C'est un avantage très important vu qu'aucun autre modèle ne donne les deux variations en même temps. Néanmoins, le nombre important de paramètres à introduire reste excessif (8 paramètres) et difficilement mesurable dans un laboratoire. Ce dernier point, rend l'application du modèle beaucoup plus difficile sur le plan pratique.

- Concernant le modèle de Boutonnier, c'est un modèle qui a simplifié beaucoup d'expressions en n'utilisant que les corrélations basées sur la limite de liquidité. C'est un grand avantage vu que n'importe quel laboratoire peut obtenir cette valeur avec des moyens simples. Reste le problème de la détermination de r_{bm}, il faudra réaliser des essais porosimétriques ce qui n'est pas simple. Il faudra noter le caractère pratique de ce modèle car il est utilisé pour simuler les pressions à l'OPN et le côté humide de la courbe Proctor, ce qui intéresse le plus l'ingénieur praticien.

- Concernant la comparaison des essais expérimentaux avec les simulations numériques : Dans le cas du matériau de Boughrara l'approche de Boutonnier est acceptable, celle de Hilf surestime l'évolution de la pression interstitielle. Cette surestimation est le résultat de la non prise en compte de la succion initiale.

CONCLUSION GENERALE

Parvenue au terme de ce travail, il est nécessaire de faire apparaître les principales conclusions, et ce qui reste à faire en vue d'envisager d'autres études ultérieures.

Cette thèse s'inscrit dans le cadre général de l'étude du comportement hydromécanique des sols fins compactés au voisinage de la saturation. Ces sols, caractérisés par la présence d'air occlus, correspondent à de nombreux cas pratiques pour le dimensionnement des ouvrages en terre: remblais compactés à l'optimum Proctor ou côté humide, sols sous la nappe qui présentent en général des bulles d'air occlus, etc.

Le comportement des deux matériaux étudiés sur chemins de drainage humidification compactés statiquement et dynamiquement au voisinage de l'OPN montre que les échantillons suivent un chemin surconsolidé en drainage et présentent pratiquement le même palier de retrait.
En ce qui concerne les échantillons consolidés à 1 MPa, ils donnent un indice des vides final légèrement inférieurs par rapport aux échantillons compactés ce qui implique que le mode de compactage dynamique ou statique n'est pas forcément équivalent en terme d'énergie à un sol consolidé à 1 MPa.

Les investigations microstructurales ont montré que les échantillons compactés soumis au chemin de drainage présentent une double porosité. Au voisinage du palier de retrait il y a une augmentation des micropores au détriment des macropores qui diminuent, ceci au fur et à mesure que la succion imposée augmente.

L'étude du phénomène d'effondrement sur les deux matériaux montre que plus la densité sèche et la teneur en eau initiales diminuent plus le potentiel d'effondrement augmente.
Du point de vu microstructural, les macropores de l'échantillon disparaissent ou diminuent quand il y a humidification, en revanche il n'y a pas d'incidence sur la microporosité qui globalement reste intacte.

Les essais en compression isotropes sur les matériaux compactés sont des essais complexes et longs à réaliser, comportant plusieurs risques (micro fuites, continuité de l'eau dans le circuit de mesure, ...) lors de l'exécution pouvant influer sur le résultat final.

Les cycles isotropes non drainés montrent que la variation du paramètre B croit légèrement avec ces cycles. Dans l'ensemble des exemples étudiés le coefficient B n'atteint pas 0.5.
Concernant l'écrasement, la déformation axiale a atteint un taux élevé et la majorité des échantillons se sont déformés en tonneau.

La modélisation de l'évolution de la pression interstitielle fonction de la contrainte isotrope appliquée montre que le modèle de Hilf, reste très simple d'utilisation, même s'il ne prend pas en compte la succion initiale. Cette hypothèse induit des résultats surestimés par rapport à la réalité.
Le modèle de Fredlund, donne l'évolution des pressions d'air et d'eau en même temps mais reste peu pratique vu qu'il nécessite plusieurs paramètres difficilement mesurables au laboratoire.

Concernant le modèle de Boutonnier, c'est un modèle qui a simplifié beaucoup d'expressions en n'utilisant que les corrélations basées sur la limite de liquidité. C'est un grand avantage mais reste le problème de la détermination du rayon des bulles moyens r_{bm}, il faudra réaliser des essais porosimétriques ce qui n'est pas simple à faire. Il faudra noter le caractère pratique de ce modèle car il est utilisé pour simuler les pressions à l'OPN et le côté humide de la courbe Proctor, ce qui intéresse le plus l'ingénieur praticien.

Concernant la comparaison des essais expérimentaux avec les simulations numériques, dans le cas du matériau de Boughrara l'approche de Boutonnier est acceptable, celle de Hilf surestime l'évolution de la pression interstitielle. Cette surestimation est le résultat de la non prise en compte de la succion initiale.

Dans l'optique de poursuivre cette recherche, nous préconisons quelques axes à développer dans les futurs travaux :

- Compléter la caractérisation du matériau de Boughrara par la détermination de la perméabilité au voisinage de la saturation en la déduisant à partir de la microstructure en adoptant la démarche de Katz et Thompson.
- Appliquer lors des essais isotropes sur le matériau de Boughrara un temps de stabilisation d'une semaine pour chaque palier de chargement. Faire des comparaisons entre les résultats et voir l'incidence sur le coefficient B. Il faudra 9 semaines uniquement pour le cycle de chargement à 15 bars.
- Essayer de déterminer le rayon des bulles r_{bm} par des moyens plus simples que la porosimétrie.
- Valider le programme de Boutonnier par d'autres résultats de la littérature.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ABOU-BEKR N., 1995: Modélisation du comportement mécanique et hydraulique des sols partiellement saturés. Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Paris, France.

ABOU-BEKR N., BENDI-OUIS A. & TAIBI S., 2006 : Characterization of the clay of Sikkak core earth dam (West of Algeria) *in* The Fourth International Conference on Unsaturated Soils, Carefree, Arizona, U.S.A. on April 2-5, 2006, pp 1607-1616. Edited by American Society of Civil Engineers ASCE, Geotechnical Special Publication N°. 147, ASCE / Geo Institute, 978-0-78 44-1095-0. Doi: 10.1061/40802(189)134.

AL-MUKHTAR M. BELANTEUR N., TESSIER D. & VANAPALLI S.K., 1996: The fabric of a clay soil under controlled mechanical and hydraulic stress states *in* Applied Clay Science, Volume 11, Issues 2–4.

ALONSO E.E. & CARDOSO R., 2010: Behavior of materials for earth and rockfill dams: Perspective from unsaturated soil mechanics *in* Frontiers of Structural and Civil Engineering in China, Volume 4, Issue 1, Springer.

AYADAT T. & HANNA A., 2007: Prediction of collapse behaviour in soil. Revue Européenne de Génie Civil, volume 11, Issue 5, Taylor & Francis Group.

AYADAT T., BELOUAHRI B. & ATTAMMAR R., 1998: La migration des particules fines comme approche d'explication du mécanisme de l'effondrement des sols. Revue Française de Géotechnique N° 83.

BARDEN, L., 1974: Consolidation of clays compacted dry and wet of optimum water content. Géotechnique vol. 24, n°4.

BASMA A.A. & KALLAS N., 2004: Modeling soil collapse by artificiel neural networks. Geotechnical and Geological Engineering, volume 22, Issue 3, Kluwer Academic Publishers, Netherland.

BELLIFA S., 2012 : Evolution de la porométrie des pâtes autoplaçantes. Mémoire de Magister, Université de Tlemcen, Algérie.

BENCHOUK- BENDI-OUIS A., 2005 : Comportement des argiles des barrages Sikkak et Boughrara soumis à une pression interstitielle négative. Mémoire de Magister, Université de Tlemcen, Algérie.

Rapport-Gratuit.com

BIAREZ J., FLEUREAU J.M., ZERHOUNI M.I. & SOEPANDJI B.S., 1988: Variations de volume des sols argileux lors de cycles de drainage-humidification. Revue Française de Géotechnique, N° 41.

BOUROKBA MRABENT S.A., 2011 : Etude de la conductivité hydraulique et de la stabilisation par ajout de liants hydrauliques de l'argile de Mers-El-Kébir. Thèse de Doctorat de l'Université des Sciences et de la Technologie d'Oran, Algérie.

BOUTONNIER L., 2007 : Comportement hydromécanique des sols fins proches de la saturation - Cas des ouvrages en terre : Coefficient B, déformations instantanées et différées, retrait / gonflement. Thèse de Doctorat, INP Grenoble, France.

BUDHU M., 2011: Soil mechanics and foundations, 3rd edition. Jhon wiley & Sons Editions, U.S.A.

CAMP-DEVERNAY S., 2008 : Comportement sous flexion d'une argile : Application à la couverture d'une ISD TFA. Thèse de Doctorat, UJF Grenoble, France.

COUSSY O. & FLEUREAU J.M., 2002: Mécanique des sols non saturés. Editions Lavoisier, Hermès, France.

CUI Y.J. & DELAGE P., 2000 : Sols non saturés, application au calcul des ouvrages *in* Techniques de l'Ingénieur, traité Construction C303.

CUI Y.J. & MAGNAN J.P., 2001: Affaissements locaux dus à l'infiltration d'eau *in* « Géomécanique environnementale. Risques naturels et patrimoine » sous la direction de *Scherefler B. & Delage P.* Editions Lavoisier, Hermès, France.

CUI Y.J., 1993: Etude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre élasto-plastique. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France.

DAY R.W, 2013: Geotechnical Engineer's, Portable Handbook. Mc Graw Hill, Second Edition.

DELAGE P. & CUI Y.J., 2000: L'eau dans les sols non saturés *in* Techniques de l'Ingénieur, traité Construction C301.

DELAGE P., HOWAT M.D. & CUI Y.J., 1998: The relationship between suction and swelling properties *in* a heavily compacted unsaturated clay. Engineering Geology, Vol. 50, Elsevier.

DERFOUF M., 2013 : Contribution à l'étude des sols fins non saturés : Aspects du comportement volumique. Thèse de Doctorat, université de Tlemcen, Algérie.

DERFOUF M., ABOU-BEKR N., TAIBI S. et ALLAL M.A., 2012 : Effet de la succion sur le comportement hydromécanique de l'argile de Boughrara compactée (Tlemcen) *in* 2ème colloque international Sols Non Saturés et Environnement, UNSAT Alger 2012.

DERRAS A., 2012 : Comportement des barrières ouvragées dans les centres de stockage de déchets. Mémoire de Magister, université de Tlemcen, Algérie.

DI MATTEO L., **BIGOTTI F.** & **RICCO R.**, 2009 : Best-fit models to estimate modified Proctor properties of compacted soil in Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 135, No. 7, ASCE.

FERBER V., 2005 : Sensibilité des sols fins compactés à l'humidification- Apport d'un modèle microstructurale. Thèse de Doctorat, Ecole centrale de Nantes, France.

FERREIRA S.R.M. & LACERDA W.A., 1995: Volume change measurements in collapsible soil by laboratory and field test in collapsible soil *in* Proceding of the first international conference on Unsaturated Soil, UNSAT 95. Presses des Ponts et Chaussées Editions, France.

FLEUREAU J.M. & INDARTO S., 1993: Comportement du limon de Jossigny remanié soumis à une pression interstitielle négative. Revue Française de Géotechnique, N° 62.

FLEUREAU J.M. & KHEIRBEK-SAOUD S., 2004: Retrait et gonflement des sols soumis à un cycle de drainage humidification. Ecole Central de Paris, France.

FLEUREAU J.M., VERBRUGGE J.C., HUERGO P.J., GOMES CORREIA A. & KHEIRBEK-SAOUD S., 2002: Aspects of the behaviour of compacted clayey soils on drying and wetting paths. Canadian Geotechnical Journal, N° 39.

FOURIE, A. B., HOFMANN, B.A., MIKULA, R.J., LORD, R.F., ROBERTSON, P.K., 2001: Partially saturated tailings sand below the phreatic surface. Géotechnique vol. 51, No. 7.

FREDLUND D.G. & RAHARDJO H., 1993: Soil mechanics for unsaturated soils. John Wiley and Sons Editions, New York, U.S.A.

GHEMBAZA M.S., 1999: Aspects expérimentaux et modélisation du comportement mécanique des sols partiellement saturés. Mémoire de Magister de l'Université Djillali Liabès de Sidi Bel- Abbès, Algérie.

GRESS J.C, **AUTRET A.**, 2002 : Correlations between standard Proctor parameters, Californian Bearing Ratio and Blue Methylen value *in* Paramètres de calcul géotechnique PARAM, Presses de l'ENPC/LCPC, France.

HAMMAD T., 2010 : Comportement des sédiments marins de grande profondeur : Approche multi-échelle. Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Paris, France.

HOLTZ R.D., KOVACKS W.D., 1996: Introduction à la géotechnique, traduit par Lafleur J. Editions de l'Ecole Polytechnique, Montréal, Canada.

HOUSTON S.L., MAHMOUD H.H. & HOUSTON W.N., 1995: Down-hole collapse test system. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 121, N° 4.

KHOURY C.N. & MILLER A., 2008 : Influence of sample high on the soil water characteristic curve *in* Unsaturated soils- Advances in Geo-Engineering. Proceeding of the 1st European Conference, E-UNSAT, Durham, United Kingdom, Taylor & Francis Group.

LACHGUEUR K., TAIBI S. & ABOU-BEKR N., 2010 : Comportement hydrique d'une argile non saturé. European Journal of Environmental and Civil Engineering. Volume 14, Issue 3, Taylor & Francis.

LEONG E.C, WIDIASTUTI S. et RAHARDJO H., 2013 : Estimating wetting-induced settlement of compacted soils using oedometer test. Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, Volume 44, No 1.

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

LI X-L., 1999 : Comportement Hydromécanique des Sols Fins : de l'état saturé à l'état non saturé. Thèse de Doctorat, Université de Liège, Belgique.

LINS A.H.P, SANDRONI S. S., SILL, G C, 1995: An experimental analysis of the development of pore-water pressure in an unsaturated compacted soil in Proceedings of the first international conference on unsaturated soils - UNSAT '95, Paris, France.

LU N. & LIKOS W., 2004: Unsaturated soil mechanics. Edited by Jhon Wiley & Sons.

MAGNAN J.P., 1993: Corrélations entre les propriétés des sols in Techniques de l'Ingénieur, traité Construction C219.

MAGNAN, J.P., DANG, M.T., 1977 : Etude théorique et expérimentale de la compressibilité du fluide interstitiel dans un sol argileux presque saturé. Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Paris, n° Spécial VI F.

MARINHO F.A.M. & MASSAD F., 2011: Behaviour of wet fill using residual soil *in* Unsaturated soils Barcelona, Taylor & Francis Group.

MARINHO F.A.M., STANDING J., KUWAGIMA R.M., 2003: Soil suction development under isotropic loading and unloading in a compacted residual soil *in* Solos e Rochas, São Paulo, 26, (2): Maio-Agosto.

MASEKANYA J.P., 2008 : Stabilité des pentes et saturation partielle - Etude expérimentale et modélisation numérique. Thèse de Doctorat, université de Liège, Belgique.

MODARESSI A., 2003: Mémoire d'habilitation à diriger des recherches. Ecole Centrale de Paris, France.

MODARESSI A., 2004: Mécanique et hydraulique avancées des sols. Cours Master MSROE. Ecole Centrale de Paris, France.

MONNET J. & BOUTONNIER L., 2010: Calibration d'un modèle de sol non saturé intégrant les trois phases du sol *in* Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG2010 – Grenoble, France.

MONNET J. & BOUTONNIER L., 2012: Calibration of un unsaturated air-water-soil model *in* Archives of Civil and Mechanical Engineering, Volume 12, Issue 4, Elsevier.

MONTANEZ J.E.C., 2002: Suction and volume change of compacted sand-bentonite mixtures. Ph. D. Thesis. Imperial College of Science, Technology and Medicine. London, U.K.

NOWAMOOZ H., 2007 : Retrait/gonflement des sols argileux compactés et naturels. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, Nancy, France.

NOWAMOOZ H., DROUET J-B. et MASROURI F., 2008 : Evolution de la structure interne des sols gonflants soumis aux cycles de séchage humidification *in* 26ème Rencontre Universitaire de Génie-Civil AUGC, Nancy, France.

OOSTVEEN J.P, 2003: Undrained isotropic compression of soil *in* Proceedings of the international conference « From experimental evidence towards numerical modeling of unsaturated soils », Weimar, Germany, Springer editions.

PELLERIN F-M., 1980: La porosimétrie au mercure appliqué à l'étude géotechnique des sols et des roches, Bulletin de Liaison LPC, N° 106.

PEREIRA J.H.F. & FREDLUND D.J., 2000: Volume change behaviour of collapsible compacted gneiss soil. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 126 N° 10.

PINTADO X.I.L., 2002: Caracterizacion del comportamiento termo-hidro-mecanico de arcillas expansivas. Tesis Doctoral *in* Universitat Politecnica de Catalunya UPC, España.

POULAIN D., 1993: Pressions interstitielles de construction dans les barrages homogènes en matériaux argileux humides. Thèse de Doctorat, Université de Bordeaux.

RAO S.M. & REVANASIDDAPPA K., 2003: Role of soil structure and matric suction in collapse of compacted clay soil. Geotechnical Testing Journal, Volume 26, issue 1, ASTM International.

REZNIK Y.M., 2000: Engineering approach to interpretation of oedometer tests performed on collapsible soils. Engineering Geology vol. 57, Elsevier Science.

ROMERO E. & **SIMMS P.H.**, 2008: Microstructure investigation in unsaturated soils: A review with special attention to contribution of Mercury Intrusion Porosimetry and Environmental Scanning Electron Microscopy *in* Geotechnical and Geological Engineering, Volume 26, Issue 6, Springer.

SAIM R., 1997: Des comportements repères des grains sans colle à un exemple de sol réel. Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Paris, France.

SATYANAGA A., RAHARDJO H., LEONG E-C. & WANG J-Y., 2013: Water characteristic curve of soil with bimodal grain size distribution. Computers and Geotechnics, Volume 48, Elsevier.

SAYAD GAIDI CH., 2003: Ecoulements dans les milieux poreux peu perméables saturés et non saturés. Thèse de Doctorat de l'Université du Havre, France.

STOLTZ G., CUISINIER O. & MASROURI F., 2012: Fabric Alteration of a compacted lime-treated expansive soil upon drying and wetting *in* Unsaturated Soils: Research and Applications, Volume 1, Springer Berlin Heidelberg.

TAIBI S., 1994: Comportement mécanique et hydraulique des sols soumis à une pression interstitielle négative – Etude expérimentale et modélisation- Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Paris, France.

TAKE W.A & BOLTON D., 2003: Tensiometer saturation and the reliable measurement of soil suction *in* Géotechnique 53, No 2.

VANAPALLI S.K., FREDLUND D.G., PUFAHL D.E. & CLIFTON A.W., 1996 : Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction in Canadian Geotechnical Journal, Volume 33 Issue 3**.**

VAUGHAN P. R., 2003: Observations on the behaviour of clay fill containing occluded air bubbles *in* Géotechnique, Volume 53, No. 2, Institution of Civil Engineers Publishing, ICE.

XU H.F., **XIE K.H** & **WANG W.N,** 2010 : Quasi-saturated soil snd its research directions *in* ICETCE International Conference on Electric Technology and Civil Engineering, China.

XU H.F., **XIE K.H** & **WANG W.N,** 2011: Compressibility of pore fluid of unsaturated soils and pore pressure parameter *in* ICETCE International Conference on Electric Technology and Civil Engineering, China.

YAHIA-AISSA M., 1999: Comportement hydromécanique d'une argile gonflante fortement compactée. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale de Ponts et Chaussées, France.

RESUME

Le présent travail s'inscrit dans le cadre de l'étude du comportement hydromécanique des sols compactés proches de la saturation. Deux matériaux argileux locaux sont étudiés : le matériau du noyau du barrage de Boughrara et l'argile de la barrière ouvragée du CSD de Saf-Saf.
Les deux matériaux ont été caractérisés sur des chemins particuliers tels que les chemins de drainage-humidification en utilisant différentes techniques pour le contrôle de la succion. Différents états initiaux ont été considérés. Le potentiel d'effondrement a aussi été mesuré dans des conditions œdométriques.
L'un des objectifs essentiels de la thèse a été l'étude de l'évolution des pressions interstitielles sur chemins isotropes et déviatoires autrement dit la mesure des coefficients de Skempton A et B.
Enfin, différentes méthodes de prédiction du coefficient B, ont été mises en œuvre afin de comparer leurs résultats avec les mesures expérimentales réalisées.

Mots clés: Argile ; compacté ; quasi-saturé ; drainage-humidification ; effondrement ; microstructure ; pression interstitielle ; coefficients de Skempton ; modèle.

SUMMARY

This work is part of the study of the hydromechanical behaviour of compacted soils near saturation. Two local clay materials are studied: the core material of Boughrara dam and clay of the engineered barrier CSD Saf- Saf.
Both materials were characterized on specific paths such as drying-wetting path using various techniques to control suction. Different initial states were considered. The potential collapse was also measured in oedometer conditions.
One of the key objectives of the thesis was the study of the evolution of pore pressure on isotropic and deviatoric path, i.e. measuring Skempton coefficients A and B.
Finally, different methods of prediction of coefficient B were implemented in order to compare their results with the experimental measurements.

Keywords: Clay; compacted; quasi-saturated; drying-wetting; collapse; microstructure; pore pressure; Skempton coefficients; model.

ملخص

يدخل هذا البحث في اطار الدراسة الهيدروميكانيكية للتربة المرصة القريبة من التشبع. درسنا تربتين محليتين الاولى لنواة سد بوغرارة و الثانية لتربة مركز تخزين النفايات
درست عدة مسارات على التربتين كمسار التجفيف و التبليل و ذلك باستعمال وسائل عديدة للتحكم في ضغط الامتصاص. كذلك درست قابلية الانهيار تحت تاثير عدة حالات اولية
من بين احد اهم اهداف هذا البحث هو دراسة تطور الضغط المائي تحت ظغط فعلي لقياس معاملي سكامبتون أ و ب
و أخيرا، عرضت عدة نمادج رقمية للتنبؤ بالمعامل ب و قورنت النتائج مع التجارب

الكلمات الأساسية: طين، ضغط، قريب من التشبع، التجفيف التبليل، إنهيار، المجهرية، ظغط مائي، معاملي سكامبتون، نمودج