



HAL
open science

Approche expérimentale multi-échelle de l'effondrement capillaire de sols granulaires

Fatima Zahra El Korchi

► **To cite this version:**

Fatima Zahra El Korchi. Approche expérimentale multi-échelle de l'effondrement capillaire de sols granulaires. Génie civil. Université Montpellier; Université Cadi Ayyad (Marrakech, Maroc), 2017. Français. NNT : 2017MONT036 . tel-01923329

HAL Id: tel-01923329

<https://theses.hal.science/tel-01923329>

Submitted on 15 Nov 2018

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

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

THÈSE

Pour obtenir le grade de
Docteur

Délivré par
UNIVERSITÉ DE MONTPELLIER

Préparée au sein de l'école doctorale
Information, Structures, Systèmes

Et de l'unité de recherche
Laboratoire de Mécanique et Génie Civil (LMGC)

Spécialité: **Mécanique et Génie Civil**

Approche expérimentale multi-échelle de l'effondrement capillaire de sols granulaires

par

Fatima Zahra EL KORCHI



Soutenance prévue le 12/07/2017 devant le jury composé de

Bertrand FRANÇOIS	Pr	Université Libre de Bruxelles	Président
Mahdia HATTAB	Pr	Université de Lorraine	Rapporteur
Didier MAROT	Pr	Université de Nantes	Rapporteur
El Khadir LAKHAL	Pr	Université Cadi Ayyad Maroc	Examinateur
Abdenbi EL MANDOUR	Pr	Université Cadi Ayyad Maroc	Examinateur
Moulay Saïd EL YOUSOUFI	Pr	Université de Montpellier	Directeur
Mohamed EL OMARI	Pr	Université Cadi Ayyad Maroc	Directeur (cotutelle)
Frédéric JAMIN	MC	Université de Montpellier	Encadrant



Table des figures

1	Classification granulométrique grossière des sols granulaires.	19
2	Photographie d'un château de sable.	20
3	Photographie de dégâts d'effondrement de sols : (a) glissement de terrain après un tremblement de terre en Inde et (b) glissement de terrain suite à des inondations au Mexique.	21
1.1	Élément de sol constitué de grains solides entourés de vide rempli d'eau et d'air.	25
1.2	Différents états de l'eau et régimes hydriques dans le sol.	26
1.3	Différents arrangements de sols granulaires (d'après [Davalle1991]).	27
1.4	Contributions comparées des forces de Van der Waals, de la capillarité et de la cimentation dans le cas des sols d'après [Mitchell1993].	28
1.5	Forces d'interaction agissant sur une molécule d'eau dans le volume du liquide (a) et à l'interface eau-air (b) (d'après [Delage2000]).	29
1.6	Équilibre mécanique d'une portion de pont liquide (d'après [Soulie2005]).	30
1.7	Contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale pour différents taux de cimentation dans un sable [Mitchell1993].	30
1.8	Pont liquide entre deux grains sphériques.	31
1.9	Illustration du phénomène d'ascension capillaire (d'après [Delage2000]).	32
1.10	Illustration d'une courbe de rétention d'eau d'un sol	33

1.11	Illustration de la courbe de rétention d'eau d'un sol en cours de drainage et d'imbibition.	34
1.12	(a) Influence du type de sol sur la courbe de rétention d'eau [Fredlund1994] et (b) Courbes de rétention expérimentales sur des billes de verre [Taibi1994] (T) et [Gras2011] (G).	34
1.13	Résultats expérimentaux et modélisation de la courbe de rétention des échantillons de sable limoneux argileux à différents indices des vides initiaux [Salager2007].	35
1.14	Évolution de la force à la rupture en compression simple en fonction de la teneur en eau pour des billes de verre de diamètres compris entre 0,5 mm et 1 mm [Soulie2005].	37
1.15	Évolution de la cohésion macroscopique en fonction de la teneur en eau, S : Sable ϕ entre 0,1 mm et 0,4 mm, $BV45$: Billes de verre ϕ entre 0,4 mm et 0,5 mm, $BV48$: ϕ entre 0,4 mm et 0,8 mm, $BV1$: $\phi = 1$ mm [Richefeu2005].	38
1.16	Évolution de la contrainte de traction σ en fonction de la teneur en eau volumique W pour des billes de verre de diamètre $280 \pm 20 \mu\text{m}$ [Scheel2008a]	38
1.17	Courbes caractéristiques de résistance à la traction en fonction de la teneur en eau d'un sable limoneux (a), d'un sable fin (b) et d'un sable moyen (c) [Lu2007].	40
1.18	Illustration de la courbe de rétention d'eau et de la courbe caractéristique de résistance à la traction en fonction du degré de saturation d'un sable [Lu2009].	41
1.19	Photographie de trois billes de verre avec deux ponts (a) $V_w = 4,5 \mu\text{l}$ chacun ($F_{cap} = 1,36 \text{ N}$), (b) $V_w = 9 \mu\text{l}$ chacun ($F_{cap} = 1,32 \text{ N}$) et (c) Rajout de $6,5 \mu\text{l}$ ($F_{cap} = 1,82 \text{ N}$) [Gras2011].	41
1.20	(a) Photographie de la rupture d'un pont capillaire et évolution de la force capillaire dans (b) le cas de triplet en fonction du volume d'eau évaporé et (c) le cas de quadruplet capillaire en fonction du temps d'évaporation pour différentes distances inter-granulaires [Hueckel2013].	42
1.21	Critère d'évaluation du risque d'effondrement proposé par Gibbs et Bara [Gibbs1962].	44
1.22	Mécanismes à l'origine de l'effondrement d'un sol granulaire par (a) Indice des vides élevé, (b) Contrainte externe appliquée importante, (c) Perte de cimentation, (d) Diminution de la succion.	45
1.23	Effet de la teneur en eau initiale sur l'amplitude de l'effondrement d'après (a) [Delage2008] et (b) [Tadepalli1992].	46
1.24	Effet de l'indice des vides et de la masse volumique sèche sur l'amplitude de l'effondrement d'après (a) [Delage2008] et (b) [Tadepalli1992].	47
1.25	Courbes granulométriques de sols résiduels effondrables [Yudhbir1982].	48

1.26	Influence de la teneur en argile sur le potentiel d'effondrement (d'après [Lawton1992]). L'effondrement correspond aux déformations volumiques négatives.	49
1.27	Variation du volume des échantillons soumis à une imbibition sous différentes contraintes verticales [Cuisinier2005].	49
2.1	(a) Photos des billes de verre (a) et du sable concassé (b).	52
2.2	(a) Mise en place, (b) saturation et (c) drainage des échantillons au cours de la détermination de la teneur en eau de rétention $w_{(R)}$	54
2.3	Teneur en eau de rétention en fonction de la granularité des billes de verre ($c = 0,59$).	54
2.4	Photographies des billes de verre $\Phi < 50 \mu m$, $\Phi = 60 - 100 \mu m$, $\Phi = 80 - 200 \mu m$ et $\Phi = 300 - 500 \mu m$	55
2.5	Teneur en eau de rétention en fonction de la granularité du sable ($c = 0,55$).	56
2.6	Photos des billes de verre $\Phi < 50 \mu m$ avant et après traitement d'images et détection des cercles (Image 1 à gauche et image 2 à droite)	59
2.7	Courbes granulométriques des billes de verre (a) $\Phi < 50 \mu m$, (b) $\Phi = 60 - 100 \mu m$, (c) $\Phi = 80 - 200 \mu m$ et (d) $\Phi = 300 - 500 \mu m$ moyennant les deux images 1 et 2 dans chaque cas.	60
2.8	Courbes granulométriques des trois échantillons de sable $\Phi = 80 - 400 \mu m$	61
2.9	Évolution de la teneur en eau en fonction de l'enfoncement du cône dans les billes de verre $\Phi < 50 \mu m$, $\Phi = 60 - 100 \mu m$ et $\Phi = 80 - 200 \mu m$ (w_L correspond à un enfoncement de 17 mm).	63
2.10	Évolution de la teneur en eau en fonction de l'enfoncement du cône du sable $\Phi = 80 - 400 \mu m$ (limite de liquidité correspond à un enfoncement de 17 mm).	64
2.11	Chemin suivi pour le drainage au triaxial.	65
2.12	Évolution de l'indice des vides e en fonction (a) de la teneur en eau w et en fonction (b) de la succion s . Évolution du degré de saturation S_r en fonction (c) de la teneur en eau w et en fonction (d) de la succion s (e) Teneur en eau w en fonction de la succion s ($c = 0,63$).	66
2.13	Courbe de drainage d'eau à la plaque de pression : teneur en eau w et degré de saturation S_r en fonction de la succion s des billes de verre $\Phi < 50 \mu m$ ($c = 0,63$).	68
2.14	Courbe d'imbibition d'eau à la plaque de pression : teneur en eau w et degré de saturation S_r en fonction de la succion s des billes de verre $\Phi < 50 \mu m$ ($c = 0,63$).	69
2.15	Comparaison de Courbes d'étalonnage du papier filtre Whatman N 42 dans le chemin de drainage et d'imbibition d'après [Munoz2010].	70

2.16	Photo des échantillons de billes de verre $\Phi < 50 \mu m$ avec différents teneurs en eau.	71
2.17	Courbes d'imbibition des billes de verre (a) $\Phi < 50 \mu m$, (b) $\Phi = 60 - 100 \mu m$, (c) $\Phi = 80 - 200 \mu m$ et (d) $\Phi = 300 - 500 \mu m$ en utilisant des papiers filtres secs ($c = 0, 59$).	72
2.18	Courbes de rétention en drainage des billes de verre (a) $\Phi < 50 \mu m$ et (b) $\Phi = 60 - 100 \mu m$ en utilisant des papiers filtres humides ($c = 0, 59$).	72
2.19	Courbes de rétention du sable en utilisant des papiers filtres secs ($c = 0, 53$, $c = 0, 55$ et $c = 0, 57$)	73
2.20	Droites de <i>Mohr-Coulomb</i> des billes de verre et du sable ($c = 0,59$).	74
2.21	Courbes granulométriques des billes de verre (BV) et du sable (S)	75
2.22	Courbes d'imbibition des billes de verre ($c = 0, 59$).	76
2.23	Courbes d'imbibition du sable $\Phi = 80 - 400 \mu m$ en utilisant des papiers filtres secs ($c = 0, 53$, $c = 0, 55$ et $c = 0, 57$).	76
2.24	Image de l'ensemble de l'appareil triaxial.	78
2.25	Schéma simplifié du dispositif GDSTTS.	78
2.26	Photo de l'échantillon équipé des capteurs de déplacements locaux.	79
2.27	Schéma de l'échantillon au cours de l'essai d'imbibition et le profil de la génératrice axiale.	80
3.1	Effondrement de l'échantillon granulaire sans membrane apport d'eau par ascension capillaire (a) et par le haut (b).	85
3.2	Schéma de principe de l'essai d'imbibition au triaxial.	87
3.3	Volume d'eau V_w injecté par le CPV en fonction du temps t au cours de l'imbibition (Billes de verre $\Phi < 50 \mu m$).	87
3.4	Déplacements axial ΔH (1 et 2) et radial ΔD_c en fonction du temps t (Billes de verre $\Phi < 50 \mu m$).	90
3.5	Déplacements axial ΔH (1 et 2) et radial ΔD_c en fonction du temps t pour deux essais éliminés (Billes de verre $\Phi < 50 \mu m$).	91
3.6	Évolution des déformations axiale ε_a et radiale ε_r en fonction de la teneur en eau $w(t)$ au cours de l'imbibition (Billes de verre $\Phi < 50 \mu m$).	91
3.7	Définition des variables observées : Amplitude d'effondrement A , déformations axiales ε_a^{imb} , ε_a^f , déformation radiale ε_r^{imb} et teneur en eau d'effondrement w_{eff} (Billes de verre $\Phi < 50 \mu m$).	92

3.8	Évolution de la pression d'eau interstitielle u_w au cours de l'imbibition pour les billes de verre $\Phi < 50 \mu\text{m}$	93
3.9	Évolution de l'indice des vides $e(t)$ en fonction de la teneur en eau $w(t)$ et du degré de saturation $S_r(t)$ au cours de l'imbibition (Billes de verre $\Phi < 50 \mu\text{m}$).	94
3.10	Illustration de la déformée de la génératrice avant et après effondrement de l'échantillon.	94
3.11	Évolution des déformations axiale ε_a et radiale ε_r au cours de l'imbibition pour les billes de verre $\Phi < 50 \mu\text{m}$ avec les points de contrôle (1), (2) et (3).	95
3.12	Déformations axiale ε_a et radiale ε_r au cours de l'imbibition pour les billes de verre de granularités : $\Phi < 50 \mu\text{m}$, $\Phi = 60 - 100 \mu\text{m}$, $\Phi = 80 - 200 \mu\text{m}$ et $\Phi = 300 - 500 \mu\text{m}$	97
3.13	Évolution de la pression d'eau interstitielle u_w à la base de l'échantillon au cours de l'imbibition pour les billes de verre (a) $\Phi < 50 \mu\text{m}$ et $\Phi = 60 - 100 \mu\text{m}$ et (b) $\Phi = 80 - 200 \mu\text{m}$ et $\Phi = 300 - 500 \mu\text{m}$	98
3.14	Évolution de l'indice des vides $e(t)$ en fonction de la teneur en eau $w(t)$ pour les billes de verre $\Phi < 50 \mu\text{m}$, $\Phi = 60 - 100 \mu\text{m}$, $\Phi = 80 - 200 \mu\text{m}$ et $\Phi = 300 - 500 \mu\text{m}$	99
3.15	Effet de la granularité sur l'amplitude de l'effondrement A et sur la déformation axiale finale ε_a^f	99
3.16	Effet de la granularité sur la déformation axiale ε_a^{imb} et radiale ε_r^{imb}	100
3.17	Effet de la granularité des billes de verre sur la teneur en eau d'effondrement w_{eff}	101
3.18	Critère de <i>Gibbs et Bara</i> et position des échantillons de billes de verre de granularité $\Phi < 50 \mu\text{m}$, $\Phi = 60 - 100 \mu\text{m}$ et $\Phi = 80 - 200 \mu\text{m}$	102
3.19	Effet de la teneur en eau initiale sur l'amplitude et la teneur en eau d'effondrement au cours de l'imbibition pour les billes de verre (a) $\Phi < 50 \mu\text{m}$, (b) $\Phi = 60 - 100 \mu\text{m}$, (c) $\Phi = 80 - 200 \mu\text{m}$ et (d) $\Phi = 300 - 500 \mu\text{m}$	102
3.20	Évolution de la pression d'eau interstitielle u_w à la base de l'échantillon au cours de l'imbibition pour les billes de verre $\Phi < 50 \mu\text{m}$ à (a) $w_0 = 5\%$, (b) $w_0 = 10\%$ et (c) $w_0 = 15\%$	104
3.21	Effet de la teneur en eau initiale sur l'amplitude d'effondrement A et la déformation axiale finale ε_a^f pour les quatre granularités de billes de verre : (a) $\Phi < 50 \mu\text{m}$, (b) $\Phi = 60 - 100 \mu\text{m}$, (c) $\Phi = 80 - 200 \mu\text{m}$ et (d) $\Phi = 300 - 500 \mu\text{m}$	105
3.22	Effet de la teneur en eau initiale sur la déformation axiale d'imbibition ε_a^{imb} pour les quatre granularités de billes de verre étudiées.	106

3.23	Effet de la teneur en eau initiale w_0 sur la teneur en eau w_{eff} pour les quatre granularités de billes de verre.	106
3.24	Évolution (a) de l'indice des vides d'effondrement e_{eff} et (b) du degré de saturation d'effondrement S_{reff} en fonction de la teneur en eau initiale w_0 pour les quatre granularités de billes de verre étudiées.	107
3.25	Courbe granulométrique du kaolin utilisé (<i>Polwhite KL</i>).	107
3.26	Enfoncement du cône du pénétromètre en fonction de la teneur en eau du kaolin.	108
3.27	Photographies des billes de verre $\Phi < 50 \mu m$ avec 5% de kaolin (a) non tamisés, (b) tamisés et (c) avec une teneur en eau $w_0 = 5\%$	108
3.28	Déformations axiale ε_a et radiale ε_r en fonction de la teneur en eau $w(t)$ pour des échantillons de billes de verre avec différents pourcentages de kaolin : (a) 0%, (b) 1%, (c) 2%, (d) 3%, (e) 5% et (f) 10%.	110
3.29	Pression d'eau interstitielle u_w en fonction de la teneur en eau $w(t)$ pour des échantillons de billes de verre avec différents pourcentages de kaolin : (a) 0%, (b) 1%, (c) 2%, (d) 3%, (e) 5% et (f) 10%.	111
3.30	Évolution (a) des déformations axiales ε_a^f , des amplitudes A et (b) des déformations axiale ε_a^{imb} et radiale ε_r^{imb} en fonction du pourcentage de kaolin.	112
3.31	Évolution (a) de la teneur en eau w_{eff} , (b) de l'indice des vides d'effondrement e_{eff} et (c) du degré de saturation S_{reff} en fonction du pourcentages de kaolin.	114
3.32	Déformations axiale et radiale (a) et succion (b) au cours de l'imbibition d'eau dans des billes de verre $\Phi < 50 \mu m$ ($c_0 = 0,59$).	115
3.33	Courbes de rétention des billes de verre de granularités $\Phi < 50 \mu m$, $\Phi = 60 - 100 \mu m$, $\Phi = 80 - 200 \mu m$ et $\Phi = 300 - 500 \mu m$ ($c = 0,59$).	116
3.34	Évolution de la différence de succion Δs en fonction du diamètre moyen des grains.	117
3.35	Évolution de la différence de succion Δs des billes de verre en fonction de la teneur en eau initiale de l'échantillon ($w_0 : 5\%$, 10% et 15%).	119
3.36	Schématisation de l'évolution de la succion s des billes de verre $\Phi < 50 \mu m$ en fonction de la teneur en eau pour différentes teneurs en eau initiales ($w_0 : 5\%$, 10% et 15%).	119
3.37	Courbe d'imbibition des billes de verre $\Phi < 50 \mu m$ et du mélange billes de verre - kaolin avec un pourcentage de 5% et 10% ($c = 0,59$).	120
3.38	Courbe de rétention en drainage et imbibition du kaolin [<i>Fleureau2001</i>].	120
3.39	Différence de succion Δs en fonction du pourcentage de kaolin.	121

4.1	Déformations axiale ε_a et radiale ε_r en fonction du temps t au cours de l'imbibition dans le sable ($\Phi = 80 - 400 \mu m$ avec $c_0 = 0,55$).	125
4.2	Évolution de la déformation axiale ε_a et radiale ε_r en fonction de la teneur en eau $w(t)$ au cours de l'imbibition pour le sable de granularité $\Phi = 80 - 400 \mu m$ ($c_0 = 0,55$).	126
4.3	Évolution de la pression d'eau interstitielle u_w au cours de l'imbibition pour le sable de granularité $\Phi = 80 - 400 \mu m$ ($c_0 = 0,55$).	127
4.4	Évolution de l'indice des vides $e(t)$ en fonction de la teneur en eau $w(t)$ au cours de l'imbibition pour le sable de granularité $\Phi = 80 - 400 \mu m$ ($c_0 = 0,55$).	127
4.5	Variation des déformations axiale ε_a et radiale ε_r au cours de l'imbibition pour le sable avec les points de contrôle (1), (2), (3) et (4) ($c_0 = 0,55$).	128
4.6	Évolution des déformations axiale ε_a et radiale ε_r ((a) $c_0 = 0,53$, (c) $c_0 = 0,55$, (e) $c_0 = 0,57$ et (g) $c_0 = 0,59$) et de la pression d'eau interstitielle u_w ((b) $c_0 = 0,53$, (d) $c_0 = 0,55$, (f) $c_0 = 0,57$ et (h) $c_0 = 0,59$) au cours de l'imbibition.	130
4.7	Évolution de la déformation axiale ε_a et radiale ε_r au cours de l'imbibition pour le sable ($c_0 = 0,53$, $c_0 = 0,55$, $c_0 = 0,57$ et $c_0 = 0,59$).	131
4.8	Évolution de la pression d'eau interstitielle u_w au cours de l'imbibition ($c_0 = 0,53$, $c_0 = 0,55$, $c_0 = 0,57$ et $c_0 = 0,59$).	131
4.9	Évolution de la déformation axiale ε_a^f , de l'amplitude d'effondrement A (a) et de la déformation axiale et radiale d'imbibition ε_a^{imb} et ε_r^{imb} (b) en fonction de la compacité initiale c_0 du sable.	132
4.10	Teneur en eau à l'effondrement w_{eff} (a) et degré de saturation S_{reff} (b) en fonction de la compacité initiale c_0 du sable.	133
4.11	(a) Photographie du sable $\Phi = 80 - 400 \mu m$ avec 5% de kaolin (a) non tamisés et (b) avec une teneur en eau $w_0 = 5\%$	134
4.12	Évolution des déformations axiale ε_a et radiale ε_r et de la pression d'eau u_w en fonction de la teneur en eau $w(t)$ pour des échantillons de différents pourcentages de kaolin.	135
4.13	Évolution (a) des déformations axiales ε_a^f et des amplitudes A et (b) des déformations axiale ε_a^{imb} et radiale d'imbibition ε_r^{imb} en fonction du pourcentage de kaolin ($w_0 = 5\%$ et $c_0 = 0,55$).	137
4.14	Évolution (a) de la teneur en eau w_{eff} , (b) du degré de saturation S_{reff} et (c) de l'indice des vides d'effondrement e_{eff} en fonction du pourcentages de kaolin ($w_0 = 5\%$ et $c_0 = 0,55$).	138
4.15	Déformations axiale ε_a et radiale ε_r (a) et succion s (b) au cours de l'imbibition d'eau pour le sable ($c_0 = 0,55$).	139

4.16	Critère de <i>Gibs et Bara</i> et les échantillons de sable de granularité $\Phi = 80 - 400 \mu m$	140
4.17	Évolution de l'indice des vides $e(t)$ en fonction de la teneur en eau $w(t)$ (a) et du degré de saturation $S_r(t)$ (b) au cours de l'imbibition.	141
4.18	Courbes d'imbibition du sable $\Phi = 80 - 400 \mu m$ à différentes compacités $c_0 = 0,53$, $c_0 = 0,55$ et $c_0 = 0,57$	142
5.1	Schéma de l'appareil triaxial pour l'essai de compression.	146
5.2	Force axiale F_{axi} (a) et contrainte axiale σ_{axi} (b) en fonction de la déformation axiale ε_a pour deux échantillons de teneur en eau $w = 20\%$	147
5.3	Évolution de la force axiale F_{axi} pour différentes teneurs en eau w en fonction de la déformation axiale ε_a ((a) $w : 3\%, 5\%, 8\%, 10\%$ et 12% et (b) $w : 12\%, 15\%, 18\%, 20\%$ et 23%).	148
5.4	Force axiale F_{axi} en fonction de la teneur en eau w	149
5.5	Schéma du rapport entre les échelles macroscopique et locale.	150
5.6	Schéma du triplet capillaire avant et après coalescence des ponts avec les interfaces eau-air.	150
5.7	Schéma (a) et photo (b) du dispositif expérimental aux échelles locale et mésoscopique.	152
5.8	(a) Table micrométrique avec une bille, (b) support avec deux billes, (c) support avec trois billes, (d) table micrométrique avec quatre billes (e) et (f) support de la base avec huit billes.	152
5.9	Photographies (a) du triplet capillaire avec les distances D_1 et D_2 , (b) du quadruplet capillaire avec les distances D_1 et D_2 et (c) du support avec trois billes de verre avec les distances D_2 (cas du quadruplet capillaire).	153
5.10	Force capillaire F_{cap} en fonction du volume d'eau injecté V_w à l'échelle du triplet ($D_1 = 8,7$ mm et $D_2 = 8,3$ mm (Essais 1, 2 et 3)).	154
5.11	Photographies du triplet avec les différents volumes d'eau injectés V_w ($D_1 = 8,7$ mm et $D_2 = 8,3$ mm).	155
5.12	Évolution de la force capillaire F_{cap} en fonction du volume d'eau injecté V_w à l'échelle d'un triplet capillaire ((a) $D_1 = 8,7$ mm et $D_2 = 8,3$ mm et (b) $D_1 = 8,7$ mm et $D_2 = 8$ mm).	156
5.13	Schématization de la force capillaire F_{cap} en fonction du volume d'eau injecté V_w à l'échelle d'un triplet capillaire avec les domaines (1), (2), (3) et (4).	156

5.14	Force capillaire F_{cap} en fonction du volume d'eau injecté V_w à l'échelle d'un triplet capillaire (3 billes) pour les différentes configurations : (a) $D_2 = 8$ mm , (b) $D_2 = 8,1$ mm , (c) $D_2 = 8,3$ mm , (d) $D_2 = 8,7$ mm et (e) $D_2 = 9$ mm avec des distances $D_1 = 8,5$ mm, $8,6$ mm et $8,7$ mm.	157
5.15	Photographies de quadruplets capillaires avec différents volumes d'eau.	159
5.16	Force capillaire F_{cap} en fonction du volume d'eau injecté V_w à l'échelle d'un quadruplet capillaire ($D_1 = 8,7$ mm et $D_2 = 8,7$ mm, $c = 0,59$).	160
5.17	Force capillaire F_{cap} en fonction du volume d'eau injecté V_w à l'échelle d'un quadruplet capillaire ((a) $D_1 = 8,7$ mm, $D_2 = 8,7$ mm et (b) $D_1 = 8,4$ mm, $D_2 = 8,3$ mm).	161
5.18	Schématisation de la force capillaire F_{cap} en fonction du volume d'eau injecté V_w à l'échelle d'un quadruplet capillaire avec les différents domaines (1), (2), (3) et (4).	161
5.19	Photos des 12 billes de verre dans la configuration mésoscopique (a) vue de devant et (b) vue du coté ($D_1 = 8,5$ mm et $D_2 = 8,7$ mm).	162
5.20	Force capillaire F_{cap} en fonction du volume d'eau injecté V_w à l'échelle mésoscopique de quatre quadruplets capillaires pour différents essais ($D_1 = 8,5$ mm et $D_2 = 8,7$ mm).	163
5.21	Force capillaire F_{cap} en fonction du volume d'eau injecté V_w à l'échelle mésoscopique de quatre quadruplets capillaires ($D_1 = 8,5$ mm et $D_2 = 8,7$ mm, Essai 4).	163
5.22	Schématisation de l'évolution de la force capillaire relative $F_{cap}^* = F_{cap}/F_{max}$ en fonction du volume d'eau relatif $V_w^* = V_w/V_{max}$ à l'échelle locale en imbibition et en évaporation [Hueckel2013].	164
5.23	Illustration de l'évolution de la succion capillaire et de la résistance à la rupture en fonction du degré de saturation S_r d'après [Lu2009].	165
5.24	Illustration (a) du volume élémentaire tétraédrique et (b) du volume partiel V_{s1} de la bille contenu dans le tétraèdre.	166
5.25	Illustration des différents angles sphériques \mathbb{A} , \mathbb{B} et \mathbb{C}	167
5.26	Photographie des triplets capillaires avec différents volumes d'eau V_w à l'échelle du triplet capillaire ($D_1 = 8,7$ mm, $D_2 = 8,3$ mm).	168
5.27	Évolution de la teneur en eau w en fonction du volume d'eau V_w à l'échelle du quadruplet capillaire ($D_1 = 8,7$ mm, $D_2 = 8,7$ mm et $c = 0,59$).	169

-
- 5.28 Surface en fonction du volume des ponts liquides dans un échantillon de billes de verre de teneur en eau volumique $W = V_e/V_t = 0,035$ ($S_r = 9,5\%$) et comparaison entre les formes liquides numériquement obtenues et microtomographie de rayons X. 170
- 5.29 Déformations axiale ε_a et radiale ε_r (a), succion s (b) et la force capillaire F_{cap} à l'échelle locale (c) au cours de l'imbibition d'eau dans les billes de verre $\Phi < 50 \mu m$ ($c_0 = 0,59$). 173

Liste des tableaux

1.1	Critère de <i>Jennings et Knight</i> [Jennings1975] ($\sigma_v = 200kPa$)	45
2.1	Différentes valeurs des masses volumiques spécifiques des billes de verre $\Phi < 50 \mu m$, $\Phi = 60 - 100 \mu m$, $\Phi = 80 - 200 \mu m$ et $\Phi = 300 - 500 \mu m$ et du sable $\Phi = 80 - 400 \mu m$	57
2.2	Paramètres utilisés dans le module de calcul du logiciel <i>Matlab</i> et le nombre de billes de verre utilisées ($\Phi < 50 \mu m$, $\Phi = 60 - 100 \mu m$, $\Phi = 80 - 200 \mu m$ et $\Phi = 300 - 500 \mu m$).	58
2.3	Diamètres des billes de verre utilisées dans le calcul des coefficients de courbure et d'uniformité.	62
2.4	Coefficients d'uniformité C_u et de courbure C_c des différentes granularités des billes de verre et du sable.	62
2.5	Limites de liquidité w_L des billes de verre et du sable.	64
2.6	Différentes masses volumiques spécifiques et limites de liquidité des billes de verre et du sable.	75
3.1	Statistique des essais réalisés sur les échantillons du billes de verre.	89
3.2	Répartition de la teneur en eau dans l'échantillon au cours de l'imbibition pour les billes de verre $\Phi < 50 \mu m$	96
3.3	Paramètres initiaux des échantillons au cours de l'imbibition pour les billes de verre $\Phi < 50 \mu m$	96

3.4	Teneurs en eau initiales w_0 et d'effondrement w_{eff} et les succions s correspondantes s_0 et s_{eff} des billes de verre $\Phi < 50 \mu m$, $\Phi = 60 - 100 \mu m$, $\Phi = 80 - 200 \mu m$ et $\Phi = 300 - 500 \mu m$	117
3.5	Teneurs en eau initiales w_0 et d'effondrement w_{eff} et les succions s correspondantes s_0 et s_{eff} des billes de verre $\Phi < 50 \mu m$, $\Phi = 60 - 100 \mu m$, $\Phi = 80 - 200 \mu m$ et $\Phi = 300 - 500 \mu m$	118
3.6	Teneurs en eau initiales w_0 et d'effondrement w_{eff} et les succions s correspondantes s_0 et s_{eff} des billes de verre $\Phi < 50 \mu m$, avec différents pourcentages de kaolin 0%, 5% et 10%.	121
4.1	Statistique des essais réalisés sur le sable de granularité ($w_0 = 5\%$).	124
4.2	Répartition de la teneur en eau dans l'échantillon de sable au cours de l'imbibition ($c_0 = 0, 55$).	128
5.1	Teneurs en eau w et degrés de saturation S_r initiaux des échantillons de billes de verre.	145

Table des matières

Remerciements	17
Introduction générale	19
1 L'eau dans les matériaux granulaires	23
1.1 Introduction	24
1.2 Généralités sur les matériaux granulaires	24
1.2.1 Constituants	24
1.2.2 Différents états hydriques	25
1.2.3 Microstructure	26
1.2.4 Cohésion	27
1.3 Comportement hydro-mécanique des sols non saturés	29
1.3.1 Comportement hydrique	29
1.3.2 Comportement hydro-mécanique	36
1.4 Conclusion	50
2 Matériaux d'étude et dispositif expérimental	51
2.1 Introduction	52
2.2 Matériaux d'étude	52
2.2.1 Caractérisations physique et granulométrie	53

2.2.2	Caractérisation hydrique : courbe de rétention	63
2.2.3	Caractérisation mécanique : angle de frottement	73
2.2.4	Récapitulatif de la caractérisation des matériaux	74
2.3	Dispositif expérimental	77
2.3.1	Présentation du dispositif	77
2.3.2	Mise en place des capteurs locaux de déplacement	77
2.3.3	Estimation de l'indice des vides	79
2.4	Conclusion	81
3	Effondrement capillaire dans le cas de billes de verre	83
3.1	Introduction	84
3.2	Procédure expérimentale	84
3.2.1	Essais préliminaires : effondrement sans membrane	84
3.2.2	Essai au triaxial	86
3.2.3	Récapitulatif des essais entrepris	88
3.3	Résultats expérimentaux	89
3.3.1	Mise en évidence de l'effondrement	90
3.3.2	Effet de la granularité	96
3.3.3	Effet de la teneur en eau initiale	101
3.3.4	Effet de la fraction d'argile	103
3.4	Discussion	113
3.5	Conclusion	122
4	Effondrement capillaire dans le cas du sable	123
4.1	Introduction	124
4.2	Procédure expérimentale	124
4.2.1	Principe de l'essai au triaxial	124
4.2.2	Récapitulatif des essais entrepris	124
4.3	Résultats expérimentaux	125
4.3.1	Mise en évidence de l'effondrement	125
4.3.2	Effet de la compacité initiale	129
4.3.3	Effet de la fraction d'argile	134
4.4	Discussion	136

4.5	Conclusion	142
5	Étude multi-échelle de la coalescence de ponts capillaires	143
5.1	Introduction	144
5.2	Étude de la résistance en compression à l'échelle macroscopique	145
5.2.1	Procédure expérimentale	145
5.2.2	Résultats expérimentaux	146
5.2.3	Discussion	147
5.3	Étude de la coalescence aux échelles locale et mésoscopique	149
5.3.1	Principe de l'étude	149
5.3.2	Dispositif expérimental	151
5.3.3	Résultats expérimentaux	153
5.3.4	Discussion	164
5.4	Conclusion	168
	Conclusion générale	171
	Bibliographie	176

Remerciements

La valeur d'un homme tient dans sa capacité à donner et non dans sa capacité à recevoir.

Albert Einstein

Un travail de recherche est loin d'être un travail solitaire. En effet, je n'aurais jamais pu réaliser ce travail doctoral sans le soutien d'un grand nombre de personnes dont la générosité, la bonne humeur et l'intérêt manifestés à l'égard de ma recherche m'ont permis de progresser dans cette phase délicate de « l'apprenti-chercheur ».

A l'issue de la rédaction de cette thèse, je suis persuadée que je n'aurais jamais pu réaliser ce travail doctoral sans le soutien d'un grand nombre de personnes dont la générosité et l'intérêt manifestés à l'égard de ma recherche m'ont permis de progresser.

Je remercie chaleureusement toutes les personnes qui m'ont aidé pendant l'élaboration de ma thèse et notamment mon directeur de thèse Monsieur le professeur Moulay Saïd ELYOUS-SOUFI (Université de Montpellier), pour son intérêt et son soutien, sa grande disponibilité et ses nombreux conseils durant la rédaction de ma thèse.

Je tiens à remercier mon directeur de thèse Monsieur le professeur Mohamed ELOMARI, professeur à l'Université Cadi Ayyad, pour ses directives précieuses, ses conseils pertinents et sa disponibilité pour m'assurer un meilleur encadrement tout au long cette thèse.

Que Monsieur Frédéric JAMIN, Maître de Conférences à l'Université Montpellier 2, trouve ici l'expression de toute ma gratitude pour les longues heures de travail qu'il m'a consacrées, particulièrement sur la partie expérimentation. Sa compétence et sa disponibilité m'ont été d'un soutien de tous les instants.

Mes vifs remerciements s'adressent également aux ensembles des professeurs de la filière ICP-BTP, pour l'ensemble d'indications et de recommandations qu'ils m'ont accordé ainsi que pour leur judicieux encadrement.

Je remercie vivement madame Mahdia Hattab, messieurs Didier Marot, Abdenbi Elmandour, François Bertrand, El Kadir Lakhall qui m'ont fait l'honneur de rapporter ou examiner mon travail.

Je tiens également à exprimer ma sincère gratitude aux membres de l'équipe SIGECO et tous les autres membres du LMGC, qui m'ont aidé dans le développement de ce travail, au cours de ces trois dernières années. Et un grand Merci à Jean-Claude Benet, Cyril, Roxane, Anna d'être présents pour nous tous.

Je tiens aussi à remercier profondément l'ensemble des membres du Laboratoire Mécanique et génie civil. Mes remerciements vont également à Monsieur Gille Camp et Monsieur Stéphane Devic, techniciens au sein de la Halle Mécatronique pour ses corrections et ses remarques judicieuses sur le plan expérimental.

Je remercie tous les thésards du LMGC pour la bonne ambiance de travail mais également pour les nombreux bons moments passés ensemble. Entre autres Cécile, Sarah, Lo, Lhassan, William, Mahmoud, Paul,...

Ce travail n'aurait pas été possible sans le soutien du Laboratoire LABEX NUMEV à Montpellier et du Centre National de recherches Scientifique et Technique au Maroc, qui m'ont permis, grâce à une allocation de recherches et diverses aides financières, de me consacrer sereinement à l'élaboration de ma thèse.

Je remercie enfin tous ceux qui m'ont fait confiance et m'ont soutenu, ma mère et mes sœurs, mes amis, mes collègues au laboratoire LMGC.

Je dédie cette thèse à mon père *Abdelhadi El Korchi* "Paix à son âme"

Introduction générale

Contexte de la recherche

Les sols granulaires désignent une vaste famille de matériaux formés de grains. Ces sols sont présents partout dans la nature (sables, limons, graviers...(Figure 1)), d'où l'intérêt de les étudier. Leur comportement peut, selon les conditions, basculer entre celui des solides, des liquides et des gaz. Cette transition entre les trois comportements est la propriété la plus remarquable des milieux granulaires. Contrairement aux sols granulaires, les sols argileux sont de nature colloïdale à grains déformables, soumis à des interactions physico-chimiques qui jouent un rôle important dans leurs comportements.

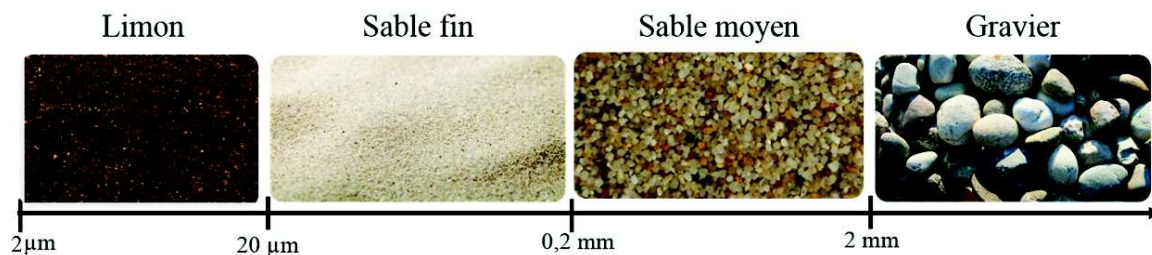


FIGURE 1: Classification granulométrique grossière des sols granulaires.

En géotechnique, le comportement des sols granulaires à l'état sec est similaire à l'état saturé. Entre ces deux états extrêmes existent divers régimes hydriques, souvent nommés : hygroscopique, pendulaire et funiculaire.

Dans le régime pendulaire, le comportement hydromécanique des sols granulaires a été étudié par différents auteurs [Soulie2005, Richefeu2005]. Dans ce régime, la présence de ponts

liquides dans un milieu granulaire génère des forces de cohésion entre les grains. Ces forces sont à l'origine de la stabilité d'un château de sable par exemple (Figure 2).

Dans le régime funiculaire, les ponts liquides commencent à coalescer car la géométrie locale ne permet plus d'avoir des ponts séparés. Ce changement de forme de ponts avec la coalescence influence bien évidemment le comportement des sols granulaires. Dans ce régime, plusieurs études ont montré que la résistance mécanique d'échantillons granulaires reste insensible à la teneur en eau pour un large domaine de cette dernière [Lu2005, Scheel2008a, Scheel2008b, Lu2009].



FIGURE 2: Photographie d'un château de sable.

L'imbibition d'eau dans un sol granulaire induit le passage de ce dernier par les différents régimes hydriques cités auparavant. En vue de comprendre les principaux traits du comportement des sols granulaires lors de l'imbibition, plusieurs études expérimentales et des modélisations numériques ont été proposées, mais il reste encore plusieurs aspects abordés.

L'imbibition d'eau dans un sol peut conduire à des déformations irréversibles. Lorsque ces déformations prennent une forme brutale en temps et en intensité, on parle d'effondrement. Ce phénomène touche pratiquement tous les sols (argileux, limoneux ou même sableux). Pendant plusieurs décennies, le phénomène d'effondrement des sols a été étudié dans le but de prédire leurs comportements et par la suite pouvoir intervenir pour limiter les dégâts possibles (Figure 3).

Dans la littérature, les sols susceptibles de s'effondrer sont généralement des sols granulaires lâches comportant une fraction argileuse ou limoneuse. Lorsque ces éléments fins, qui apportent une sorte de cimentation entre les grains du sol, sont fragilisés par l'apport d'eau, ceci provoque l'effondrement du milieu [Barden1973]. En plus de la cohésion induite par la présence de particules argileuses, la capillarité apporte également une certaine cohésion aux sols granulaires faiblement saturés. La perte de cette cohésion capillaire est de nature à favoriser le phénomène d'effondrement.

Plusieurs paramètres ont été proposés dans le but d'identifier les sols à risque d'effondrement. Ces paramètres sont liés généralement à l'état de compacité du sol, à sa teneur en eau



FIGURE 3: Photographie de dégâts d’effondrement de sols : (a) glissement de terrain après un tremblement de terre en Inde et (b) glissement de terrain suite à des inondations au Mexique.

naturelle, à la limite de liquidité, ou encore au niveau de contrainte. Par contre, l’effet de la granularité reste encore à ce jour mal compris, malgré quelques études déjà réalisées à ce sujet.

Proposition de recherche

La thèse présente une approche expérimentale multi-échelle de l’effondrement capillaire dans les matériaux granulaires lors d’une imbibition d’eau. L’étude prend explore trois échelles : échelle macroscopique d’un Volume Élémentaire Représentatif (VER), échelle mésoscopique de quelques grains et échelle locale de trois et quatre grains. Ces trois échelles permettent de mettre en évidence le comportement hydromécanique de matériaux granulaires suite à une imbibition d’eau et d’étudier l’effet de la coalescence sur la force capillaire.

A l’échelle macroscopique, l’étude permet l’identification et l’analyse du phénomène d’effondrement capillaire en mettant l’accent sur l’évolution des déformations dans le temps. Cette étude est réalisée sur deux matériaux granulaires, le premier est un matériau constitué de billes de verre et le second est un sable concassé. Plusieurs paramètres ont été étudiés en vue de comprendre leurs contributions dans le déclenchement du phénomène d’effondrement comme la granularité, la teneur en eau initiale, la compacité et le pourcentage des particules argileuses. L’étude de tous ces paramètres permet d’expliquer les mécanismes entrants en jeu lors des essais d’effondrement.

Aux échelles mésoscopique et locale, des essais d’imbibition ont été réalisés sur un assemblage de quelques grains, sur des triplets et sur des quadruplets capillaires. Le but étant d’étudier l’effet de la coalescence de ponts sur la force capillaire, et de discuter ces résultats

par rapport au comportement macroscopique lors de l'imbibition d'eau. L'objectif final étant de comprendre l'évolution de la microstructure lors de l'imbibition d'eau, et tenter de faire le lien avec l'effondrement capillaire d'échantillons macroscopiques.

Organisation du mémoire

Ce mémoire est organisé en cinq chapitres résumés brièvement ci-dessous :

Le premier chapitre présente une synthèse bibliographique sur l'effet de l'eau dans les sols granulaires non saturés. On y présente des généralités sur les sols granulaires dans leurs différents états sec, humide ou saturé. Une importance particulière sera accordée à la notion de succion dans les sols. Le couplage hydromécanique dans les sols non saturés est présenté dans le but de comprendre l'effet de l'eau sur le comportement mécanique des sols non saturés.

Le deuxième chapitre est consacré à la description des matériaux granulaires choisis pour cette étude et des dispositifs utilisés pour réaliser les différents essais. Les matériaux utilisés (billes de verre et sable) font l'objet d'une caractérisation physique et granulométrique (teneur en eau de rétention, masse volumique spécifique, courbe granulométrique et limite de liquidité), mécanique (cisaillement direct et consolidation) et hydrique (courbe de rétention).

Le troisième chapitre présente les résultats expérimentaux de l'effondrement dû à une imbibition d'eau pour les billes de verre. Les essais d'imbibition sur ce matériau granulaire permettent de mettre en évidence le phénomène d'effondrement, de définir une teneur en eau critique d'effondrement et de montrer l'effet de la teneur en eau initiale et de la granularité sur cette teneur en eau critique.

Le quatrième chapitre présente les résultats expérimentaux de l'effondrement dans le cas d'un sable. Ces résultats permettront de mettre en évidence l'effet de la compacité initiale du milieu granulaire sur la teneur en eau critique et sur l'amplitude de l'effondrement.

Dans le cinquième chapitre, on s'intéresse au phénomène de la coalescence de ponts capillaires. Ce phénomène marque de passage entre le régime pendulaire et le régime funiculaire dans un matériau granulaire non saturé.

CHAPITRE **1**

L'eau dans les matériaux granulaires

Sommaire

1.1	Introduction	24
1.2	Généralités sur les matériaux granulaires	24
1.2.1	Constituants	24
1.2.2	Différents états hydriques	25
1.2.3	Microstructure	26
1.2.4	Cohésion	27
1.3	Comportement hydro-mécanique des sols non saturés	29
1.3.1	Comportement hydrique	29
1.3.2	Comportement hydro-mécanique	36
1.4	Conclusion	50

1.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est de présenter des généralités sur les sols granulaires et leurs différents états hydriques : sec, humide ou saturé. Ensuite, on s'attache à présenter les éléments qui les constituent ainsi que les différents régimes de l'eau dans ces matériaux, en donnant les paramètres permettant de les caractériser. On présente, également, quelques aspects de la microstructure des matériaux granulaires afin de faciliter la compréhension de ses comportements sous différentes sollicitations hydromécaniques. Enfin, on s'intéresse aux différents aspects du comportement hydromécanique des matériaux granulaires avec une attention particulière pour le phénomène d'effondrement des sols lors d'une imbibition d'eau.

1.2 Généralités sur les matériaux granulaires

Les sols humides (non saturés) sont des matériaux tri-phasiques comprenant les trois phases, solide (le squelette), liquide (généralement l'eau) et gazeuse (généralement l'air et la vapeur d'eau).

1.2.1 Constituants

Un sol est constitué d'un squelette solide et de vide. Ce dernier peut être rempli d'eau, d'air ou de vapeur d'eau en proportions variables (Figure 1.1). Le volume total du sol V_t est la somme du volume des grains solides V_s et du volume des vides V_v . Le volume des vides comprend le volume d'eau V_w , et le volume d'air et de vapeur d'eau V_a (Équation 1.1).

$$V_t = V_s + V_v = V_s + V_w + V_a \quad (1.1)$$

Dans un sol granulaire, il existe trois paramètres volumiques qui expriment les fractions volumiques du squelette solide et du vide : la compacité c , la porosité n , la porosité effective n_e et l'indice des vides e (Équation 1.2).

$$c = \frac{V_s}{V_t} \quad ; \quad n = \frac{V_v}{V_t} \quad ; \quad n_e = \frac{V_w}{V_t} \quad \text{et} \quad e = \frac{V_v}{V_s} \quad (1.2)$$

La quantité d'eau présente dans un sol est généralement caractérisée par l'un des trois paramètres : teneur en eau massique, notée w , teneur en eau volumique, notée W , et degré de saturation, noté S_r , définis par les relations 1.3. Dans le cas de sols secs, le degré de saturation S_r est égal à 0 et dans le cas saturé, il vaut 1.

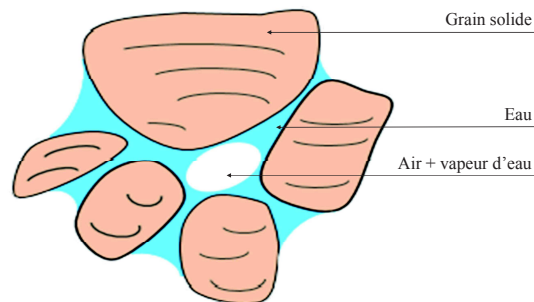


FIGURE 1.1: Élément de sol constitué de grains solides entourés de vide rempli d'eau et d'air.

$$w = \frac{m_w}{m_s} \quad \text{et} \quad W = n_e = \frac{V_w}{V_t} \quad \text{et} \quad S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad (1.3)$$

m_w et m_s étant respectivement la masse d'eau et la masse des grains solides.

1.2.2 Différents états hydriques

L'eau peut se trouver généralement sous quatre états dans un sol :

- L'eau de constitution entrant dans la composition chimique des minéraux qui composent les particules de sol (fraction fine argileuse) ;
- L'eau liée ou adsorbée à la surface des grains, contrainte par les forces d'attraction moléculaire et les forces électrostatiques ;
- L'eau capillaire qui, dans les sols non saturés, en présence d'air ou d'autres gaz, est retenue dans les canaux les plus fins du sol par les forces capillaires. Ces liaisons d'eau avec les particules du sol dépendent de la nature et de la dimension des particules ;
- L'eau libre, circulant dans les pores du sol sous l'effet des forces de gravité, ou de gradients de pression.

Ces différentes formes de l'eau dans les sols dépendent, de la compacité, de la teneur en eau, de la nature et de la distribution de taille des grains constituant le sol (Figure 1.2).

Comme évoqué précédemment, la présence d'eau a un effet non négligeable sur l'état et le comportement mécanique des sols. Selon la teneur en eau, on distingue généralement trois régimes hydriques intermédiaires entre l'état sec et l'état saturé (Figure 1.2).

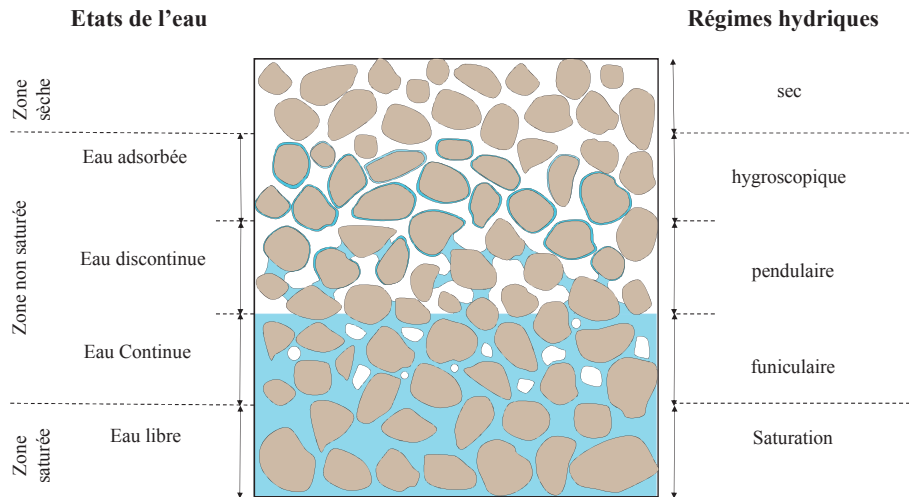


FIGURE 1.2: Différents états de l'eau et régimes hydriques dans le sol.

Le régime hygroscopique : l'eau est absorbée à la surface des grains sous forme de couches et l'air occupe l'essentiel des pores. Dans ce régime, la phase gazeuse est continue. Dans le cas des sols granulaires grossiers comme les gros sables ou les graviers, ce régime est quasi-inexistant.

Le régime pendulaire : l'eau forme des ponts liquides entre les grains. Dans ce régime, la phase liquide et la phase gazeuse sont discontinues.

Le régime funiculaire : l'eau occupe la part importante du volume des pores et l'air est présent sous forme de bulles occluses. Dans ce régime, l'eau est continue et peut se déplacer sous l'influence de la pesanteur.

1.2.3 Microstructure

La microstructure des sols granulaires comprend, d'une part, le mode d'arrangement des grains et, d'autre part, les interactions mutuelles. La connaissance de la microstructure d'un sol est nécessaire pour comprendre son comportement sous différentes sollicitations hydromécaniques.

Les sols granulaires sont des matériaux dont la microstructure dépend fortement de leur granulométrie et de la forme des grains solides. Les liaisons entre les grains sont extrêmement faibles. Le taux d'adsorption d'eau à la surface des grains est également faible, en particulier pour la fraction grossière.

Les interactions entre grains au sein des matériaux granulaires secs sont principalement dues aux forces de contact et aux frottements. Les grains qui composent le squelette granulaire sont imbriqués les uns contre les autres selon divers arrangements. La figure 1.3 présente une schématisation de différents arrangements qui peuvent être présents dans un sol granulaire [Davalle1991].

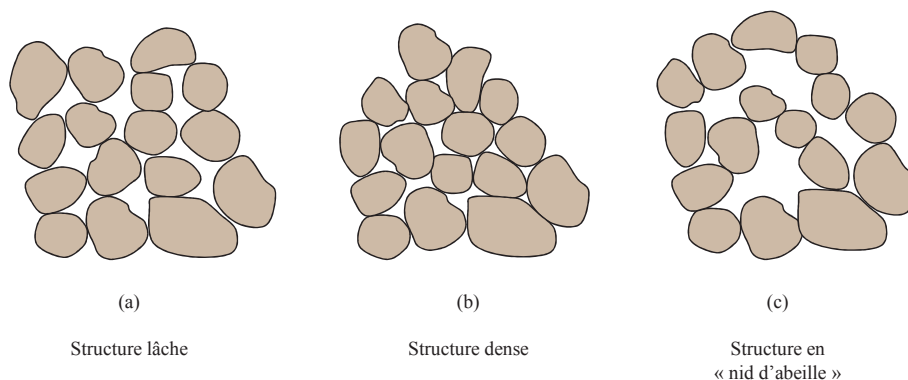


FIGURE 1.3: Différents arrangements de sols granulaires (d'après [Davalle1991]).

Les résistances en compression et au cisaillement de sols ayant une structure dense ou lâche (Figure 1.3 (a) et (b)) diffèrent fortement. En raison de leur structure granulaire et de l'absence de cohésion, les déformations des sols non cohérents peuvent s'expliquer par plusieurs mécanismes comprenant la compressibilité des grains, leur réarrangement, glissement ou rotation, ou encore leur écrasement pour des contraintes très élevées.

1.2.4 Cohésion

Divers mécanismes, physique ou chimique, peuvent coexister dans un sol granulaire et être à l'origine de sa cohésion macroscopique. Les forces inter-granulaires qui en résultent sont à l'origine de la cohésion qui procure au sol granulaire un comportement de type solide. Généralement, l'intensité de ces forces d'interactions est inversement proportionnelle à la distance entre les particules. Plus les grains sont proches, plus cette interaction devient importante. Les origines de la cohésion dans un matériau granulaire peuvent être multiples :

- forces de *Van Der Waals* ;
- forces électrostatiques ;

- ponts liquides (capillarité) ;
- ponts solides (cimentation).

La contribution de chacun des mécanismes de cohésion dépend de la taille des particules [Mitchell1993, Seville2000]. La figure 1.4 présente la résistance à la traction entre les grains en fonction de la taille des particules pour différents mécanismes de cohésion [Mitchell1993]. Cette figure montre que la cohésion d'origine capillaire est plus importante que celle due aux forces de *Van Der Waals* pour tous les diamètres de grains. Dans le cas des sols sableux ou limoneux, les facteurs majeurs dans la cohésion inter-granulaire sont la capillarité et la cimentation.

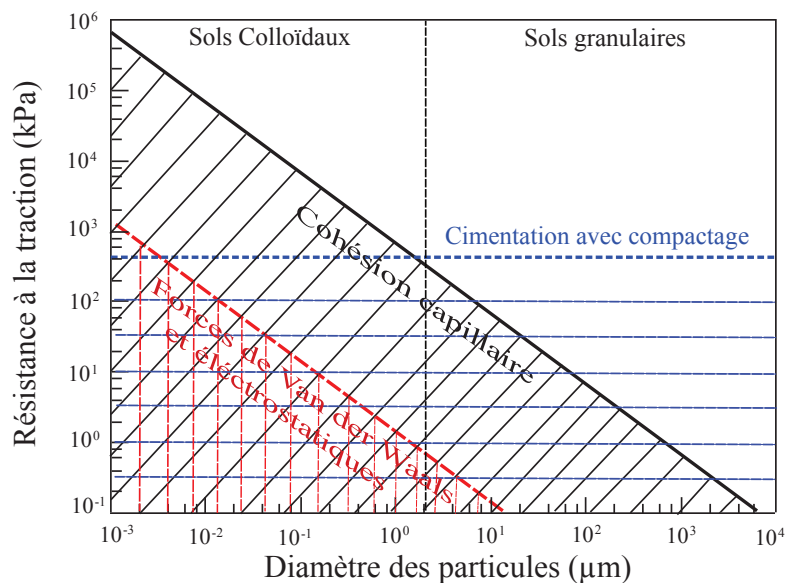


FIGURE 1.4: Contributions comparées des forces de Van der Waals, de la capillarité et de la cimentation dans le cas des sols d'après [Mitchell1993].

1.2.4.1 Ponts liquides (capillarité)

La tension superficielle entre deux milieux non miscibles est à l'origine du phénomène de capillarité. Dans les sols granulaires par exemple, cette tension agit à l'interface eau-air. Cette surface se comporte comme une membrane tendue caractérisée par cette tension superficielle qui résulte de la différence de nature des interactions entre les molécules d'eau dans le volume du liquide (Figure 1.5 (a)) et à l'interface eau-air (Figure 1.5 (b)).

Lorsqu'un sol granulaire contient de l'eau, cette eau peut former des ponts liquides entre les grains. Ces ponts génèrent une force d'attraction entre les particules solide appelée la cohésion capillaire, qui est à l'origine de la tenue mécanique d'un château de sable par exemple.

La force capillaire F_{cap} entre les grains dépend, d'une part, de la force de tension superficielle du liquide σ_s et, d'autre part, de la force due à la différence de pression Δp entre la phase

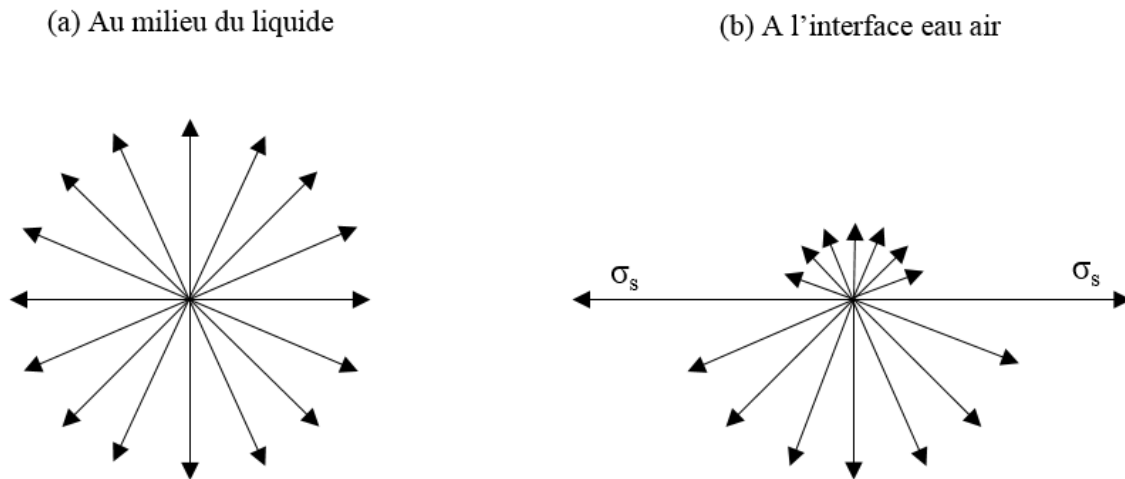


FIGURE 1.5: Forces d'interaction agissant sur une molécule d'eau dans le volume du liquide (a) et à l'interface eau-air (b) (d'après [Delage2000]).

gazeuse (u_a) et la phase liquide (u_w) constituant le pont capillaire. Dans le cas d'un doublet capillaire, la force capillaire F_{cap} est calculée au niveau de la plus petite section du pont liquide, aussi nommée rayon de "gorge" y_0 [Soulie2005, Gagneux2014] avec l'expression 1.4 :

$$F_{cap} = 2\pi y_0 \sigma_s + \pi y_0^2 \Delta p \quad (1.4)$$

1.2.4.2 Ponts solides (cimentation)

La cohésion par cimentation dans un matériau granulaire est une cohésion souvent très forte. Les ponts solides peuvent avoir plusieurs origines comme le dépôt de composés minéraux ou de matières organiques entre les grains. Un faible taux de cimentation dans un matériau granulaire, comme le sable, augmente de façon significative la cohésion du milieu [Mitchell1993] comme le montre la figure 1.7. Des essais de compression simple sur des échantillons de billes de verre avec des ponts de $NaCl$ cristallisés ont montré l'effet important de la cristallisation sur la résistance mécanique [Soulie2005].

1.3 Comportement hydro-mécanique des sols non saturés

1.3.1 Comportement hydrique

Le comportement hydrique des sols granulaires est étroitement lié à la notion de succion. Dans un sol non saturé, la succion conditionne les mouvements et l'équilibre de l'eau au sein

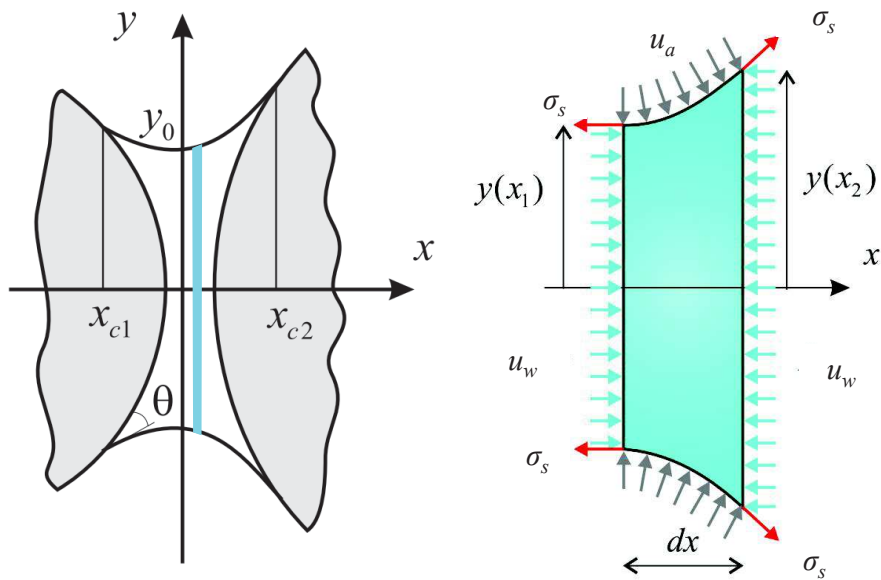


FIGURE 1.6: Équilibre mécanique d'une portion de pont liquide (d'après [Soulie2005]).

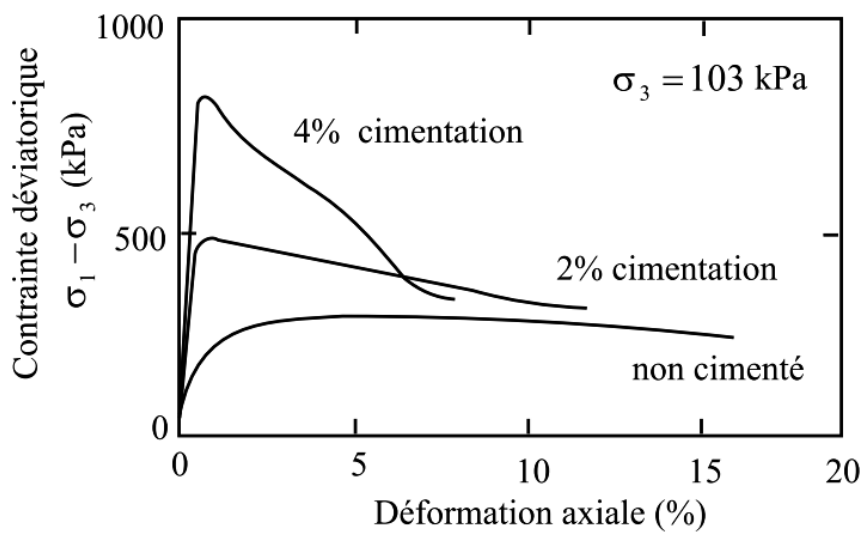


FIGURE 1.7: Contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale pour différents taux de cimentation dans un sable [Mitchell1993].

de l'espace poral.

1.3.1.1 Succion dans les sols granulaires

Dans cette étude on s'intéresse à un matériau granulaire contenant de l'eau sans soluté. Seule la succion capillaire, appelée par la suite succion et notée s , sera donc considérée ici.

Dans le cas d'un pont capillaire formé entre deux billes, *Laplace* a été le premier à proposer une loi liant la succion à la courbure de l'interface eau - air, exprimée par la formule 1.5 [Gagneux2014] :

$$s = u_a - u_w = \sigma_s \left(\frac{1}{\rho_{int}} + \frac{1}{\rho_{ext}} \right) \quad (1.5)$$

où ρ_{int} et ρ_{ext} sont les rayons de courbure algébrique respectivement interne et externe de l'interface (Figure 1.8), u_a désigne la pression d'air, u_w la pression d'eau et σ_s la tension superficielle de l'eau (N/m).

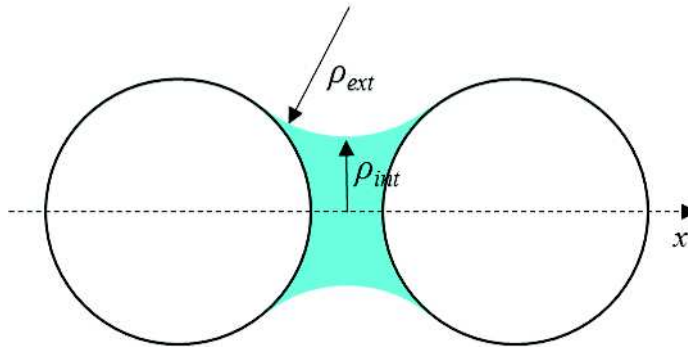


FIGURE 1.8: Pont liquide entre deux grains sphériques.

Dans le cas d'un tube de rayon r , la remontée capillaire est illustrée par la figure 1.9. La loi de *Jurin-Laplace* permet d'exprimer la succion en fonction du rayon du tube, du rayon de courbure du ménisque eau-air et de la tension superficielle d'eau. Elle est donnée par l'équation 1.6 :

$$s = \frac{2 \cdot \sigma_s}{R_s} = \frac{2 \cdot \sigma_s \cdot \cos(\theta)}{r} \quad (1.6)$$

où R_s représente le rayon de courbure du ménisque capillaire et θ est l'angle de contact (ou de mouillage) du ménisque avec la surface du solide. Dans le cas où l'angle de contact θ est égal à zéro, le ménisque forme une demi-sphère et le rayon de courbure du ménisque R_s est égal à celui du tube r . L'équation 1.6 devient alors :

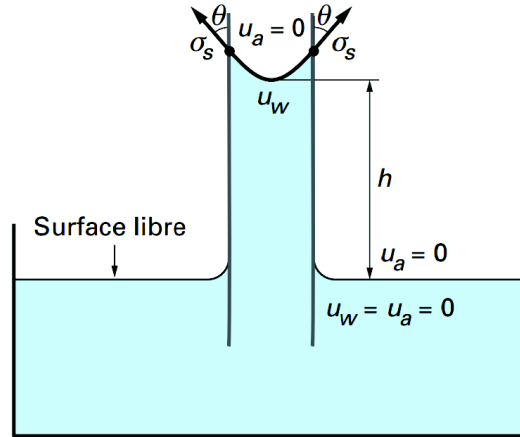


FIGURE 1.9: Illustration du phénomène d'ascension capillaire (d'après [Delage2000]).

$$s = \frac{2 \cdot \sigma_s}{r} \quad (1.7)$$

Les techniques expérimentales de mise en œuvre de la succion sont nombreuses et s'appuient sur des principes différents. Chaque technique présente des avantages et des inconvénients et peut être limitée à des gammes de succion bien définies. Pour la mesure de la succion, plusieurs dispositifs peuvent être utilisés comme le tensiomètre, le papier filtre, etc...

1.3.1.2 Courbe de rétention d'eau

La courbe de rétention d'eau décrit la relation entre la teneur en eau w (ou le degré de saturation S_r) et la succion s . L'illustration, donnée dans la figure 1.10, montre qu'une augmentation de la succion induit une diminution progressive de la teneur en eau (ou du degré de saturation). Cette diminution est plus accentuée au delà de la succion d'entrée d'air s_a . À des valeurs de succions importantes, la teneur en eau tend vers une teneur en eau résiduelle w_{res} .

Dans le régime funiculaire, l'application de la succion peut se faire avec :

- une augmentation de la pression d'air u_a en gardant la pression d'eau u_w constante (souvent $u_w = 0$ kPa) [Jamin2003, Salager2007, Chen2013].

- une application d'une pression d'eau négative avec la méthode osmotique en gardant la pression d'air égale à la pression atmosphérique [Fleureau1993a, Taibi1994, Cuisinier2002, Cuisinier2005].

- l'utilisation de la technique de papier filtre qui permet de mesurer la succion capillaire sur un large domaine hydrique allant du régime funiculaire au régime pendulaire (Figure 1.10).

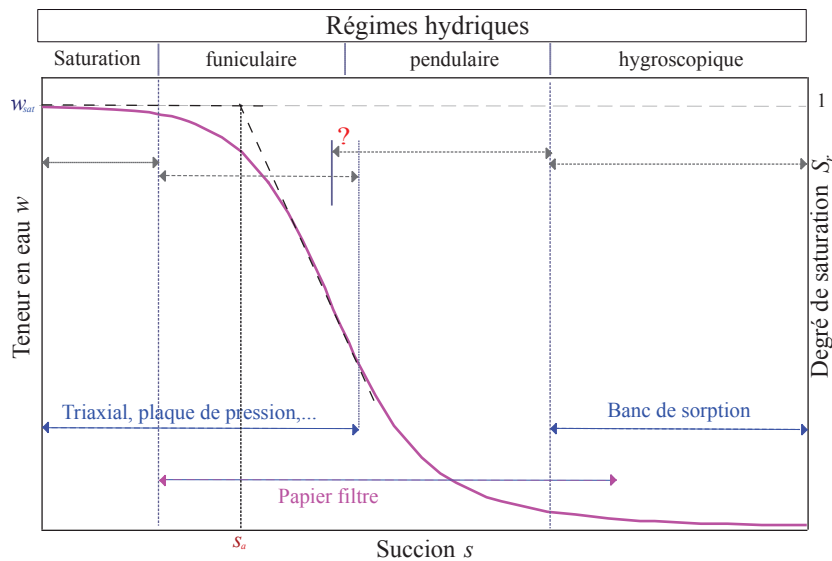


FIGURE 1.10: Illustration d'une courbe de rétention d'eau d'un sol

Dans le régime hygroscopique, l'isotherme de sorption est une source d'information, permettant de caractériser le comportement hydrique des matériaux granulaires à des fortes valeurs de succion (Figure 1.10).

1.3.1.3 Facteurs influençant la courbe de rétention

La courbe de rétention est sensible à plusieurs facteurs dont le chemin de drainage ou d'imbibition, la température, la nature du sol, la granularité, la compacité.

Effet du chemin de drainage ou d'imbibition

Les courbes de rétention d'eau en imbibition et en drainage ne sont pas les mêmes à cause de l'hysteresis. La courbe de drainage se situe au-dessus de celle de l'imbibition (Figure 1.11). La teneur en eau correspondant à une succion nulle dans le chemin d'imbibition est généralement inférieure à celle correspondant au chemin de drainage.

Les courbes de drainage diffèrent donc de celles de l'imbibition. La relation entre la succion et la teneur en eau n'est pas la même en suivant les chemins de drainage ou d'imbibition. Cette différence provient de deux causes essentielles. La première, d'ordre physico-chimique, est l'hystérésis de l'angle de contact. La seconde, de nature morphologique, dépend de la distribution de tailles et de formes des pores.

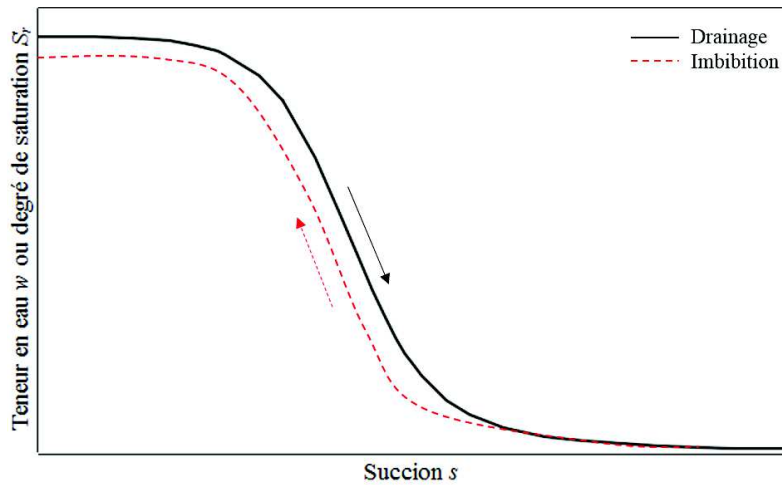


FIGURE 1.11: Illustration de la courbe de rétention d'eau d'un sol en cours de drainage et d'imbibition.

Effet de la nature du sol et de la granularité

La rétention d'eau dans les sols a été pour longtemps l'un des sujets majeurs de recherche en sciences des sols et en mécanique des sols non saturés. Plusieurs recherches se sont intéressées à l'étude de la rétention d'eau des sols argileux, limoneux ou sableux. Ces études ont montré que plus le milieu est fin (argileux) plus la succion d'entrée d'air s_a et la teneur en eau résiduelle w_{res} sont importantes (Figure 1.12 (a)).

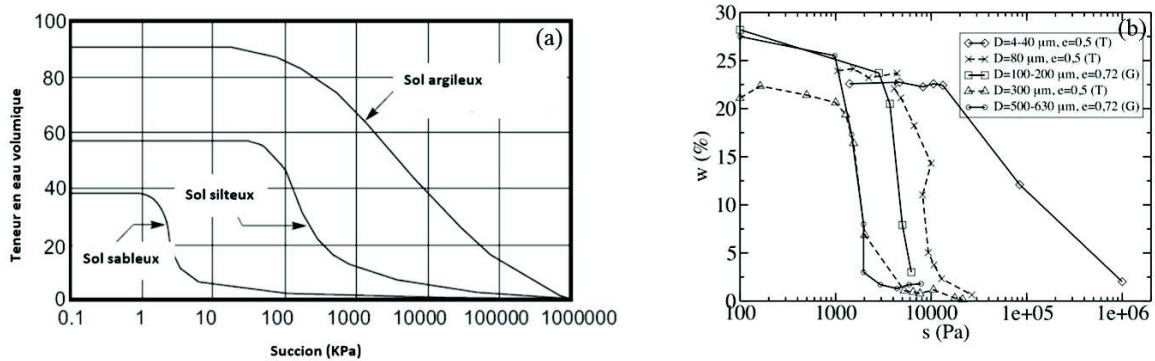


FIGURE 1.12: (a) Influence du type de sol sur la courbe de rétention d'eau [Fredlund1994] et (b) Courbes de rétention expérimentales sur des billes de verre [Taibi1994] (T) et [Gras2011] (G).

Peu d'études expérimentales existent sur des matériaux granulaires modèles comme les billes de verre. Parmi celles-ci, on peut citer les travaux de Taibi [Taibi1994] sur des billes de verre de granularité mono-disperse 80 et 300 μm et poly-disperse 4 - 40 μm , et les travaux de Gras [Gras2011] sur des billes de verre de granularité poly-disperse 100 - 200 μm et 500 - 630 μm .

La figure 1.12 (b) regroupe différentes courbes de rétention issues des travaux de Taïbi [Taïbi1994] et Gras [Gras2011], réalisés sur des billes de verre de différentes granularités. Ces courbes de rétention des billes de verre de différentes granularités montrent que plus la granularité des billes de verre est fine, plus la succion d'entrée d'air s_a est importante comme on peut le voir également sur les sols naturels (Figure 1.12 (a)). Par ailleurs, la pente de désaturation est plus faible pour des valeurs de succions importantes pour les billes de verre les plus fines (Figure 1.12 (b)).

Effet de la compacité initiale

L'effet de la compacité initiale sur la courbe de rétention d'eau a été étudié par plusieurs auteurs [Vanapalli1996, Kawai2000, Salager2007]. L'eau des pores tend à migrer avec l'augmentation de la succion et quand la valeur de la succion atteint la pression d'entrée d'air, l'eau commence à se drainer. Plus la pression d'entrée d'air est élevée, plus la capacité de rétention du matériau est élevée ; c'est le cas notamment des sols argileux.

Des essais de drainage, à la plaque de pression, ont été réalisés sur des échantillons d'un sol de type limoneux argileux préparés à cinq indices des vides différents [Salager2007]. Ces essais montrent que les courbes de rétention des échantillons à indices des vides importants ($e = 1,01$) ont les succions d'entrée d'air les plus faibles. Au delà de la valeur de succion $s = 200$ kPa, les courbes sont quasiment confondues, ce qui indique que l'indice des vides initial n'a pas d'effet à des valeurs de succion importantes pour un matériau granulaire donné (Figure 1.13).

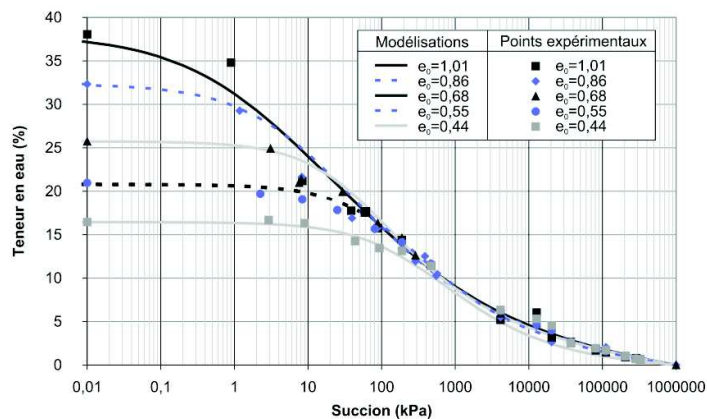


FIGURE 1.13: Résultats expérimentaux et modélisation de la courbe de rétention des échantillons de sable limoneux argileux à différents indices des vides initiaux [Salager2007].

1.3.1.4 Modélisation de la courbe de rétention

Les courbes de rétention sont obtenues directement au laboratoire. Des modèles de la littérature permettent de proposer des expressions explicites des courbes de rétention. Parmi les

modèles les plus utilisés, on note les modèles de *Brooks et Corey* [Brooks1964], de *Van Genuchten* [Van1980] et de *Fredlund et Xing* [Fredlund1994].

L'équation proposée par *Fredlund et Xing* [Fredlund1994] est basée sur l'hypothèse que la forme de la courbe de rétention d'eau dépend de la répartition de la taille des pores du sol. Cette équation permet un bon ajustement pour les sols sableux, limoneux et argileux sur des valeurs de succion allant de 0 à $10^6 kPa$. Cette modélisation donne la teneur en eau d'équilibre w en fonction de la succion s avec l'expression 1.8 :

$$w = w_{sat} \left(\frac{1}{\ln(e + (s/a)^n)} \right)^m \quad (1.8)$$

Avec a , m et n les paramètres de la modélisation, w_{sat} la teneur en eau de saturation et e le nombre naturel ($e = 2,71828$).

Dans cette étude, on a utilisé cette modélisation car la répartition granulométrique des deux sols étudiés est uniforme et cette méthode fait appel à trois paramètres qui sont déduits des points expérimentaux de la courbe caractéristique.

1.3.2 Comportement hydro-mécanique

1.3.2.1 Généralités

La force capillaire entre deux grains dépend du volume d'eau mais également de la succion s . L'étude de la capillarité peut être effectuée soit théoriquement, numériquement ou expérimentalement, à l'échelle locale de quelques grains ou à l'échelle macroscopique. La cohésion capillaire a été étudiée expérimentalement et numériquement par plusieurs auteurs [Soulie2005, Richefeu2005, Gras2011, Hueckel2013] ,...

La compréhension du comportement mécanique des matériaux granulaires sous l'action de la capillarité nécessite une bonne connaissance de l'évolution des forces capillaires dans les régimes pendulaire et funiculaire. Pour ce faire, il est intéressant de suivre l'évolution de la force capillaire sur des chemins de drainage et d'imbibition.

1.3.2.2 A l'échelle macroscopique

L'évolution de la résistance à la rupture dans les divers régimes hydriques a fait l'objet de plusieurs études [Soulie2005, Richefeu2005, Lu2007, Scheel2008a, Scheel2008b]. Ces différentes études ont mis en œuvre plusieurs essais comme la compression axiale, le cisaillement direct et la traction.

A des teneurs en eau faibles, l'évolution de la résistance mécanique a été étudiée par *Soulie et Richefeu* [Soulie2005, Richefeu2005]. Des essais de compression simple, sur des billes de

verre de diamètres compris entre 0,5 mm et 1 mm, montrent la dépendance de la force à la rupture avec la teneur en eau w du matériau granulaire (Figure 1.14). Cette dépendance est justifiée par l'augmentation du nombre de ponts capillaires lorsque la teneur en eau augmente. Des essais de cisaillement direct sur du sable et sur des billes de verre confirment les résultats de Soulié [Soulié2005]. La figure 1.15 montre l'évolution de la cohésion apparente C en fonction de la teneur en eau w pour des échantillons de billes de verre (BV) de différentes granularités et pour un sable de granularité 0,1 - 0,4 mm (S) [Richefeu2005].

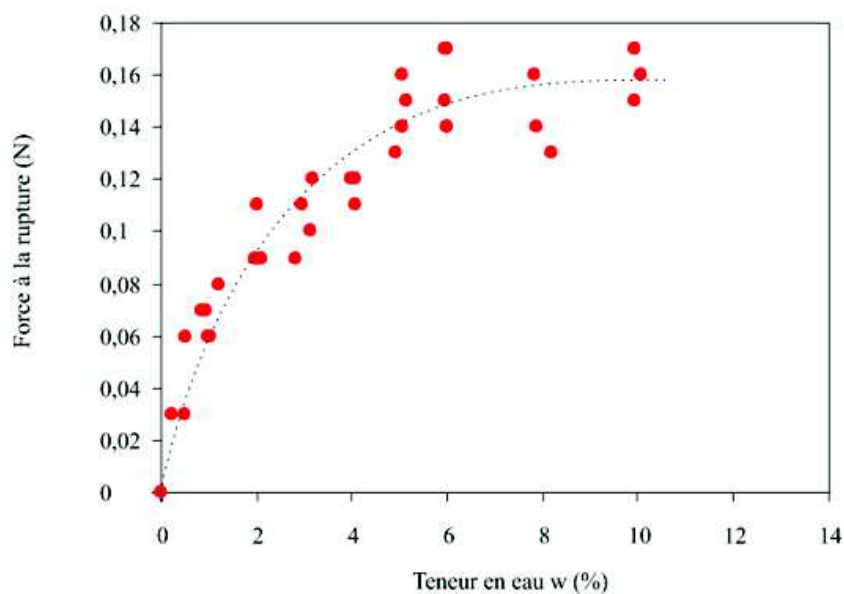


FIGURE 1.14: Évolution de la force à la rupture en compression simple en fonction de la teneur en eau pour des billes de verre de diamètres compris entre 0,5 mm et 1 mm [Soulié2005].

A l'échelle macroscopique, des essais de traction par centrifugeuse, sur des échantillons de billes de verre (de diamètres 280 μm) avec différentes teneurs en eau, ont montré que la résistance à la traction augmente avec la teneur en eau volumique dans le régime pendulaire (jusqu'à une valeur de la teneur en eau volumique $W = V_w/V_t = 0,025$). La résistance à la traction se stabilise ensuite pour un large domaine de W compris entre 0,025 et 0,20 (degré de saturation entre 6,7% et 54%) ce qui correspond au régime funiculaire [Scheel2008a] (Figure 1.16).

L'évolution de la résistance à la rupture en fonction du degré de saturation ou de la teneur en eau est nommée courbe caractéristique de la résistance à la traction. Cette courbe caractéristique s'entend sur tous les domaines hydriques [Lu2007]. La figure 1.17 présente les courbes caractéristiques de la résistance à la traction pour différents sols granulaires : sable limoneux (silteux), sable fin et sable moyen.

La courbe caractéristique de résistance à la traction pour le sable silteux (Diamètres $\Phi = 50 - 200\mu\text{m}$) est tracée en fonction de la teneur en eau (Figure 1.17 (a)). Dans le régime pendu-

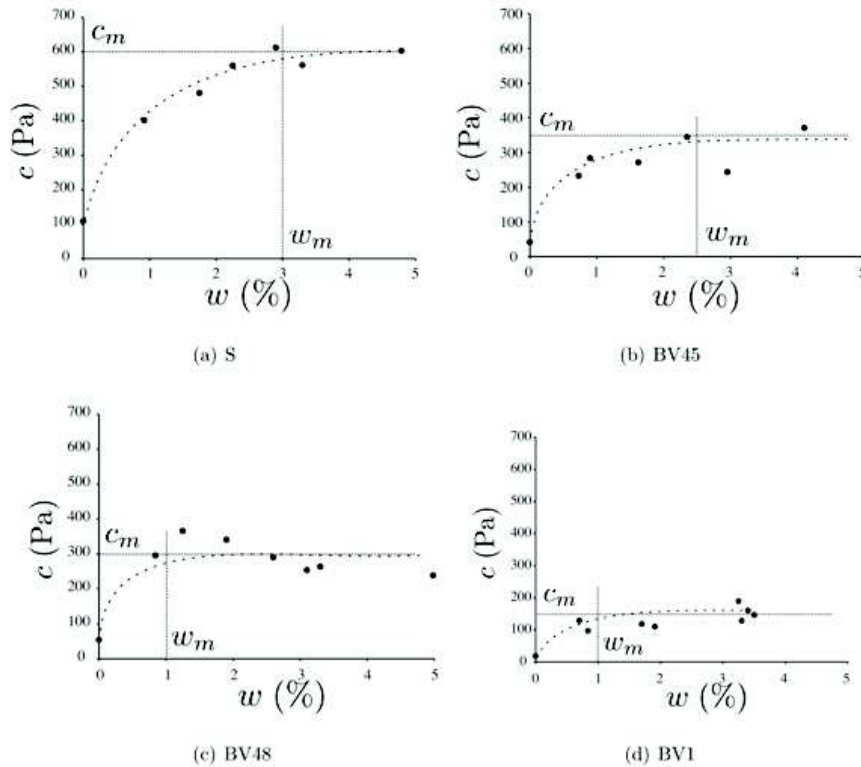


FIGURE 1.15: Évolution de la cohésion macroscopique en fonction de la teneur en eau, S : Sable ϕ entre 0,1 mm et 0,4 mm, BV45 : Billes de verre ϕ entre 0,4 mm et 0,5 mm, BV48 : ϕ entre 0,4 mm et 0,8 mm, BV1 : $\phi = 1$ mm [Richefeu2005].

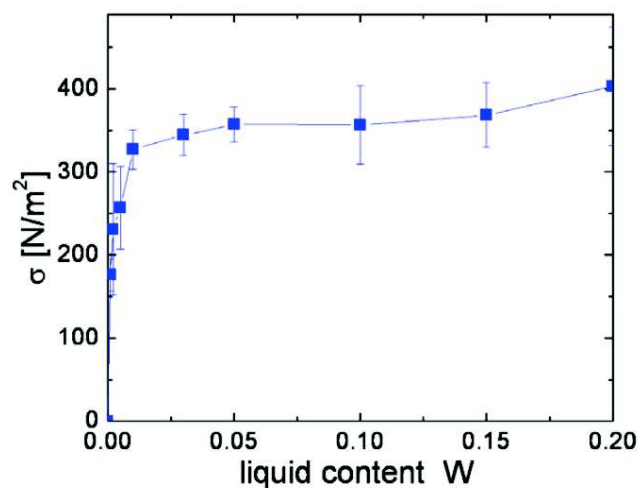


FIGURE 1.16: Évolution de la contrainte de traction σ en fonction de la teneur en eau volumique W pour des billes de verre de diamètre $280 \pm 20 \mu\text{m}$ [Scheel2008a]

laire, la résistance à la traction augmente rapidement lorsque la teneur en eau augmente. Tandis que dans le régime funiculaire, la résistance présente une légère diminution. Dans le cas du sable fin (Diamètres $\Phi = 80 - 400\mu m$), la résistance à la traction présente la même évolution que le sable silteux dans le domaine pendulaire. A des teneurs en eau plus importantes, la résistance à la traction se stabilise et après reprend son augmentation (Figure 1.17 (b)). Dans le cas du sable moyen (Diamètres $\Phi = 200 - 900\mu m$), la résistance à la traction augmente également dans le régime pendulaire. Au régime funiculaire, la résistance continue son augmentation légèrement (Figure 1.17 (c)).

La figure 1.18 présente une illustration de la relation entre la courbe de rétention d'eau et la courbe caractéristique de la résistance à la traction dans le cas d'un sable. La dépendance de la résistance à la traction est non linéaire en fonction du degré de saturation. Avec l'augmentation du degré de saturation du sable, la succion du sol diminue. Cependant, la résistance à la traction augmente d'abord jusqu'à une valeur maximale dans le régime pendulaire, suivie d'une stabilisation dans le régime funiculaire. Pour les régimes pendulaire et funiculaire, on retrouve les mêmes tendances de la résistance à la traction en fonction de la teneur en eau volumique (figure 1.16). La valeur maximale de la résistance à la traction dépend de la taille des particules et de la porosité du matériau granulaire [Lu2009]. Cette stabilisation est suivie par une réduction importante des degrés de saturation qui tendent vers zéro (Figure 1.18).

1.3.2.3 A l'échelle locale

Coalescence de ponts capillaires

Des observations sur des triplets capillaires, lors de l'augmentation du volume des ponts liquides [Gras2011], ont montré une augmentation de la force capillaire de 70% suite à la fusion des deux ponts (Figure 1.19). D'autres observations ont révélé que la force capillaire lors de la fusion entre 3 ponts [Rynhart2003] est supérieure à celle qui résulte de la fusion de deux ponts d'eau entre deux billes [Simons2000].

Rupture des ponts capillaires

Dans le cas de l'évaporation d'un triplet capillaire [Gras2011, Hueckel2013] et quadruplet capillaire [Hueckel2013], des essais expérimentaux ont montré un saut de la force capillaire lors de la rupture des ponts liquides. La figure 1.20 (a) présente une photographie de la rupture d'un pont capillaire dans le cas du triplet capillaire.

L'évolution de la force capillaire lors de l'évaporation de l'eau dans le cas de triplet est reportée sur la figure 1.20 (b) et dans le cas du quadruplet capillaire sur la figure 1.20 (c). Les essais ont été réalisés sur des billes de verre de précision de diamètre 8 mm avec différentes distances inter-granulaires.

La rupture du pont liquide dans le cas d'un triplet ou d'un quadruplet capillaire, soumis

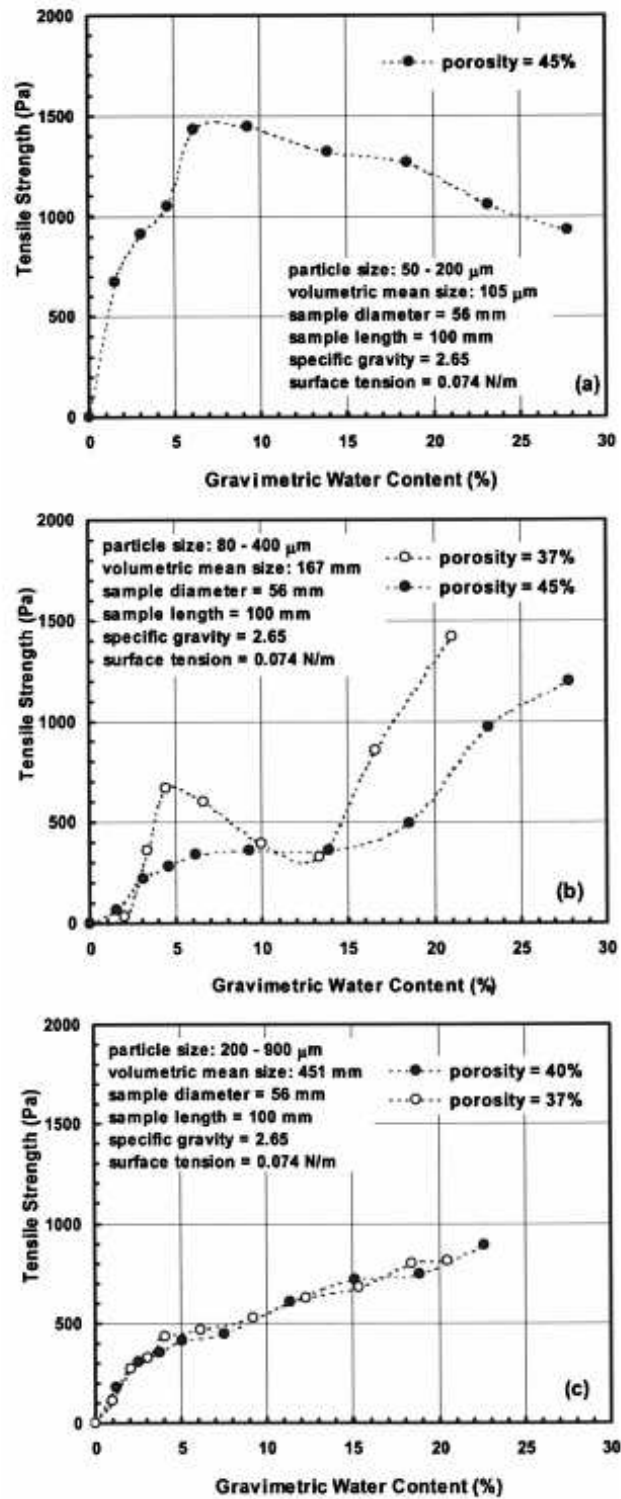


FIGURE 1.17: Courbes caractéristiques de résistance à la traction en fonction de la teneur en eau d'un sable limoneux (a), d'un sable fin (b) et d'un sable moyen (c) [Lu2007].

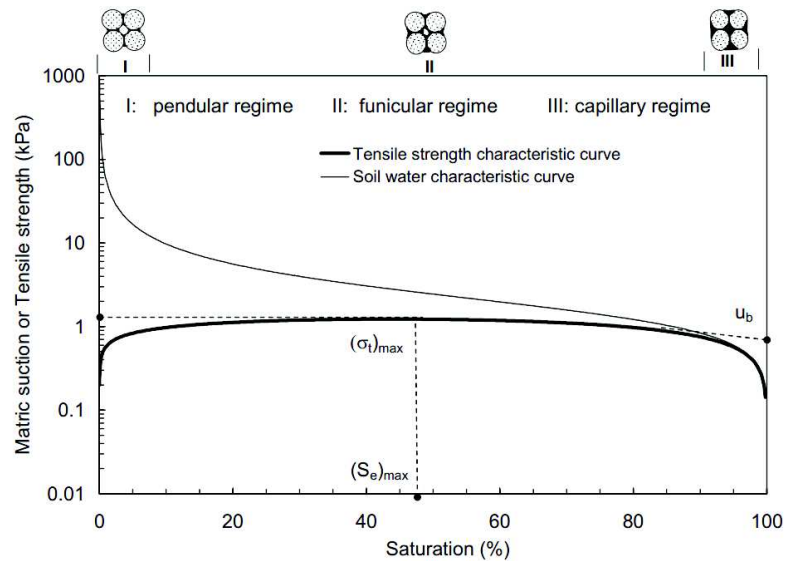


FIGURE 1.18: Illustration de la courbe de rétention d'eau et de la courbe caractéristique de résistance à la traction en fonction du degré de saturation d'un sable [Lu2009].

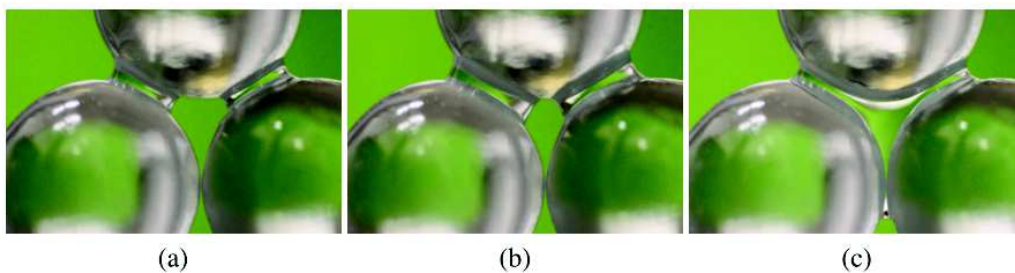


FIGURE 1.19: Photographie de trois billes de verre avec deux ponts (a) $V_w = 4,5 \mu\text{l}$ chacun ($F_{cap} = 1,36 \text{ N}$), (b) $V_w = 9 \mu\text{l}$ chacun ($F_{cap} = 1,32 \text{ N}$) et (c) Rajout de $6,5 \mu\text{l}$ ($F_{cap} = 1,82 \text{ N}$) [Gras2011].

à l'évaporation, montre que la force capillaire subit une diminution brutale pour un volume d'eau évaporé donné, correspondant à la rupture du pont fusionné, qui dépend de la distance inter-granulaire (Figure 1.20 (b) et (c)).

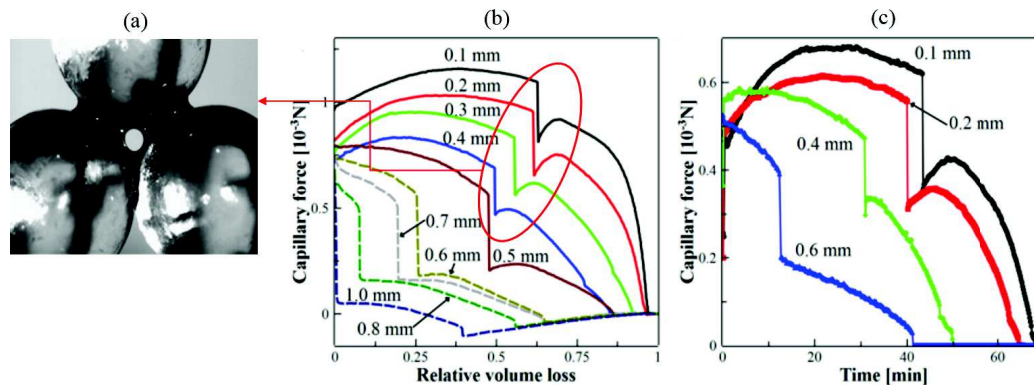


FIGURE 1.20: (a) Photographie de la rupture d'un pont capillaire et évolution de la force capillaire dans (b) le cas de triplet en fonction du volume d'eau évaporé et (c) le cas de quadruplet capillaire en fonction du temps d'évaporation pour différentes distances inter-granulaires [Hueckel2013].

1.3.2.4 Effondrement lors de l'imbibition

L'effondrement est un phénomène qui intervient dans les sols non saturés avec ou sans contrainte mécanique externe. Ce phénomène résulte d'un brusque réarrangement des particules solides après qu'elles soient "inondées". L'effondrement peut être aussi observé dans des sols saturés soumis à des sollicitations mécaniques, comme le cas de la liquéfaction. En particulier dans les régions arides et semi-arides, les ouvrages en terre tels que les talus, les remblais routiers et les barrages en terre présentent souvent un risque d'effondrement quand ils sont compactés à des teneurs en eau faibles.

Les sols effondrables ont généralement une structure ouverte et poreuse. Les grains de sols sont liés par des ponts solides (cimentation) ou liquides (capillarité) au niveau des contacts. Si ces sols sont exposés à l'eau, avec ou sans charge supplémentaire, ils peuvent s'effondrer. Les sources d'eau peuvent être naturelles, comme les pluies et les fluctuations de la nappe phréatique, ou induites par l'activité humaine, telle que l'irrigation excessive et les fuites de conduites d'eau et d'égouts.

L'effondrement des sols peut nuire à la stabilité des ouvrages et causer par la suite des dégâts importants. Il est à l'origine de plusieurs problèmes d'ingénierie, tels que :

- le tassement différentiel d'ouvrages de construction civile et routière et de réseaux ferrés ;
- la rupture de digues ;
- la rupture de parois de galeries ;

L'étude de ce phénomène repose le plus souvent sur des observations de terrain et sur des modélisations empiriques. Plusieurs recherches ont lié le phénomène d'effondrement à la limite de liquidité, à la compacité du sol, ou encore à la perte de cimentation due à la migration de la fraction argileuse des sols qui permet une certaine cohésion aux sols non saturés. Quand à l'effet de la granularité sur le phénomène d'effondrement, il reste encore mal compris.

Identification et classification des sols effondrables

La reconnaissance des sols effondrables est très importante dans le but de prévenir les risques liés à la sécurité. Pour cela, plusieurs recherches ont été entreprises dans ce sens, depuis plus de 70 ans, afin de reconnaître les sols à risque.

Dans la littérature, on trouve des approches simples basées sur la détermination de paramètres géotechniques standards qui semblent satisfaisantes. Les études sont basées sur un ou plusieurs paramètres pour identifier les sols effondrables [Denisov1951, Prikloński1952, Knight1961, Gibbs1962, Fedal1966, Handy1973, Ayadat1999]. Les paramètres géotechniques utilisés sont généralement :

- la masse volumique sèche ρ_d (ou la compacité c) [Denisov1951, Clevenger1958, Gibbs1962, Fedal1966] ;
- la teneur en eau naturelle w_{nat} [Prikloński1952] ;
- la limite de liquidité w_L [Denisov1951, Gibbs1962, Ayadat1999] ;
- l'indice de plasticité I_p [Prikloński1952] ;
- le degré de saturation S_r [Knight1961] ;
- la fraction des particules argileuses [Handy1973, Ayadat1999].

Le critère de *Clevenger* [Clevenger1958] se base uniquement sur l'indice des vides du sol pour déterminer un indice critique de 0,88 au dessus duquel le sol est considéré effondrable. *Feda* [Feda1966], de son côté, a proposé une autre valeur critique de l'indice des vides de 0,66 pour identifier les sols à caractère effondrable.

Prikloński [Prikloński1952] propose une méthode qui utilise les paramètres, teneur en eau naturelle w_{nat} et limites d'Atterberg (w_L et I_P). Avec cette méthode, un sol est considéré effondrable lorsqu'il possède une teneur en eau naturelle supérieure à sa limite de liquidité $w_{sat} > w_L$, quelle que soit sa densité. A l'inverse, le sol est considéré gonflant lorsque sa teneur en eau naturelle est inférieure à la limite de plasticité $w_{nat} < w_P$.

Dans le critère de *Gibbs et Barra* [Gibbs1962], la limite liquidité w_L a été utilisée pour identifier la compacité à laquelle la consistance d'un sol serait proche de son état le plus faible lorsqu'il est saturé w_{sat} , donnant ainsi une faible résistance à la déformation (Figure 1.21).

La teneur en eau de saturation w_{sat} est donnée par la relation 1.9 :

$$w_{sat} = \frac{e \cdot \rho_w^*}{\rho_s^*} = \frac{1 - c \cdot \rho_w^*}{c \cdot \rho_s^*} \quad (1.9)$$

Avec ρ_w^* et ρ_s^* sont respectivement la masse volumique spécifique de l'eau et du sol.

- sur la ligne limite $w_{sat} = w_L$: la compacité est juste suffisante pour maintenir la teneur en eau de liquidité w_L .

- dans la zone non effondrable $w_{sat} < w_L$: le sol sera toujours à l'état plastique avec une grande résistance contre déplacement de particules même lorsque la saturation est atteinte par imbibition d'eau.

- dans la zone effondrable $w_{sat} > w_L$: la saturation pourrait entraîner un effondrement de la structure du sol, si l'effondrement n'a pas eu lieu, le sol serait dans un état très sensible.

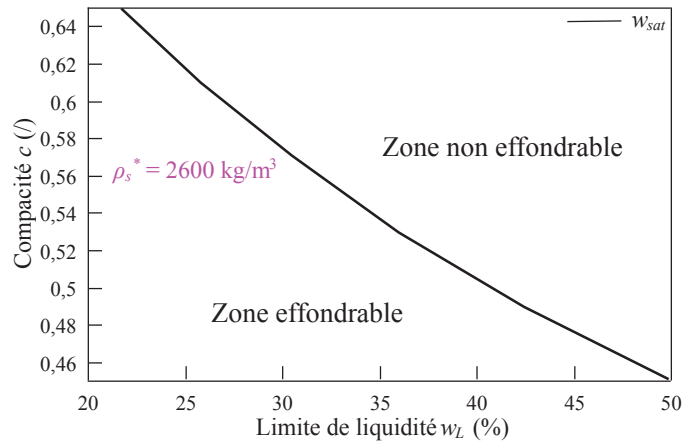


FIGURE 1.21: Critère d'évaluation du risque d'effondrement proposé par Gibbs et Bara [Gibbs1962].

Afin de mettre en évidence le phénomène d'effondrement des sols non saturés, *Jennings et Knight* [Jennings1957] ont proposé le "test du double œdomètre" sur un sol sableux. Ce test est basé sur deux essais œdométriques, le premier est réalisé à la teneur en eau naturelle en conditions non saturées, tandis que le deuxième consiste à humidifier l'échantillon sous une charge fixe en suivant le chargement en conditions saturées. La différence des deux courbes de chargement indique l'effondrement du milieu dû à sa saturation en eau.

En utilisant l'essai de simple œdomètre, *Jennings et Knight* [Jennings1975] ont analysé le risque d'effondrement. En effet, l'échantillon est chargé à la teneur en eau naturelle et ensuite imbibé sous une contrainte verticale de 200 kPa. Après 24 heures, en se basant sur le pourcentage de déformation verticale due à l'imbibition, quatre niveaux de risque d'effondrement sont alors définis (Tableau 1.1).

Dans le but de quantifier l'effondrement, la norme américaine *Measurement of Collapse Potential of Soils* [ASTM1996] distingue deux paramètres : l'indice d'effondrement I_{eff} et le potentiel d'effondrement P_{eff} . L'indice d'effondrement I_{eff} correspond aux déformations produites lors de la saturation du sol sous une contrainte verticale σ_v de 200 kPa conformément à l'indice proposé par *Jennings et Knight* [Jennings1975]. Le potentiel d'effondrement P_{eff} , de

TABLE 1.1: Critère de Jennings et Knight [Jennings1975] ($\sigma_v = 200kPa$)

Déformation axiale à d'effondrement (%)	Niveau de risque
0 - 1	Non effondrable
1 - 5	Légèrement effondrable
5 - 10	Effondrable
10 - 20	Très effondrable

son coté, correspond aux déformations engendrées par une saturation d'eau sous n'importe quel chargement axial.

Mécanismes de l'effondrement

Dans la littérature, le phénomène d'effondrement a été abordé par plusieurs chercheurs [Barden1973, Indarto1991, Tadepalli1992, Ayadat1998, Delage2008]. Suite à des observations au microscope électronique ou encore à des essais oedométriques, le phénomène d'effondrement a été lié à plusieurs mécanismes, notamment à :

- une structure ouverte avec une grande porosité du sol [Barden1973] (Figure 1.22 a) ;
- une grande contrainte appliquée qui tend à développer un état d'instabilité dans le milieu [Barden1973] (Figure 1.22 b) ;
- une perte de cimentation suite à l'imbibition d'eau [Barden1973, Ayadat1998, Delage2008] (Figure 1.22 c) ;
- une réduction de la succion matricielle pendant l'imbibition [Tadepalli1992] (Figure 1.22 d) ;

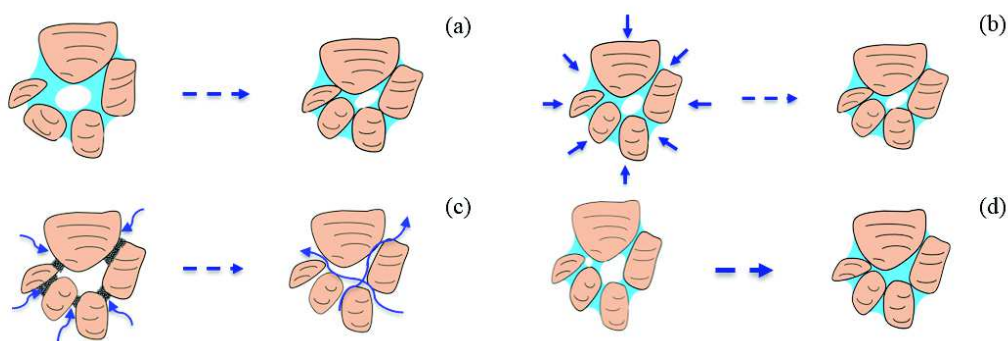


FIGURE 1.22: Mécanismes à l'origine de l'effondrement d'un sol granulaire par (a) Indice des vides élevé, (b) Contrainte externe appliquée importante, (c) Perte de cimentation, (d) Diminution de la succion.

Paramètres influençant l'effondrement

Tous les types de sol sont susceptibles de subir le phénomène d'effondrement comme le montrent les résultats des travaux de *Barden* [Barden1973]. L'effondrement dépend également de nombreux facteurs, entre autres ceux utilisés dans l'identification des sols effondrables. En plus de ces paramètres, s'ajoutent la minéralogie et la granularité du sol en question [Yudhbir1982]. Ces deux paramètres influencent également l'effondrement car ça change la nature de liaison entre les grains et par la suite le mécanisme responsable de l'effondrement.

Dans ce qui suit, on présente l'effet des principaux paramètres influant sur l'effondrement : la teneur en eau, la compacité, la granularité et de la nature du sol et la contrainte appliquée.

a. Effet de la teneur en eau

L'effet de la teneur en eau naturelle w_{nat} du sol sur le potentiel d'effondrement a fait l'objet de plusieurs études. Des essais oedométriques ont été réalisés sur un sol limoneux, à différentes teneurs en eau initiales $w_0 = 0\%$, 4% , 10% , 14% , 18% et 23% . Les résultats ont montré que la teneur en eau initiale du sol réduit l'amplitude de l'effondrement d'une façon linéaire (Figure 1.23 (a)) [Delage2008]. D'autres essais faits sur un sable limoneux, avec deux masses volumiques sèches différentes, ont montré également que la relation entre la teneur en eau initiale du sol et l'amplitude de l'effondrement peut être décrite par une droite de pente négative (Figure 1.23 (b)) [Tadepalli1992].

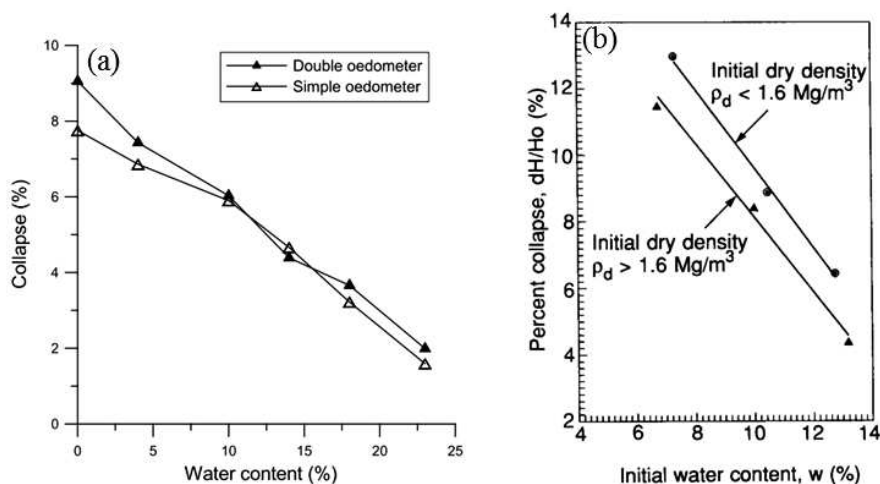


FIGURE 1.23: Effet de la teneur en eau initiale sur l'amplitude de l'effondrement d'après (a) [Delage2008] et (b) [Tadepalli1992].

b. Effet de l'indice des vides

L'identification des sols effondrables s'appuie souvent sur l'indice des vides e qui correspond à une masse volumique apparente sèche ρ_d . Le critère de *Clevenger* [Clevenger1958] et *Feda* [Feda1966] se basent uniquement sur l'indice des vides du sol pour déterminer les sols effondrables. L'indice des vides est couplé avec la limite de liquidité pour déterminer la susceptibilité d'un sol à l'effondrement dans la classification de *Gibbs et Barra* [Gibbs1962] (Figure 1.21).

Des essais oedométriques réalisés sur du limon prélevé à différentes profondeurs (1,2 ; 2,2 ; 3,5 et 4,9 m) indiquent que l'amplitude d'effondrement est plus importante pour des indices des vides initiaux élevés (Figure 1.24 (a)) [Delage2008]. Les pores mis en jeu lors de l'effondrement sont les plus gros. D'autres travaux [Tadepalli1992], réalisés sur un sable limoneux à une teneur en eau constante, montre que l'amplitude de l'effondrement varie de façon linéaire avec la masse volumique sèche du sol (Figure 1.24 (b)).

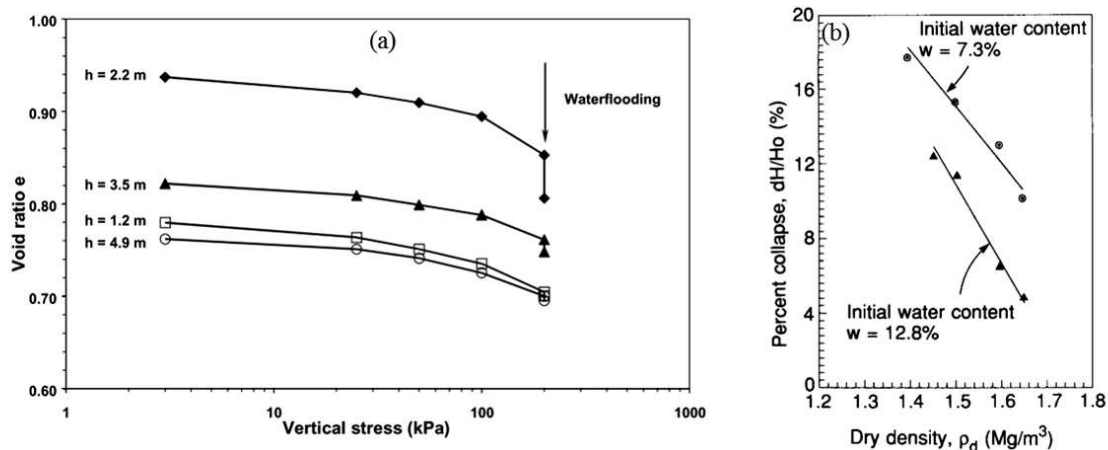


FIGURE 1.24: Effet de l'indice des vides et de la masse volumique sèche sur l'amplitude de l'effondrement d'après (a) [Delage2008] et (b) [Tadepalli1992].

c. Effet de la granularité et de la nature du sol

Conformément aux résultats de *Barden* [Barden1973], la figure 1.25 présente les courbes granulométriques de différents sols effondrables [Yudhbir1982]. Cette figure montre que tous les types de sols, argileux, limoneux ou sableux, peuvent être susceptibles à l'effondrement. Cependant, l'influence de la granulométrie sur le potentiel d'effondrement n'est pas encore très bien comprise.

L'incorporation des particules d'argile dans le sol influence son caractère effondrable en modifiant son potentiel d'effondrement [Lawton1992, Bell1997, Ayadat2007]. La figure 1.26 présente ces tendances [Lawton1992]. Sur cette figure, le potentiel d'effondrement varie avec

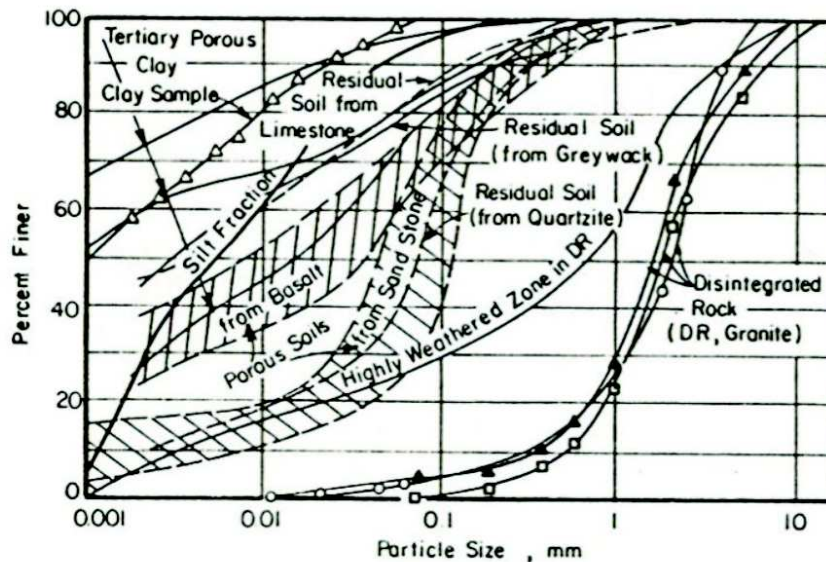


FIGURE 1.25: Courbes granulométriques de sols résiduels effondrables [Yudhbir1982].

la teneur en argile pour différentes contraintes verticales et différents types de sol. Dans le cas du sable d'*Ottawa*, l'incorporation du kaolin augmente le potentiel d'effondrement jusqu'à un pourcentage d'argile de 15%, puis le diminue progressivement pour s'annuler vers des pourcentages d'argile d'environ 30%. Le sol passe de l'effondrement au gonflement sous différentes contraintes verticales suite à l'incorporation d'importants pourcentages d'argile (> 40%). Par ailleurs, *Bell et Bruyn* [Bell1997] ont constaté qu'une augmentation de la teneur en argile dans le sol provoque une diminution de son caractère effondrable.

d. Effet de la contrainte appliquée

Des essais d'imbibition, sur un mélange de limon et de bentonite, sous différentes contraintes verticales à l'œdomètre, permettent de voir l'effet de la contrainte verticale appliquée sur le comportement lors de l'imbibition d'eau [Cuisinier2005] (Figure 1.27). On constate sur la figure 1.27 que les échantillons se comportent différemment suite à l'imbibition selon la contrainte appliquée. Sous contrainte verticale de 10 kPa, l'échantillon subit un gonflement important tout au long de l'imbibition. L'échantillon sous contrainte verticale de 100 kPa connaît un phénomène de gonflement moins important que celui sous contrainte verticale de 10 kPa. Dans le cas de l'imbibition sous contrainte verticale de 200 kPa, le gonflement de l'échantillon n'est pas significatif, mais en dessous d'une succion de 5 kPa, le milieu subit plutôt un effondrement important qui va progresser jusqu'à atteindre une succion de 0,5 kPa.

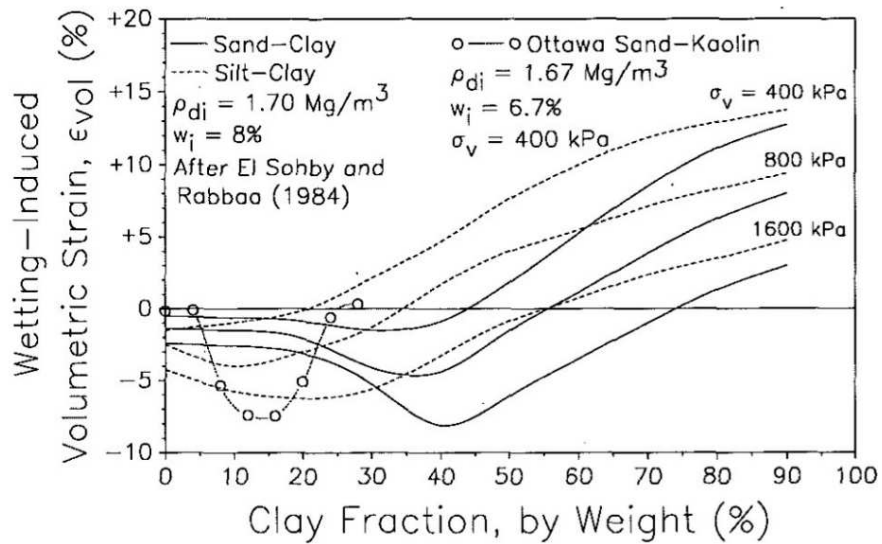


FIGURE 1.26: Influence de la teneur en argile sur le potentiel d'effondrement (d'après [Lawton1992]). L'effondrement correspond aux déformations volumiques négatives.

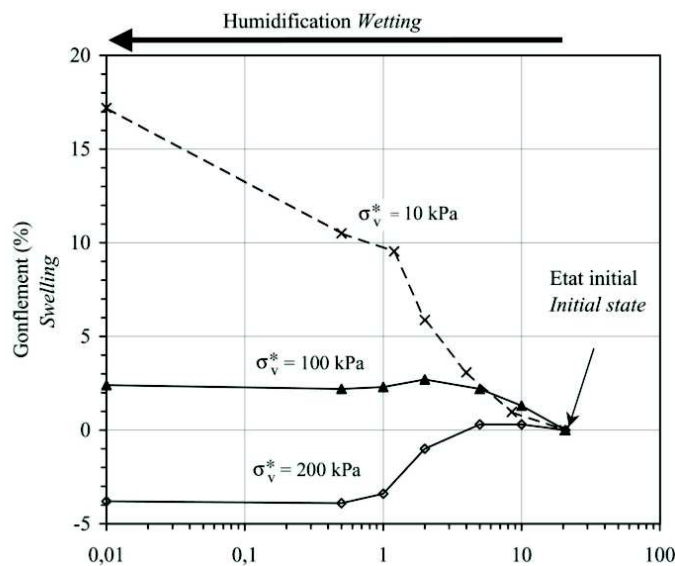


FIGURE 1.27: Variation du volume des échantillons soumis à une imbibition sous différentes contraintes verticales [Cuisinier2005].

1.4 Conclusion

Dans le présent chapitre, on a présenté des généralités sur les sols granulaires. On a évoqué également les différents régimes hydriques dans un sol granulaire non saturé. Les différentes origines de la cohésion des sols granulaires sont présentées, notamment celle liée de la capillarité. Dans la présente étude, on examine l'effet de la capillarité dans les sols granulaires pour les différents régimes hydriques suite à une imbibition d'eau.

La rétention d'eau dans les sols granulaires est une caractéristique importante. La notion de succion a été également abordée car elle présente un paramètre important pour définir les différents états hydriques et par la suite le comportement hydromécanique dans un sol granulaire.

Une attention particulière a été réservée au phénomène d'effondrement des sols suite à une imbibition d'eau. Ce comportement hydromécanique touche tous les types de sols. Depuis plusieurs décennies, des critères d'identification basés sur la compacité, la teneur en eau naturelle et la limite de liquidité, ont été proposés dans le but de prédire le comportement du sol suite à une imbibition d'eau. L'effet de la granularité reste encore peu étudié dans la compréhension de ce phénomène.

L'effondrement est étudié classiquement avec des états d'équilibre souvent présentés dans le plan déformation-contrainte dans les conditions oedométriques. Cependant, ces conditions ne permettent pas d'avoir accès à l'évolution des déformations dans le temps suite à l'imbibition. Ces déformations peuvent être progressives, ce qui ne correspond pas forcément à un effondrement dans le sens brutal du terme.

Matériaux d'étude et dispositif expérimental

Sommaire

2.1	Introduction	52
2.2	Matériaux d'étude	52
2.2.1	Caractérisations physique et granulométrique	53
2.2.2	Caractérisation hydrique : courbe de rétention	63
2.2.3	Caractérisation mécanique : angle de frottement	73
2.2.4	Récapitulatif de la caractérisation des matériaux	74
2.3	Dispositif expérimental	77
2.3.1	Présentation du dispositif	77
2.3.2	Mise en place des capteurs locaux de déplacement	77
2.3.3	Estimation de l'indice des vides	79
2.4	Conclusion	81

2.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter les matériaux granulaires choisis pour cette étude ainsi que le dispositif expérimental utilisé. Deux matériaux granulaires ont été utilisés dans cette étude : le premier est un matériau modèle de type billes de verre et le second est un sable concassé. Ces matériaux ont fait l'objet d'une caractérisation physique et géométrique (teneur en eau de rétention, masse volumique spécifique, courbe granulométrique), hydrique (courbe de rétention) et mécanique (cisaillement direct).

Par ailleurs, l'étude de l'effondrement des matériaux granulaires sous imbibition est réalisée avec un appareil triaxial de révolution. Ce dernier sera présenté dans la deuxième partie de ce chapitre.

2.2 Matériaux d'étude

Le choix des billes de verre comme matériau modèle vient du fait que les billes de verre sont quasi-indéformables, homogènes avec une masse volumique spécifique proche de celle du sable. Par ailleurs, le verre est un matériau inerte en présence d'eau (Figure 2.1 (a)). On a utilisé également un sable lavé dont les particules ont des diamètres inférieurs à $400\ \mu\text{m}$ (Figure 2.1 (b)) en vue de tester, en plus du matériau modèle, un milieu naturel.

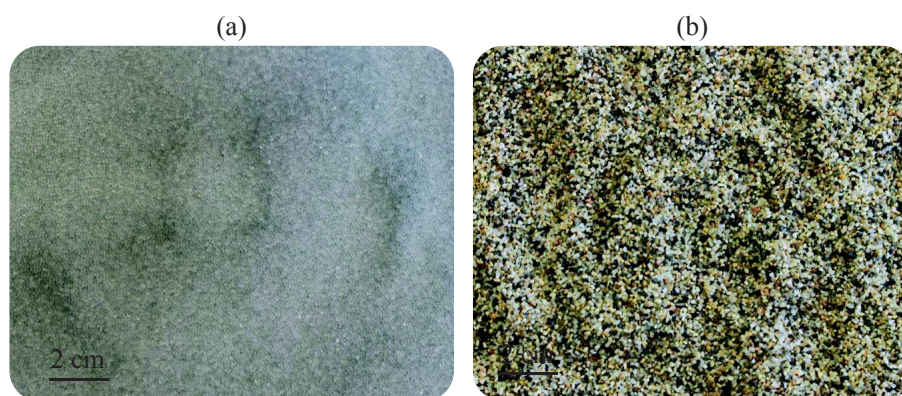


FIGURE 2.1: (a) Photos des billes de verre (a) et du sable concassé (b).

Le choix de la granularité et de la teneur en eau de fabrication des échantillons a été fait suite aux résultats de plusieurs essais sur l'évolution de la résistance mécanique en fonction de la granularité et de la teneur en eau. D'autres essais ont été réalisés pour mesurer la capacité de rétention d'eau pour différentes granularités des billes de verre pour appréhender les conditions de saturation des échantillons.

2.2.1 Caractérisations physique et granulométrique

Cette première partie comporte les essais de caractérisation de la teneur en eau de rétention. Les granularités choisies suite à cette première caractérisation vont faire l'objet d'autres essais pour la détermination de la masse volumique spécifique ρ_s^* , de la courbe granulométrique et de la limite de liquidité w_L .

2.2.1.1 Teneur en eau de rétention

L'essai expérimental consiste à saturer des échantillons pour différentes granularités et de les placer dans un dessiccateur où règne une humidité relative d'environ 100% pour éviter le séchage par évaporation. Les teneurs en eau finales mesurées à l'équilibre correspondent à la teneur en eau de rétention du matériau granulaire.

Après avoir pesé une masse du matériau (billes de verre ou sable), on le met dans un moule creux de dimensions : $H = 50$ mm et $D = 60$ mm. Les moules sont collés par le bas à un tamis fin d'ouverture $80 \mu m$, et posés dans un autre tamis dont la largeur des mailles est de $1000 \mu m$. L'ensemble est posé dans un bac rempli d'eau déminéralisée pour saturer les échantillons. Après saturation, l'ensemble est placé dans un dessiccateur contenant de l'eau déminéralisée pour laisser drainer l'eau contenu dans les échantillons (Figure 2.2). Après un temps déterminé (10 minutes), des échantillons sont prélevés pour les pesés avant et après séchage à l'étuve afin de déterminer leurs teneurs en eau finale de rétention $w_{(R)}$.

Billes de verre

Les différents échantillons de billes de verre utilisés dans cette caractérisation ont des granularités mono-disperses ou poly-disperses allant de quelques micromètres à une dizaine de millimètre.

La figure 2.3 présente la variation de la teneur en eau de rétention $w_{(R)}$ et du degré de saturation correspondant $S_{r(R)}$ pour différentes granularités de billes de verre. Pour les billes de verre de granularités inférieures à $700 \mu m$, la figure 2.3 montre que la teneur en eau de rétention $w_{(R)}$ correspond à un degré de saturation S_r voisin de 100%. On en conclut que l'effet de capillarité est donc très important pour ces granularités fines, ce qui est montré également par la classification de Mitchell et Seville [Mitchell1993, Seville2000].



FIGURE 2.2: (a) Mise en place, (b) saturation et (c) drainage des échantillons au cours de la détermination de la teneur en eau de rétention $w_{(R)}$

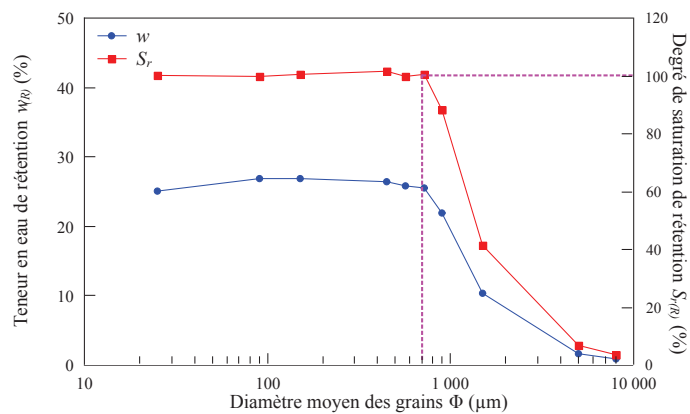


FIGURE 2.3: Teneur en eau de rétention en fonction de la granularité des billes de verre ($c = 0,59$).

La courbe 2.3 présentant la teneur en eau de rétention et le degré de saturation correspondant en fonction de la granularité a la forme de la courbe caractéristique 1.10 (teneur en eau en fonction de la succion). Cette ressemblance viendrait du fait que la rétention d'eau dans les sols dépend de la distribution de la taille des pores liée, d'une certaine manière à la distribution de tailles des grains et de l'état de compacité.

Suite aux résultats de cette étude, on a choisi quatre granularités de billes de verre : $\Phi < 50 \mu\text{m}$, $\Phi = 60 - 100 \mu\text{m}$, $\Phi = 80 - 200 \mu\text{m}$ et $\Phi = 300 - 500 \mu\text{m}$ (Figure 2.4).

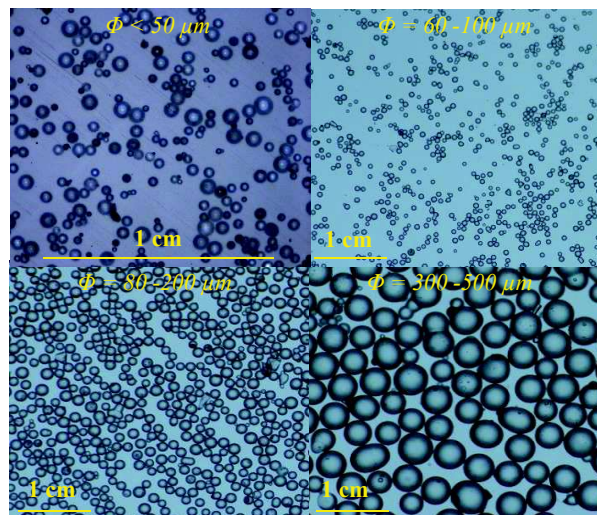


FIGURE 2.4: Photographies des billes de verre $\Phi < 50 \mu\text{m}$, $\Phi = 60 - 100 \mu\text{m}$, $\Phi = 80 - 200 \mu\text{m}$ et $\Phi = 300 - 500 \mu\text{m}$.

Sable

Les différentes granularités du sable qui ont été utilisées dans cette caractérisation sont comprises entre $20 \mu\text{m}$ et 5mm . Les teneurs en eau de rétention sont déterminées de la même façon que pour les billes de verre.

La figure 2.5 présente la variation de la teneur en eau de rétention $w_{(R)}$ et du degré de saturation correspondant $S_{r(R)}$ pour les différentes granularités de sable utilisées.

De la même façon que les billes de verre, les échantillons de sable de granularités inférieures à $700 \mu\text{m}$ présentent des teneurs en eau de rétention $w_{(R)}$ correspond à un degré de saturation S_r voisin de 100% (Figure 2.5). Alors, l'effet de capillarité est très important pour ces granularités fines.

L'incertitude sur la teneur en eau de rétention est comprise entre 0,20% et 1,5% selon la granularité du sable. Suite aux résultats de cette étude, on a choisi une seule granularité de sable $\Phi = 80 - 400 \mu\text{m}$.

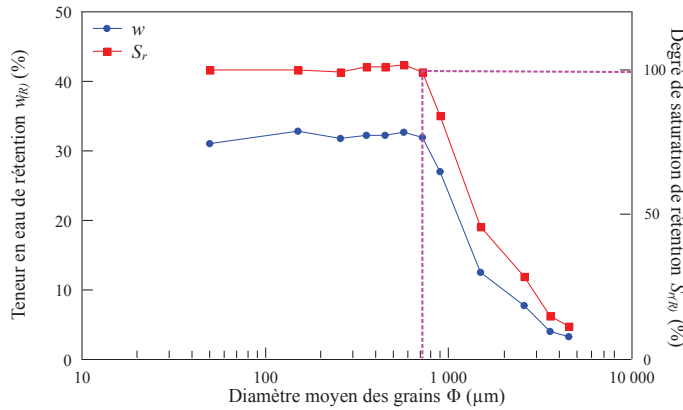


FIGURE 2.5: Teneur en eau de rétention en fonction de la granularité du sable ($c = 0,55$).

2.2.1.2 Masse volumique spécifique

La détermination de la masse volumique spécifique ρ_s^* des billes de verre de diamètres ($\Phi < 50 \mu\text{m}$, $\Phi = 60 - 100 \mu\text{m}$, $\Phi = 80 - 200 \mu\text{m}$ et $\Phi = 300 - 500 \mu\text{m}$) et du sable de diamètres $\Phi = 80 - 400 \mu\text{m}$ a été faite moyennant la méthode du pycnomètre en suivant la norme française en vigueur (NF P 94-054). Cette méthode se base sur la réalisation de pesées m_1 , m_2 et m_3 , avec :

m_1 : masse du pycnomètre rempli en totalité d'eau.

m_2 : masse du pycnomètre rempli en totalité en eau + masse de l'échantillon solide.

m_3 : masse du pycnomètre rempli en eau + échantillon solide.

La masse volumique spécifique ρ_s^* est calculée avec l'équation 2.1 et son incertitude absolue $\Delta\rho_s^*$ par l'équation 2.2.

$$\rho_s^* = \frac{(m_2 - m_1)}{(m_2 - m_3)} \cdot \rho_w^* \quad (2.1)$$

$$\Delta\rho_s^* = 2 \cdot \Delta m \cdot \frac{(2 \cdot m_2 - m_1 - m_3)}{(m_2 - m_1) \cdot (m_2 - m_3)} \cdot \rho_s^* \quad (2.2)$$

ρ_w^* étant la masse volumique spécifique de l'eau ($\rho_w^* = 1000 \text{kg/m}^3$) et $\Delta m = 0,01 \text{g}$ est l'incertitude absolue de la masse.

Les masses volumiques spécifiques pour les différentes granularités de billes de verre et du sable sont reportées dans le tableau 2.1. On note une différence entre les masses volumiques

TABLE 2.1: Différentes valeurs des masses volumiques spécifiques des billes de verre $\Phi < 50 \mu m$, $\Phi = 60 - 100 \mu m$, $\Phi = 80 - 200 \mu m$ et $\Phi = 300 - 500 \mu m$ et du sable $\Phi = 80 - 400 \mu m$.

Matériau	Diamètre Φ (μm)	Masse volumique spécifique ρ_s^* (kg/m^3)
	< 50	2450 ± 3
Billes de verre	60 - 100	2470 ± 3
	80 - 200	2480 ± 3
	300 - 500	2500 ± 3
Sable	80 - 400	2600 ± 3

spécifiques pour les différentes granularités de billes de verre qui peut être due procédés de fabrication au usine.

2.2.1.3 Courbes granulométriques

La courbe granulométrique des sols représente une information très importante dans la compréhension et l'explication de leurs comportements. Cette caractéristique peut fournir des informations sur le nombre de contacts, la microstructure et le type d'interactions qui peuvent avoir lieu dans un matériau granulaire.

Il existe plusieurs techniques de détermination de la distribution des tailles des grains composant un matériau granulaire, dont la plus ancienne et également la plus utilisée est celle du tamisage pour des diamètres de grain supérieurs à $63 \mu m$. Elle consiste à mesurer le poids de matière qui passe au travers des mailles calibrées d'un tamis. Cette technique a été utilisée pour déterminer la courbe granulométrique du sable de granularité $\Phi = 80 - 400 \mu m$.

Vu leurs granularités serrées et de diamètres de grain inférieurs à $63 \mu m$, les courbes granulométriques des billes de verre ont été réalisées avec un traitement d'images après prise de photos de bonne résolution au microscope pour les billes avec des diamètres $\Phi < 50 \mu m$ et à l'aide d'un appareil photo numérique pour les autres diamètres de billes de verre ($\Phi = 60 - 100 \mu m$, $\Phi = 80 - 200 \mu m$ et $\Phi = 300 - 500 \mu m$).

Les images enregistrées font l'objet d'un traitement d'images numérique tout d'abord par le logiciel *ImageJ* et le logiciel *Matlab*.

Billes de verre

Après avoir enregistré les photos avec la meilleure qualité possible, on leur fait subir deux types de traitement numérique. Le premier en utilisant le logiciel *ImageJ*, qui permet l'ajus-

TABLE 2.2: Paramètres utilisés dans le module de calcul du logiciel *Matlab* et le nombre de billes de verre utilisées ($\Phi < 50 \mu m$, $\Phi = 60 - 100 \mu m$, $\Phi = 80 - 200 \mu m$ et $\Phi = 300 - 500 \mu m$).

Granularité (μm)	Image	Rayons (pixels)	Diamètres (μm)	Sensibilité	Nombre de grains
< 50	1	[20 50]	[20 50]	0,9	435
	2	[20 50]	[20 50]	0,9	288
60 -100	1	[10 25]	[50 125]	0,9	5143
	2	[10 25]	[50 125]	0,9	2701
80 -200	1	[15 60]	[75 300]	0,9	1691
	2	[15 60]	[75 300]	0,9	1569
300 -500	1	[60 120]	[300 600]	0,9	340
	2	[60 120]	[300 600]	0,9	411

tement de luminosité, de contraste et d'intensité des couleurs pour mieux faire apparaître les contours des billes. Il permet également de calculer la correspondance entre pixels et micromètres. Le deuxième traitement consiste à déterminer les diamètres des contours d'un échantillon représentatif des billes avec un mode de calcul simple sur le logiciel *Matlab*.

Les images prises pour les billes de verre $\Phi < 50 \mu m$ ont été effectuées par microscope car les grains sont très fins. Pour les autres granularités ($\Phi = 60 - 100 \mu m$, $\Phi = 80 - 200 \mu m$ et $\Phi = 300 - 500 \mu m$), les images ont été effectuées par un appareil photo numérique haute résolution.

Le tableau 2.2 indique l'intervalle des rayons en pixels dans lequel se fait la détection des cercles, le diamètre équivalent en micromètre, la sensibilité choisie ainsi que le nombre de grains détectés et mesurés pour les deux images choisies de chaque granularité de billes de verre (images 1 et 2). Pour les billes de verre $\Phi < 50 \mu m$, un pixel correspond à $0,5 \mu m$ et pour les autres granularités il correspond à $2,5 \mu m$.

La figure 2.6 montre les deux images utilisées 1 et 2 prises directement par microscope, après traitement au logiciel *ImageJ*, puis au logiciel *Matlab*. Les images après traitement au logiciel *Matlab* montrent une bonne détection des cercles avec le module de calcul utilisé.

La figure 2.7 présente les courbes granulométriques issues des deux images 1 et 2 des billes de verre $\Phi < 50 \mu m$, $\Phi = 60 - 100 \mu m$, $\Phi = 80 - 200 \mu m$ et $\Phi = 300 - 500 \mu m$.

Les deux courbes granulométriques de chaque granularité sont quasiment confondues, ce qui montre que les deux échantillons choisis sont statistiquement représentatifs.

Sable

L'analyse granulométrique par tamisage permet de déterminer la distribution de tailles des grains de sable. L'analyse consiste à séparer les grains selon leurs diamètres en utilisant des tamis de différentes ouvertures de mailles selon la *NF P 18-560*. La pesée de chaque fraction

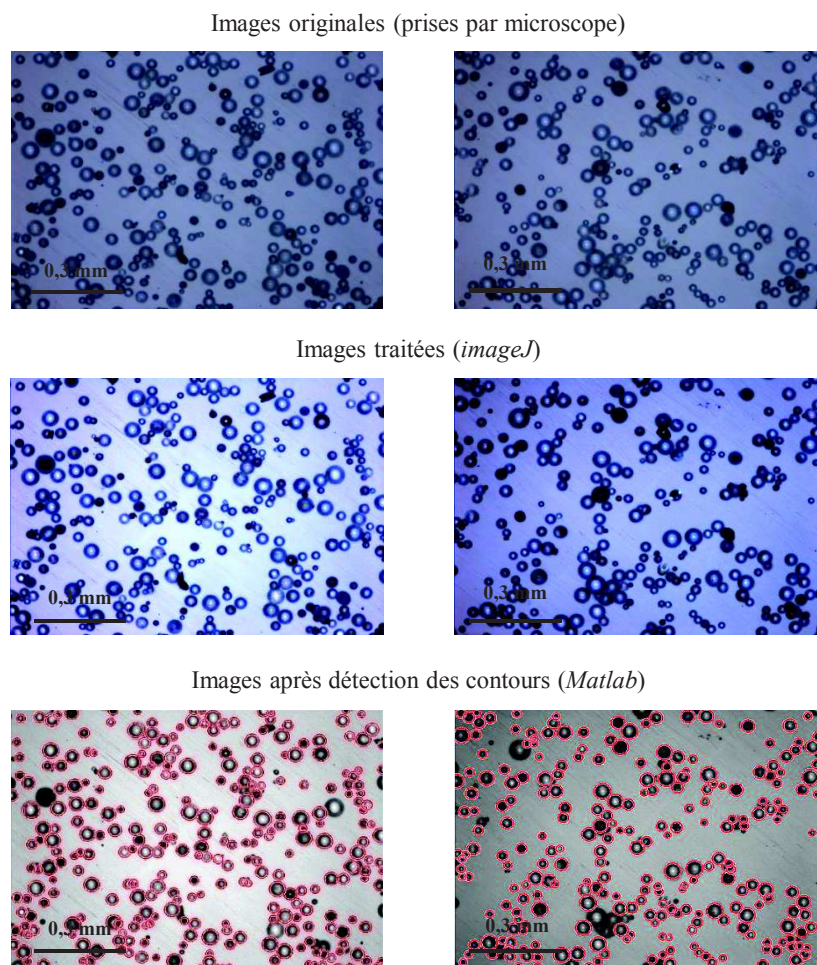


FIGURE 2.6: Photos des billes de verre $\Phi < 50 \mu\text{m}$ avant et après traitement d'images et détection des cercles (Image 1 à gauche et image 2 à droite)

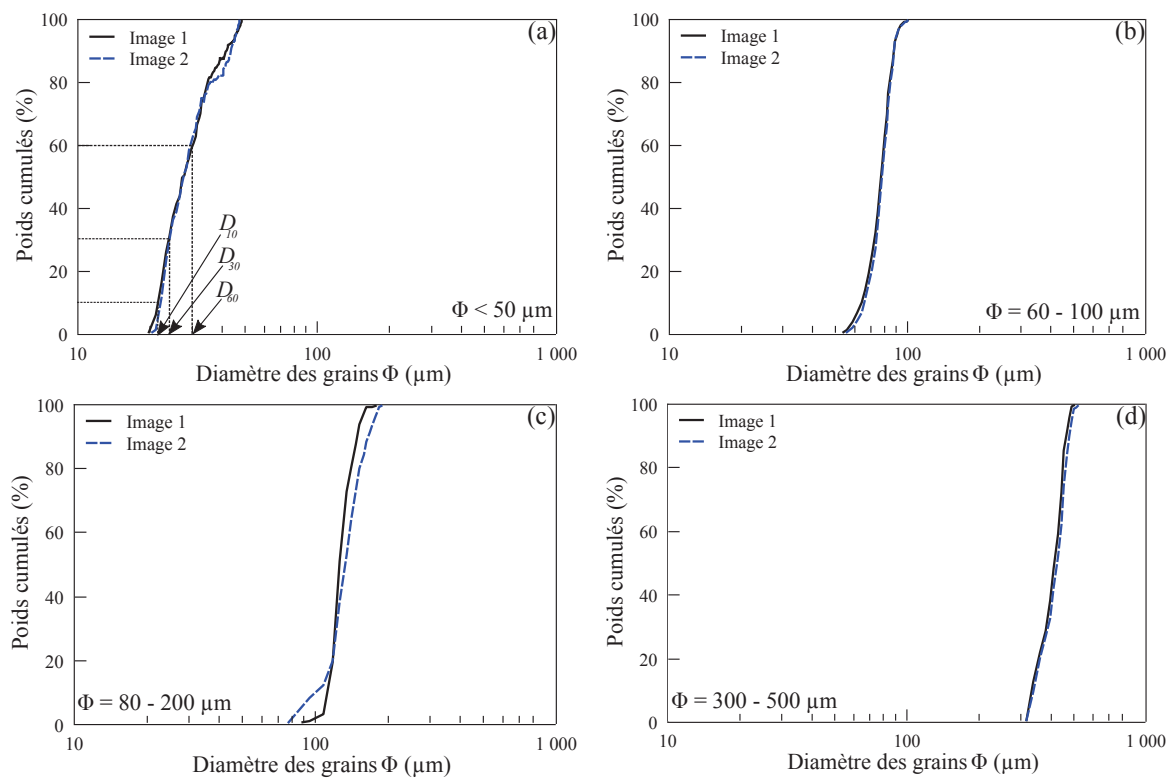


FIGURE 2.7: Courbes granulométriques des billes de verre (a) $\Phi < 50 \mu\text{m}$, (b) $\Phi = 60 - 100 \mu\text{m}$, (c) $\Phi = 80 - 200 \mu\text{m}$ et (d) $\Phi = 300 - 500 \mu\text{m}$ moyennant les deux images 1 et 2 dans chaque cas.

de grains donne la proportion qu'elle représente dans l'ensemble de l'échantillon.

Pour le sable de granularité $\Phi = 80 - 400 \mu\text{m}$, on a utilisé des tamis d'ouvertures : 0,08 ; 0,100 ; 0,125 ; 0,160 ; 0,200 ; 0,315 et 0,400 mm. Cet essai a été réalisé sur trois échantillons de sable. La figure 2.8 représente les courbes granulométriques correspondantes. Les trois échantillons présentent des courbes granulométriques quasiment confondues. Les grains de sable ont des diamètres compris entre 80 μm et 400 μm .

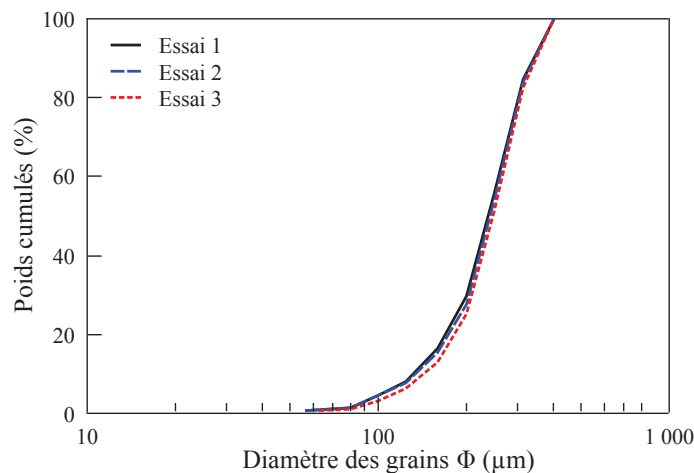


FIGURE 2.8: Courbes granulométriques des trois échantillons de sable $\Phi = 80 - 400 \mu\text{m}$.

Coefficients d'uniformité et de courbure

Les coefficients d'uniformité C_u et de courbure C_c des différentes granularités des billes de verre et du sable sont calculés respectivement avec les équations 2.3 et 2.4.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (2.3)$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \cdot D_{10}} \quad (2.4)$$

Avec D_{60} , D_{30} et D_{10} sont respectivement le diamètre des billes de verres supérieur à 60%, à 30% et à 10% (Tableau 2.3).

Les coefficients d'uniformité et de courbure des différentes granularités des billes de verres et du sable sont donnés dans le Tableau 2.4. Les granularités des billes de verre et du sable sont très serrées car le coefficient d'uniformité $C_u < 2$, et bien graduées puisque le coefficient de courbure C_c est compris entre 1 et 3.

TABLE 2.3: *Diamètres des billes de verre utilisées dans le calcul des coefficients de courbure et d'uniformité.*

	Billes de verre (μm)				Sable (μm)
	< 50	60 - 100	80 - 200	300 - 500	80 - 400
D_{10} (μm)	22	65	112	350	150
D_{30} (μm)	26	75	127	400	210
D_{60} (μm)	34	80	140	445	265

TABLE 2.4: *Coefficients d'uniformité C_u et de courbure C_c des différentes granularités des billes de verre et du sable.*

Matériaux	Diamètres Φ (μm)	Coefficient d'uniformité C_u (/)	Coefficient de courbure C_c (/)
Billes de verre	< 50	1,55	0,9
	60 - 100	1,20	1,10
	80 - 200	1,25	1,03
	300 - 500	1,27	1,03
Sable	80 - 400	1,76	1,11

2.2.1.4 Limite de liquidité

La teneur en eau de liquidité w_L représente la teneur en eau de passage de l'état plastique à l'état liquide d'un sol fin au sens des limites d'Atterberg. Cette caractéristique des matériaux fins peut être déterminée en utilisant la coupelle de *Casagrande* ou le pénétromètre à cône.

Dans notre cas, on a fait le choix de déterminer cette limite en utilisant le pénétromètre à cône car cette technique paraît la plus adaptée à nos matériaux granulaires. On utilise la *NF P94-052* selon laquelle la limite de liquidité w_L correspond à un enfoncement de cône de 17 mm dans l'échantillon.

L'essai au pénétromètre à cône est réalisé sur les billes de verre de diamètres $\Phi < 50 \mu m$, $\Phi = 60 - 100 \mu m$ et $\Phi = 80 - 200 \mu m$ car cette technique n'est applicable que pour les granularités inférieures à $400 \mu m$ (Figure 2.9).

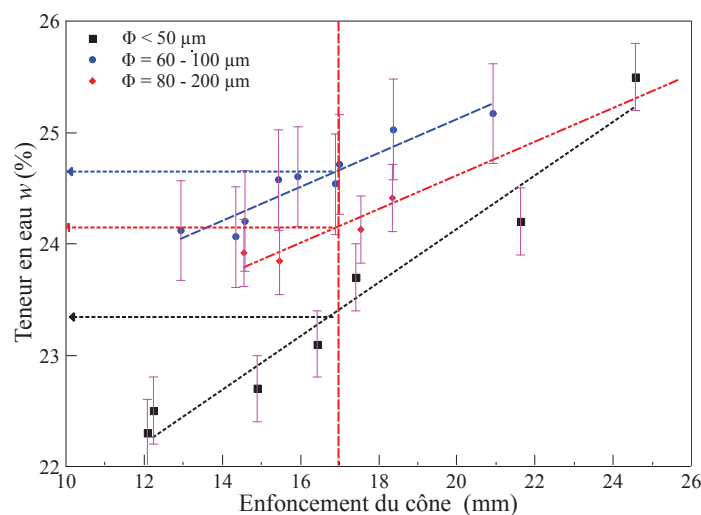


FIGURE 2.9: Évolution de la teneur en eau en fonction de l'enfoncement du cône dans les billes de verre $\Phi < 50 \mu m$, $\Phi = 60 - 100 \mu m$ et $\Phi = 80 - 200 \mu m$ (w_L correspond à un enfoncement de 17 mm).

La figure 2.10 présente l'évolution de la teneur en eau en fonction de l'enfoncement du cône dans le sable de granularité $\Phi = 80 - 400 \mu m$. La limite de liquidité correspond à une teneur en eau de 27%.

Les limites de liquidité des billes de verre $\Phi < 50 \mu m$, $\Phi = 60 - 100 \mu m$ et $\Phi = 80 - 200 \mu m$ et du sable $\Phi = 80 - 400 \mu m$ sont données dans le tableau 2.5.

2.2.2 Caractérisation hydrique : courbe de rétention

La courbe de rétention d'eau est une caractéristique hydrique des sols qui donne une idée sur son aptitude à retenir l'eau. Cette courbe peut être obtenue expérimentalement avec différentes

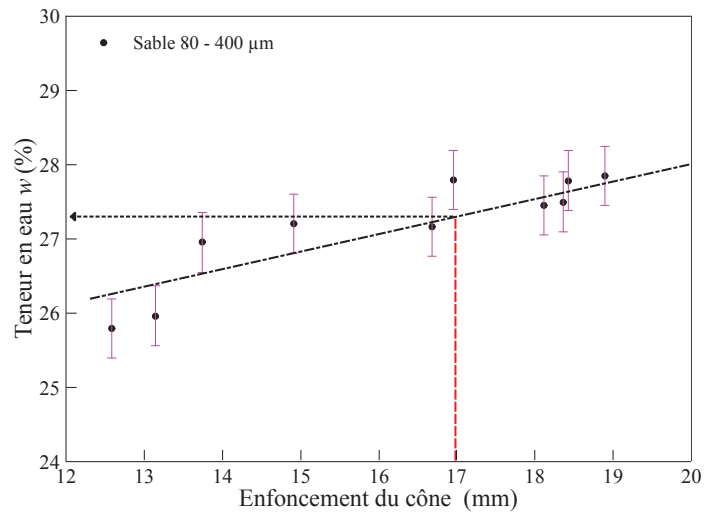


FIGURE 2.10: Évolution de la teneur en eau en fonction de l'enfoncement du cône du sable $\Phi = 80 - 400 \mu m$ (limite de liquidité correspond à un enfoncement de 17 mm).

TABLE 2.5: Limites de liquidité w_L des billes de verre et du sable.

Matériau	Diamètres des billes	Limite de liquidité
	Φ (μm)	w_L (%)
Billes de verre	< 50	$23,3 \pm 0,3$
	60 - 100	$24,7 \pm 0,3$
	80 - 200	$24,2 \pm 0,3$
Sable	80 - 400	$27,2 \pm 0,5$

méthodes et dispositifs. Dans cette étude, la courbe de rétention est obtenue avec le triaxial, la plaque de pression et avec la technique du papier-filtre.

2.2.2.1 Au triaxial

Les essais de drainage au triaxial ont la particularité de pouvoir suivre les déformations locales axiale et radiale de l'échantillon au cours du drainage. Par contre, ces essais prennent beaucoup de temps car la taille de l'échantillon au triaxial est important ($H = 100$ mm et $D = 50$ mm).

Procédure expérimentale

L'essai de drainage au triaxial se fait en plusieurs étapes comme le montre la figure 2.11. La première étape, qui correspond au chemin A-B, consiste à mettre une contrainte radiale $\sigma_3 = 20$ kPa tout autour de l'échantillon saturé tout en gardant une pression d'eau interstitielle $u_w = 5$ kPa. Cette faible pression d'eau interstitielle permet de garder la céramique poreuse saturée. Après, on augmente progressivement la succion s . L'essai de drainage au triaxial doit se réaliser en gardant toujours $\sigma_3 > u_a > u_w$.

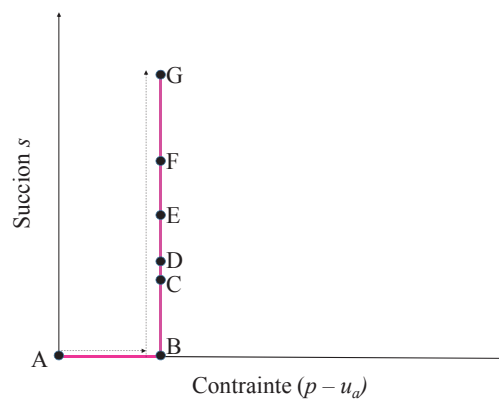


FIGURE 2.11: Chemin suivi pour le drainage au triaxial.

Résultats expérimentaux

Au cours des essais de drainage, les déformations axiales et radiales de l'échantillon sont mesurées sous les différentes succions imposées. Ces mesures permettent de suivre l'évolution de l'indice des vides e ainsi que le degré de saturation S_r au cours de l'essai de drainage.

L'évolution de l'indice des vides e , au cours de l'essai de drainage au triaxial, en fonction de la teneur en eau w et de la succion s est donnée respectivement dans la figure 2.12 (a) et (b). La figure 2.12 (c) et (d) présente le degré de saturation S_r en fonction de la teneur en eau w et de la succion s . Enfin, la figure 2.12 (e) montre la courbe de rétention en drainage obtenue au triaxial dans l'espace ($w - s$).

L'évolution de l'indice des vides e en fonction de la succion s et de la teneur en eau w montre que l'échantillon se désature sans déformations volumiques, ce qui peut être expliqué par l'état de compacité initiale du milieu ($c = 0,63$) et qui correspond au maximum de compacité pour des billes de verre (Figures 2.12 (a) et (b)).

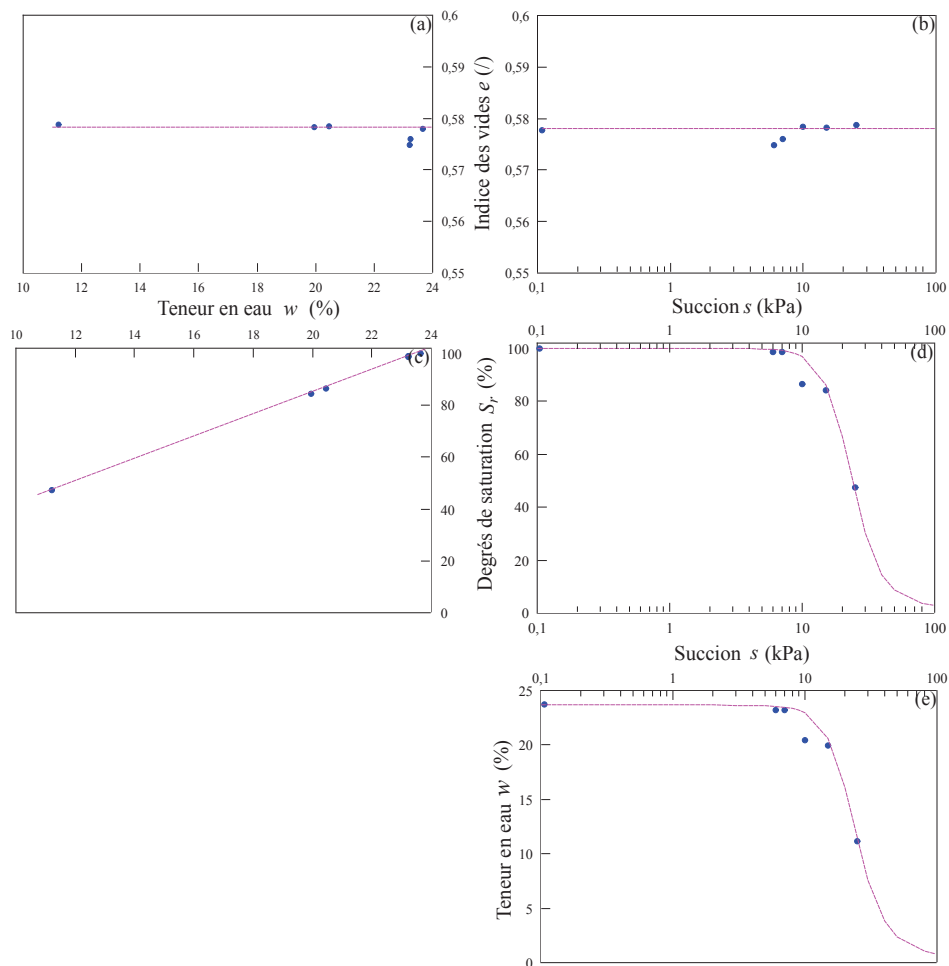


FIGURE 2.12: Évolution de l'indice des vides e en fonction (a) de la teneur en eau w et en fonction (b) de la succion s . Évolution du degré de saturation S_r en fonction (c) de la teneur en eau w et en fonction (d) de la succion s (e) Teneur en eau w en fonction de la succion s ($c = 0,63$).

D'après la figure 2.12 (e), on observe dans l'espace $w - s$ que pour les valeurs de succions s de 0,1 kPa et 10 kPa, la teneur en eau est pratiquement constante et égale à 23,66% environ ce qui correspond à l'état saturé $S_r = 100\%$. A partir de la succion $s = 10$ kPa la teneur en eau

de l'échantillon diminue progressivement.

2.2.2.2 A la plaque de pression

Dans le domaine funiculaire, la plaque de pression permet d'obtenir les courbes de rétention d'eau en drainage et imbibition avec une méthode basé sur la surpression d'air. Le principe consiste à appliquer sur l'échantillon des succions constantes ($s = u_a - u_w$) et de mesurer la teneur en eau correspondante à l'équilibre. Les différents points d'équilibre au cours du chemin de drainage ou d'imbibition à la plaque de pression permet de tracer la courbe de rétention d'eau, en drainage ou en imbibition.

Courbe de drainage

Les échantillons fabriqués sont de forme cylindrique avec 10 mm de hauteur et 31 mm de diamètre. On a choisis de garder la compacité $c = 63\%$ afin de comparer les résultats de la courbe de rétention de la plaque de pression avec celle trouvée au triaxial. Au cours de drainage, l'équilibre de la succion dans l'échantillon dans a plaque de pression est obtenue dans 3 à 4 jours d'essai.

La figure 2.13 montre la courbe de rétention dans le cas des billes de verre $\Phi < 50\mu m$. On observe, de la même façon que dans le triaxial, que pour des valeurs de succion de $s = 0,1$ à $10 kPa$, la teneur en eau w est pratiquement constante et égale à 23,66% environ ce qui correspond à un degré de saturation S_r est égale à 100%. A partir de $s = 10 kPa$ où la teneur en eau $w = 23,66\%$, la teneur en eau et le degré de saturation diminuent jusqu'à la valeur de $w = 4,7\%$ et $S_r = 19,84\%$ pour une succion de 30 kPa.

La succion d'entrée d'air s_e peut être estimée à 11 kPa car la désaturation commence à la même valeur de succion. La pente de désaturation est très importante montrant que la distribution de la tailles des pores n'est pas étalé.

Une modélisation de la courbe de rétention est également reportée dans la figure 2.13. L'équation utilisée pour la modélisation de la courbe de rétention des billes de verre $< 50\mu m$ est celle proposée par *Fredlund et Xing* [Fredlund1994].

Courbe d'imbibition

Afin de fabriquer des échantillons secs avec la même compacité ($c = 0,63$) que celle obtenue avec des essais de drainage au triaxial et à la plaque de pression, on a procéder à la fabrication des échantillons saturés de hauteur $H = 10 mm$ et $D = 31 mm$ (de la même façon que les échantillons pour le drainage). Les échantillons saturés sont ensuite mis dans un dessiccateur contenant le chlorure de lithium *Cl Li* afin d'appliquer une humidité relative H_r de 12%. Cette faible humidité relative permet la désaturation de l'échantillon pour atteindre une teneur

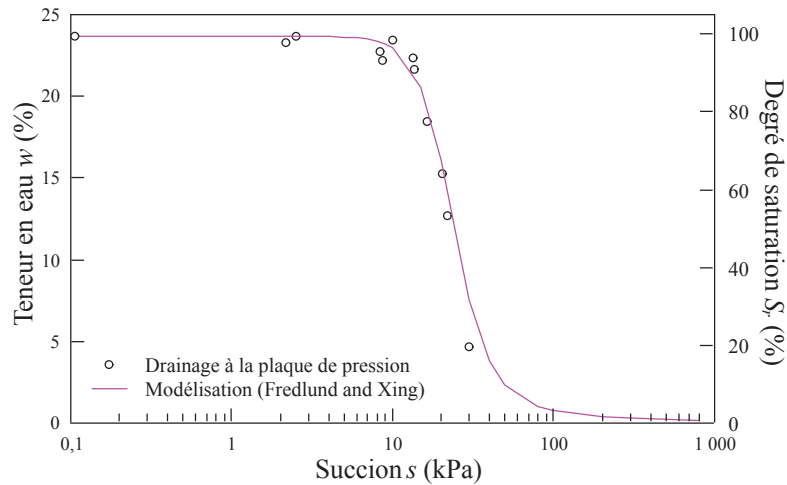


FIGURE 2.13: Courbe de drainage d'eau à la plaque de pression : teneur en eau w et degré de saturation S_r en fonction de la succion s des billes de verre $\Phi < 50\mu m$ ($c = 0,63$).

en eau w d'environ 0,5%.

Après que les échantillons arrivent à la stabilisation, on les met dans la plaque de pression pour effectuer l'essai d'imbibition. La pression d'air u_a est appliquée en haut de l'échantillon par un manomètre, tandis que la pression d'eau est appliquée à la base de l'échantillon par une burette de hauteur 1 m. Au cours de l'imbibition, l'équilibre de la succion dans l'échantillon dans une plaque de pression est obtenue dans 5 à 6 jours d'essai.

La figure 2.14 présente la courbe de rétention en imbibition obtenue pour des échantillons de billes de verre $\Phi < 50\mu m$. On observe qu'à partir d'une valeur de succion de 11 kPa, la teneur en eau w augmente graduellement pour arriver à la valeur de 23,66% environ ($S_r = 100\%$) vers une valeur de succion de 5 kPa.

2.2.2.3 Conclusion 1

La méthode de fabrication des échantillons saturés, pour les essais au triaxial et de la plaque de pression, ne permet pas de réaliser des échantillons de compacité plus inférieure à $c = 0,63$. Également, les pressions appliquées sont faibles. Afin de trouver la courbe de rétention d'eau pour des échantillons à une compacité plus faible ($c = 0,59$) que l'état saturé, on opte pour la méthode de papier filtre.

2.2.2.4 Au papier filtre

La méthode du papier-filtre est l'une des méthodes les plus simples et pratiques de mesure de la succion. Cette technique permet de mesurer une large gamme de succion allant de 0 à

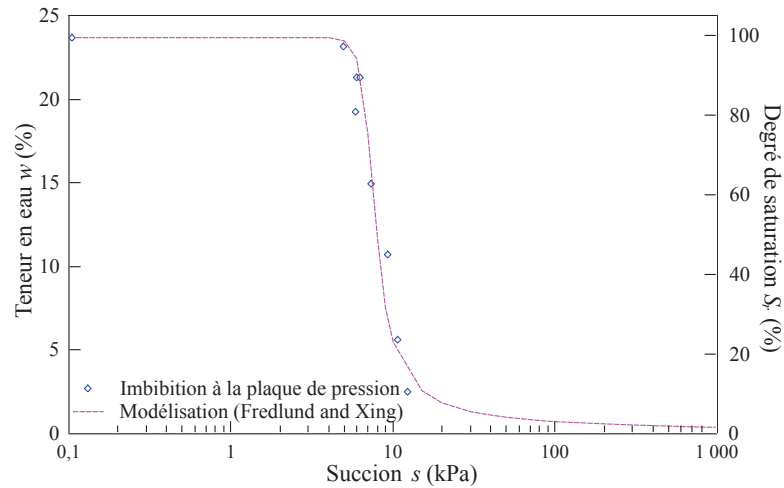


FIGURE 2.14: Courbe d'imbibition d'eau à la plaque de pression : teneur en eau w et degré de saturation S_r en fonction de la succion s des billes de verre $\Phi < 50\mu\text{m}$ ($c = 0,63$).

10^5 kPa. Le procédé de calcul de la succion se fait indirectement par mesure de la teneur en eau du papier-filtre à l'équilibre. Cette teneur en eau est liée à la succion du sol à travers une courbe d'étalonnage prédéterminée (Figure 2.15). A l'équilibre hydrique, la succion matricielle est identique au potentiel matriciel de l'eau du papier-filtre.

On insère un triplet de papier-filtre "Whatman 42" dans l'échantillon dont on veut déterminer la succion et on attend l'équilibre entre l'échantillon et le papier, en évitant toute évaporation (envelopper soigneusement l'échantillon d'un sac plastique). Après l'équilibre, on prélève ensuite les papiers-filtres de l'échantillon et l'on détermine la teneur en eau de la feuille centrale, non polluée, en utilisant une balance de précision 1/10 000. La connaissance de la teneur en eau permet d'accéder à la succion du papier-filtre et donc à celle de l'échantillon.

La plupart des courbes d'étalonnage sont bilinéaires avec un point d'inflexion entre une teneur en eau w_{filtre} de 30% et 50%. Des corrélations sont proposées pour trouver la succion du papier filtre en fonction de sa teneur en eau comme celle proposé par Amraoui [Amraoui1996] (Équations 2.5, 2.6, 2.7 et 2.8).

Sur le chemin de drainage (papier filtre saturé) :

$$\log s = 5,4018 - 0,0718 \cdot w_{\text{filtre}} \quad \text{pour } w_{\text{filtre}} < 47,3\% \quad (2.5)$$

$$\log s = 2,6995 - 0,0147 \cdot w_{\text{filtre}} \quad \text{pour } w_{\text{filtre}} > 47,3\% \quad (2.6)$$

Sur le chemin d'imbibition (papier filtre sec) :

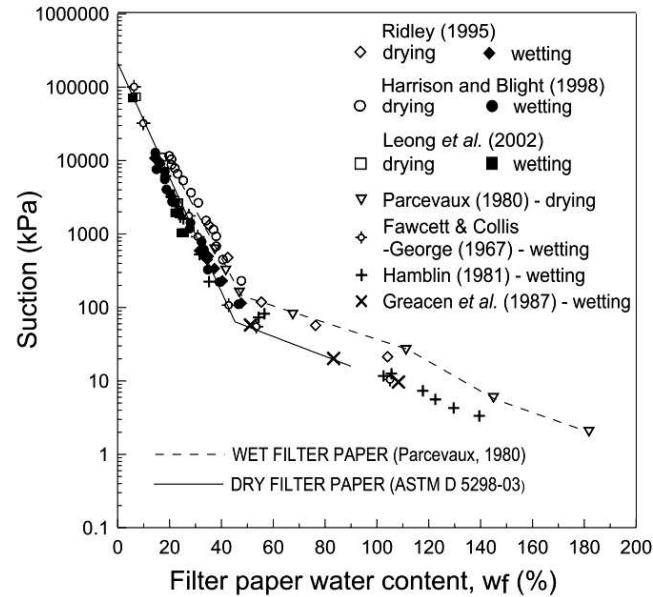


FIGURE 2.15: Comparaison de Courbes d'étalonnage du papier filtre Whatman N 42 dans le chemin de drainage et d'imbibition d'après [Munoz2010].

$$\log s = 5,3344 - 0,0882 \cdot w_{\text{filtre}} \quad \text{pour } w_{\text{filtre}} < 39,8\% \quad (2.7)$$

$$\log s = 2,4778 - 0,0165 \cdot w_{\text{filtre}} \quad \text{pour } w_{\text{filtre}} > 39,8\% \quad (2.8)$$

Procédure et résultats expérimentaux

Nous avons mesuré la succion s d'échantillons de différentes teneurs en eau de fabrication w_{fab} : 1, 3, 5, 7, 10, 15, 20, 22 et 23%. Le test a été effectué sur des échantillons de 60 mm de diamètre et 30 mm de hauteur avec une compacité $c = 0,59$. Le temps d'équilibrage de la succion est de sept jours, conformément à la procédure *ASTM*. Le papier-filtre est soumis à un trajet d'imbibition (papier filtre sec) ou drainage (papier filtre humide) pendant l'essai. Les moules contenant les échantillons sont enveloppés avec un double film en plastique afin de d'éviter l'évaporation (Figure 2.16). Les essais sont réalisés à température constante de 20 degrés.

Après équilibre, les papiers-filtres sont extrait et pesés pour déterminer leurs teneurs en eau. Les pesées des papiers-filtres doivent être fait très vite pour éviter l'évaporation de l'eau contenue dans le papier. Une mesure de la teneur en eau finale des échantillons est réalisée également pour s'assurer qu'il avait pas d'évaporation d'eau au cours des sept jours de l'essai.



FIGURE 2.16: Photo des échantillons de billes de verre $\Phi < 50 \mu m$ avec différentes teneurs en eau.

Billes de verre

Chemin d'imbibition : papier filtre sec

La figure 2.17 montre les courbes d'imbibition des échantillons de billes de verre $\Phi < 50 \mu m$, $\Phi = 60 - 100 \mu m$, $\Phi = 80 - 200 \mu m$ et $\Phi = 300 - 500 \mu m$ obtenues par la méthode de papier-filtre. La même figure montre également une modélisation de la courbe avec le modèle proposée par *Fredlund et Xing* [Fredlund1994] (Équation 1.8). Les points de la courbe de rétention montrent un bon accord avec la modélisation.

Chemin de drainage : papier filtre humide

Dans le but de comparer les deux chemins de drainage et d'imbibition, on a fait le choix de faire la mesure de la succion lors d'un chemin de drainage pour les billes de verre de granularités $\Phi < 50 \mu m$ et $\Phi = 60 - 100 \mu m$.

La figure 2.18 montre les courbes de rétention des échantillons des billes de verre $\Phi < 50 \mu m$ et $\Phi = 60 - 100 \mu m$ obtenues par méthode de papier-filtre, ainsi que leurs modélisations correspondantes.

Sable

Dans le cas du sable, les courbes de rétention sont réalisées avec des papiers filtres secs. Les échantillons sont fabriqués de la même façon que les billes de verre.

La figure 2.19 présente les courbes de rétention des échantillons de sable $\Phi = 80 - 400 \mu m$ obtenues par méthode de papier-filtre dans l'espace $w - s$, ainsi que la modélisation correspon-

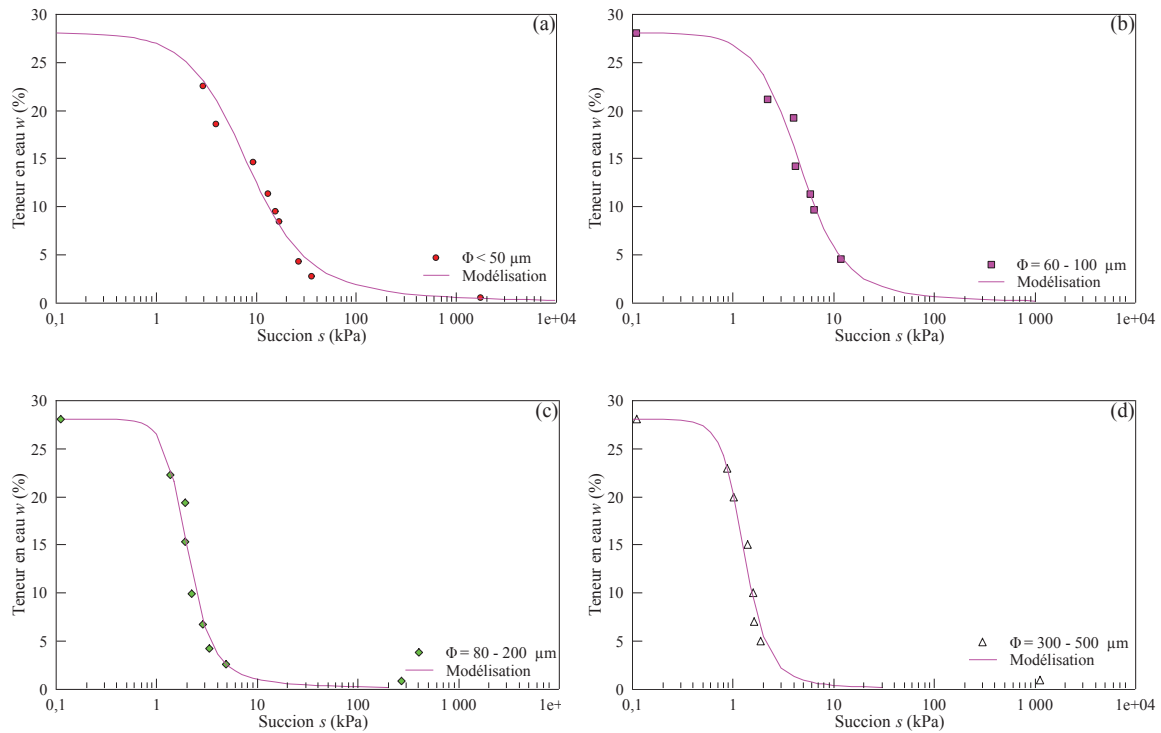


FIGURE 2.17: Courbes d'imbibition des billes de verre (a) $\Phi < 50 \mu\text{m}$, (b) $\Phi = 60 - 100 \mu\text{m}$, (c) $\Phi = 80 - 200 \mu\text{m}$ et (d) $\Phi = 300 - 500 \mu\text{m}$ en utilisant des papiers filtres secs ($c = 0, 59$).

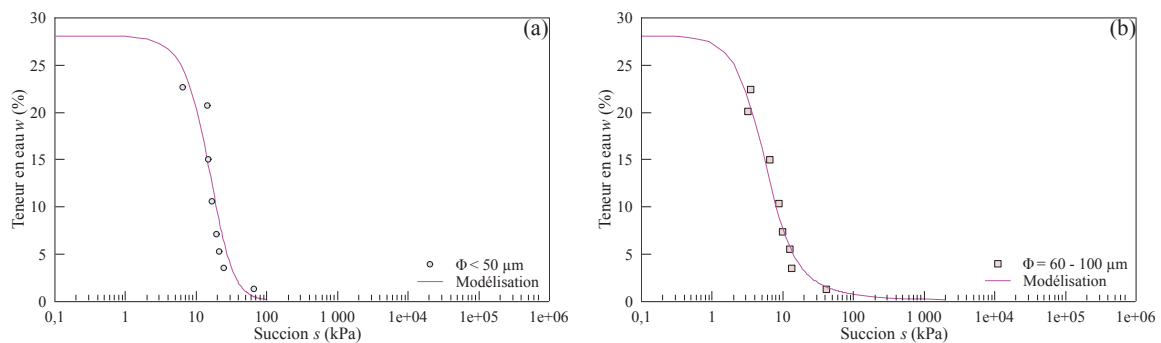


FIGURE 2.18: Courbes de rétention en drainage des billes de verre (a) $\Phi < 50 \mu\text{m}$ et (b) $\Phi = 60 - 100 \mu\text{m}$ en utilisant des papiers filtres humides ($c = 0, 59$).

dante.

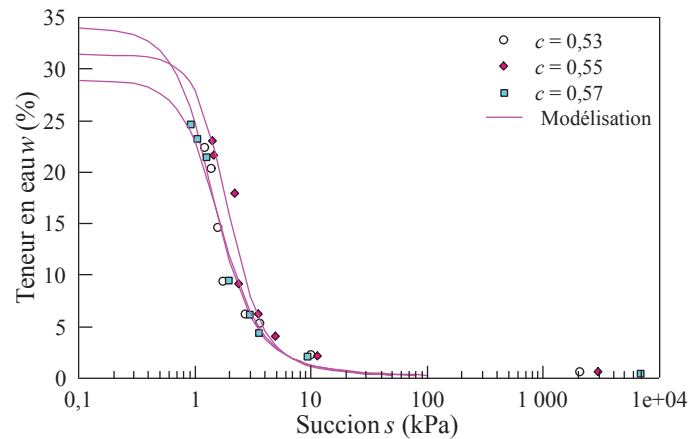


FIGURE 2.19: Courbes de rétention du sable en utilisant des papiers filtres secs ($c = 0,53$, $c = 0,55$ et $c = 0,57$)

D'après la figure 2.19, on note que les courbes de rétention d'eau commencent à différentes teneur en eau w_{sat} et se rejoignent vers une succion s de 10 kPa. La dessaturation des différents échantillons se fait pratiquement avec la même pente ce qui montre que la compacité c n'influence pas sur la zone non saturée de la courbe de rétention.

2.2.3 Caractérisation mécanique : angle de frottement

L'essai de cisaillement direct consiste à soumettre un échantillon de sol à un cisaillement suivant un plan imposé. L'échantillon, de forme cylindrique de hauteur $H_0 = 30$ mm et de diamètre $D_0 = 60$ mm, est placé dans une cellule constituée de deux demi-boîtes mobiles l'une par rapport à l'autre.

L'échantillon est soumis à un effort de compression normale N à l'aide de poids et un effort horizontal de cisaillement T en déplaçant les 2 demi-boîtes l'une par rapport à l'autre. Un capteur de déplacement permet de mesurer la variation de la hauteur Δh . La demi-boîte supérieure est déplacée avec une vitesse constante en mesurant le déplacement horizontal Δl relatif des deux demi-boîtes. Au cours du cisaillement, la force tangentielle T est mesurée par un capteur de force.

La force tangentielle T est augmentée jusqu'à la rupture en maintenant la force normale N constante au cours de l'essai. L'essai est réalisé à cinq charges verticales différentes : 144, 240, 290, 340 et 440 kN sur les deux matériaux granulaires, billes de verre et sable concassé avec la même granularité $\Phi = 80 - 400 \mu m$. A partir d'essais à la boîte de cisaillement direct, la cohésion C et l'angle de frottement interne ϕ ont été déterminés.

La figure 2.20 montre les droites de cisaillement des billes de verre et du sable $\Phi = 80 - 400$

μm . La cohésion des billes de verre et du sable est nulle, et l'angle de frottement est d'environ $\phi \simeq 26,1^\circ$ pour les billes de verre et d'environ $\phi \simeq 34,6^\circ$ pour le sable. Les deux matériaux ont une cohésion nulle et la différence entre leurs angles de frottement est due à la forme des grains ; le sable concassé a des particules angulaires ce qui augmente le frottement entre les grains.

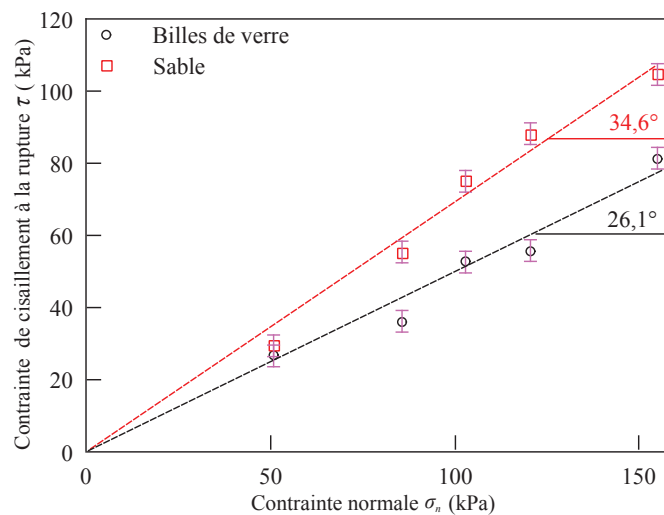


FIGURE 2.20: Droites de Mohr-Coulomb des billes de verre et du sable ($c = 0,59$).

2.2.4 Récapitulatif de la caractérisation des matériaux

La détermination de la teneur en eau de rétention a permis de montrer que plus le matériau granulaire est fin plus la rétention d'eau par capillarité est importante. Cette caractérisation a permis de faire le choix de quatre granularités polydisperses différentes dans le cas des billes de verre ($\Phi < 50 \mu m$, $\Phi = 60 - 100 \mu m$, $\Phi = 80 - 200 \mu m$ et $\Phi = 300 - 500 \mu m$) et une granularité dans le cas du sable ($\Phi = 80 - 400 \mu m$).

Le tableau 2.6 regroupe les différentes masses volumiques spécifiques et les limites de liquidité des différents matériaux utilisés.

Les résultats des courbes granulométriques des différentes granularités des billes de verre et du sable montrent que les échantillons pris en photo pour les billes de verre ou tamisés pour le sable, sont statistiquement représentatifs. La figure 2.21 montre l'ensemble des courbes granulométriques des billes de verre (BV) et du sable (S).

Pour ce qui concerne la rétention, la figure 2.22 regroupe les différentes courbes d'imbibition des billes de verre obtenues par méthode du papier-filtre. Dans le cas du sable, la figure 2.23 présente les courbes d'imbibition pour trois compacités $c_0 = 0,53$; $c_0 = 0,55$ et $c_0 = 0,57$.

TABLE 2.6: Différentes masses volumiques spécifiques et limites de liquidité des billes de verre et du sable.

Matériau	Diamètre Φ (μm)	Masse volumique spécifique ρ_s^* (kg/m^3)	Limite de liquidité w_L (%)
Billes de verre	< 50	2450 ± 3	$23,3 \pm 0,3$
	60 - 100	2470 ± 3	$24,7 \pm 0,3$
	80 - 200	2480 ± 3	$24,2 \pm 0,3$
	300 - 500	2500 ± 3	-
Sable	80 - 400	2600 ± 3	$27,2 \pm 0,3$

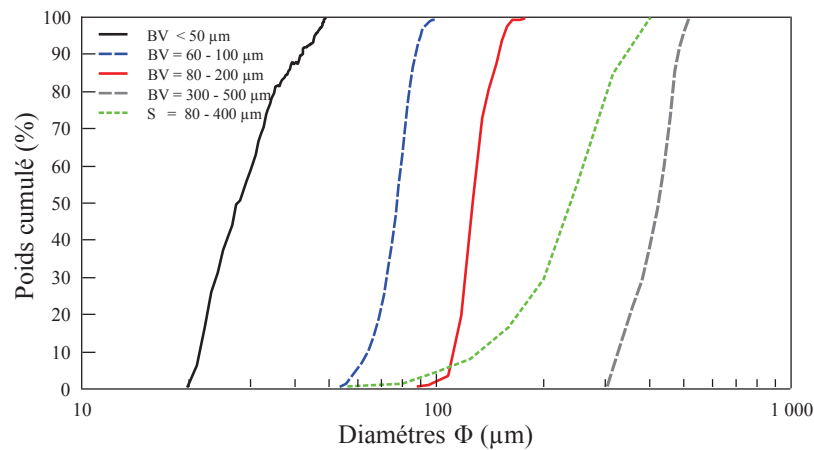


FIGURE 2.21: Courbes granulométriques des billes de verre (BV) et du sable (S)

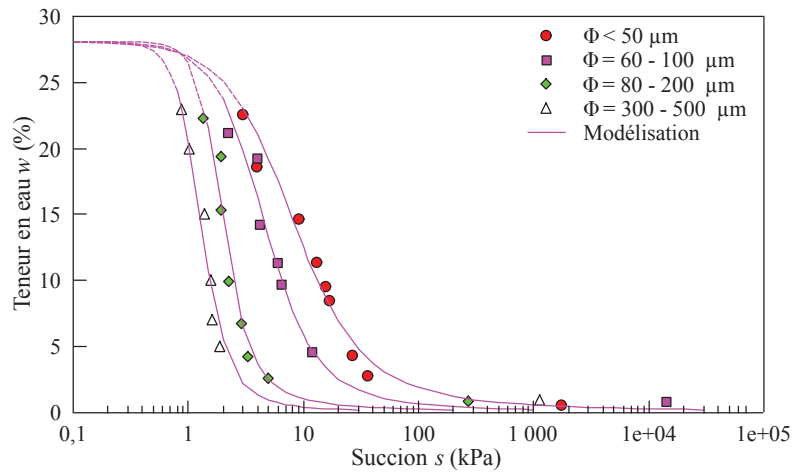


FIGURE 2.22: Courbes d'imbibition des billes de verre ($c = 0,59$).

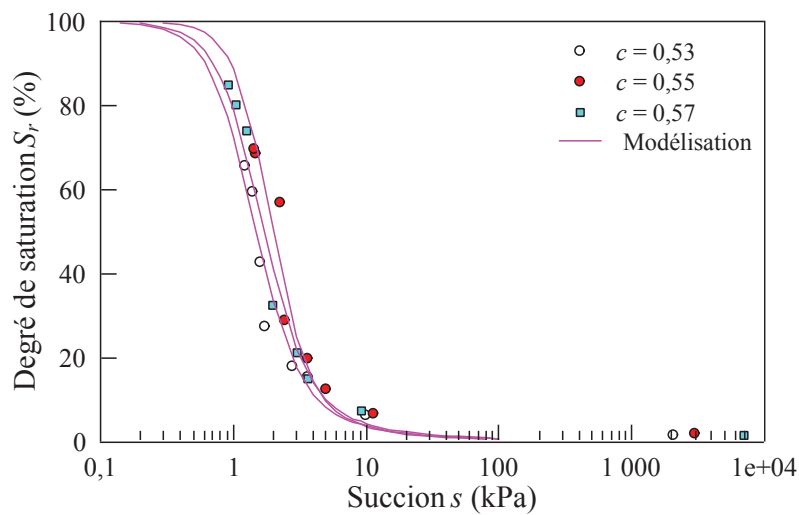


FIGURE 2.23: Courbes d'imbibition du sable $\Phi = 80 - 400 \mu m$ en utilisant des papiers filtres secs ($c = 0,53$, $c = 0,55$ et $c = 0,57$).

2.3 Dispositif expérimental

Dans cette étude, on a utilisé l'appareil triaxial pour les sols non saturés dans lequel un échantillon d'une forme cylindrique est placé. Sur sa surface latérale, l'éprouvette est recouverte d'une membrane souple et imperméable de type néoprène.

Dans le but de suivre le comportement des échantillons granulaires au cours des essais au triaxial, on a mis en place des capteurs de déplacement locaux. Ces capteurs sont de type *LVDT* avec un dispositif de fixation adapté aux matériaux granulaires utilisés.

2.3.1 Présentation du dispositif

Le système *ADVTTTS-BP* (*ADVanced Testing Triaxial System - Basse Pression*) utilisé dans le cadre de cette étude est un ensemble triaxial automatisé de *Geotechnical Digital System (GDS)*, constitué de plusieurs composantes (figures 2.24 et 2.25) :

- une cellule triaxiale de basse pression (2 MPa max) de type *Bishop et Wesley* ;
- quatre Contrôleurs Pression-Volume (*CPV*) destinés à l'application des contraintes radiale σ_3 , axiale σ_1 et les pressions de la phase liquide u_w et de la phase gazeuse u_a appliquée avec l'eau désaérée ;
- des capteurs de force, de pression d'eau et de déplacements axial et radial ;
- un conditionneur ;
- des éléments de connectique avec l'ordinateur ;
- le logiciel *GDSLAB*.

Les constituants du système triaxial permettent de réaliser des essais en conditions saturés *ADVTTTS-SAT* et en conditions non saturées *ADVTTTS-UNSAT*.

2.3.2 Mise en place des capteurs locaux de déplacement

Afin de suivre les variations de volume de l'échantillon aux cours des essais au triaxial, on met en place des capteurs de déplacements locaux, deux axiaux et un radial, sur l'échantillon dès la fabrication.

La mise en place des capteurs *LVDT*, nécessite une attention particulière compte tenu de la nature fragile de l'échantillon de billes de verre, car la cohésion de ce type de matériau granulaire est quasiment-nulle. En plus de la nature fragile des échantillons, les outils de fixation des capteurs axiaux commercialisés ne sont pas bien adaptés car ils sont conçus pour des sols naturel cohérents et non pas pour des échantillons purement pulvérulents comme le cas des billes de verre.

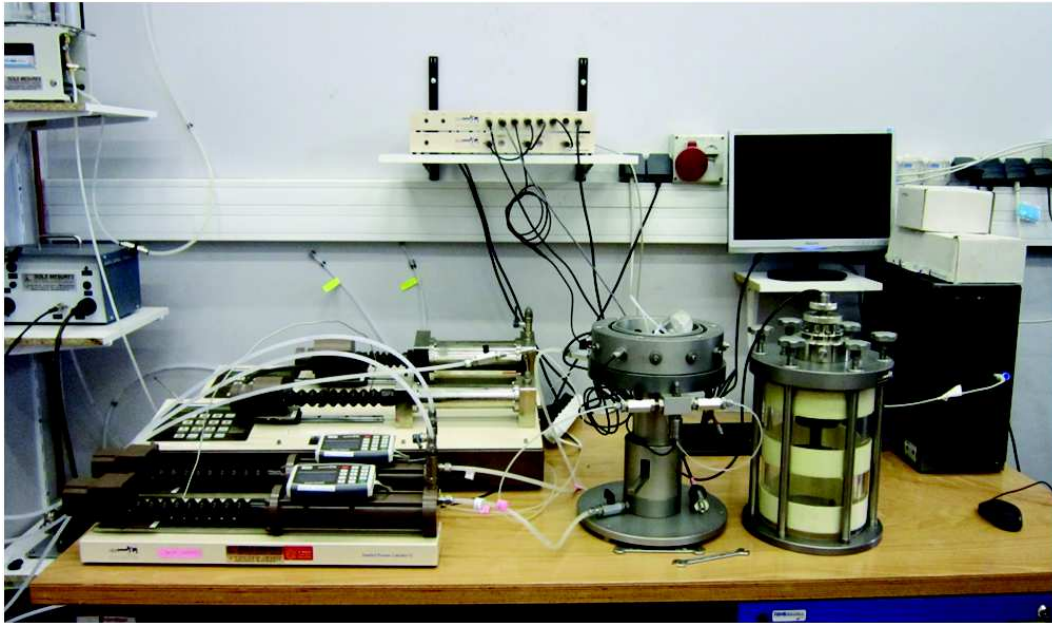


FIGURE 2.24: Image de l'ensemble de l'appareil triaxial.

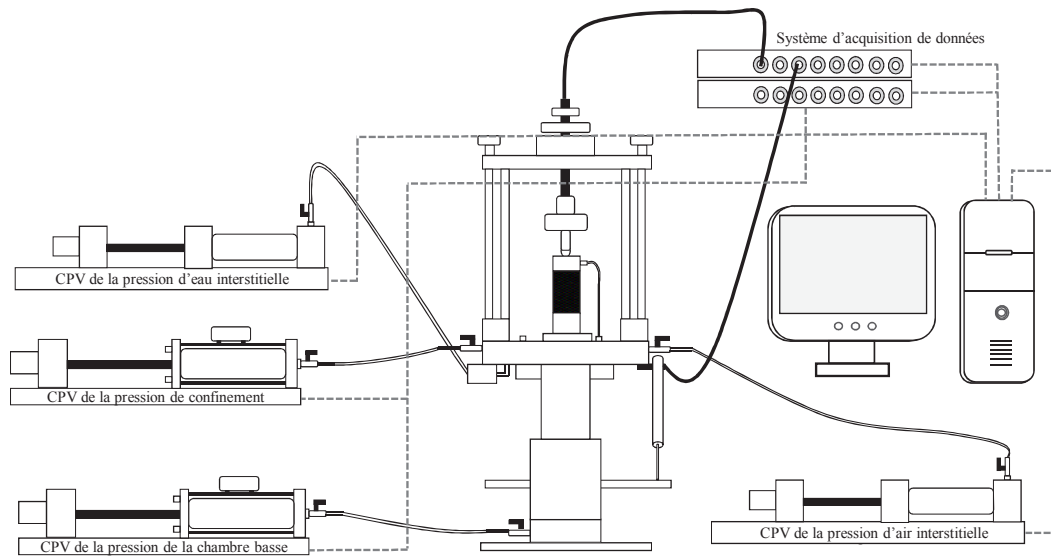


FIGURE 2.25: Schéma simplifié du dispositif GDSSTTS.

Alors, il a été nécessaire de concevoir un système de fixation adapté des capteurs de déplacements locaux. Ce système est présenté dans la figure 2.26. Les deux capteurs locaux axiaux sont fixés via l'anneau supérieur au niveau du chapeau drainant, tandis que le capteur radial est positionné perpendiculairement à l'axe formé par les deux capteurs axiaux et est fixé avec la colle au milieu de l'échantillon. L'anneau inférieur portant les deux cibles est placé au niveau du piédestal de façon à ce que l'alignement entre les capteurs axiaux et les cibles ainsi que sa position horizontale soient assurés.

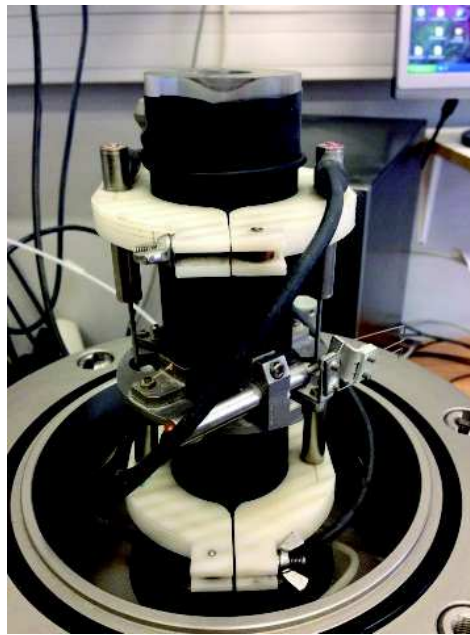


FIGURE 2.26: Photo de l'échantillon équipé des capteurs de déplacements locaux.

2.3.3 Estimation de l'indice des vides

À partir des déplacements mesurés par ces capteurs locaux, les déformations axiales ε_a et radiales ε_r sont déduites respectivement à partir des relations 2.9 et 2.10 :

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta H}{H_0} \quad (2.9)$$

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta D_c}{D_0} \quad (2.10)$$

où $\Delta H = H_0 - H$ et $\Delta D_c = D_0 - D_c$ sont respectivement les variations de hauteur et de diamètre au centre de l'échantillon (Figure 2.26).

A partir des deux déplacements locaux axiaux ΔH et radial au centre ΔD_c mesurés par les capteurs *LVDT*, on peut faire une approximation de l'indice des vides e . Cette approximation est faite en considérant l'hypothèse que la génératrice dans le sens axiale de l'échantillon se déforme avec une forme ellipsoïdale (Figure 2.27).

En adoptant cette hypothèse, on calcule un déplacement local radial équivalent ΔD_{eq} à partir du déplacement local radial au centre ΔD_c avec l'expression :

$$\Delta D_{eq} = \frac{\pi}{4} \cdot \Delta D_c \quad (2.11)$$

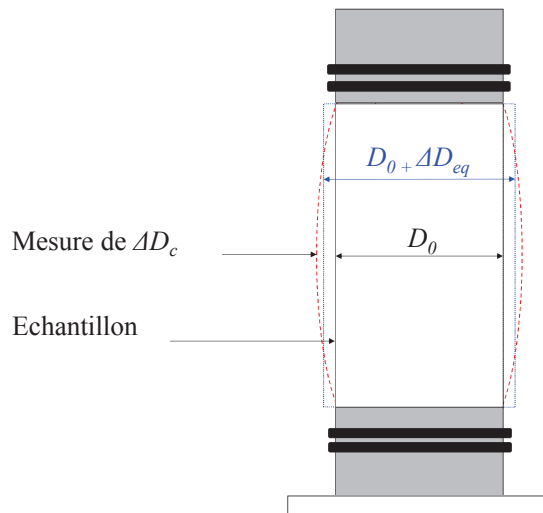


FIGURE 2.27: Schéma de l'échantillon au cours de l'essai d'imbibition et le profil de la génératrice axiale.

Le déplacement local radial équivalent ΔD_{eq} , permet de calculer l'indice des vides e au cours de l'imbibition avec la formule :

$$e = \frac{V_t}{V_s} - 1 \quad (2.12)$$

Avec :

$$V_t = \frac{\pi}{4} \cdot (D_0 + \Delta D_{eq})^2 \cdot (H_0 - \Delta H) \quad (2.13)$$

où V_t est le volume totale de l'échantillon, ΔD_{eq} le déplacement radial équivalent, ΔH est le déplacement axial de l'échantillon calculé par la moyenne des deux capteurs axiaux et V_s est le volume des grains solides de l'échantillon.

2.4 Conclusion

Dans cette partie, une caractérisation mécanique, hydrique et géométrique des deux matériaux granulaires : billes de verre et sable concassé, a été présentée. Cette caractérisation a permis de montrer des correspondances entre les billes de verre et le sable concassé par rapport à des caractéristiques mécaniques et hydrique semblables.

Le triaxial est un dispositif qui donne la possibilité de faire plusieurs essais en contrôlant les contraintes principales en conditions saturés et non saturés. La mise en place des capteurs de déplacement locaux *LVDT* au contact des échantillons de billes de verre et de sable est une étape qui a pris plusieurs mois de conception, réalisation et mise en place. L'adaptation des capteurs pour un tel matériau a permis de déterminer le comportement des échantillons sous les différentes sollicitations hydromécaniques imposées.

Effondrement capillaire dans le cas de billes de verre

Sommaire

3.1	Introduction	84
3.2	Procédure expérimentale	84
3.2.1	Essais préliminaires : effondrement sans membrane	84
3.2.2	Essai au triaxial	86
3.2.3	Récapitulatif des essais entrepris	88
3.3	Résultats expérimentaux	89
3.3.1	Mise en évidence de l'effondrement	90
3.3.2	Effet de la granularité	96
3.3.3	Effet de la teneur en eau initiale	101
3.3.4	Effet de la fraction d'argile	103
3.4	Discussion	113
3.5	Conclusion	122

3.1 Introduction

Lors de l'imbibition d'eau, les matériaux granulaires passent par différents régimes hydriques : pendulaire, funiculaire à la saturation. Dans ce chapitre, on présente une étude expérimentale d'identification et d'analyse du comportement des matériaux granulaires lors du passage des différents régimes hydriques. Le changement de l'état de l'eau dans les matériaux granulaires suite à l'imbibition donne naissance à différents comportements hydromécaniques.

Dans les matériaux granulaires, l'imbibition d'eau peut causer une perte de résistance mécanique induisant le phénomène d'effondrement. L'effondrement d'un sol granulaire semble dépendre de plusieurs paramètres comme la granulométrie, la limite de liquidité w_L , la masse volumique apparente sèche ρ_d , la teneur en eau initiale w_0 ou encore la présence de particules argileuses qui assurent une certaine cohésion au matériau.

Dans le but d'étudier l'origine capillaire du phénomène d'effondrement, on utilise un matériau granulaire modèle de type billes de verre. Ce matériau a été utilisé dans de nombreuses études et a donné de bons résultats dans la description et la compréhension de l'effet de la capillarité dans les matériaux granulaires [Soulie2005, Richefeu2005, Gras2011, Hueckel2013].

Dans ce chapitre, on commence par la procédure expérimentale utilisée dans les essais d'imbibition sur les échantillons des billes de verre. Les résultats expérimentaux représentant l'effet de la granularité, la teneur en eau initiale et le pourcentage d'argile sont après présentés. Enfin, on discutera les différents résultats moyennant une comparaison avec la bibliographie.

3.2 Procédure expérimentale

3.2.1 Essais préliminaires : effondrement sans membrane

En première approche, des essais préliminaires ont été entrepris dans un but de premières observations. Il s'agit d'appréhender l'effet d'une imbibition sur un matériau granulaire résistant à la gravité grâce à des ponts capillaires. Pour cela, des échantillons cylindriques de hauteur $H_0 = 94$ mm et de diamètre $D_0 = 50$ mm de billes de verre, de granularité $\Phi < 50$ μm , sont fabriqués avec une teneur en eau $w_0 = 5\%$ et une compacité initiale $c_0 = 0,59$ (Figure 3.1).

Lors de la fabrication d'un échantillon, une pierre poreuse et un papier filtre sont mis à la base de l'échantillon pour s'assurer que la montée capillaire de l'eau se fait sur toute la base de l'échantillon.

Dans un premier temps, on a procédé à l'imbibition d'eau par le bas de l'échantillon en remplissant avec l'eau déminéralisée jusqu'au niveau de la pierre poreuse et on maintient ce niveau constant au cours de l'essai. Avec ce simple essai, on constate que l'eau arrive à monter jusqu'à 40% de la hauteur de l'échantillon. Suite à la montée de l'eau dans l'échantillon, des déformations axiales et radiales sont constatées. Le niveau d'eau dans l'échantillon est présenté

avec des pointillés (Figure 3.1 (a)). Les déformations prennent une forme brutale en générant un effondrement de l'échantillon.

Dans un second temps, l'apport d'eau est fait par le haut de l'échantillon. Une pierre poreuse est mise sur la tête de l'échantillon pour que l'eau soit distribuée uniformément sur la surface supérieure et par la suite éviter toute forme d'érosion. La figure 3.1 (b) montre une imbibition d'eau qui se développe du haut de l'échantillon vers le bas (niveau d'eau en pointillés). Une fois que tout l'échantillon est imbibé, il s'effondre brusquement. La mesure de la teneur en eau de l'échantillon après effondrement, avec séchage à l'étuve pour l'essai d'imbibition par le haut de l'échantillon a donné une teneur en eau de 25%.

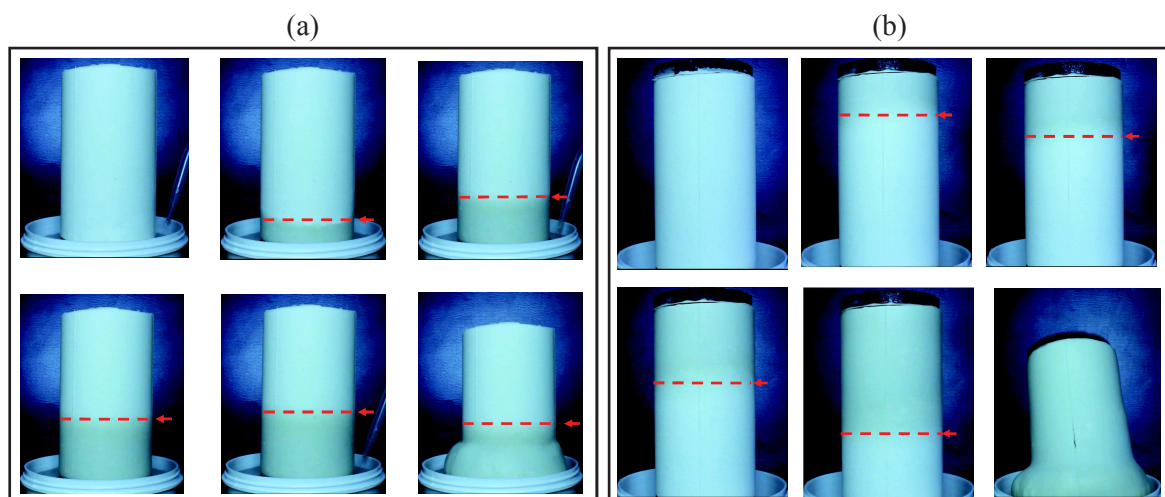


FIGURE 3.1: Effondrement de l'échantillon granulaire sans membrane apport d'eau par ascension capillaire (a) et par le haut (b).

Ce simple essai montre que, suite à l'imbibition d'eau, des déformations axiales et radiales ont lieu dans l'échantillon. A un moment donné, ces déformations prennent une forme brutale et l'échantillon s'effondre sous son propre poids.

Dans le but d'étudier cette perte de résistance mécanique dans les matériaux granulaires suite à une imbibition d'eau, il est nécessaire de mettre des capteurs de déplacement locaux pour quantifier ces déformations locales (axiale et radiale). Pour que l'échantillon de billes supporte les capteurs de déplacement, on a utilisé une membrane de type néoprène. Cette dernière permet

un faible confinement de l'échantillon d'environ 2 kPa. Le contrôle du débit est assuré par le Contrôleur-Pression-Volume *CPV* de l'appareil triaxial. Pour toutes ces raisons, on a opté pour un essai d'imbibition au triaxial.

3.2.2 Essai au triaxial

Au triaxial, les échantillons de billes de verre utilisés ont une forme cylindrique avec les mêmes dimensions que pour les essais préliminaires ($H_0 = 94$ mm et $D_0 = 50$ mm). Ces échantillons sont préparés à une compacité initiale $c_0 = 0,59$ et différentes teneurs en eau initiales w_0 (5%, 10% ou 15%) par mélange d'une masse de billes de verre sèches m_s et d'une masse d'eau déminéralisée $m_{w0} = m_s \cdot w_0$. La teneur en eau de fabrication permet de constituer des ponts capillaires diffus dans l'échantillon et qui sont à l'origine de sa résistance mécanique sous son poids propre.

La fabrication de l'échantillon se fait directement dans l'appareil triaxial. Le matériau granulaire humide est placé dans un moule adapté avec une membrane néoprène. Il est alors compacté en deux couches avec un dispositif approprié conçu au laboratoire.

Le principe de l'essai d'imbibition est illustré dans la figure 3.2. Il consiste à imposer une faible pression d'eau u_w à la base de l'échantillon par le *Contrôleur Pression Volume CPV* tout en maintenant une pression d'air u_a égale à la pression atmosphérique en tête de l'échantillon. Afin d'étudier l'effet de la capillarité, l'essai se déroule sans contrainte radiale sauf celle causée par la membrane néoprène estimée à 2 kPa. Dans ces conditions, l'eau monte dans l'échantillon par phénomène de capillarité comme on l'a déjà noté dans les essais préliminaires.

L'essai d'imbibition est piloté moyennant le logiciel *GDSLAB* qui permet également d'assurer l'acquisition des résultats de mesures selon l'échantillonnage choisi. Le module utilisé est celui de *Saturation Ramp* dans l'option *SATCOM* et les variables d'entrée sont :

- la pression d'eau à la base de l'échantillon $u_w = 5$ kPa ;
- la contrainte de confinement $\sigma_3 \simeq 0$ kPa ;
- le temps pour atteindre les pressions souhaitées $t = 5$ min.

En imposant une pression d'eau interstitielle constante, l'apport de l'eau se fait avec un débit constant contrairement à l'application d'un volume d'eau constant. Dans le cas des billes de verre de granularité $\Phi < 50$ μm ($c_0 = 0,59$ et $w_0 = 5\%$), le volume d'eau V_w injecté par le *Contrôleur - Pression - Volume* en fonction du temps t est présenté sur la figure 3.3. Le débit d'injection d'eau est quasiment constant, d'environ 71 mm^3/s . Dans tous les essais réalisés avec une pression d'eau interstitielle constante ($u_w = 5$ kPa), on a bien vérifié que le débit d'eau injecté est constant.

Au cours de l'essai d'imbibition, la teneur en eau moyenne $w(t)$ de l'échantillon est déterminée :

- Pour $S_r < 100\%$, par mesure classique basée sur la variation de masse d'eau dans l'échan-

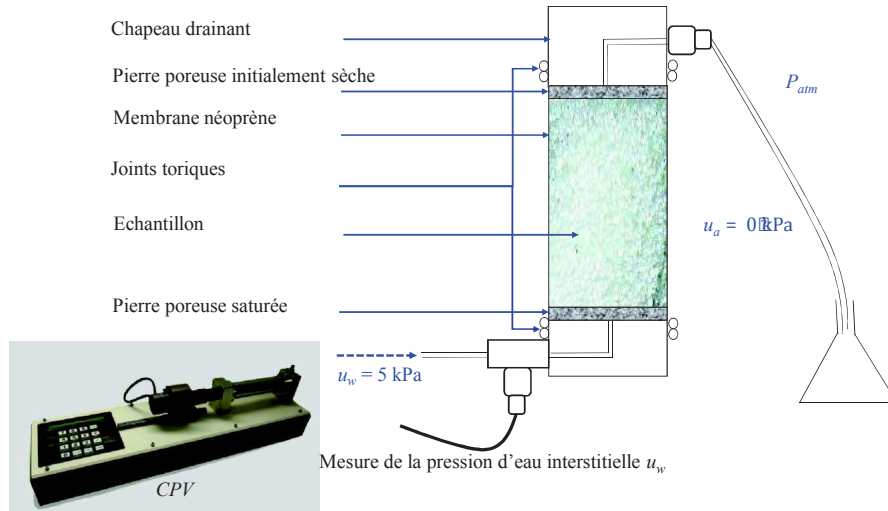


FIGURE 3.2: Schéma de principe de l'essai d'imbibition au triaxial.

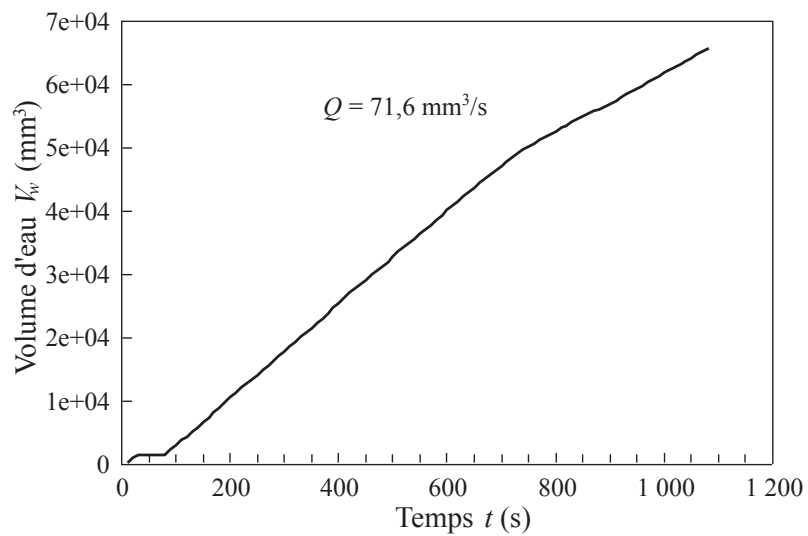


FIGURE 3.3: Volume d'eau V_w injecté par le CPV en fonction du temps t au cours de l'imbibition (Billes de verre $\Phi < 50 \mu\text{m}$).

tillon :

$$w(t) = \frac{m_{w0} + \Delta m_w(t)}{m_s} \quad (3.1)$$

- Pour $S_r = 100\%$, par le calcul direct à partir de l'indice des vides :

$$w(t) = e(t) \cdot \frac{\rho_w^*}{\rho_s^*} \quad (3.2)$$

avec $\Delta m_w(t) = \rho_w^* \cdot V_w(t)$ est la masse d'eau injectée, calculée par la masse volumique spécifique de l'eau ρ_w^* et le volume d'eau injecté $V_w(t)$ par le *Contrôleur Pression Volume* dans l'échantillon au cours de l'imbibition à un instant donné t , m_{w0} est la masse d'eau initialement présente dans l'échantillon ($m_{w0} = w_0 \cdot m_s$) et m_s la masse des billes de verre.

Le degré de saturation $S_r(t)$ est alors calculé en utilisant la teneur en eau $w(t)$ et l'indice des vides $e(t)$ au cours de l'essai avec l'expression classique :

$$S_r(t) = \frac{w(t) \cdot \rho_s^*}{e(t) \cdot \rho_w^*} \quad (3.3)$$

$$e(t) = \frac{V_t(t)}{V_s} - 1 \quad (3.4)$$

Avec :

$$V_t(t) = \frac{\pi}{4} \cdot (D_0 + \Delta D_{eq}(t))^2 \cdot (H_0 - \Delta H(t)) \quad (3.5)$$

où $V_t(t)$ est le volume totale de l'échantillon, $\Delta D_{eq}(t)$ le déplacement radial équivalent, $\Delta H(t)$ est le déplacement axial de l'échantillon à chaque instant t de l'essai, calculé par la moyenne des deux capteurs axiaux et V_s est le volume des grains solides de l'échantillon.

3.2.3 Récapitulatif des essais entrepris

Dans le cadre de cette étude, des essais d'imbibition, avec les conditions citées auparavant (granularité, compacité et teneur en eau), ont été réalisés. Le tableau 3.1 présente le récapitulatif des différentes essais réalisés sur les échantillons de billes de verre.

Vue la difficulté de la mise en place des échantillons de billes de verre avec les capteurs locaux, certains essais ne sont pas pris en compte lors de l'analyse des résultats. La vérification des différents essais se fait principalement sur la base des réponses des capteurs locaux axiaux. Cette difficulté revient au caractère fragile des échantillons de billes de verre.

TABLE 3.1: Statistique des essais réalisés sur les échantillons de billes de verre.

Granularité (μm)	Teneur en eau (%)	Nombre total d'essais réalisés (\)	Nombre d'essais réussis (\)	Pourcentage d'essais réussis (%)
< 50	5	8	5	63
	10	6	4	67
	15	6	5	83
60 -100	5	6	4	66
	10	4	3	75
	15	5	3	60
80 -200	5	9	7	77
	10	4	3	75
	15	6	4	67
300 -500	5	5	3	60
	10	3	3	100
	15	4	3	75

Dans le but de vérifier la répétabilité des résultats, on a multiplié le nombre d'essai réalisé dans le cas de la première série d'essai sur les échantillons de billes de verre de granularité $\Phi < 50 \mu m$. Pour toutes les séries d'essai, on a opté au minimum pour trois essais réussis afin de considérer les résultats comme répétables et fiables.

Le tableau 3.1 ne prend pas en compte les essais préliminaires permettant de déterminer les paramètres à choisir pour la fabrication des échantillons ainsi que les paramètres à appliquer (environ 20 essais). Les essais d'imbibition durent de 10 à 40 minutes en fonction de la granularité et de la teneur en eau initiale des différents échantillons.

3.3 Résultats expérimentaux

Les résultats expérimentaux comportent, tout d'abord, les essais mettant en évidence le phénomène d'effondrement au cours d'une imbibition d'eau sur les échantillons de billes de verre. Ensuite, les essais de vérification de la teneur en eau dans l'échantillon vont être présentés pour avoir une idée sur la distribution de l'eau dans l'échantillon au cours de l'essai. Enfin, les effets de la granularité des billes de verre et de la teneur en eau initiale seront présentés et discutés dans le but de comprendre les contributions de ces grandeurs dans le phénomène d'effondrement.

Les billes de verre utilisées dans cette étude ont les granularités polydisperses suivantes : $\Phi < 50 \mu m$, $\Phi = 60 - 100 \mu m$, $\Phi = 80 - 200 \mu m$ et $\Phi = 300 - 500 \mu m$. Ceci permettra d'étudier l'effet de la granularité sur le phénomène d'effondrement des matériaux granulaires.

3.3.1 Mise en évidence de l'effondrement

Au cours de l'imbibition d'un échantillon de billes de verre de granularité $\Phi < 50 \mu\text{m}$ ($c_0 = 0,59$ et $w_0 = 5\%$), les déplacements locaux, axiaux (1 et 2) et radial, mesurés par les trois capteurs *LVDT* sont présentés en fonction du temps dans la figure 3.4. D'après la même figure, on note une évolution des déplacements axiaux et radiale en fonction du temps t (Figure 3.4) conformément aux observations sur les essais préliminaires. Les déplacements axiaux ne prennent pas en compte le gradient de déplacement entre la base et le haut de l'échantillon qui peut exister au cours de l'imbibition.

Dans le domaine de déplacements progressives, les deux capteurs axiaux 1 et 2 donnent des résultats confondus, ce qui montre une bonne mise en place de l'échantillon. Une fois que les déplacements prennent une forme brutale, on note une légère différence entre les deux déplacements axiaux 1 et 2 (Figure 3.4).

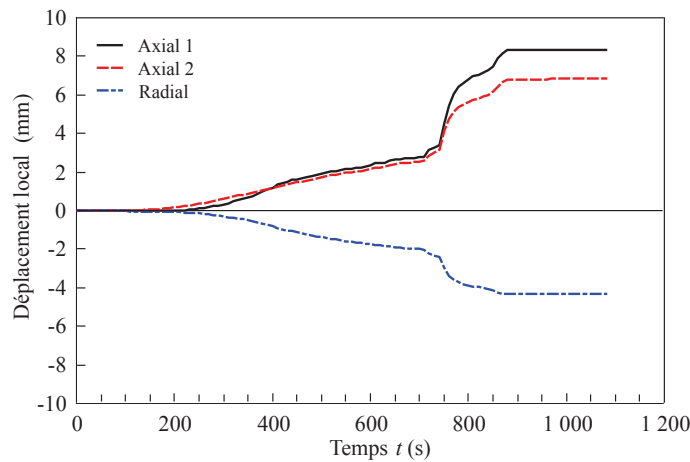


FIGURE 3.4: Déplacements axial ΔH (1 et 2) et radial ΔD_c en fonction du temps t (Billes de verre $\Phi < 50 \mu\text{m}$).

Plusieurs essais ont été éliminés suite à l'évolution des déplacements locaux axiaux 1 et 2 en fonction du temps. La figure 3.5 présente deux exemples d'essais éliminés suite à ce critère. Dans le cas de la figure 3.5 (a), on constate un décalage non négligeable entre les deux déplacements locaux axiaux 1 et 2. Dans ce cas de la figure 3.5 (b), le capteur axial 1 ne donne aucun signal.

Selon les équations 2.9 et 2.10, une déformation axiale ε_a positive correspond à une diminution de la hauteur de l'échantillon et une déformation radiale ε_r négative correspond à une augmentation de son diamètre.

En utilisant l'équation 3.1, la teneur en eau $w(t)$ est calculée à chaque instant t . L'évolution des déformations axiale ε_a et radiale ε_r en fonction de $w(t)$ obtenue sur les échantillons de billes de verre de granularité $\Phi < 50 \mu\text{m}$, avec les mêmes paramètres mentionnés auparavant,

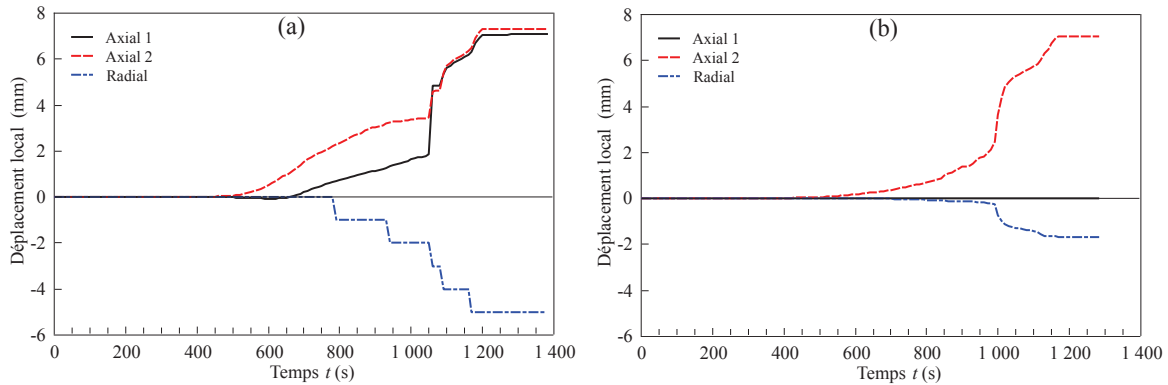


FIGURE 3.5: Déplacements axial ΔH (1 et 2) et radial ΔD_c en fonction du temps t pour deux essais éliminés (Billes de verre $\Phi < 50 \mu\text{m}$).

est présentée sur la figure 3.6. La déformation axiale ε_a est calculée en utilisant la moyenne des deux déplacements locaux axiaux 1 et 2 (Figure 3.4).

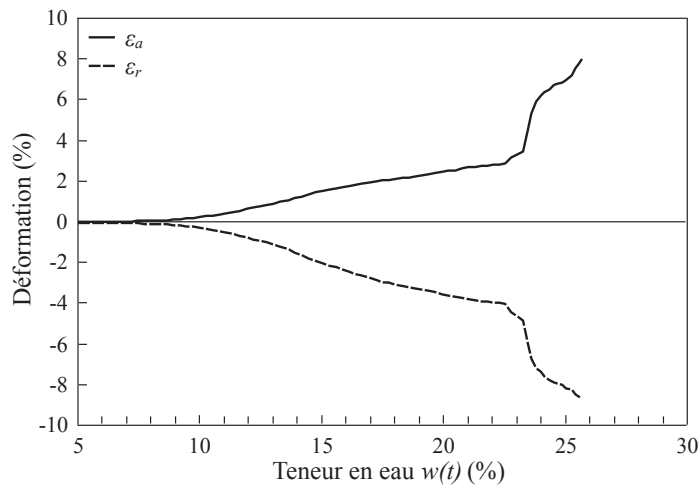


FIGURE 3.6: Évolution des déformations axiale ε_a et radiale ε_r en fonction de la teneur en eau $w(t)$ au cours de l'imbibition (Billes de verre $\Phi < 50 \mu\text{m}$).

Pendant l'ascension de l'eau dans l'échantillon granulaire, des déformations axiale ε_a et radiale ε_r se produisent progressivement à partir d'une teneur en eau $w(t)$ d'environ 9% comme le montre la figure 3.6. À partir d'une teneur en eau critique, les déformations subissent une variation brutale attribuée au phénomène d'effondrement du matériau. Cette teneur en eau critique est, par la suite, appelée teneur en eau d'effondrement et notée w_{eff} (Figure 3.7).

Cette teneur en eau d'effondrement w_{eff} peut être définie comme la teneur en eau pour laquelle les forces capillaires diminuent suffisamment pour ne plus assurer la résistance mécanique du matériau granulaire. Cette perte de résistance se manifeste par une variation brutale

des déformations axiale ε_a et radiale ε_r au cours de l'imbibition d'eau (Figure 3.7).

Après le phénomène d'effondrement, on constate que les capteurs axiaux et radial se stabilisent (Figure 3.4), l'eau commence à sortir de l'échantillon par le chapeau drainant. Ainsi, à partir du moment où les capteurs axiaux et radial se stabilisent, l'équation 3.1 ne permet plus le calcul de la teneur en eau $w(t)$ de l'échantillon. Pour cette raison, on ne présente pas la partie où les déplacements axiaux et radiale restent stables sur la figure 3.6.

A la fin de l'imbibition, l'eau sort de l'échantillon suite à sa saturation. La teneur en eau finale est d'environ 25% conformément aux essais préliminaires. A cette teneur en eau finale l'échantillon est saturé $w_{sat} \simeq 25,8\%$, son indice des vides est alors $e \simeq 0,63$ ($c \simeq 0,61$).

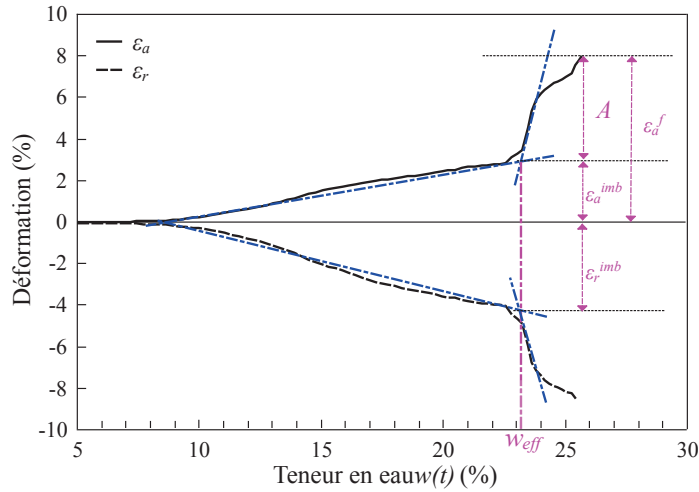


FIGURE 3.7: Définition des variables observées : Amplitude d'effondrement A , déformations axiales ε_a^{imb} , ε_a^f , déformation radiale ε_r^{imb} et teneur en eau d'effondrement w_{eff} (Billes de verre $\Phi < 50 \mu\text{m}$).

Dans ce qui suit, on définit la déformation axiale finale ε_a^f comme la déformation axiale maximale due à l'imbibition d'eau après l'effondrement. L'amplitude d'effondrement A est définie comme la déformation axiale due à l'effondrement brutal de l'échantillon. La déformation axiale d'imbibition ε_a^{imb} est définie comme la déformation axiale due à l'imbibition avant l'apparition de l'effondrement. De la même façon, la déformation radiale d'imbibition ε_r^{imb} est la déformation radiale due à l'imbibition avant l'effondrement (Figure 3.7). Pour les déformations radiales, la définition de l'amplitude n'a pas de sens propre.

Au cours de l'imbibition, la pression d'eau interstitielle u_w à la base de l'échantillon évolue. L'évolution de cette pression est représentée en fonction de la teneur en eau $w(t)$ sur la figure 3.8. Pour des teneurs en eau $w(t)$ comprises entre 5% et 9%, la pression d'eau interstitielle u_w reste stable avec une faible fluctuation qui est due à l'incertitude du capteur de pression de $\pm 0,5$ kPa. Ces fluctuations s'accroissent au delà de cette teneur en eau ($w(t) = 9\%$). A l'approche de la teneur en eau $w_{eff} = 23\%$, et donc à l'amorce du phénomène d'effondrement, une augmentation notable de la pression d'eau interstitielle u_w au sein de l'échantillon est constatée

(Figure 3.8).

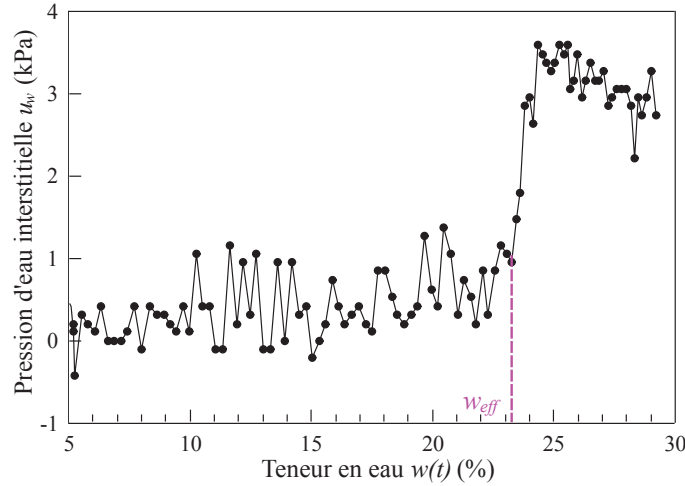


FIGURE 3.8: Évolution de la pression d'eau interstitielle u_w au cours de l'imbibition pour les billes de verre $\Phi < 50 \mu m$.

L'indice des vides $e(t)$, calculé à l'aide des expressions 3.4 et 3.5, est représenté en fonction de la teneur en eau $w(t)$ et du degré de saturation $S_r(t)$ (Figure 3.9). Cette dernière montre que l'imbibition de l'échantillon de billes de verre $\Phi < 50 \mu m$ s'accompagne d'une augmentation de l'indice des vides $e(t)$ de 0,69 à 0,75. L'indice des vides d'effondrement e_{eff} est défini comme l'indice des vides correspondant à l'apparition des déformations axiales ε_a et radiales ε_r brutales.

L'hypothèse que la génératrice de l'échantillon est de forme ellipsoïdale n'est valable qu'avant l'effondrement car, par la suite, la forme de la génératrice change suite à l'accumulation des grains à la base de l'échantillon (Figure 3.10). Pour cette raison, on ne représente l'évolution de l'indice des vides $e(t)$ que sur la partie avant l'effondrement de l'échantillon (Figure 3.9).

La déformation radiale finale ε_r^f ne permet pas de faire des conclusions sur l'effondrement des échantillons car cette mesure se fait ponctuellement au centre de l'échantillon. Mais par contre, elle peut servir à la vérification de la répétabilité des résultats.

En utilisant la teneur en eau $w(t)$ et l'indice des vides $e(t)$, l'équation 3.3 permet d'accéder au degré de saturation $S_r(t)$ au cours de l'imbibition. La figure 3.9 présente l'indice des vides $e(t)$ en fonction du degré de saturation $S_r(t)$ avant l'effondrement.

Le degré de saturation d'effondrement S_{reff} est calculé à partir de la teneur en eau w_{eff} et de l'indice des vides d'effondrement e_{eff} avec l'équation :

$$S_{reff} = \frac{w_{eff} \cdot \rho_s^*}{e_{eff} \cdot \rho_w^*} \quad (3.6)$$

On peut noter que l'effondrement se produit à un degré de saturation S_r de 75% ce qui est

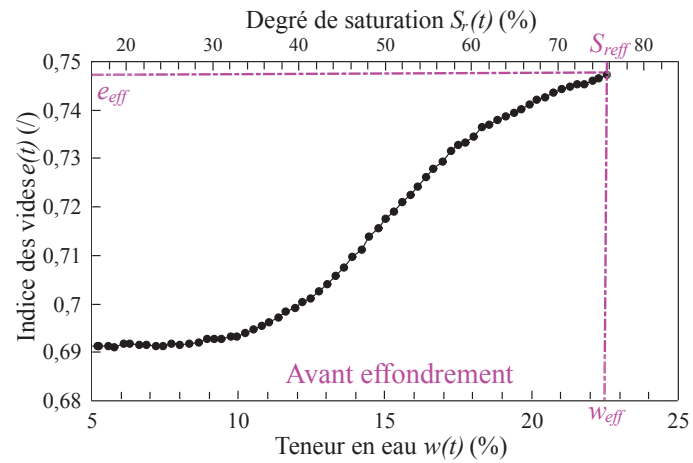


FIGURE 3.9: Évolution de l'indice des vides $e(t)$ en fonction de la teneur en eau $w(t)$ et du degré de saturation $S_r(t)$ au cours de l'imbibition (Billes de verre $\Phi < 50 \mu\text{m}$).

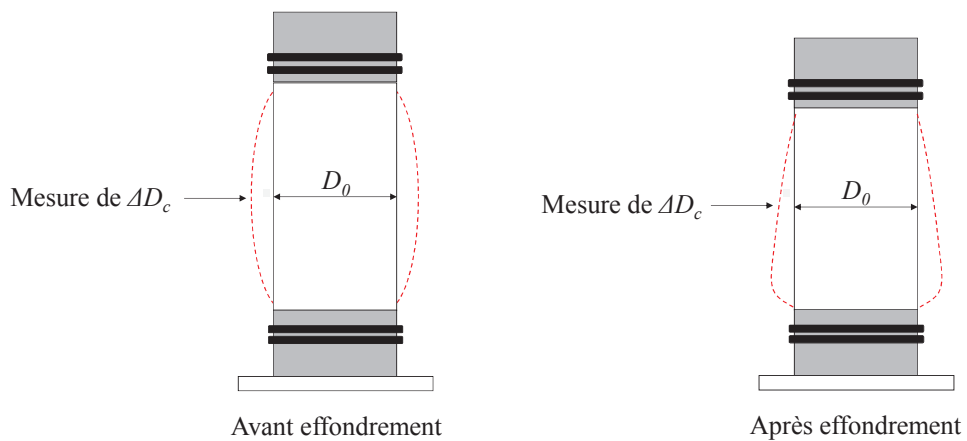


FIGURE 3.10: Illustration de la déformée de la génératrice avant et après effondrement de l'échantillon.

encore loin de la saturation. Le degré de saturation d'effondrement S_{reff} marque le début de la variation brutale des déformations axiale et radiale de l'échantillon au cours de l'imbibition (Figure 3.9).

La réalisation des essais expérimentaux en continu jusqu'à l'effondrement de l'échantillon ne permet pas d'accéder au gradient de teneur en eau au cours de l'imbibition. Pour avoir accès à ce gradient, des essais d'imbibition ont été interrompus avant l'apparition du phénomène d'effondrement à différents stades de l'essai correspondant à des volumes d'eau injectés, ce qui correspond aux points (1), (2) et (3) de la figure 3.11.

Des mesures de teneur en eau, notées w_{mes} , ont été alors effectuées après passage de l'échantillon à l'étuve (24 h à $105^{\circ}C$). Les mesures concernent des fractions d'échantillon prélevées à différentes positions de ce dernier : haut, milieu et bas. À partir de ces teneurs en eau w_{mes} , une teneur en eau « moyenne » notée w_{moy} a été calculée afin de la comparer à la teneur en eau $w(t)$ (Équation 3.1). Pour rendre compte du gradient de teneur en eau au cours de l'essai d'imbibition, l'écart type σ des teneurs en eau mesurées w_{mes} est calculé par la relation :

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^3 (w_{mes} - w_{moy})^2}{2}} \quad (3.7)$$

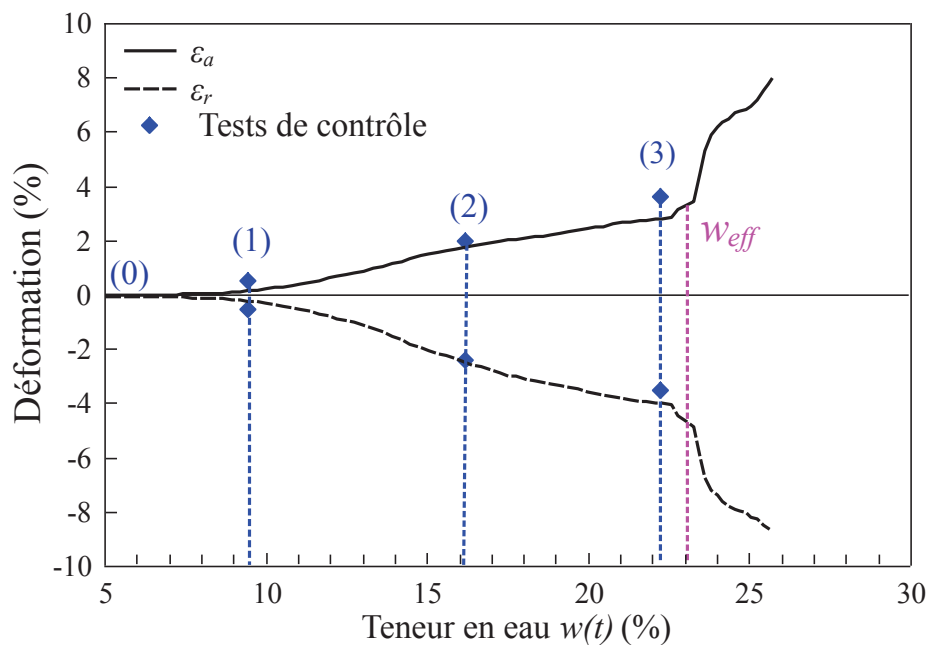


FIGURE 3.11: Évolution des déformations axiale ε_a et radiale ε_r au cours de l'imbibition pour les billes de verre $\Phi < 50 \mu m$ avec les points de contrôle (1), (2) et (3).

Le tableau 3.2 présente les teneurs en eau mesurées w_{mes} à différentes positions de l'échan-

TABLE 3.2: Répartition de la teneur en eau dans l'échantillon au cours de l'imbibition pour les billes de verre $\Phi < 50 \mu\text{m}$.

		w_{mes}			
Points de contrôle		(0)	(1)	(2)	(3)
Position	haut	4,93	4,97	10,86	23,42
Position	milieu	4,93	10,90	20,53	22,25
Position	bas	4,93	17,21	21,15	23,02
w_{moy}		4,93	10,95	17,51	22,90
σ		0,00	6,24	5,77	0,59
$w(t)$		4,93	9,43	16,16	22,20

TABLE 3.3: Paramètres initiaux des échantillons au cours de l'imbibition pour les billes de verre $\Phi < 50 \mu\text{m}$.

w_0	c_0	σ_3	u_w
(%)	(l)	(kPa)	(kPa)
5	0,59	0	5

tillon (haut, milieu et bas), la teneur en eau moyenne w_{moy} , l'écart type σ ainsi que la teneur en eau $w(t)$ correspondante à chaque essai (1), (2) et (3). Ces résultats permettent de noter qu'au début de l'imbibition, un gradient de teneur en eau important se met en place avec des teneurs en eau plus importantes à la base de l'échantillon. Néanmoins, juste avant l'effondrement ce gradient devient quasiment nul, ce qui indique une homogénéisation de la teneur en eau sur toute la hauteur de l'échantillon. Cela montre que le phénomène d'effondrement intervient à une teneur en eau w_{eff} uniforme au sein de l'échantillon.

3.3.2 Effet de la granularité

L'effet de la granularité dans le phénomène d'effondrement des matériaux granulaires suite à une imbibition d'eau reste encore très peu étudié. Pour étudier cet effet, on a réalisé les mêmes essais d'imbibition, sans contrainte de confinement σ_3 , sur des échantillons de différentes granularités de billes de verre ($\Phi = 60 - 100 \mu\text{m}$, $\Phi = 80 - 200 \mu\text{m}$ et $\Phi = 300 - 500 \mu\text{m}$) avec les mêmes conditions initiales que pour les billes de verre de granularité $\Phi < 50 \mu\text{m}$ (Tableau 3.3).

Les évolutions des déformations axiale ε_a et radiale ε_r en fonction de la teneur en eau $w(t)$ obtenues sur les échantillons de billes de verre de diamètre $\Phi < 50 \mu\text{m}$, $\Phi = 60 - 100 \mu\text{m}$, $\Phi = 80 - 200 \mu\text{m}$ et $\Phi = 300 - 500 \mu\text{m}$ sont présentées sur la figure 3.12.

La figure 3.12 permet de noter que plus la granularité du matériau granulaire est grossière,

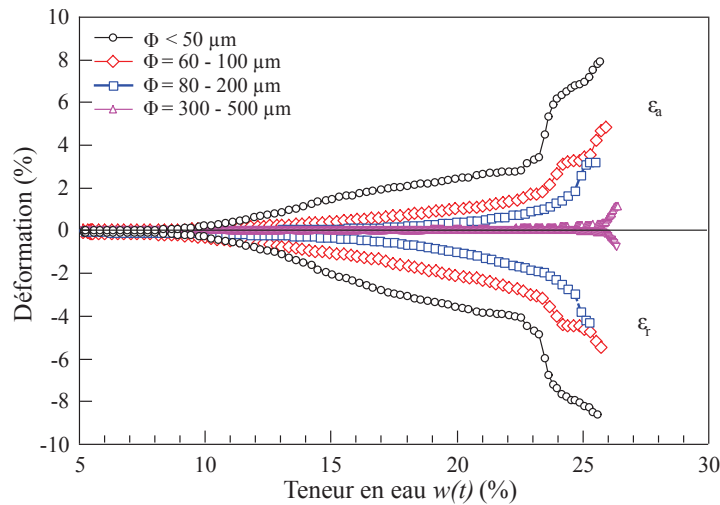


FIGURE 3.12: Déformations axiale ε_a et radiale ε_r au cours de l'imbibition pour les billes de verre de granularités : $\Phi < 50 \mu\text{m}$, $\Phi = 60 - 100 \mu\text{m}$, $\Phi = 80 - 200 \mu\text{m}$ et $\Phi = 300 - 500 \mu\text{m}$.

plus les déformations axiale et radiale dues à l'imbibition sont faibles. On peut également noter que la teneur en eau d'effondrement augmente légèrement pour les granularités grossières.

La mesure de la pression d'eau interstitielle u_w à la base des échantillons durant l'imbibition sur les billes de verre de différentes granularités est donnée sur la figure 3.13. Cette figure montre une augmentation notable de la pression d'eau interstitielle u_w à l'approche de la teneur en eau d'effondrement w_{eff} pour les différents granularités. La pression d'eau interstitielle u_w après l'effondrement est d'autant plus importante que la granularité des billes de verre est fine.

La figure 3.14 présente l'évolution de l'indice des vides $e(t)$ en fonction de la teneur en eau $w(t)$ des billes de verre de différentes granularités avant l'effondrement. On constate que les billes de verre de diamètres $\Phi < 50 \mu\text{m}$, $\Phi = 60 - 100 \mu\text{m}$ et $\Phi = 100 - 200 \mu\text{m}$ manifestent un gonflement lors de l'imbibition contrairement aux billes de diamètres $\Phi = 300 - 500 \mu\text{m}$ qui présente un indice des vides $e(t)$ qui semble constant.

Les essais réalisés sur les différentes granularités de billes de verre ($w_0 = 5\%$ et $c_0 = 0,59$) nous permettent de faire la présentation des différentes déformations : A , ε_a^f , ε_a^{imb} et ε_r^{imb} en fonction de la taille des grains (Figures 3.15 et 3.16).

L'amplitude d'effondrement A et la déformation axiale finale ε_a^f en fonction de la taille des grains sont présentées dans la figure 3.15. La figure 3.16 présente l'évolution des déformations d'imbibition axiale et radiale ε_a^{imb} et ε_r^{imb} en fonction de la taille des grains. Les figures 3.15 et 3.16 sont tracées avec une barre d'incertitude horizontale montrant l'étalement de la granularité car il s'agit de billes de verre poly-disperse.

D'après la classification de Mitchell [Mitchell1993], plus la taille des particules est fine, plus les forces capillaires entre elles sont dominantes par rapport à celles dues à la gravité (Figure 1.4). Suite au processus d'imbibition, l'augmentation de la teneur en eau $w(t)$ conduit à une

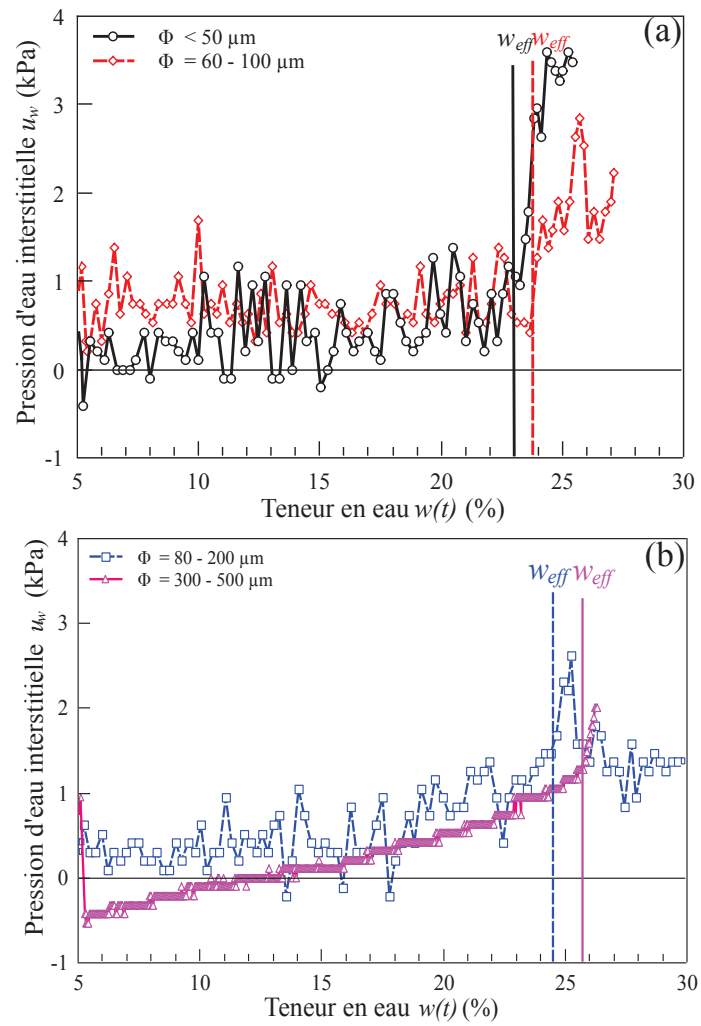


FIGURE 3.13: Évolution de la pression d'eau interstitielle u_w à la base de l'échantillon au cours de l'imbibition pour les billes de verre (a) $\Phi < 50 \mu\text{m}$ et $\Phi = 60 - 100 \mu\text{m}$ et (b) $\Phi = 80 - 200 \mu\text{m}$ et $\Phi = 300 - 500 \mu\text{m}$.

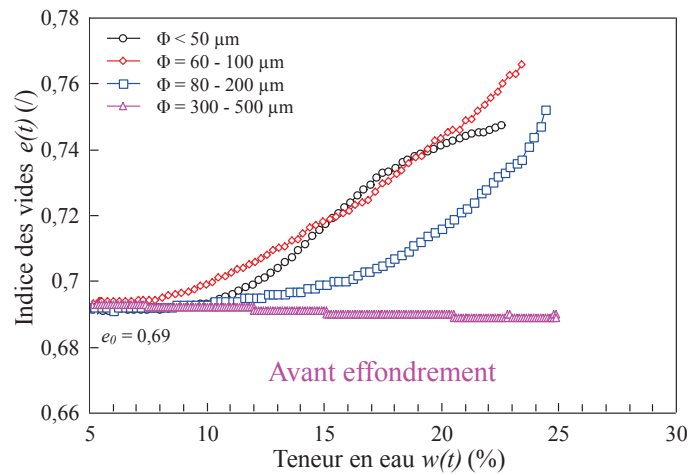


FIGURE 3.14: Évolution de l'indice des vides $e(t)$ en fonction de la teneur en eau $w(t)$ pour les billes de verre $\Phi < 50 \mu\text{m}$, $\Phi = 60 - 100 \mu\text{m}$, $\Phi = 80 - 200 \mu\text{m}$ et $\Phi = 300 - 500 \mu\text{m}$.

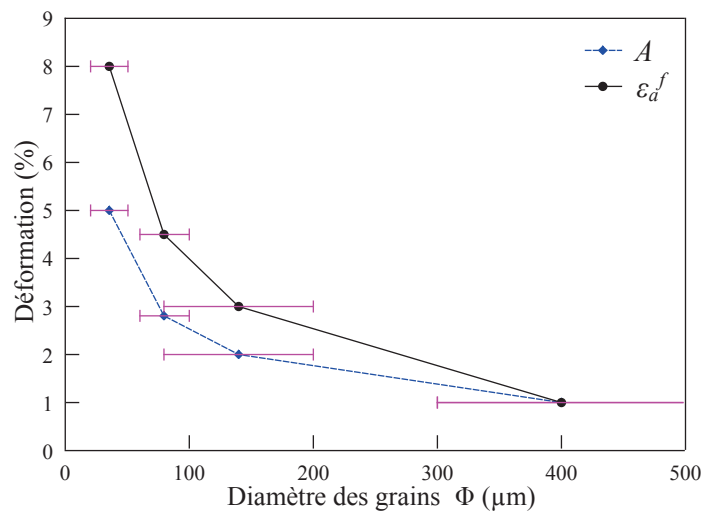


FIGURE 3.15: Effet de la granularité sur l'amplitude de l'effondrement A et sur la déformation axiale finale ε_a^f .

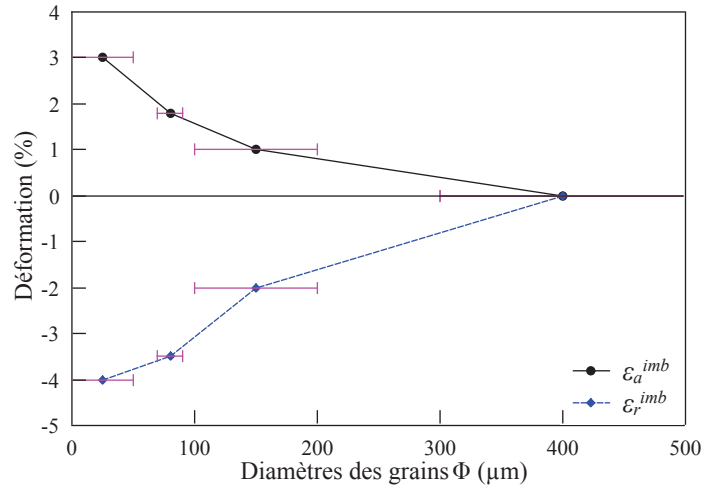


FIGURE 3.16: Effet de la granularité sur la déformation axiale ε_a^{imb} et radiale ε_r^{imb} .

fusion progressive des ponts capillaires.

L'effet de la granularité sur la déformation d'imbibition ε_a^{imb} peut être expliqué par la microstructure du matériau granulaire (Figure 3.16). Dans un matériau fin, les pores sont étroits et alors l'eau remonte (par capillarité) à une hauteur importante dans l'échantillon qu'un milieu de granularité plus grossière où les pores sont relativement plus grands.

Les essais réalisés sur les différentes granularités de billes de verre ($w_0 = 5\%$ et $c_0 = 0,59$) permettent, également, de voir l'effet de la granularité sur la teneur en eau d'effondrement w_{eff} (Figure 3.17). En plus de l'incertitude horizontale, pressentant l'étalement granulaire des échantillons, la figure 3.17 est tracée avec une incertitude verticale sur la teneur en eau qui est de $\pm 0,5\%$. Cette valeur est calculée par rapport à l'écart des teneurs en eau d'effondrement obtenues dans les différents essais réalisés.

D'après la figure 3.17, la teneur en eau d'effondrement w_{eff} semble dépendre de la taille des grains. Une légère augmentation de la teneur en eau avec la taille des grains montre la sensibilité des matériaux granulaires fins à l'imbibition d'eau. Cet effet peut être expliqué par la contribution importante de la capillarité dans la stabilité des matériaux granulaires fins par rapport aux plus grossiers [Mitchell1993].

La teneur en eau d'effondrement w_{eff} des échantillons de billes de verre de granularité $\Phi < 50 \mu\text{m}$, $\Phi = 60 - 100 \mu\text{m}$, $\Phi = 80 - 200 \mu\text{m}$ ($w_0 = 5\%$) est très proche à la limite de liquidité w_L , mesurée par la méthode du pénétromètre à cône (Figure 2.9). Ce constat nous laisse penser que l'effondrement est peut être dû au passage du milieu granulaire de l'état plastique à l'état liquide au sens des limites d'Atterberg.

Dans la caractérisation de Gibbs et Bara [Gibbs1962], les facteurs responsables de l'effondrement sont la limite de liquidité w_L et la compacité c . La figure 3.18 présente les échantillons de billes de verre de granularité $\Phi < 50 \mu\text{m}$, $\Phi = 60 - 100 \mu\text{m}$ et $\Phi = 80 - 200 \mu\text{m}$ dans cette

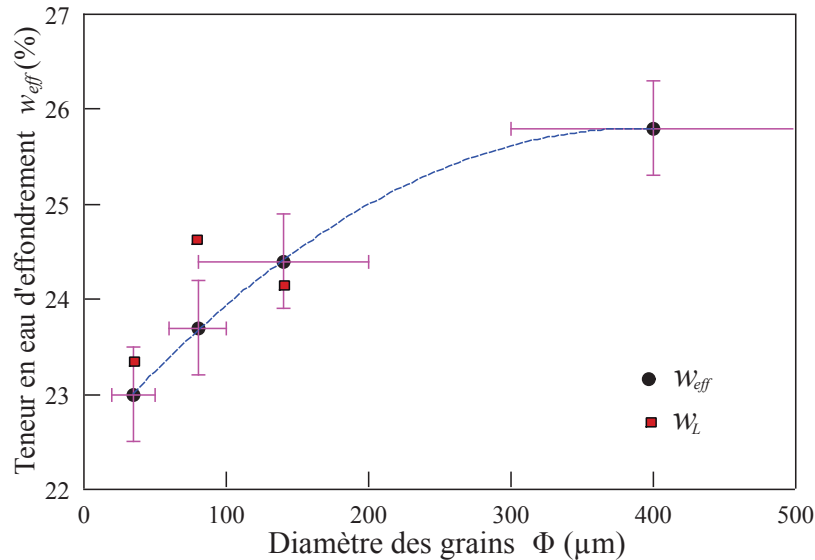


FIGURE 3.17: Effet de la granularité des billes de verre sur la teneur en eau d'effondrement w_{eff} .

caractérisation. La figure montre que les échantillons de billes de verre se situent dans la zone effondrable de la figure, ce qui explique le caractère effondrable des échantillons de billes de verre vue leurs faibles teneurs en eau de liquidité w_L et leur compacité c .

3.3.3 Effet de la teneur en eau initiale

La teneur en eau initiale est un paramètre important dans le phénomène d'effondrement des sols car elle agit directement sur l'amplitude de l'effondrement [Tadepalli1992, Delage2008]. Afin de mettre en évidence l'effet de la teneur en eau initiale sur l'effondrement des matériaux granulaires, en terme de teneur en eau w_{eff} et d'amplitude d'effondrement A , on a réalisé des essais d'imbibition, cette fois, sur des échantillons préparés à différentes teneurs en eau initiales w_0 (10% et 15%) en gardant la même compacité initiale $c_0 = 0,59$.

L'effet de la teneur en eau initiale w_0 sur l'effondrement, pour les quatre granularités choisies, est présenté sur la figure 3.19. Cette figure montre l'influence de la teneur en eau initiale w_0 de l'échantillon sur la teneur en eau d'effondrement w_{eff} , ainsi que sur les déformations axiale ε_a et radiale ε_r .

La teneur en eau d'effondrement w_{eff} diminue de façon notable avec l'augmentation de la teneur en eau initiale pour les granularités $\Phi < 50 \mu\text{m}$, $\Phi = 60 - 100 \mu\text{m}$, $\Phi = 80 - 200 \mu\text{m}$ et $\Phi = 300 - 500 \mu\text{m}$. On note également une baisse importante des déformations axiale et radiale au cours de l'imbibition d'eau avec l'augmentation de la teneur en eau initiale pour toutes les granularités (Figure 3.19).

Aux cours des essais d'imbibition sur les différents échantillons de billes de verre, la me-

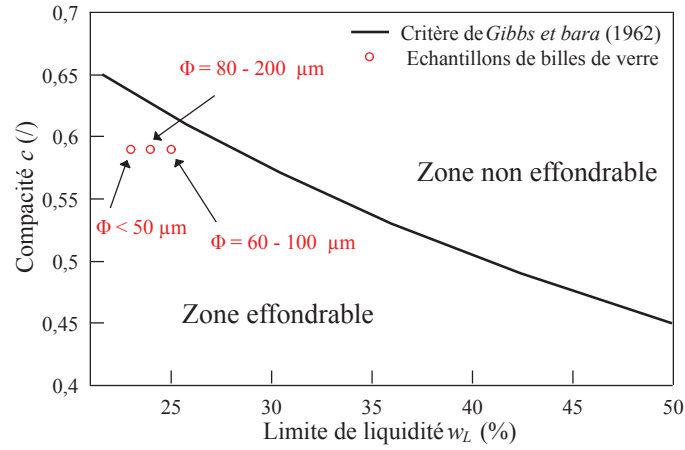


FIGURE 3.18: Critère de Gibbs et Bara et position des échantillons de billes de verre de granularité $\Phi < 50 \mu\text{m}$, $\Phi = 60 - 100 \mu\text{m}$ et $\Phi = 80 - 200 \mu\text{m}$.

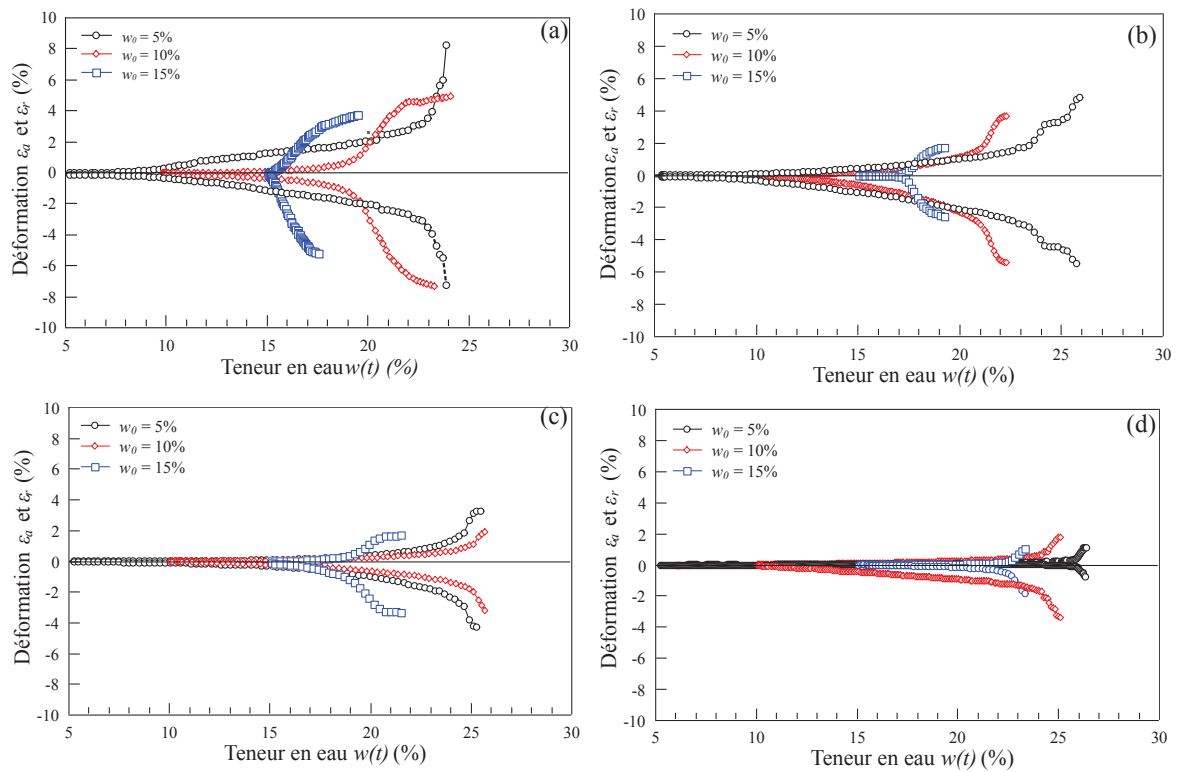


FIGURE 3.19: Effet de la teneur en eau initiale sur l'amplitude et la teneur en eau d'effondrement au cours de l'imbibition pour les billes de verre (a) $\Phi < 50 \mu\text{m}$, (b) $\Phi = 60 - 100 \mu\text{m}$, (c) $\Phi = 80 - 200 \mu\text{m}$ et (d) $\Phi = 300 - 500 \mu\text{m}$.

sure de la pression d'eau interstitielle u_w à la base de l'échantillon est réalisée. L'évolution de la pression u_w pour les billes de verre de granularité $\Phi < 50 \mu\text{m}$ est donnée dans la figure 3.20 pour les trois teneurs en eau initiales de 5%, 10% et 15% .

Sur la figure 3.20, on note que l'augmentation de pression d'eau interstitielle mesurée u_w à la base de l'échantillon coïncide parfaitement avec l'apparition de l'effondrement. Ceci confirme les premières constatations selon lesquelles l'effondrement est toujours accompagné d'une augmentation de la pression d'eau interstitielle u_w .

La figure 3.21 montre l'évolution de l'amplitude d'effondrement A et de la déformation axiale finale ε_a^f en fonction de la teneur en eau initiale w_0 (5%, 10% et 15%) des différentes granularités de billes de verre. Cette figure montre que l'amplitude d'effondrement A reste sans grand changement en fonction de la teneur en eau initiale pour toutes les granularités de billes de verre étudiées. La déformation axiale finale ε_a^f ne suit pas la même tendance car les échantillons se déforment différemment avant d'atteindre la teneur en eau d'effondrement. Plus l'écart entre la déformation ε_a^f et A est élevé plus l'échantillon se déforme considérablement avant l'effondrement (Figure 3.21 (a) et (b)). Pour les granularités relativement grossières, les déformations ε_a^f et A sont presque confondues ce qui montre que la déformabilité des échantillons avant effondrement est négligeable (Figure 3.22).

La teneur en eau d'effondrement w_{eff} en fonction de la teneur en eau initiale w_0 (5%, 10% et 15%), des différentes granularités de billes de verre, est présentée dans la figure 3.23. Une dépendance de la teneur en eau d'effondrement w_{eff} est constatée vis-à-vis de la teneur en eau initiale w_0 des échantillons granulaires où l'on note une évolution décroissante (figure 3.21 (a)).

La figure 3.24 montre les indices des vides e_{eff} et les degrés de saturation d'effondrement S_{reff} en fonction de la teneur en eau initiale w_0 pour les quatre granularités des billes de verre. D'après la figure 3.24 (a), on constate que, pour les billes de verre de diamètres $\Phi < 50 \mu\text{m}$ et $\Phi = 60 - 100 \mu\text{m}$, l'indice des vides d'effondrement e_{eff} diminue avec l'augmentation de la teneur en eau initiale w_0 . Tandis que pour les billes $\Phi = 80 - 200 \mu\text{m}$, la teneur en eau initiale w_0 n'a presque aucun effet sur e_{eff} . L'indice des vides d'effondrement e_{eff} des billes de verre de diamètre $\Phi = 300 - 500 \mu\text{m}$ a plutôt tendance à augmenter avec la teneur en eau initiale w_0 .

D'après la figure 3.24 (b), on peut noter pour toutes les granularités de billes de verre, une diminution du degré de saturation d'effondrement S_{reff} avec l'augmentation de la teneur en eau initiale w_0 .

3.3.4 Effet de la fraction d'argile

Afin d'étudier l'effet de l'incorporation des particules argileuses sur l'effondrement observé dans les échantillons de billes de verre au cours de l'imbibition d'eau, une argile de type kaolin est introduite avec différents pourcentages massiques dans les billes de verre de diamètres $\Phi < 50 \mu\text{m}$. Les échantillons sont fabriqués avec cinq pourcentages massiques de kaolin : 1%, 2%, 3%, 5% et 10%. Les échantillons fabriqués ont une compacité initiale $c_0 = 0,59$ et une teneur en eau initiale $w_0 = 5\%$.

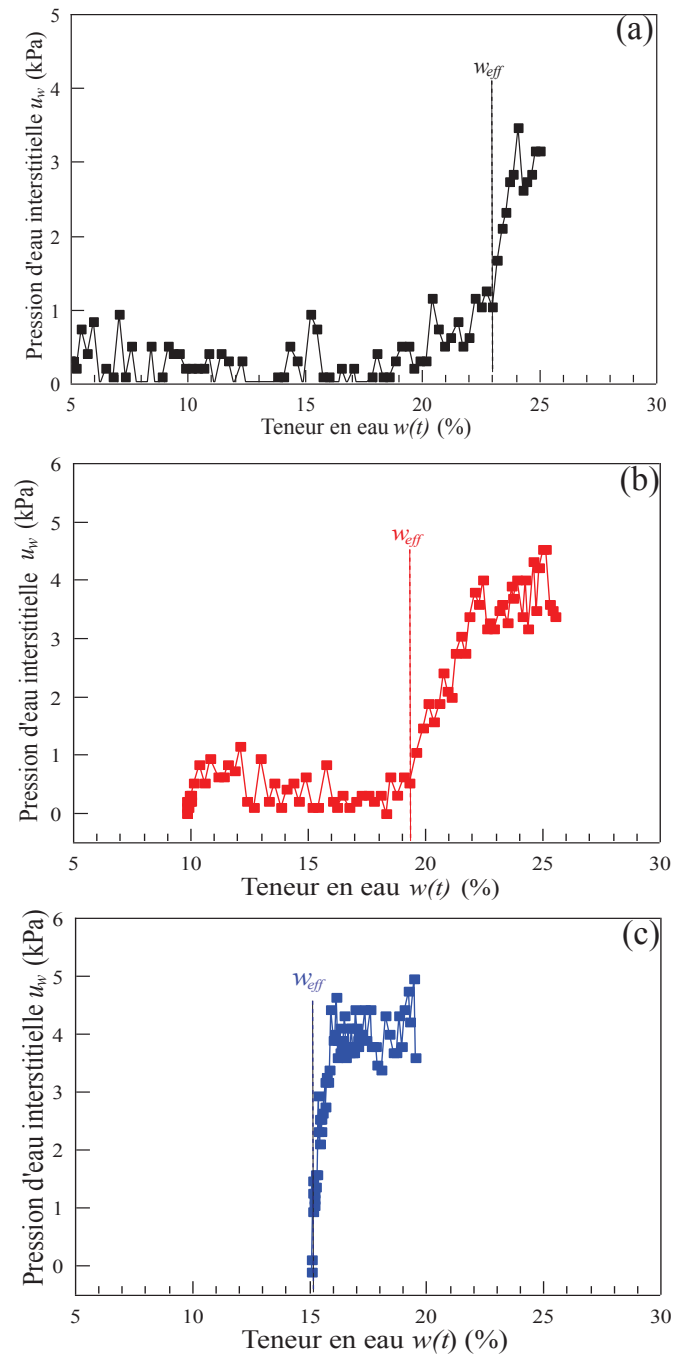


FIGURE 3.20: Évolution de la pression d'eau interstitielle u_w à la base de l'échantillon au cours de l'imbibition pour les billes de verre $\Phi < 50 \mu\text{m}$ à (a) $w_0 = 5\%$, (b) $w_0 = 10\%$ et (c) $w_0 = 15\%$.

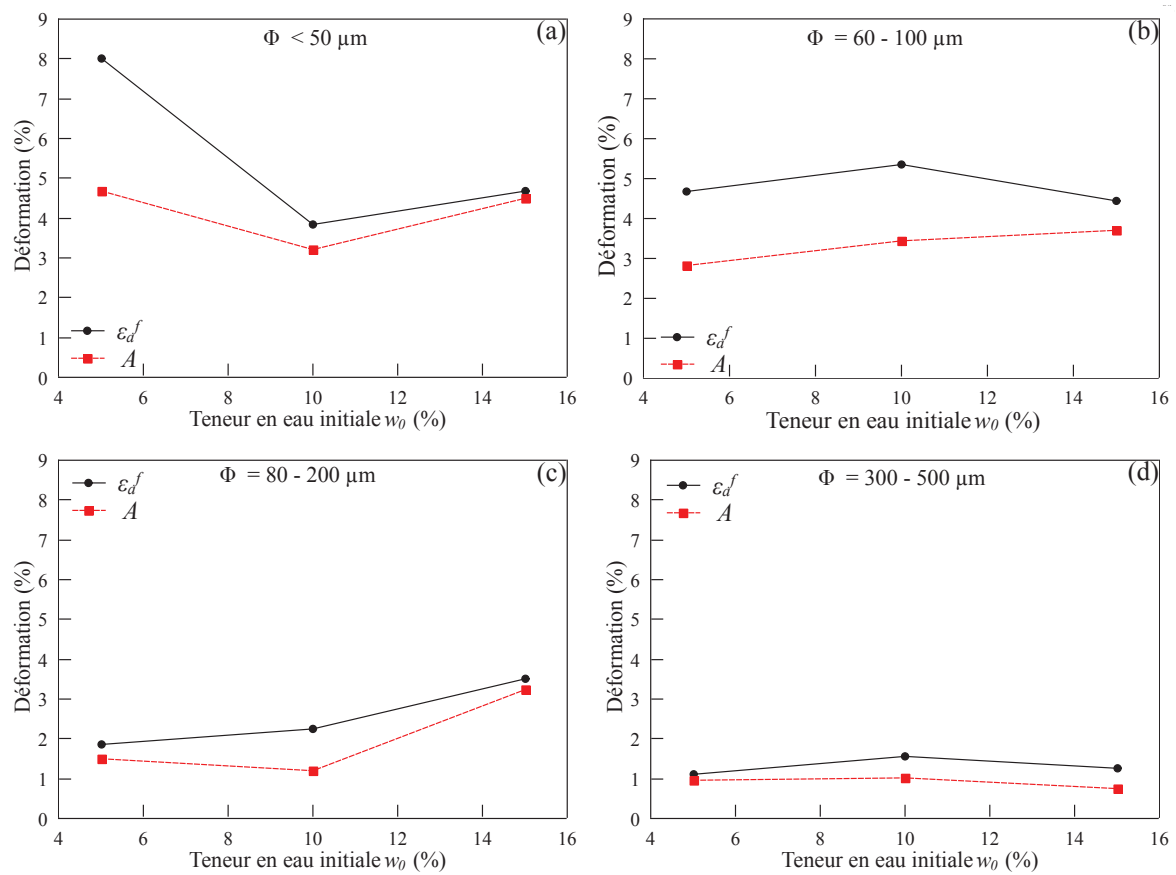


FIGURE 3.21: Effet de la teneur en eau initiale sur l'amplitude d'effondrement A et la déformation axiale finale ε_a^f pour les quatre granularités de billes de verre : (a) $\Phi < 50 \mu\text{m}$, (b) $\Phi = 60 - 100 \mu\text{m}$, (c) $\Phi = 80 - 200 \mu\text{m}$ et (d) $\Phi = 300 - 500 \mu\text{m}$.

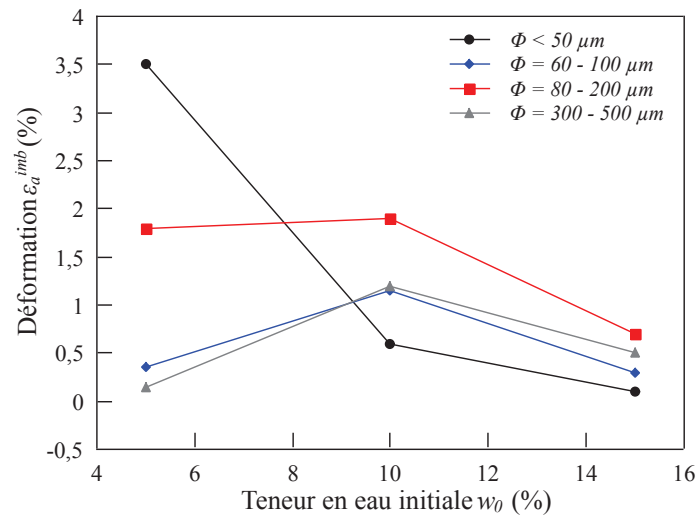


FIGURE 3.22: Effet de la teneur en eau initiale sur la déformation axiale d'imbibition ε_a^{imb} pour les quatre granularités de billes de verre étudiées.

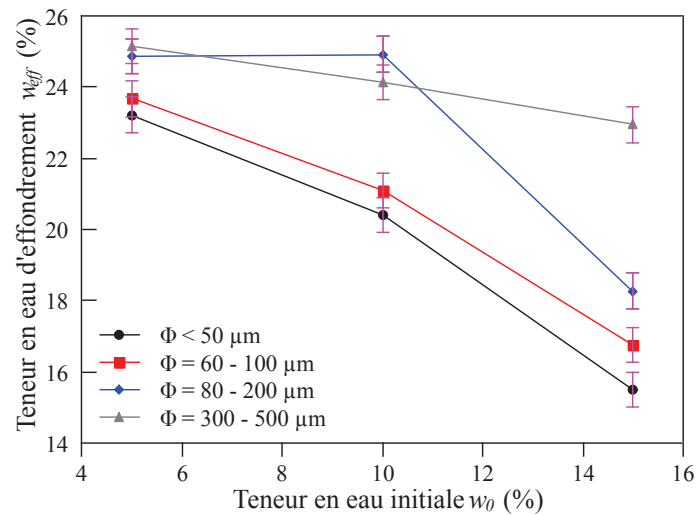


FIGURE 3.23: Effet de la teneur en eau initiale w_0 sur la teneur en eau w_{eff} pour les quatre granularités de billes de verre.

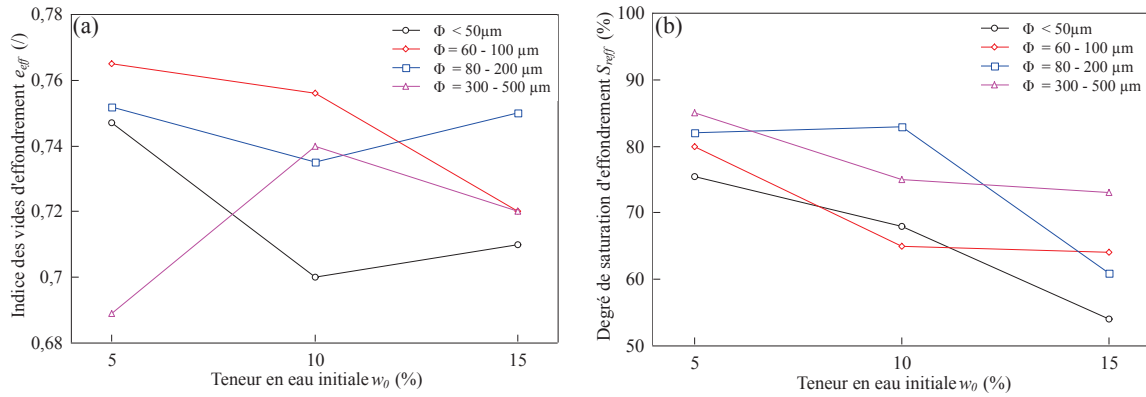


FIGURE 3.24: Évolution (a) de l'indice des vides d'effondrement e_{eff} et (b) du degré de saturation d'effondrement S_{ref} en fonction de la teneur en eau initiale w_0 pour les quatre granularités de billes de verre étudiées.

3.3.4.1 Argile : kaolin

L'argile utilisée est un kaolin connu sous le non de *Polwhite KL*, d'une couleur blanc cassé, fabriqué en Bretagne-France et fourni par *CERADEL*. La courbe granulométrique du kaolin est donnée par le fournisseur (Figure 3.25) et la masse volumique spécifique est $\rho_s^* = 2600 \text{ kg/m}^3$. En utilisant la technique du pénétromètre, on a procédé à la détermination de la limite de liquidité du kaolin utilisé qui a donné une valeur $w_L = 52\%$ (Figure 3.26).

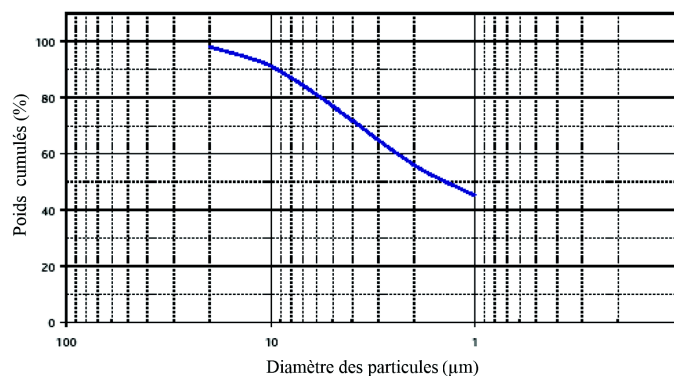


FIGURE 3.25: Courbe granulométrique du kaolin utilisé (*Polwhite KL*).

3.3.4.2 Fabrication du mélange de billes de verre - kaolin

Les billes de verre utilisées pour étudier l'effet de la cimentation par le kaolin sur le phénomène d'effondrement sont celles de diamètres $\Phi < 50 \mu m$. Le choix de cette granularité revient

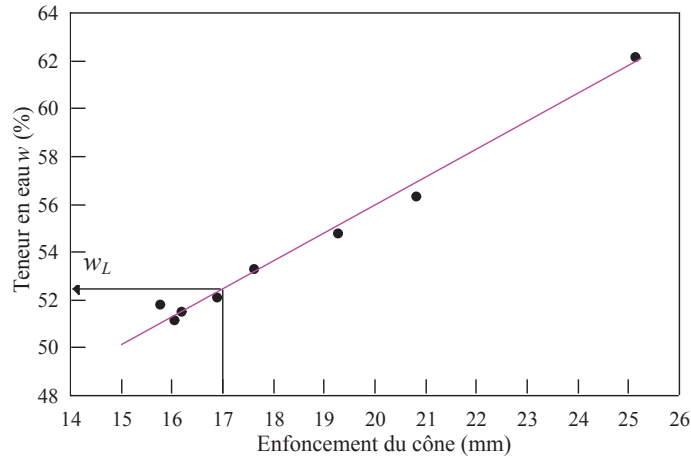


FIGURE 3.26: Enfoncement du cône du pénétromètre en fonction de la teneur en eau du kaolin.

à la sensibilité notable des matériaux granulaires fins à l'imbibition d'eau, ce qui est constatée par les différents résultats en fonction de la granularité présentés auparavant.

Pour fabriquer les échantillons, on mélange une masse m_s de billes de verre et une masse de kaolin m_{kao} qui correspond à différents pourcentages de 1%, 2%, 3%, 5% et 10% (Figure 3.27 (a)). Le mélange est ensuite retamisé afin de mélanger les particules de kaolin avec les billes de verre (Figure 3.27 (b)). Une masse du mélange est ensuite amené à une teneur en eau $w_0 = 5\%$ par ajout d'eau déminéralisée (Figure 3.27 (b)). Les échantillons sont fabriqués à une compacité initiale $c_0 = 0,59$ avec le même procédé que pour les billes de verre $\Phi < 50 \mu m$ et le principe de l'essai est celui montré dans la figure 3.2.

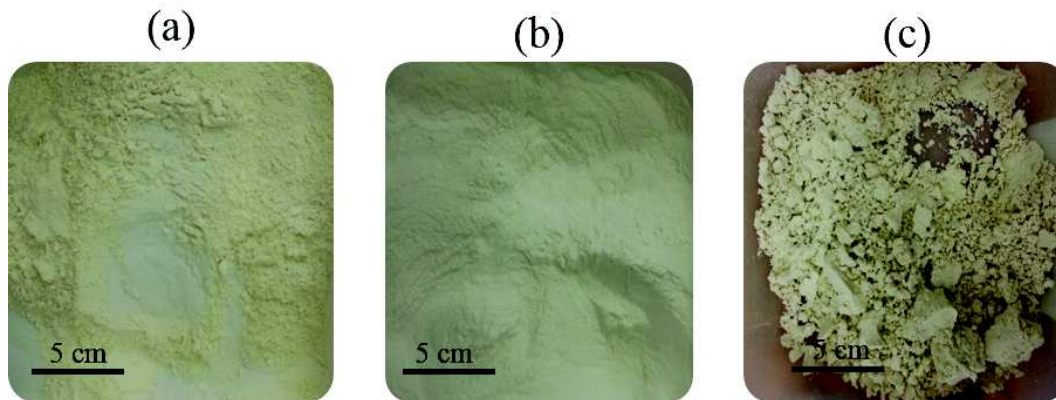


FIGURE 3.27: Photographies des billes de verre $\Phi < 50 \mu m$ avec 5% de kaolin (a) non tamisés, (b) tamisés et (c) avec une teneur en eau $w_0 = 5\%$.

L'eau sortant de l'échantillon, à la fin de l'essai, est récupérée dans un pycnomètre. Cette eau est de couleur jaunâtre car elle contient des particules de kaolin (de couleur blanc cassé)

emportées par la percolation d'eau dans l'échantillon. Pour cette raison, on fait un nouveau mélange de billes et de kaolin pour chaque essai et on ne réutilise donc pas les mêmes échantillons après l'essai d'imbibition.

3.3.4.3 Mise en évidence de l'effondrement

La figure 3.28 présente les déformations axiale ε_a et radiale ε_r en fonction de la teneur en eau $w(t)$ pour des échantillons de différents pourcentages de kaolin : (a) 0%, (b) 1%, (c) 2%, (d) 3%, (e) 5% et (f) 10%. Cette figure montre que l'ajout du kaolin dans les échantillons de billes de verre $\Phi < 50 \mu m$ influence à la fois les déformations et la teneur en eau d'effondrement w_{eff} . La teneur en eau $w(t)$ est calculée à partir du volume d'eau injecté V_w au cours de l'imbibition avec la relation 3.1 et les déformations axiale ε_a et radiale ε_r respectivement par les relations 2.9 et 2.10.

La figure 3.28 permet de voir clairement que la teneur en eau à laquelle commence la déformation axiale ε_a diminue en augmentant le pourcentage de kaolin dans l'échantillon de billes de verre. Pour 1% de kaolin, la déformation axiale commence à une teneur en eau d'environ $w(t) = 10\%$ tandis que pour 10% de kaolin la déformation axiale commence tout de suite après le début de l'essai à $w(t) = 6\%$.

La figure 3.29 présente les pressions d'eau interstitielles u_w en fonction de la teneur en eau $w(t)$, correspondants aux essais de la figure 3.28. L'augmentation de la pression d'eau interstitielle u_w au moment de l'effondrement est plus marquée dans le cas des échantillons sans kaolin. Dans les autres cas, l'augmentation de la pression u_w se fait bien avant l'effondrement du mélange billes de verre - kaolin.

Les déformations axiales ε_a^f et les amplitudes A en fonction du pourcentage de kaolin sont reportées dans la figure 3.30 (a). Tandis que les déformations axiale ε_a^{imb} et radiale ε_r^{imb} sont reportées dans la figure 3.30 (b).

La figure 3.30 (a) montre que l'ajout du kaolin diminue considérablement la déformation axiale finale ε_a^f et l'amplitude d'effondrement A à partir d'un pourcentage de kaolin de 1%. L'amplitude d'effondrement A diminue avec la présence du kaolin dans les billes car elle passe de 5% pour 0% d'argile à 0,5% pour un pourcentage de 10% de kaolin (Figure 3.30 (a)). La même figure montre également que la déformation axiale finale ε_a^f suit la même tendance pour des pourcentages de kaolin qui ne dépassent pas 5%, mais cette déformation augmente significativement pour les échantillons avec 10% de kaolin.

Les déformations axiales ε_a^{imb} semblent insensibles à la présence de particules argileuses tant que le pourcentage de kaolin ne dépasse pas 5% dans le mélange. Une fois ce pourcentage est dépassé, les déformations ε_a^{imb} augmentent considérablement (Figure 3.30 (b)). Les déformations radiales ε_r^{imb} diminuent avec l'augmentation des particules de kaolin et se stabilisent à -1% à partir d'un pourcentage de kaolin de 2%.

La teneur en eau w_{eff} , l'indice des vides d'effondrement e_{eff} et le degré de saturation S_{reff}

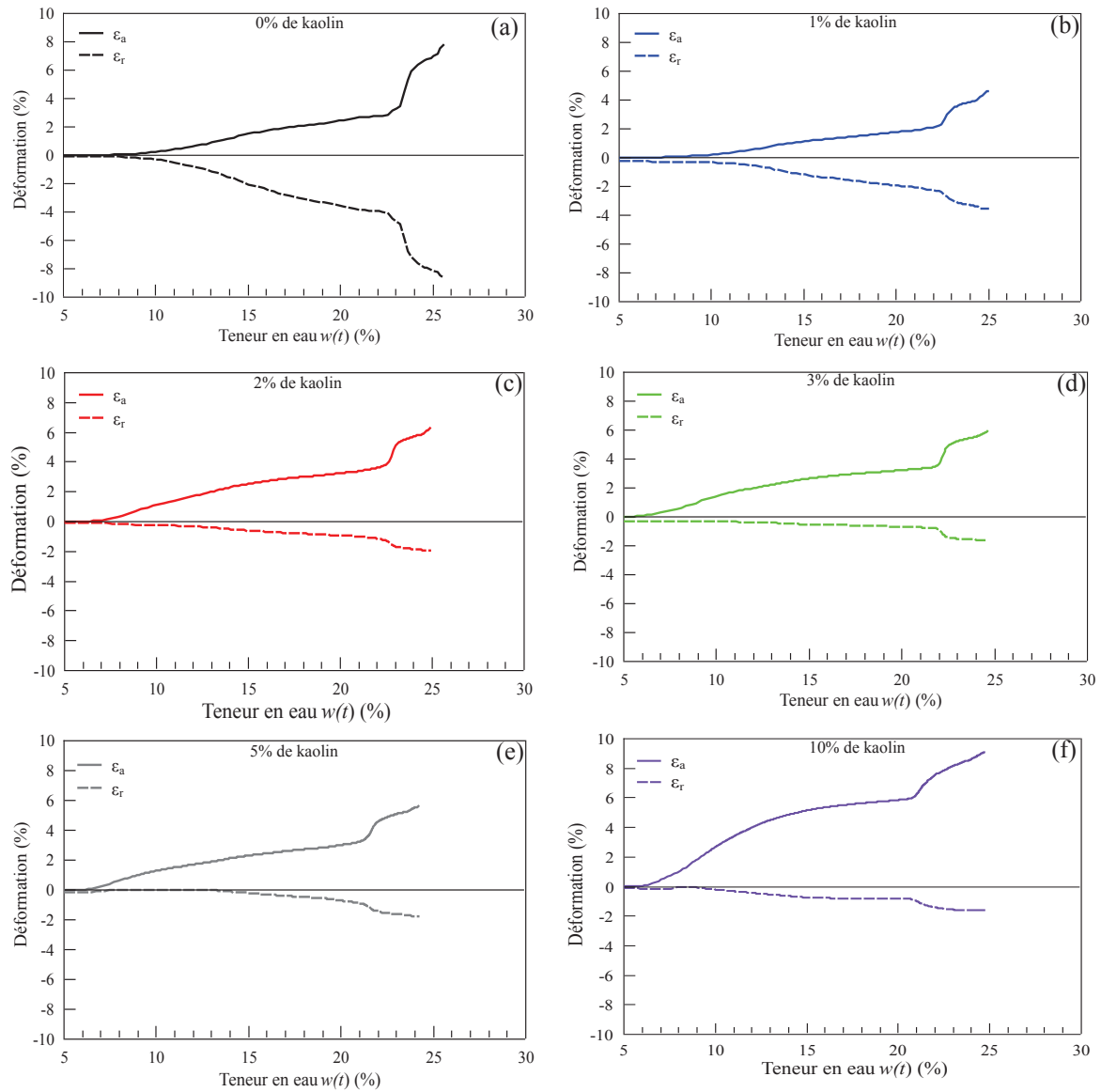


FIGURE 3.28: Déformations axiale ε_a et radiale ε_r en fonction de la teneur en eau $w(t)$ pour des échantillons de billes de verre avec différents pourcentages de kaolin : (a) 0%, (b) 1%, (c) 2%, (d) 3%, (e) 5% et (f) 10%.

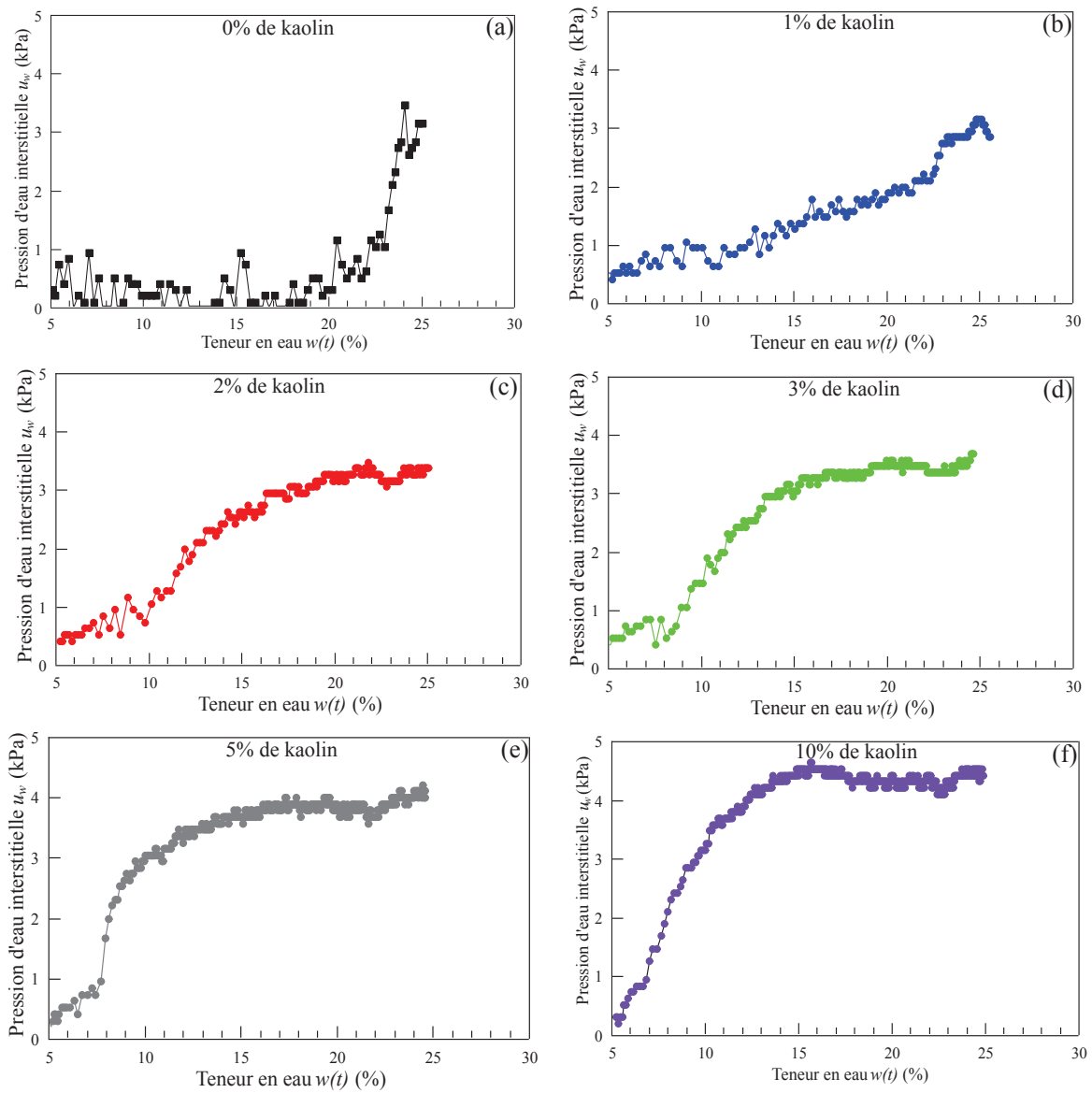


FIGURE 3.29: Pression d'eau interstitielle u_w en fonction de la teneur en eau $w(t)$ pour des échantillons de billes de verre avec différents pourcentages de kaolin : (a) 0%, (b) 1%, (c) 2%, (d) 3%, (e) 5% et (f) 10%.

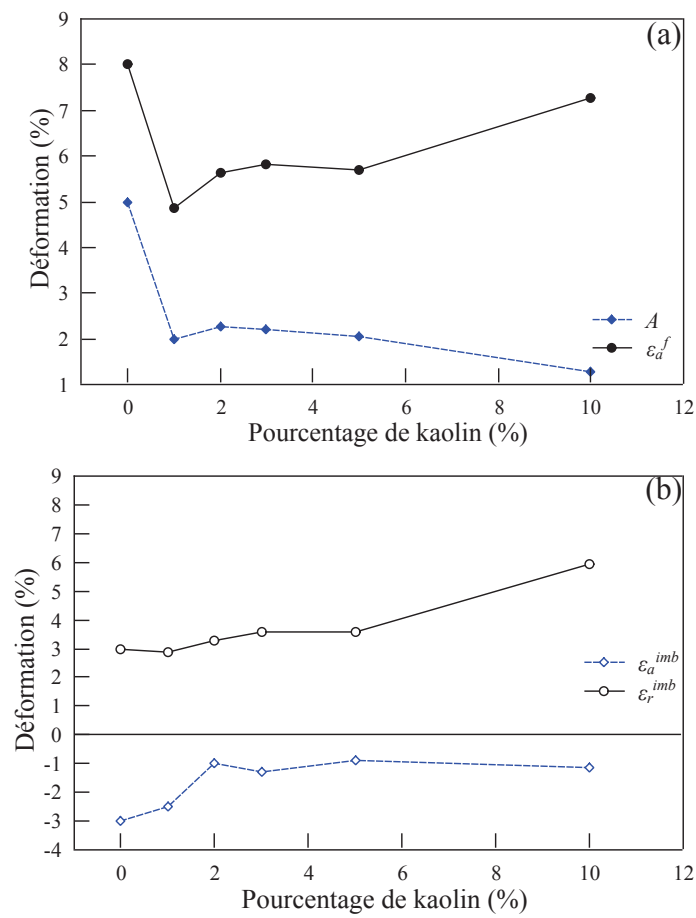


FIGURE 3.30: Évolution (a) des déformations axiales ε_a^f , des amplitudes A et (b) des déformations axiale ε_a^{imb} et radiale ε_r^{imb} en fonction du pourcentage de kaolin.

sont tracés respectivement dans la figure 3.31 (a), (b) et (c) en fonction du pourcentage du kaolin contenu dans les échantillons de billes de verre ($\Phi < 50 \mu m$).

La teneur en eau d'effondrement w_{eff} semble dépendre du pourcentage du kaolin dans les échantillons de billes de verre (Figure 3.31 (a)). La figure 3.31 (b) permet de noter que l'indice des vides à l'effondrement e_{eff} diminue avec l'augmentation du pourcentage de kaolin car sa présence permet de réduire significativement les déformations radiales ε_r^{imb} avant l'effondrement pour des pourcentages de kaolin de 1% jusqu'à 10%.

L'évolution de l'indice des vides d'effondrement e_{eff} fait que le degré de saturation d'effondrement S_{reff} a plutôt une tendance à augmenter avec l'augmentation du pourcentage de kaolin car on note un degré de saturation d'effondrement S_{reff} de 76% pour les échantillons de billes de verre sans kaolin et $S_r = 86%$ pour ceux à 10% de kaolin (Figure 3.31 (b) et (c)). Cette augmentation du degré de saturation d'effondrement S_{reff} semble être due aux propriétés de rétention d'eau des sols argileux.

3.4 Discussion

L'imbibition d'eau dans les échantillons de billes de verre $\Phi < 50 \mu m$ de compacité initiale $c_0 = 0,59$, induit des variations dimensionnelles (Figure 3.32 (a)). Pour le même matériau, l'évolution de la succion s en fonction de la teneur en eau w est tracée sur la figure 3.32 (b).

Les déformations dues à l'imbibition d'eau sont de deux formes, une première progressive et une deuxième brutale (Figure 3.32 (a)). Les déformations prennent une forme brutale à partir d'une teneur en eau critique, appelée teneur en eau d'effondrement w_{eff} , qui coïncide avec une diminution plus accentuée de la succion ($s = u_a - u_w$), contrairement au domaine des déformations progressives (Figure 3.32 (b)). De plus, ces déformations brutales correspondent à une teneur en eau homogène dans l'échantillon contrairement aux déformations progressives.

La teneur en eau d'effondrement w_{eff} marque la limite à laquelle le matériau granulaire perd sa cohésion capillaire à la coalescence de ponts liquides suite à l'imbibition d'eau. Ce passage est accompagné d'un changement brutal de la pression d'eau interstitielle u_w .

Comme le montre la figure 3.13, l'effondrement de l'échantillon est toujours accompagné d'une réduction de succion puisque la pression d'eau interstitielle u_w à la base de l'échantillon augmente brusquement au moment de l'effondrement. Au cours de l'essai d'imbibition, la pression d'air interstitielle u_a est nulle en pression effective, correspondant à la pression atmosphérique P_{atm} . Lorsque la pression d'eau interstitielle macroscopique u_w est bien définie (régime funiculaire), la succion s est écrite comme suit :

$$s = -u_w \quad (3.8)$$

A partir de l'évolution de la pression d'eau interstitielle u_w et par la suite celle de la succion (Équation 3.9), on peut conclure que la succion s est un facteur important dans l'effondrement

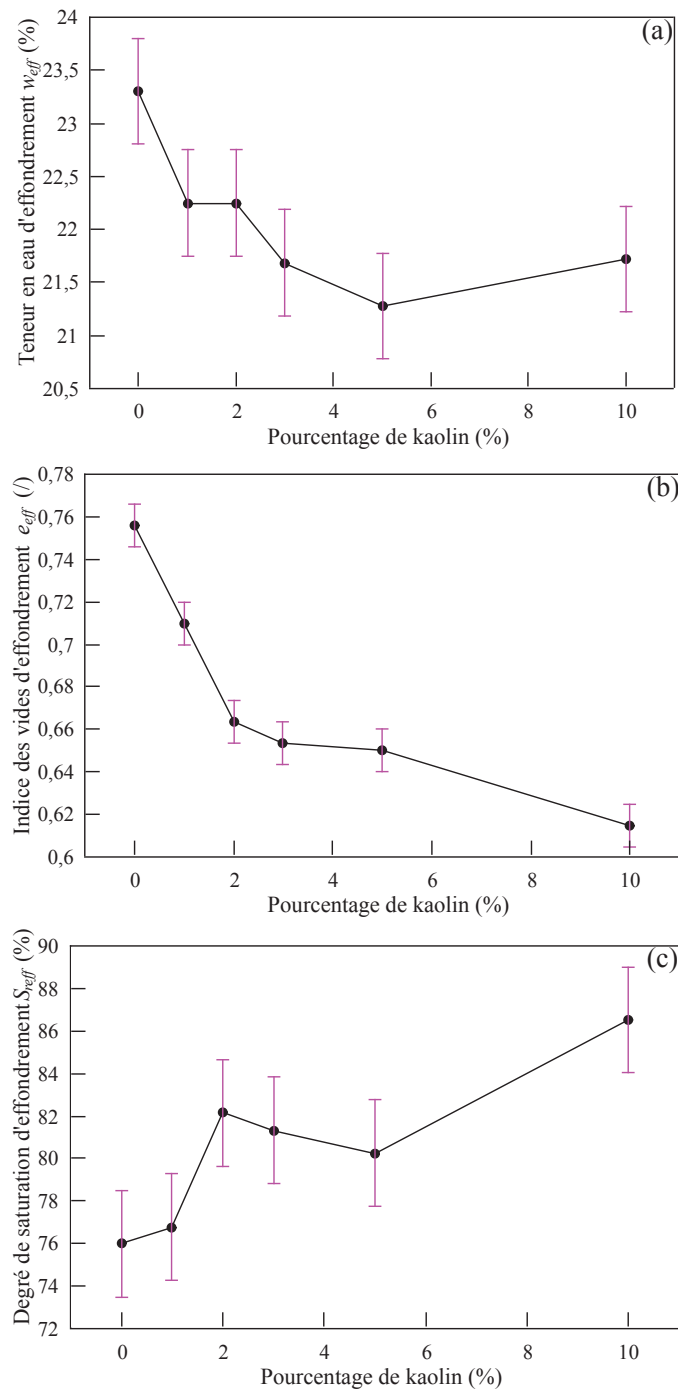


FIGURE 3.31: Évolution (a) de la teneur en eau w_{eff} , (b) de l'indice des vides d'effondrement e_{eff} et (c) du degré de saturation S_{reff} en fonction du pourcentages de kaolin.

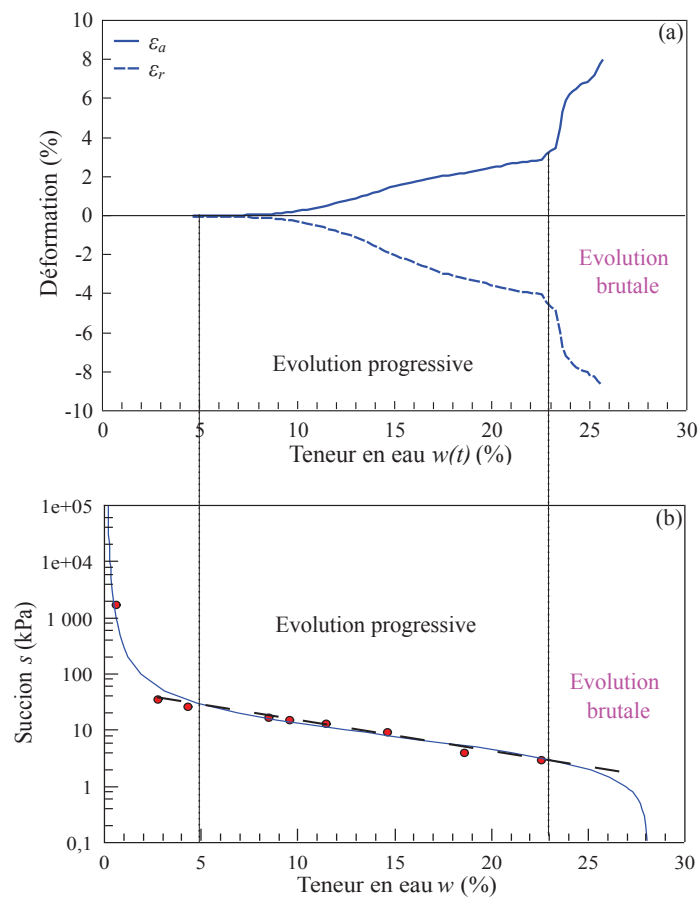


FIGURE 3.32: Déformations axiale et radiale (a) et succion (b) au cours de l'imbibition d'eau dans des billes de verre $\Phi < 50 \mu\text{m}$ ($c_0 = 0,59$).

capillaires des sols granulaires. D'où l'intérêt d'étudier l'évolution de la succion au cours d'une imbibition d'eau et, par la suite, faire le rapprochement avec la courbe de rétention en imbibition.

D'après les courbes de rétention des billes de verre des différentes granularités (Figure 3.33), on constate que les billes de verre les plus fines présentent les courbes de rétention les plus étalées en succion s . Les courbes de rétention des billes de verre de différentes granularités sont réalisées par la méthode du papier filtre (*Whatman* N 42) à une compacité $c_0 = 0,59$ comme on l'a détaillé dans la section caractérisation hydrique du chapitre 2.

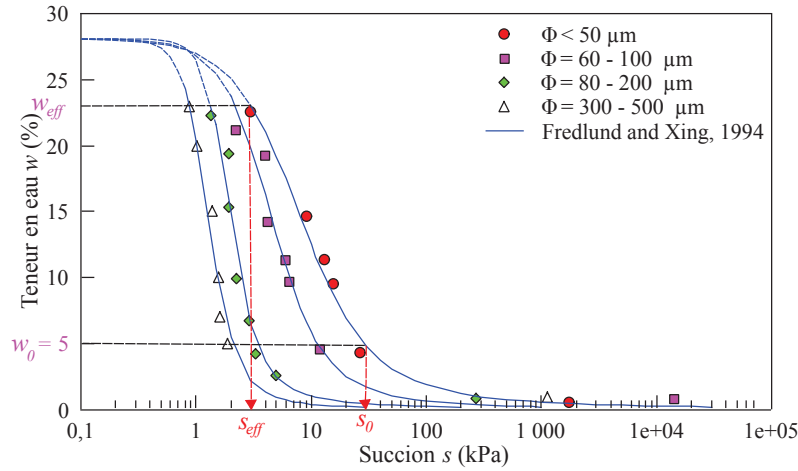


FIGURE 3.33: Courbes de rétention des billes de verre de granularités $\Phi < 50 \mu\text{m}$, $\Phi = 60 - 100 \mu\text{m}$, $\Phi = 80 - 200 \mu\text{m}$ et $\Phi = 300 - 500 \mu\text{m}$ ($c = 0,59$).

A partir de la figure 3.33, on note que les succions s correspondantes à la teneur en eau initiale w_0 et d'effondrement w_{eff} sont différentes pour les granularités des billes de verre utilisées.

Dans le but de quantifier la chute de succion causée par l'imbibition d'eau dans l'échantillon, on introduit la grandeur Δs , définie comme la différence entre la succion initiale s_0 , correspondant à la teneur en eau initiale w_0 de l'échantillon, et la succion d'effondrement s_{eff} , correspondant à la teneur en eau d'effondrement w_{eff} (Figure 3.33 et Équation 3.9).

$$\Delta s = s_0 - s_{eff} \quad (3.9)$$

Le tableau 3.4 présente les teneurs en eau initiales w_0 et d'effondrement w_{eff} , les succions s correspondantes s_0 et s_{eff} et les différences de succion Δs des différentes granularités de billes de verre. Il a été noté dans la vérification de la teneur en eau sur toute la hauteur de l'échantillon au cours de l'imbibition que la teneur en eau est homogène avant que le phénomène d'effondrement se produise (Tableau 3.2).

TABLE 3.4: Teneurs en eau initiales w_0 et d'effondrement w_{eff} et les succions s correspondantes s_0 et s_{eff} des billes de verre $\Phi < 50 \mu m$, $\Phi = 60 - 100 \mu m$, $\Phi = 80 - 200 \mu m$ et $\Phi = 300 - 500 \mu m$.

Diamètre des billes (μm)	w_0 (%)	w_{eff} (%)	s_0 (kPa)	s_{eff} (kPa)	Δs (kPa)
< 50	5	23,3	30	3	27
60 - 100	5	23,7	11	1,7	9,3
80 - 200	5	24,5	3,5	1,7	1,8
300 - 500	5	25,7	1,8	1	0,8

La figure 3.34 présente la différence de succion Δs en fonction du diamètre moyen Φ des billes de verre utilisées. Comme on le constate sur cette figure, la différence de succion Δs diminue considérablement avec l'augmentation du diamètre moyen des grains. Cette évolution a la même tendance que l'amplitude A , la déformation axiale finale ε_a^f et d'imbibition ε_a^{imb} ce qui permet d'expliquer la sensibilité des matériaux granulaires fins à l'imbibition d'eau (Figure 3.15). Plus la chute de succion est importante plus les déformations dues à l'imbibition d'eau avant (ε_a^{imb} et ε_r^{imb}) et après effondrement (A) sont importantes. Concernant la teneur en eau d'effondrement w_{eff} , elle évolue dans le sens inverse de la différence de succion Δs (Figure 3.17).

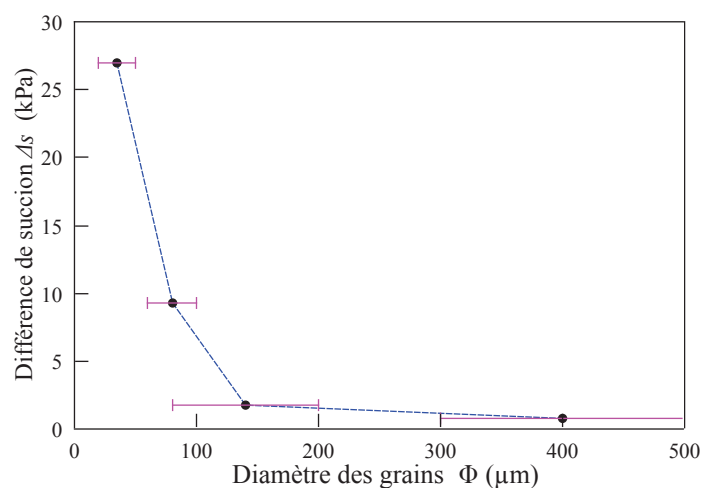


FIGURE 3.34: Évolution de la différence de succion Δs en fonction du diamètre moyen des grains.

Afin d'étudier la contribution de la succion s dans l'effet de la teneur en eau initiale w_0 des échantillons de billes de verre, on calcule la différence de succion Δs entre l'état initial et l'effondrement (Équation 3.9). Le tableau 3.5 présente les succions initiales s_0 , d'effondrement s_{eff} et Δs des billes de verre pour les différentes teneurs en eau initiales w_0 : 5, 10 et 15% (Figure 3.33).

TABLE 3.5: Teneurs en eau initiales w_0 et d'effondrement w_{eff} et les succions s correspondantes s_0 et s_{eff} des billes de verre $\Phi < 50 \mu m$, $\Phi = 60 - 100 \mu m$, $\Phi = 80 - 200 \mu m$ et $\Phi = 300 - 500 \mu m$.

Diamètre des billes (μm)	w_0 (%)	w_{eff} (%)	s_0 (kPa)	s_{eff} (kPa)	Δs (kPa)
< 50	5	23,3	30	3	27
	10	19,5	16	2,5	13,5
	15	15,8	10	8	2
60 - 100	5	23,7	11	1,7	9,3
	10	21,7	6,7	3	3,7
	15	17,5	3,5	3,5	0
80 - 200	5	24,5	3,5	1,7	1,8
	10	25,5	2,1	0,3	1,8
	15	19	2	1,8	0,2
300 - 500	5	25,7	1,8	1	0,8
	10	24,6	1,2	0,3	0,9
	15	22,8	1,2	0,9	0,3

La différence de succion Δs en fonction de la teneur en eau initiale w_0 , à différentes granularités des billes de verre, est tracée sur la figure 3.35. Cette figure montre que la différence de succion est maximale pour les billes de verre de diamètres $\Phi < 50 \mu m$ et elle diminue avec l'augmentation du diamètre moyen des grains Φ . Cette évolution permet d'expliquer la sensibilité des matériaux granulaires fins en terme d'amplitude A et de teneur en eau d'effondrement w_{eff} vis à vis de la teneur en eau initiale w_0 (Figure 3.21 et 3.23).

Comme pour le cas des échantillons préparés à une teneur en eau initiale w_0 de 5%, la figure 3.20 montre que l'effondrement est toujours accompagné d'une réduction de succion ($s = u_a - u_w$) même avec des teneurs en eau initiales w_0 de 10% et 15%.

A partir de l'évolution de la pression d'eau interstitielle u_w (Équation 3.8) et la différence de la succion Δs (Équation 3.9), on peut conclure que la chute de succion s est le facteur responsable de l'effet de la teneur en eau initiale w_0 sur l'effondrement capillaire des matériaux granulaires.

La figure 3.36 présente une schématisation de l'évolution de la succion s en fonction de la teneur en eau pour des échantillons de billes de verre $\Phi < 50 \mu m$ avec différentes teneurs en eau initiales (w_0 : 5%, 10% et 15%). La teneur en eau d'effondrement w_{eff} (Figure 3.23) et le degré de saturation d'effondrement (Figure 3.24 (b)) sont d'autant plus faibles que la teneur en eau initiale w_0 est importante.

La figure 3.37 présente les courbes de rétention des billes de verre $\Phi < 50 \mu m$ et du mélange billes de verre - kaolin avec un pourcentage de 5% et 10% et une compacité $c_0 = 0,59$. Les courbes de rétention d'eau du mélange sont réalisées par la méthode du papier filtre (*What-*

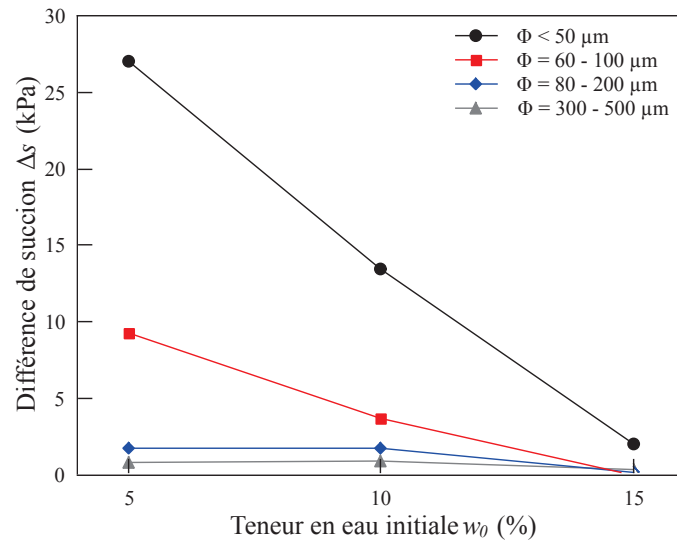


FIGURE 3.35: Évolution de la différence de succion Δs des billes de verre en fonction de la teneur en eau initiale de l'échantillon (w_0 : 5%, 10% et 15%).

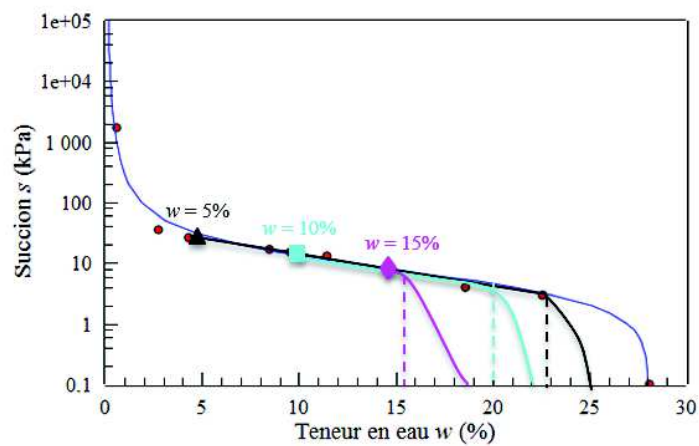


FIGURE 3.36: Schématisation de l'évolution de la succion s des billes de verre $\Phi < 50 \mu\text{m}$ en fonction de la teneur en eau pour différentes teneurs en eau initiales (w_0 : 5%, 10% et 15%).

man N 42) comme on l'a détaillé dans chapitre : *Courbe de rétention et comportement hydro-mécanique*.

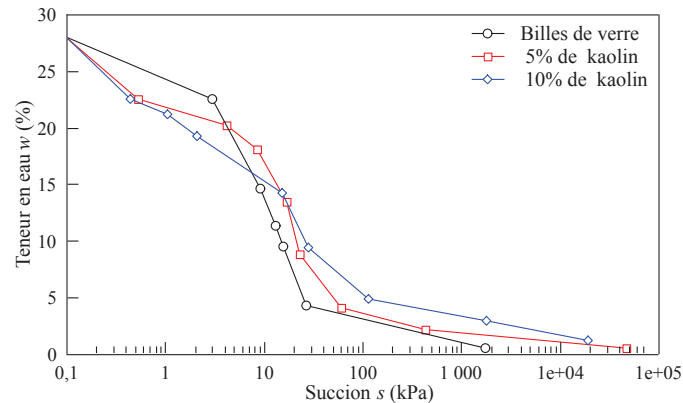


FIGURE 3.37: Courbe d'imbibition des billes de verre $\Phi < 50 \mu\text{m}$ et du mélange billes de verre - kaolin avec un pourcentage de 5% et 10% ($c = 0,59$).

A partir de la figure 3.37, on constate que les courbes d'imbibition s'inversent à partir d'une succion d'environ 10 kPa. Ce constat peut être expliqué pour les succions élevées par le pouvoir de rétention important des particules de kaolin existant dans le mélange. Pour les succions faibles, la baisse de la teneur en eau revient à la partie absorbée par les trois feuilles de papier filtre. La figure 3.38 présente la courbe de rétention en drainage et imbibition du kaolin [Fleureau2001].

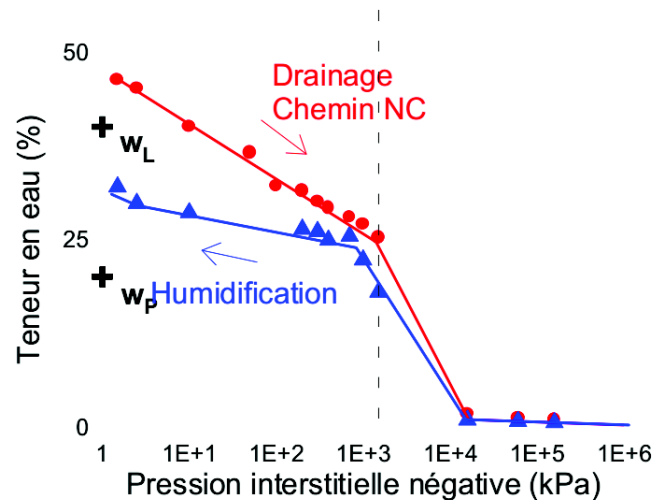


FIGURE 3.38: Courbe de rétention en drainage et imbibition du kaolin [Fleureau2001].

A partir de la figure 3.37, on note que la courbure de la courbe n'est pas la même pour les trois échantillons car l'ajout du kaolin conduit à des courbes plus étalées pour des pressions

TABLE 3.6: Teneurs en eau initiales w_0 et d'effondrement w_{eff} et les succions s correspondantes s_0 et s_{eff} des billes de verre $\Phi < 50 \mu m$, avec différentes pourcentages de kaolin 0%, 5% et 10%.

Pourcentage de kaolin (%)	w_0 (%)	w_{eff} (%)	s_0 (kPa)	s_{eff} (kPa)	Δs (kPa)
0	5	23,3	30	3	27
5	5	21,3	50	1,8	48,2
10	5	21,5	100	1,02	98,98

plus élevées. Les succions s correspondant à la teneur en eau initiale w_0 et d'effondrement w_{eff} sont présentées dans le tableau 3.6.

La figure 3.39 reporte l'évolution de la différence de succion Δs en fonction du pourcentage de kaolin dans les échantillons de billes de verre ($c_0 = 0,59$). Une relation quasi-linéaire est constatée entre la chute de succion Δs et le pourcentage de kaolin incorporé dans les échantillons de billes de verre.

L'incorporation des particules de kaolin dans les échantillons de billes de verre augmente considérablement la chute de succion Δs lors de l'imbibition puisqu'elle atteint 99 kPa pour le mélange de billes de verre avec 10% de kaolin tandis que pour les billes de verre elle est de 27 kPa. Cette différence de Δs peut être à l'origine de la faible diminution de la teneur en eau d'effondrement w_{eff} (Figure 3.39).

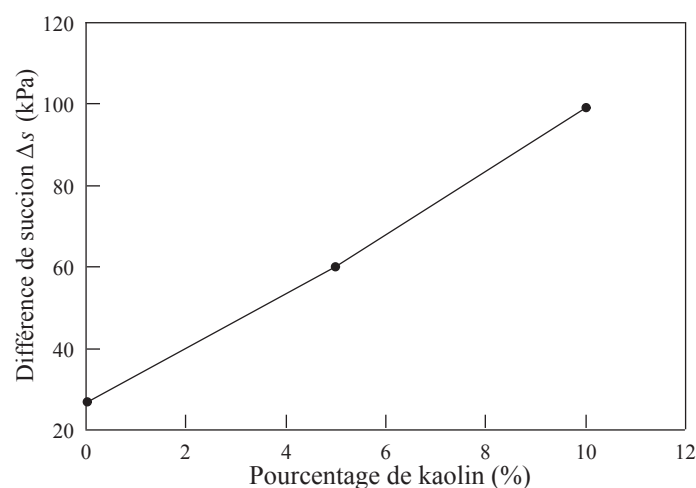


FIGURE 3.39: Différence de succion Δs en fonction du pourcentage de kaolin.

3.5 Conclusion

Les différents essais, réalisés sur les échantillons de billes de verre, ont permis de mettre en évidence le phénomène d'effondrement avec un essai simple au triaxial. Les déformations dues à l'imbibition d'eau sont de deux formes, une première progressive et une deuxième brutale. Les déformations prennent une forme brutale à partir d'une teneur en eau critique, appelée teneur en eau d'effondrement w_{eff} , qui coïncide avec une diminution plus accentuée de la succion ($s = u_a - u_w$), contrairement au domaine des déformations progressives. Les déformations brutales correspondent à une teneur en eau homogène dans l'échantillon contrairement aux déformations progressives.

L'effet de plusieurs paramètres, influençant l'effondrement dans les sols granulaires, a été étudié. Ces paramètres sont :

- la granularité ;
- la teneur en eau initiale (ou naturelle) ;
- la fraction d'argile.

Effondrement capillaire dans le cas du sable

Sommaire

4.1	Introduction	124
4.2	Procédure expérimentale	124
4.2.1	Principe de l'essai au triaxial	124
4.2.2	Récapitulatif des essais entrepris	124
4.3	Résultats expérimentaux	125
4.3.1	Mise en évidence de l'effondrement	125
4.3.2	Effet de la compacité initiale	129
4.3.3	Effet de la fraction d'argile	134
4.4	Discussion	136
4.5	Conclusion	142

TABLE 4.1: Statistique des essais réalisés sur le sable de granularité ($w_0 = 5\%$).

Compacité initiale c_0 (\%)	Nombre total d'essai (\)	Nombre d'essais réussis (\)	Pourcentage d'essais réussis (%)
0,53	3	3	100
0,55	4	3	75
0,57	8	5	62
0,59	3	3	100

4.1 Introduction

Dans le but d'étudier l'origine capillaire du phénomène d'effondrement dans un matériau granulaire naturel, on a choisi de travailler sur du sable, afin de vérifier les résultats pour un matériau granulaire différent. Cette étude permet également de mettre en évidence l'effet de la compacité initiale c_0 du matériau granulaire sur l'effondrement capillaire. Le sable utilisé dans cette étude est un sable concassé de granularité $\Phi = 80 - 400 \mu\text{m}$. Une caractérisation de ce matériau est présentée dans le chapitre : *Matériaux d'étude et dispositif expérimental*. Cette caractérisation comporte la courbe granulométrique, la masse volumique spécifique, la limite de liquidité, la teneur en eau de rétention et les courbes de rétention.

4.2 Procédure expérimentale

4.2.1 Principe de l'essai au triaxial

La procédure expérimentale utilisée pour les essais d'imbibition sur les échantillons du sable est la même que celle sur les échantillons de billes de verre présentée dans la partie : *Procédure expérimentale* du chapitre : *Effondrement capillaire dans le cas de billes de verre*.

4.2.2 Récapitulatif des essais entrepris

Comme dans le cas des billes de verre, plusieurs essais d'imbibition sur les échantillons de sable ne sont pas pris en compte lors de l'analyse des résultats. Le tableau 4.1 regroupe les différentes essais réalisés sur les échantillons de sable. Ces échantillons sont beaucoup moins fragiles que ceux de billes de verre. Également pour les échantillons de sable, on a opté pour trois essais réussis au minimum pour considérer les résultats comme fiables.

4.3 Résultats expérimentaux

Les résultats expérimentaux, présentés ci-dessous, comportent tout d'abord les essais mettant en évidence le phénomène d'effondrement dans les échantillons de sable. Ensuite, des essais de vérification de la teneur en eau sur la hauteur de l'échantillon vont être présentés pour avoir une idée sur la distribution de la teneur en eau au cours de l'imbibition. L'effet de la compacité initiale c_0 et du pourcentage de l'argile des échantillons sont présentés dans le but de comprendre leurs contributions à l'effondrement.

4.3.1 Mise en évidence de l'effondrement

Au cours de l'imbibition d'eau sur un échantillon de sable avec une compacité initiale $c_0 = 0,55$ et une teneur en eau initiale $w_0 = 5\%$, on note une évolution des déformations axiale ε_a et radiale ε_r en fonction du temps t (Figure 4.1). L'essai d'imbibition sur les échantillons de sable au triaxial se fait également avec un débit constant comme on l'a constaté pour les billes de verre (Figure 3.3).

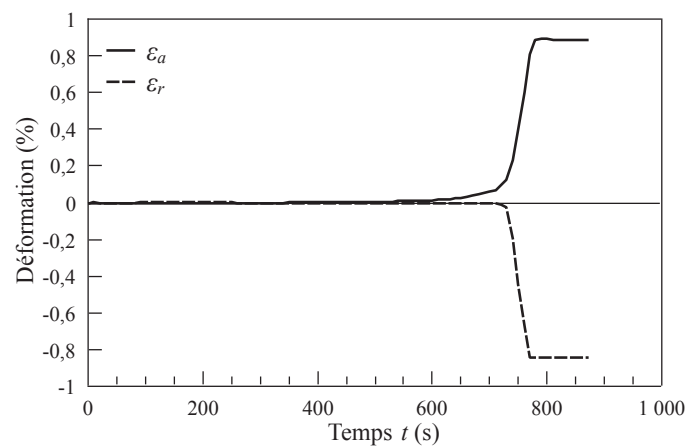


FIGURE 4.1: Déformations axiale ε_a et radiale ε_r en fonction du temps t au cours de l'imbibition dans le sable ($\Phi = 80 - 400 \mu\text{m}$ avec $c_0 = 0,55$).

Au cours de l'imbibition d'eau, les déformations axiales ε_a et radiales ε_r restent sans changement. Une augmentation brutale de ces déformations est constatée à $t = 720 \text{ s}$ et suivie d'une stabilisation des déformations ε_a et ε_r suite à la sortie de l'eau de l'échantillon entre le temps $t = 775 \text{ s}$ et $t = 870 \text{ s}$ (Figure 4.1). Une faible déformation axiale ε_a est constatée avant l'effondrement du milieu, ce qui montre une instabilité indiquant le début de l'effondrement.

Comme dans le cas des billes de verre, la teneur en eau $w(t)$ est calculée à chaque instant t de l'essai. L'évolution des déformations axiale ε_a et radiale ε_r en fonction de la teneur en eau $w(t)$, obtenues sur l'échantillon de sable, est présentée sur la figure 4.2.

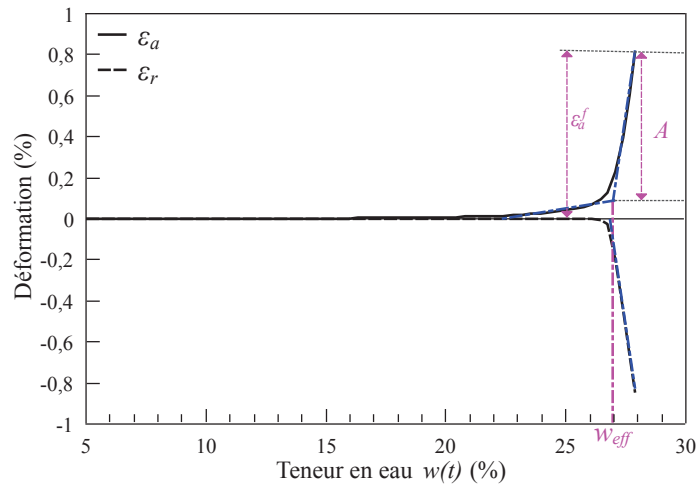


FIGURE 4.2: Évolution de la déformation axiale ε_a et radiale ε_r en fonction de la teneur en eau $w(t)$ au cours de l'imbibition pour le sable de granularité $\Phi = 80 - 400 \mu m$ ($c_0 = 0,55$).

La teneur en eau d'effondrement w_{eff} est définie, comme dans le cas des billes de verre, comme la teneur en eau $w(t)$ qui coïncide avec le début des déformations axiale et radiale brutales (Figure 4.2). L'amplitude d'effondrement A est définie comme la déformation axiale ε_a après effondrement de l'échantillon comme le montre la figure 4.2. Les déformations ε_a^f , ε_a^{imb} et ε_r^{imb} sont définies de la même façon que pour les billes de verre (Figure 3.7).

La mesure de la pression d'eau interstitielle u_w , à la base de l'échantillon, en fonction de la teneur en eau $w(t)$ au cours de l'imbibition est donnée sur la figure 4.3. Avant l'effondrement, une augmentation faible et progressive de u_w est notée. Cette augmentation prend une forme plus accentuée à l'approche de la teneur en eau w_{eff} . L'incertitude du capteur de pression d'eau interstitielle est de $\pm 0,5$ kPa ce qui justifie la fluctuation de la pression d'eau interstitielle observée.

L'indice des vides $e(t)$ en fonction de la teneur en eau $w(t)$, avant et après effondrement, est reporté sur la figure 4.4. Cette dernière montre que l'imbibition de l'échantillon de sable se fait sans changement d'indice des vides $e(t)$ avant la teneur en eau w_{eff} . Après l'effondrement, l'indice des vides $e(t)$ est calculé par rapport à la teneur en eau de saturation w_{sat} à laquelle les capteurs de déplacement locaux ε_a et ε_r se stabilisent. L'indice des vides d'effondrement e_{eff} est défini comme l'indice des vides correspondant à la teneur en eau d'effondrement w_{eff} et par la suite à l'apparition d'une déformation axiale ε_a brutale.

Afin d'accéder au gradient de teneur en eau au cours de l'imbibition, les essais d'imbibition ont été interrompus avant l'apparition de l'effondrement pour différents volumes d'eau injectés, ce qui correspond aux points (1), (2), (3) et (4) sur la figure 4.5.

Des mesures de teneur en eau, notées w_{mes} , sont alors effectuées après passage à l'étuve réglée à une température de 105° C, sur des fractions d'échantillon prélevés à différentes positions de ce dernier : haut, milieu et bas. À partir de ces teneurs en eau w_{mes} , une teneur en eau «

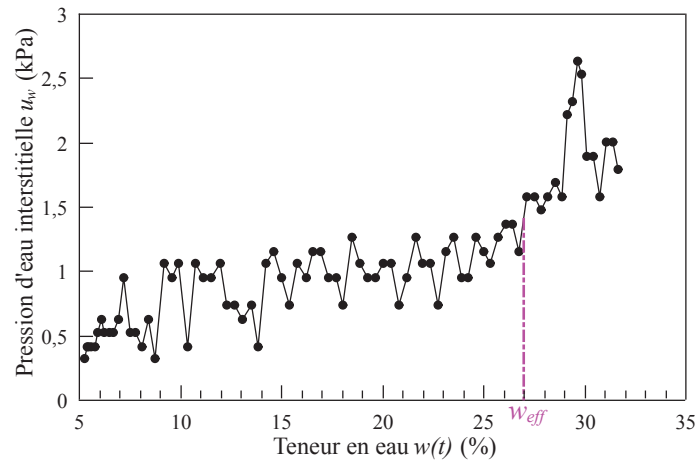


FIGURE 4.3: Évolution de la pression d'eau interstitielle u_w au cours de l'imbibition pour le sable de granularité $\Phi = 80 - 400 \mu\text{m}$ ($c_0 = 0,55$).

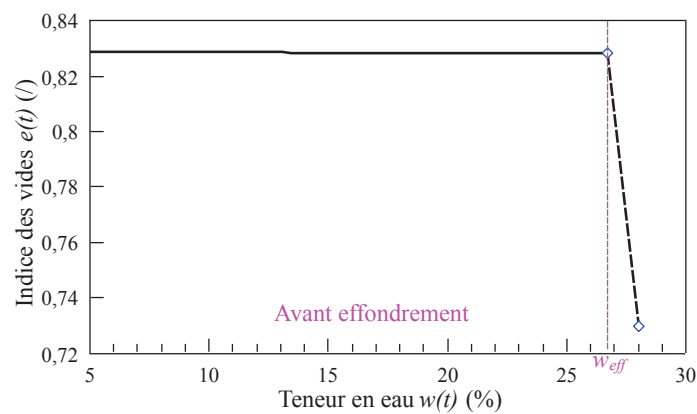


FIGURE 4.4: Évolution de l'indice des vides $e(t)$ en fonction de la teneur en eau $w(t)$ au cours de l'imbibition pour le sable de granularité $\Phi = 80 - 400 \mu\text{m}$ ($c_0 = 0,55$).

TABLE 4.2: Répartition de la teneur en eau dans l'échantillon de sable au cours de l'imbibition ($c_0 = 0,55$).

		w_{mes} (%)				
Points de contrôle		(0)	(1)	(2)	(3)	(4)
Position	haut	4,80	4,97	6,15	12,63	24,03
Position	milieu	4,80	9,06	17,44	20,92	24,00
Position	bas	4,80	15,27	24,03	24,01	25,75
w_{moy} (%)		4,80	9,59	15,88	19,19	24,53
σ		0,00	5,43	9,04	5,88	0,89
$w(t)$ (%)		4,80	10,12	14,31	19,61	25,80

moyenne » notée w_{moy} est calculée afin de la comparer à la teneur en eau $w(t)$ (Équation 3.1). Pour rendre compte du gradient de teneur en eau au cours de l'essai d'imbibition, l'écart type σ des teneurs en eau mesurées w_{mes} est calculé (Équation 3.7).

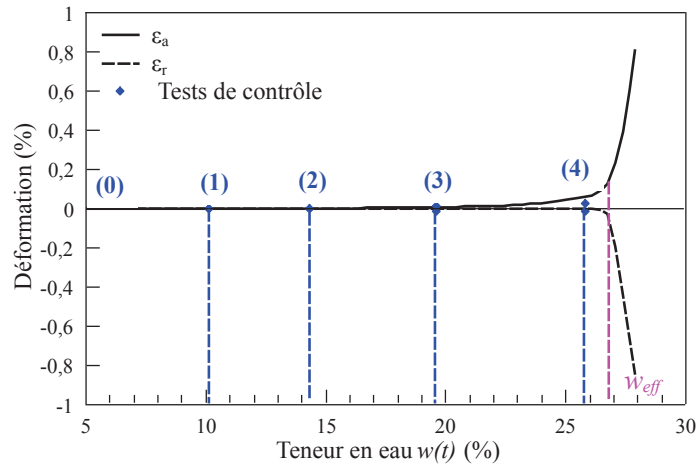


FIGURE 4.5: Variation des déformations axiale ε_a et radiale ε_r au cours de l'imbibition pour le sable avec les points de contrôle (1), (2), (3) et (4) ($c_0 = 0,55$).

Le tableau 4.2 présente les différentes teneurs en eau mesurées w_{mes} à différentes positions de l'échantillon (haut, milieu et bas), la teneur en eau moyenne w_{moy} , l'écart type σ ainsi que la teneur en eau calculée $w(t)$.

Ces résultats permettent de noter qu'au début de l'imbibition, un gradient de teneur en eau w_{mes} important se met en place avec des teneurs en eau plus importantes à la base de l'échantillon du sable. Mais, juste avant l'effondrement, ce gradient devient quasiment nul, ce qui indique une homogénéisation de la teneur en eau sur toute la hauteur de l'échantillon. En d'autre terme, le phénomène d'effondrement intervient à une teneur en eau w_{eff} uniforme (Tableau 4.2).

4.3.2 Effet de la compacité initiale

Des échantillons de sable de diamètres $\Phi = 80 - 400 \mu\text{m}$ sont fabriqués avec quatre compacités initiales $c_0 = 0,53$, $c_0 = 0,55$, $c_0 = 0,57$ et $c_0 = 0,59$. Ces échantillons ont fait l'objet d'un essai d'imbibition avec les mêmes conditions que les billes de verre ($w_0 = 5\%$).

Les résultats des essais d'imbibition d'eau obtenus sur les échantillons de sable ($w_0 = 5\%$) et différentes compacités initiales c_0 , sont présentés dans les figures 4.6 (a), (c), (e) et (g). La mesure de la pression d'eau interstitielle u_w , à la base des échantillons durant l'imbibition, est donnée respectivement à la figure 4.6 (b), (d), (f) et (h).

La figure 4.7 regroupe les résultats des essais d'imbibition obtenus sur les échantillons du sable de diamètre $\Phi = 80 - 400 \mu\text{m}$, avec différentes compacités initiales c_0 . La mesure de la pression d'eau interstitielle u_w à la base des échantillons durant l'imbibition est donnée à la figure 4.8.

Pour des teneurs en eau $w(t)$ inférieures à la teneur en eau d'effondrement w_{eff} , la pression d'eau interstitielle u_w reste stable avec une faible fluctuation qui est due à l'incertitude du capteur de pression de $\pm 0,5 \text{ kPa}$. A l'approche de la teneur en eau w_{eff} une augmentation de la pression d'eau interstitielle u_w à la base de l'échantillon est constatée pour les échantillons fabriqués avec les différentes compacités c_0 (Figure 4.8).

Les essais d'imbibition réalisés sur les échantillons du sable de granularité $\Phi = 80 - 400 \mu\text{m}$ à une teneur en eau $w_0 = 5\%$ et de compacités initiales $c = 0,53$, $c = 0,55$, $c = 0,57$ et $c = 0,59$ permettent de tracer, en fonction de la compacité initiale c_0 , les différentes déformations mesurées (Figure 4.9) :

- la déformation axiale finale ε_a^f (Figure 4.9 (a)) ;
- l'amplitude d'effondrement A (Figure 4.9 (a)) ;
- les déformations axiale et radiale ε_a^{imb} et ε_r^{imb} (Figure 4.9 (b)).

L'amplitude d'effondrement A diminue avec l'augmentation de la compacité initiale c_0 de l'échantillon du sable, ce qui montre que plus le milieu granulaire est lâche ($c_0 = 0,53$) plus il est sensible à l'imbibition d'eau qui risque d'engendrer un effondrement avec une amplitude importante. Dans les autres cas, les échantillons sont plus stables car on trouve des amplitudes A plus faibles de l'ordre de $0,5\%$. La déformation axiale finale ε_a^f montre également la même évolution que l'amplitude d'effondrement A (Figure 4.9 (a)).

Les déformations axiale et radiale avant l'effondrement ε_a^{imb} et ε_r^{imb} passent respectivement de $1,5\%$ et -1% à presque zéro au delà de $0,53$ (Figure 4.9 (b)). Cela montre qu'au delà d'une compacité $c_0 = 0,53$, l'imbibition ne provoque pratiquement aucune déformation axiale ni radiale dans l'échantillon sauf celle brutale due à l'effondrement capillaire.

La teneur en eau d'effondrement w_{eff} et le degré de saturation S_{reff} , en fonction de la compacité initiale c_0 du sable, sont présentés dans la figure 4.10. La teneur en eau d'effondrement w_{eff} semble dépendre de la compacité initiale c_0 des échantillons du sable concassé. Une dimi-

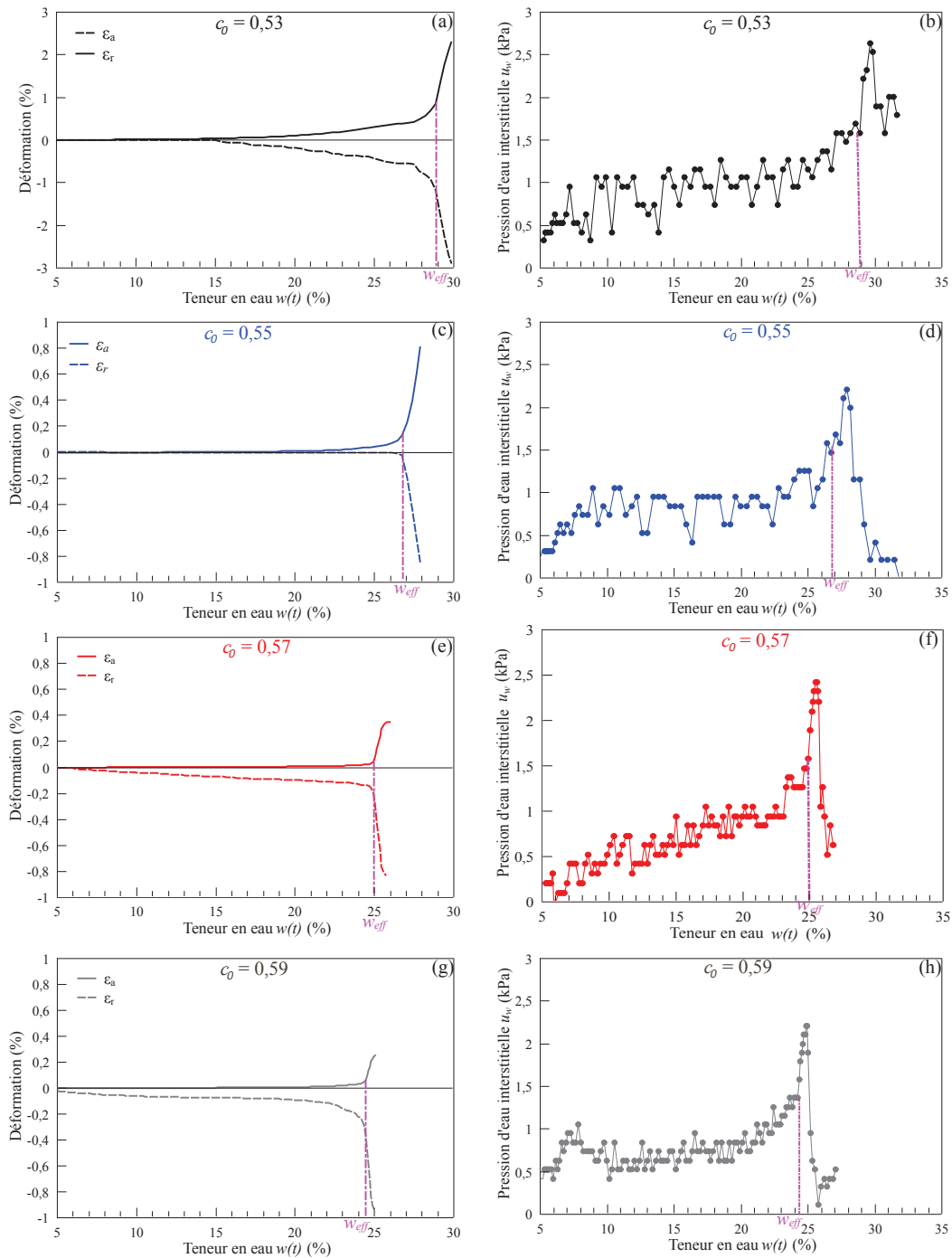


FIGURE 4.6: Évolution des déformations axiale ε_a et radiale ε_r ((a) $c_0 = 0,53$, (c) $c_0 = 0,55$, (e) $c_0 = 0,57$ et (g) $c_0 = 0,59$) et de la pression d'eau interstitielle u_w ((b) $c_0 = 0,53$, (d) $c_0 = 0,55$, (f) $c_0 = 0,57$ et (h) $c_0 = 0,59$) au cours de l'imbibition.

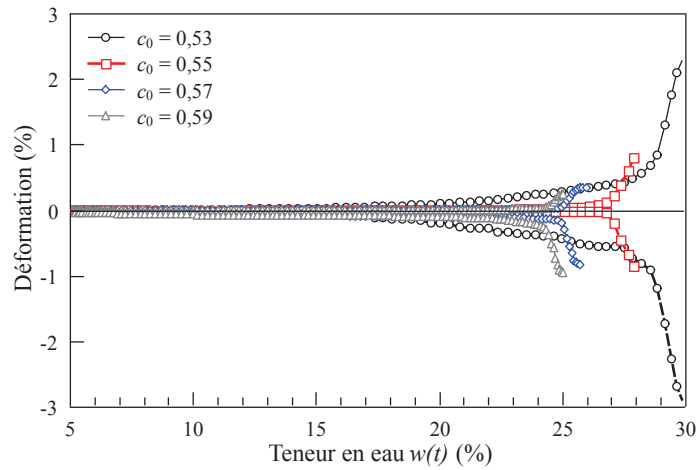


FIGURE 4.7: Évolution de la déformation axiale ε_a et radiale ε_r au cours de l'imbibition pour le sable ($c_0 = 0,53$, $c_0 = 0,55$, $c_0 = 0,57$ et $c_0 = 0,59$).

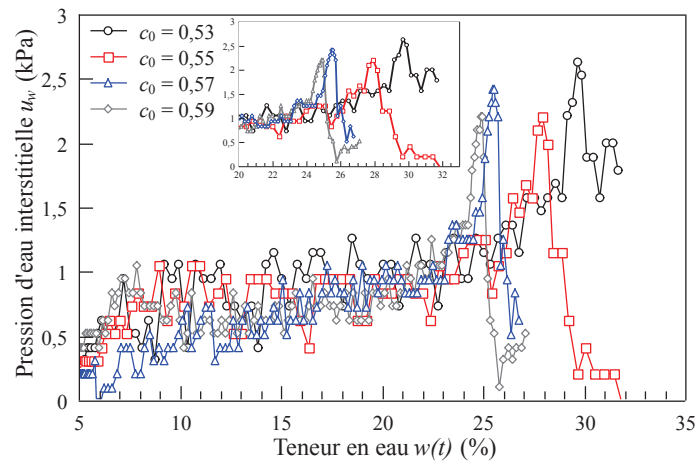


FIGURE 4.8: Évolution de la pression d'eau interstitielle u_w au cours de l'imbibition ($c_0 = 0,53$, $c_0 = 0,55$, $c_0 = 0,57$ et $c_0 = 0,59$).

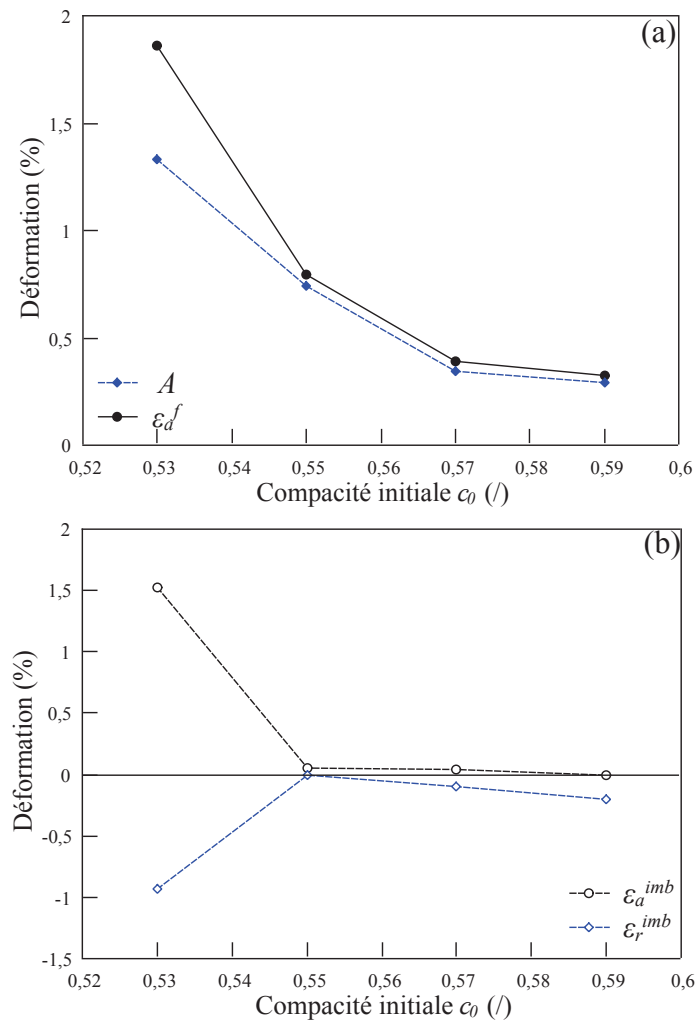


FIGURE 4.9: Évolution de la déformation axiale ε_a^f , de l'amplitude d'effondrement A (a) et de la déformation axiale et radiale d'imbibition ε_a^{imb} et ε_r^{imb} (b) en fonction de la compacité initiale c_0 du sable.

nution de cette teneur en eau w_{eff} est constatée avec l'augmentation de la compacité c_0 (Figure 4.10 (a)).

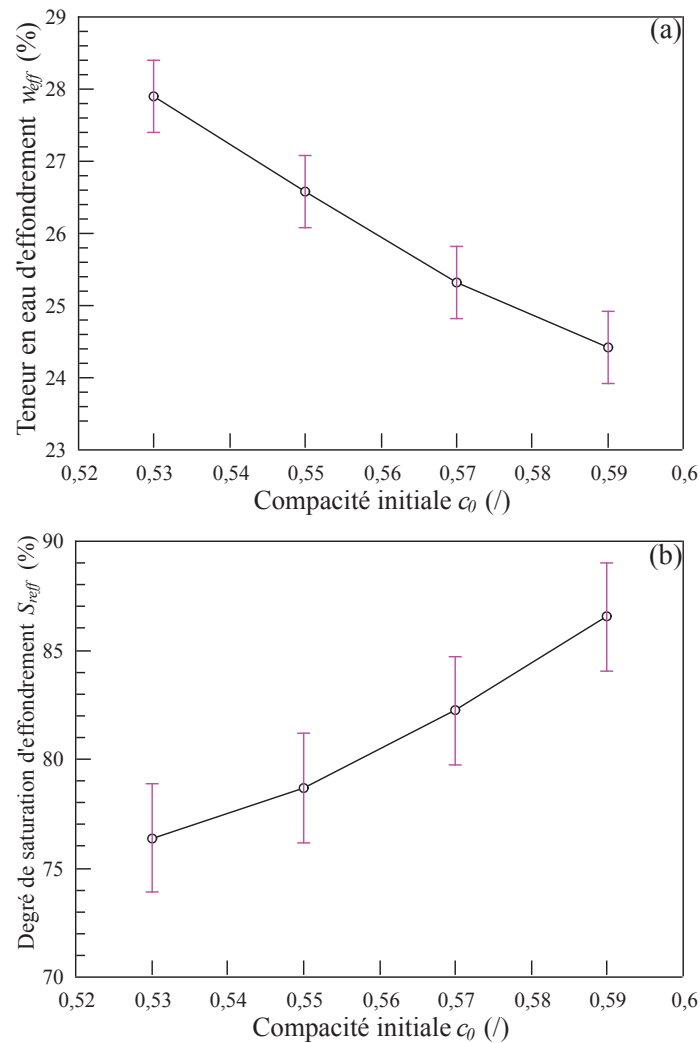


FIGURE 4.10: Teneur en eau à l'effondrement w_{eff} (a) et degré de saturation S_{ref} (b) en fonction de la compacité initiale c_0 du sable.

En raison de la différence de compacité des échantillons (Figure 4.4), on note plutôt une augmentation du degré de saturation d'effondrement S_{ref} en fonction de la compacité initiale des différents échantillons (Figure 4.10 (b)). La diminution de la teneur en eau d'effondrement peut être expliquée par le degré de saturation important pour les échantillons de fortes compacités initiales qui arrive à 86% pour les échantillons de compacité initiale $c_0 = 0,59$ (Figure 4.10 (b)).

4.3.3 Effet de la fraction d'argile

De la même façon que le mélange billes de verre - kaolin, on procède à mélanger une masse m_s du sable de diamètres $\Phi = 80 - 400 \mu m$ et une masse de kaolin m_{kao} qui correspond à différents pourcentages 1, 3 et 5% (Figure 3.27 (a)). Une masse du mélange est ensuite amenée à une teneur en eau initiale $w_0 = 5\%$ par ajout d'eau déminéralisée (Figure 4.11 (b)). Les échantillons sont fabriqués à une compacité initiale $c_0 = 0,55$ et le principe de l'essai est celui montré dans la figure 3.2.

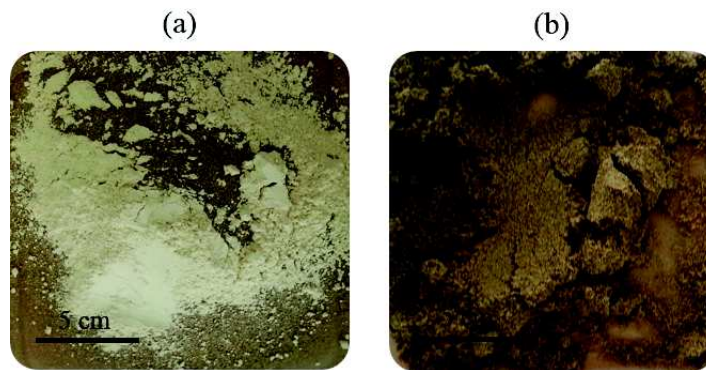


FIGURE 4.11: (a) Photographie du sable $\Phi = 80 - 400 \mu m$ avec 5% de kaolin (a) non tamisés et (b) avec une teneur en eau $w_0 = 5\%$.

Pour les essais d'imbibition sur les mélanges de sable et de kaolin, on a constaté que l'eau quitte de l'échantillon, à la fin de l'essai, a une couleur jaunâtre car elle contient des particules de kaolin lors de la percolation d'eau dans l'échantillon. Alors, on procède à la fabrication d'un nouveau mélange de sable et de kaolin pour chaque essai d'imbibition.

4.3.3.1 Mise en évidence de l'effondrement

La figure 4.12 présente les déformations axiales ε_a et radiales ε_r en fonction de la teneur en eau $w(t)$ pour des échantillons de différents pourcentages d'argile : (a) 0%, (c) 1%, (e) 3% et (g) 5%.

La figure 4.12 montrent que l'ajout du kaolin dans les échantillons du sable augmente les déformations axiales ε_a et radiales ε_r au cours de l'imbibition d'eau et influence également la teneur en eau d'effondrement qui n'est pas la même pour les quatre pourcentages de kaolin.

Les pressions d'eau interstitielle u_w correspondant à chaque essai sont données respectivement dans les figures 4.12 (b), (d), (f) et (h). D'après ces dernières, on constate que l'effondrement est toujours accompagné d'une augmentation de la pression d'eau interstitielle u_w mais cette augmentation est d'autant plus brutale au moment de l'effondrement que le pourcentage de kaolin est faible.

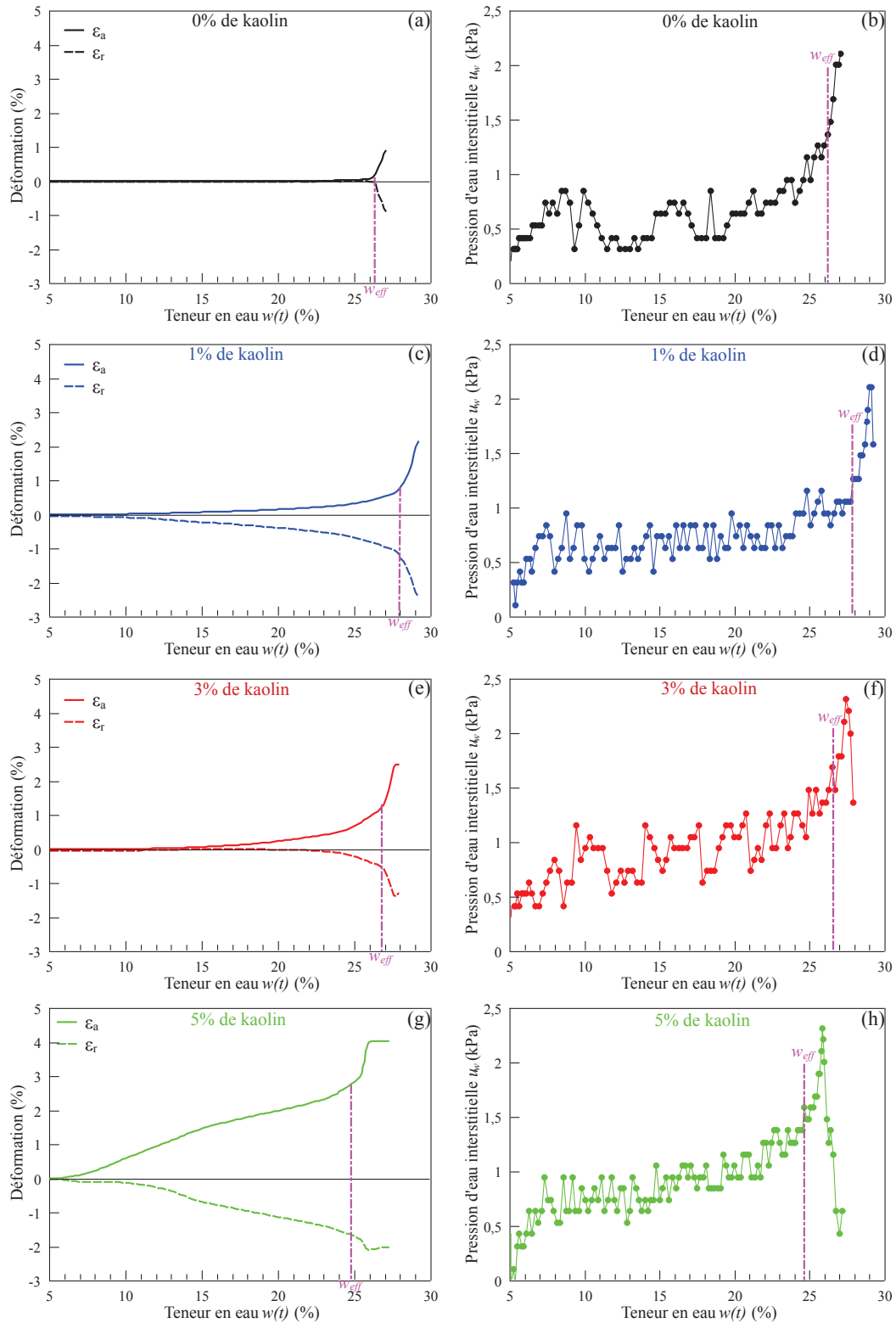


FIGURE 4.12: Évolution des déformations axiale ε_a et radiale ε_r et de la pression d'eau u_w en fonction de la teneur en eau $w(t)$ pour des échantillons de différents pourcentages de kaolin.

La teneur en eau à laquelle commence les déformations axiale ε_a et radiale ε_r diminuent en augmentant le pourcentage de kaolin dans l'échantillon de billes de verre. Pour 0% kaolin, la déformation axiale commence juste avant l'effondrement à une teneur en eau $w(t)$ d'environ 26,10%. Tandis que pour 5% de kaolin, la déformation axiale commence directement après le début d'essai à $w(t) = 6\%$ (Figures 4.12 (a) et (g)). Cela peut s'expliquer par la différence en termes de microstructure des échantillons de différents pourcentages de kaolin, car plus l'échantillon contient de kaolin plus la taille des pores diminue et par la suite l'eau arrive à monter à des hauteurs plus importante dans l'échantillon (Figure 3.16 (b)).

Les déformations ε_a^f , A , ε_a^{imb} et ε_r^{imb} en fonction du pourcentage de kaolin dans les échantillons de sable ($\Phi = 80 - 400 \mu m$) sont tracées dans la figure 4.13. Les résultats de cette figure montrent que l'ajout de kaolin augmente considérablement les déformations axiales ε_a^f au delà d'un pourcentage d'argile de 1%, car elle passe d'environ 0,8% pour les échantillons à 0% de kaolin à 5% pour un pourcentage d'argile de 5%. L'amplitude d'effondrement A augmente légèrement avec l'ajout de kaolin (Figure 4.13 (a)). Mais par contre, une augmentation linéaire de la déformation axiale ε_a^{imb} et radiale ε_r^{imb} d'imbibition est constatée à partir d'un pourcentage de kaolin de 1% jusqu'à 5% (Figure 4.13 (b)).

A l'inverse de l'effet de l'incorporation du kaolin dans les échantillons de billes de verre (Figure 3.30), le kaolin dans les échantillons de sable $\Phi = 80 - 400 \mu m$ augmente les déformations axiale ε_a^{imb} et radiale d'imbibition ε_r^{imb} . Cela montre que l'ajout de kaolin fait augmenté la sensibilité des échantillons à la percolation d'eau (Figure 4.13 (b)).

La figure 4.14 présente la teneur en eau w_{eff} , l'indice des vides e_{eff} et le degré de saturation S_{reff} en fonction du pourcentage de kaolin dans les échantillons du sable $\Phi = 80 - 400 \mu m$ ($w_0 = 5\%$ et $c_0 = 0,55$).

La teneur en eau d'effondrement w_{eff} diminue légèrement en fonction du pourcentage de kaolin dans les échantillons du sable $\Phi = 80 - 400 \mu m$ (Figure 3.31 (a)). L'indice des vides e_{eff} et le degré de saturation d'effondrement S_{reff} montrent également la même tendance en fonction du pourcentage de kaolin dans les mélanges.

4.4 Discussion

L'imbibition d'eau pour les échantillons de sable de compacité initiale $c = 0,55$, induit des déformations ε_a et ε_r (Figure 4.15 (a)) accompagnées d'une diminution de la succion s (Figure 4.15 (b)).

La teneur en eau d'effondrement w_{eff} marque la limite à laquelle le matériau granulaire perd sa cohésion capillaire suite à la coalescence de ponts liquides par suite à l'imbibition d'eau. Ce passage est accompagné d'un changement brutal de la pression d'eau interstitielle u_w .

La figure 4.16 présente l'état initial (c_0) des échantillons de sable dans le diagramme de *Gibbs et Bara* [Gibbs1962]. La figure montre que les échantillons de compacités initiales $c_0 =$

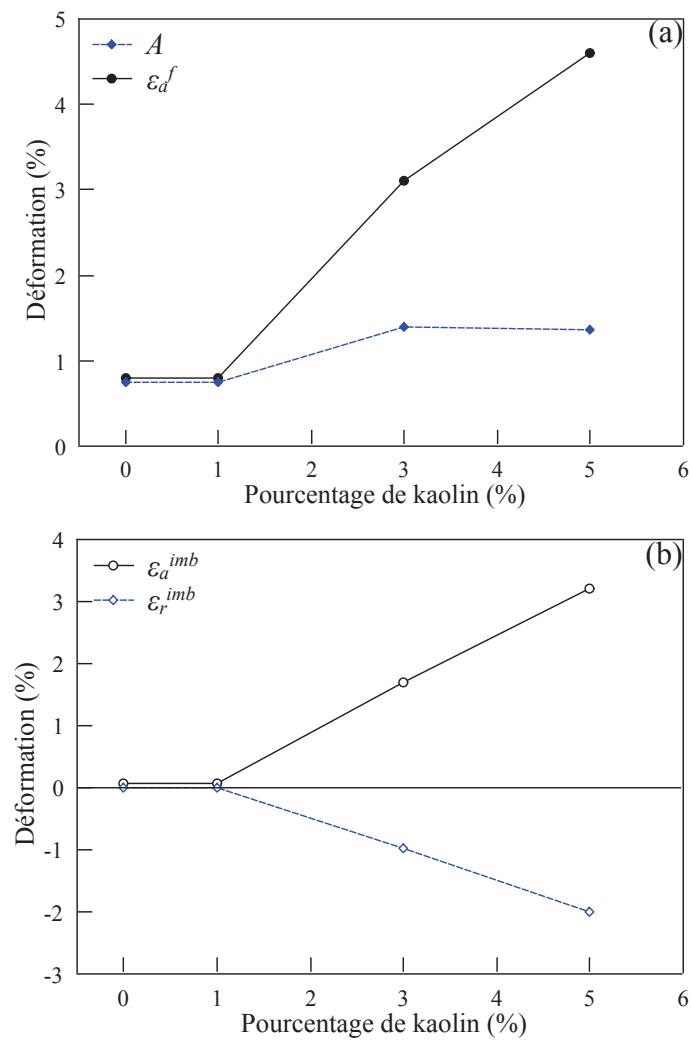


FIGURE 4.13: Évolution (a) des déformations axiales ε_a^f et des amplitudes A et (b) des déformations axiale ε_a^{imb} et radiale d'imbibition ε_r^{imb} en fonction du pourcentage de kaolin ($w_0 = 5\%$ et $c_0 = 0,55$).

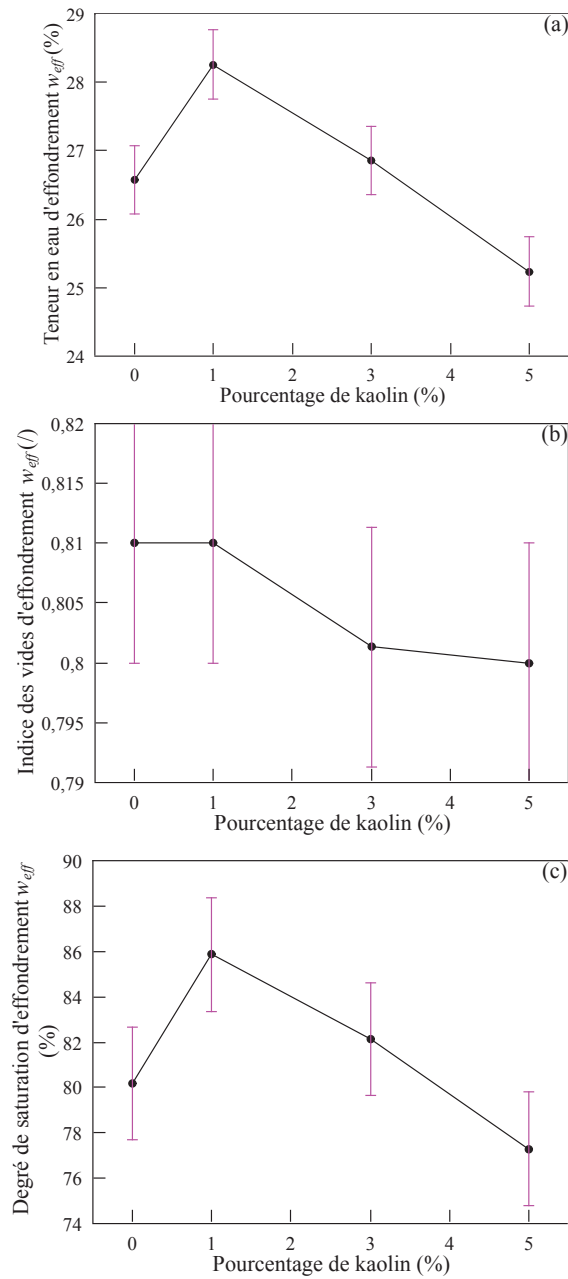


FIGURE 4.14: Évolution (a) de la teneur en eau w_{eff} , (b) du degré de saturation S_{reff} et (c) de l'indice des vides d'effondrement e_{eff} en fonction du pourcentages de kaolin ($w_0 = 5\%$ et $c_0 = 0,55$).

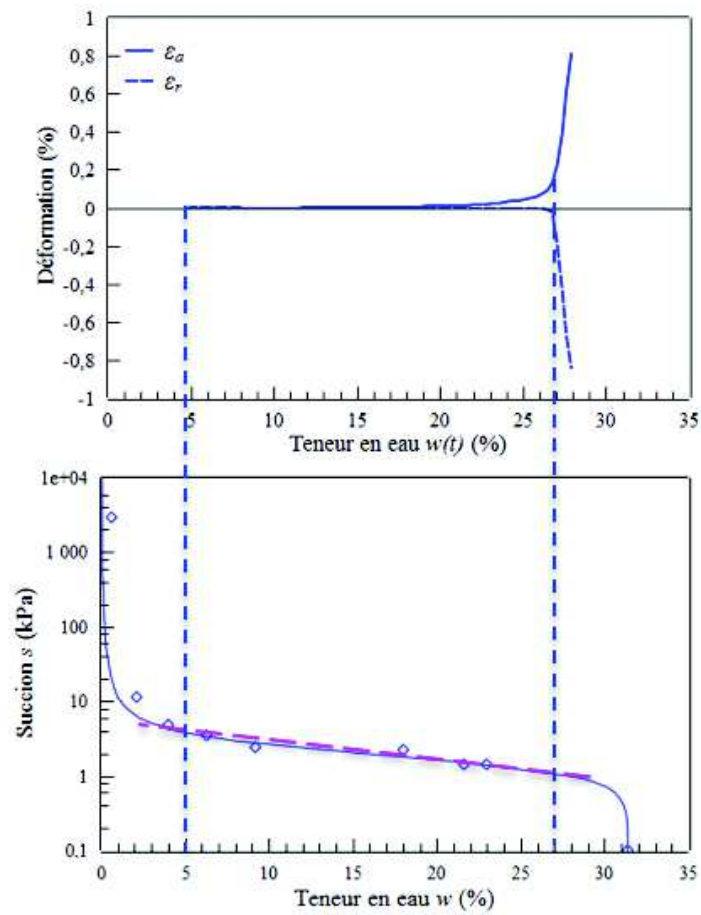


FIGURE 4.15: Déformations axiale ε_a et radiale ε_r (a) et succion s (b) au cours de l'imbibition d'eau pour le sable ($c_0 = 0,55$).

0,53, $c_0 = 0,55$ et $c_0 = 0,57$ se situent dans la zone effondrable, ce qui est en adéquation avec les résultats expérimentaux. Les échantillons de compacité initiale $c_0 = 0,59$ sont plutôt sur la limite des deux zones effondrable et non effondrable. Alors, plus l'échantillon est loin de la limite plus il est effondrable avec une amplitude A importante (Figure 4.9).

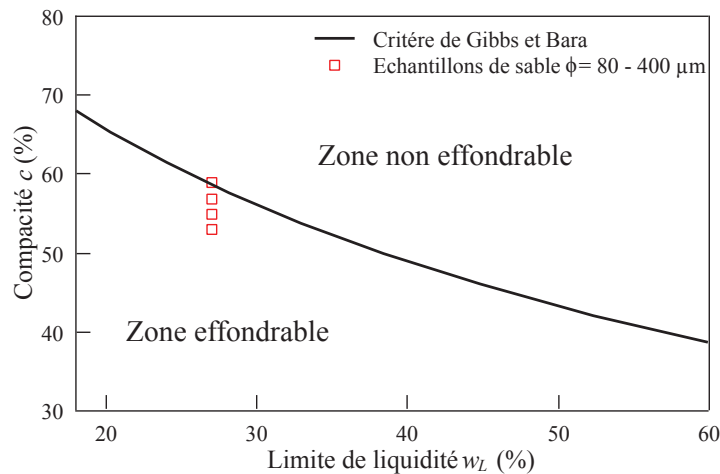


FIGURE 4.16: Critère de Gibbs et Bara et les échantillons de sable de granularité $\Phi = 80 - 400 \mu m$.

La présentation de l'indice des vides $e(t)$ en fonction de la teneur en eau $w(t)$ et du degré de saturation $S_r(t)$, avant et après effondrement, est reportée respectivement sur la figure 4.17 (a) et (b) pour les échantillons de sable de différentes compacités initiales c_0 .

–Avant l'effondrement, la figure 4.17 (a) montre que l'imbibition de l'échantillon du sable se fait sans changement d'indice des vides $e(t)$ pour les échantillons de compacités initiales $c_0 = 0,55$, $c_0 = 0,57$ et $c_0 = 0,59$, tandis que pour $c_0 = 0,53$, on constate une légère augmentation de 2% suite à l'imbibition d'eau.

–Après effondrement, l'indice des vides $e(t)$ chute brutalement (Figure 4.17 (a)). Cette chute est d'autant plus importante que la compacité initiale c_0 est faible.

L'évolution de l'indice des vides $e(t)$ en fonction du degré de saturation $S_r(t)$ suit également la même tendance que la teneur en eau $w(t)$ (Figure 4.17 (a)) avant et après effondrement (Figure 4.17 (b)).

La mesure de la succion s , des échantillons de sable, à différentes teneurs en eau w par la méthode du papier filtre (*Whatman N 42*), permet d'avoir la courbe de rétention de ce matériau. Les courbes de rétention du sable à différentes compacités initiales $c_0 = 0,53$, $c_0 = 0,55$ et $c_0 = 0,57$ sont reportées dans la figure 4.18.

A partir de la figure 4.18, on note que les succions s correspondant à la teneur en eau initiale s_0 et d'effondrement s_{eff} sont presque les mêmes pour les échantillons du sable avec les compacités $c_0 = 0,53$, $c_0 = 0,55$ et $c_0 = 0,57$ car les courbes de rétention des échantillons du sable sont quasiment confondues.

En calculant la chute de succion Δs (Équation 3.9), due à l'imbibition d'eau, on trouve

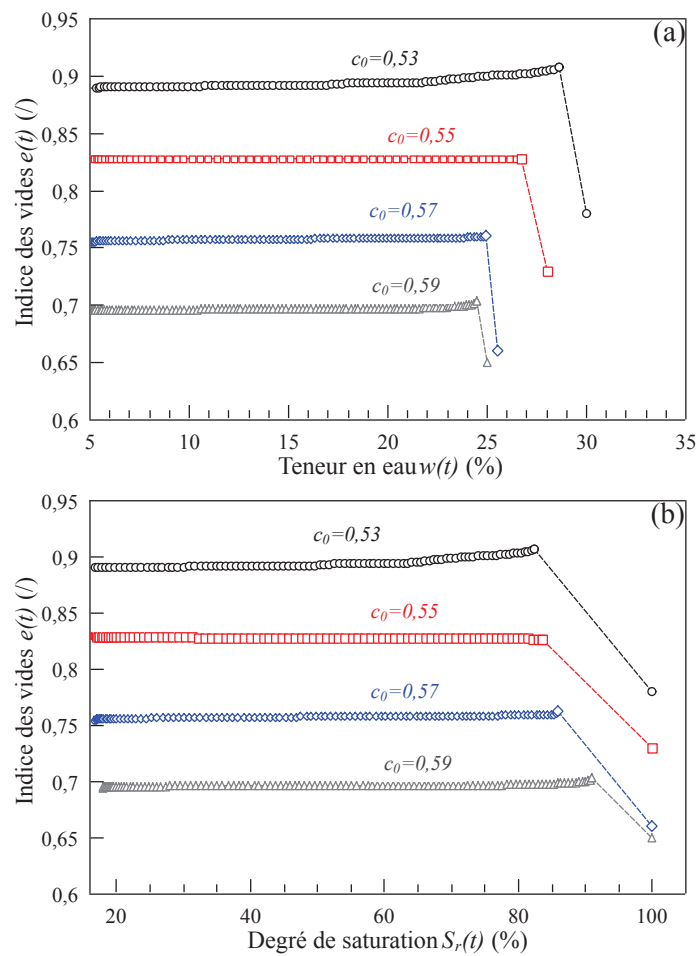


FIGURE 4.17: Évolution de l'indice des vides $e(t)$ en fonction de la teneur en eau $w(t)$ (a) et du degré de saturation $S_r(t)$ (b) au cours de l'imbibition.

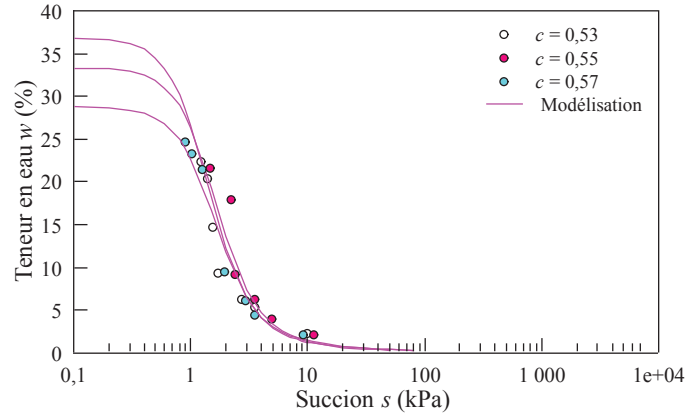


FIGURE 4.18: Courbes d'imbibition du sable $\Phi = 80 - 400 \mu m$ à différentes compacités $c_0 = 0,53$, $c_0 = 0,55$ et $c_0 = 0,57$.

pratiquement les mêmes valeurs. Cela confirme que, dans le cas du sable concassé à des teneurs en eau initiales constantes, la différence de succion Δs n'a pas beaucoup d'influence sur l'amplitude de l'effondrement.

L'effet de l'incorporation de kaolin dans les échantillons de sable influence sensiblement les déformations axiale et radiale au cours de l'imbibition d'eau (Figure 4.13). En ce qui concerne la teneur en eau, le degré de saturation et l'indice des vides d'effondrement, les résultats ne présentent pas de grands changements (Figure 4.14). Ce constat peut être expliqué par le faible pourcentage de kaolin (5%) introduit dans les différents échantillons étudiés.

4.5 Conclusion

Les différents essais, réalisés sur les échantillons de sable concassé, ont permis de mettre en évidence le phénomène d'effondrement avec un essai simple au triaxial. Les déformations dues à l'imbibition d'eau sont de la même façon que les billes de verre, de deux formes progressive et brutale. Les déformations prennent une forme brutale à partir d'une teneur en eau critique, appelée teneur en eau d'effondrement w_{eff} .

L'effet de deux paramètres, influençant l'effondrement dans les sols granulaires, a été étudié. Ces paramètres sont la compacité initiale et la fraction d'argile (kaolin).

Étude multi-échelle de la coalescence de ponts capillaires

Sommaire

5.1	Introduction	144
5.2	Étude de la résistance en compression à l'échelle macroscopique	145
5.2.1	Procédure expérimentale	145
5.2.2	Résultats expérimentaux	146
5.2.3	Discussion	147
5.3	Étude de la coalescence aux échelles locale et mésoscopique	149
5.3.1	Principe de l'étude	149
5.3.2	Dispositif expérimental	151
5.3.3	Résultats expérimentaux	153
5.3.4	Discussion	164
5.4	Conclusion	168

5.1 Introduction

L'imbibition dans les matériaux granulaires induit des changements dans la morphologie des ponts capillaires qui passent d'une forme isolée à une forme fusionnée. Ces changements de morphologie de la phase liquide influencent le comportement mécanique de ces matériaux. Bruchon [Bruchon2014] attribue la cause de l'effondrement capillaire des sols granulaires sous imbibition d'eau à la coalescence des ponts capillaires.

L'étude du comportement hydromécanique des matériaux granulaires dans les régimes pendulaire et funiculaire a fait l'objet de plusieurs études à l'échelle macroscopique et locale :

A l'échelle macroscopique

Dans le régime pendulaire, il a été montré, sur des billes de verre, que la cohésion capillaire augmente avec la teneur en eau [Soulie2005, Richefeu2005]. Cependant, ce constat n'est valable que pour des teneurs en eau relativement faibles (entre 1% et 10%). Au delà d'une teneur en eau de 10%, les billes de verre (Φ : 0,5 - 1 mm et 0,8 - 1,3 mm) ne retiennent plus l'eau par capillarité car leurs granularités dépassent 700 μm (Figure 2.3).

Au delà du régime pendulaire, la force capillaire est difficile à mesurer expérimentalement. Au vu de cette difficulté, plusieurs chercheurs [Lu2009, Scheel2008a] ont opté pour la détermination de la résistance à la traction entre les grains directement liée à la cohésion capillaire. Dans ce contexte, de multiples travaux ont montré que la résistance à la traction dans les matériaux granulaires (Billes de verre et sable) se stabilise pour un large domaine de teneur en eau (ou degré de saturation) correspondant au régime funiculaire (Figure 1.16).

A l'échelle locale

Dans le cas de triplets capillaires, il a été montré que la coalescence de ponts liquides se traduit par une augmentation de la force capillaire [Gras2011]. Dans le cas de l'évaporation à l'échelle de triplets et quadruplet capillaires, la force capillaire diminue avec la diminution du volume du pont liquide avec un saut de la force capillaire lors de la rupture du pont coalescé [Gras2011, Hueckel2013].

Dans ce chapitre, nous proposons un protocole expérimental pour caractériser la cohésion capillaire des matériaux granulaires dans les régimes pendulaire et funiculaire à l'échelle locale, mésoscopique et macroscopique. Dans ce qui suit, on commence par présenter l'étude à l'échelle macroscopique sur l'effet de la teneur en eau sur la force axiale d'un volume élémentaire représentatif. Ensuite, on présente l'étude de la coalescence à l'échelle locale et mésoscopique.

TABLE 5.1: Teneurs en eau w et degrés de saturation S_r initiaux des échantillons de billes de verre.

w (%)	3	5	7	10	12	15	18	20	23
S_r (%)	10,7	17,8	24,9	35,6	42,7	53,4	64,1	71,1	81,9

5.2 Étude de la résistance en compression à l'échelle macroscopique

Dans le but d'étudier l'effet de la teneur en eau sur le comportement mécanique des matériaux granulaires, des essais de compression axiale ont été réalisés sur des échantillons de billes de verre de granularité $\Phi < 50\mu m$. Le choix de cette granularité revient à la capacité de rétention d'eau importante des billes de verre jusqu'à la saturation, comme montré sur la figure 2.3.

Dans cette partie, on présente la procédure expérimentale utilisée ainsi que les résultats expérimentaux. Enfin, une discussion sur l'effet de l'augmentation de la teneur en eau et alors la coalescence des ponts sur le comportement mécanique dans les matériaux granulaires sera faite.

5.2.1 Procédure expérimentale

Des essais de compression ont été réalisés sur des échantillons de billes de verre de granularité $\Phi < 50\mu m$ d'une forme cylindrique de hauteur initiale $H_0 = 94$ mm et de diamètre $D_0 = 50$ mm. Dans ces essais, on a accès aux déplacements locaux (axial et radial) via les capteurs LVDT fixés sur l'échantillon lors de sa mise en place dans le triaxial (Figure 2.26).

La contrainte radiale σ_3 est maintenue nulle pour avoir directement la cohésion capillaire due à la présence de ponts liquides entre les billes de verre. La préparation de l'échantillon se fait dans une membrane néoprène dont la tension autour de l'échantillon impose un confinement estimé à 2 kPa.

L'essai consiste à appliquer un déplacement du piston avec une vitesse constante de 0,5 mm/min. La force axiale F_{axi} est mesurée directement par un capteur de force situé en tête de l'échantillon et la contrainte axiale est donnée directement par le Contrôleur Pression Volume lié à la chambre basse du triaxial (Figures 2.24 et 2.25).

Les échantillons de billes de verre sont préparés avec une compacité initiale $c_0 = 0,59$ et des teneurs en eau w de 3% à 23%. Les teneurs en eau w des échantillons et les degrés de saturation S_r associés sont reportés dans le tableau 5.1.

Au cours de la compression, on garde la vanne liée au Contrôleur Pression Volume de l'eau

interstitielle fermée et celle liée à la tête de l'échantillon ouverte à la pression atmosphérique (Figure 5.1). Au cours de l'essai, les déplacements axiaux ΔH (mm) et radial au centre de l'échantillon ΔD_c (mm) sont enregistrés par le logiciel de pilotage *GDSLAB*.

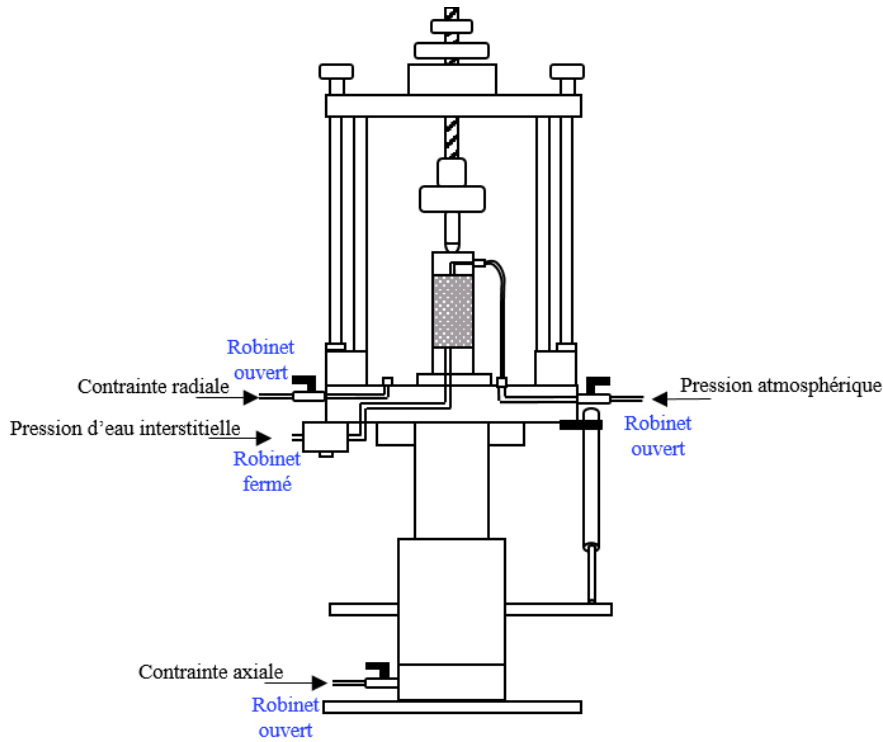


FIGURE 5.1: Schéma de l'appareil triaxial pour l'essai de compression.

5.2.2 Résultats expérimentaux

5.2.2.1 Répétabilité des résultats

La figure 5.2 présente respectivement l'évolution de la force axiale F_{axi} et la contrainte axiale σ_{axi} , en fonction de la déformation axiale ε_a pour deux échantillons préparés avec une teneur en eau $w = 20\%$. Cette figure montre la répétabilité des résultats.

Puisque ces deux grandeurs (force axiale et contrainte axiale) sont liées par la surface de l'échantillon S ($\sigma_{axi} = \frac{F_{axi}}{S}$), on discutera dans la suite les résultats par rapport à la seule force axiale.

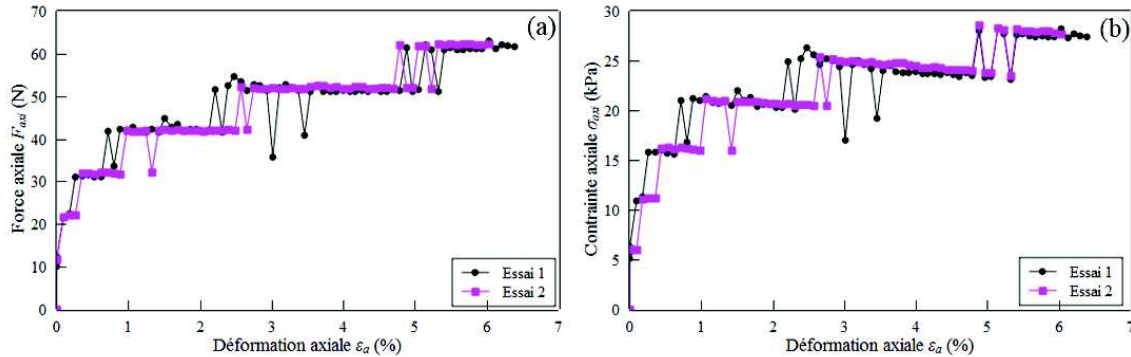


FIGURE 5.2: Force axiale F_{axi} (a) et contrainte axiale σ_{axi} (b) en fonction de la déformation axiale ϵ_a pour deux échantillons de teneur en eau $w = 20\%$.

5.2.2.2 Effet de la teneur en eau

La figure 5.3 présente la force axiale F_{axi} en fonction de la déformation axiale ϵ_a pour les échantillons de teneurs en eau w : 3%, 5%, 8%, 10%, 12%, 15%, 18%, 20% et 23%.

Cette figure montre que la force axiale est sensible à la teneur en eau de l'échantillon. Pour les teneurs en eau w entre 3% et 12%, la force axiale F_{axi} (Figure 5.3 (a)) augmente en fonction de la déformation axiale ϵ_a . L'augmentation de la force est d'autant plus élevée que la teneur en eau est importante. Par contre, pour des teneurs en eau w comprise entre 12% et 23%, la force axiale F_{axi} (Figure 5.3 (b)) est plutôt sans grand changement.

5.2.3 Discussion

A partir des résultats de compression avec différentes teneurs en eau w , on trace l'évolution de la force axiale F_{axi} en fonction de la teneur en eau w (Figure 5.4). Cette figure montre une augmentation de la force axiale F_{axi} , à déformation axiale constante ($\epsilon_a = 6\%$), en fonction de la teneur en eau w . La déformation axiale $\epsilon_a = 6\%$ a été choisie par rapport à la stabilisation de la force axiale au cours de la compression (Figure 5.3).

L'évolution de la force axiale F_{axi} en fonction de la teneur en eau permet de distinguer deux domaines :

- Dans le premier domaine ($3\% < w < 10\%$), on constate une augmentation bien marquée de la force axiale avec la teneur en eau. Ces résultats sont en parfait accord avec les résultats des essais expérimentaux à l'échelle macroscopique de compression simple [Soulie2005] et de cisaillement direct [Richefeu2005]. Il s'agit du comportement des matériaux granulaires dans le régime pendulaire.

- Dans le deuxième domaine ($10\% < w < 23\%$), la force capillaire est presque stable comme dans le cas du régime funiculaire où la résistance à la traction est stable et indépendante de la

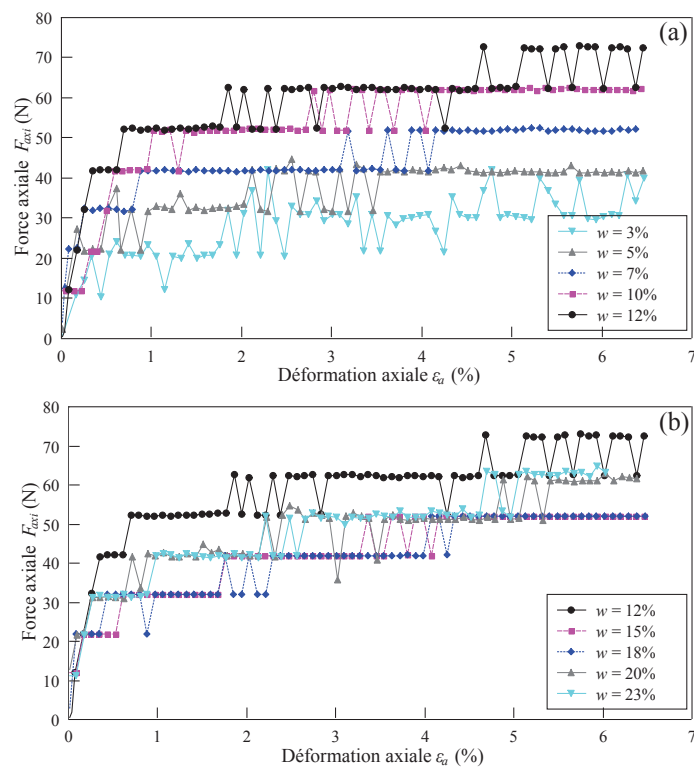


FIGURE 5.3: Évolution de la force axiale F_{axi} pour différentes teneurs en eau w en fonction de la déformation axiale ε_a ((a) w : 3%, 5%, 8%, 10% et 12% et (b) w : 12%, 15%, 18%, 20% et 23%).

teneur en eau (Figure 1.16 [Scheel2008a] et Figure 5.23 [Lu2009]).

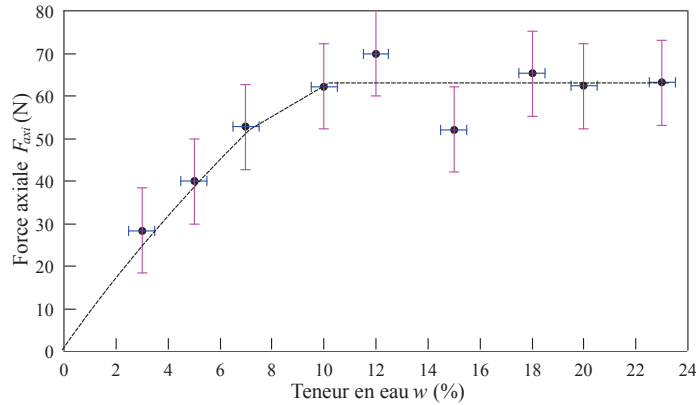


FIGURE 5.4: Force axiale F_{axi} en fonction de la teneur en eau w .

5.3 Étude de la coalescence aux échelles locale et mésoscopique

Le phénomène de coalescence à l'échelle locale reste peu étudié expérimentalement vu sa complexité [Gras2011]. Dans ce travail, on se propose d'apporter des résultats expérimentaux nouveaux sur la coalescence de ponts capillaires par imbibition à l'échelle locale de trois grains (configuration 2D) et de quatre grains (configuration 3D) et à l'échelle mésoscopique de quatre quadruplets capillaires associés (configuration 3D).

5.3.1 Principe de l'étude

Les deux configurations élémentaires de triplets et de quadruplets capillaires sont les plus simples pour étudier la coalescence à l'échelle locale et mésoscopique (Figure 5.5).

Il convient de préciser que l'essai proposé dans ce chapitre, est bien entendu loin de reproduire le phénomène de coalescence localement pour des degrés de saturation élevés en situation d'assemblage granulaire polydisperse. Par ailleurs, au delà de la fusion, on ne peut plus considérer que la cellule élémentaire est représentative de l'assemblage granulaire (Figure 5.6).

Dans le cas du quadruplet capillaire, on a choisi de reproduire une compacité de 0,59, ce qui correspond aux mêmes conditions des essais de compression et des essais d'imbibition à l'échelle macroscopique présentés dans les chapitres précédents. Dans le cas des triplets, le choix des distances est fait par rapport à la stabilité des ponts lors de l'ajout d'eau.

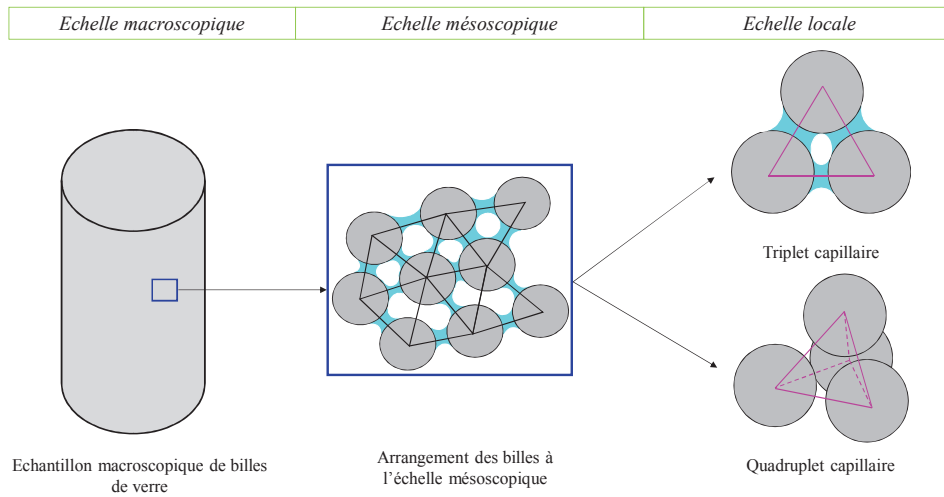


FIGURE 5.5: Schéma du rapport entre les échelles macroscopique et locale.

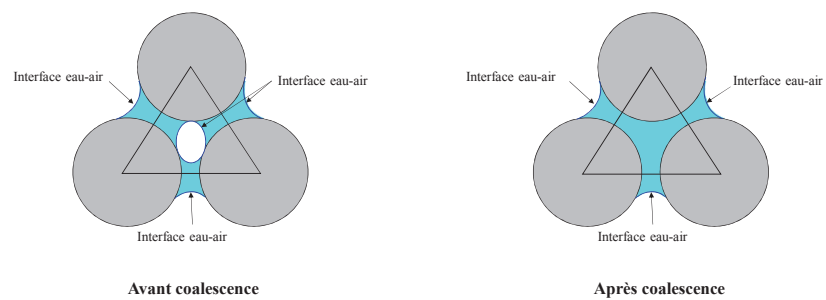


FIGURE 5.6: Schéma du triplet capillaire avant et après coalescence des ponts avec les interfaces eau-air.

Calcul de la force capillaire

Pour chaque volume d'eau injecté V_w entre les billes des triplets ou des quadruplets, la force capillaire axiale F_{cap} est obtenue par pesée différentielle avec l'expression 5.1 :

$$F_{cap} = (m_s + m_w - m_{app}) \cdot g \quad (5.1)$$

où m_s est la masse du support avec les billes fixées et la colle, $m_w = \rho_w \cdot V_w$ est la masse d'eau cumulée ajoutée en prenant la masse volumique spécifique de l'eau ($\rho_w = 1000 \text{ kg/m}^3$), m_{app} est la masse apparente donnée par la balance pour chaque volume d'eau injecté et $g = 9,81 \text{ m.s}^{-2}$ est l'accélération de la pesanteur.

La prise en compte de la masse d'eau m_w dans le calcul de la force capillaire est indispensable, car au delà d'un volume d'eau supérieur à 5 μl , on ne peut plus négliger son poids propre [Gras2011]. Pour assurer l'équilibre du pont, les pesées sont relevées 5 à 10 secondes après l'injection de l'eau. La température de la salle d'expérimentation est maintenue constante à 20° C.

5.3.2 Dispositif expérimental

Les essais d'imbibition aux échelles locale et mésoscopique ont été réalisés sur des billes de verre de précision de borosilicate de diamètre 8 mm. Le système étudié est constitué de trois ou plusieurs billes dans la configuration de triplets et quadruplets capillaires.

Le dispositif expérimental utilisé est composé d'une balance de précision 1/1000 de gramme (Figure 5.7), d'une table micrométrique sur laquelle est fixée une bille de verre (Figure 5.8 (a)) ou quatre billes (Figure 5.8 (d) et 5.8 (e)) ainsi que des supports portant les billes de la base (Figure 5.8 (b), 5.8 (c) et 5.8 (f)).

Dans le cas de l'étude locale, des supports avec deux billes pour l'étude du triplet capillaire (Figure 5.8 (b)) et avec trois billes pour le cas du quadruplet capillaire (Figure 5.8 (c)) ont été conçus avec plusieurs distances inter-granulaires.

Dans le cas de l'étude mésoscopique, deux supports de quatre et de huit billes, pour former quatre quadruplets capillaires (Figure 5.8 (e) et (f)), ont été conçus avec des distances inter-granulaires fixes.

De l'eau déminéralisée est utilisée pour former les ponts capillaires entre les billes. L'apport d'eau entre les billes se fait avec des micro-seringues de capacité 5 μl et 10 μl , graduées à 0,1 μl .

Dans le cas du triplet capillaire, les trois billes (une en haut et les deux à la base) sont disposées de telle sorte que leurs centres forment un triangle isocèle dans le plan vertical. La bille supérieure est fixée sur la table micrométrique, ce qui permet de fixer des distances, notées D_1 : 8,5 mm, 8,6 mm, 8,7 mm, 8,8 mm et 8,9 mm, entre le centre de la bille supérieure et

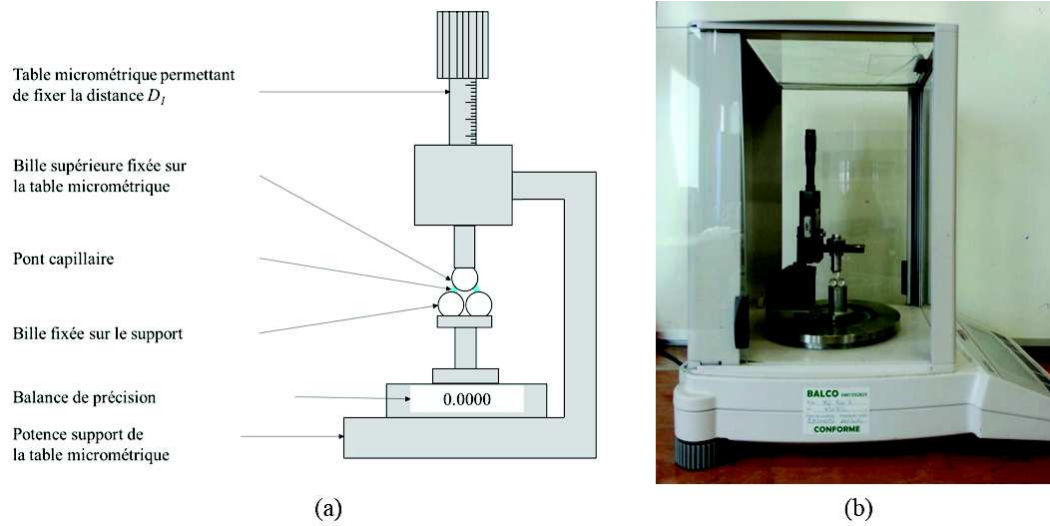


FIGURE 5.7: Schéma (a) et photo (b) du dispositif expérimental aux échelles locale et mésoscopique.

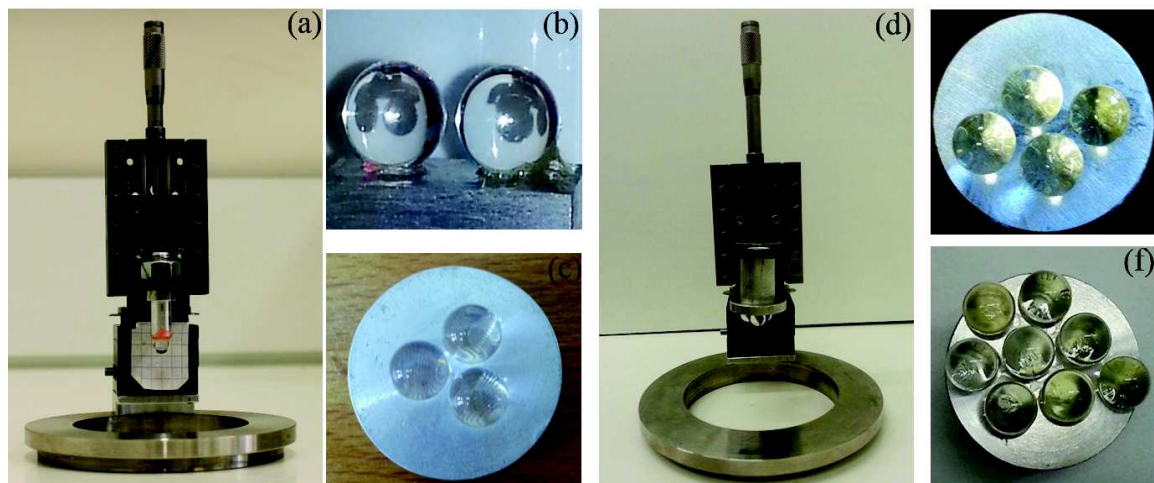


FIGURE 5.8: (a) Table micrométrique avec une bille, (b) support avec deux billes, (c) support avec trois billes, (d) table micrométrique avec quatre billes (e) et (f) support de la base avec huit billes.

les deux centres des deux billes du support (Figure 5.9 (a)). Les deux billes du bas sont fixées sur un support avec une distance, notée D_2 , séparant leurs centres (Figure 5.9 (a)). Différents supports avec deux billes sont préparés avec différentes distances D_2 : 8 mm, 8,1 mm, 8,3 mm, 8,5 mm, 8,7 mm et 9 mm.

Dans le cas d'un ou de quatre quadruplets capillaires, les quatre billes, une en haut et les trois à la base, sont disposées de telle sorte que leurs centres forment un tétraèdre. La table micrométrique permet également de fixer les distances, notées D_1 , entre le centre de la bille supérieure et les centres des trois billes du support (Figure 5.9 (b)). Les billes sont fixées sur leur support (en haut ou à la base) avec une distance D_2 comme le montre la figure 5.9 (c).

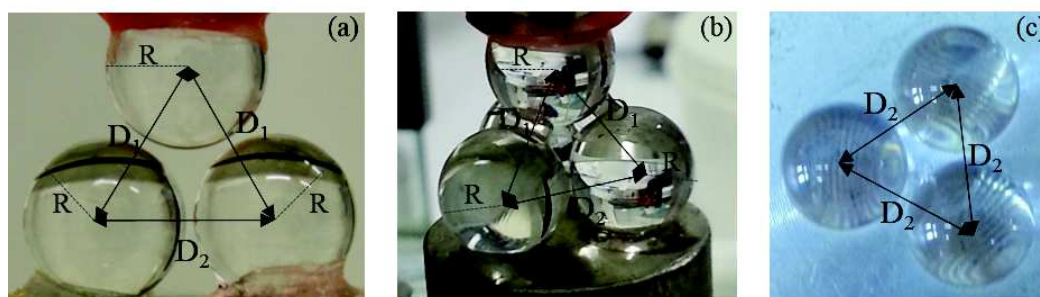


FIGURE 5.9: Photographies (a) du triplet capillaire avec les distances D_1 et D_2 , (b) du quadruplet capillaire avec les distances D_1 et D_2 et (c) du support avec trois billes de verre avec les distances D_2 (cas du quadruplet capillaire).

5.3.3 Résultats expérimentaux

5.3.3.1 Triplet capillaire

Dans le cas du triplet capillaire, on forme deux ponts, dont le volume dépend des distances D_1 et D_2 , entre la bille fixée sur la table micrométrique et les deux billes du support (aucun pont n'est formé entre les deux billes de la base). On ajoute de l'eau déminéralisée dans chacun des deux ponts à raison de 2 μl par pont jusqu'à avoir la coalescence des deux ponts. On continue ensuite à ajouter, 4 μl d'eau dans le pont coalescé.

Après une vérification de la répétabilité des résultats expérimentaux dans le cas du triplet capillaire, on présente l'évolution de la force capillaire au cours de l'imbibition d'eau et l'effet des distances D_1 et D_2 sur la force capillaire F_{cap} . Une comparaison avec les résultats du quadruplet capillaire sera faite plus loin.

Répétabilité des résultats et incertitudes réelles

La figure 5.10 montre la force capillaire sur 3 essais préparés avec les mêmes distances $D_1 = 8,7$ mm et $D_2 = 8,3$ mm. A partir des différentes courbes présentées, on note que l'évolution

de la force capillaire F_{cap} en fonction du volume d'eau cumulé V_w est la même pour les trois essais. Un écart de $\pm 10^{-4}$ N a été calculé pour la force capillaire et de ± 2 μ l pour le volume d'eau injecté. Les incertitudes sur la force capillaire et sur le volume d'eau, issus de ces résultats, sont beaucoup plus importantes que celles théoriques ($\pm 0,2 \cdot 10^{-4}$ N et $\pm 0,1$ μ l) qui restent négligeables. Les incertitudes réelles sont dues aux conditions de l'essai, à l'opérateur et à une éventuelle évaporation d'eau.

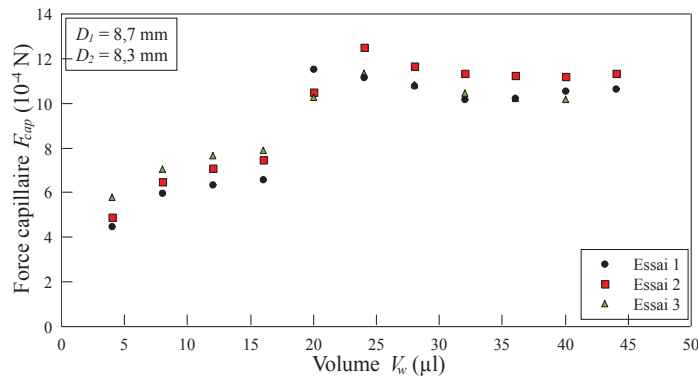


FIGURE 5.10: Force capillaire F_{cap} en fonction du volume d'eau injecté V_w à l'échelle du triplet ($D_1 = 8,7$ mm et $D_2 = 8,3$ mm (Essais 1, 2 et 3)).

Évolution de la force capillaire F_{cap} avec le volume d'eau V_w

Cette étude a pour intérêt d'étudier l'effet de la coalescence de ponts capillaires qui résulte d'une éventuelle imbibition dans les sols granulaires. Pour cela, on s'intéresse à l'évolution de la force capillaire en fonction du volume d'eau injecté.

La figure 5.11 montre les images des triplets capillaires pris pour chaque volume d'eau injecté cumulé V_w de 0 à 40 μ l ($D_1 = 8,7$ mm et $D_2 = 8,3$ mm). Après avoir formé les deux ponts capillaires de 2 μ l chacun ($V_w = 4$ μ l), l'ajout de volumes supplémentaires de 2 μ l dans chaque pont fait augmenter leurs rayons ($V_w = 8, 12, 16$ μ l). Une fois que les deux ponts en contact, le phénomène de coalescence se produit formant un seul pont entre les 2 billes ($V_w = 20$ μ l). En augmentant davantage le volume d'eau, ce pont fusionné s'étend aux 3 billes (V_w de 24 à 40 μ l). En dépassant un volume d'eau $V_w = 36$ μ l, on commence à noter l'effet de la gravité sur le pont coalescé. Cette dernière phase n'est pas prise en compte dans la présentation de la force capillaire F_{cap} en fonction du volume d'eau injecté.

Pour les mêmes distances $D_1 = 8,7$ mm et $D_2 = 8,3$ mm, la figure 5.12 (a) présente l'évolution de la force capillaire F_{cap} en fonction du volume d'eau V_w . Cette évolution montre plusieurs domaines dont lesquels les tendances diffèrent.

Dans le cas de triplet capillaire avec une configuration de $D_1 = 8,6$ mm et $D_2 = 8$ mm, la figure 5.12 (b) montre également les mêmes tendances de la force capillaire F_{cap} en fonction du volume d'eau injecté V_w . L'augmentation de la force capillaire lors de la coalescence ($V_w = 20$

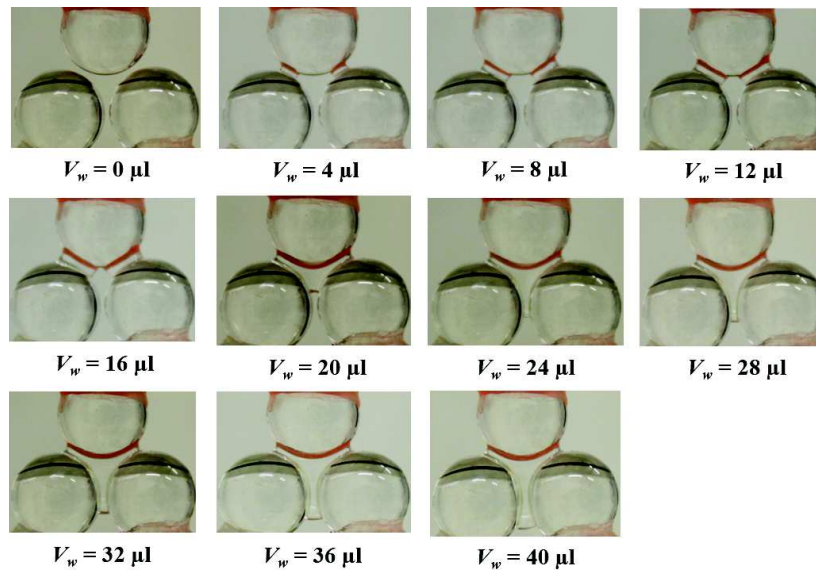


FIGURE 5.11: Photographies du triplet avec les différents volumes d'eau injectés V_w ($D_1 = 8,7$ mm et $D_2 = 8,3$ mm).

μl) se fait dans ce cas sans point intermédiaire car la distance D_2 est plus faible que celle de la configuration $D_1 = 8,7$ mm et $D_2 = 8,3$ mm (Figure 5.12 (a)).

une schématisation de la force capillaire F_{cap} en fonction du volume d'eau V_w avec les différents domaines (1), (2) (3) et (4) (Figure 5.13) :

- le premier domaine (1) dont lequel la force capillaire augmente rapidement suite à la création de ponts capillaires entre les billes ;
- le deuxième domaine (2) où on constate une faible augmentation de la force capillaire avec le volume d'eau injecté dans les deux ponts séparés ;
- le troisième domaine (3), lors de la coalescence des ponts, montre une augmentation rapide de la force capillaire. Cette augmentation passe par un point intermédiaire pour atteindre le pic de la force capillaire à la coalescence des deux ponts ainsi que le développement du pont unique entre les trois billes ;
- le quatrième domaine (4), après coalescence des deux ponts où la force capillaire montre une faible diminution avec l'augmentation du volume du pont coalescé.

Effet des distances D_1 et D_2

Les résultats de l'imbibition sur des triplets capillaires avec les différentes distances D_1 et D_2 sont présentés dans la figure 5.14. Cette figure donne la force capillaire F_{cap} en fonction du volume d'eau injecté V_w pour les différentes combinaisons de D_1 et D_2 .

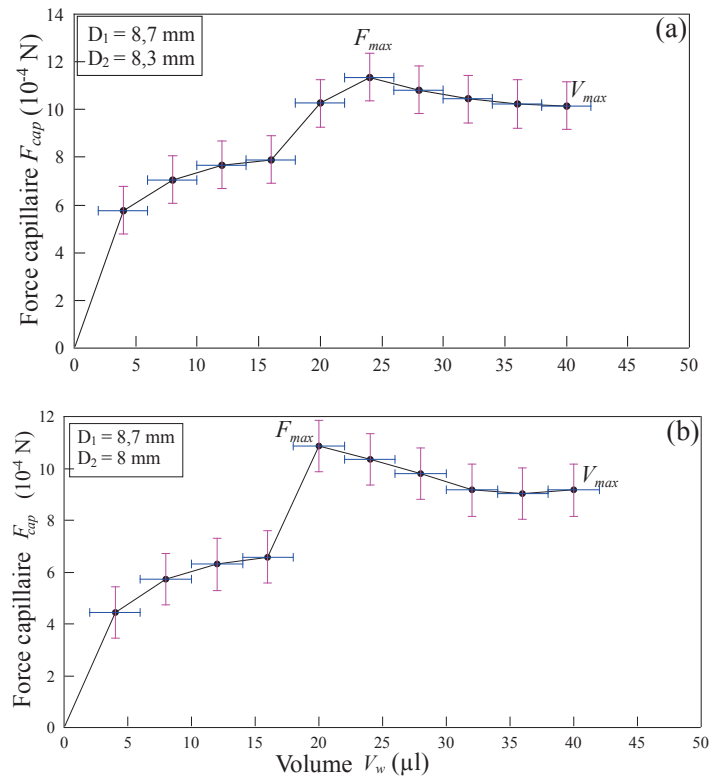


FIGURE 5.12: Évolution de la force capillaire F_{cap} en fonction du volume d'eau injecté V_w à l'échelle d'un triplet capillaire ((a) $D_1 = 8,7$ mm et $D_2 = 8,3$ mm et (b) $D_1 = 8,7$ mm et $D_2 = 8$ mm).

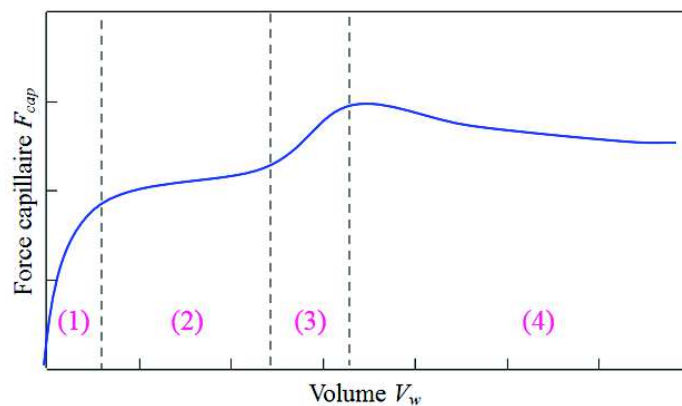


FIGURE 5.13: Schématisation de la force capillaire F_{cap} en fonction du volume d'eau injecté V_w à l'échelle d'un triplet capillaire avec les domaines (1), (2), (3) et (4).

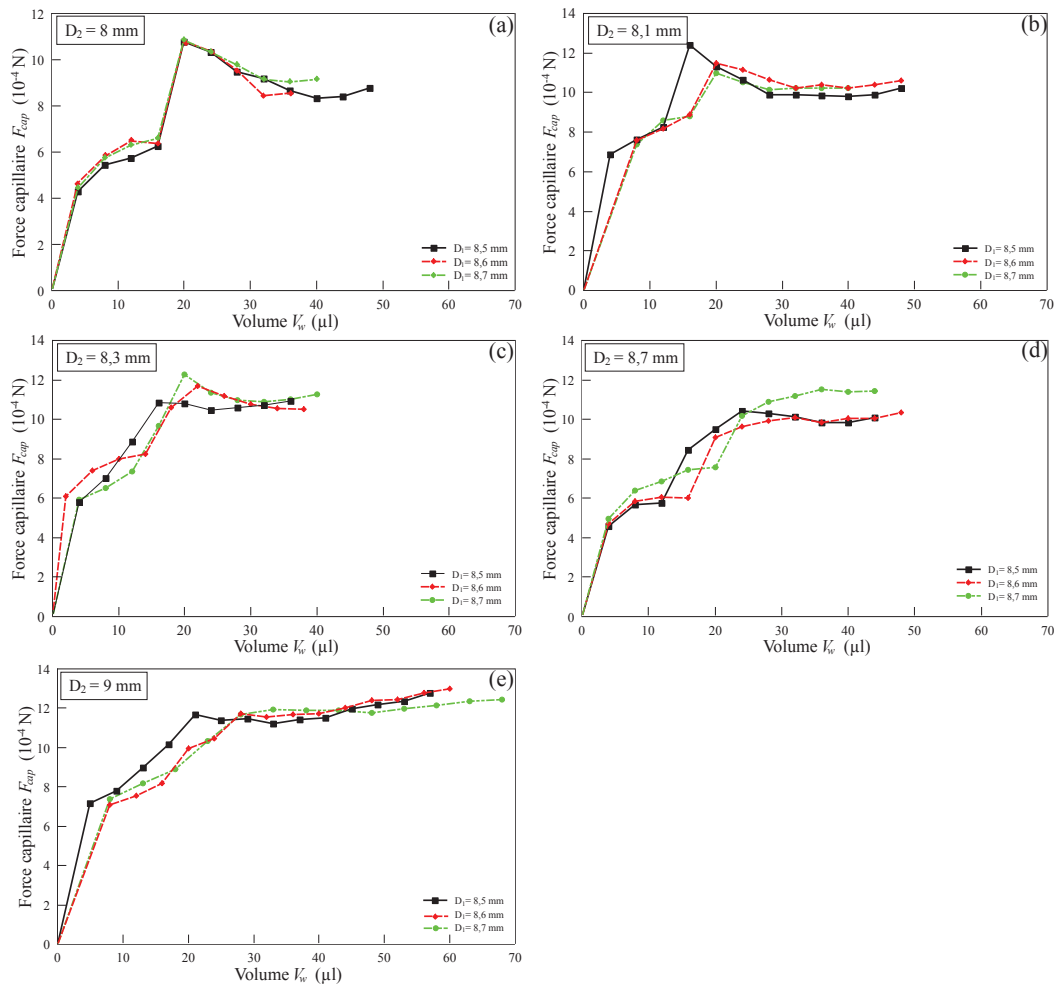


FIGURE 5.14: Force capillaire F_{cap} en fonction du volume d'eau injecté V_w à l'échelle d'un triplet capillaire (3 billes) pour les différentes configurations : (a) $D_2 = 8$ mm , (b) $D_2 = 8,1$ mm , (c) $D_2 = 8,3$ mm , (d) $D_2 = 8,7$ mm et (e) $D_2 = 9$ mm avec des distances $D_1 = 8,5$ mm, $8,6$ mm et $8,7$ mm.

Comme on l'a constaté en comparant la figure 5.12, la coalescence de ponts capillaires dans le cas d'un triplet est d'autant plus nette et rapide que les distances D_1 et D_2 sont faibles (Figure 5.14). A partir d'une distance $D_2 = 8,3$ mm, la coalescence se fait en deux ou en trois étapes (Figure 5.14 (c), (d) et (e)). Ce constat peut être du à l'incrément de volume d'eau injecté. Afin de vérifier cette hypothèse il faut réussir à diminuer le volume d'eau injecté. Également, la chute de la force capillaire après la coalescence est d'autant plus accentuée lorsque la distance D_2 est faible.

La force capillaire maximale à la coalescence semble insensible à la variation des distances D_1 et D_2 . En effet, en tenant compte de l'incertitude sur la force, on retrouve les mêmes ordres de grandeurs sauf pour la configuration de distances $D_2 = 8,7$ mm. Pour cette distance, la force capillaire est plus faible à la coalescence en la comparant aux autres configurations. Ceci montre que la distance inter-granulaire n'influence pas la force capillaire mais c'est plutôt la configuration du triplet. Dans une configuration isocèle, la force est élevée par rapport à la configuration équilatérale.

Avant la coalescence de ponts capillaires, l'évolution de la force capillaire est pratiquement la même pour les différentes distances inter-granulaires (Figure 5.14). Après la coalescence, l'évolution de la force capillaire n'est plus la même. Ces différentes évolutions correspondent à la forme de la résistance à la traction sur les différents sols granulaires [Lu2007] (sable limoneux (Figure 1.17 (a)), sable fin (Figure 1.17 (b)) et sable moyen (Figure 1.17 (c))).

L'évolution de la force capillaire après la coalescence semble dépendre de la surface des interfaces des ponts capillaires. Pour les distances D_1 et D_2 importantes, les interfaces eau-air sont plus importantes et par la suite la force capillaire augmente légèrement. Concernant l'effet de la granularité (Figure 1.17), plus la granularité est importante (Sable moyen ($\Phi = 200 - 900\mu m$)) plus la résistance à la traction est plus stable avec une tendance à augmenter car les interfaces des ponts capillaires sont plus importantes.

5.3.3.2 Quadruplet capillaire

Dans le cas du quadruplet capillaire, trois ponts capillaires, de $2\ \mu l$ chacun, sont créés entre la bille supérieure et les trois billes du support (Figure 5.15). Après, on ajoute un volume supplémentaire de $2\ \mu l$ dans chaque pont. Une fois que les deux ponts adjacents sont en contact, il y aura la coalescence des ponts deux à deux pour former un seul pont entre les quatre billes. Le pont fusionné s'étend ensuite dans le pore du tétraèdre formé par les quatre billes.

Répétabilité des résultats

Pour une distance $D_1 = D_2 = 8,7$ mm, la figure 5.16 présente l'évolution de la force capillaire en fonction du volume d'eau V_w de trois essais indépendants. A partir des différentes courbes présentées, on note que l'allure est la même pour les trois essais réalisés.

Dans cette figure, on présente les points intermédiaires qui correspondent à des états où les

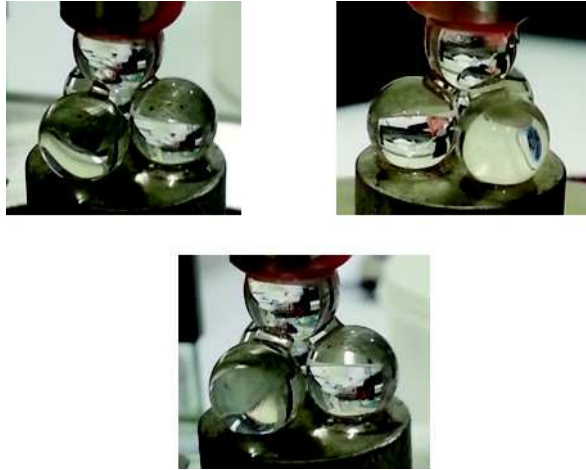


FIGURE 5.15: Photographies de quadruplets capillaires avec différents volumes d'eau.

volumes des ponts ne sont pas les mêmes. Comme le cas des trois premiers points correspondants à :

- $V_w = 2 \mu\text{l}$ qui correspond à la force capillaire d'un seul pont entre la bille en haut et une des trois billes de la base ;

- $V_w = 4 \mu\text{l}$ qui correspond à la force capillaire de deux ponts entre la bille en haut et deux billes à la base ;

- et $V_w = 6 \mu\text{l}$ qui correspond à la force capillaire de trois ponts entre la bille en haut et les trois billes de la base.

Ces points montrent que l'anisotropie dans les ponts capillaires n'influence pas sur l'évolution de la force capillaire. Cela est clair lors de la création de chacun des ponts capillaires correspondants à des volumes de 2, 4 et 6 μl où l'évolution de la force capillaire est parfaitement linéaire (Figure 5.16).

Évolution de la force capillaire F_{cap} avec le volume d'eau V_w

Pour une distance $D_1 = 8,7 \text{ mm}$ et $D_2 = 8,7 \text{ mm}$, la figure 5.17 (a) présente la force capillaire F_{cap} en fonction du volume d'eau V_w . Pour une distance $D_1 = 8,4 \text{ mm}$ et $D_2 = 8,3 \text{ mm}$, la figure 5.17 (b) présente l'évolution de la force capillaire en fonction du volume d'eau V_w . Comme le cas de la configuration $D_1 = 8,7 \text{ mm}$ et $D_2 = 8,7 \text{ mm}$, l'évolution de la force présente plusieurs domaines dans lesquels les tendances diffèrent.

La coalescence des ponts se fait en 3 étapes, la première correspond au volume $V_w = 30 \mu\text{l}$ (Figure 5.17 (b)) où les deux premiers ponts adjacents, situés sur une face du tétraèdre, fusionnent. En ajoutant un volume $V_w = 4 \mu\text{l}$ d'eau, la coalescence se fait entre le premier pont coalescé et le troisième pont sur la deuxième face du tétraèdre et enfin avec l'ajout de 4 μl la

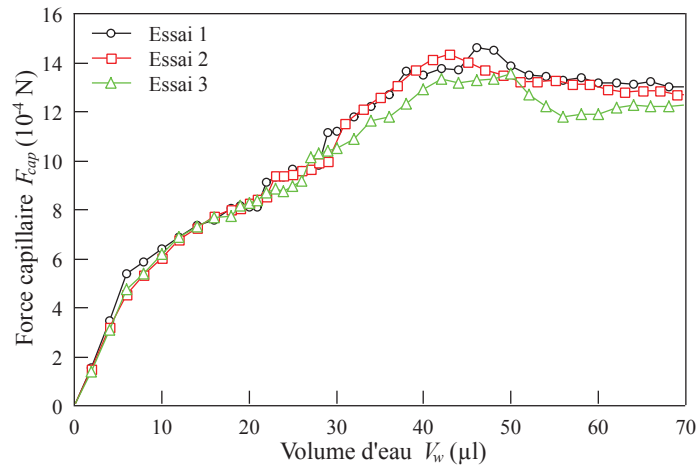


FIGURE 5.16: Force capillaire F_{cap} en fonction du volume d'eau injecté V_w à l'échelle d'un quadruplet capillaire ($D_1 = 8,7$ mm et $D_2 = 8,7$ mm, $c = 0,59$).

coalescence se fait sur les 3 faces du tétraèdre. A cette étape, la force capillaire est maximale $F_{cap} = 17,7 \cdot 10^{-4} N$ (Figure 5.17 (b), $V_w = 38$ μ l).

De la même façon que les triplets, l'augmentation de la force capillaire lors de la coalescence est d'autant plus importante que les distances inter-granulaires sont petites. La force capillaire maximale du quadruplet pour des distances $D_1 = 8,4$ mm et $D_2 = 8,3$ mm, qui correspond à une compacité de 0,67, est supérieure ($F_{cap} = 17,7 \cdot 10^{-4} N$) que celle qui $D_1 = 8,7$ mm et $D_2 = 8,7$ mm de compacité de 0,59 ($F_{cap} = 14,3 \cdot 10^{-4} N$). En comparant les triplets et quadruplets capillaires (Figure 5.13 et 5.17), on constate que les forces capillaires maximales pour les quadruplets sont plus importantes pour les triplets.

La figure 5.18 montre, comme pour le cas des triplets capillaires, une schématisation de la force capillaire en fonction du volume d'eau avec les différents domaines (1), (2), (3) et (4) :

- Le premier domaine (1), dans lequel la force capillaire augmente suite à la création des ponts ;

- Le deuxième domaine (2), où on constate une faible augmentation de la force capillaire avec le volume d'eau injecté dans les trois ponts séparés ;

- Le troisième domaine (3), la coalescence se fait en plusieurs étapes et la force capillaire augmente sensiblement.

- Le quatrième domaine (4), après la coalescence des trois ponts, montre une faible diminution de la force capillaire suivie par une stabilisation avec l'augmentation du volume du pont coalescé.

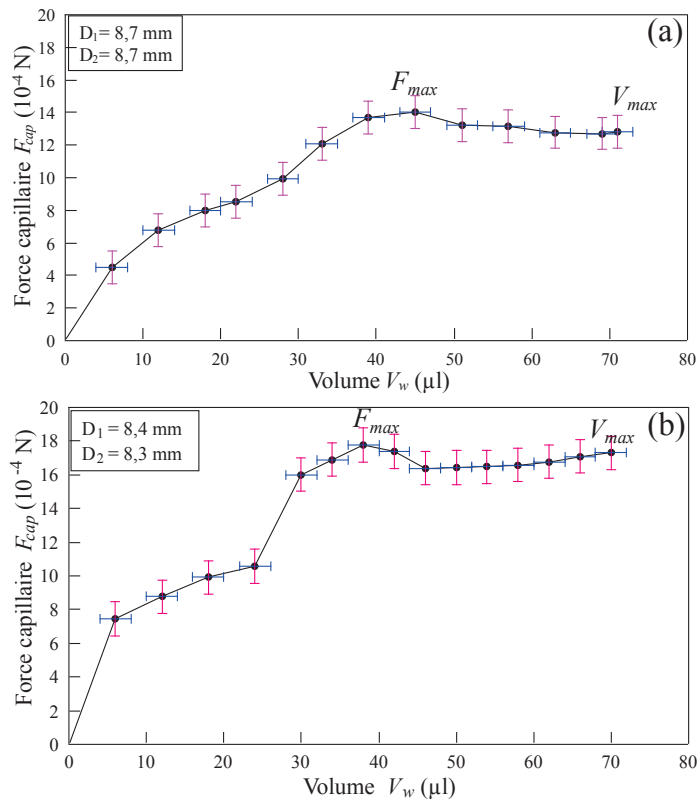


FIGURE 5.17: Force capillaire F_{cap} en fonction du volume d'eau injecté V_w à l'échelle d'un quadruplet capillaire ((a) $D_1 = 8,7$ mm, $D_2 = 8,7$ mm et (b) $D_1 = 8,4$ mm, $D_2 = 8,3$ mm).

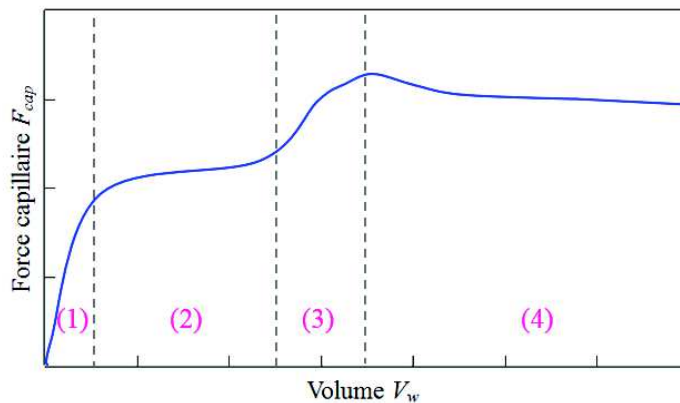


FIGURE 5.18: Schématisation de la force capillaire F_{cap} en fonction du volume d'eau injecté V_w à l'échelle d'un quadruplet capillaire avec les différents domaines (1), (2), (3) et (4).

5.3.3.3 Quatre quadruplets capillaires

Dans le cas de l'étude mésoscopique de quatre quadruplets capillaires, on forme treize ponts, de $2 \mu\text{l}$ d'eau déminéralisée chacun, entre les huit billes du support. Après, on forme des ponts entre les quatre billes fixées sur la table micrométrique et les huit billes de la base. Un volume de $2 \mu\text{l}$ d'eau est ajouté par la suite dans chacun des ponts entre les billes du haut et du bas jusqu'à atteindre la coalescence dans les quatre quadruplets. Après, on continue à ajouter $2 \mu\text{l}$ d'eau dans le pont coalescé comme le cas des triplets et quadruplets.

Pour l'étude mésoscopique de quatre quadruplets capillaires (Figure 5.19), on a pris le choix de fixer les distance D_1 et D_2 à 8,7 mm dans le but d'atteindre une compacité de 0,59 qui correspond à celle utiliser pour les essais macroscopiques. En vue des difficultés de former des ponts capillaires à ces distances et à avoir une stabilité suffisante des ponts coalescés, on a diminué la distance D_1 à 8,5 mm en gardant la distance D_2 à 8,7 mm.

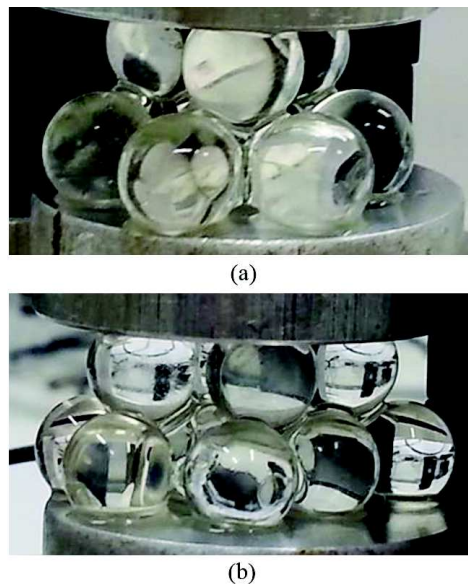


FIGURE 5.19: Photos des 12 billes de verre dans la configuration mésoscopique (a) vue de devant et (b) vue du côté ($D_1 = 8,5 \text{ mm}$ et $D_2 = 8,7 \text{ mm}$).

L'évolution de la force capillaire en fonction du volume d'eau, pour quatre essais avec des distances $D_1 = 8,5 \text{ mm}$ et $D_2 = 8,7 \text{ mm}$, est représentée dans la figure 5.20. Les courbes montrent une répétabilité des résultats à l'échelle mésoscopique.

Les résultats de l'essai 4 (Figure 5.20) sont présentés dans la figure 5.21. De la même façon que les triplets et les quadruplets capillaires, la force capillaire augmente considérablement avec la création des ponts capillaires entre les douze billes de verre (domaine (1)). La force continue à augmenter légèrement (domaine (2)) pour reprendre son augmentation avec la coalescence des ponts (domaine (3)) et continue à augmenter progressivement par la suite (domaine (4)). La diminution de la force capillaires après coalescence n'est pas constatée dans ce cas mésoscopique

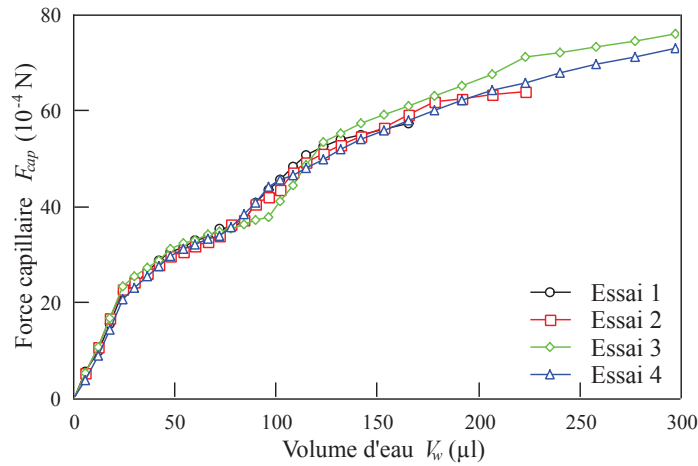


FIGURE 5.20: Force capillaire F_{cap} en fonction du volume d'eau injecté V_w à l'échelle mésoscopique de quatre quadruplets capillaires pour différents essais ($D_1 = 8,5$ mm et $D_2 = 8,7$ mm).

de quatre quadruplets capillaires.

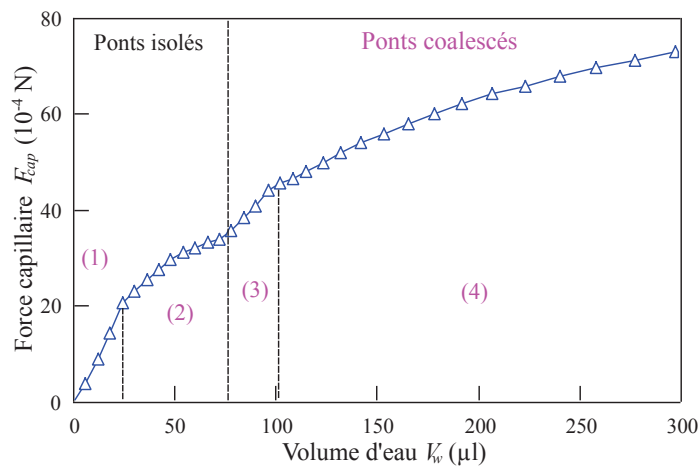


FIGURE 5.21: Force capillaire F_{cap} en fonction du volume d'eau injecté V_w à l'échelle mésoscopique de quatre quadruplets capillaires ($D_1 = 8,5$ mm et $D_2 = 8,7$ mm, Essai 4).

Avant la coalescence de ponts, l'évolution de la force capillaire est pratiquement la même dans le cas des triplets et des quadruplets capillaires, contrairement à son évolution après la coalescence. Dans le cas de quatre quadruplets, la force capillaire en fonction du volume d'eau (Figure 5.21) ressemble d'une façon très marquée à celle de la résistance à la traction dans le cas du sable moyen (Figure 1.17 (c)). Dans ces deux cas, la force capillaire et la résistance à la traction continuent à augmenter avec l'augmentation de la quantité d'eau. Cet effet semble dépendre de la surface des interfaces des ponts capillaires qui est importantes dans les deux cas.

5.3.4 Discussion

5.3.4.1 Coalescence de ponts capillaires à l'échelle locale et mésoscopique

Les essais d'imbibition à l'échelle locale et à l'échelle mésoscopique, par ajout d'incrément de volume d'eau, permettent de constater que la force capillaire augmente sensiblement lors de la coalescence des ponts dans le cas du triplet (Figure 5.12), du quadruplet (Figure 5.17) et de quatre quadruplets capillaires (Figure 5.21). Le même résultat a été également noté par Gras [Gras2011] sur des triplets capillaires.

Ces résultats permettent de conclure que le passage du régime pendulaire au régime funiculaire se fait avec un saut de la force capillaire F_{cap} . Ceci est constaté dans les deux sens : imbibition et évaporation. A l'échelle des triplets et quadruplets capillaires, une augmentation de la force capillaire F_{cap} est notée dans le cas de la coalescence tandis que pour le cas de rupture de ponts, la force chute (Figure 5.22).

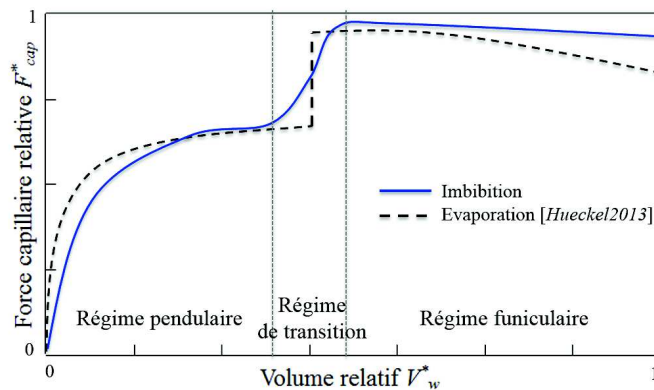


FIGURE 5.22: Schématisation de l'évolution de la force capillaire relative $F_{cap}^* = F_{cap}/F_{max}$ en fonction du volume d'eau relatif $V_w^* = V_w/V_{max}$ à l'échelle locale en imbibition et en évaporation [Hueckel2013].

L'augmentation de la force capillaire suite à la coalescence des ponts est d'autant plus importante que les distances D_1 et D_2 sont petites (Figure 5.12 et Figure 5.17). Le volume d'eau injecté V_w , lors de la coalescence, augmente avec les distances D_1 et D_2 . On note également que la chute de la force capillaire après coalescence est d'autant plus importante que les distances D_1 et D_2 sont faibles (Figure 5.14).

Dans le régime pendulaire où les ponts sont isolés, la force capillaire en fonction du volume d'eau donne la même évolution que la force à la rupture dans le cas d'essais de compression simple [Soulie2006] et de cisaillement direct [Richefeu2006] en fonction de la teneur en eau.

Dans le régime funiculaire, la stabilisation de la force capillaire après la coalescence explique la stabilisation de la résistance à la traction dans le régime funiculaire à l'échelle macroscopique [Scheel2008a] et [Lu2009] (Figure 5.23). Cette stabilisation de la force capillaire est

due à la présence d'une large interface air-eau permettant de maintenir la force capillaire. La chute de la force capillaire à des volumes d'eau importants, n'est pas constaté à l'échelle locale et mésoscopique car les essais proposés dans cette étude ne permet pas de supprimer l'interface eau- air qui continue à maintenir la force capillaire.

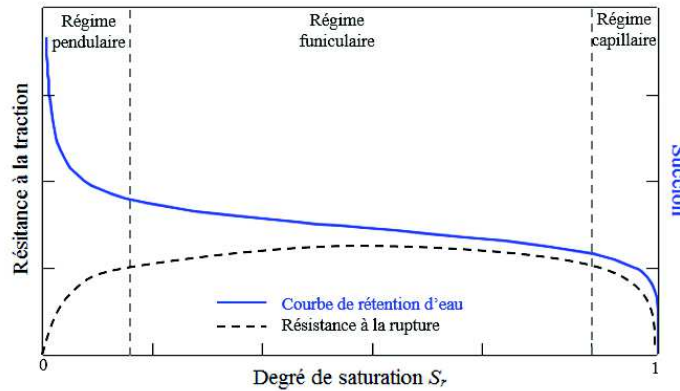


FIGURE 5.23: Illustration de l'évolution de la succion capillaire et de la résistance à la rupture en fonction du degré de saturation S_r , d'après [Lu2009].

5.3.4.2 De l'échelle locale à l'échelle macroscopique

La coalescence de pont liquide à l'échelle locale peut bien présenter la limite entre le régime pendulaire et funiculaire dans les matériaux granulaires. Afin de pouvoir translater et interpréter les résultats des essais de l'échelle locale à l'échelle macroscopique, il est nécessaire d'exprimer les volumes d'eau V_w en terme de teneur en eau w ou en degré de saturation S_r . Pour cela, on a fait l'estimation de w par rapport à une cellule élémentaire.

A partir de la formule de la teneur en eau w , des masses volumiques spécifiques du solide ρ_s^* et de l'eau ρ_w^* , le volume d'eau s'écrit en fonction de la teneur en eau comme suit (Équation 5.2) :

$$V_w = \frac{w \cdot V_s \cdot \rho_s^*}{\rho_w^*} \quad (5.2)$$

où V_w et V_s sont respectivement les volumes d'eau et du solide dans le volume élémentaire. Cette translation n'est valable qu'avant la coalescence, où les ponts capillaires se développent de la même façon dans tous les plans, en négligeant l'effet de la gravité.

Principe de calcul

Dans l'étude locale à l'échelle de quadruplet capillaire, les centres des billes forment un tétraèdre. On considère alors un volume élémentaire composé de quatre billes de verre dont les centres forment un tétraèdre avec la même configuration que les essais locaux (Figure 5.24). Alors, il reste à déterminer les volumes du solide V_s et du liquide V_w dans le tétraèdre pour les différents étapes de l'imbibition d'eau.

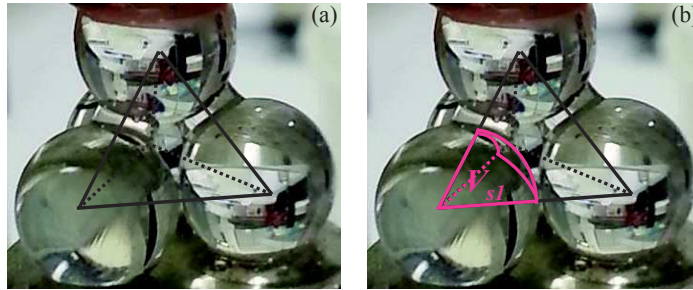


FIGURE 5.24: Illustration (a) du volume élémentaire tétraédrique et (b) du volume partiel V_{s1} de la bille contenu dans le tétraèdre.

Le volume du solide V_s :

Dans cette cellule élémentaire tétraédrique, le volume V_s correspond à la somme des volumes des différentes parties V_{si} (Figure 5.24 (b)) des quatre billes contenus dans le tétraèdre élémentaire (Figure 5.24 (a)).

$$V_s = \sum_{i=1}^4 (V_{si}) \quad (5.3)$$

Le calcul du volume de la bille V_{si} contenu dans le tétraèdre élémentaire fait appel aux équations de la trigonométrie sphérique, qui donne V_{si} en fonction du rayon de la bille R et de la surface sphérique S_i avec l'expression 5.4.

$$V_{si} = \frac{1}{3} \cdot R \cdot S_i \quad (5.4)$$

Avec :

$$S_i = R^2 \cdot (\mathbb{A} + \mathbb{B} + \mathbb{C} - \pi) \quad (5.5)$$

Avec \mathbb{A} , \mathbb{B} et \mathbb{C} sont les angles des triangles sphériques illustrées dans la figure 5.25.

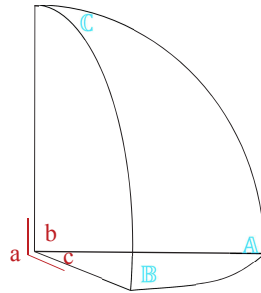


FIGURE 5.25: Illustration des différents angles sphériques \mathbb{A} , \mathbb{B} et \mathbb{C} .

Connaissant les angles a , b , et c , on en déduit les angles sphériques \mathbb{A} , \mathbb{B} et \mathbb{C} avec la loi des cosinus (Équations 5.6, 5.7 et 5.8) ou la loi de sinus (Équation 5.9) :

$$\cos(a) = \cos(b) \cdot \cos(c) + \sin(b) \cdot \sin(c) \cdot \cos(\mathbb{A}) \quad (5.6)$$

$$\cos(b) = \cos(a) \cdot \cos(c) + \sin(a) \cdot \sin(c) \cdot \cos(\mathbb{B}) \quad (5.7)$$

$$\cos(c) = \cos(b) \cdot \cos(a) + \sin(b) \cdot \sin(a) \cdot \cos(\mathbb{A}) \quad (5.8)$$

$$\frac{\sin(a)}{\sin(\mathbb{A})} = \frac{\sin(b)}{\sin(\mathbb{B})} = \frac{\sin(c)}{\sin(\mathbb{C})} \quad (5.9)$$

Dans le cas d'un tétraèdre élémentaire régulier, les angles, a , b , et c des 3 triangles découpant la sphère sont égaux à 60 degrés (Figure 5.25), on en déduit que :

$$\mathbb{A} = \mathbb{B} = \mathbb{C} \quad (5.10)$$

Le volume du liquide V_w :

Avant d'appliquer la formule 5.2, la détermination du volume de l'eau dans le tétraèdre est à estimer. Car suite à l'effet de la gravité le pont liquide n'est pas équilibré de part et d'autre de l'axe passant sur les centre des billes. En négligeant l'effet de la gravité, le volume d'eau compris dans le tétraèdre est de 1/6 du volume du pont liquide car le tétraèdre est régulier ($a = b = c = 60^\circ$).

Dans le but d'estimer l'effet de la gravité sur les pont, nous avons utilisé des photos des triplets capillaires lors de l'imbibition d'eau. La figure 5.26 montre les images des triplets capillaires avec les différents volumes d'eau V_w avec des triangles reliant leurs centres ($D_1 = 8,7$ mm, $D_2 = 8,3$ mm). Pour des volumes d'eau inférieurs ou égaux à $4 \mu\text{l}$ par pont ($V_w = 4 \mu\text{l}$ et $V_w = 8 \mu\text{l}$), le pont capillaire est symétrique ce qui montre que l'effet de la gravité est négligeable. Alors pour le même volume d'eau par pont, le volume d'eau contenu dans le tétraèdre est estimé à $1/6$ du volume du pont. Au delà d'un volume de $4 \mu\text{l}$ d'eau par pont, on commence à constater l'effet de la gravité sur le pont capillaire. Pour ces volumes d'eau, le volume d'eau contenu dans le tétraèdre est estimé à $1/3$ du volume du pont. Après la coalescence, tout le volume d'eau injecté est contenu dans le tétraèdre.

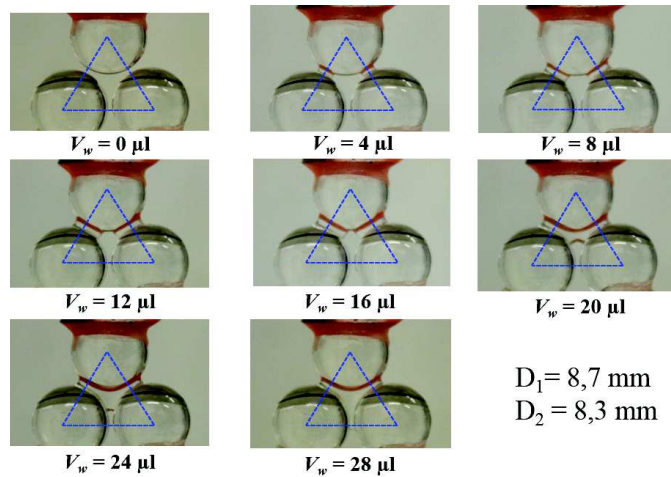


FIGURE 5.26: Photographie des triplets capillaires avec différents volumes d'eau V_w à l'échelle du triplet capillaire ($D_1 = 8,7$ mm, $D_2 = 8,3$ mm).

Application sur le quadruplet capillaire

Dans le cas du quadruplet capillaire ($D_1 = 8,7$ mm et $D_2 = 8,7$ mm), on trace la teneur en eau w en fonction du volume d'eau V_w (Figure 5.27). La coalescence de ponts capillaires se fait à des volumes d'eau de 31 et $33 \mu\text{l}$ ce qui correspond à des teneurs en eau w comprises entre $8,9\%$ et $10,7\%$ et respectivement 32% et 38% de degré de saturation S_r (Figure 5.17).

5.4 Conclusion

A l'échelle locale de triplets et de quadruplets capillaires et à l'échelle mésoscopique de quatre quadruplets, des essais d'imbibition ont montré que la coalescence de ponts se traduit par une augmentation de la force capillaire en fonction du volume d'eau. Après la coalescence,

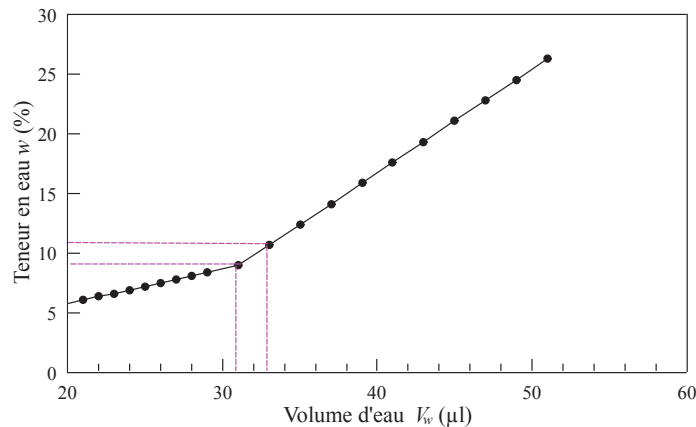


FIGURE 5.27: Évolution de la teneur en eau w en fonction du volume d'eau V_w à l'échelle du quadruplet capillaire ($D_1 = 8,7 \text{ mm}$, $D_2 = 8,7 \text{ mm}$ et $c = 0,59$).

la force diminue légèrement en augmentant le volume d'eau dans le pont coalescé à l'échelle locale tandis qu'il continue à augmenter légèrement à l'échelle mésoscopique. Cette augmentation de la force capillaire est due à la présence d'une large interface air-eau permettant de maintenir la force capillaire.

Les résultats obtenus sont en accord avec les essais expérimentaux effectués à l'échelle macroscopique par différents auteurs ([Soulie2005], [Richefeu2005], [Scheel2008a], [Scheel2008b]) dans le régime pendulaire et funiculaire. Les résultats à l'échelle locale permettent d'affirmer que les régimes pendulaire et funiculaire correspondent respectivement à un régime où les grains solides sont liés par des ponts liquides isolés et à un régime où la phase liquide est continue.

Les essais réalisés aux échelles locale et mésoscopique ne montrent pas la chute de la force capillaire à des volumes d'eau importants, car l'interface eau-air continue à maintenir la force capillaire. Ces essais à l'échelle locale ne permettent donc pas d'expliquer l'effondrement des matériaux granulaires suite à une imbibition d'eau.

Des essais de compression, sur des échantillons de billes de verre $\Phi < 50 \mu\text{m}$ avec différentes teneurs en eau, ont montré une stabilisation de la force axiale au delà d'une teneur en eau de 10%. Cette teneur en eau correspond à la limite entre le régime pendulaire et le régime funiculaire correspondant à la coalescence de ponts capillaires dans le matériau granulaire.

À l'échelle locale de quatre billes, avec une compacité $c_0 = 0,59$ (Figure 5.27), la teneur en eau $w = 10\%$ correspond au domaine où la coalescence de ponts commence (Figure 5.4). En franchissant le régime funiculaire avec la coalescence des ponts capillaires, la force axiale F_{axi} reste sans grand changement en augmentant la teneur en eau.

En augmentant le volume d'eau V_w ou la teneur en eau w dans un matériau granulaire, les phénomènes qui se produisent peuvent être résumés comme suit :

- le nombre de ponts capillaires (doublets) par grain augmente pour atteindre son maxi-

mum (6 ponts), ce qui augmente sensiblement la force capillaire dans le régime pendulaire ([Soulie2005] et [Richefeu2005]). La forme de doublet est dominante pour les teneurs en eau faibles correspondant au régime pendulaire (Figure 5.28).

– la formation des triplets et des quadruplets capillaires remplacent les doublets, au passage du régime pendulaire au régime funiculaire ([Scheel2008a], [Scheel2008b]). En augmentant le volume d'eau coalescé, la force capillaire reste sans grand changement. Cela explique alors l'indépendance de la résistance à la traction et la teneur en eau dans le régime funiculaire (Figure 5.23).

– la réduction importante des interfaces eau-air, existant même après coalescence des ponts, induit une chute de la cohésion capillaire, ce qui est responsable de l'effondrement capillaire.

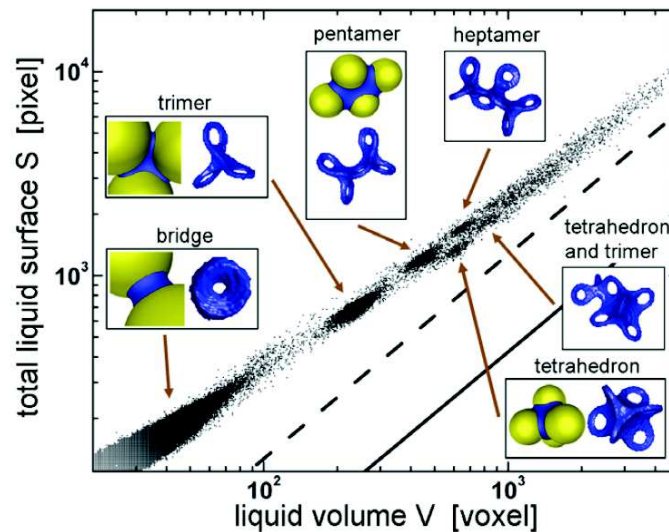


FIGURE 5.28: Surface en fonction du volume des ponts liquides dans un échantillon de billes de verre de teneur en eau volumique $W = V_e/V_t = 0,035$ ($S_r = 9,5\%$) et comparaison entre les formes liquides numériquement obtenues et microtomographie de rayons X.

Conclusion générale

Sommaire

Mise en évidence de l'effondrement capillaire dans les matériaux granulaires

Le comportement hydromécanique des sols granulaires au cours de l'imbibition est influencé par l'évolution de la forme et de la distribution de la phase liquide. Dans cette étude, on s'est intéressé au comportement des sols granulaires aux échelles macroscopique et locale dans le but de lier les mécanismes locaux à l'échelle du *VER*.

L'effondrement des sols est un phénomène qui a été étudié depuis les années cinquante. Plusieurs paramètres ont été associés au déclenchement de ce phénomène, et ont été étudiés dans le but de comprendre ses mécanismes. Dans le cas des sols granulaires, on s'est intéressé aux quatre paramètres granularité, teneur en eau initiale (ou naturelle), compacité et taux d'éléments argileux.

A l'échelle macroscopique, les essais d'imbibition d'eau ont été réalisés, sur des billes de verre et du sable, à une contrainte de confinement nulle ($\sigma_3 = 0$ kPa) de façon à mettre en évidence les mécanismes d'effondrement d'origine purement capillaires.

L'imbibition d'eau dans le matériau granulaire induit des variations dimensionnelles de l'échantillon. Les déformations dues à l'imbibition d'eau sont de deux formes, une première progressive (entre $w = 5\%$ et $w = 23\%$) et une deuxième brutale ($w > 23\%$) (Figure 5.29). Les déformations prennent une forme brutale à partir d'une teneur en eau critique, appelée teneur en eau d'effondrement w_{eff} , qui coïncide avec le début des déformations brutales. Ces déformations brutales correspondent à une teneur en eau homogène dans l'échantillon contrairement aux déformations progressives.

Lors de l'imbibition d'eau (Figure 5.29), les déformations axiale et radiale commencent vers une teneur en eau moyenne de 10% avec une distribution des teneurs en eau du haut vers le bas respectivement de 4,97%, 10,90% et 17,21% (Tableau 3.2).

A l'échelle locale, la coalescence des ponts commence après une teneur en eau de 10%, ce qui montre que les déformations se produisent d'abord dans la partie basse de l'échantillon où les ponts fusionnent dans un premier temps. Par la suite, les ponts fusionnent progressivement du bas vers le haut de l'échantillon. Lorsque la teneur en eau devient homogène, l'échantillon perd sa cohésion capillaire et s'effondre. Ce constat montre le lien direct entre l'apparition des déformations et la coalescence des ponts capillaires à l'échelle locale des grains. Cette coalescence induit une diminution de la cohésion capillaire à l'échelle de l'échantillon macroscopique (Figure 5.4).

Les déformations des échantillons lors de l'imbibition peuvent être expliquées comme suit :

– Les déformations axiale et radiale progressives dues à l'imbibition dans le régime funiculaire semblent résulter de l'augmentation linéaire de la contrainte externe, due au poids propre de l'échantillon, tandis que la cohésion capillaire (force capillaire ou résistance à la traction) est plutôt stable dans le même domaine.

– L'effondrement observé semble résulter de la baisse de la cohésion capillaire suite à la réduction des interfaces eau-air, ce qui conduit à une baisse de succion matricielle du milieu,

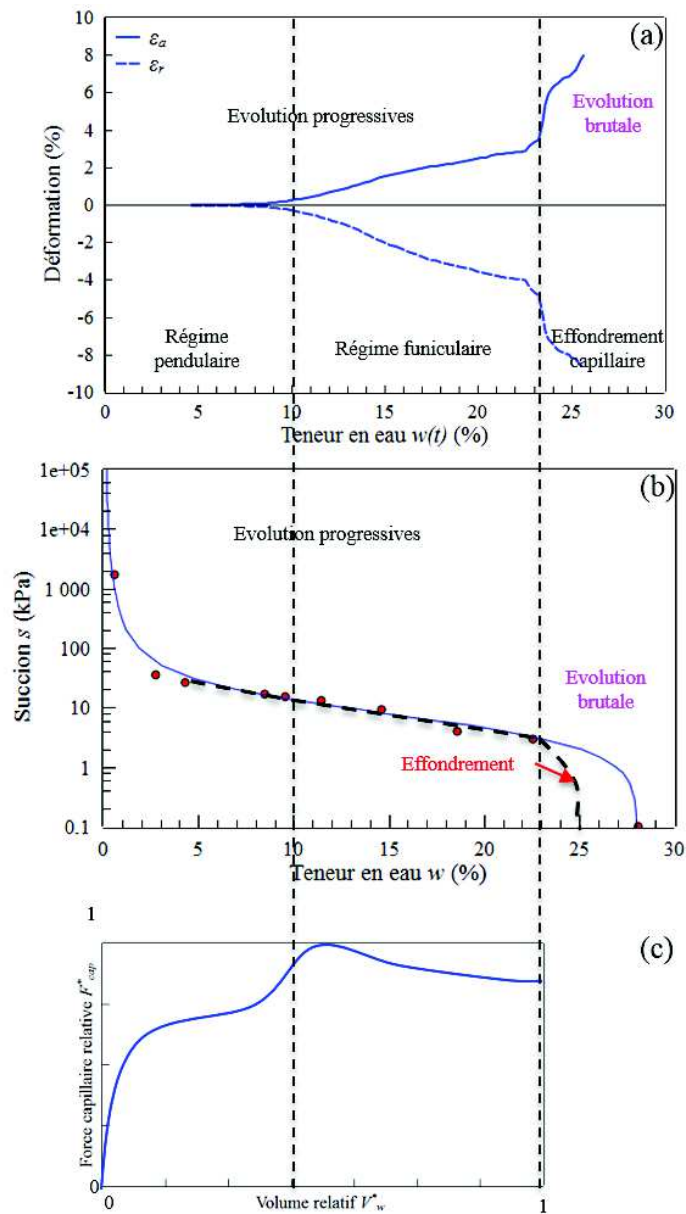


FIGURE 5.29: Déformations axiale ε_a et radiale ε_r (a), suction s (b) et la force capillaire F_{cap} à l'échelle locale (c) au cours de l'imbibition d'eau dans les billes de verre $\Phi < 50 \mu m$ ($c_0 = 0,59$).

tandis que la contrainte externe continue d'augmenter.

Effet de la granularité

La granularité est un paramètre peu exploré dans l'étude de l'effondrement. Dans la présente étude, on a fait le choix de travailler sur différentes granularités du même matériau "billes de verre" dans le but de comprendre son effet sur le comportement lors de l'imbibition d'eau et également sur le phénomène d'effondrement. Les résultats expérimentaux ont montré que la teneur en eau de l'effondrement w_{eff} dépend de la granularité du matériau. Cette teneur en eau est d'autant plus faible que la granularité des billes est fine (Figure 3.17).

Au cours de l'imbibition d'eau, la déformabilité des échantillons diminue avec la granularité du matériau, notamment pour les déformations axiale et radiale dues à l'imbibition ε_a^{imb} et ε_r^{imb} (Figure 3.16). Les ponts capillaires dans les matériaux granulaires fins sont plus faciles à faire coalescer avec un minimum de volume d'eau injecté par rapport au cas des granularités plus grossières, ce qui conduit par la suite à de grandes déformations axiale et radiale. Ces résultats montrent ainsi une grande sensibilité de ces matériaux à la percolation d'eau. Cette sensibilité vient de la différence de microstructures des échantillons de différentes granularités.

Effet de la teneur en eau initiale (ou naturelle)

La teneur en eau initiale d'un sol influence considérablement le potentiel d'effondrement selon plusieurs études [Tadepalli1992, Rust2005, Delage2008, Delage2014]. Dans le cadre de la présente étude, la teneur en eau initiale des échantillons a été variée afin de voir son effet sur les paramètres d'effondrement.

La teneur en eau initiale w_0 influence fortement la teneur en eau d'effondrement w_{eff} car on constate, pour toutes les granularités étudiées ($\Phi < 50 \mu m$, $\Phi = 60 - 100 \mu m$, $\Phi = 100 - 200 \mu m$ et $\Phi = 300 - 500 \mu m$), une diminution de la teneur en eau d'effondrement pour des teneurs en eau initiales plus élevées (Figures 3.19). Cette diminution est d'autant plus importante pour les granularités fines (Figure 3.23).

L'amplitude d'effondrement A semble indépendante de la teneur en eau initiale w_0 dans les matériaux granulaires contrairement aux résultats de la littérature portant sur l'effondrement lors d'une imbibition sous sollicitations mécaniques [Tadepalli1992, Delage2008, Delage2014].

L'évolution de la succion Δs au cours de l'imbibition à différentes teneurs en eau initiales w_0 est plus importante dans le cas des matériaux fins conformément à l'effet de la succion sur la granularité (Figure 3.35).

Pour les billes de verre $\Phi < 50 \mu m$, l'échantillon commence à s'effondrer directement aux cours de l'imbibition pour une teneur en eau initiale de 15%. Sachant qu'à cette teneur en eau, les ponts capillaires sont de forme coalescés dans la quasi-totalité de l'échantillon.

Effet de la compacité

L'identification des sols effondrables s'appuie souvent sur le paramètre compacité. Les critères de *Clevenger* [Clevenger1958] et *Feda* [Feda1966] se basent uniquement sur l'indice des vides du sol pour déterminer les sols effondrables. Il existe d'autres critères couplant l'indice de vides avec d'autres paramètres comme par exemple la limite de liquidité pour déterminer la susceptibilité d'un sol de s'effondrer dans la classification de *Gibbs et barra* [Gibbs1962] (Figure 1.21).

A l'échelle macroscopique, la compacité initiale des matériaux granulaires agit significativement sur l'amplitude à l'effondrement A ainsi que sur la teneur en eau d'effondrement w_{eff} (Figure 4.7). Les déformations axiales ε_a^f et A , dues à l'imbibition d'eau, varient dans le sens inverse de la compacité initiale c_0 des échantillons du sable. Par ailleurs, les déformations ε_a^{imb} et ε_r^{imb} tendent à s'annuler en augmentant la compacité à partir d'une compacité initiale $c_0 = 0,55$ (Figure 4.9).

A l'échelle locale, le volume d'eau auquel se fait la coalescence est d'autant plus faible que la compacité est importante. Ce constat peut expliquer l'évolution de la teneur en eau d'effondrement en fonction de la compacité. L'effet de la compacité sur les déformations axiales ε_a^f et A revient à la différence de microstructure entre l'état lâche et dense. Dans le cas d'un milieu lâche, les particules ont une structure ouverte et instable, ce qui induit d'importantes déformations lors de l'imbibition d'eau, contrairement à un milieu dense.

Effet de l'ajout de kaolin

L'effet de l'incorporation de particules argileuses dans le matériau granulaire semblait différent pour les échantillons de billes de verre et ceux du sable concassé. Cette différence semble être due à la différence de granularité et aux angles de frottement des deux matériaux.

Dans le cas des billes de verre, les déformations axiales A et ε_a^f diminuent considérablement avec la présence du kaolin (Figure 3.30). Ce constat montre que le kaolin apporte une stabilisation des échantillons de billes de verre $\Phi < 50 \mu m$ qui ont un caractère relativement sensible à l'imbibition. Par contre dans les échantillons de sable, l'amplitude A est quasiment la même avec ou sans kaolin (Figure 4.13) même si les déformations axiales finales ε_a^f montrent plutôt une augmentation suite à l'imbibition, en fonction du pourcentage de kaolin introduit dans les échantillons du sable. Une augmentation importante de la déformation axiale avant effondrement est constatée avec l'augmentation du pourcentage de kaolin sur les deux types de matériau (billes de verre et sable). Cette augmentation concerne la différence entre ε_a^f et A .

La teneur en eau d'effondrement w_{eff} semble dépendre du pourcentage de kaolin dans les échantillons de billes de verre $\Phi < 50 \mu m$ (Figure 3.31 (a)) et du sable également (Figure 4.14 (a)). Cet effet est bien prononcé sur les échantillons de billes de verre où on constate une diminution de la teneur en eau d'effondrement de 23,3% pour des échantillons sans kaolin à 21,5% pour des échantillons avec 10% de pourcentage d'argile.

Lors de l'imbibition, la teneur en eau à laquelle commence les déformations diminue avec l'augmentation du pourcentage de kaolin dans les échantillons de billes de verre et du sable. Cette teneur en eau correspond également à une augmentation notable de la pression d'eau à la base.

L'évolution de la pression d'eau de l'échantillon peut être une indication d'une instabilité probable dans l'échantillon granulaire. Lors de l'incorporation des particules argileuses, l'évolution de la pression d'eau ne permet plus cette indication.

Bibliographie

- [ASTM1996] D. ASTM. *Standard test method for measurement of collapse potential of soils*. The American Society for Testing and Materials, 1996.
- [Amraoui1996] N. Amraoui. *Étude de l'infiltration dans les sols fins non saturés*. PhD thesis, 1996.
- [Ayadat1998] T. Ayadat, B. Belouahri, and R. Ait Ammar. La migration des particules fines comme approche d'explication du mécanisme de l'effondrement des sols. *Revue française de Géotechnique*, (83) :73–81, 1998.
- [Ayadat1999] T. Ayadat and S. Ouali. Identification des sols affaissables basée sur les limites d'atterberg. *Revue française de géotechnique*, (86) :53–56, 1999.
- [Ayadat2007] T. Ayadat and A. Hanna. Prediction of collapse behaviour in soil. *Revue européenne de génie civil*, 11(5) :603–619, 2007.
- [Barden1973] L. Barden, A. McGown, and K. Collins. The collapse mechanism in partly saturated soil. *Engineering Geology*, 7(1) :49–60, 1973.
- [Bell1997] F.G. Bell and I.A. de Bruyn. Sensitive, expansive, dispersive and collapsive soils. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, (56) :19–38, 1997.
- [Brooks1964] R.H. Brooks and A.T. Corey. Hydraulic properties of porous media and their relation to drainage design. *Transactions of the ASAE*, 7(1) :26–0028, 1964.
- [Bruchon2014] J-F. Bruchon. *Analyse par microtomographie aux rayons X de l'effondrement capillaire dans les matériaux granulaires*. PhD thesis, Paris Est, 2014.
- [Chen2013] R. Chen and C. W.W. Ng. Impact of wetting–drying cycles on hydro-mechanical behavior of an unsaturated compacted clay. *Applied clay science*, 86 :38–46, 2013.
- [Clevenger1958] W. A. Clevenger. Experiences with loess as foundation material. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 123(1) :151—169, 1958.
- [Cuisinier2002] O. Cuisinier. *Comportement hydromécanique des sols gonflants compactés*.

- PhD thesis, Institut National Polytechnique de Lorraine-INPL, 2002.
- [Cuisinier2005] O. Cuisinier and F. Masrouri. Influence de sollicitations hydriques et mécaniques complexes sur le comportement d'un sol gonflant compacté. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(3) :731–741, 2005.
- [Davalle1991] E.M. Davalle. Modèle numérique du comportement d'un sol liquéfiable sous sollicitations dynamiques. 1991.
- [Delage2000] P. Delage and Y-J. Cui. L'eau dans les sols non saturés. *Techniques de l'ingénieur. Construction*, 1(C301) :C301–1, 2000.
- [Delage2008] P. Delage, Y-J. Cui, and P. Antoine. Geotechnical problems related with loess deposits in northern france. *arXiv preprint arXiv :0803.1435*, 2008.
- [Delage2014] P. Delage. Geotechnical problems due to the collapse of unsaturated soils : the case of loess from northern france. *Journal of Applied Engineering Science & Technology*, 1(1) :17–22, 2014.
- [Denisov1951] N.Y. Denisov. The engineering properties of loess and loess loams. *Gosstroizdat, Moscow*, 3 :18–19, 1951.
- [Feda1966] J. Feda. Structural stability of subsident loess soil from praha-dejvice. *Engineering Geology*, 1(3) :201–219, 1966.
- [Fleureau1993a] J-M. Fleureau, S. Kheirbek-Saoud, R. Soemitro, and S. Taibi. Behavior of clayey soils on drying-wetting paths. *Canadian geotechnical journal*, 30(2) :287–296, 1993.
- [Fleureau2001] J-M. Fleureau and S. Kheirbek-Saoud. Retrait et gonflement des sols soumis à un cycle de drainage humidification, 2001.
- [Fredlund1994] D.G. Fredlund and A. Xing. Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian geotechnical journal*, 31(4) :521–532, 1994.
- [Gagneux2014] Gérard Gagneux and Olivier Millet. Analytic calculation of capillary bridge properties deduced as an inverse problem from experimental data. *Transport in Porous Media*, 105(1) :117–139, 2014.
- [Gibbs1962] H. Gibbs and J. Bara. Predicting surface subsidence from basic soil tests. In *Field Testing of Soils*. ASTM International, 1962.
- [Gras2011] J-P. Gras. *Approche micromécanique de la capillarité dans les milieux granulaires : rétention d'eau et comportement mécanique*. PhD thesis, Université Montpellier II-Sciences et Techniques du Languedoc, 2011.
- [Handy1973] R.L. Handy. Collapsible loess in iowa. *Soil Science Society of America Journal*, 37(2) :281–284, 1973.
- [Hueckel2013] T. Hueckel, B. Mielniczuk, and M.S. El Youssoufi. Micro-scale study of rupture in desiccating granular media. In *Proceedings of Geo-Congress*, pages 808–817, 2013.
- [Indarto1991] Indarto. *Comportement des sols soumis à une pression interstitielle négative : application aux silos*. PhD thesis, École centrale Paris, 1991.
- [Jamin2003] F. Jamin. *Contribution à l'étude du transport de matière et de la rhéologie dans les sols non saturés à différentes températures*. PhD thesis, Université Montpellier II, 2003.
- [Jennings1957] J.E. Jennings and K. Knight. The additional settlement of foundations due

- to a collapse of structure of sandy subsoils on wetting. In *Proceedings*, pages 316–319, 1957.
- [Jennings1975] J.E. Jennings and K. Knight. A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure. In *Proc. 6th African Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1*, pages 99–105, 1975.
- [Kawai2000] K. Kawai, S. Kato, D. Karube, H. Rahardjo, D.G. Toll, E.C. Leong, et al. The model of water retention curve considering effects of void ratio. In *Unsaturated soils for Asia. Proceedings of the Asian Conference on Unsaturated Soils, UNSAT-Asia 2000, Singapore, 18-19 May, 2000.*, pages 329–334. AA Balkema, 2000.
- [Knight1961] K. Knight. *The collapse of structure of sandy sub-soils on wetting*. publisher not identified, 1961.
- [Lawton1992] E.C. Lawton, R.J. Fragaszy, and M.D. Hetherington. Review of wetting-induced collapse in compacted soil. *Journal of geotechnical engineering*, 118(9) :1376–1394, 1992.
- [Lu2005] N Lu, B Wu, and CP Tan. A tensile strength apparatus for cohesionless soils. *Advanced experimental unsaturated soil mechanics*, pages 105–110, 2005.
- [Lu2007] Ning Lu, Bailin Wu, and Chee P Tan. Tensile strength characteristics of unsaturated sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(2) :144–154, 2007.
- [Lu2009] Ning Lu, Tae-Hyung Kim, Stein Sture, and William J Likos. Tensile strength of unsaturated sand. *Journal of engineering mechanics*, 135(12) :1410–1419, 2009.
- [Mitchell1993] J.K. Mitchell. *Fundamentals of soil behavior*. 1993.
- [Munoz2010] J.A. Muñoz-Castelblanco, J-M. Pereira, P. Delage, and Y-J. Cui. Suction measurements on a natural unsaturated soil : A reappraisal of the filter paper method. In *Unsaturated Soils-Proc. Fifth Int. Conf. on Unsaturated Soils*, volume 1, pages 707–712. CRC Press, 2010.
- [Priklonskij1952] V.A. Priklonskij. *Gruntovenedie-utoraiva chast. Gosgeolizdat, Moscow. 371p*, 1952.
- [Richefeu2005] V. Richefeu. *Approche par éléments discrets 3D du comportement de matériaux granulaires cohésifs faiblement contraints*. PhD thesis, Université Montpellier II-Sciences et Techniques du Languedoc, 2005.
- [Richefeu2006] V. Richefeu, M.S. El Youssoufi, and F. Radjai. Shear strength properties of wet granular materials. *Physical Review E*, 73(5) :051304, 2006.
- [Rust2005] E. Rust, G. Heymann, and G. Jones. Collapse potential of partly saturated sandy soils from mozal, mozambique. 2005.
- [Rynhart2003] P.R. Rynhart, R. McLachlan, J.R. Jones, and R. McKibbin. Solution of the young-laplace equation for three particles. 2003.
- [Salager2007] S. Salager. *Etude de la rétention d'eau et de la consolidation des sols dans un cadre thermo-hydro-mécanique*. PhD thesis, Université Montpellier 2, sciences et techniques du Languedoc, 2007.
- [Scheel2008a] Mario Scheel, Ralf Seemann, Martin Brinkmann, M Di Michiel, Adrian Shep-

- pard, and Stephan Herminghaus. Liquid distribution and cohesion in wet granular assemblies beyond the capillary bridge regime. *Journal of Physics : Condensed Matter*, 20(49) :494236, 2008.
- [Scheel2008b] M Scheel, Ralf Seemann, M Brinkmann, M Di Michiel, Adrian Sheppard, B Breidenbach, and Stephan Herminghaus. Morphological clues to wet granular pile stability. *Nature Materials*, 7(3) :189–193, 2008.
- [Seville2000] J.P.K. Seville, C.D. Willett, and P.C. Knight. Interparticle forces in fluidisation : a review. *Powder Technology*, 113(3) :261–268, 2000.
- [Simons2000] S.J.R. Simons and R.J. Fairbrother. Direct observations of liquid binder–particle interactions : the role of wetting behaviour in agglomerate growth. *Powder Technology*, 110(1) :44–58, 2000.
- [Soulie2005] F. Soulié. *Cohésion par capillarité et comportement mécanique de milieux granulaires*. PhD thesis, Université Montpellier II-Sciences et Techniques du Languedoc, 2005.
- [Soulie2006] F. Soulie, M.S. El Youssofi, F. Cherblanc, and C. Saix. Capillary cohesion and mechanical strength of polydisperse granular materials. *The European Physical Journal E*, 21(4) :349–357, 2006.
- [Tadepalli1992] R. Tadepalli, H. Rahardjo, and D.G. Fredlund. Measurements of matric suction and volume changes during inundation of collapsible soil. *Geotechnical Testing Journal*, 15(2) :115–122, 1992.
- [Taïbi1994] S. Taïbi. *Comportement mécanique et hydraulique des sols soumis à une pression interstitielle négative-Etude expérimentale et modélisation*. PhD thesis, 1994.
- [Van1980] M. T. Van Genuchten. A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil science society of America journal*, 44(5) :892–898, 1980.
- [Vanapalli1996] S.K. Vanapalli, D.G. Fredlund, D.E. Pufahl, and A.W. Clifton. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(3) :379–392, 1996.
- [Yudhbir1982] Y. Yudhbir. Collapsing behavior of collapsing soils. In *Proceedings of 7th Southeast Asia geotechnical conference, Hong Kong*, pages 915–930, 1982.

Approche expérimentale multi-échelle de l'effondrement capillaire de sols granulaires

Résumé :

L'imbibition d'eau pour les matériaux granulaires induit des changements dans la morphologie des ponts capillaires qui passent d'une forme isolée (entre deux grains voisins), à une forme fusionnée (entre plusieurs grains voisins). Ces changements de morphologie des ponts liquides influencent le comportement mécanique de ces matériaux, et peuvent être à l'origine d'instabilités telles que l'effondrement capillaire. La thèse présente une approche expérimentale multi-échelle au laboratoire de l'effondrement capillaire de matériaux granulaires lors d'une imbibition d'eau. L'approche concerne les trois échelles : macroscopique d'un Volume Élémentaire Représentatif, mésoscopique de quelques grains et locale de trois ou quatre grains. À l'échelle macroscopique, des essais d'imbibition, dans une cellule triaxiale, ont permis l'identification et l'analyse du phénomène d'effondrement capillaire en mettant l'accent sur l'évolution des déformations dans le temps. Les essais sont réalisés sur deux types de matériaux granulaires, le premier est un matériau constitué de billes de verre et le deuxième est un sable concassé. Une fraction argileuse est parfois incorporée au matériau. Plusieurs paramètres ont été étudiés en vue de comprendre leurs contributions dans le déclenchement du phénomène d'effondrement comme : la granularité, la teneur en eau initiale, la compacité initiale et le pourcentage des particules argileuses. Aux échelles mésoscopique et locale, on propose une étude expérimentale de caractérisation du comportement mécanique des matériaux granulaires dans le régime pendulaire et funiculaire. On s'intéresse en particulier à l'effet de l'imbibition et de la coalescence sur la force capillaire entre les grains solides à l'échelle considérée. Les essais d'imbibition sont réalisés par ajout d'incrément de volume d'eau aux ponts capillaires. Les résultats relatifs au comportement et à l'effondrement à l'échelle macroscopique lors de l'imbibition d'eau sont discutés en s'aidant des résultats obtenus aux échelles inférieures.

Mots-clés : Capillarité ; effondrement capillaire ; imbibition ; coalescence ; transition hydrique ; matériaux granulaires.

Experimental multi-scale approach to capillary collapse of granular soils

Abstract :

Wetting in granular materials induces changes in the morphology of capillary bridges which pass from an isolated form (between two neighboring grains) to a merged form (between several neighboring grains). These changes in the morphology of the liquid bridges impact the mechanical behavior of these materials, and can lead to instabilities such as capillary collapse. The thesis presents a multi-scale experimental approach in the laboratory of the capillary collapse of granular materials during wetting. The approach concerns the three scales : macroscopic of a Representative Elementary Volume, mesoscopic of several grains and local of three or four grains. At the macroscopic scale, the wetting tests, carried out in a triaxial cell, allowed the identification and the analysis of capillary collapse phenomenon, focusing on the evolution of deformations over time. The tests are carried out on two granular materials, the first is a material made of glass beads and the second is a crushed sand. A clay fraction is sometimes incorporated into the material. Several parameters have been studied in order to understand their contributions to the triggering of the collapse phenomenon, such as : grain size, initial water content, initial compactness and percentage of clay particles. At the mesoscopic and local scales, an experimental study is proposed to characterize the mechanical behavior of a granular materials, in the pendular and funicular regimes. In particular, this study focus on the effect of the wetting and the coalescence of bridges, on the capillary force between grains at the considered scale. Wetting tests were performed by adding water volume increments to the capillary bridges. The results on behavior and collapse at the macroscopic scale during wetting are discussed using the results obtained on the lower scales.

Key words : Capillarity ; capillary collapse ; wetting ; coalescence ; water transition ; granular materials..

