



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Géotechnique

Thème

**Etude expérimentale de l'influence des
chargements sur l'évolution de la granulométrie
des sables (cas de sable d'Aokas plage)**

Présenté par :

AKMOUSSI Mourad

ZIDAHNAL Rabah

Encadré par : M^R KHEFFACHE Toufik

Soutenu le 21 Juin 2016 devant le jury composé de :

M^R BENDADOUCHE Houcine Président

M^{me} BOUAYAD Djamila Examinatrice

Remerciements

Ce travail a été réalisé aux laboratoires de mécanique des sols (MDS) et matériaux de construction (MDC) de l'université de A.MIRA de BEJAIA –Département Génie Civil– en assistance avec les techniciens des laboratoires (M^R FAOUZI, M^R DJAMEL et M^{me} BOUZEROURA) qu'on adresse nos plus sincères remerciements.

Nos plus vifs remerciements vont à notre Promoteur, M^R KHEFFACHE Toufik, Maître de conférences à l'université A.MIRA de BEJAIA, sans lui ce travail n'aurait pu aboutir.

On remercie également M^R LILLOUCH Samir doctorant à l'université A.MIRA de BEJAIA, qui nous a été une aide précieuse. Alors on le souhaite une très bonne continuation pour sa thèse.

Nos reconnaissances s'adressent également aux membres de jury d'avoir jugé notre travail et le critiqué.

Un grand merci bien sûr à nos collègues de la promotion géotechnique 2015/2016 (Nassim, Ferhat, Yassine, Sofiane, Hamou, Nabil et sans avoir oublié Tahar) d'avoir travaillé ensemble durant toute l'année. Merci à vous pour tous les débats et coups de gueule qu'on a eu ensemble.

Dédicaces

Je finis mes études (enfin). Si j'y parvenu c'est à l'aide de mes parents, de mes frères (Samir, Farid et Yazid) qui ont fais de moi qui je suis. Alors je leur dédie ce travail et je les remercie du fond du cœur.

Et aussi, je dédie ce travail à tous mes proches et mes amis (es).

ZIDAHNAL. R

En signe de respect et de reconnaissance, je dédie ce modeste travail à mes chers parents pour leur patience et leurs sacrifices.

A mon frère et mes cinq sœurs, à tous mes amis (es). Mes collègues de promotion, et à tous personnes ayant contribué à ce travail de près ou de loin.

AKMOUSSI. M

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 1 GENERALITE SUR LES MILIEUX GRANULAIRES.....	3
1.1. INTRODUCTION.....	3
1.2. LE MILIEU GRANULAIRE ET LES GRAINS	3
1.3. PROPRIETES DES GRAINS.....	4
1.3.1. <i>Matériaux constitutifs</i>	4
1.3.2. <i>La forme</i>	5
1.3.3. <i>Répartition des tailles</i>	6
1.4. DESCRIPTION DE LA FORME DES GRAINS.....	6
1.5. LES CONTACTS ENTRE LES GRAINS	7
1.6. DEFORMATION DES MILIEUX GRANULAIRES.....	8
1.7. DEFORMATION AU NIVEAU DES GRAINS	10
1.8. RUPTURE DES GRAINS	10
1.8.1. <i>Effet de la rupture des grains sur le comportement mécanique</i>	10
1.8.2. <i>Taux de rupture</i>	11
1.9. MECANIQUE DE LA RUPTURE DES GRAINS.....	11
1.10. FACTEURS INFLUENÇANT LA RUPTURE DES GRAINS	12
1.10.1. <i>Propriétés intrinsèques du matériau</i>	12
1.10.1.1. Effet de la minéralogie	12
1.10.1.2. Influence de la forme des grains.....	15
1.10.1.3. Effet de la granulométrie initiale	16
1.10.1.4. Effet de la taille des grains ou effet d'échelle	16
1.10.2. <i>Propriétés d'état du matériau et conditions d'essai</i>	17
1.10.2.1. Densité initiale	17
1.10.2.2. Influence de la teneur en eau	17
1.10.2.3. Effet du chemin de contraintes.....	18
1.10.2.4. Effet de la déformation	18
1.11. EFFET DE LA RUPTURE DES GRAINS	19
1.11.1. <i>Variation de volume des sables en cisaillement</i>	19
1.11.2. <i>Diminution de l'angle de frottement interne</i>	20
1.11.3. <i>Réduction de volume des vides</i>	22
1.12. CONCLUSION.....	22
CHAPITRE 2 PRESENTATION DES ESSAIS ET DES DISPOSITIFS EXPERIMENTAUX UTILISES.....	23
2.1. INTRODUCTION.....	23
2.2. PRESENTATION DU SITE	23
2.3. IDENTIFICATION DU MATERIAU.....	25
2.4. ANALYSE GRANULOMETRIQUE DE L'ECHANTILLON INTACT.....	25
2.4.1. <i>Granulométrie par tamisage</i>	25
2.4.2. <i>Appareillage</i>	26
2.4.3. <i>Mode opératoire</i>	26
2.5. EQUIVALENT DE SABLE (PROPRETE DES SABLES)	27
2.5.1. <i>Matériels utilisés</i>	27
2.5.2. <i>Mode opératoire</i>	27

2.6. L'ANALYSE CHIMIQUE.....	28
2.6.1. Préparation des échantillons.....	28
2.6.2. Diffraction des rayons X (DRX).....	28
2.6.3. Microscopie électronique à balayage (MEB).....	30
2.7. ESSAI PROCTOR.....	31
2.7.1. Principe de la méthode.....	31
2.7.2. Matériel nécessaire.....	31
2.7.3. Mode opératoire.....	32
2.8. COMPRESSION UNIAXIALE.....	33
2.8.1. Préparation de l'échantillon et l'appareillage.....	33
2.8.2. Mode opératoire.....	33
2.9. CISAILLEMENT A LA BOITE DE CASAGRANDE.....	34
2.9.1. Appareillage spécifique à l'essai.....	34
2.9.2. Préparation de l'essai.....	34
2.9.3. Ecrasement des grains de sable sous cisaillement.....	36
2.10. CONCLUSION.....	37
CHAPITRE 3 ETUDE EXPERIMENTALE (CARACTERISATION).....	38
3.1. INTRODUCTION.....	38
3.2. CARACTERISATION.....	39
3.2.1. Caractérisation géotechnique du matériau utilisé (Sable d'AOKAS).....	39
3.2.1.1. Granulométrie initiale.....	39
3.2.1.2. Propreté du sable testé (NF P 18-598).....	41
3.2.2. Caractérisation chimique.....	41
3.2.2.1. Observation au M.E.B.....	41
3.3. LE SOL COMPACTE.....	44
3.3.1. Préparation de l'échantillon.....	44
3.3.2. Essai proctor normal.....	45
3.3.3. L'influence du compactage.....	46
3.3.3.1. Evolution de la structure du sable.....	46
3.3.3.2. Evolution de la granulométrie du sable testé.....	47
3.3.3.3. Evolution des caractéristiques du sable testé.....	48
3.4. RUPTURE DES GRAINS SOUS CHARGEMENT UNIAXIAL.....	49
3.4.1. Chargement uniaxial des échantillons formés de grains.....	49
3.4.2. Préparation des échantillons.....	49
3.4.3. Observation sur les échantillons usés.....	51
3.4.4. Représentation et discussion des résultats.....	52
a. Remarque concernant le comportement.....	52
b. Remarque concernant l'évolution de la granulométrie.....	54
3.4.5. Effet de la rupture des grains sur le volume des vides.....	58
3.5. CONCLUSION.....	58
CHAPITRE 4 EVOLUTION DE LA GRANULOMETRIE DU SABLE SOUS CISAILLEMENT.....	60
4.1. INTRODUCTION.....	60
4.2. CISAILLEMENT D'UN ECHANTILLON FORME DE GRAINS.....	60
4.3. PRESENTATION ET DISCUSSION DES RESULTATS.....	61
4.4. ANALYSE DE LA RESISTANCE AU CISAILLEMENT DU SOL ETUDIE.....	61
4.4.1. Résistance au cisaillement des sables.....	62

4.4.2. <i>Influence de la contrainte normale sur la résistance au cisaillement</i>	62
4.5. COURBE INTRINSEQUE.....	63
4.6. CISAILLEMENT DES ECHANTILLONS DE CLASSES GRANULOMETRIQUES DIFFERENTES	64
4.6.1. <i>Influence de l'effet d'échelle sur la résistance au cisaillement</i>	64
4.6.2. <i>Influence de la teneur en fines sableuses sur la résistance au cisaillement</i>	66
4.7. EVOLUTION DE LA GRANULOMETRIE APRES CISAILLEMENT	70
4.7.1. <i>Remarques et interprétations</i>	70
4.7.2. <i>Evolution des coefficients de courbure et d'uniformité après cisaillement</i>	71
4.7.3. <i>Analyse granulométrique des échantillons après cisaillement</i>	72
4.8. CONCLUSION.....	75
CONCLUSION GENERALE	77
BIBLIOGRAPHIE	79

Table des figures

FIGURE 1.1. LES DIFFERENTES FORMES DES GRAINS (KHEFFACHE T. (2014))	7
FIGURE 1.2. ILLUSTRATION DU CONTACT EN UN POINT (KHEFFACHE T., 2014)	8
FIGURE 1.3. COURBE ILLUSTRATIVE CONTRAINTE DEFORMATION D'UN MILIEU GRANULAIRE SOUS DIFFERENTS ETAT	9
FIGURE 1.4. THEORIE D'HERTZ (A) ET DE MINDLIN (B) (JONSSON, 1895).....	10
FIGURE 1.5. MODES DE FRACTURE FRAGILE (OVALLE, 2013)	11
FIGURE 1.6. MODES DE FRACTURE D'UN GRAIN (GUYON & TROADEC, 1994)	12
FIGURE 1.7. FORCE DE RUPTURE DES GRAINS DANS UN ESSAI DE COMPRESSION (BILLAM, 1971)	13
FIGURE 1.8. RESUME DES RESISTANCES A LA RUPTURE DES AGREGATS DE ROCHE (D'APRES OVALLE)	13
FIGURE 1.9. INFLUENCE DE LA MINERALOGIE SUR LA RUPTURE DES GRAINS (LO ET ROY, 1973)	15
FIGURE 1.10. RESUME DES TAUX DE RUPTURES DES GRAINS EN FONCTION DE LA RESISTANCE A LA RUPTURE DES PARTICULES (σ_{fp}) (D'APRES OVALLE)	15
FIGURE 1.11. INFLUENCE DE L'ANGULARITE SUR LE TAUX DE RUPTURE DES GRAINS (LEE ET FARHOOMAND, 1967)	16
FIGURE 1.12. EFFET DE LA DENSITE INITIALE DANS LA VULNERABILITE A LA RUPTURE DES GRAINS (HARDIN, 1985) (PA EST LA PRESSION ATMOSPHERIQUE).	17
FIGURE 1.13. EFFET DU CHEMIN DES CONTRAINTES DANS LA RUPTURE DES GRAINS (VESIC ET CLOUGH, 1968)	18
FIGURE 1.14. EFFET DES CYCLES DANS LA RUPTURE DES GRAINS, D'APRES HU ET AL. (2011)	19
FIGURE 1.15. VARIATION DE VOLUME DES SOLS PULVERULENTS AU COURS DU CISAILLEMENT, D'APRES LEONARDS (1968)	20
FIGURE 1.16 ENVELOPPE DES CERCLES DE RUPTURE DANS LE PLAN DE MOHR-COULOMB POUR DIFFERENTS MATERIAUX D'APRES BISHOP (1996).	21
FIGURE 2.1. LOCALISATION GEOGRAPHIQUE DES SITES DU PRELEVEMENT DES MATERIAUX.....	24
FIGURE 2.2. LA TAMISEUSE	26
FIGURE 2.3. DESCRIPTION DU L'ESSAI	28
FIGURE 2.4. SCHEMA DE DIFFRACTION DES RAYONS X PAR UNE FAMILLE DE PLAN RETICULAIRE. D EST LA DISTANCE RETICULAIRE, θ EST L'ANGLE DE BRAGG	29
FIGURE 2.5. LA MACHINE DE LA DIFFRACTION AU RAYON X	30
FIGURE 2.6. LA MACHINE DU MICROSCOPE ELECTRONIQUE A BALAYAGE.....	31
FIGURE 2.7. DEROULEMENT DE L'ESSAI PROCTOR NORMAL	32
FIGURE 2.8. DEROULEMENT DE L'ESSAI.....	33
FIGURE 2.9. MISE EN PLACE DE L'ECHANTILLON DANS BOITE	35
FIGURE 2.10. ASSEMBLAGE DE PIECES (MACHINE DE CISAILLEMENT)	35
FIGURE 2.11. SCHEMA DE LA BOITE DE CISAILLEMENT AVANT ET APRES L'ESSAI.	36
FIGURE 2.12. ECRASEMENT DES GRAINS DE SABLE	37
FIGURE 3.1. LA COURBE GRANULOMETRIQUE DU SABLE INTACT	40
FIGURE 3.2. SABLE D'AOKAS –IMAGE MEB– FIGURE 3.3. SABLE DE TICHY –IMAGE MEB–	41
FIGURE 3.4. SABLE DE SOUK EL TENNINE –IMAGE MEB– FIGURE 3.5. ARGILE DE SCALA –IMAGE MEB–	42
FIGURE 3.6. LA COMPOSITION MINERALOGIQUE DU SABLE D'AOKAS	42
FIGURE 3.7. LA COMPOSITION MINERALOGIQUE DU SABLE DE TICHY	43
FIGURE 3.8. LA COMPOSITION MINERALOGIQUE DU SABLE DE SOUK EL TENNINE	43
FIGURE 3.9 LA COMPOSITION MINERALOGIQUE D'ARGILE DE SCALA	44
FIGURE 3.10. LA COURBE PROCTOR DU SABLE ETUDIE	45
FIGURE 3.11. STRUCTURE DES GRAINS LORS COMPACTAGE	46
FIGURE 3.12. LA COURBE GRANULOMETRIQUE DU SABLE APRES LE COMPACTAGE	47

FIGURE 3.13. VARIATION DE DIAMETRE DES GRAINS POUR D_{10} , D_{30} ET D_{60} APRES L'ESSAI PROCTOR EN FONCTION DES TENEURS EN EAU.....	48
FIGURE 3.14. LA COURBE CONTRAINTE-DEFORMATION POUR DIFFERENTES TENEUR EN EAU (D'APRES J.P. PIGUET ET AL, 2003)....	49
FIGURE 3.15. DIAPOSITIF ET MISE EN PLACE D'UN ECHANTILLON POUR CHARGEMENT UNIAXIAL.....	50
3.16. RESULTATS DES ECHANTILLONS USES	51
FIGURE 3.17. CONTRAINTE-DEPLACEMENT.....	52
FIGURE 3.18. CONTRAINTE-DEPLACEMENT.....	53
FIGURE 3.19. CONTRAINTE-DEPLACEMENT.....	53
FIGURE 3.20. CONTRAINTE-DEPLACEMENT.....	54
FIGURE 3.21. ANALYSE GRANULOMETRIQUE DES ECHANTILLONS USES.....	55
FIGURE 3.22. VARIATION DE DIAMETRE DES GRAINS POUR D_{10} , D_{30} ET D_{60} APRES CHARGEMENT UNIAXIAL EN FONCTION DES CONTRAINTES NORMALES	56
FIGURE 3.23. VARIATION DES FRACTIONS GRANULAIRES [0.40 – 0.63 [MM DU MATERIAU LORS DU CHARGEMENT UNIAXIAL	57
FIGURE 3.24. COURBE EFFET DE L'ECRASEMENT DES GRAINS DANS LA VARIATION DU L'INDICE DES VIDES EN FONCTION DE LA CHARGE VERTICALE APPLIQUEE.	58
FIGURE 4.1. ILLUSTRATION DES MOUVEMENTS DE ROTATION DES GRAINS LORS DU CISAILLEMENT	61
FIGURE 4.4. COURBE CONTRAINTE-DEFORMATION SOUS DIFFERENTES PRESSIONS.	62
FIGURE 4.5. DROITE INTRINSEQUE DU SABLE TESTE.....	63
FIGURE 4.6. CONTRAINTE-DEFORMATION SOUS $\sigma = 1$ BAR	64
FIGURE 4.7. CONTRAINTE-DEFORMATION SOUS $\sigma = 3$ BARS	64
FIGURE 4.8. CONTRAINTE-DEFORMATION SOUS $\sigma = 5$ BARS.....	65
FIGURE 4.9. CONTRAINTE-DEFORMATION DU SABLE D'UNE CLASSE GRANULOMETRIQUE UNIFORME ET UN MELANGE DE CLASSES POUR $\sigma = 1$ BAR.	67
FIGURE 4.10. CONTRAINTE-DEFORMATION DU SABLE D'UNE CLASSE GRANULOMETRIQUE UNIFORME ET UN MELANGE DE CLASSES POUR $\sigma = 3$ BARS	67
FIGURE 4.11. CONTRAINTE-DEFORMATION DU SABLE D'UNE CLASSE GRANULOMETRIQUE UNIFORME ET UN MELANGE DE CLASSES POUR $\sigma = 5$ BARS	68
FIGURE 4.12. CONTRAINTE-DEFORMATION DU SABLE D'UNE CLASSE GRANULOMETRIQUE UNIFORME ET UN MELANGE DE CLASSES POUR $\sigma = 1$ BAR	68
FIGURE 4.13. CONTRAINTE-DEFORMATION DU SABLE D'UNE CLASSE GRANULOMETRIQUE UNIFORME ET UN MELANGE DE CLASSES POUR $\sigma = 3$ BARS	69
FIGURE 4.14. CONTRAINTE-DEFORMATION DU SABLE D'UNE CLASSE GRANULOMETRIQUE UNIFORME ET UN MELANGE DE CLASSES POUR $\sigma = 5$ BARS	69
FIGURE 4.15. ILLUSTRATION DES CONTACTES ENTRE GRAINS ET FINES.....	70
FIGURE 4.16. COURBES GRANULOMETRIQUE DU SABLE TESTE SOUS DIFFERENTES PRESSION.....	71
FIGURE 4.17. VARIATION DE DIAMETRES DES GRAINS POUR D_{10} , D_{30} ET D_{60} APRES L'ESSAI DE CISAILLEMENT EN FONCTION DES CONTRAINTES NORMALES	72
FIGURE 4.18. VARIATION DE LA FRACTION GRANULAIRE [0.4; 0.63 [APRES CISAILLEMENT.....	73
FIGURE 4.19. VARIATION DE LA FRACTION GRANULAIRE [0.25; 0.4 [APRES CISAILLEMENT.....	73
FIGURE 4.20. VARIATION DE LA GRANULOMETRIE DU MELANGE [0.4; 0.63 [ET [0.08; 0.25 [APRES CISAILLEMENT	74
FIGURE 4.21. VARIATION DE LA GRANULOMETRIE DU MELANGE [0.25; 0.4 [ET [0.08; 0.25 [APRES CISAILLEMENT	75

Liste des Tableaux

TABLEAU 3.1 : LES VALEURS DE COEFFICIENTS D'UNIFORMITE ET COURBURE	40
TABLEAU 3.2: LES VALEURS DE COEFFICIENTS D'UNIFORMITE ET DE COURBURE	47
TABLEAU 3.3. LES VALEURS DES COEFFICIENTS D'UNIFORMITE ET DE COURBURE.....	55
TABLEAU 3.4. L'ÉVOLUTION MOYENNE DE LA FRACTION GRANULAIRE [0.40 – 0.63 [MM AVANT ET APRES CHARGEMENT	56
TABLEAU 4.1. CONTRAINTES TANGENTIELLES MAXIMALES OBTENUES EN FONCTION DES CONTRAINTES NORMALES.	62
TABLEAU 4.2. CONTRAINTE MAXIMALE OBTENUE POUR LES DEUX CLASSES GRANULAIRE SOUS DIFFERENTES PRESSIONS APPLIQUEES. .	65
TABLEAU 4.3. CONTRAINTES TANGENTIELLES MAXIMALES D'UNE CLASSE GRANULAIRE UNIFORME, ET DE LA MEME CLASSE MELANGEE AVEC DES FINES SABLEUSES.	66
TABLEAU 4.4. CONTRAINTES TANGENTIELLES MAXIMALES D'UNE CLASSE GRANULAIRE UNIFORME, ET DE LA MEME CLASSE MELANGEE AVEC DES FINES SABLEUSES.	68
TABLEAU 4.5. VALEURS DE CU ET CC APRES CISAILLEMENT SOUS DIFFERENTES PRESSION.....	71

Introduction générale

Les milieux granulaires occupent une place universelle dans le monde qui nous entoure et viennent au deuxième rang après l'eau dans l'échelle des priorités pour l'activité humaine et sont utilisés dans divers domaines tels que : Le génie civil, l'industrie de transformation et l'industrie agro-alimentaire.

On peut classifie les sols en fonction de la taille des grains pour les matériaux granulaires (graviers, sables) et des indices de plasticité dans le cas des sols cohésifs (limons, argiles). Dans le cadre de ce travail, on s'intéresse aux sols granulaires, c'est-à-dire les sols dont la taille des grains est supérieure à 0,08 mm et sans plasticité et sans cohésion. Le problème spécifique traité est la rupture de grains sous chargement et ses effets sur le comportement mécanique. Le phénomène de rupture des grains par une action mécanique génère une réduction de la taille des grains et donc une évolution de la granulométrie des sols sous chargement.

On sait que le comportement mécanique des matériaux granulaires sous chargement dépend du niveau de contrainte et engendre des changements de volume qui peuvent être dilatants sous cisaillement. Ce comportement est aussi une fonction des propriétés de l'arrangement granulaire et de sa teneur en liquide, ainsi que des caractéristiques mécaniques et géométriques des grains pris individuellement. En outre, sous certaines conditions, les forces de contact intergranulaires peuvent dépasser la résistance à l'écrasement des grains et provoquer la rupture d'une fraction des particules. En général, la rupture des grains, appelée aussi processus de comminutif dans les activités du broyage, se produit dans des sols granulaires sous fortes contraintes, comme en pointe des pieux, sous des barrages de grande hauteur, ou bien quand les matériaux sont composés de grains à faible résistance. Ce phénomène implique que la taille des grains est réduite et que la granulométrie s'étale, ce qui génère un arrangement plus dense. Il a été largement démontré expérimentalement que, lors de la rupture des grains, la dilatance est diminuée, donc le matériau devient plus compressible et sa résistance au cisaillement au pic se réduit. De même, plusieurs modèles constitutifs ont été développés afin de prendre en compte ces effets.

Ce travail porte sur l'étude de l'évolution de la granulométrie dans un milieu granulaire. Cette étude est basée sur les résultats obtenus à partir des essais Proctor, des essais de compression uniaxiale et des essais de cisaillement effectués sur des classes granulométries différentes.

Ce présent travail se divise en quatre chapitres.

Le premier chapitre, présente une étude bibliographique, intéressé sur la description générale des milieux granulaires. Les caractéristiques des grains, la forme, la taille ...etc. Et porte aussi sur les travaux expérimentaux et de modélisation liés aux effets de la rupture des grains dans les matériaux granulaires, notamment dans le domaine de la Géotechnique.

Le dispositif expérimental ainsi que les procédures d'essai associées sont présentés dans le second chapitre. On décrit en particulier le matériau de référence utilisé, le sable d'Aokas et les matériels utilisés, le principe de chaque essai réalisé ainsi que leur mode d'exécution.

Dans les deux derniers chapitres, on présente les résultats ainsi que les interprétations des essais. Alors le troisième chapitre consiste à la caractérisation chimique des matériaux y compris le sable testé (sable d'Aokas) et les comparer et pour le cas du sable testé on a fait une caractérisation géotechnique ainsi l'évolution de quelques propriétés lors du compactage. Et pour le finir une étude sur le comportement sur le sable étudié en de deux différents dispositifs sous chargement uniaxial ainsi que l'évolution de sa granulométrie après leur appliqué des différentes charges.

Et concernant le quatrième chapitre, ceci est consacré sur une étude de l'évolution de la granulométrie dans un milieu granulaire sous un chargement de cisaillement pour le sable intact, pour des classes granulométriques uniformes et pour des mélanges de classes granulométrique et cela sous différentes contrainte normales.

Chapitre 1 Généralité sur les milieux granulaires

1.1. Introduction

En sous entend par milieu granulaire dans le domaine des sols, les matériaux non-cohésifs, essentiellement frottant, qu'on classe usuellement dans la fraction granulométrique des sables et des graviers.

Dans cette recherche bibliographique, on s'est intéressé aux effets de la rupture des grains sur le comportement mécanique des matériaux granulaires sous différent chargement. La rupture des grains est influencé par plusieurs facteurs tels que : l'angularité des grains, la taille des grains, l'homogénéité de la distribution granulométrique, la résistance des grains, la porosité élevée et le niveau de contraintes auquel ils sont soumis et leur anisotropie (Lade, P et al (1996)). Ce qui rend difficile de prédire l'instant ou le grain va se rompre dans un milieu formé de grains ainsi la prédiction de taux de rupture. Plusieurs méthodes de quantification de concassage des matériaux granulaires ont été développées à travers les années. La plupart de ces techniques reposent sur la comparaison et la répartition de la taille des grains du matériau avant et après écrasement. Dans la littérature, on trouve plusieurs méthodes pour représenter l'évolution de l'effet de rupture des grains avec l'augmentation de la contrainte appliquée à l'échantillon. Dans ce chapitre on présente une étude bibliographique sur le phénomène de la rupture des grains, les facteurs qui l'affectent et les méthodes de quantification.

1.2. Le milieu granulaire et les grains

Le matériau granulaire est défini comme un assemblage de grains (blocs rocheux, sable, poudres, poussière et grains ...etc.) c'est-à-dire des particules solides macroscopiques, qui interagissent par des efforts de contacts, Roux J.N et al (2005). Les granulats utilisés dans différents ouvrages de génie civil, peuvent jouer plusieurs rôles dans le fonctionnement et la résistance de la structure durant sa durée de vie : ce sont des éléments qui supportent la majeure des contraintes exercées sur l'ouvrage.

D'un point de vue mécanique, la capacité du matériau à remplir ces fonctions est dure à sa structure discrète de grains en contact (Azema E. (2007)). La fonction principale dans

le cas de l'emploi des grains pour certains ouvrages de génie civil, géotechnique et routier est :

- De transmettre jusqu'à la plate-forme les charges concentrées appliquées,
- D'amortir une part des vibrations induites par les excitations externes,
- De faciliter l'entretien du nivellement dans les cas des voies de chemins de fer,
- De faciliter le drainage des eaux.

En mécanique des sols, un matériau est dit granulaire lorsqu'il est constitué de grains ou d'éléments solides qui interagissent au niveau des zones de contact (Salot C. (2007)). Ces milieux très répandus présentent une variété de comportement les rendant difficilement classable parmi les états habituels de la matière (Khidias y. (2001)). En effet, en prenant le cas d'un tas de sable sec, tant que la pente de sa surface libre n'excède pas une certaine valeur, il ne se passe rien et le milieu s'apparente plutôt à un solide. Mais si nous inclinons continuellement le tas, il se produit alors un écoulement de grains sous forme d'avalanche donnant à la courbe superficielle un caractère plutôt liquide. Cette ambivalence fait que les milieux granulaires présentent des propriétés tout à fait particulières comme les effets de voûtes, la dilatance, la ségrégation, la fluidisation ... ce qui a fait dire à certains auteurs qu'il s'agit là d'un nouvel état de la matière [6].

1.3. Propriétés des grains

Le comportement mécanique d'un milieu granulaire peut être affecté par plusieurs facteurs qui sont liés à la structure élémentaire au niveau des grains. Ces derniers peuvent être reproduits par la nature du matériau constitutifs, leurs caractéristiques géométriques et la répartition de leurs tailles. Dans ce qui suit on va détailler ces paramètres ainsi leur influence sur le comportement global des empilements.

1.3.1. Matériaux constitutifs

En ce qui concerne l'influence de la nature minéralogique du matériau, plusieurs études ont été consacrées à ce sujet, utilisant des matériaux granulaires de nature différents (tels que le quartz, le calcaire ou la craie, etc ...). Dans le cas d'un assemblage de grains homogènes, la seule matière dont ils sont constitués, conditionne leurs caractéristiques physiques et chimiques ainsi leurs résistances mécaniques. L'étude de Moore (1971) a montré que la présence d'un faible pourcentage de mica a une grande influence sur la compressibilité d'un sable : une teneur en mica de 5% seulement peut doubler la compressibilité relative d'un sable quartzique de densité moyenne. C'est ce que signifie que la constitution minéralogique de ce matériau est la seule responsable que la vibration de son comportement. Bérubé (2001) soutient que la résistance à la fragmentation d'un granulats est largement influencée par des caractéristiques minéralogiques comme la ténacité, la texture, la cohésion entre les grains et la présence de plans de faiblesse à la fragmentation Bérubé (2001). Ceci est applicable à l'échelle des grains qui sont généralement issus de concassage de ces roches. A titre d'exemple, un

calcaire cristallin est moins résistant à la fragmentation minéralogique, les roches volcaniques (grains fins) sont plus résistantes que leur équivalent plutonique (grains grossiers) comme par exemple une rhyolite par rapport à un granite (Tourenq C, and A. Denis (1982)), comme le quartz est un minéral relativement peu résistant à l'impact. Les roches en contenant beaucoup sont généralement moins résistantes à la fragmentation en particulier si le grain est grossier.

Donc, cela nous accompagne à déduire que la nature minéralogique et la composition chimique des grains expliquent le comportement du milieu granulaire.

1.3.2. La forme

La forme des grains est une caractéristique intrinsèque jouant un rôle majeur dans le comportement mécanique des milieux granulaires (Rothenburg L. (1989)), (Mirghasemi A. a et al (2002)), et (Azema E (2007)). L'introduction d'une élongation des grains change le comportement mécanique. De part les différents minéraux entrant dans leur composition, les sols granulaires sont sûrement les matériaux naturels présentant les formes de grains les plus variées.

La forme des grains est un facteur important qui peut affecter le comportement d'un milieu granulaire sous chargement et particulièrement la rupture des grains. En effet, dans un milieu granulaire, du point de vue mécanique, tout se passe par les contacts entre les grains c'est ce qui fait que leur géométrie joue un rôle décisif sur le nombre des contacts et leur nature. Alors la forme de grain est un facteur qui affecte la distribution des efforts dans un milieu granulaire à l'échelle globale et au niveau des grains lui-même en considérant le nombre de contacts. Sa description est de grande importance, car elle est liée à l'évolution du milieu granulaire sollicité. Cette géométrie va être caractérisée par la dimension des grains, leur forme, leur état de surface ou leur angularité. Les matériaux granulaires issus de concassage assurent une bonne résistance interne et une friction inter-granulaire élevée. Les particules concassées se lient étroitement généralement moins bien que les particules arrondies. Pas contre, ce type de particules confère au matériau un angle de frottement interne plus élevé permettant d'augmenter la résistance au cisaillement.

La forme anguleuse obtenue par concassage favorise des concentrations des contraintes au niveau des angles des grains (les surfaces des contacts entre grains étant très faibles) et la résistance sera plus rapidement atteinte (Melbouci B (2002)). En fait, d'après le mode d'obtention des grains, ces derniers peuvent avoir une forme arrondie s'ils sont des matériaux alluvionnaires, car ils ont subi des transformations de texture causées par l'effet de transport par l'eau. Une bonne angularité confère au mélange granulaire une meilleure stabilité mécanique [6].

Enfin, en dehors de toute considération physique ou chimique, on peut noter que la forme des grains et leur position relative peuvent créer une sorte de cohésion apparente

au sein d'un milieu granulaire du fait des effets de géométrie de surface (Delenne J.Y., (2008)). En effet, les irrégularités de surface associées à l'imbrication des particules peuvent contribuer de façon non négligeable à la résistance ou déplacement entre deux particules en mouvement l'une par rapport à l'autre, mais cela concerne plutôt ces propriétés de frottement que sa capacité cohésive en soi (Scholtès Luc (2008...)) [6].

1.3.3. Répartition des tailles

Au même titre que les constituants et la forme des grains, un aspect important est la distribution des tailles de grains. La dimension d'un élément granulaire est donnée par l'ouverture de la maille carrée d'un tamis, exprimé en mm, à travers laquelle il passe juste. La granulométrie est caractérisée par la distribution dimensionnelle des éléments. Elle est déterminée par l'analyse granulométrique par tamisage dans laquelle on détermine la quantité de matériaux utilisés entre chacune des tamis d'une série. La mesure de la taille d'un grain extrait d'un échantillon n'importe que très peu d'information et se relève sans intérêt. Par contre, la mesure de la distribution des tailles de grains apporte des informations sur les tailles mises en jeu ainsi que sur les proportions de chaque tailles de particules présentes dans le matériau. Dans les matériaux granulaires naturels ou industriels, les grains ne sont que rarement de la même taille, on parle alors de polydispersité des tailles. Cette caractéristique constitutive joue un grand rôle dans le comportement mécanique des matériaux granulaires au sens où la présence de différents ordres de grandeurs de taille de grains change radicalement l'arrangement des grains (Azema E et al (2007)).

Lorsque la proportion de gros grains atteint un seuil de concentration, la manière dont ils sont disposés influe sur la compacité. En effet une partie des grains fins occupe aisément les vides entre les gros grains. L'effet des parois des gros grains entraîne un décompactage des grains fins. Dans les mélanges granulaires, on cherche à trouver la granulométrie optimale pour laquelle la porosité du milieu granulaire se minimise au maximum et cela dans le cas du compactage.

1.4. Description de la forme des grains

On résume la description des grains à l'échelle observable par des dispositifs optiques. À cette échelle, on peut décrire la forme des grains en termes de sphéricité et de rondeur par opposition à l'élongation et à l'angularité. On peut également définir la sphéricité d'un grain comme le rapport de diamètre d'une sphère de volume identique et de diamètre de la sphère circonscrite.

La distribution des formes reflète les caractéristiques pétrologique et pétrographique intrinsèque du milieu granulaire ainsi combiné au facteur environnementaux de formation (tel que l'érosion : graviers naturels) ou aux facteurs qui conditionnent la production (granulats concassés) la forme des grains peut être regroupée en six

catégories : arrondie, irrégulières, anguleuse, plate allongée, plate et allongée comme le montre la figure (1.1).

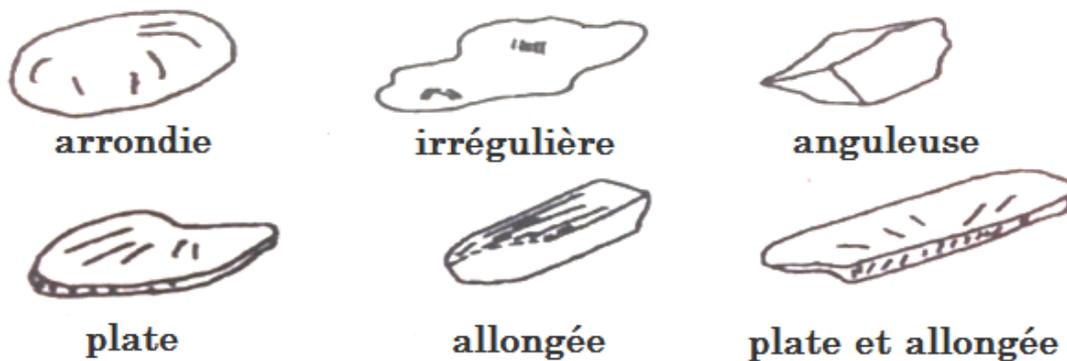


Figure 1.1. Les différentes formes des grains (Kheffache T., 2014)

1.5. Les contacts entre les grains

Dans plusieurs études, le comportement mécanique d'un ensemble de grains, à l'échelle microscopique est définie par le contact entre grains. Ces études considèrent que les forces se transmettent par les contacts et c'est au contact que se produit la dissipation par frottement. Les contours de grains réels sont en général loin d'être réguliers et les surface continuent d'apparaître irrégulières.

La surface de contour d'un corps est caractérisée localement par des profils d'indentation. Pour une aire de contact apparente donnée, le degré de contact (l'aire de contact effective) augmente avec l'enfoncement à ces niveaux. Plus les surfaces sont rugueuses et pointues plus les efforts au niveau des contacts sont importants. La forme des grains et leur position relative peuvent créer une sorte de cohésion apparente au sein du milieu granulaire sans qu'il y ait pour autant attraction physique ou chimique entre les particules (Mitchell (1993)). Ce type de cohésion est qualifiée d'apparente, car il n'existe pas à proprement parler d'actions cohésives entre les grains, mais on observe une résistance au déplacement relatif des grains, ce qui s'apparente à de la cohésion. La géométrie des surfaces en contact peut créer des blocages à cause de reliefs microscopiques et donc une résistance au déplacement dans une direction. Cette résistance au déplacement, due à la géométrie des particules ou à des irrégularités de surface, contribuent à la cohésion globale en éliminant le mouvement des particules en contact les unes par rapport aux autres [6].

Aspect mécanique du contact

Il est très important de connaître le contact géométrique réel d'un grain dans un milieu qui se compose de plusieurs grains. Mais le problème qui se pose c'est que comment on peut faire la différenciation entre le proche voisinage et le contact réel entre deux grains. Lors d'un contact entre deux grains apparaissent des phénomènes complexes qu'il est

important de préciser. Ces phénomènes liés, d'une part, à la nature et à l'état des grains et de leurs surfaces, d'autre part à la nature et à l'état des sollicitations auxquels ils sont soumis. En effet dans la plupart des propriétés des milieux granulaires où le contact intervient et en particulier lorsque l'on s'intéresse aux propriétés mécaniques, il convient de différencier les contacts actifs sous la sollicitation imposée (les contacts étant le siège d'une force significative) des contacts inactifs (ou la force est nulle ou se réduit à celle nécessaire à l'équilibre du grain seul). Mais le problème c'est que dans un tas composé de grains, nous n'avons pas accès aux valeurs des forces de contacts entre grains.

L'analyse du contact réel de deux grains convexes par exemple, peu déformable, montre en effet que le contact qui peut sembler ponctuel à l'échelle globale des grains apparaît en fait comme une surface lorsqu'on affine la vision à l'échelle locale. Si l'on pousse davantage la vision microscopique, l'aire de contact s'avère être une multitude de points répartis sur la zone considérée. Plus loin encore, les points de contact continuent d'apparaître comme des surfaces de contact d'aspérités qui ont leurs dimensions propres (figure 1.2) [6].

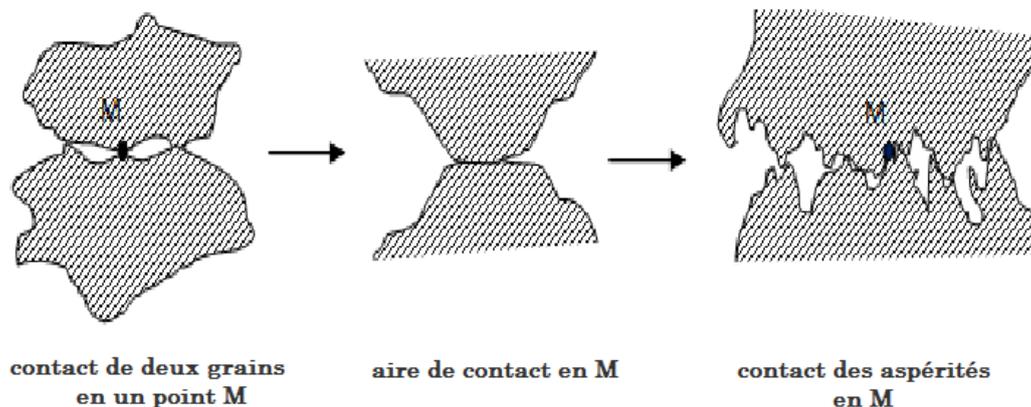


Figure 1.2. Illustration du contact en un point (Kheffache T., 2014)

1.6. Déformation des milieux granulaires

La réponse d'un milieu granulaire à une sollicitation donnée dépend de la granularité, de la forme des grains et de l'arrangement de ces grains, c'est-à-dire de la structure du milieu. Les deux caractéristiques essentielles de cette réponse sont, d'une part, la non linéarité et d'autre part la non-réversibilité des déformations (Schlosser F. (1974)) [6]. Ces déformations irréversibles proviennent essentiellement des modifications de la structure de ces matériaux. Les principaux mécanismes de déformations peuvent être classés comme suit :

- Un serrage des grains les uns sur les autres
- Un déplacement relatif des grains les uns par rapport aux autres, associé généralement à une rotation de ceux-ci
- Une déformation des grains

- Une modification physico-chimique du matériau par variation d'ambiance hygrométrique ou thermique.

Un paramètre important qui caractérise les empilements granulaires est la fraction volumique définie comme le rapport du volume occupé par les grains sur le volume total occupé par l'empilement. Suivant le mode de dispersion des grains dans l'empilement, on peut obtenir des empilements lâches ou denses. Il existe une continuité d'empilements stables sous gravité avec des fractions volumiques différentes, qui sont comprises entre un minimum correspondant à l'empilement le plus lâche et un maximum correspondant à l'empilement le plus dense. La réponse d'un milieu granulaire aux différents chargements dépend énormément de son état initial. Lorsqu'on effectue un essai de cisaillement direct sur un matériau pulvérulent très compact, on obtient la courbe (1) (figure 1.3) présentant un maximum prononcé au-delà duquel elle décroît de plus en plus lentement. Dans ce cas, l'indice des vides est faible car les grains sont enchevêtrés. Le maximum de la courbe correspond à l'effort de cisaillement qu'il faut appliquer pour provoquer le désenchevêtrement des grains dans le plan de rupture.

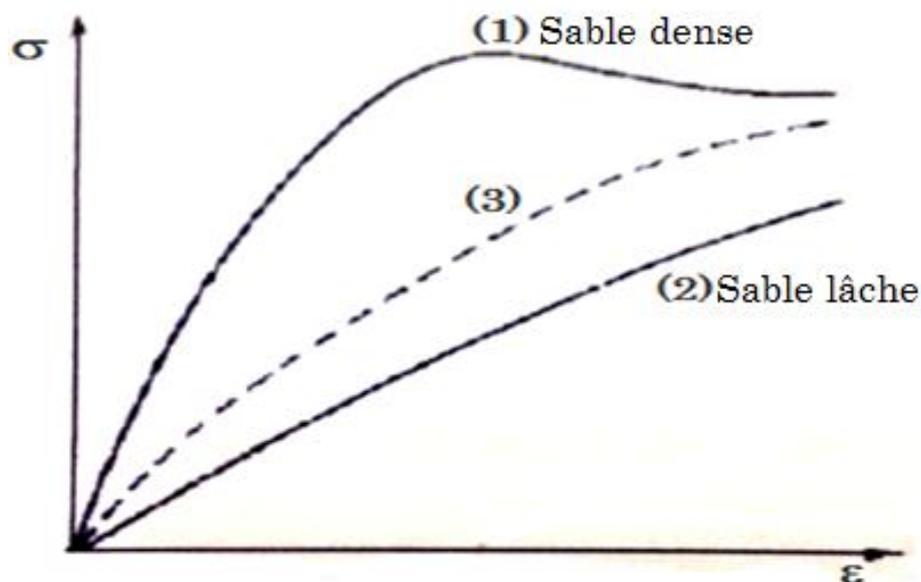


Figure 1.3. Courbe illustrative contrainte déformation d'un milieu granulaire sous différents états

Pour un sable lâche, on obtient une courbe (2) ne présentant pas de maximum. Elle croît de plus en plus lentement pour tendre vers la courbe (1) dans le domaine des grandes déformations. Dans ce cas, le serrage des grains est lâche et au cours de l'essai le volume initial de l'échantillon diminue. Pour une valeur intermédiaire de des vides appelée « indice des vides », l'essai se fait à volume pratiquement constant. On obtient la courbe (3).

Au sujet de l'évolution des contacts inter granulaires, les résultats par Fischmeister et al (1978), dans une étude du frittage des poudres métalliques, mettent en évidence l'augmentation du nombre et de la surface de contact entre grains au cours de la densification de l'échantillon. La déformation de l'échantillon est séparée en deux

mécanismes simultanés mais distincts : une phase réarrangements des grains et une phase de déformation des grains eux même [6].

1.7. Déformation au niveau des grains

Le comportement du contact entre deux sphères identiques de rayon décrit par la loi d'Hertz-Mindlin. Hertz a résolu le problème du contact entre deux sphères élastiques soumises à une contrainte axiale, dirigée selon l'axe formé par les deux centres la figure (1.4), il s'est intéressé à l'influence de la déformation élastique des surfaces dues à leur contact mutuelle sous chargement. Mindlin a formulé la théorie concernant l'application d'une force tangentielle entre deux sphères [6].

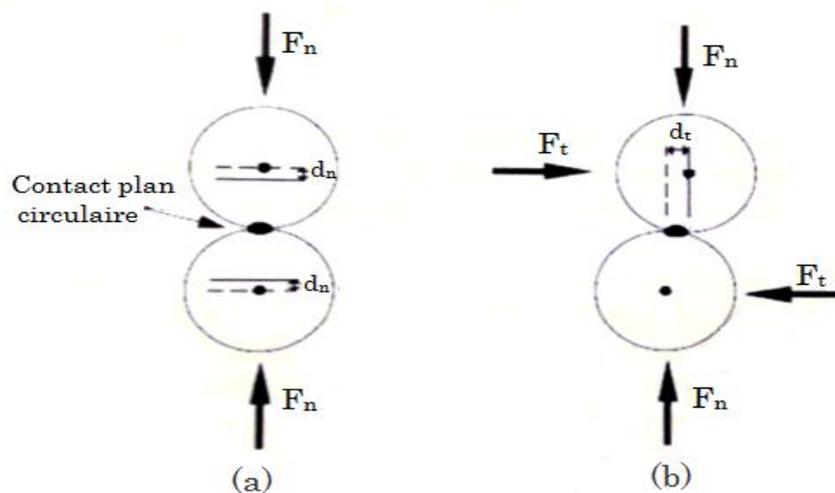


Figure 1.4. Théorie d'Hertz (a) et de Mindlin (b) (Jonsson, 1895)

1.8. Rupture des grains

1.8.1. Effet de la rupture des grains sur le comportement mécanique

Il existe de nombreuses situations dans lesquelles les sols granulaires sont soumis à de fortes contraintes, comme par exemple à l'extrémité des pieux ou dans les fondations des barrages de grande hauteur. Ces niveaux de contrainte peuvent engendrer la rupture des grains, même pour des particules relativement résistantes (Billam, 1971; Vesic et Clough, 1968; Marsal, 1967). Inversement, les sols formés par des grains de faible résistance peuvent présenter de la rupture des grains sous faibles contraintes, comme les matériaux calcaires (McDowell et Amon, 2000; Hu et al. 2011a), les sols de cendres volcaniques, ou des matériaux carbonatés (Coop et al. 2004; Biarez et Hicher, 1994). Ainsi, on peut affirmer que le taux de rupture des grains dépend du rapport entre la résistance des particules individuelles et les contraintes macro-mécaniques: si ce rapport est faible, la rupture des grains est augmentée.

La rupture des grains a un effet sur la relation contrainte-déformation des matériaux granulaires (Marsal, 1967; Marachi et al., 1969, 1972; Barton et Kjaernsli, 1981; Hardin,

1985; Kim , 1995; Lade et al., 1996; Biarez et Hicher, 1997; Frossard, 2009 ; Frossard et al., 2012), à savoir, une diminution de la dilatance (augmentation de la compressibilité) et une diminution de la résistance au cisaillement, les deux phénomènes étant liés [6].

1.8.2. Taux de rupture

1.9. Mécanique de la rupture des grains

La rupture des grains dans un assemblage granulaire est à mettre en regard de la distribution des forces de contact sur les grains. Statistiquement, si ces forces dépassent une valeur de référence, la particule casse. Pourtant, en raison de l'hétérogénéité dans la forme et la taille des grains, le réseau de forces de contact peut être très complexe, en ce qui concerne la distribution de l'intensité des forces et les points de contact entre grains (ou nombre de coordination).

Mode de rupture

Dans la mécanique de la rupture fragile, on considère que, en fonction des contraintes appliquées, une fissure dans un matériau peut se propager de trois façons différentes (voir Figure 1.5):

- Mode I : une contrainte de traction normale à la fissure ;
- Mode II : une contrainte de cisaillement parallèle au plan fissuré et normale au front de la fissure ;
- Mode III : une contrainte de cisaillement par torsion, c'est-à-dire agissant parallèlement au plan de la fissure et parallèlement au front de fissure

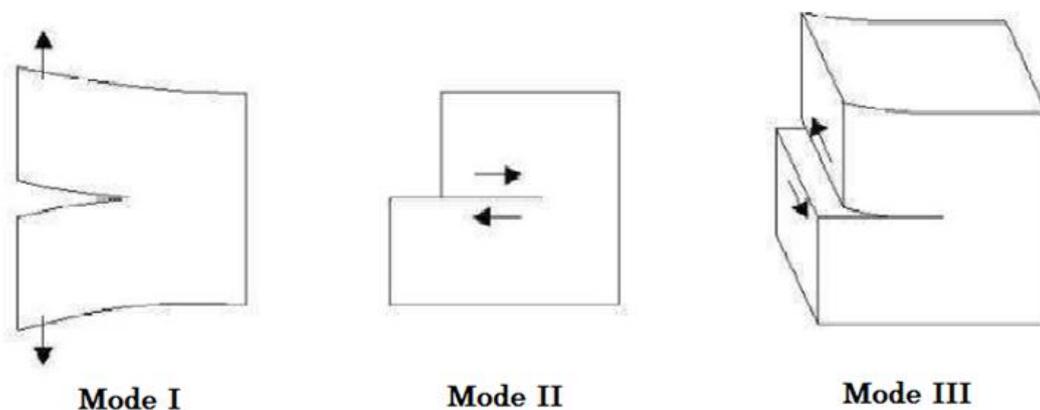


Figure 1.5. Modes de fracture fragile (Ovalle, 2013)

En général, le mode de fracture dépend du chemin des contraintes et une fissure se propage sous une combinaison des trois modes. Pourtant, le Mode I est celui qui requiert le moins d'énergie (Luong, 1998) et est donc le plus souvent rencontré [6].

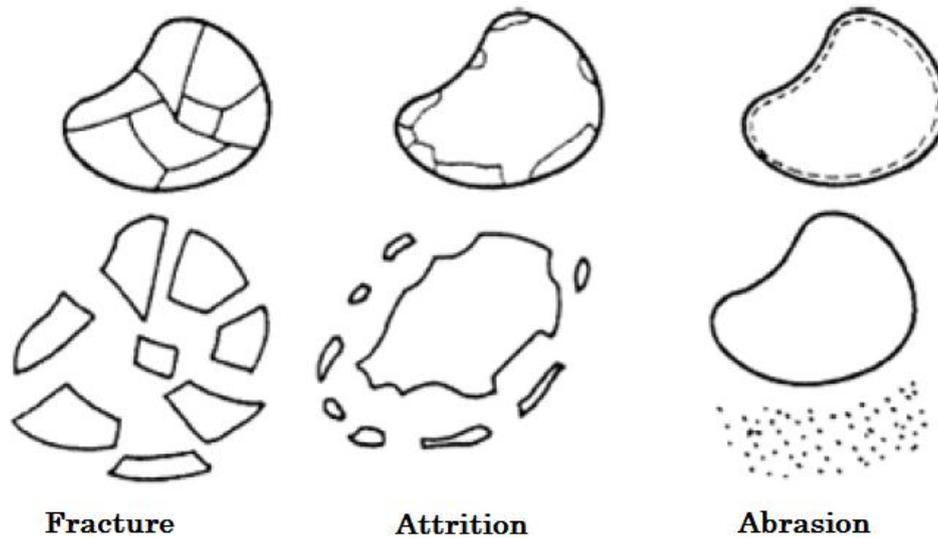


Figure 1.6. Modes de fracture d'un grain (Guyon & Troadec, 1994)

D'après Guyon et Troadec (1994), le mode de rupture des particules dans un assemblage granulaire peut être qualitativement séparé en trois types (voir Figure 1.6):

- **Fracture:** cassure du grain en plus petits grains de taille similaire (disons 25 à 50% de la taille des grains d'origine),
- **Attrition:** un grain se brise en un fragment principal d'une taille légèrement plus petite que le grain initial, et plusieurs fragments plus petits, produits généralement par la rupture des aspérités,
- **Abrasion:** génération de fines dues au frottement entre les grains.

1.10. Facteurs influençant la rupture des grains

1.10.1. Propriétés intrinsèques du matériau

1.10.1.1. Effet de la minéralogie

Il est logique que la nature et la résistance de la roche mère d'où proviennent les grains d'un sol soient déterminantes à l'heure d'évaluer la vulnérabilité du matériau à la rupture des grains. Sur la Figure (1.7), on montre une compilation, proposée par Billam (1971), de plusieurs essais d'écrasement de grains de différentes minéralogies et de tailles diverses. On observe que la force de rupture dépend fortement de la nature du matériau (verre, quartz, calcaire, sable, craie) [7].

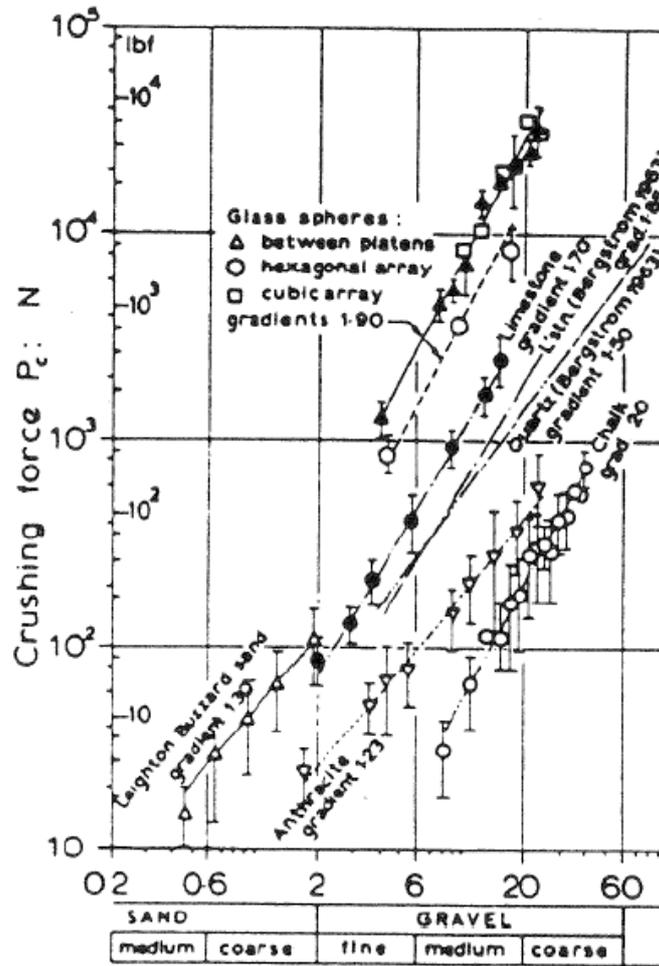


Figure 1.7. force de rupture des grains dans un essai de compression (Billam, 1971)

La Figure (1.8) montre la contrainte de rupture de quelques agrégats de roche écrasés lors d'essais de compression entre deux plaques rigides parallèles. La résistance est calculée ici comme la force de rupture (f_r) divisée par la taille du grain au carré (distance initiale entre plateaux) : $\sigma_f = f_r / d^2$ (Jaeger, 1967). On observe que l'intensité des contraintes peut varier d'un ordre de grandeur en fonction de la roche, ce qui aura des conséquences sur le taux de rupture du matériau granulaire.

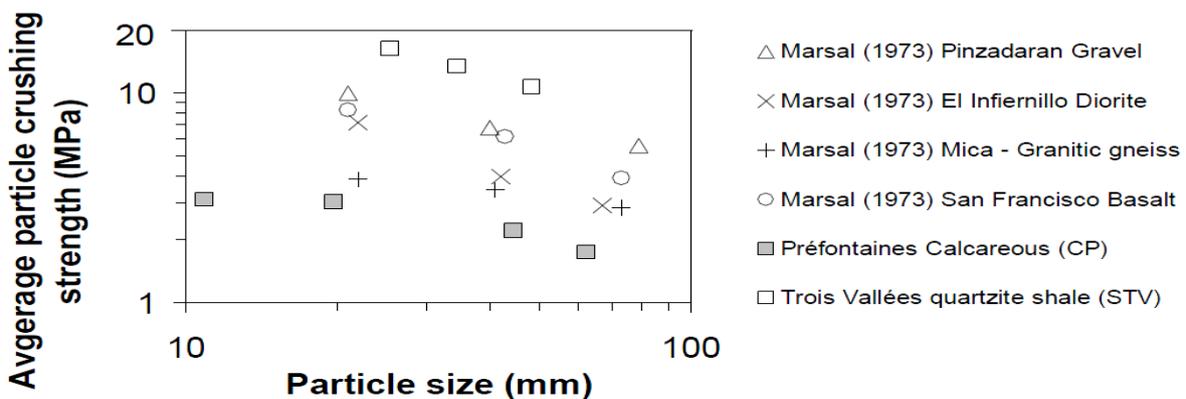
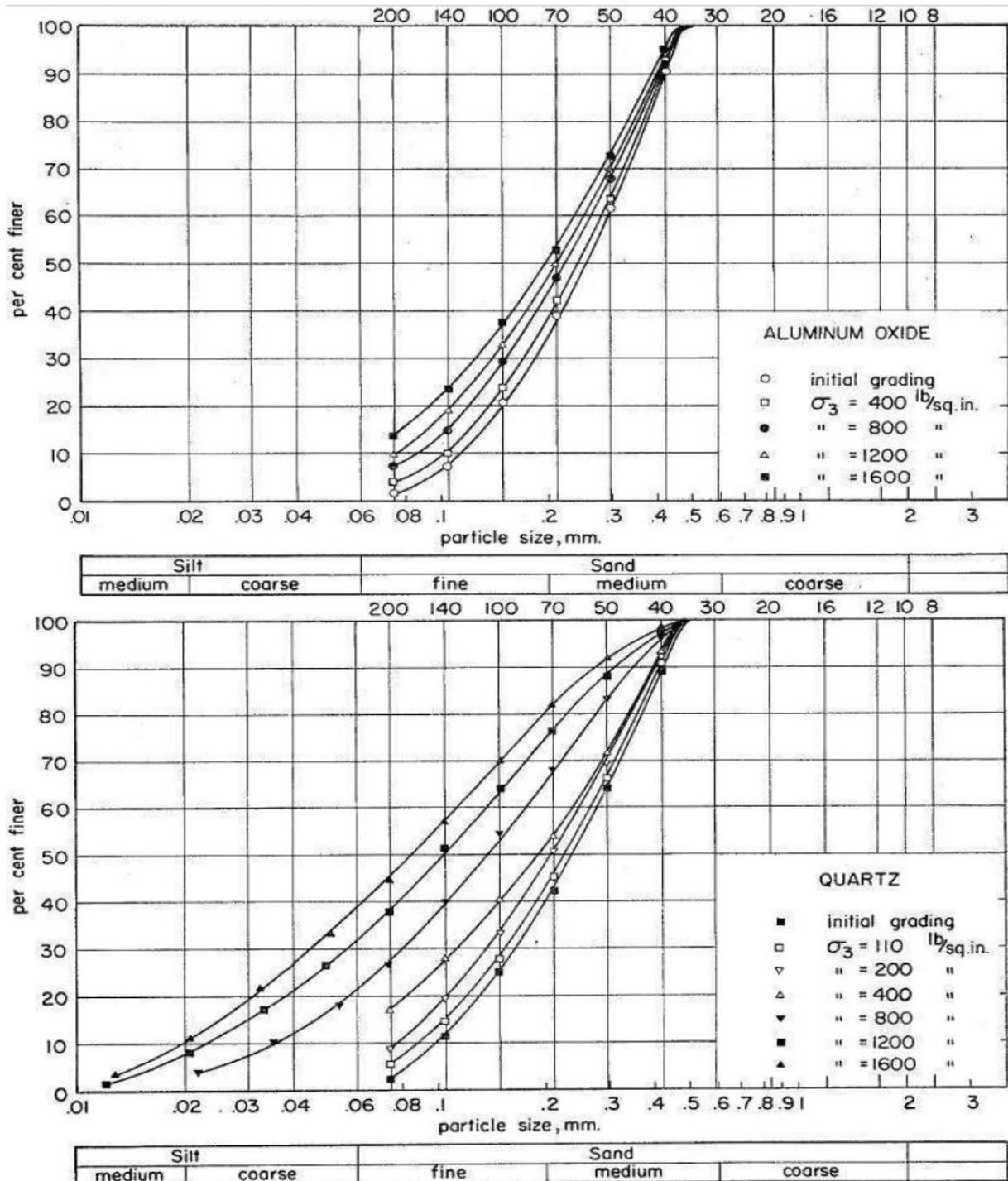


Figure 1.8. Résumé des résistances à la rupture des agrégats de roche (d'après Ovalle)

Par exemple, Lo et Roy (1973) ont fait des essais triaxiaux sur des matériaux de différentes minéralogies mais de même granulométrie initiale. Ils ont montré que la

rupture des grains dépend de la minéralogie (voir Figure 1.9) En effet, à granulométrie initiale et densité équivalentes, la vulnérabilité d'un matériau à la rupture des grains dépend du rapport entre la contrainte de confinement (σ_c) et la résistance des particules ($\sigma_f = f_r / d^2$) : un rapport élevé veut dire plus de ruptures, comme on observe sur la Figure (1.10). Les différences observées entre les taux de rupture des matériaux pour un même rapport σ_c/σ_f sur la Figure (1.10) sont dues à d'autres paramètres, comme on explique par la suite [7].



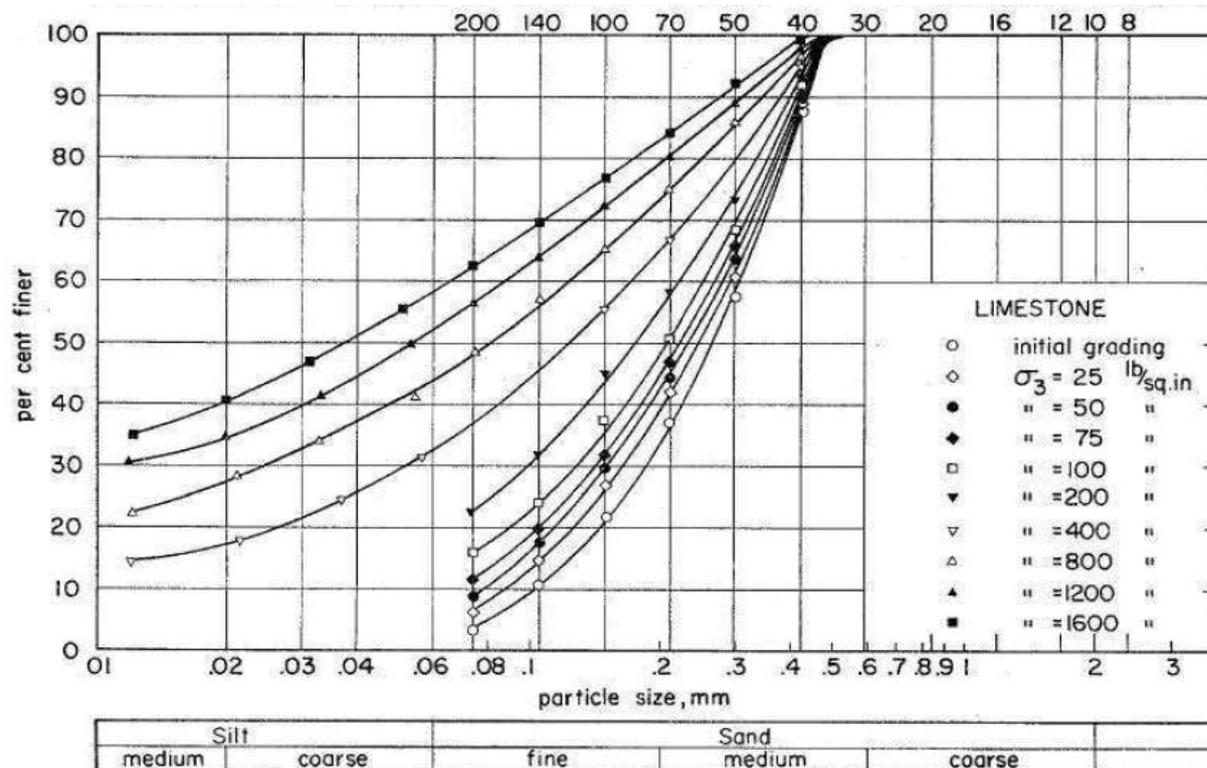


Figure 1.9. Influence de la minéralogie sur la rupture des grains (Lo et Roy, 1973)

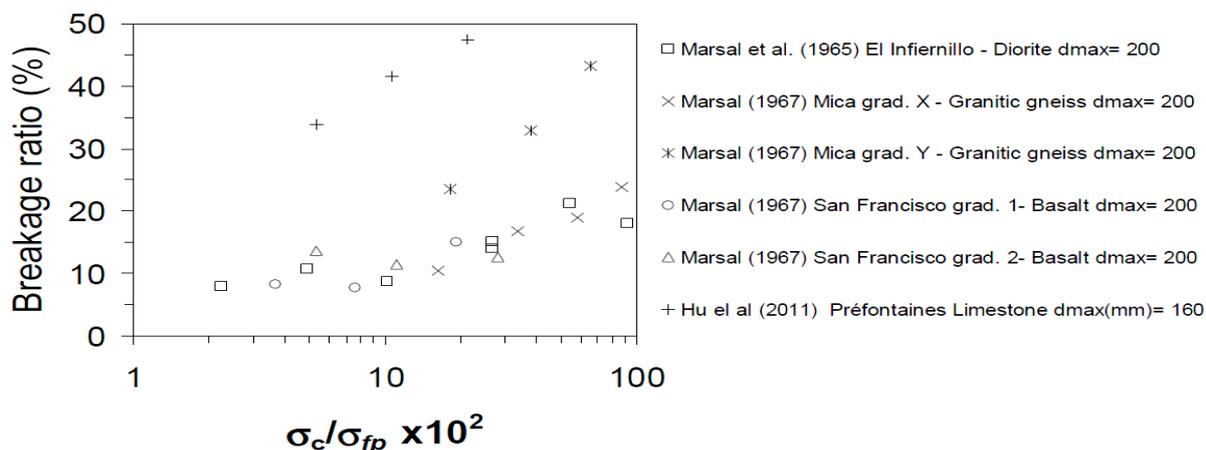


Figure 1.10. Résumé des taux de ruptures des grains en fonction de la résistance à la rupture des particules (σ_p) (d'après Ovalle)

1.10.1.2. Influence de la forme des grains

La rupture des grains est favorisée par l'angularité des particules. Cela est dû au fait que les grains angulaires ont moins de points de contact entre particules et ils transmettent donc des forces plus élevées par rapport à des grains arrondis sous la même contrainte macro mécanique. De même, les irrégularités géométriques ou les points des grains angulaires sont plus sensibles aux fractures et à l'attrition. Par exemple, sur la Figure (1.11), on observe que la rupture des grains augmente avec l'angularité pour un gravier granitique après un essai triaxial [7].

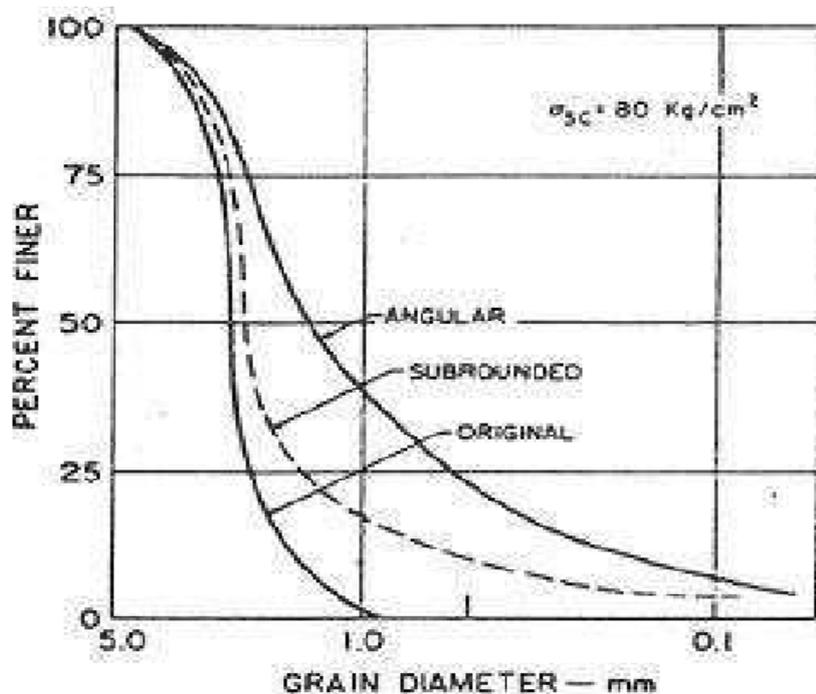


Figure 1.11. Influence de l'angularité sur le taux de rupture des grains (Lee et Farhoomand, 1967)

1.10.1.3. Effet de la granulométrie initiale

L'uniformité de la distribution des particules joue un rôle important en termes de rupture des grains. Si les tailles sont plutôt uniformes, il y aura moins de points de contact et au même niveau de contraintes par rapport à un matériau de granulométrie plus étalée, les forces de contact seront plus fortes. Ainsi, la rupture des grains est inversement proportionnelle au coefficient d'uniformité du matériau granulaire $C_u = d_{60}/d_{10}$

Il est ensuite logique de supposer que plus la rupture des grains augmente lors d'un essai de compression quelconque, plus C_u augmente et donc l'incrément du taux de rupture est de plus en plus faible. Par ailleurs, plusieurs études ont montré que la rupture des grains évolue vers une granulométrie finale ou ultime à grandes déformations et/ou fortes contraintes. Cette condition ultime pourrait être décrite par des séries géométriques et donnerait une valeur de C_u asymptotique (Turcotte, 1986 ; Sammis et al. 1986, 1987 ; Fukumoto, 1990, 1992 ; Bard, 1993 ; Fredlund et al. 2000 ; Coop et al. 2004) [7].

1.10.1.4. Effet de la taille des grains ou effet d'échelle

Comme précédemment expliqué pour tous les matériaux fragiles, les agrégats de roches et les grains de sol présentent aussi un effet d'échelle sur la résistance à la rupture. Ceci peut s'observer sur la Figure (1.8) pour différents matériaux. Cet effet d'échelle est au cœur de cette étude et est traité en profondeur par la suite.

1.10.2. Propriétés d'état du matériau et conditions d'essai

1.10.2.1. Densité initiale

Plus un matériau est dense, plus il y aura un nombre de points de contact important entre grains et donc plus faibles seront, en moyenne, les intensités des forces transmises. De même, à faible compacité initiale, les forces seront relativement plus élevées et les grains seront plus vulnérables à la rupture. Pourtant, au delà d'une certaine valeur de confinement, l'effet de la densité initiale est négligeable puisque la structure du matériau tend vers la même configuration après la consolidation.

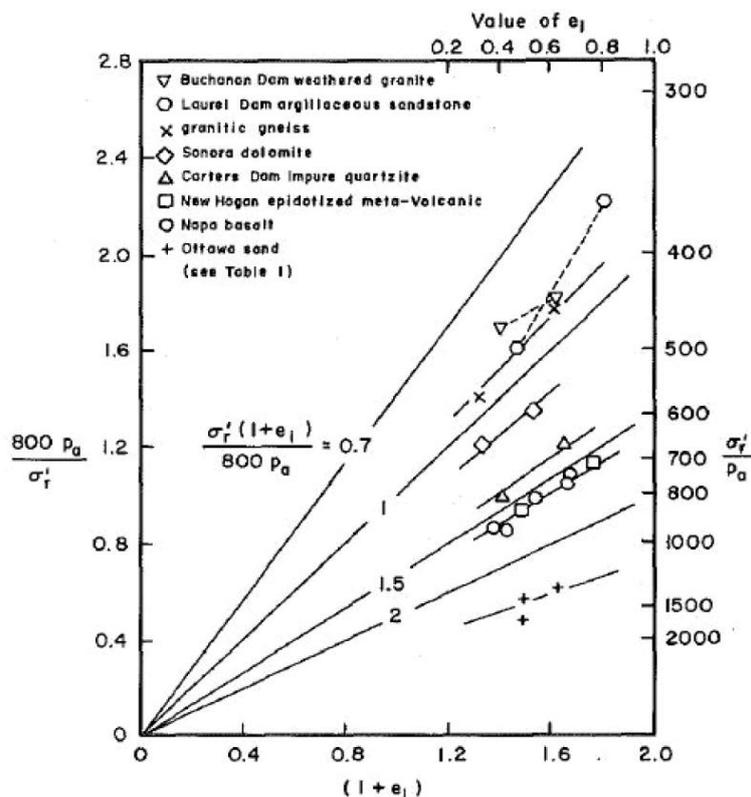


Figure 1.12. Effet de la densité initiale dans la vulnérabilité à la rupture des grains (Hardin, 1985) (P_a est la pression atmosphérique).

Afin d'étudier l'influence de différents paramètres sur la rupture des particules, Hardin (1985) a défini une contrainte de confinement de référence σ_r liée à une valeur du taux de rupture des grains. L'auteur a montré que le terme $\sigma_r (1 + e_1)$, e_1 étant la compacité initiale, est pratiquement constant pour un matériau donné. Ainsi, sur la figure (1.12) on observe que σ_r diminue quand e_1 augmente, c'est-à-dire, le matériau est plus vulnérable à la rupture des grains.

1.10.2.2. Influence de la teneur en eau

Les travaux de Sowers et al. (1965), Marsal (1973) et Nobari et Duncan (1972) sur des enrochements et des graviers ont montré que la rupture des grains est augmentée en présence d'eau. Ces études furent motivées par les problèmes de tassement parfois excessifs et différés dans le temps des remblais et des barrages. Ils ont pu montrer que la

variation de la teneur en eau, même faible, pouvait augmenter la compressibilité du matériau par rupture des grains. Cet effet peut s'observer en condition de charge constante (fluage) ou de déformation constante (relaxation).

L'origine des effets de l'eau se trouve au niveau des particules individuelles. Ainsi, l'eau génère une diminution de la résistance des particules et en conséquence le taux de rupture augmente. En fait, la saturation partielle des particules génère un ménisque capillaire à l'intérieur des microfissures qui modifie la contrainte effective et ainsi la résistance à la rupture elle-même. Autrement dit, les liens capillaires à la pointe d'une fissure sont tendus et sont vulnérables à un changement de succion. En conséquence, l'état saturé est le plus défavorable, puisque la succion s'annule et donc les liens capillaires disparaissent. De plus, la pointe des microfissures peut subir des attaques corrosives de l'eau (i.e. dilution de minéraux) et les propriétés mécaniques peuvent donc être affectées (Atkinson, 1979 ; Dunning, 1984). Entre le comportement du matériau sec et celui du matériau saturé, il y a une transition qui dépend de la teneur en eau. Ce comportement peut être donc exprimé en fonction de la succion ou de l'humidité relative, comme dans les matériaux partiellement saturés traités par Oldecop et Alonso (2001, 2003) ou Chávez et Alonso (2003) [7].

1.10.2.3. Effet du chemin de contraintes

En général, la rupture des grains est privilégiée sur des chemins de contrainte à fort cisaillement. Par exemple, la Figure (1.13) de Vesic et Clough (1968) montre que le taux de rupture est plus important après un essai triaxial par rapport à une compression isotrope.

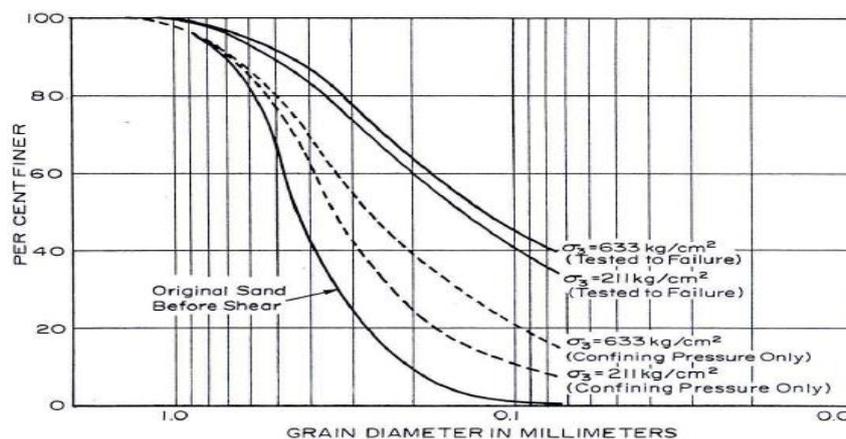


Figure 1.13. Effet du chemin des contraintes dans la rupture des grains (Vesic et Clough, 1968)

De même, à contrainte équivalente, un chemin œnométrique produit plus de rupture que le chemin isotrope mais moins qu'une compression en cisaillement jusqu'à l'état critique.

1.10.2.4. Effet de la déformation

La déformation joue aussi un rôle important dans la rupture des grains. Par exemple, dans un essai de cisaillement annulaire, on observe que le taux de rupture augmente avec l'amplitude de la déformation (Coop et al. 2004 ; Fukumoto, 1992). Similairement,

dans un essai de compression triaxiale cyclique, la rupture des grains augmente avec le nombre des cycles (Hu et al (2011) [7], voir Figure (1.14)).

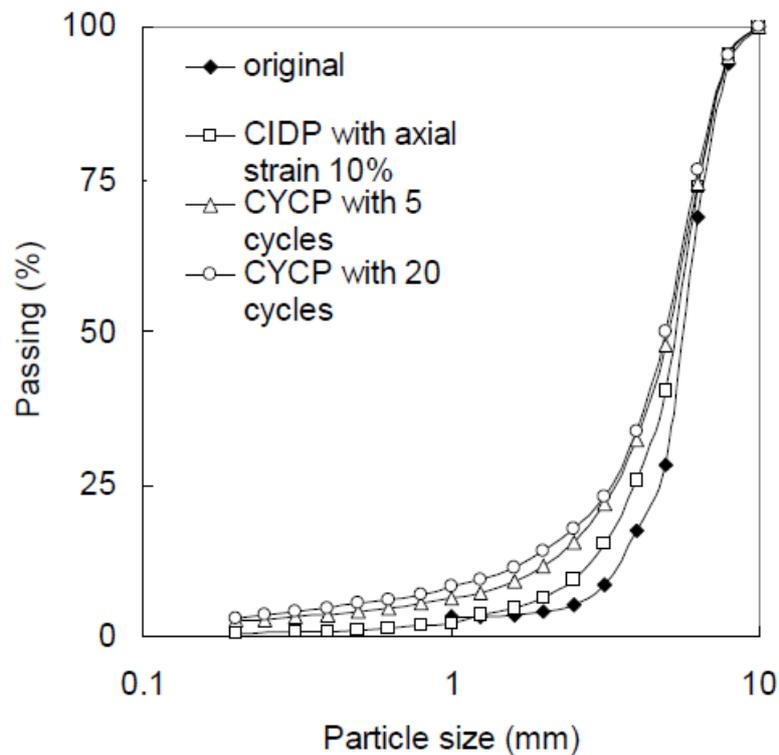


Figure 1.14. Effet des cycles dans la rupture des grains, d'après Hu et al. (2011)

1.11. Effet de la rupture des grains

Le phénomène de rupture des grains est responsable de l'évolution des caractéristiques mécaniques de ces milieux. La rupture des grains va conduire à la modification de la microstructure ainsi la distribution des efforts dans la structure. Si les grains sont brisés en particule plus petites en raison de l'application d'une force externe, les propriétés du milieu vont changer sa porosité et sa perméabilité baisse, la surface spécifique globale augmente, la distribution de taille des grains est modifiée. L'écrasement augmente avec l'augmentation de la taille des grains et leur angularité. En revanche, il diminue avec l'augmentation de la densité, du coefficient d'uniformité et de la force minérale (Vesic et Clough, (1968); Al-Rousan et al, (2011); Hardin, (1985); Chuhan et al, (2003); Valdes et Koprulu, (2005)). L'écrasement des grains change les propriétés mécaniques d'un matériau granulaire principalement de trois façons: Diminution de l'angle de frottement, changement de volume et réduction de volume des vides [6].

1.11.1. Variation de volume des sables en cisaillement

Le cisaillement d'un matériau granulaire s'accompagne généralement d'une variation de volume, qui dépend essentiellement de son état de compacité initial (Philipponnat & Hubert, 2002). Les sols compacts ont un comportement dilatant, ce qui signifie qu'ils

augmentent de volume lors du cisaillement. Contrairement aux sols initialement laches, qui se caractérisent par une compressibilité, ils ont tendance à diminuer de volume, leurs comportement, dit contractant, traduit un réarrangement des grains (diminution de la porosité et augmentation de la masse volumique) (Pedro, 2004).

Leonards (1968), a illustré le phénomène élémentaire régissant les variations de volume par la figure (1.15).

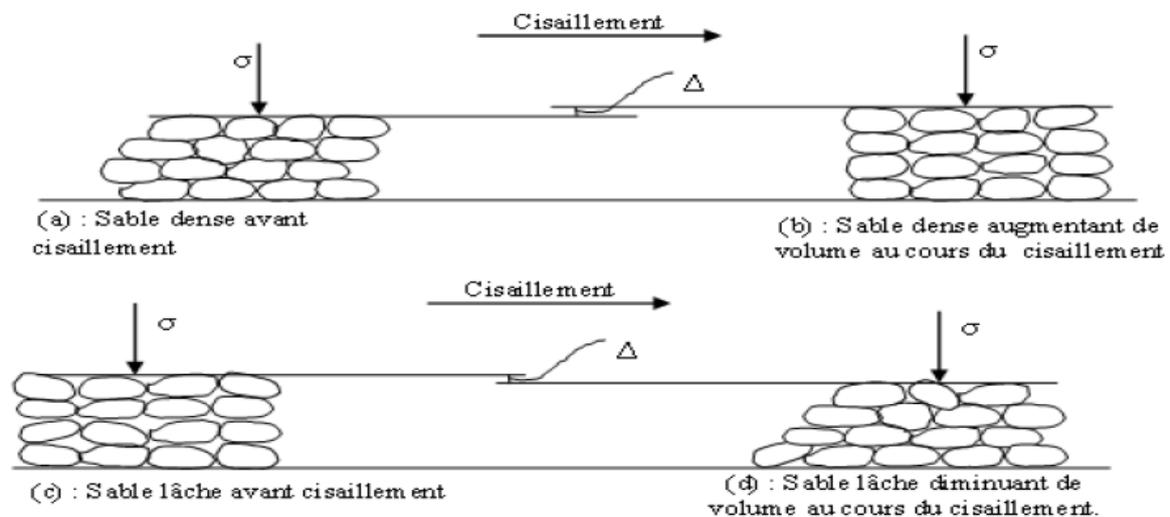


Figure 1.15. Variation de volume des sols pulvérulents au cours du cisaillement, d'après Leonards (1968)

C'est une représentation schématique d'un sol fortement tassé (figure 1.15.a) où les grains sont en ce point enchevêtrés, et leur déformation est impossible, à moins qu'elle ne s'accompagne d'une dilatance représenté sur la figure (1.15.b). Si le sol s'est peu tassé (figure 1.15.c), les déformations de cisaillement provoquent la pénétration des particules dans les vides, ce déplacement s'accompagne d'une réduction de volume (contractance), comme le montre la figure (1.15.d) [3].

1.11.2. Diminution de l'angle de frottement interne

Plusieurs études ont mis en évidence une baisse importante de la valeur de l'angle de frottement interne de pic mesuré, liée à l'augmentation de la contrainte moyenne appliquée à l'échantillon. Les matériaux granulaires subissant l'écrasement présentent une enveloppe de rupture Mohr-Coulomb non-linéaire. Par conséquent, l'angle de résistance au cisaillement diminue en conséquence en fonction de l'écrasement des grains (Bishop, (1966), Miura et al, (1979), Bolton, (1986), Fedda, (2002)).

D'autre part, les essais de cisaillement circulaire sur le sable carbonaté présentés par Coop et al, (2004), ont montrés un écrasement sans perte de l'angle résiduel de frottement interne. Il semble que les matériaux granulaires déformables subissent une réduction de l'angle de frottement du fait de la rupture des grains avant d'atteindre une valeur constante de la résistance résiduelle.

A l'aide des résultats obtenus par différents auteurs, Bishop (1966) montre, que la courbure de l'enveloppe des cercles de Mohr est la plus importante dans le cas des matériaux les plus denses et ayant une distribution granulométrique uniforme (figure 1.16).

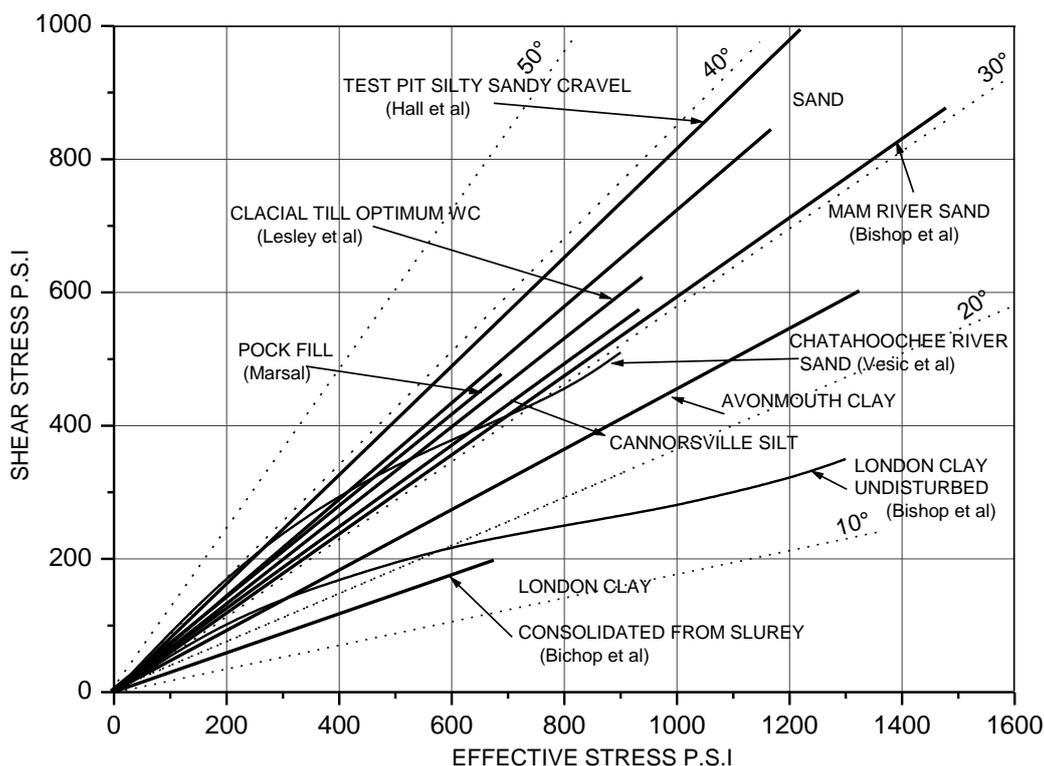


Figure 1.16 Enveloppe des cercles de rupture dans le plan de Mohr-Coulomb pour différents matériaux d'après Bishop (1966).

Vesic et Clough (1968), montrent que la baisse de l'angle de frottement n'est pas continue avec l'augmentation de la contrainte moyenne. La valeur de la contrainte moyenne correspondant à l'obtention de la valeur limite de l'angle de frottement appelée "breakdown stress" par Vesic et Clough (1968), ou "seuil d'attrition des grains" par Touati (1982) définit un niveau de contrainte moyenne, au-delà duquel le mécanisme de rupture des grains devient prépondérant. Dans le cas des matériaux granulaires, les auteurs attribuent la baisse de l'angle de frottement mesurée à l'effet d'écrasement et d'attrition des grains. En outre, il a été rapporté que l'angle de cisaillement pour les matériaux granulaires qui subissent des ruptures, diminue en raison de l'écrasement des grains (Bolton, (1986); Fedá, (2002)). Par contre, Coop et al, (2004) ont mené une étude en se basant sur un essai de cisaillement annulaire sur un sable carbonaté et ils ont indiqué que l'écrasement des grains peut se produire sans une réduction de la valeur résiduelle de l'angle de frottement interne. Lo et Roy (1973), dans le cas d'un sable calcaire, observent que l'angle de frottement interne peut diminuer lors du cisaillement.

1.11.3. Réduction de volume des vides

La rupture des grains produit une diminution du volume de vides et du volume en vrac de matériaux granulaires Vallejo, (2003). De telles sortes que les grains et les particules résultants de la rupture occupent une partie de vide inter granulaire. Des recherches menées par différents auteurs ont montrés que dans les milieux granulaires, une relation claire existe entre le taux de porosité du matériau et la contrainte verticale appliquée dans les essais d'écrasement (Terzaghi (1948), MacDowell et Bolton (1998), Pestana et Whittle (1995)), tels que les essais de cisaillement [6].

1.12. Conclusion

Selon l'état des matériaux granulaires ainsi leur nature de sollicitation, ces milieux changent de comportement. Effectivement ils peuvent se comporter comme des liquides, des solides ou comme des gaz.

Le comportement d'un milieu granulaire sous contrainte dépend largement de sa structure granulaire, autrement dit de sa microstructure. L'évolution de cette micro structure est la seule responsable de l'évolution de comportement de ces milieux à l'échelle macrostructural.

Comme le phénomène de l'écrasement des grains est un phénomène propre à ces milieux, plusieurs études ont été consacrées pour mettre en évidence ce phénomène, le quantifier et voir son effet dans l'évolution des caractéristiques mécaniques de ces milieux.

La rupture des grains dans les matériaux granulaires dépend des propriétés individuelles des particules, de celles de l'assemblage granulaire, notamment son état initial, et du chargement mécanique imposé.

Chapitre 2 Présentation des essais et des dispositifs expérimentaux utilisés

2.1. Introduction

Cette partie de ce travail porte sur la présentation des matériaux, les essais d'identification ainsi les essais de chargement utilisés pour étudier le sol en question. En premier lieu, on a présenté les sites dont les matériaux sont prélevés ainsi qu'on a identifié les matériaux utilisés dans cette étude (trois différents sables fins et argile).

La présentation du mode de préparation des différents échantillons ainsi que les appareillages d'essai utilisés et quelques analyses chimiques (Diffraction au rayon X, Microscope électronique à balayage) a été faite le long de cette partie. On a présenté l'ensemble des essais qui permettent la caractérisation et les essais de chargement entre autres un dispositif de chargement en compression uniaxiale qui est développés dans de ce travail.

2.2. Présentation du site

Le matériau utilisé pour cette étude, est un sable marin littoral. Le sable a été prélevé au bord de la mer méditerranéenne sur une plage de la ville d'Aokas de Béjaia, qui se situe à 25 Km de la ville de Béjaia, chef lieu de wilaya. Le site de prélèvement se situe sur la plage juste à la rentrée de la ville en question comme il est montré sur la figure (2.1).

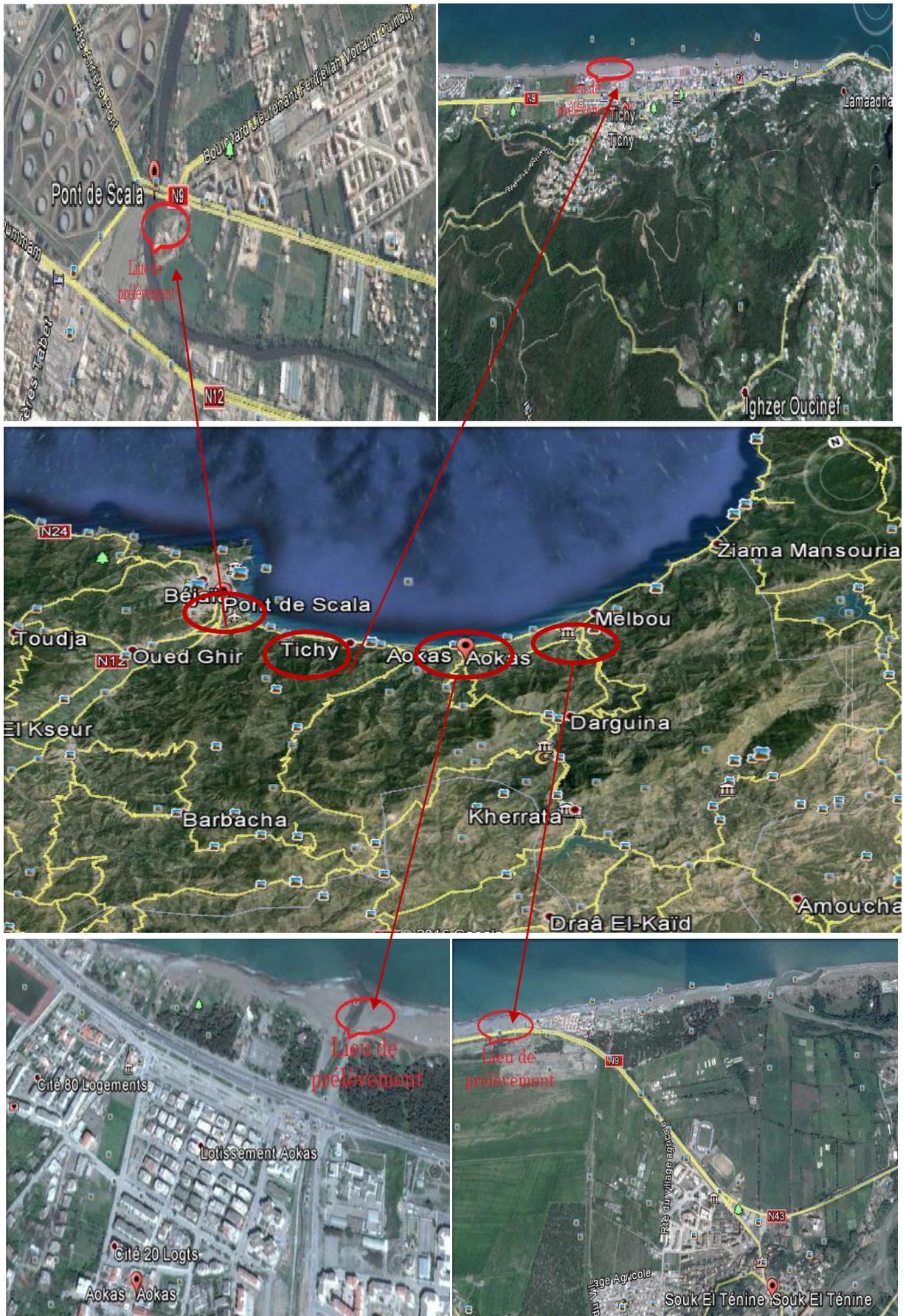


Figure 2.1. Localisation géographique des sites du prélèvement des matériaux (Google earth)

2.3. Identification du matériau

Le premier constat visuelle sur le sable en question, on peut constater que celui-ci est caractérisé par des grains fins qui peuvent contenir de grandes quantités de minéraux impures (matériaux organiques, déchets, ...) ce qui a nécessité un travail minutieux pour les enlever. En générale la formation des couches du sable s'effectue en trois étapes successives : la décomposition sur place des différentes roches suivie d'un transport qui les amène à un dépôt où ils demeurent sous différentes formes [2]. Vu que ces dernières années les sites marins sont pollués cela a un effet sur la constitution des dépôts sur les plages, c'est ce qui justifie la présence des matériaux cités précédemment. Cette remarque a été faite sur les trios cités de prélèvement sur plages.

Ainsi, deux autres échantillons du matériau, qui sont aussi du sable marin littoral (presque de la même caractéristique du sable présenté au début). Dont sont prélevés dans deux autres endroits, avoisinants à la région d'Aokas (Tichy et Souk El Tennine). Et de plus, un quatrième échantillon d'argile, soustraire dans le fleuve de Béjaia, la région dite Scala (Oued de la Soummam) (voir figure 2.1). Le prélèvement de ces trois échantillons, est dans le but de connaître les caractéristiques, dont possédant les différents échantillons y compris le sable testé (sable d'Aokas) ainsi les comparer.

2.4. Analyse granulométrique de l'échantillon intact

L'analyse granulométrique sert à déterminer la distribution en poids des particules d'un matériau suivant leurs dimensions. L'analyse granulométrique complète comprend en général deux opérations.

. **Le tamisage**: pour la distribution pondérale des particules de dimensions supérieures ou égale à 80 microns.

. **La sédimentation**: pour la distribution pondérale des particules de dimensions inférieures à 80 microns.

Si les particules sont inférieures à 0.2 microns seule l'analyse au microscope électronique peut être utilisée mais les résultats sont encore incertains.

2.4.1. Granulométrie par tamisage

Le tamisage permet de séparer le matériau en fractions granulaires dont les dimensions correspondent à celle de maille carrée du tamis à travers lequel elle est passée en dernier.

Le tamisage se fait sur une série de tamis montés les uns sur les autres dans l'ordre décroissant des ouvertures.

Le résultat de l'analyse granulométrique traduit en courbe facilite l'identification et la classification exacte du matériau et permet d'en prévoir certaines propriétés.

2.4.2. Appareillage

- Une série de tamis.
- Une balance pour effectuer les différentes pesées.
- Un pinceau à poils doux en nylon.
- Une étuve.

2.4.3. Mode opératoire

Au départ, on a pris une quantité représentative d'un échantillon de sable d'Aokas et on l'a mis en étuve sous une température de 105°C pendant 24 heures. Après le séchage de l'échantillon, on a pesé 2500 g et le verser dans la série de tamis dont les ouvertures sont décroissantes de haut vers le bas tel que le tamis supérieur de cette colonne laisse passer les plus petites particules ainsi disposer sous le dernier tamis un bac destiné à recevoir les particules dont les dimensions sont inférieure à la plus petite maille de la colonne désirée.

Ensuite, on a mis en marche la tamiseuse pendant 5 minutes, une fois la tamiseuse atteint les cinq minutes, on a pesé les quantités de sable retenues dans chaque tamis (le refus) en remplissant le tableau correspondant puis refaire toutes les étapes pour 5 échantillons du même sable pour avoir une courbe granulométrique moyenne qui présente en ordonnées (échelle arithmétique) les pourcentages des Tamisâts cumulés et en abscisses (échelle logarithmique) les dimensions des tamis correspondantes.



Figure 2.2. La tamiseuse

2.5. Equivalent de sable (Propreté des sables (%))

La propreté est l'une des caractéristiques essentielles des sables dont caractérise l'absence d'éléments indésirables. Ces éléments peuvent présenter une nuisance liée à leur finesse, à leur activité physico-chimique ou à leur action sur les liants hydrauliques et hydrocarbonés. Il peut s'agir de sels solubles, d'hydroxydes de fer, de matières organiques et surtout des argiles ...etc.

2.5.1. Matériels utilisés

- Bombonne de 5L
- Tuyau souple
- Robinet
- Tube laveur
- Eprouvette et bouchon
- Entonnoir
- Piston taré
- Réglet métallique

2.5.2. Mode opératoire

On a remplis la bombonne de l'eau en diluant un défloculant, par la suite on a versé la solution à l'éprouvette jusqu'à le premier trait de jauge et rajoutons l'échantillon de 120 gr de sable à l'aide de l'entonnoir puis le laisser au repos (10 minutes).

Après dès que les 10 minutes passent, on a fermé l'éprouvette avec le bouchon et l'agiter avec la machine agitatrice (90 sollicitations).

Ensuite, on a complété l'éprouvette avec de la solution jusqu'à le deuxième trait de jauge à l'aide du tube laveur ainsi que malaxer (en parallèle) ; et on a laissé l'éprouvette au repos pour une deuxième fois pendant 20minutes.

On termine par séparer le floculant dans l'eau à l'aide du piston taré et lire les valeurs de h_1 , h_2 avec le réglet métallique.

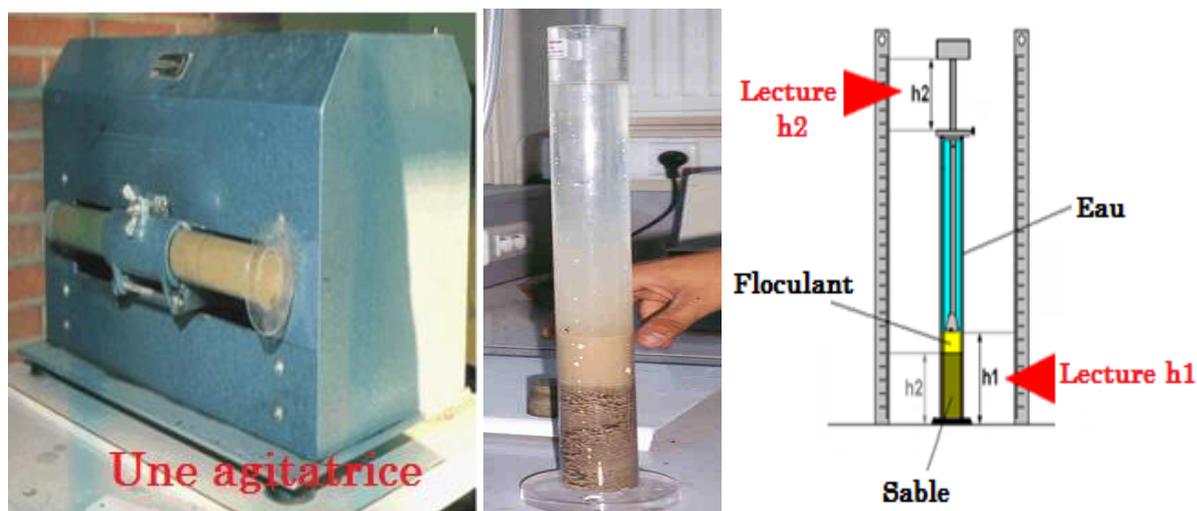


Figure 2.3. Description du l'essai

2.6. L'analyse chimique

Pour l'identification de la constitution minéralogique et chimique des grains des échantillons testés, des analyses ont été réalisées. Les analyses ont été effectuées au sein du laboratoire de génie des procédés de l'université de Bejaïa.

La constitution minéralogique a été obtenue en utilisant la Diffraction aux rayons X (DRX) et pour l'obtention des images à l'échelle de 10 fois de celle de la loupe ainsi ont été faits par la microscopie électronique à balayage (MEB).

2.6.1. Préparation des échantillons

On a prélevé trois échantillons du sable marins de différents endroits (de quelques kilomètres d'écart) y compris le sable testé (sable d'Aokas) ainsi un échantillon d'argile qui se trouve au périphérique du fleuve de Bejaïa (Oued de la Soummam).

Après les avoir tous passés à l'étuve à 105 °C pendant 24 heures, on a pris des petites quantités à chacun de ces quatre échantillons séchés et on les a fait passer dans une machine à broyage (Les réduire en écrasement). Par la suite, on les établis des analyses chimiques comme la DRX et la MEB.

2.6.2. Diffraction des rayons X (DRX)

Ce paragraphe donne les grands principes de la méthode de diffraction des rayons X. Une présentation détaillée est disponible dans la thèse de (Hubert 9 déc. 2008).

La diffraction au rayon X est une méthode adaptée à l'identification de la composition minéralogique des assemblages sableux. Elle consiste à appliquer un rayonnement d'une longueur d'onde du domaine des rayons X (entre 0.1 et 10 nm) sur un échantillon orienté ou non. L'analyse des phases cristallines est rendue possible grâce aux périodicités de l'arrangement atomique des cristaux. Ces périodicités sont dues à un empilement de

plans identiques dans un cristal et sont décrites par des longueurs correspondant aux distances entre les plans d'empilement. Cette distance entre les plans réticulaires est nommée distance réticulaire (figure 2.4). Ainsi, lorsque le rayonnement pénètre le cristal, une partie de l'énergie est absorbée entraînant l'excitation des atomes et l'émission de radiations par les plans atomiques. Le faisceau diffracté mesuré résulte de l'ensemble des interactions constructives des rayons émis par les atomes d'un même plan [4]. Selon la loi de Bragg :

$$2d\sin\theta = n\lambda$$

n nombre entier correspondant à l'ordre de diffraction

λ longueur d'onde du rayonnement

d distance réticulaire

θ angle de diffraction

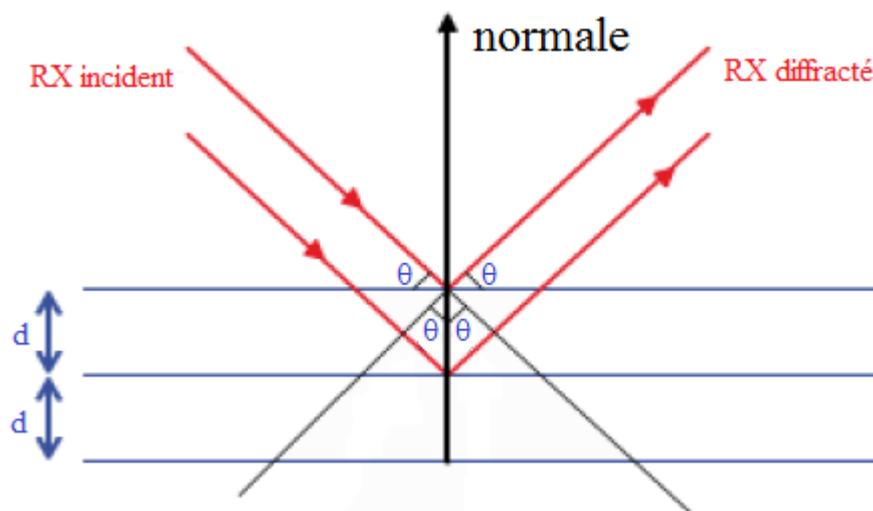


Figure 2.4. Schéma de diffraction des rayons X par une famille de plan réticulaire. d est la distance réticulaire, θ est l'angle de Bragg

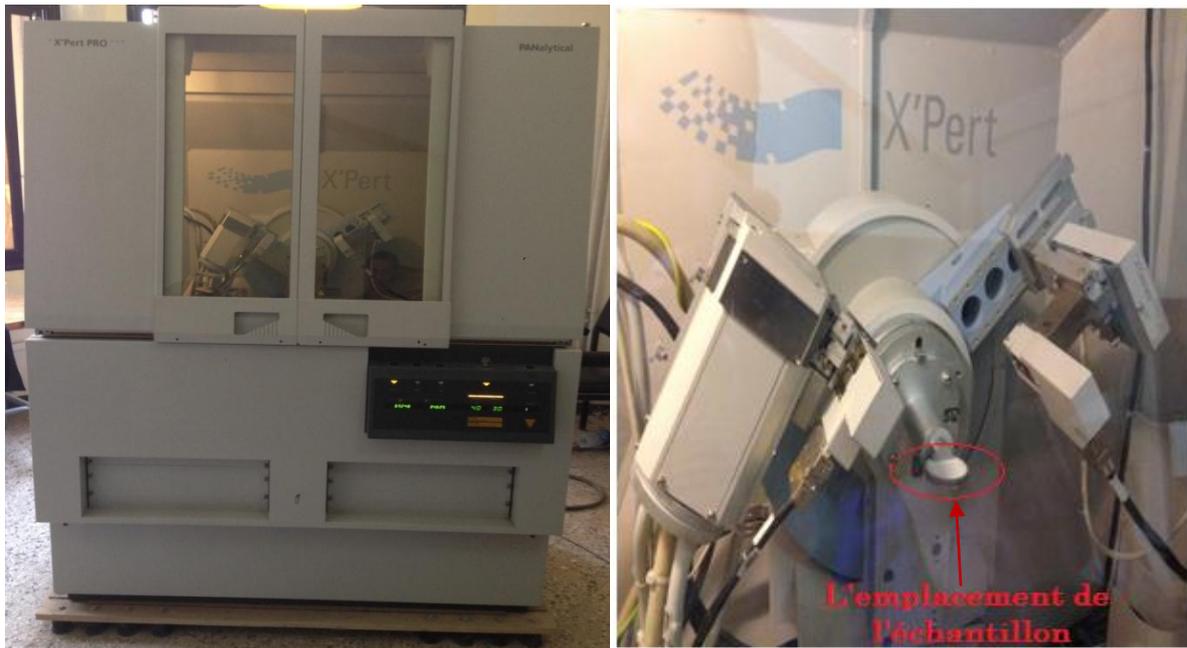


Figure 2.5. La machine de la diffraction au rayon X

2.6.3. Microscopie électronique à balayage (MEB)

Le microscope électronique à balayage permet d'obtenir des images de surfaces de pratiquement tous les matériaux solides, à des échelles allant de celle de la loupe (x10) à celle du microscope électronique en transmission (x500.000 ou plus). Ces images frappent en premier par le rendu très parlant du relief et la grande profondeur de champ.

En faisant une série de points d'analyse en ligne, et en suivant la variation de la concentration des éléments présents. De manière homogène, on peut balayer point par point une plage de l'échantillon, en suivant les variations relatives de chaque élément présent. On obtient alors un jeu de cartes de répartition des éléments, avec une carte par élément. Des analyses ponctuelles dans des zones judicieusement choisies permettent de préciser les concentrations exactes dans chaque zone. Des traitements d'images peuvent être faits sur ces cartes, permettant de mettre en évidence des phénomènes variés (orientations, dispersion, etc.).



Figure 2.6. La machine du microscope électronique à balayage

2.7. Essai Proctor

L'essai Proctor (normal ou modifié) a pour but de déterminer la teneur en eau optimale pour un sol donné et des conditions de compactage fixées, qui conduit au meilleur compactage possible. Et encore déterminer la masse volumique sèche maximale γ_d (ou un poids volumique maximum).

La masse volumique maximale correspond donc à un état de compacité maximum et à une capacité de résistance maximale. L'essai Proctor permet de déterminer ces conditions particulières.

2.7.1. Principe de la méthode

Le principe de l'essai consiste à humidifier un sol à plusieurs teneurs en eau et à le compacter selon un procédé et une énergie conventionnels. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du sol et on établit la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau. D'une manière générale, cette courbe appelée courbe

Proctor présente une valeur maximale de la masse volumique sèche, elle est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau. Ce sont ces 2 valeurs qui sont appelées caractéristiques de compactage Proctor Normal ou Proctor Modifié suivant l'essai réalisé.

2.7.2. Matériel nécessaire

- Moule Proctor avec embase et hausse.

- Dame Proctor normal.
- Règle à araser.
- Balance de portée supérieur à 6 Kg.
- Eprouvette graduée et burette d'eau pour humidifier le sol.
- Balance de précision.
- petits récipients pour mesurer la teneur en eau (les tares).
- Bacs d'homogénéisation pour préparation d'échantillons.

2.7.3. Mode opératoire

La réalisation de la courbe nécessitera au moins 5 essais (1 point (w ; γ_d) par essai).

- Préparation de l'échantillon

D'abord, on a pesé 2500g du sable d'AOKAS après passage à l'étuve à 105 °C et on l'a mélangé avec la teneur en eau de départ (dans notre cas $w=4\%$) en homogénéisant soigneusement le mélange (sa teneur en eau doit être homogène).

- Exécution de l'essai

Par la suite on a Pesé le poids du moule et l'embase après l'assembler avec la hausse ainsi que placer le moule sur une assise en béton. Ensuite, on a introduit la première couche et on l'a compacté, en recommençant l'opération pour chaque couche (3 pour l'essai). Après compactage de la dernière couche, on a enlevé la hausse et on a arasé soigneusement à partir du centre en veillant à ne pas créer des trous sur la surface arasée, et on a pesé l'ensemble juste arasé.

Par la fin on a enlevé l'embase pour prélever 2 prises sur l'échantillon, l'une en haut et l'autre en bas et on les a pesés puis on les a passés à l'étuve pendant 12 heures.

On a augmenté de 2% la teneur en eau w de notre échantillon de départ et on a recommencé 4 fois l'essai, après avoir à chaque fois bien nettoyer notre moule.



Figure 2.7. Déroulement de l'essai Proctor normal

2.8. Compression uniaxiale

Lorsqu'un sol est soumis à une charge, ses particules adoptent une structure plus compacte. Cette capacité qu'ont les sols d'être comprimés dépend de leur nature et de leur porosité. C'est pourquoi nous entamons l'étude du comportement des sols pulvérulents.

2.8.1. Préparation de l'échantillon et l'appareillage

On a mis les échantillons à étudier dans une étuve à 105°C pendant 24 heures. Dès le séchage des échantillons, on les a renversés dans un moule dont la paroi est lisse (pour réduire les frottements entre l'échantillon et la paroi) lors de l'application des charges sur le piston.

Par la suite, on a mis le moule y compris l'échantillon dedans ainsi que le piston à la machine de compression.

2.8.2. Mode opératoire

On a placé le moule dans la presse, en position entre les plateaux de compression, par la suite on a adapté l'espacement vertical entre le plateau supérieur et le piston qui est un dispositif de transmission de charge appliquée par la presse à l'aide d'un vérin hydraulique, à l'échantillon mis dans le moule cylindrique.

Ensuite, on a contrôlé lors de la montée rapide, le contact entre le piston et le plateau supérieur à l'aide du levier B (le placer en position sens inverse horaire) (voir figure 2.8). Et ceci pour éviter de dépasser la course maximale indiquée sur une plaque fixé sur la machine d'essai. Ensuite, on a placé le levier A vers le haut dont permet la mise en charge $F_{\max} = 20 \text{ KN}$. Faire les lectures des déplacements verticaux à 5, 10, 15 et 20 KN.

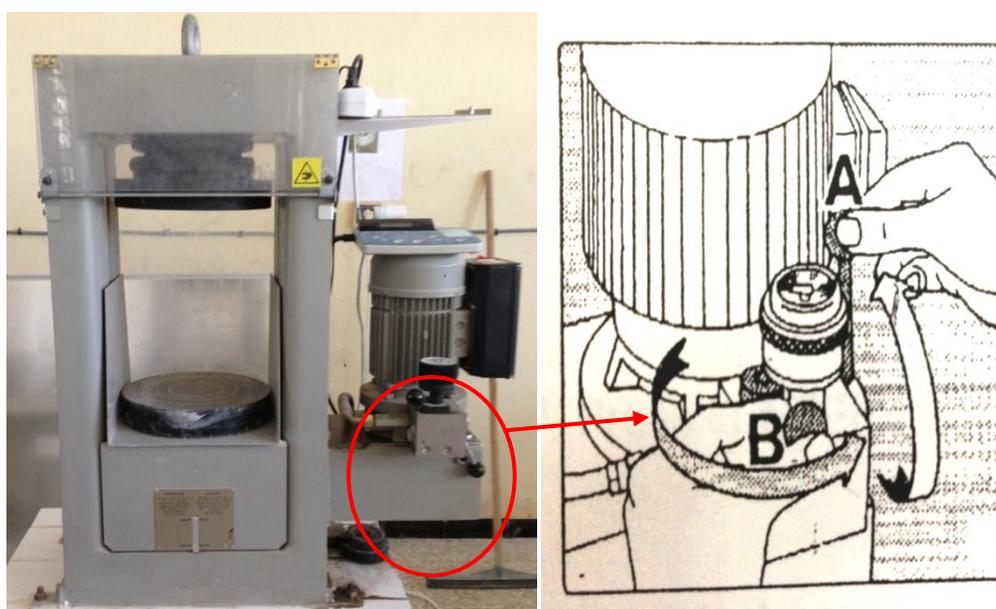


Figure 2.8. Déroulement de l'essai

On a appliqué cette charge pour les deux échantillons du sable testé et refaire les manipulations indiquées précédemment pour des chargements différents (40, 60 et 80 KN).

2.9. Cisaillement à la boîte de Casagrande

Pour évaluer la résistance au cisaillement des sols, plusieurs appareils de laboratoire et in-situ sont développés. Le premier appareil de cisaillement direct a été construit par Alexandre Collin en 1846 pour mesurer la résistance au cisaillement d'un sol argileux afin d'étudier la stabilité des talus. L'appareil de cisaillement direct par translation dans sa forme actuelle a été conçu par Casagrande en 1932. Ces auteurs en plus de Mohr, Coulomb, Skempton ... ont tracé les notions et relations fondamentales de la résistance au cisaillement des sols. Par la suite, d'autres auteurs (De Bruyn et Thimus, 1996 ; Tinh, 2008 ; Dubois 2008 ; ...) se sont intéressés au cisaillement des sols sous d'autres aspects plus pointus, à savoir l'effet de la température, du chargement-déchargement, de la minéralogie, de la dimension et de la forme des grains, du drainage, etc. [3]

L'essai de cisaillement à la boîte a pour but de définir les caractéristiques mécaniques du sol à la rupture et qui permet de tracer la courbe intrinsèque du sol étudié et de déterminer son angle de frottement ϕ et sa cohésion C . Ces deux paramètres servent entre autre à évaluer la contrainte admissible par le sol.

Pour les mesures on applique une contrainte verticale sur un échantillon (sable d'AOKAS) et on le cisaille horizontalement. On voit donc pour cet essai que c'est le plan de rupture qui est imposé. Le champ de contraintes est quelconque.

2.9.1. Appareillage spécifique à l'essai

- Boîte de Casagrande carrée de dimension 6X6cm qui comporte deux demi-boîtes qui peuvent se déplacer horizontalement l'une par rapport à l'autre.
- Un piston permet d'exercer sur le sol une contrainte normale σ déterminée.
- Machine de cisaillement à déformations contrôlées.
- Un anneau dynamométrique retenant la demi-boîte supérieure dont les déformations indique les efforts tangentiels développés dans le plan de cisaillement.
- Des charges normales désirées à l'aide des différents poids.

2.9.2. Préparation de l'essai

- Mise en place de l'échantillon dans la boîte

Les deux demi-boîtes étant verrouillées avec deux vissees, et on a placé successivement: Le fond de la boîte, une plaque pleine, l'échantillon du sable, une plaque hachurée et le piston.

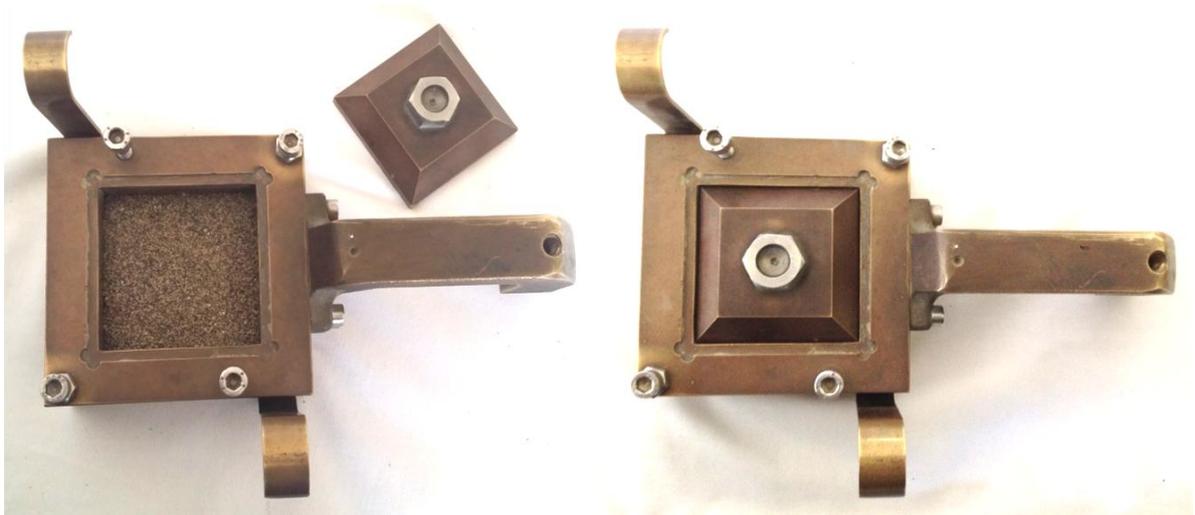


Figure 2.9. Mise en place de l'échantillon dans la boîte

➤ Mise en place de la boîte sur la machine

On a mis l'étrier de charge sur le piston de la boîte et on a monté l'anneau dynamométrique sur la machine, en le reliant à la boîte et compensant les jeux en mettant l'anneau légèrement en traction et en ramenant lentement le comparateur de l'anneau au zéro.

Ensuite, on a appliqué sur l'éprouvette la charge désirée, (50, 100, 200, 300, 400, 500) KPa. Puis, on a désolidarisé les deux demi-boîtes en enlevant les vis. Et on termine par mettre la machine en marche à une vitesse constante 2mm/min.



Figure 2.10. Assemblage de pièces (Machine de cisaillement)

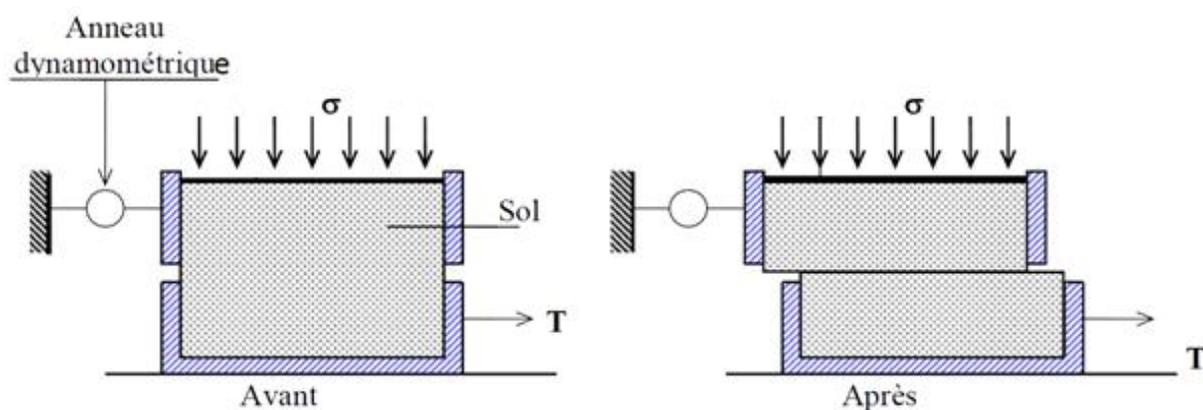


Figure 2.11. Schéma de la boîte de cisaillement avant et après l'essai.

2.9.3. Ecrasement des grains de sable sous cisaillement

On a effectué quatre échantillons du sable d'Aokas de 1500g, de différentes classes ; deux classes uniformes de fraction granulaire : $[0,25 - 0,40[$ mm, $[0,40 - 0,63[$ mm et les deux autres échantillons sont de mélange : le premier ; 20% massique de l'échantillon total dont de classe $[0,08 - 0,025[$ mm en ajoutant 80% massique de l'échantillon total de classe $[0,40 - 0,63 [$ mm et le deuxième est composé de 20% massique de l'échantillon total de classe $[0,08 - 0,25 [$ mm en rajoutant 80% massique e l'échantillon total de classe $[0,25 - 0,40 [$ mm.

Par la suite, on a imposé sur les échantillons choisis des contraintes normales σ_n variables 1bar, 3bars et 5bars et enlevant les échantillons dès que la contrainte de rupture τ_{max} se produit.

A la fin de cet essai, on a pris les échantillons cisailés et on les a fait passés dans la série des tamis dont les ouvertures sont décroissantes de haut vers le bas tel que le tamis supérieur de cette colonne fait parti de la classe choisi au début.



Figure 2.12. *Ecrasement des grains de sable*

2.10. Conclusion

La réalisation de ces essais en laboratoire, nous a permis d'enrichir nos connaissances dans le domaine géotechnique ainsi que comprendre le but de chaque type d'essai.

Après avoir présenté dans ce chapitre l'ensemble des matériaux et des méthodes que nous avons utilisé durant cette recherche, nous allons dans les prochains chapitres présentés les résultats obtenus durant nos différentes expérimentations ainsi les interprétations des essais menés.

Chapitre 3 Etude expérimentale (caractérisation)

3.1. Introduction

Les sols sont des matériaux naturels provenant de la destruction mécanique et/ou physico-chimique des roches. Ils sont constitués de grains de dimensions très variables, de quelques micromètres à quelques décimètres, pouvant être séparés aisément par simple trituration ou éventuellement sous l'action d'un courant d'eau. Les sols sont de nature d'origines géologiques très diverse : alluvions, matériaux meubles, sédimentaires, pentes, ...etc. [5]

La plupart des propriétés importantes de technologie des sables, tels que le comportement de contrainte-résistance, les développements de changement de volume et de pression de pore et la variation de la perméabilité, dépendent de l'intégrité des particules ou de la quantité d'écrasement de particules. La rupture ou l'écrasement des particules des grains de sol se produit en raison des efforts extrêmement élevés qui peuvent être produits pendant l'amas conduisant, construction de la haute terre ou barrages de roches, étendant des bases des structures à embase-poids en mer, l'impact des projectiles, forant à de grandes profondeurs pour l'extraction etc. (par exemple, évêque 1966 de pétrole ; Lo et Roy 1973 ; Miura et O-hara 1979 ; Hardin 1985 ; Zheng et autres 1990 ; Cage et Lee 1993). Des investigations étendues de laboratoire ont été conduites par des chercheurs pour évaluer la compression et comportement d'écrasement de matériel granulaire (par exemple, Miura et autres 1984 ; Hagerty et autres 1993 ; Morland et autres 1993 ; Ghosal et individu 1995 ; Mcdowell et autres 1996 ; Anand et Gu 2000 ; Nakata et autres 2001 ; Feda 2002 ; Chuhan et autres 2003 ; Gupta et autres 2004 ; Bartake et Singh 2005, 2007). Ces études démontrent que certains des facteurs principaux qui influencent l'écrasement des grains sont composition granulométrique, minéralogie de grain, forme, dureté, densité ou rapport vide, l'allongement etc. [9]

L'effet d'écrasement des grains est un problème spécifique du comportement des milieux granulaires. La rupture ou l'écrasement des grains est d'une grande importance dans la compréhension des propriétés de déformation des sols ou des roches. Il a été souligné que cet effet d'attrition des particules est avancé comme l'un des causes principales de la

compressibilité et de la détérioration des propriétés mécaniques des milieux granulaires soumis à de fortes contraintes (Coleat-Digusil J.L (1986)). [9]

En premier lieu de ce chapitre constitue une contribution expérimentale à la caractérisation des matériaux granulaires au travers de l'étude de l'influence du type de granulométrie (étalée, serrée, uniforme) et de l'état de densité initiale (lâche et dense) sur le comportement d'un sable. Et concerne la classification et l'identification du matériau à utiliser (sable) en particulier, les résultats d'un certain nombre d'essais (granulométrie, équivalent de sable, Essai Proctor). Et porte aussi sur les effets du compactage sur certaines propriétés du sable. Aussi intéressé à la caractérisation mécanique, particulièrement sur la compression simple en variation de la fraction granulaire du matériau utilisé (sable d'Aokas).

En deuxième lieu, ce chapitre consiste à imposer sous un chargement unidimensionnel des échantillons du sable étudié en deux formes différents, l'un du matériau global et l'autre d'une seule fraction granulaire qui est de classe $[0.40 - 0.63]$ mm et cela pour des chargements différents. Les essais au laboratoire nous approvisionnent des déplacements lors différents chargements et les conséquences d'écrasement des grains.

3.2. Caractérisation

3.2.1. Caractérisation géotechnique du matériau utilisé (Sable d'AOKAS)

On peut caractériser et identifier les sols selon leur nature. Il s'agit de définir la nature de sols selon la proportion des différents éléments : fines, sables, graviers et leur importance. Nous allons voir par la suite des différents essais couramment utilisés et le premier élément important permettant d'identifier et de caractériser un matériau granulaire concerne sa granulométrie.

3.2.1.1. Granulométrie initiale

La taille des grains a en effet une influence non négligeable sur le pourcentage des sols. La granulométrie s'applique notamment pour déterminer les paramètres tels que le diamètre maximal des grains, le coefficient d'uniformité C_u , coefficient de courbure C_c et le pourcentage des fines. Pour cela, des analyses granulométriques initiales par tamisage ont été effectuées selon (NF P18-560).

Les résultats obtenus sont représentés sous forme d'une courbe semi-logarithmique cumulative, exprimant le pourcentage des tamisats cumulés, en fonction des diamètres des grains.

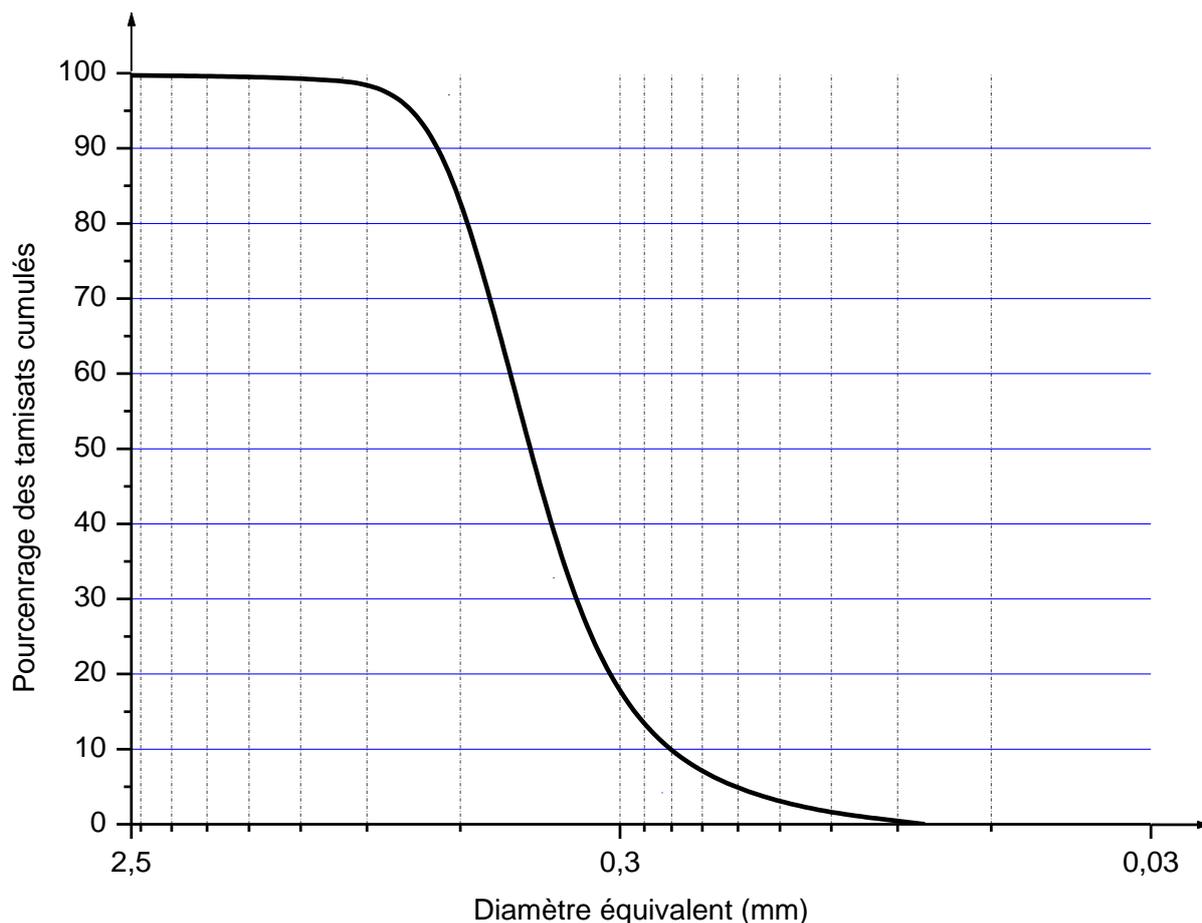


Figure 3.1. La courbe granulométrique du sable intact

A fin de connaître l'étalement granulométrique de la fraction étudiée et pouvoir la classer, on identifie ce type de sol étudié, alors selon USCS on obtient que le sable est moyen à fin puisque les diamètres équivalents qui caractérisent ce type de sol correspondent aux dimensions de tamis de cette série ; Alors deux paramètres sont utilisés (R.D Holtz et W.D Kovacs, 1991 ; F.Schlosser, 1997) : le paramètre de forme de courbe, appelé coefficient d'uniformité (C_u), dit coefficient de Hazen, donné par la relation : $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$

Le paramètre de courbure, appelé le coefficient de courbure (C_c) ; donné par la relation :

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$$

D_{10}	D_{30}	D_{60}	C_u	C_c
0.10	0.32	0.36	3.62	2.84

Tableau 3.1 : Les valeurs de coefficients d'uniformité et courbure

Selon les résultats du tableau, $2 < C_u < 5$, donc la classe est de la granulométrie serré et d'après la classification GTR 92, $C_u < 6$, ceci implique que le sable est propre mal gradué.

3.2.1.2. Propreté du sable testé (NF P 18-598)

L'essai d'équivalent de sable, désigné par le symbole E.S. a pour but d'évaluer la proportion relative d'éléments fins inférieurs à 0.08mm dans le sol et dont la présence en quantité notable peut modifier le comportement mécanique.

L'équivalent de sable est par définition :

$$E.S. = \frac{h_2}{h_1} * 100$$

Et sa valeur est : E.S. = 90.94 % ; donc, on peut admettre qu'il existe une légère teneur en fines flocculées ($\phi < 0.08\text{mm}$) dans le sable et ceci implique que le sable est propre.

3.2.2. Caractérisation chimique

3.2.2.1. Observation au M.E.B

Les observations au M.E.B de trois échantillons du sable marin de différents lieux y compris le sable étudié (sable d'Aokas) ainsi une argile, sont présentées sur les figures (3.2 à 5) :

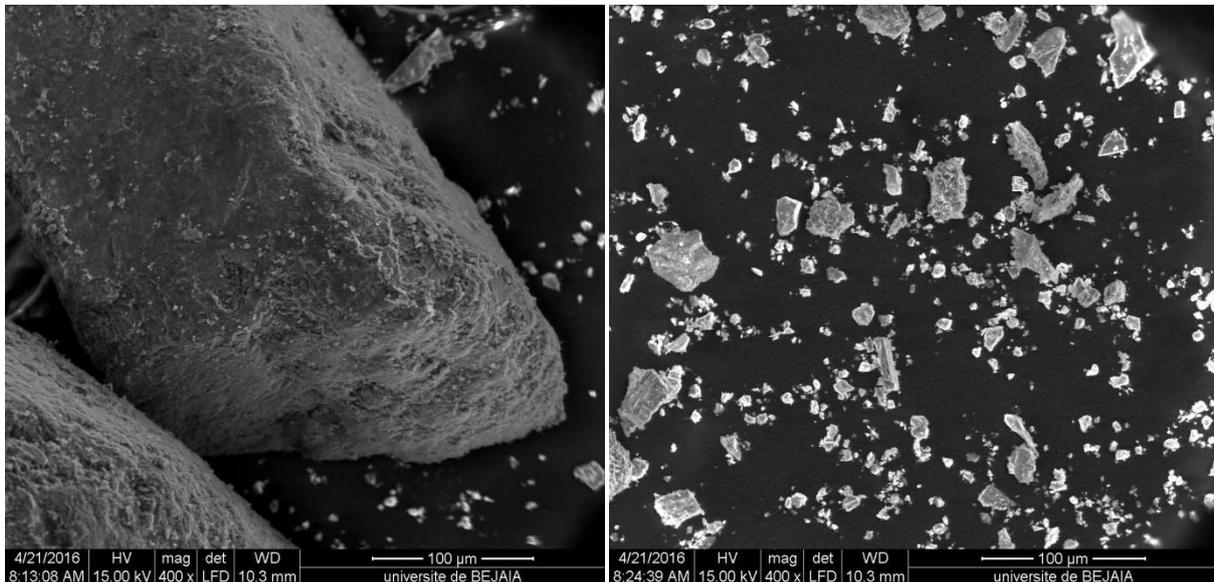


Figure 3.2. Sable d'Aokas –Image MEB–

Figure 3.3. Sable de Tichy –Image MEB–

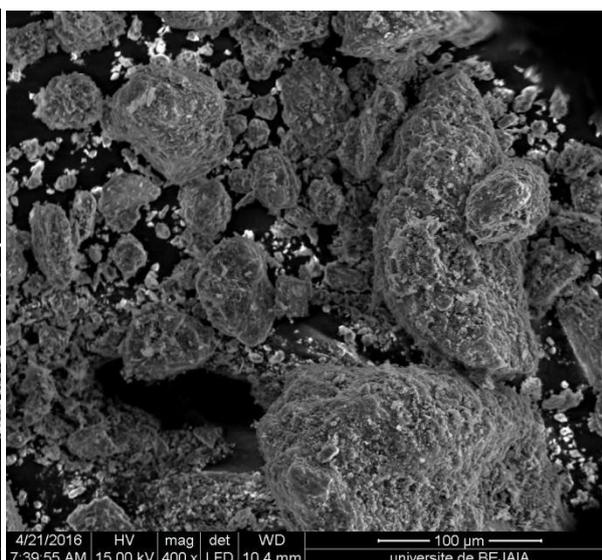
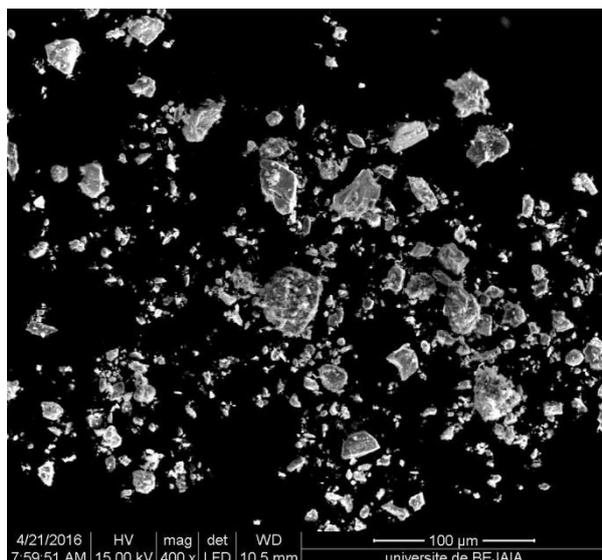


Figure 3.4. Sable de Souk El Tennine –Image MEB–

Figure 3.5. Argile de Scala –Image MEB–

A la vue des ces clichés, on constate que :

En ce qui concerne les sables, chaque échantillon possède la même structure des grains, excepté le sable étudié, dont ces grains sont gros et en comparant les trois sables, on observe ainsi que ces derniers possèdent presque la même structure des grains. Et pour le cas de l’argile, cette dernière possède de la même structure des grains mais de différente granulométrie et aussi on constate que n’y a pas de structure poreuse, rien que la matière.

Par la suite, on a fais l’analyse ponctuel (analyse globale) d’un grain quelconque à 10μm, et on distingué les éléments majoritaires dans cette phase, et s’il existe plusieurs phases, la DRX va le confirmer. Alors les éléments sont présentés dans les figures (3.6 à 3.9) :

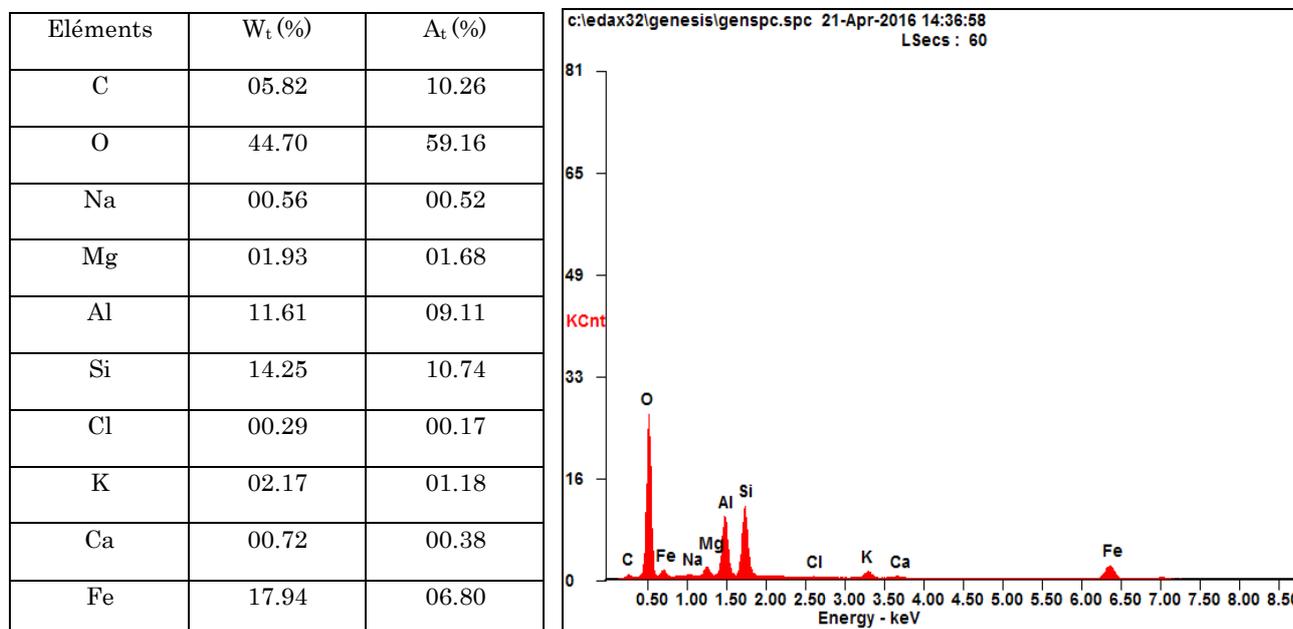


Figure 3.6. La composition minéralogique du sable d’Aokas

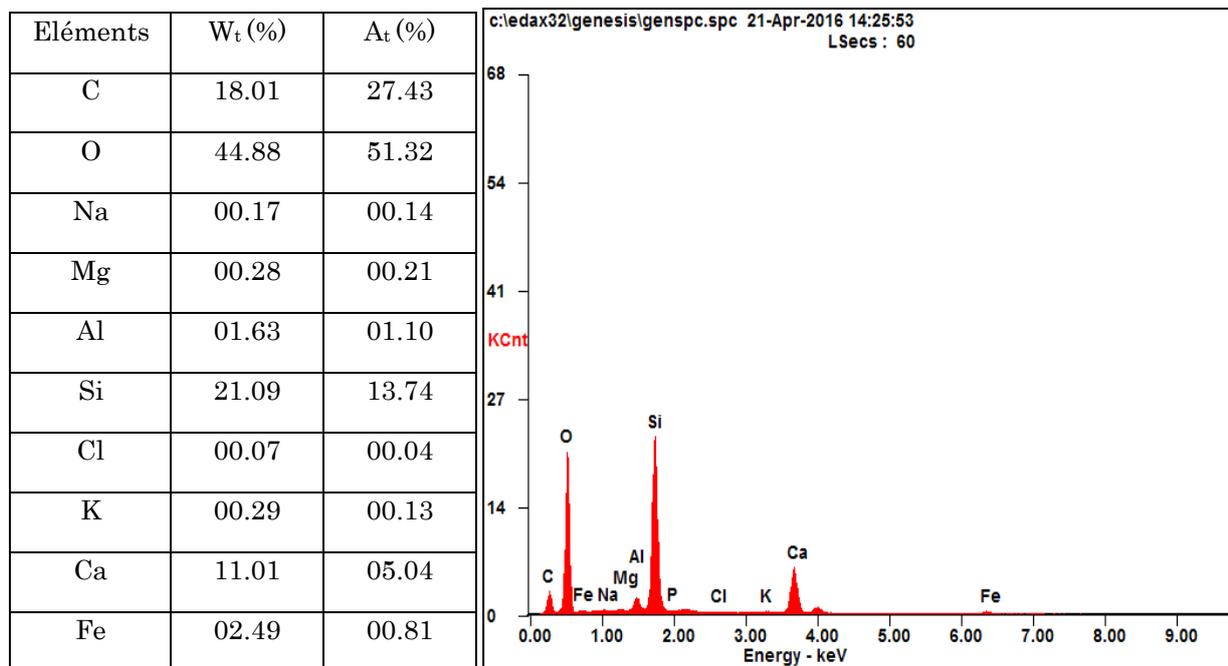


Figure 3.7. La composition minéralogique du sable de Tichy

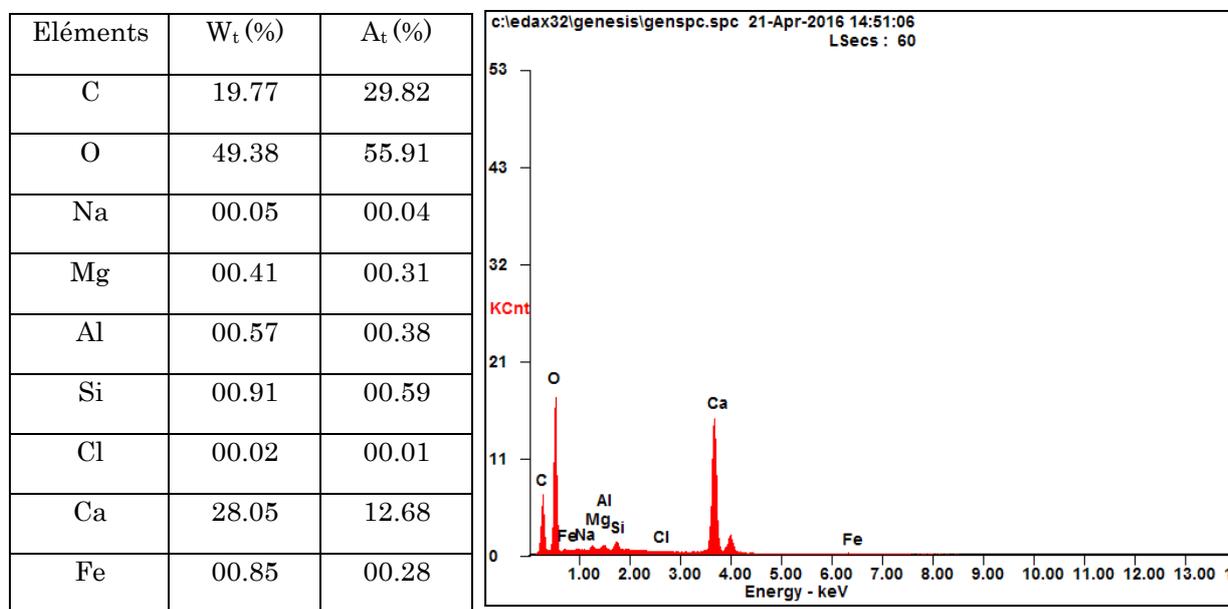


Figure 3.8. La composition minéralogique du sable de Souk El Tennine

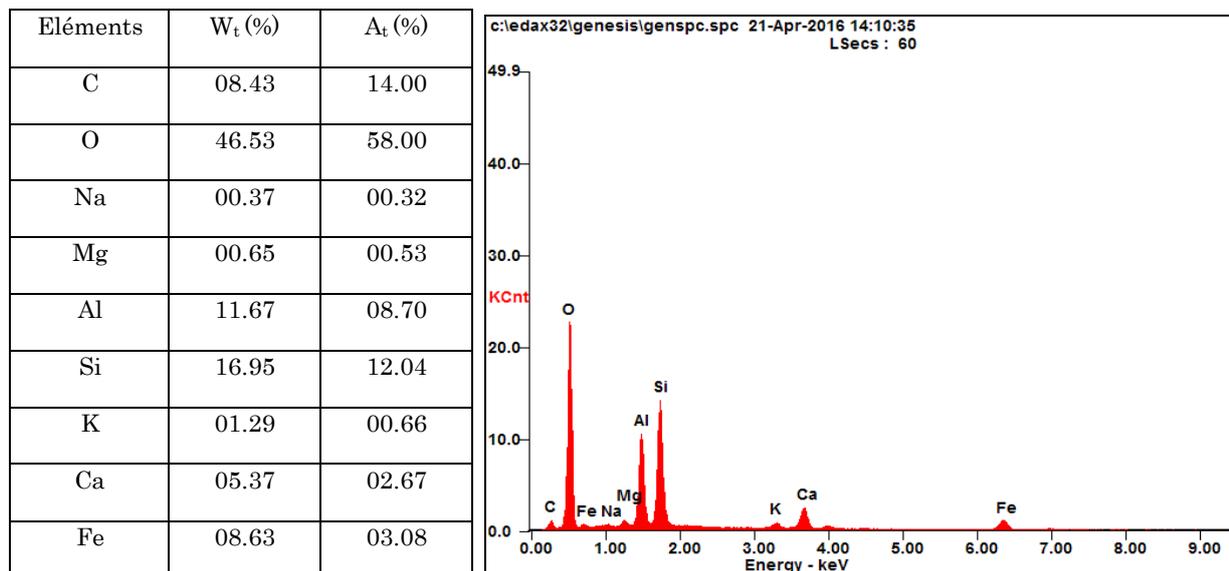


Figure 3.9 La composition minéralogique d'argile de Scala

La chimie des éléments des sols choisis ont des compositions relativement variables sauf pour la teneur en Oxygène (teneur équivalente pour le cas de tous les échantillons y compris l'argile) comme il est montré sur les figures (3.6 à 3.9). Généralement les éléments prédominants dans le sable étudié (sable d'Aokas) et l'argile ont des teneurs similaires, comme l'Aluminium, le silicium et aussi une teneur en Fer importante en sable étudié et un peu moins importante en argile en comparant à celle du sable. Et les autres éléments comme le Calcium et le Carbone ont des teneurs assez importantes dans le cas de deux autres sables (sable de Tichy et de Souk El Tennine) et en ce qui concerne l'élément de Carbone, ceci est aussi a une légère teneur dans le sable étudié et l'argile en la comparant à celles des deux autres sables.

3.3. Le sol compacté

Le sol compacté est largement utilisé dans les ouvrages en génie civil (remblais routiers, barrage, ...etc. Le dimensionnement de ces barrages est basé sur les paramètres de résistance à l'état saturé. Les études sur les sols non saturés permettent de mieux comprendre son comportement et d'éviter l'apparition de différentes pathologies observées sur le corps des remblais routiers.

Le compactage s'effectue sous une action mécanique : damage, vibration, ...etc. La capacité du sol à être compacté est en fonction de la teneur en eau, l'énergie de compactage et la méthode de compactage.

3.3.1. Préparation de l'échantillon

On a séché des échantillons du matériau intact étudié (sable) à l'aide d'une étuve à 105°C pendant 12heures, ensuite, on les a humidifiés et homogénéisés à des teneurs en eau de (4, 6, 8, 10 et 12%) ; le matériau en question est compacté en 3 couches

successives de même énergie de compactage exercé sur chacune des couches (mode opératoire bien éclaircis en chapitre 2). Par la suite, on a déterminé les caractéristiques optimums. Et après avoir repassé tout les échantillons (après le compactage) dans l'étuve, on les a fait une analyse granulométrique par tamisage dont la série des tamis utilisée autrefois pour l'analyse granulométrique du sable intact.

3.3.2. Essai proctor normal

On appelle « Courbe Proctor » la courbe reliant la densité sèche d'un matériau à sa teneur en eau pour une énergie de compactage correspondante à une énergie de 2.80 Kg. La figure (3.10) présente la courbe proctor correspondant au sable testé :

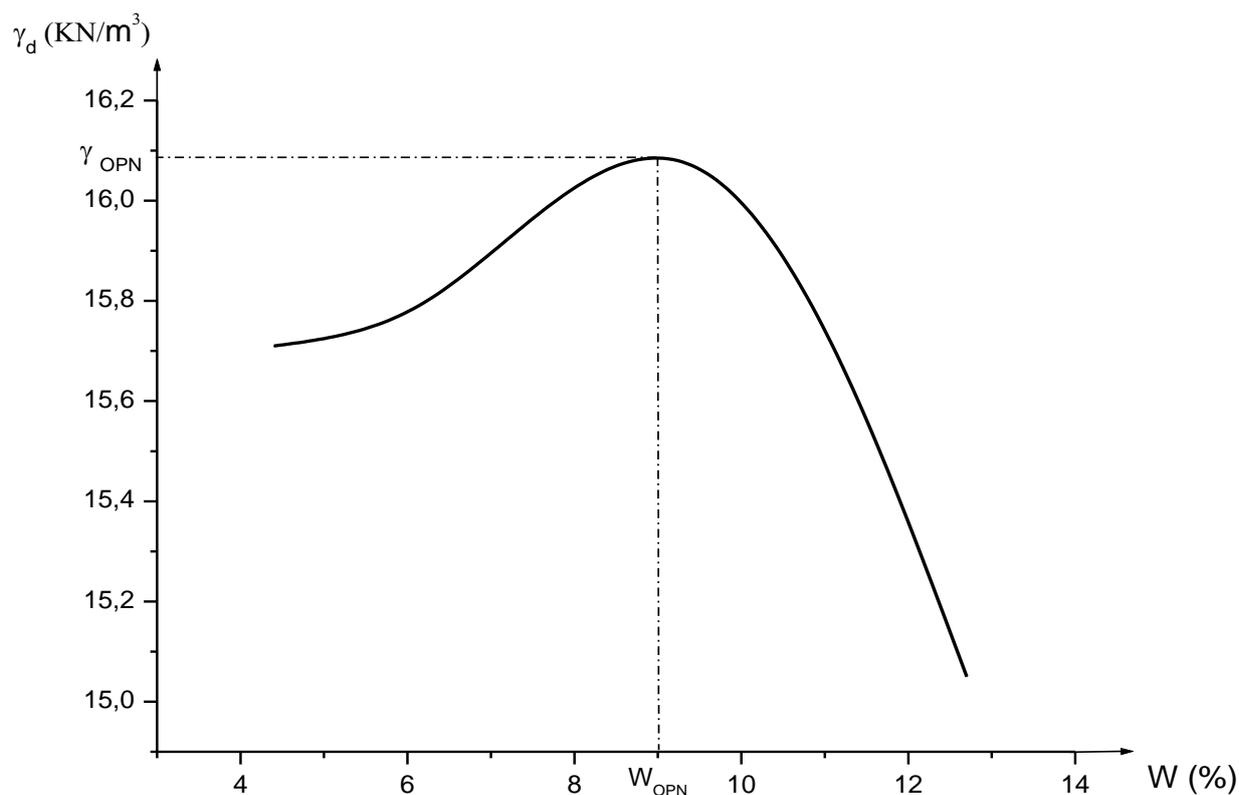


Figure 3.10. La courbe Proctor du sable étudié

Les valeurs des caractéristiques de l'optimum sont :

Teneur en eau optimale W_{OPN} (%)	9.41
Densité sèche maximum $\gamma_{d\ OPN}$ (KN/m^3)	16.07

On constate sur cette figure que la courbe présente une augmentation de la densité en fonction de la teneur en eau jusqu'à une certaine valeur maximale suivie par une chute. Le pic de cette courbe correspondant à la densité maximale de compactage (un serrage maximum du squelette) obtenue par ce sable et l'énergie de compactage estimée. La teneur en eau correspondant à cette densité maximale est appelée teneur en eau

optimale. Alors, comme on a constaté à propos du sable testé lors de l'identification, que celui-ci présente une granulométrie serrée et mal gradué et ceci à avoir avec la compacité du sol, car l'échantillon possèdent pas vraiment des particules plus petites importantes qui occuperont aisément les vides entre les grosses, donc il est difficile de compacter un tel sable (irrésolution les caractéristiques de l'optimums).

3.3.3. L'influence du compactage

On entend par nature du sol les caractéristiques du sol qui ne varient pas ou très peu, lorsqu'on le manipule, que ce soit à l'extraction, au transport, à la mise en remblais ou au compactage. Les caractéristiques d'état d'un sol sont celles qui peuvent être modifiées par l'environnement par lequel il se trouve. C'est le cas en particulier pour l'état hydrique.

Le compactage augmente la stabilité des sols et leur capacité à porter des charges, mais modifie en même temps certaines de leurs propriétés.

3.3.3.1. Evolution de la structure du sable

On le sait, le compactage réduit l'indice des vides. Il densifie donc, par le fait même, la structure à grains du sable transforme. Alors, on explique d'une façon générale l'évolution de la structure lors du compactage. Alors à l'état intact (avant le compactage), le sol est désorganisé ; les grains sont orientés dans des directions quelconques (structure : face-bord) (figure 3.11.a). Et lors d'humidification à des teneurs en eau basses (teneurs en eau inférieures à celle de l'optimum), les grains du sol s'orientent car l'eau joue le rôle de lubrifiant et favorise l'orientation préférentielle (structure : face-face) et leur serrage. Et au point de l'optimum proctor, une meilleure surface spécifique des grains et de leur forme et de l'énergie de compactage (figure 3.11.b).

Par contre à des teneurs en eau hautes (supérieures à celles de l'optimum), le serrage des grains n'est pas optimum car une partie de l'énergie de compactage est reprise par l'eau. L'orientation des grains est face-face mais l'eau a tendance à disperser les grains de plus en plus (figure 3.11.c).

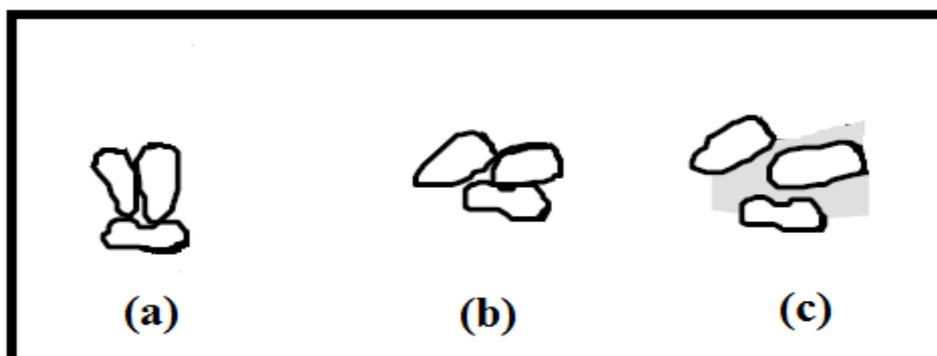


Figure 3.11. Structure des grains lors compactage

3.3.3.2. Evolution de la granulométrie du sable testé

Pour suivre l'évolution de la granularité, des analyses granulométriques ont été effectuées sur l'échantillon du sable testé avant et après compactage Proctor normal, les résultats sont présentés dans la figure (3.12) :

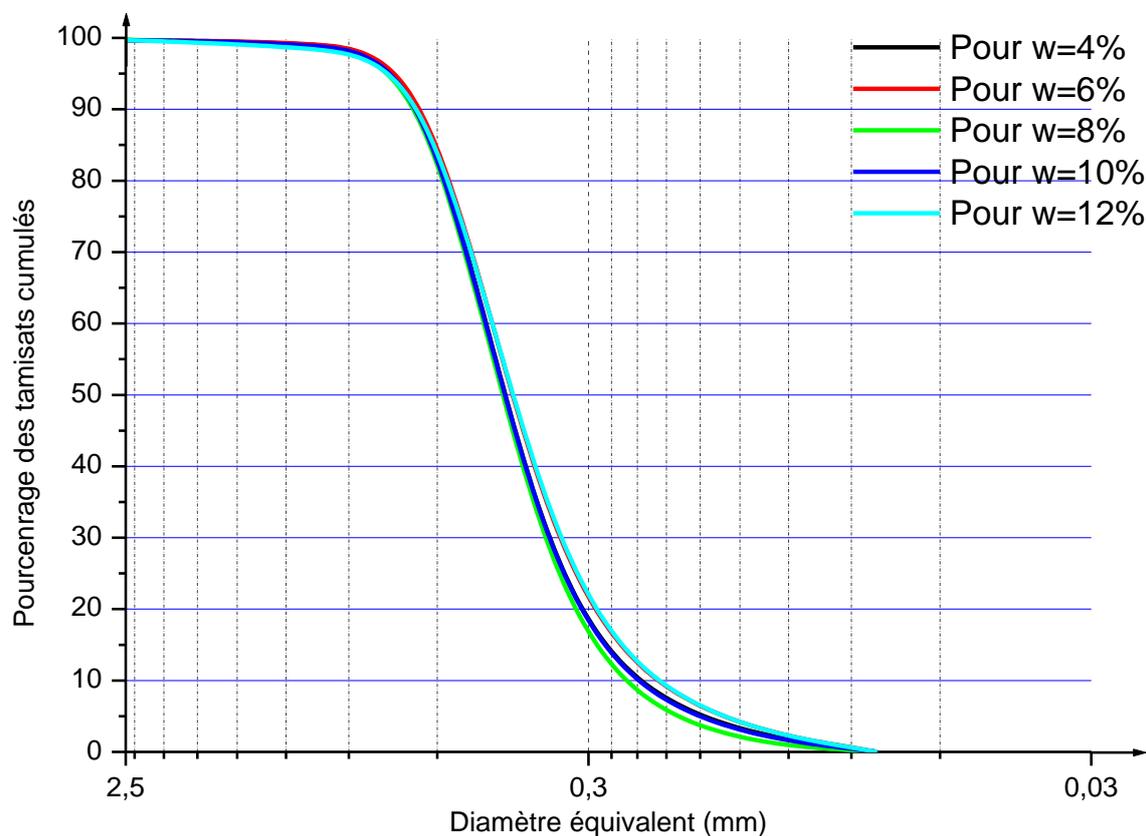


Figure 3.12. La courbe granulométrique du sable après le compactage

On observe sur les courbes granulométriques concernant le matériau compacté, que ces dernières sont légèrement plus graduées comparé à celles du matériau intact comme il est montré sur la figure (3.12) et cela explique que les dimensions des particules sont réduites (naissance des particules fines).

Teneur en eau	4%	6%	8%	10%	12%
D ₁₀	0.10	0.093	0.140	0.10	0.093
D ₃₀	0.324	0.316	0.324	0.324	0.316
D ₆₀	0.368	0.364	0.368	0.368	0.364
C _u	3.68	3.914	2.628	3.680	3.914
C _c	2.852	2.949	2.037	2.852	2.949

Tableau 3.2: Les valeurs de coefficients d'uniformité et de courbure

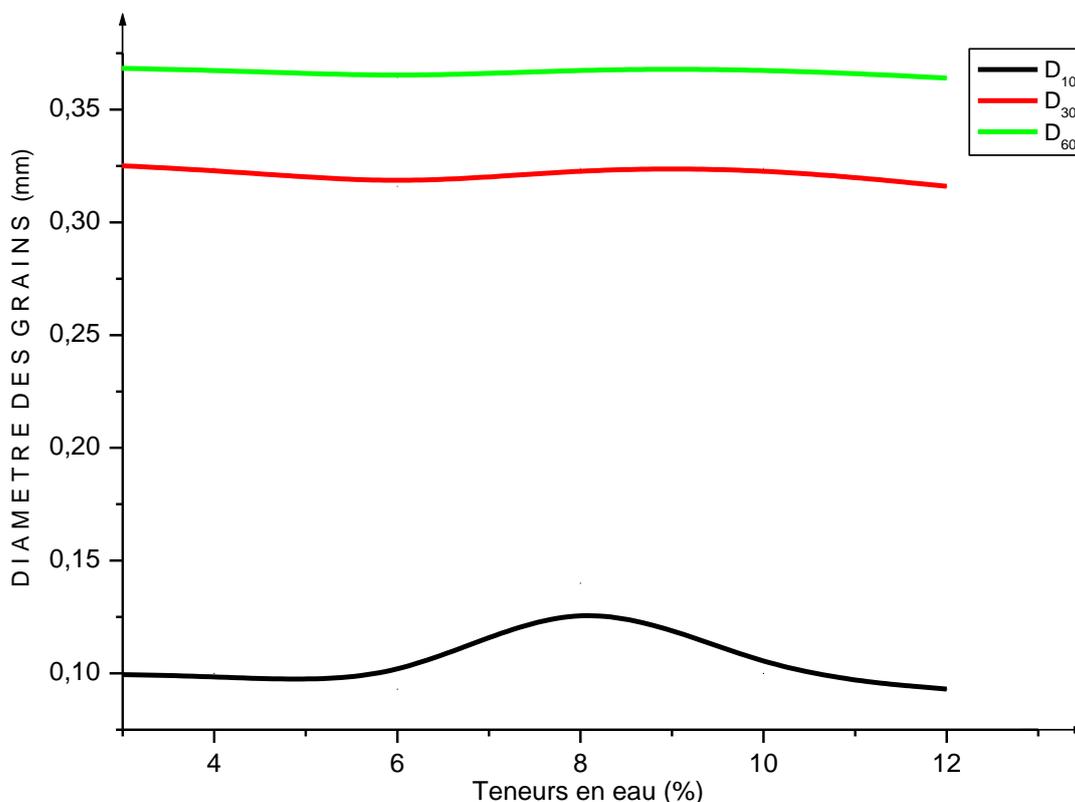


Figure 3.13. Variation de diamètre des grains pour D_{10} , D_{30} et D_{60} après l'essai Proctor en fonction des teneurs en eau

On remarque que D_{30} et D_{60} varient pour les teneurs inférieures à celle de l'optimum Proctor (une diminution) et en dépassant l'optimum Proctor qu'est de 9.41 %, les valeurs de D_{30} et D_{60} restent presque stable (constante) comme il est montré sur la figure (3.13) et ce qui explique que lors du compactage à des teneurs en eau basses les grains de sable offrent une bonne forme (serrage des grains) et cela reçoit une meilleure énergie de compactage, similaire à l'étude de Braden et Sides (1970) ont montré que le compactage à une teneur en eau basse donne des agrégats durs et peu déformables [5]. Contrairement pour les teneurs en eau supérieures à celle de l'optimum Proctor. Et pour de D_{10} , lors de sa variation (diminution) cela représente l'apparition des fines après avoir usé l'échantillon. Dans notre cas, on remarque que la variation de D_{10} est insignifiante et cela peut être dû que lors du compactage à des différentes teneurs en eau, les échantillons offrent pas des nouvelles particules fines.

3.3.3.3. Evolution des caractéristiques du sable testé

Le compactage a pour effet d'augmenter les caractéristiques mécaniques du matériau, en particulier sa résistance (augmentation de l'angle de frottement). Lorsque le volume des vides se réduit, le sol est également moins déformable et donc son module de Young ($E = \sigma / \epsilon$) augmente. Le compactage augmente donc le module de déformation et la portance du terrain (la portance caractérise l'aptitude d'un terrain à supporter des surcharges). [1]

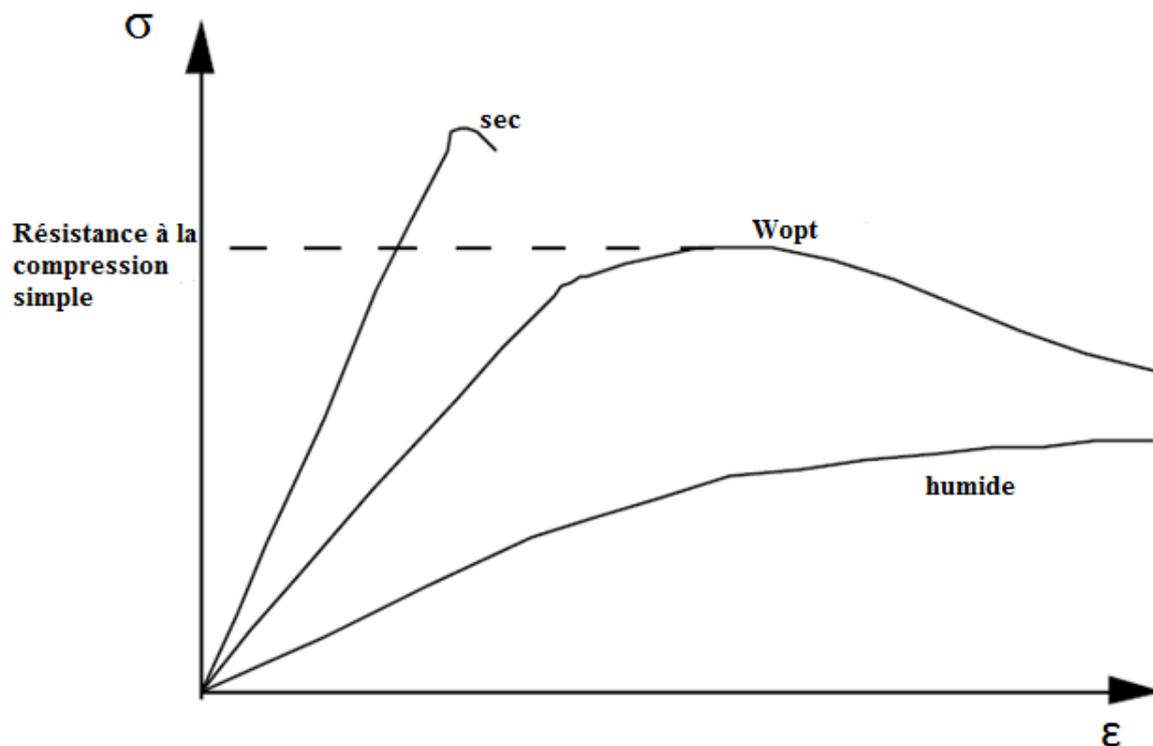


Figure 3.14. La courbe contrainte-déformation pour différentes teneur en eau (d'après J.P. FIGUET et al, 2003)

On remarque que globalement la résistance diminue et que le module de Young ($E = \sigma/\varepsilon$) diminue avec l'augmentation de la teneur en eau (sauf pour des très faibles teneurs en eau) comme il est montré sur la figure (3.14).

3.4. Rupture des grains sous chargement uniaxial

3.4.1. Chargement uniaxial des échantillons formés de grains

Dans cette partie du travail, on a entamé une étude d'un milieu granulaire dans le but d'éclairer le comportement de ce dernier lors d'un chargement uniaxial mais on s'intéresse plus sur la comparaison des courbes granulométriques des échantillons du matériau avant et après leur soumission au chargement uniaxial.

Plusieurs auteurs ont défini le taux de rupture à partir de l'évolution ou de l'étalement de la courbe granulométrique. Lee et Farhooman (1967), Lee et Seed (1967), Vesic et Clough (1968), Miura et Yamanouchi (1973), Hardin (1985), Colliat-Dangus et al (1986), Fukumuto (1990), Yamamro (1993) [6].

3.4.2. Préparation des échantillons

Après avoir passé le matériau étudié (cas de sable d'Aokas) dans l'étuve à 105°C pendant 24 heures, on a disposé deux différents échantillons concernant la fraction granulaire du matériau séché. Alors l'un de ces échantillons est d'une seule classe granulométrique

(uniforme) qui est de $[0.40 - 0.63]$ [mm, qu'on a spécifié à l'aide d'une tamiseuse et l'autre échantillon est du matériau global (intact).

Par la suite, on a préparé les échantillons définis précédemment dans un moule en inox, dont la paroi est extrêmement lisse pour le but d'avoir un faible frottement entre la paroi et l'échantillon lors de l'application des chargements uniaxiaux sur le piston (le mode opératoire déjà expliqué en chapitre 2).

Les caractéristiques du moule et le piston fabriqués; le moule est en inox dur, dont son épaisseur est de 2.5mm, de hauteur de 200 mm et de diamètre de 158 mm. Et en ce qui concerne le piston qui est en acier, de diamètre 155 mm et d'épaisseur 15 mm.



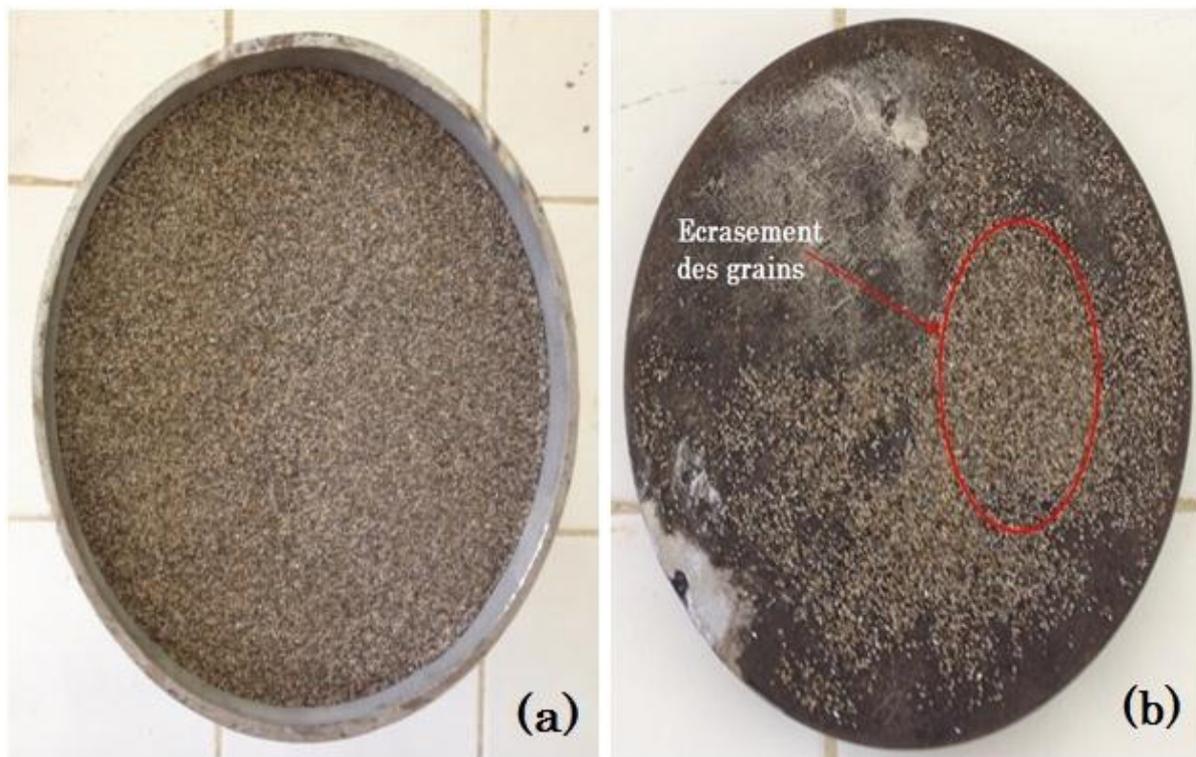
Figure 3.15. Diapositif et mise en place d'un échantillon pour chargement uniaxial

Cet essai consiste à appliquer des charges uniaxiales F différentes (20, 40, 60 et 80 KN) sur les échantillons préparés en mesurant les déplacements verticaux des échantillons (ΔL) lors de chaque chargement sur des intervalles différentes.

Et à la fin de l'essai, on fera passer les échantillons usés dans la série des tamis, dont on a utilisé précédemment pour le matériau intact (avant manipulation), pour y faire une analyse granulométrique après l'essai de chargement uniaxial.

3.4.3. Observation sur les échantillons usés

Des observations ont été faites sur l'ensemble des échantillons soumis au chargement uniaxial (figure 3.16)



3.16. Résultats des échantillons usés

Après avoir usé les échantillons du sable étudié, leurs avoir appliqués des charges uniaxiaux. On remarque sur les échantillons obtenues après la fin de chaque essai, que ces derniers deviennent de plus en plus dense (compact) en élevant les charges appliquées comme il est montré sur la figure (3.16.a).

On remarque aussi, après avoir enlevé les échantillons usés des particules très fines qui apparaissent (phénomène d'écrasement) comme il est montré sur la figure (3.16.b).

3.4.4. Représentation et discussion des résultats

a. Remarque concernant le comportement

Les déplacements lors du chargement uniaxial sur des grains du sable étudié, diffèrent du matériau global à celui de la fraction seule. La présentation des contraintes normales appliquées pour le matériau étudié en fonction des déplacements est montrée sur les figures (3.17 à 3.20).

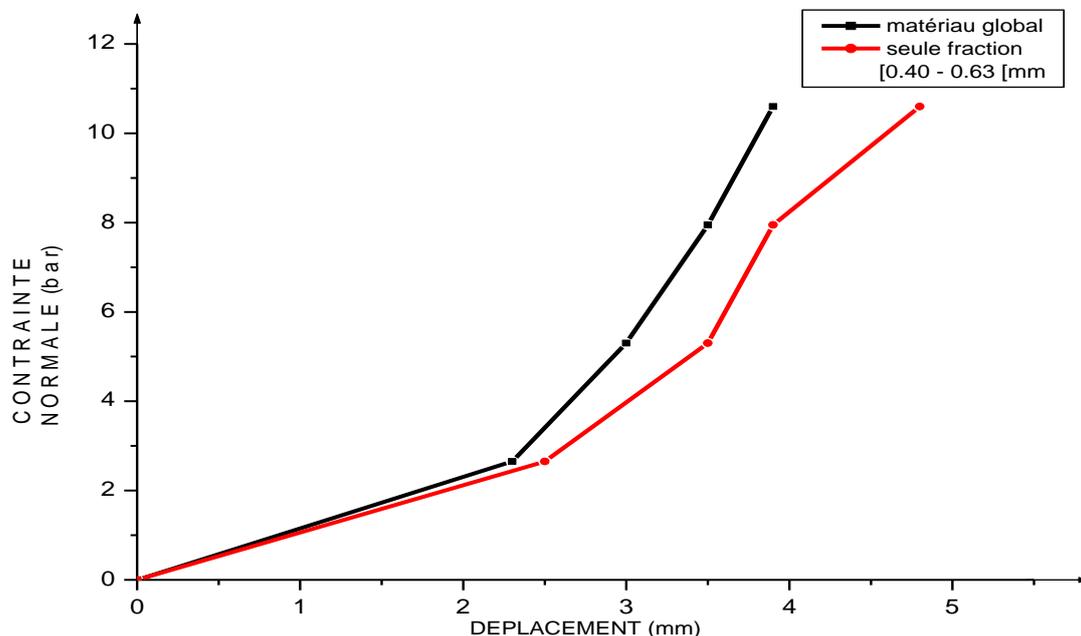


Figure 3.17. Contrainte-déplacement

On remarque que les déplacements augmentent avec l'augmentation des charges appliquées, au début sont plus rapides comme il est montré par le premier trançon de la courbe, et cela pour l'échantillon pris à l'état naturel et pour le cas de la classe [0.4 - 0.63 [cela est due au réarrangement des grains entre eux et le compactage de l'échantillon pour les deux cas. On remarque aussi clairement pour cette phase que les déplacements sont plus importantes pour le cas de la classe granulaire [0.4 - 0.63 [mm en la comparant à l'échantillon intact et cela montre que la granulométrie initiale influe sur le comportement des sables effectivement la relation contraintes-déplacements.

En analysant la courbe globalement il est très clair que les déplacements sont plus importants pour la classe [0.4 - 0.63 [mm comparativement à ceux de l'échantillon intact ils sont de l'ordre de 0.2mm pour la contrainte 2.65 bars, de 0.5mm pour la contrainte 5.30 bars, de 0.9mm pour la contrainte 7.95 bars et de 3.9mm pour la contrainte 10.60 bars, cela est expliqué par l'effet de la granulométrie. De manière plus qu'on a une granulométrie étalée plus que la possibilité d'avoir les contacts entre les grains, alors la distribution des charges à l'intérieur de l'échantillon est uniforme alors la sollicitation des grains sera minime. Par contre pour une distribution

granulométrique sérée les contacts sont minime alors les grains se resserent jusqu'à la rupture.

On remarque malgré les fortes contraintes appliquées il n'y a pas de seuil de déplacement, cela est généralement expliqué par la rupture des grains.

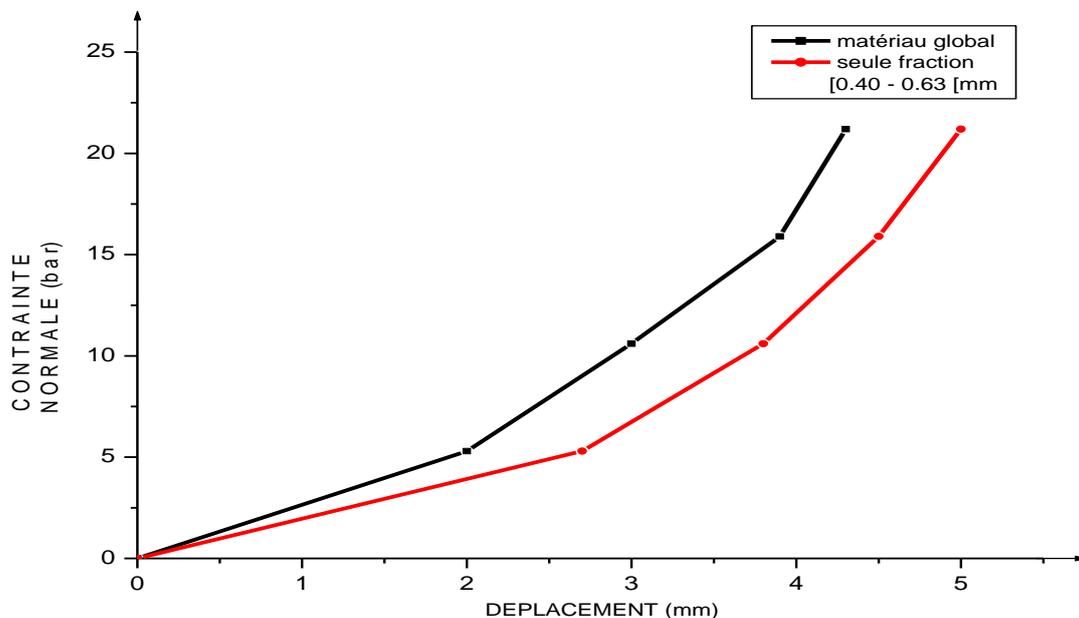


Figure 3.18. *Contrainte-déplacement*

Lors du chargement par palier des deux échantillons, on remarque toujours l'augmentation des déplacements avec l'augmentation des charges appliquées comme le montre la figure (3.18). Ainsi, on remarque que l'écart déplacement devient presque constant de 0.6mm à partir de la contrainte $\sigma = 10$ bars, ce qui peut être due au réarrangement des grains (structure très serrée) et que les grains commencent à se rompre.

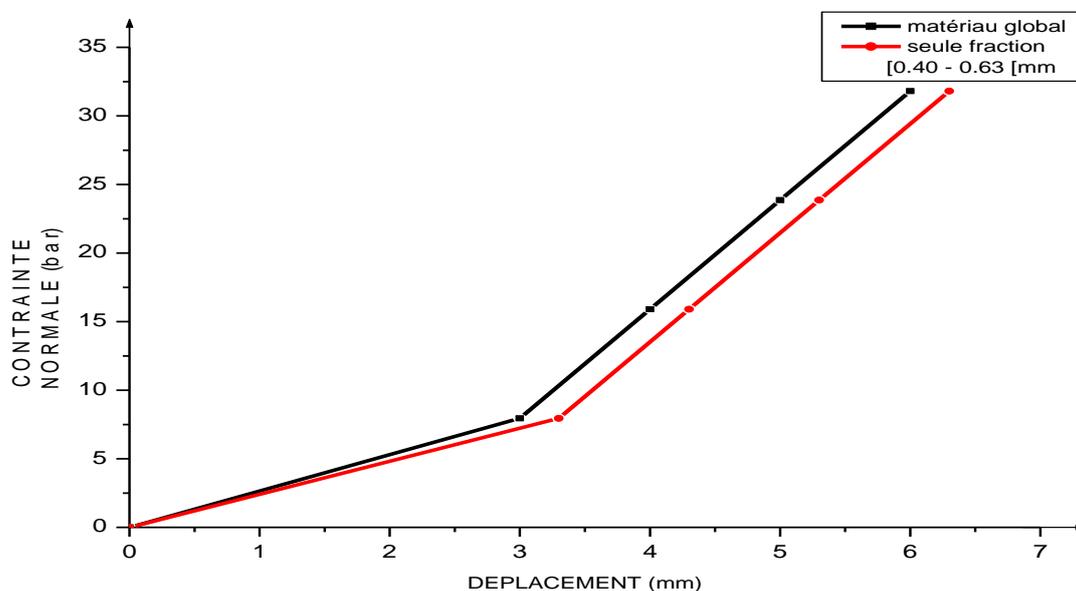


Figure 3.19. *Contrainte-déplacement*

La figure (3.19) montre un redressement des deux courbes (droite) lors du chargement, à partir d'une contrainte $\sigma = 10$ bars comme montré en figure (3.18) et ceci explique que les deux échantillons atteignent la compacité maximale pour lequel les effets de dilatance disparaissent (réarrangement maximum des grains). Alors, les grains ont une structure très serrée et par conséquent des efforts entre les grains s'activent donc, au-delà de cette contrainte l'effet de la rupture commence à se produire.

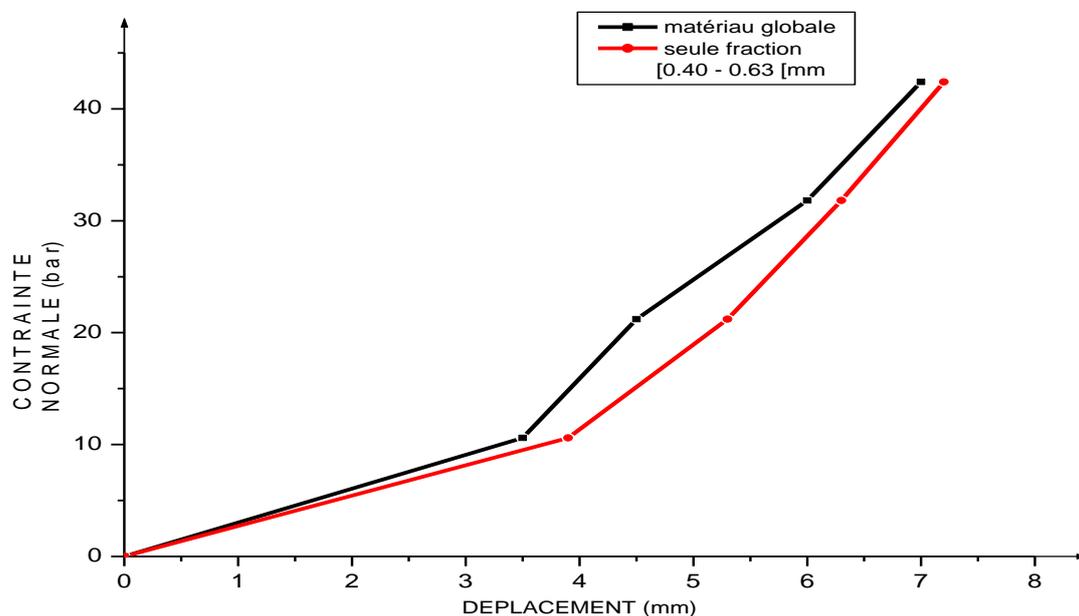


Figure 3.20. Contrainte-déplacement

A partir de la contrainte $\sigma = 10$ bars (figure 3.18), Les échantillons ont un comportement identique avec un écart déplacement de 0.3 mm comme il est montré dans la figure (3.20), ce qui explique que les grains commencent à se rompre sous l'effet des chargements qui leurs sont appliqués.

Pour l'ensemble des cas étudiés, les résultats obtenus (figures 3.17 à 20) montrent qu'il n'y a pas de seuil de déplacement malgré les contraintes fortes et cela explique que la rupture continue à se produire (ce qui dû à l'inoccupation totale des vides).

b. Remarque concernant l'évolution de la granulométrie

A la suite, des courbes granulométriques ont été faites sur les échantillons du matériau global ayant soumis aux chargements uniaxiaux différents (figure 3.21). Ainsi que des variations de fractions granulaires concernant les échantillons d'une seule fraction granulaire [04.0 – 0.63 [mm, lors des chargements uniaxiaux (figure 3.23).

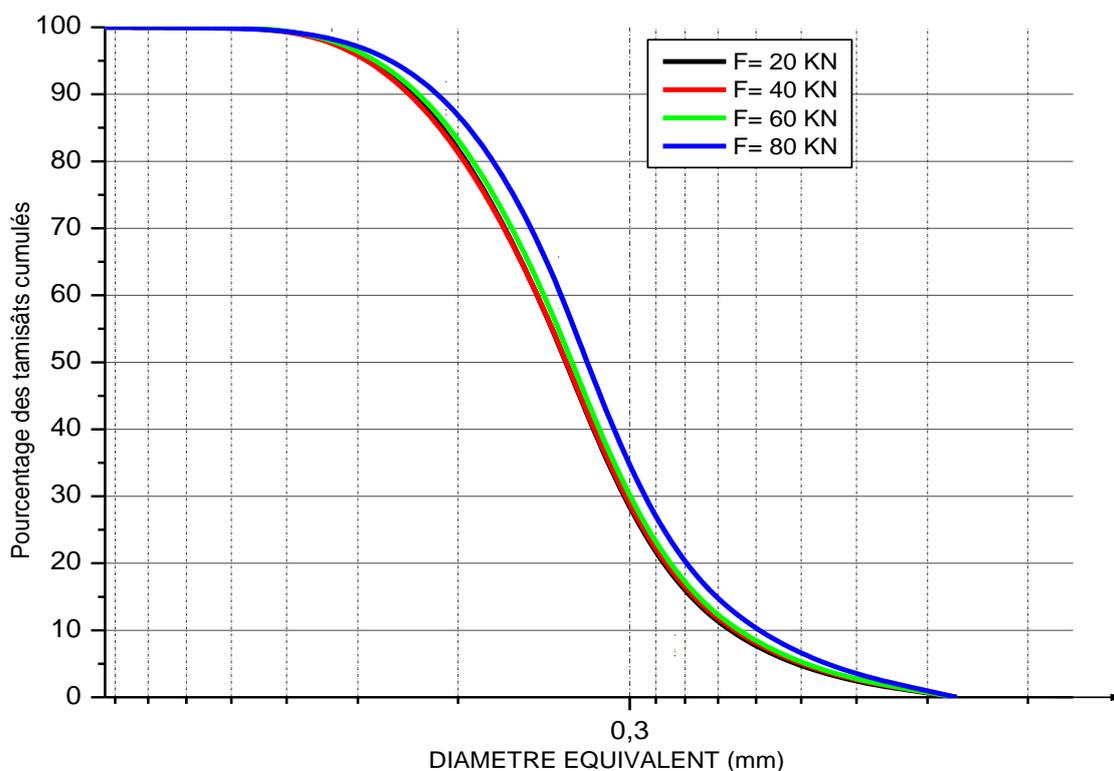


Figure 3.21. Analyse granulométrique des échantillons usés

L'effet du chargement uniaxial sur la courbe granulométrique des échantillons a été analysé dans le cadre de cette étude. La figure (3.21) montre l'évolution provoquée par la fragmentation des particules des échantillons du matériau global du fait du chargement. Les courbes correspondent aux moyennes obtenues sur quatre échantillons après avoir leur appliqué quatre différents chargements 20 KN, 40 KN, 60 KN et 80KN dans un moule (moule déjà définis dans la préparation des échantillons).

	$\sigma= 10.60\text{bars}$	$\sigma=21.20 \text{ bars}$	$\sigma=31.81 \text{ bars}$	$\sigma=42.41 \text{ bars}$
D ₁₀	0.087	0.086	0.085	0.070
D ₃₀	0.305	0.305	0.30	0.250
D ₆₀	0.354	0.354	0.35	0.34
C _U	4.06	4.11	4.11	4.85
C _C	3.02	3.05	3.02	2.62

Tableau 3.3. Les valeurs des coefficients d'uniformité et de courbure

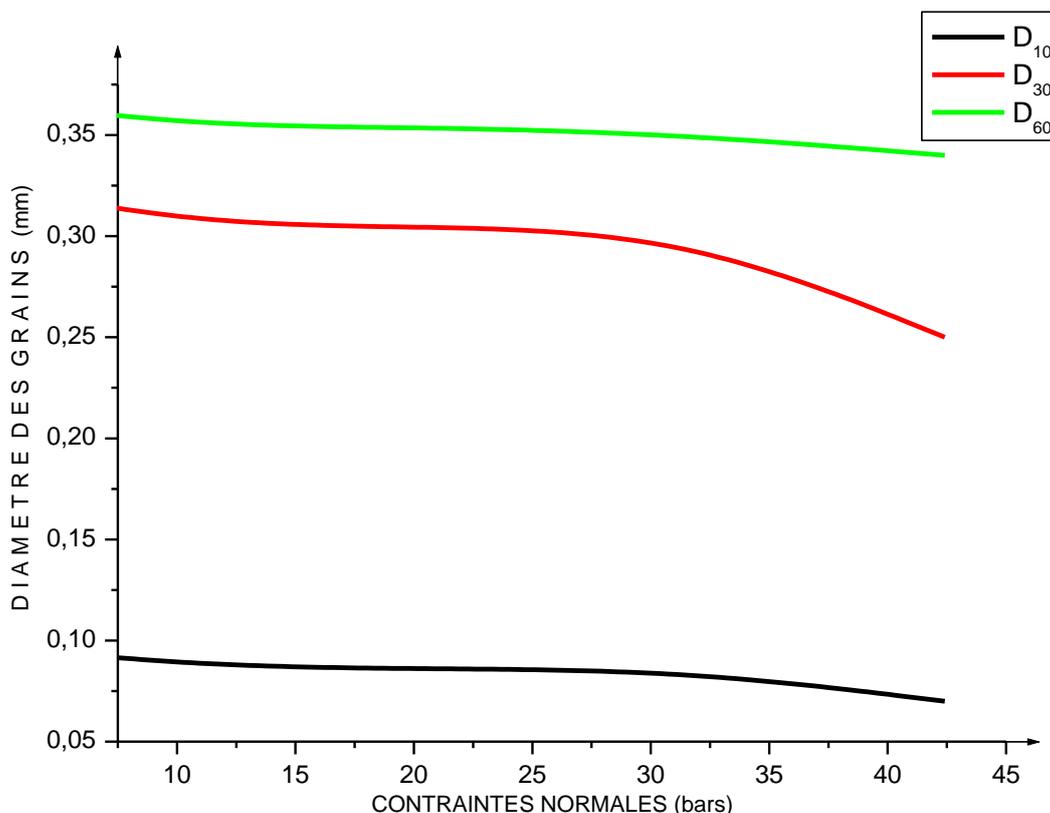


Figure 3.22. Variation de diamètre des grains pour D_{10} , D_{30} et D_{60} après chargement uniaxial en fonction des contraintes normales

On remarque une variation (diminution) des diamètres des grains en augmentant les contraintes appliquées comme il est montré sur figure (3.22) et cela justifie une apparition de phénomène de rupture. Alors on constate une diminution assez importante pour le cas de D_{30} en la confrontant à celles des deux autres cas de D_{10} et D_{60} (une légère diminution). Ce qui influence sur la granulométrie de l'échantillon (naissance d'une nouvelle classe granulaire).

Classes	Granulométrie initiale	Pourcentage massique (%)			
		F = 20 KN	F = 40 KN	F = 60 KN	F = 80 KN
[0.40 – 0.63 [100	84.57	81.63	73.61	69.66
[0.25 – 0.40 [0	14.18	16.54	24.31	28.46
[0.08 – 0.25 [0	1.24	1.82	2.08	1.87

Tableau 3.4. L'évolution moyenne de la fraction granulaire [0.40 – 0.63 [mm avant et après chargement

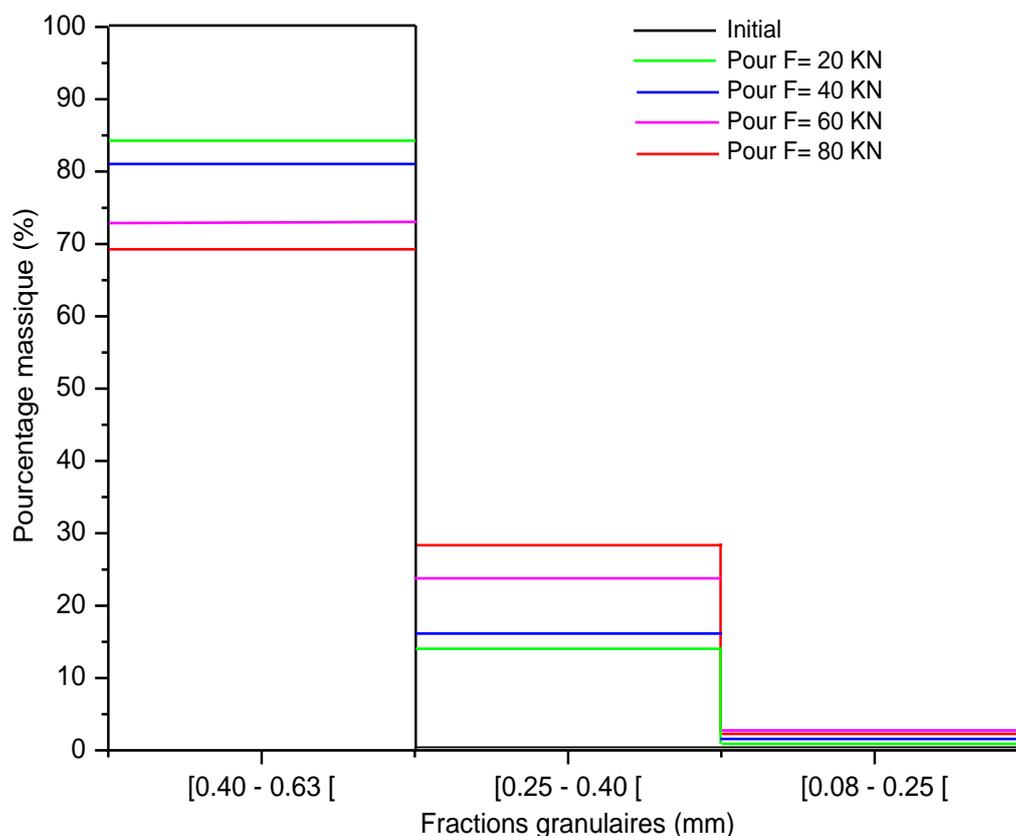


Figure 3.23. Variation des fractions granulaires [0.40 – 0.63 [mm du matériau lors du chargement uniaxial

L'analyse des variations des fractions granulaires pour la classe [0.40 – 0.63 [mm avant et après le chargement. Les résultats présentés dans le tableau (3.4) ainsi éclairés dans la figure (3.23) nous montrent une forte transformation de particules de classe [0.40 – 0.63 [mm lors du chargement. Ces transformations s'accompagnent d'une augmentation des particules de taille inférieure. Par ailleurs, ces résultats montrent que la réduction des dimensions de particules augmente avec l'augmentation des charges appliqués.

Et concernant les particules produites, on constate que leur dimensions sont proches de ceux soumis aux chargements ([0.40 – 0.63 [mm), mais avec une légère production de particules très fines et cela peut être dû au mode de rupture qui est de la fracture selon les études de Guyon et Troadec (1994), qui ont été menées sur les trois modes de rupture qui peuvent être produites. [7]

Alors comparant les résultats à propos des ruptures obtenus pour les échantillons de deux dispositions différentes, on remarque que le taux de rupture des grains pour le cas des échantillons d'une seule fraction ([0.40 – 0.63 [mm) est un peu plus important que pour celui du matériau global. Cela peut avoir avec la densité, car dans le cas des échantillons du matériau global présente un volume des vides un peu plus réduit (minime) à ceux des échantillons d'une seule fraction granulaire ([0.40 – 0.63 [mm) c'est qui veut dire qu'il est plus dense et qui génère une augmentation du nombre de contacts entre grains et cela présente une meilleure résistance contrairement aux échantillons uniformes.

3.4.5. Effet de la rupture des grains sur le volume des vides

La rupture des grains produit une diminution du volume de vides et de volume en vrac de matériau granulaires Vallejo (2003). Des recherches antérieures ont montré que dans les matériaux granulaires, une relation claire existe entre le taux de porosité du matériau ($e = \frac{V_v}{V_s}$) et la contrainte verticale appliquée dans les essais uniaxiaux confinés Terzaghi (1984), Hagerty et al. (1993), Pestana et White (1995), MacDowell et Bolton (1998)), des essais de compression isotrope Nakata et al. (2001) et Coop (1990), Cheng et al. (2003). Deux régions différentes peuvent être distinguées sur une courbe reliant la contrainte appliquée et le rapport de vide de la matière granulaire ($\log(\sigma')$, e). Figure (3.24) montre ces deux régions. La première région est principalement contrôlée par réarrangement des grains et la déformation élastique tandis que la deuxième région est principalement contrôlée par les écrasements, le réarrangement, et la déformation élastique des grains. De cette façon, les paramètres techniques tels que l'indice de compression C_c , sont touchés par l'apparition d'écrasement. [5]

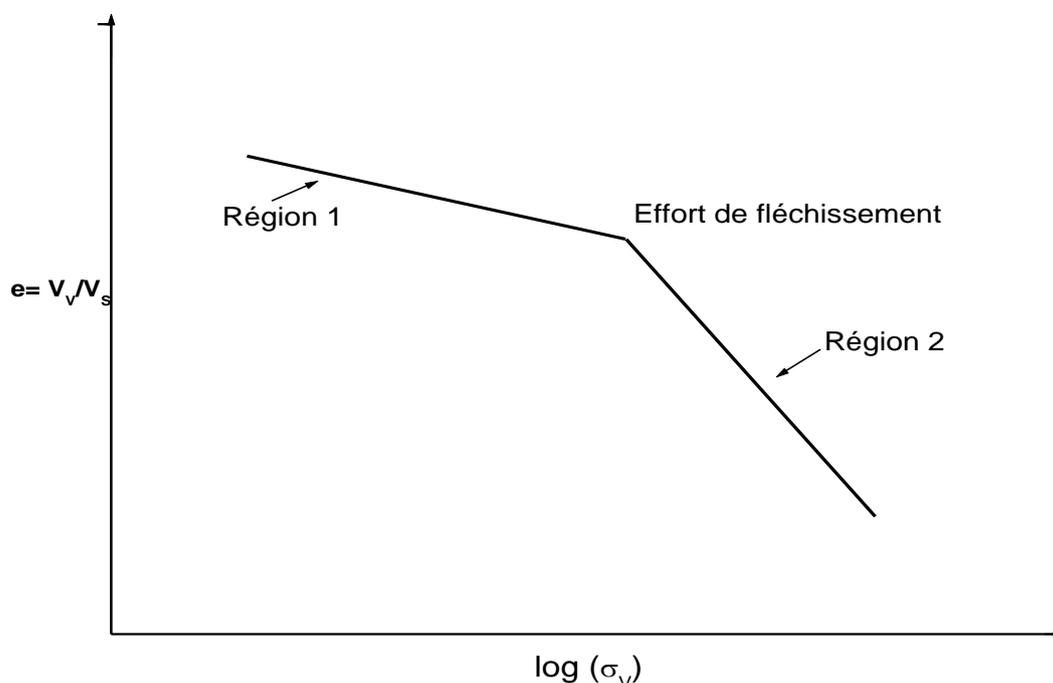


Figure 3.24. Courbe effet de l'écrasement des grains dans la variation du l'indice des vides en fonction de la charge verticale appliquée (Kheffache T., 2014)

3.5. Conclusion

Durant nos expériences exécutées, nous avons déduit que ;

Lors du compactage Proctor sur le sable d'Aokas, on a démontré qu'un tel sable de granulométrie serrée est difficile à déterminer l'optimum Proctor. Et malgré les complications, on a pu déterminer la valeur de la densité sèche maximale du sable étudié et on conclut que ce dernier caractérise un matériau fragile et léger.

Et pour le cas du chargement uniaxial sur le milieu granulaire ; la compressibilité d'un sol est sa propriété à réagir à une augmentation de la contrainte effective par un resserrement de ses particules solides et une réduction de son indice des vides, ce qui correspond à une augmentation de la masse volumique.

L'étude de la rupture des grains des échantillons de deux dispositions différentes, sous des chargements uniaxiaux de compression, montre que ce phénomène est présent et son intensité varie avec le chargement et l'uniformité des grains. Cela a été remarqué pour le cas de l'écrasement des échantillons du matériau global et d'une seule classe granulométrique.

Cependant, les résultats obtenus sur l'évolution de la granulométrie sous chargement tendent à montrer qu'il est plus judicieux de prendre en compte le comportement du matériau global que celui de la seule fraction.

Chapitre 4 Evolution de la granulométrie du sable sous cisaillement

4.1. Introduction

Les instabilités observées en géotechnique se traduisent en général par une rupture localisée du sol en cisaillement. Elles peuvent affecter les talus (digues, remblais, berges...) ou bien des fondations, sous l'effet d'une surcharge. Dans le but de pouvoir dimensionner correctement les ouvrages, l'étude du comportement mécanique d'un sol vise donc en particulier à connaître sa résistance au cisaillement.

La résistance au cisaillement d'un sol est classiquement décrite par son critère de plasticité (Philipponnat et Hubert, 2002; Coussy et Fleureau, 2002). Il exprime la relation existant à l'équilibre limite entre la contrainte tangentielle au plan de cisaillement τ et la contrainte normale à ce plan σ (Rey, 2005). Cette résistance est parfois difficile à déterminer, particulièrement, lorsque il s'agit d'un sol fin, ou encore, si le massif est composé de plusieurs sols de caractéristiques différentes tels que les sols en mélanges, ou en plusieurs couches stratifiées (multicouches).

Ce chapitre est traité aux essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande ; le comportement du sable sous différentes pressions, la résistance au cisaillement de ce dernier.

4.2. Cisaillement d'un échantillon formé de grains

La figure (4.1) illustre les mouvements de rotation que peuvent subir les grains durant un essai de cisaillement. Effectivement, l'échantillon au repos n'aura aucun déplacement, il est soumis uniquement à la charge gravitationnelle et à une contrainte normale imposée. Lorsqu'on applique un effort de cisaillement à l'échantillon en question en imposant un plan de cisaillement, les grains sur le plan vont subir des déplacements, soit une translation le long du plan du cisaillement (la course du chariot), ce qui génère un resserrement dans le sens d'application de la charge, soit une rotation les uns par rapport aux autres ou les deux simultanément.

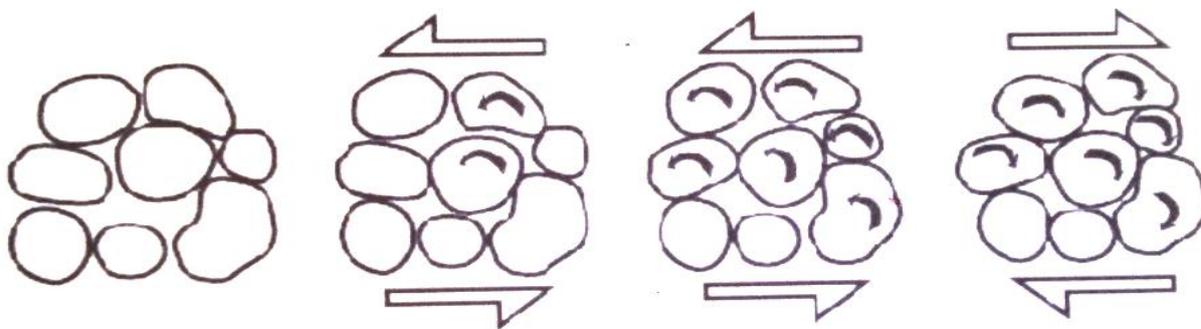


Figure 4.1. *Illustration des mouvements de rotation des grains lors du cisaillement*

Les mouvements de rotation des grains les uns par rapport aux autres est d'une importance variable durant les étapes de chargements, de manière que le nombre de grains qui subissent des rotations est variable selon les cas. Ces mouvements contribuent dans l'apparition de cassures des grains constituant le milieu. Les frottements sont liés à l'état de surface des matériaux qui n'est jamais parfaitement lisse: une rugosité existe à l'échelle microscopique. Cette rugosité est à l'origine du frottement entre les grains. Son effet est de favoriser une déformation plastique des grains. Par affrontement entre eux au niveau des zones de contacts, les efforts induits peuvent conduire à des ruptures.

4.3. Présentation et discussion des résultats

Les essais de cisaillement dans cette étude sont effectués d'une façon ordinaire à la boîte de Casagrande. L'échantillon de sable est passé par une étuve, en suite cisailé sous des différentes pressions, les efforts appliqués sont transmis intégralement au squelette de sol.

Les caractéristiques de résistance au cisaillement d'un sol pulvérulent sont ϕ et $C = 0$, elles sont représentatives du comportement du squelette solide, les résultats d'essais sont représentés sous forme de courbe de:

- Contrainte de cisaillement τ en fonction des déformations.
- Contrainte de cisaillement τ en fonction des contraintes normales σ .

4.4. Analyse de la résistance au cisaillement du sol étudié

Les courbes de contraintes-déformations, permettent de décrire l'évolution de la résistance au cisaillement en fonction des contraintes appliquées. Selon LCPC (1987), la résistance au cisaillement peut être définie, sur les courbes de contraintes-déformations, comme étant :

- Le maximum de la contrainte de cisaillement τ_{max} .
- La contrainte de cisaillement correspondant à une déformation très grande.
- La contrainte de cisaillement correspondant à une déformation plus au moins arbitraire.

4.4.1. Résistance au cisaillement des sables

Les sables sont des matériaux homogènes, ils sont considérés comme des matériaux de référence pour effectuer les différentes comparaisons et étudier l'influence des différents paramètres.

4.4.2. Influence de la contrainte normale sur la résistance au cisaillement

La figure (4.4) présente l'évolution de la résistance au cisaillement en fonction des déformations sous contraintes normales appliquées (50, 100, 200, 300, 400 et 500 KPa). Et le tableau (4.1) ci après illustre les contraintes tangentielles maximales obtenues lors du cisaillement.

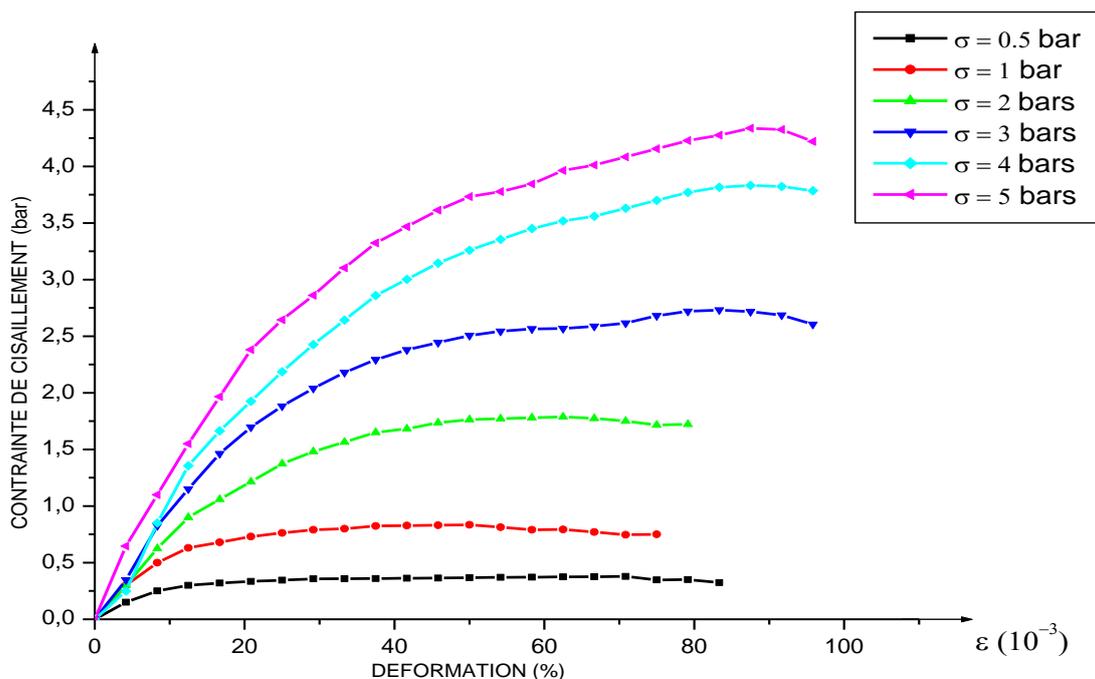


Figure 4.2. Courbe contrainte-déformation sous différentes pressions.

σ (bars)	τ (KPa)
0.50	37.80
1.00	83.40
2.00	178.80
3.00	273.20
4.00	383.2
5.00	433.7

Tableau 4.1. Contraintes tangentielles maximales obtenues en fonction des contraintes normales.

La résistance au cisaillement augmente avec l'augmentation de la contrainte normale, ceci est confirmé pour les différents échantillons étudié. Effectivement, avec l'accroissement de l'effort vertical, les grains sont de plus en plus serrés les uns contre les autres, les vides sont réduits, ce qui augmente les forces d'enchevêtrement et de frottement entre les grains et les particules. Ces forces s'opposent aux mouvements issus de la force horizontale de cisaillement.

Cependant, l'influence de la contrainte normale est plus sensible dans le cas des sables, Robitaille et Tremblay (1997) expliquent ce phénomène, au fait que les sols pulvérulents (sable pour notre cas) sont constitués de particules volumineuses; leurs résistance au cisaillement provient des frottements et de l'enchevêtrement des grains (plus au moins angulaires), qui en s'emboitant dans les interstices entre les autres grains sous l'effort normal, créent une résistance au mouvement. Ainsi lorsque la contrainte normale (σ) est nulle, la résistance au cisaillement des sols pulvérulents devient presque nulle et les grains n'offrent pratiquement aucune résistance au déplacement. Par ailleurs, la valeur de la contrainte tangentielle est plus au moins proche de la valeur de la contrainte normale appliquée [11].

4.5. Courbe intrinsèque

La droite intrinsèque sur la figure (4.5) nous permet de déduire l'angle de frottement interne ϕ , tandis que la cohésion est nulle lorsqu'il s'agit des sols pulvérulents. Après représentation de cette dernière, on a pu calculer l'angle de frottement moyen du sable testé qui a une valeur de $\phi_m = 40.95^\circ$.

Les résultats obtenus aux différents essais de cisaillement sont représentés sur la figure (4.5) sous forme de courbe d'état critique, présentant l'allure suivante:

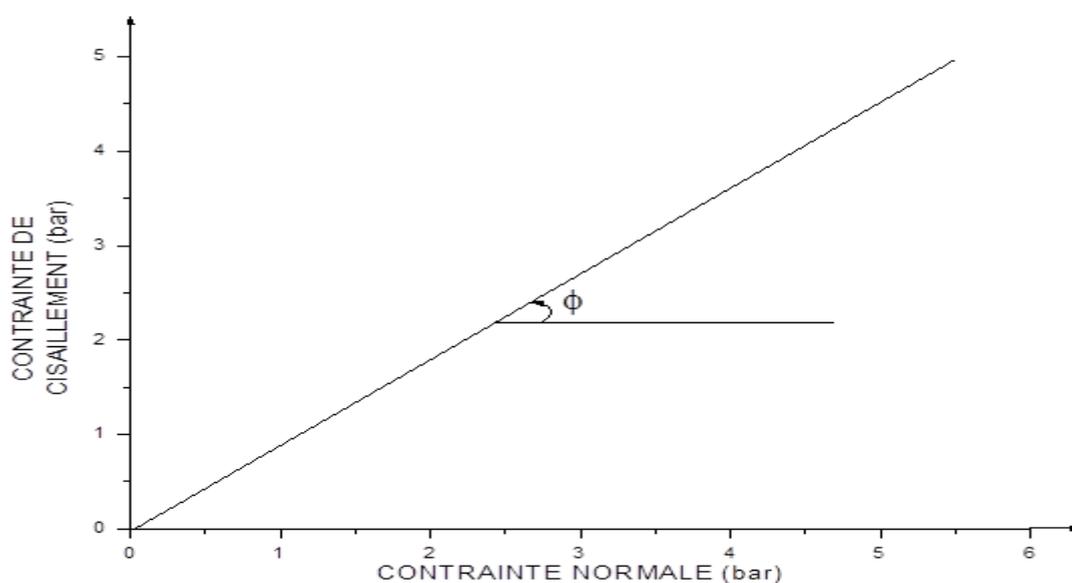


Figure 4.3. Droite intrinsèque du sable testé.

4.6. Cisaillement des échantillons de classes granulométriques différentes

Les cisaillements ont été effectués sur des échantillons de différentes classes granulométriques [0.25-0.4 [mm, [0.4-0.63 [mm et deux autres classes chaque une contient 20% d'éléments qui ont un diamètre entre 0.08 et 0.25mm mélangé avec 80% des deux premières fractions pour le sable d'Aokas défini en chapitre 2.

4.6.1. Influence de l'effet d'échelle sur la résistance au cisaillement

Après la mise en place des échantillons dans la boîte de cisaillement, on applique une contrainte normale σ à l'aide d'un piston, en suite on fait varier la contrainte de cisaillement pour chaque classe étudiée. Les résultats obtenus sont représentés sur les figures (4.6 à 4.8).

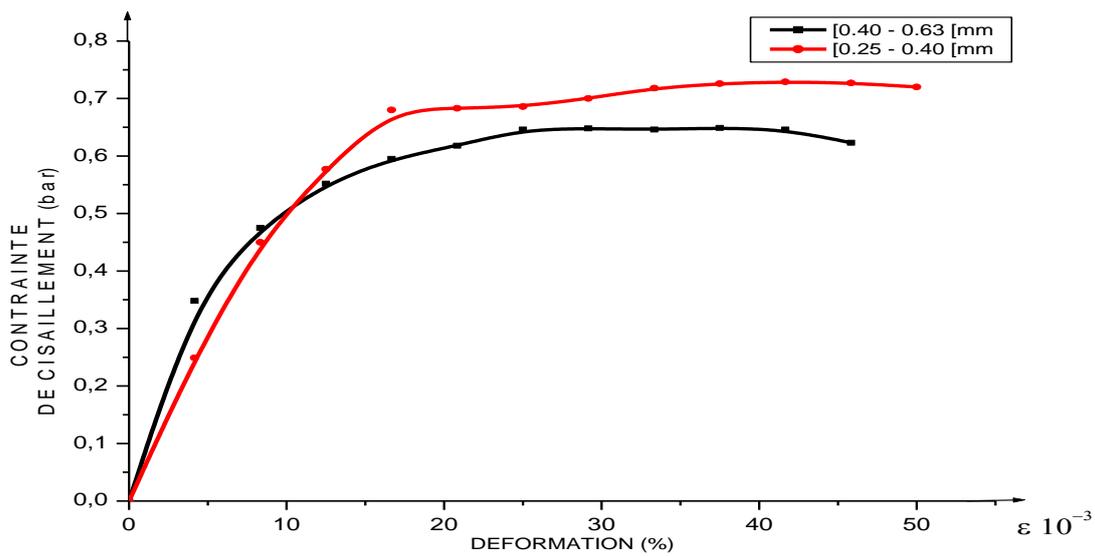


Figure 4.4. Contrainte-déformation sous $\sigma = 1$ bar

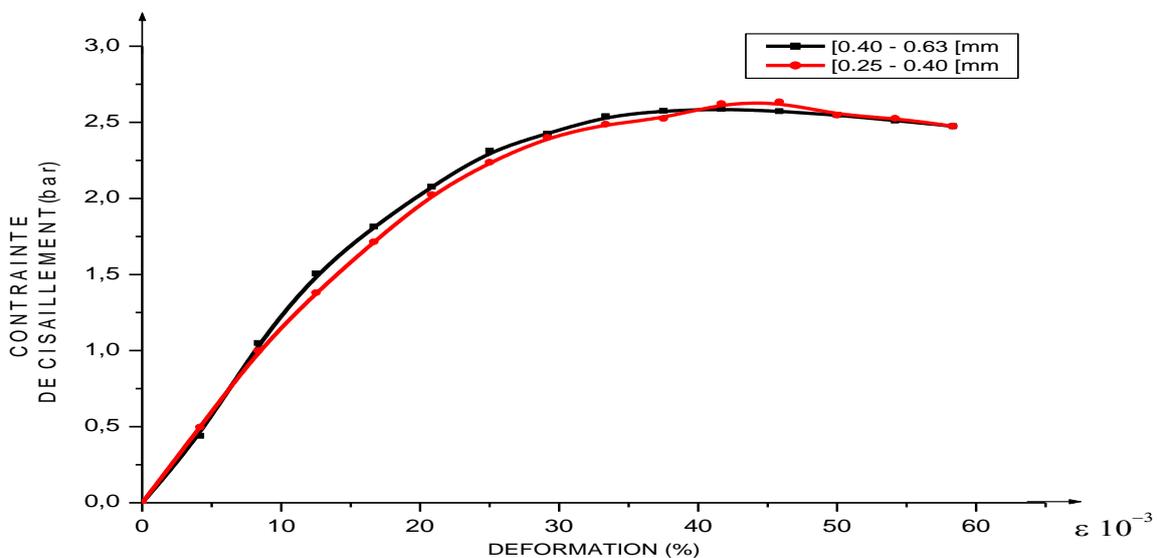


Figure 4.5. Contrainte-déformation sous $\sigma = 3$ bars

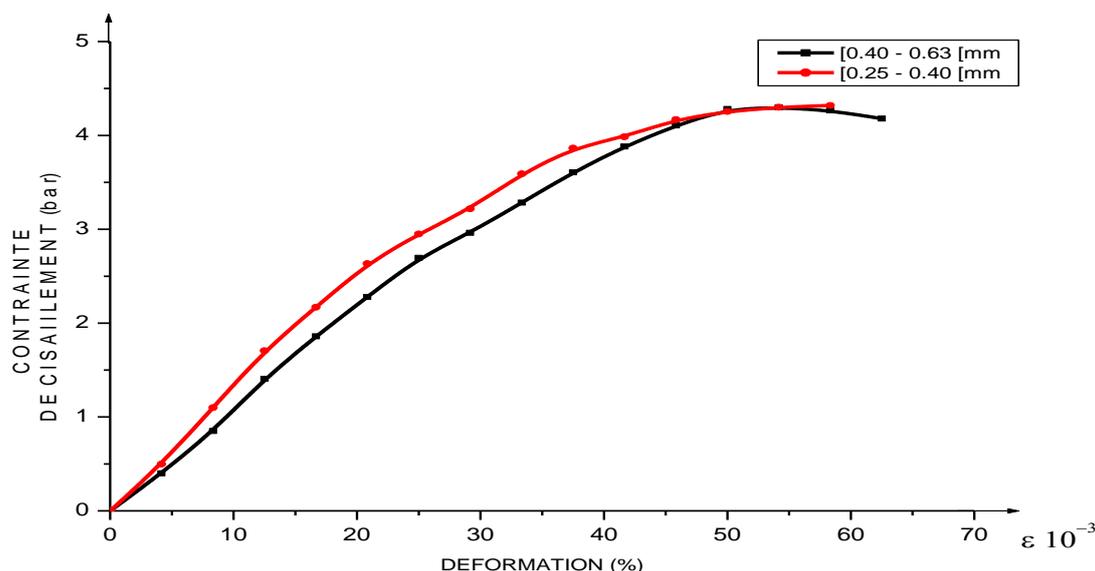


Figure 4.6. Contrainte-déformation sous $\sigma = 5$ bars

Résultats et discussions

La première remarque qu'on a pu tirer est que les valeurs de la résistance au cisaillement augmentent avec l'augmentation de la contrainte normale appliquée, le tableau qui suit illustre les différentes contraintes tangentielles obtenues sous des différentes pressions exercées.

Par exemple pour le cas de la classe granulaire [0.25; 0.4 [mm, on a obtenu 72 KPa pour $\sigma = 1$ bar et 432 KPa pour $\sigma = 5$ bars, ainsi pour le cas de la fraction granulaire [0.4; 0.63 [mm, on a enregistré une résistance au cisaillement $\tau = 64.9$ KPa pour $\sigma = 1$ bar et 430 KPa pour une contrainte normale $\sigma = 5$ bars.

	σ (bars)	τ (KPa)
[0.40 – 0.63 [mm	1	64.90
	3	258.80
	5	430.00
[0.25 – 0.40 [mm	1	72.90
	3	263.50
	5	432.00

Tableau 4.2. Contrainte maximale obtenue pour les deux classes granulaire sous différentes pressions appliquées.

La deuxième remarque qui peut être faite à partir des résultats obtenus est que les valeurs maximales des résistances au cisaillement obtenues sont variables d'une classe granulaire à une autre, de manière que celle ci diminuent légèrement avec l'augmentation de diamètre des grains utilisés. Et cela est peut être dû à l'uniformité des

classes granulométriques étudiées. Si on compare les différents échantillons de grains où le seul paramètre variable est la taille des grains, Deluzarche (2002), note dans son analyse que les échantillons les plus petits présentent des angles de frottement plus élevés que les plus grands échantillons [12]. Cet effet d'échelle diffère et peut être expliqué par la résistance des petits grains qui se rompent moins que les gros grains. Ceci peut être appuyé par les travaux de Marsal (1973), qui suppose que la taille des défauts est proportionnelle à la taille des grains.

Les milieux granulaires soumis à une sollicitation de compression présentent une diminution de leurs compressibilités avec l'augmentation de la contrainte normale. Ceci peut être commenté par le fait de l'application de cette charge. Les échantillons seront d'avantages plus compactes et les efforts de contacts entre les grains seront plus importants, ce qui rend la zone glissement difficile à apparaître.

Frossard (2002), explique les différences de résistance au cisaillement et la dilatance par la variation d'angle de friction physique ψ pour les différents milieux. Frossard (2002), note que l'angle de friction physique ψ se décompose en un angle de friction minérale, et un angle de frottement lié à l'angularité des grains. La forme des grains est également un paramètre influant sur la résistance au cisaillement. La façon dont sont arrangés les grains va générer une certaine répartition de l'orientation des contacts entre grains à l'intérieur de l'échantillon.

4.6.2. Influence de la teneur en fines sableuses sur la résistance au cisaillement

Alors qu'on a étudié l'influence de l'effet d'échelle sur la résistance au cisaillement, maintenant on va essayer d'analyser le comportement des classes examinées précédemment en présence des fines sableuses vis à vis du cisaillement. Ce qui nous amène à une préparation des échantillons contenant des fines sableuses comme on la déjà décrit récemment.

Les tableaux (4.3 et 4.4) donnent les valeurs maximales de la contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale. Tans dit que Les figures (4.9 à 4.14) qui suivent, présentent les courbes de contraintes-déformations des mélanges étudiés.

	σ (bars)	τ (KPa)
[0.40 – 0.63 [mm	1	64.90
	3	258.80
	5	430.00
Mélange (20% [0.08 – 0.25 [+ 80% [0.40 – 0.63 [mm)	1	75.00
	3	295.20
	5	449.00

Tableau 4.3. Contraintes tangentielles maximales d'une classe granulaire uniforme, et de la même classe mélangée avec des fines sableuses.

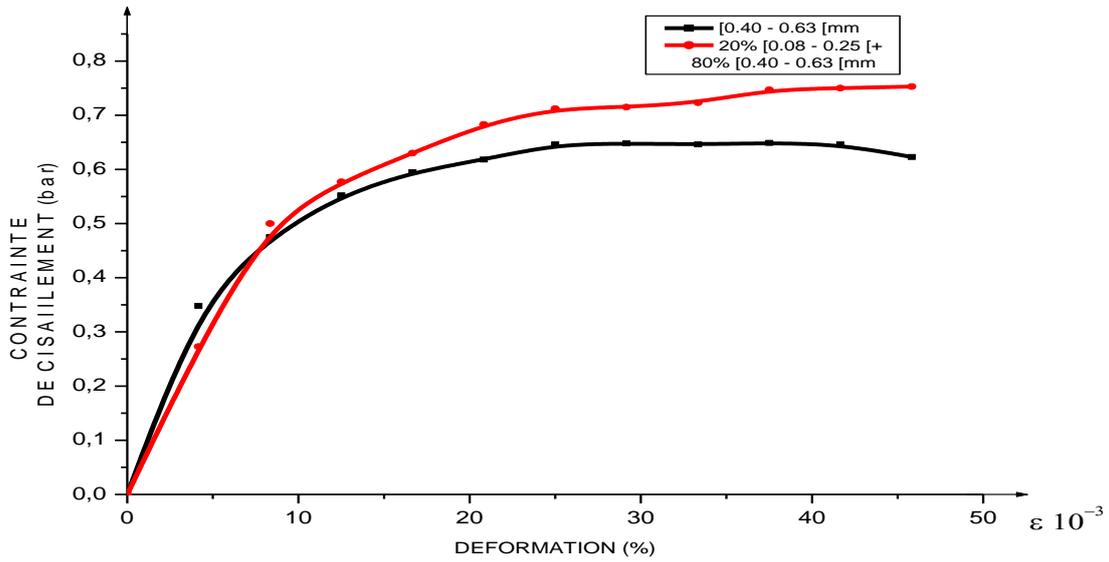


Figure 4.7. Contrainte-déformation du sable d'une classe granulométrique uniforme et un mélange de classes pour $\sigma = 1$ bar.

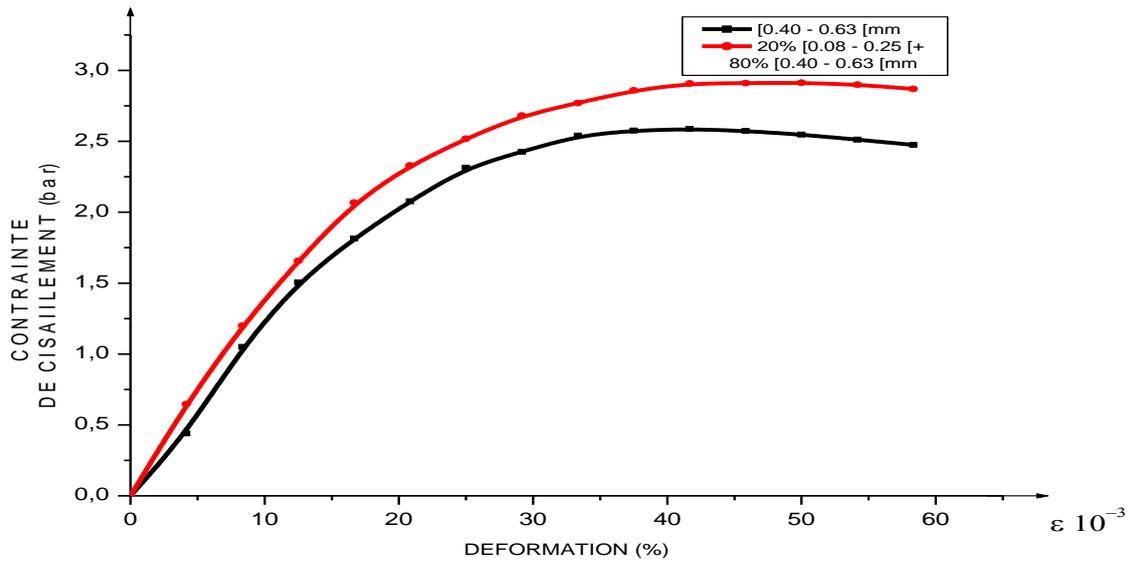


Figure 4.8. Contrainte-déformation du sable d'une classe granulométrique uniforme et un mélange de classes pour $\sigma = 3$ bars

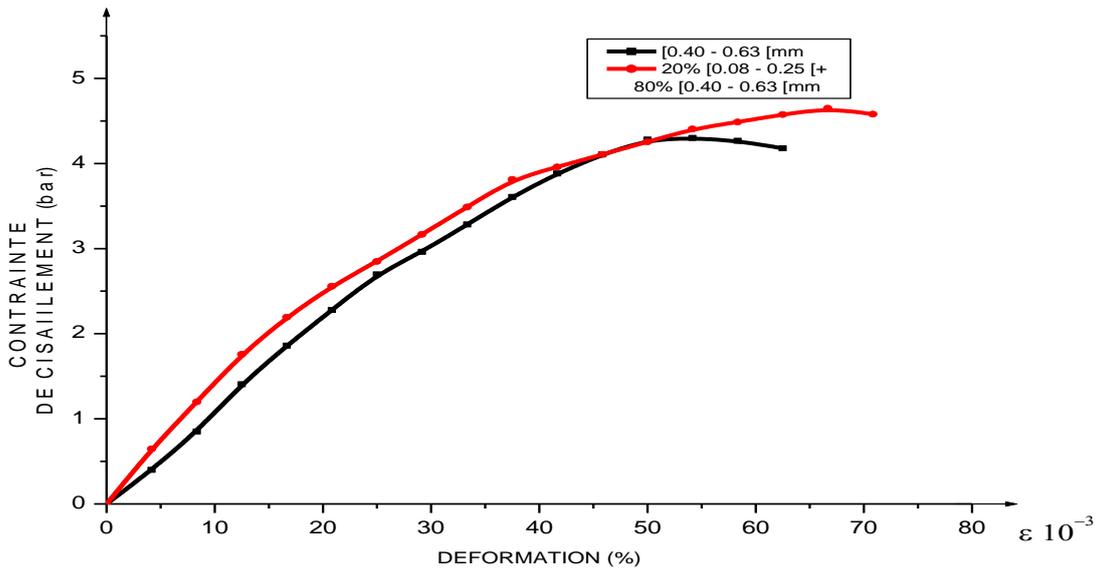


Figure 4.9. Contrainte-déformation du sable d'une classe granulométrique uniforme et un mélange de classes pour $\sigma = 5$ bars

	σ (bars)	τ (KPa)
[0.25 – 0.40 [mm	1	72.90
	3	263.50
	5	432.00
Mélange (20% [0.08 – 0.25 [+ 80% [0.25 – 0.40 [mm	1	75.30
	3	291.30
	5	465.00

Tableau 4.4. Contraintes tangentielles maximales d'une classe granulaire uniforme, et de la même classe mélangée avec des fines sableuses.

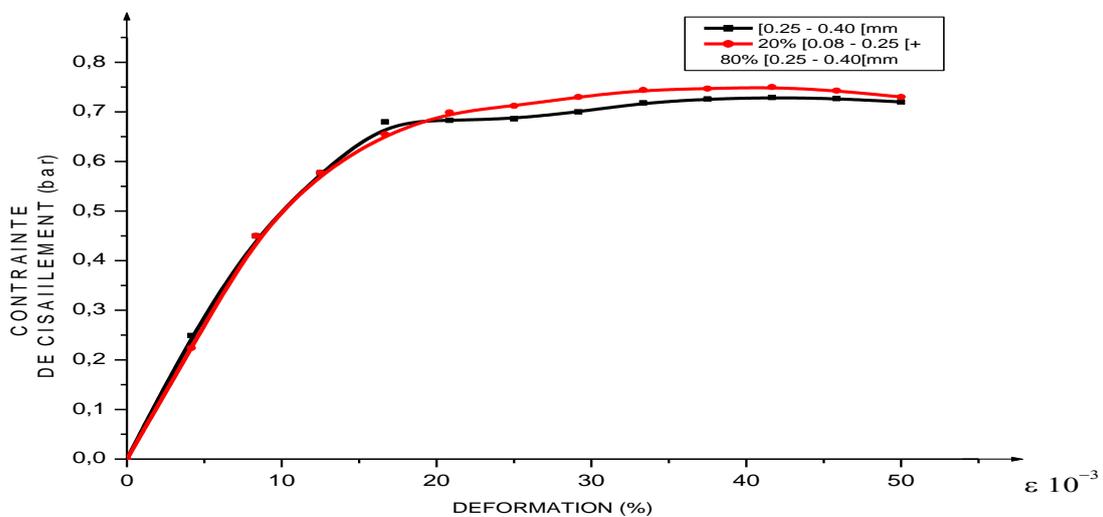


Figure 4.10. Contrainte-déformation du sable d'une classe granulométrique uniforme et un mélange de classes pour $\sigma = 1$ bar

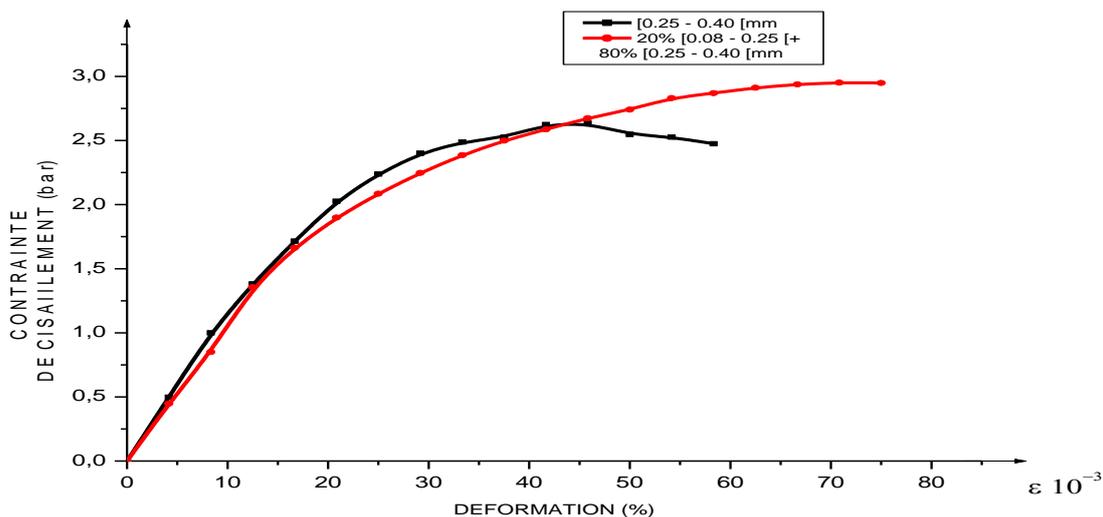


Figure 4.11. Contrainte-déformation du sable d'une classe granulométrique uniforme et un mélange de classes pour $\sigma = 3$ bars

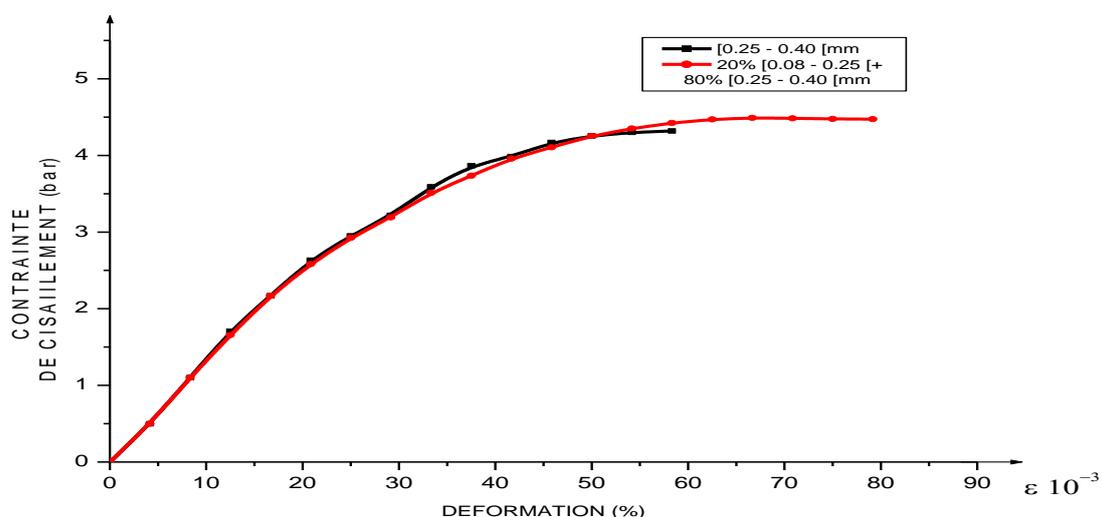


Figure 4.12 Contrainte-déformation du sable d'une classe granulométrique uniforme et un mélange de classes pour $\sigma = 5$ bars

Remarques et discussion

Les courbes (4.9 à 4.14), traduisent une certaine augmentation de la résistance au cisaillement des mélanges avec l'ajout des fines sableuses.

Néanmoins, les courbes tendent de plus en plus vers des paliers en fonction de la teneur en fines, notamment, sous des faibles contraintes. Les échantillons contenant 20% des fines sableuses présentent généralement les courbes les plus étalées. La proportion des fines offrant au mélange une meilleure résistance qui varie en fonction de la contrainte normale exercée. Cependant, 10 à 20% des fines sableuses constituent une moyenne pouvant présenter une résistance améliorée sous les différentes contraintes. Par ailleurs, la proportion des fines permettent une augmentation de la résistance au cisaillement des mélanges. La figure (4.15) qui suit présente des contacts entre grains et particules fines.

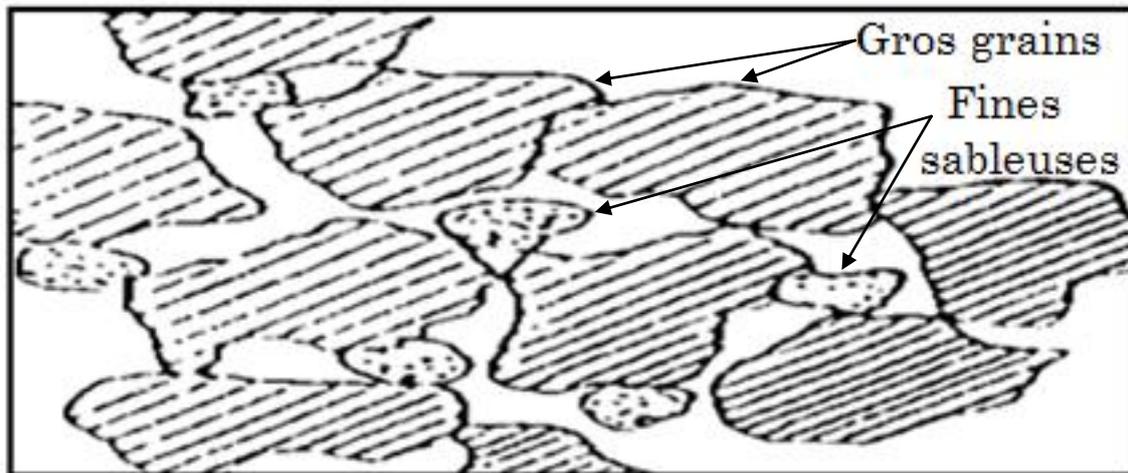


Figure 4.13. Illustration des contacts entre grains et fines.

En effet, la présence des fines, bien qu'elles aient pour effet de diminuer la proportion des vides et de créer des ponts entre les grains, ce qui va conduire à une augmentation de nombres de contact de la granularité des sols, et induire à une augmentation de la résistance au cisaillement.

4.7. Evolution de la granulométrie après cisaillement

Les données expérimentales précédentes ont permis d'étudier la résistance au cisaillement du sable d'Aokas et déduire son angle de frottement interne, maintenant on s'intéresse à l'évolution de la granulométrie de ce dernier après cisaillement.

4.7.1. Remarques et interprétations

La figure (4.16) présente les courbes granulométriques de quelques échantillons après cisaillement sous différentes pression.

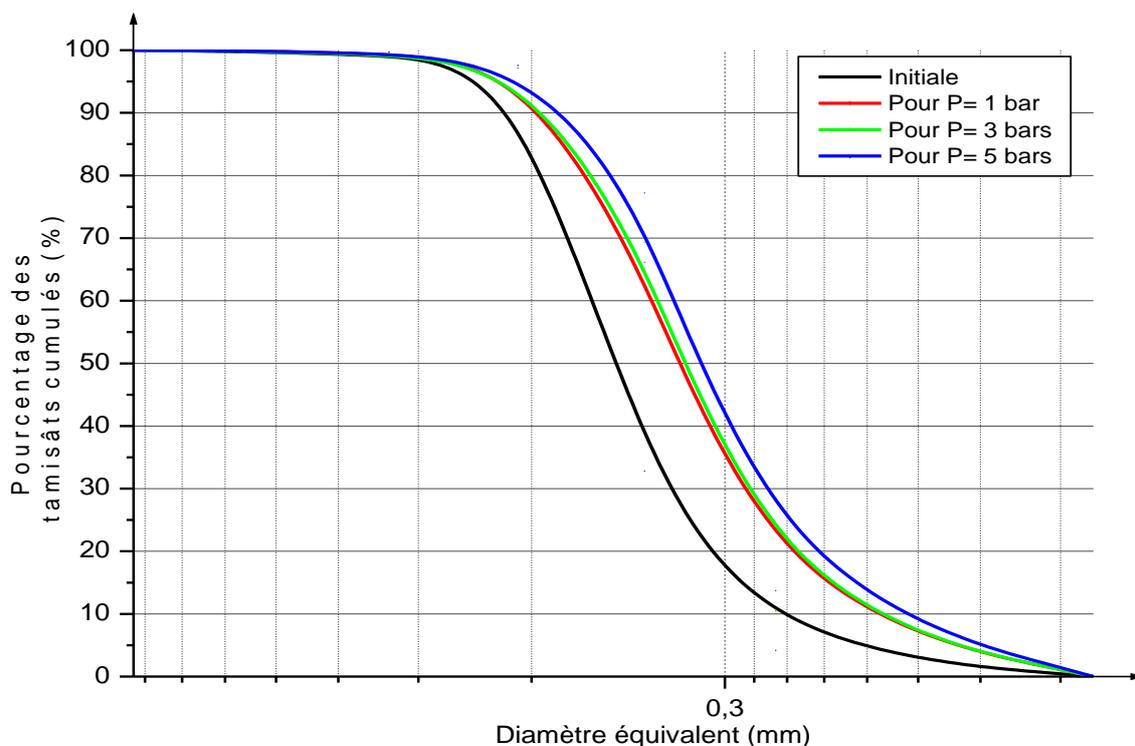


Figure 4.14. Courbes granulométrique du sable testé sous différentes pression.

D'après les courbes granulométriques présentés sur la figure (4.16), on remarque la diminution des diamètres de grains en fonction de l'amplitude de la contrainte appliquée et cela apparait clairement sous les fortes pressions. Cette variation de diamètre des grains est forcément due aux ruptures que subissent les grains au cours du cisaillement. En effet, l'application d'une contrainte normale de plus en plus importante engendre un enchevêtrement et un frottement de plus en plus important entre les grains, ce qui empêche le déplacement horizontal des grains les uns par rapport aux autres et seront ainsi plus exposés aux cassures qu'aux déplacements, tout en sachant que la force nécessaire pour casser un grain est beaucoup plus importante que celle nécessaire pour le déplacer. Ce qui donne naissance à de nouveaux grains plus petits et des particules plus petites.

4.7.2. Evolution des coefficients de courbure et d'uniformité après cisaillement

Après les analyses granulométriques, on a pu calculer les coefficients d'uniformité et de courbure et les comparer à ceux du sol intact pour savoir si une variation de ces derniers a eu lieu. Leurs valeurs sont données sous forme de tableau qui suit.

	Sable intacte	Sous P=1 bar	Sous P=3bars	Sous p=5bars
Cu	3.6	4.38	4.41	4.58
Cc	2.84	1.99	1.78	1.11

Tableau 4.5. Valeurs de Cu et Cc après cisaillement sous différentes pression.

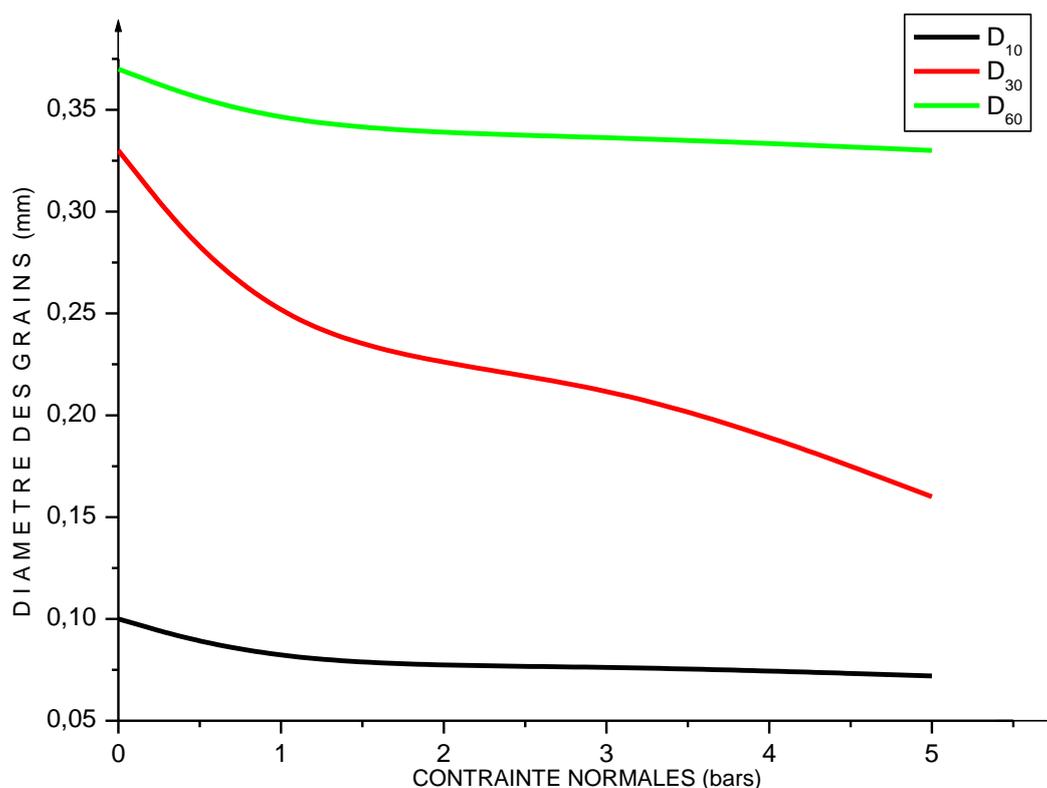


Figure 4.15. Variation de diamètres des grains pour D_{10} , D_{30} et D_{60} après l'essai de cisaillement en fonction des contraintes normales

D'après le tableau (4.5), on remarque qu'une relation opposée existe entre le coefficient d'uniformité (C_u) et le coefficient de courbure (C_c). De tel que le premier augmente et le second diminue, et cela en fonction de la croissance de la contrainte normale appliquée. Et cela est dû à la décroissance des diamètres des grains D_{10} , D_{30} et D_{60} après cisaillement comme il est montré sur la figure (4.17).

Lorsque la valeur du coefficient de courbure diminue et que le coefficient d'uniformité augmente, la courbe granulométrique descend d'une façon assez régulière, indiquant ainsi la présence d'une grande variété de diamètre. Dans un tel cas, on dit que la granulométrie commence à avoir une bonne graduation.

4.7.3. Analyse granulométrique des échantillons après cisaillement

Les figures (4.18 à 4.21) ci après traduisent l'évolution de la granulométrie des échantillons testés, soit sous forme de classes granulaires ou bien des mélanges.

D'après la figure (4.18) qui présente la variation de la fraction granulaire [0.4; 0.63 [mm après cisaillement, on remarque que le taux de rupture augmente avec l'augmentation de la contrainte appliquée. Lorsque la pression de confinement est trop importante, on observe le broyage et la fracture des grains. Par exemple, pour $\sigma = 1$ bar, on a un taux de rupture de 22% et pour $\sigma = 5$ bars on a un taux de rupture de 30% et cela est dû aux ruptures que subissent les grains, ce qui explique la naissance de la classe granulaire

[0.25; 0.4 [mm et par attritions, c'est à dire la production des particules fines lors du cisaillement, l'apparition de la classe [0.08; 0.25 [mm.

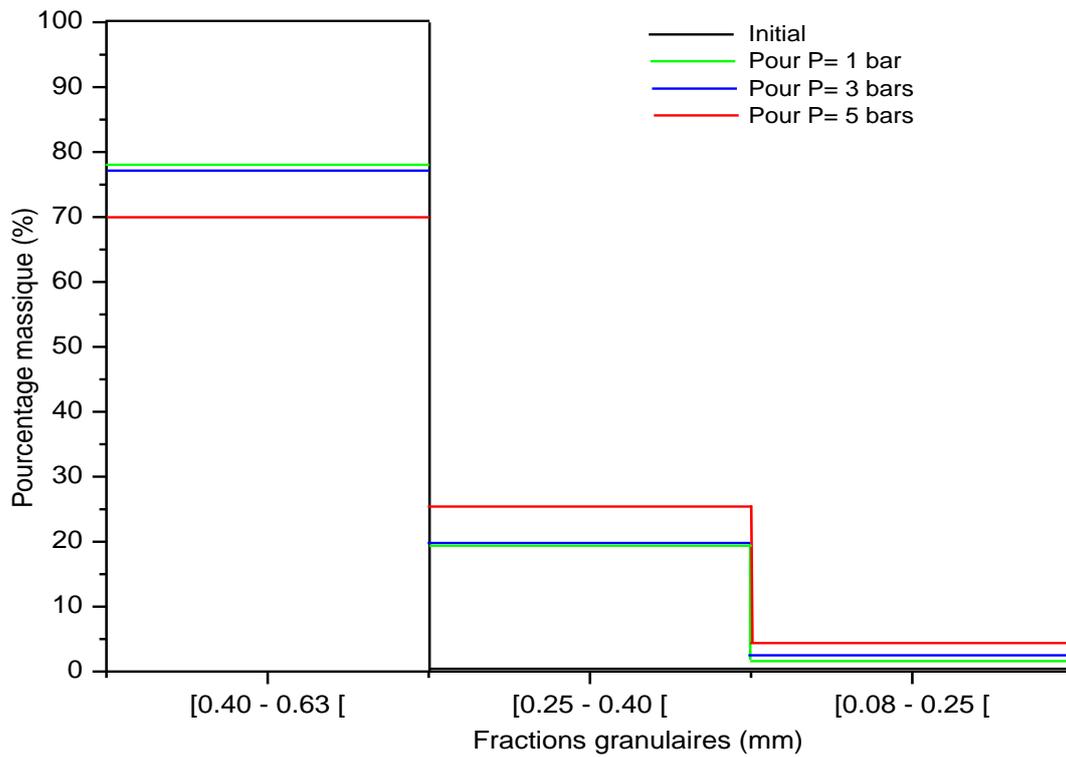


Figure 4.16. Variation de la fraction granulaire [0.4; 0.63 [après cisaillement

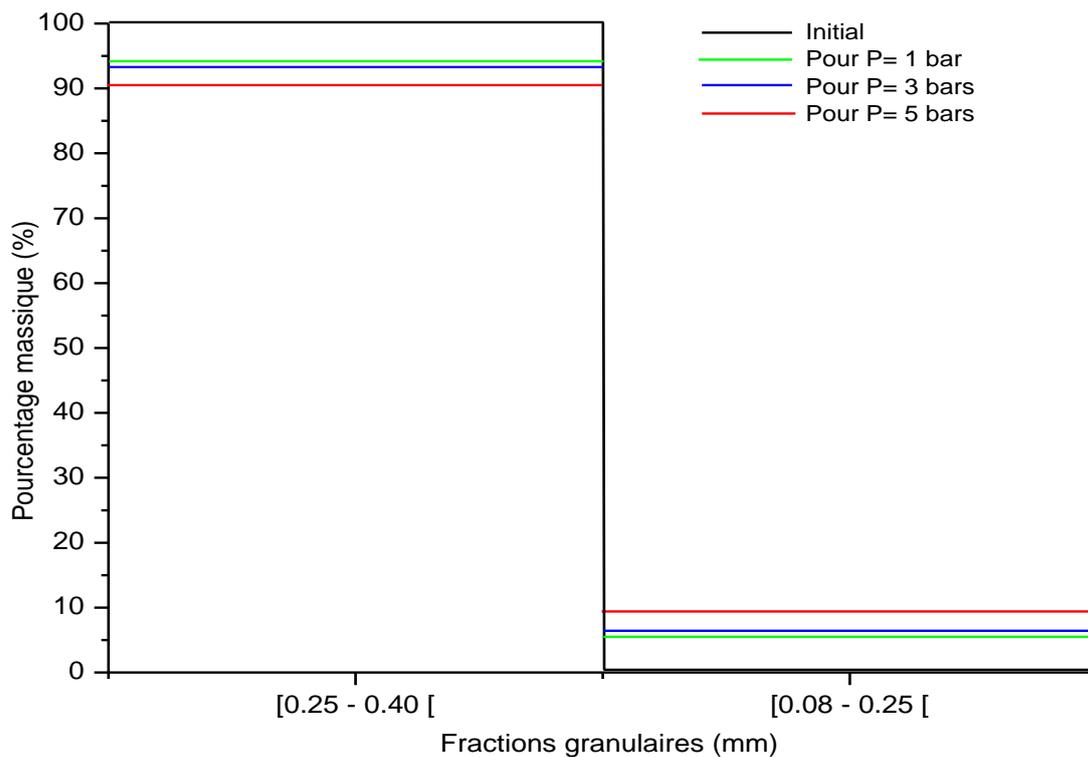


Figure 4.17. Variation de la fraction granulaire [0.25; 0.4 [après cisaillement

Pour la classe granulaire [0.25; 0.40 [mm présentée sur la figure (4.19), sous une contrainte $\sigma = 5$ bars, le taux de fracturation est inférieure à 10 %, il est de l'ordre de 8 à 9 % ce qui engendre la création de la fraction granulaire [0.08; 0.25 [mm.

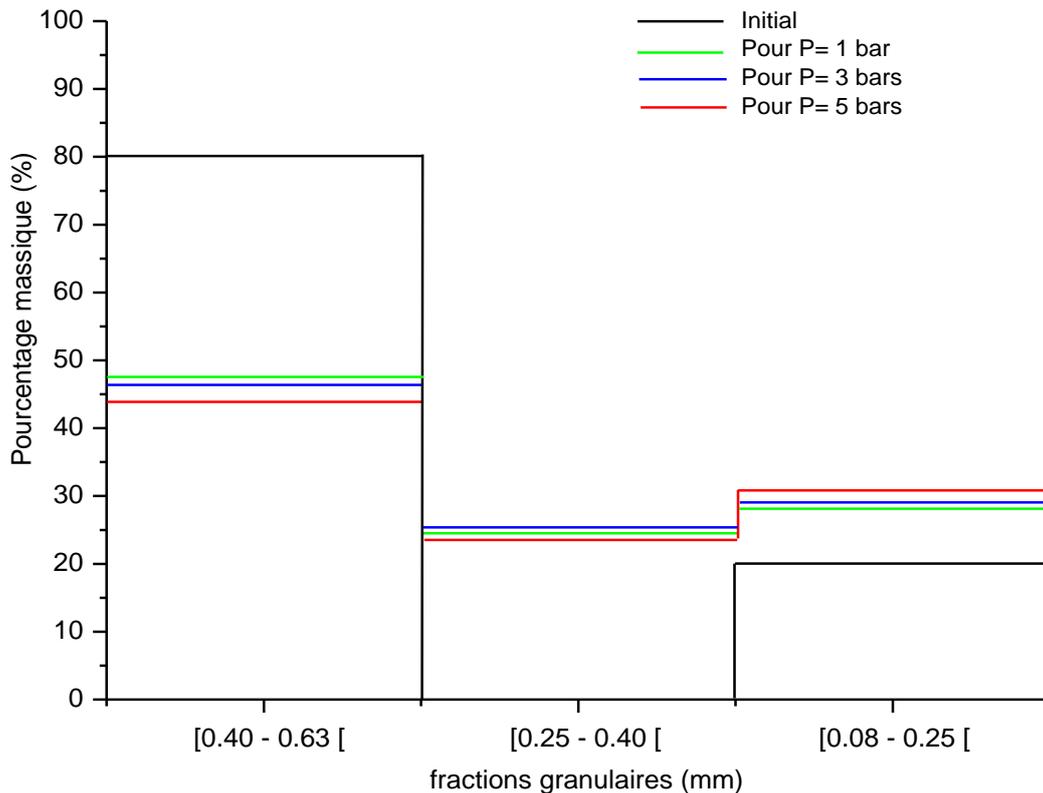


Figure 4.18. Variation de la granulométrie du mélange [0.4; 0.63 [et [0.08; 0.25 [après cisaillement

D'après la figure (4.20), en ce qui concerne le mélange des deux classes [0.4; 0.63 [mm et [0.08; 0.25[mm, la première remarque qu'on peut tirer est que le taux de rupture des grains de la classe [0.4; 0.63 [mm augmente avec l'augmentation de la contrainte appliquée, par exemple le taux de fracturation est de l'ordre de 36% sous une contrainte de 5 bars et de 33 % sous une contrainte de 1 bar. Ce qui a engendré la création d'une nouvelle classe granulaire [0.25; 0.4 [mm, et une augmentation du pourcentage des grains appartenant à la classe [0.08; 0.25 [mm. Et la second remarque est que le pourcentage de production des fines sableuses augmente avec l'augmentation de la contrainte appliquée ce qui n'est le cas pour la fraction granulaire [0.25; 0.40 [mm, et cela est peut être dû aux modes de ruptures que subissent les grains.

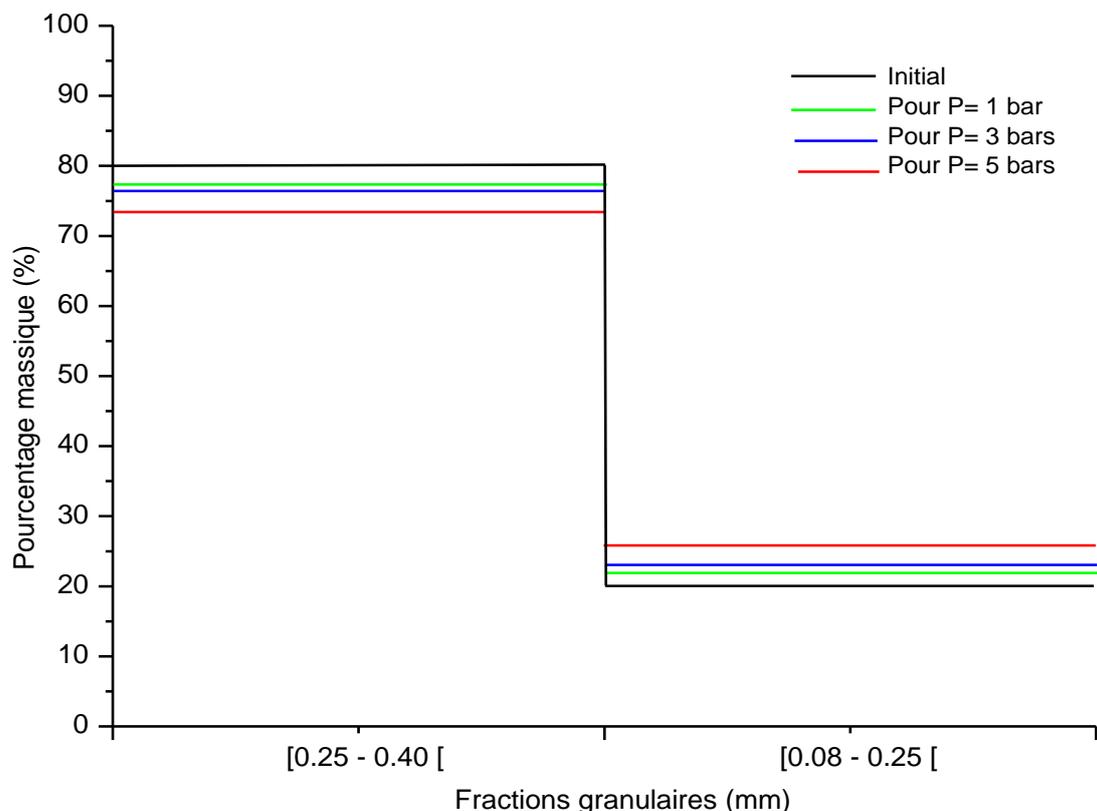


Figure 4.19. Variation de la granulométrie du mélange [0.25; 0.4 [et [0.08; 0.25 [après cisaillement

On remarque d'après la figure (4.21), que la classe granulaire [0.25; 0.40 [mm a subi un taux d'écrasement variable en fonction de la contrainte appliquée, par exemple : sous une contrainte de 3 bars, la rupture est de 4 % et pour la même contrainte on marque une augmentation de quantité de la classe [0.08; 0.25 [mm, cette augmentation peut s'expliquer par la fracturation d'un pourcentage de grains appartenant à la classe [0.25, 0.40 [mm.

D'après les essais de cisaillement effectués sur plusieurs échantillons de différentes classes, sous différentes contraintes, les résultats obtenues montrent que la rupture des grains est très ré pondue dans la classe [0.4; 0.63 [mm et le mélange de cette dernière avec 20 % de la classe [0.08; 0.25 [mm. Cette réponse signifie que le diamètre des grains joue un rôle important dans la reprise des efforts de cisaillement.

De plus, pour un niveau de contrainte macroscopique donné, un milieu composé de matériau grossier aura moins de contact inter-particulaires et donc des forces intergranulaires plus importantes et moins bien réparties sur la surface des grains, ce qui occasionne plus de ruptures que pour un milieu fin, l'effet d'échelle.

4.8. Conclusion

Le sable sec soumis aux essais de cisaillement présentés ici soit par des échantillons intacts ou des mélanges de classe granulaire, ont présentés des contraintes de cisaillement variables qui évoluent en fonction de la contrainte appliquée. En particulier,

l'effet des différents paramètres varies à savoir, la nature du matériau, la contrainte normale et la teneur des fines ainsi l'influence de ces derniers sur l'évolution des courbes de contrainte déformation. Les essais réalisés ont permet également la détermination des caractéristiques mécaniques du sable testé. D'autre part l'analyse granulométrique après cisaillement a permis d'étudier l'évolution des coefficients d'uniformité et de courbure et leurs variations après cisaillement.

Ces résultats permettent d'une part, de caractériser et de comprendre le comportement des sols similaires à l'état naturel, et d'autre part, de reconstituer des sols adéquats selon la fonction à assurer dans les ouvrages enterrés.

Conclusion générale

Ce travail s'inscrit dans le cadre du projet de fin d'étude, consacré à l'étude de l'évolution de la granulométrie des sols grenus dont le choix est le sable d'Aokas. En effet, l'un des objectifs de cette étude, est de comprendre le comportement du sable choisi vis-à-vis la résistance aux sollicitations et son influence sur la granulométrie du sol testé.

A fin de bien cerner les objectifs fixés, de sol a été soumis aux différents essais de laboratoires, à savoir ces derniers ont nous permettre de surveiller la variation de certain paramètre du sol sous différents chargements.

Cependant, l'analyse granulométrie effectué, montre que le sable d'Aokas est un sable moyen à fin, d'une granulométrie serrée, ayant un coefficient d'uniformité $C_u = 3.62$ et un coefficient de courbure $C_c = 2.84$. Ensuite, l'essai de propreté des sables qui est une caractéristique essentielle dans l'étude de comportement des sables a montré que le sable étudié est un sable presque propre avec une légère teneur en fine ($ES = 90.94\%$).

De plus, des analyses chimiques effectuées nous a permis d'observer des images à $100\mu\text{m}$ sur la surface des échantillons analysés y compris le sable d'Aokas et après observation des images capturées, on a découvert que les échantillons contient des mêmes structures concernant les sables et pour le cas de l'argile, on a découvert que cette dernière dispose la même structure des grains non-poreux.

De ce fait, certains essais mécaniques tel que ;

L'essai Proctor, a autorisé la détermination de l'optimum Proctor du sable testé (sable d'Aokas) tel que $W_{opt} = 9.41\%$ qui conduit au meilleur compactage possible et $\gamma_d = 16.07 \text{ KN/m}^3$ qui correspond à un état de compacité de résistance maximale. La détermination de la compacité relative qui est de 0.94 , cela signifie que le sable est en état très compacte.

Lors de l'essai de chargement uniaxial, on a pu conclure que la granulométrie initiale est influencée par l'amplitude de la contrainte normale appliquée et cela tende à montrer qu'il est plus judicieux de prendre en compte le comportement du matériau global que celui des échantillons d'une classe granulométrique uniforme. Et selon les études menées sur l'évolution de la granulométrie du sable testé sous chargement, on a constaté que les grains subissent un mode de rupture variable.

Pour finir ce travail, les essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande présentés, soit par échantillon intact, soit par des classes granulaires uniformes et soit par des mélanges de classes granulaires ont montré des contraintes de cisaillement variables, qui s'accroissent en fonction de l'augmentation des contraintes normales. Ces essais nous a permis la détermination de l'angle de frottement interne $\varphi = 40.95^\circ$ sachant que la cohésion est nulle.

Le présent travail à apporté des éclaircissements au comportement du sable sec et pour mieux cerner ce travail, d'autres essais doivent être menés tels que l'essai triaxial et l'essai oedométriques pour bien comprendre le comportement de ce sable.

Bibliographie

[10] ALGALI Hussein «Caractérisation des instabilités dans milieux granulaires – Etude expérimentale et simulation », Thèse doctorat, Université PAUL-VERLAINE de METZ, 2008.

Azéma Emilien (2007), « Etude numérique des matériaux granulaires à grains polyédriques : théologie quasi-statique, dynamique vibratoire, application au procédé de bourrage du ballast », Thèse doctorat, Université Montpellier 2 France.

Bard E. (1993), «Comportement des matériaux granulaires secs et à liant hydrocarboné», Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Paris.

Bérubé M. A. (2001), «Technologie des granulats », Notes du cours GGLG-18832 : Technologie des granulats, département de géologie et de génie civil, université Laval, Québec.

Bideau D., Troadec I., Lemaitre J., et Oger L. (1985), « Dense packings of hard grains effects of grain size distribution In Boccara N. et Daoud M.» editors, Physics of finely divided matter. 76-81 Springer.

Biarez J., and Hicher P-Y. (1994), «Elementary Mechanics of Soil Behavior». Saturated Remoulded soils. A. Balkema, Rotterdam.

Biarez J. et Hicher P.Y. (1997), «Influence de la granulométrie et de son évolution par rupture de grains sur le comportement mécanique de matériaux», Revue Française de Génie Civil, Vol.1, no 4, pp 607-631.

Biarez J., Cambou B., Keime F. et Martinet M. (1997) « Compressibilité des milieux pulvérulents sur chemin isotrope ou oedométriques et rupture des particules », journée française de mécanique des sols, Paris.

Billam J. (1971) « Some aspects of the behaviour of granular materials at high pressures», Stresstrain Behavior of soils, Proceedings of the Roscoe Memorial Symposium, Cambridge University, pp 69-80.

[3] BOUDLAL Omar «Etude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations», Thèse doctorat, Université MOULOU Mameri de Tizi-Ouzou, 2013.

Bolton M.D., McDowell G.R. (1997), « Clastic mechanics » IUTAM Symposium on Mechanics of Granular and Porous Materials, pp. 35-46.

Cambou B. et Jean M. (2001), «Compressibilité d'un milieu pulvérulent. Influence de la forme et de la dimension des particules sur les propriétés mécanique d'un milieu pulvérulent », thèse de doctorat de spécialité, présentée à Grenoble en 1972.

[4] Camille Truche « Caractérisation et quantification des minéraux argileux dans les sols expansifs par spectroscopie infrarouge aux échelles du laboratoire et du terrain », Thèse doctorat, Université de TOULOUSE, 2010.

[7] Carlos OVALLE ORTEGA « Contribution à l'étude de la rupture des grains dans les matériaux granulaires », Thèse doctorat, Ecole centrale de NANTES, 2013.

Coop, M.R., Sorensen, K.K., Bodas Freitas, T., Georgoutsos, G. (2004), «Particle breakage during shearing of carbonate sand». *Géotechnique* 54(3), 157–163

Deluzarche R. (2004), « Modélisation discrète des enrochements-Application aux barrages », thèse doctorat, Ecole Centrale de Lyon-France.

Fischmeister H.F. Arzt E. and Olsson L.R. (1987) «Particle deformation and sliding during compaction of spherical powders»: a study by quantitative metallography (*Powder Metallurgy*, No4, 1978, pp 179-187.

Frossard E. (2002), « Note sur le comportement macroscopique des matériaux granulaires », note interne du projet MICROBE, Coyne et Bellier

Fukumoto, T. (1990), «A grading equation for decomposed granite soil». *Soils Found.* 30(1), 27-34

Fukumoto, T. (1992), «Particle breakage characteristics of granular soils». *Soils Found.* 32(1), 26-40

Guyon E. et Troadec J.P. (1994) « Du sac de billes au tas de sable » Edition, Olide Jacob, Paris.

Hardin B. (1985), «Crushing of soil particles», *journal of Geotechnical Engineering*, 111(10): 1177-1192.

[2] KETTAB Ratiba née MITICHE « Contribution à la valorisation du sable de dunes », Thèse doctorat, Ecole Nationale Polytechnique, 2007.

[6] KHEFFACHE Toufik « Etude statistique du phénomène d'écrasement des grains dans un milieu granulaire par la méthode de Weibull », Thèse doctorat, Université A.MIRA-BEJAIA, 2014.

Khidas Yacine (2001) «Etude expérimentale du frottement et des rotations dans des milieux granulaires modèles», thèse doctorat, Université de Rennes 1-France.

Kim M.S. (1995), « Etude expérimentale du comportement mécanique des matériaux granulaires sous fortes contraintes », thèse doctorat de l'école Centrale de Paris.

Lade P.V. Yamamuro J.A. and Bopp P.A. (1996) «Compressibility and crushing in granular materials» J. of Geotechnical Eng., ASCE? Vol. 122, No. 4, pp 309-316.

Luong, M. (1998), « Basic fracture modes and breakage resistance of granite». Advances in Rock Mechanics, Ed. By YunMei Lin, World Scientific 1998, pp. 3-17.

Marsal R.J. (1973), «Mechanical properties of rock fill», In Embankment Dam Engineering Casagrande Volume. John Wiley and Sons, Ed New York, pp 109-200.

McDowell G.R. and Amon A. (2000), «The application of Weibull Statistics to the Fracture of soil particles», Soils and foundation, Tokyo 40(50), 133-142.

Mirghasemi A.A., Rothenburg L. and Matyas E.L. (2002), «Influence of particle shape on engineering properties of assemblies of two-dimensional polygon-shaped particles», Géotechnique, 52 n.3: 209-217,2.

Mitchell (1993), "Fundamental of soil behavior" Wiley inter-science New York EE.UU.

Moore J.A. (1971), «Infrared Absorption of carbon Dioxide at High Densities with Application to the Atmosphere of Venus». PH.D. Thesis. Columbia University.

Nakata Y., Kato Y., Hyodo M., Hyde A.F.L., Murata H. (2001b), «One-dimensional compression behaviour of uniformly graded sand related to single particle crushing strength», Soils and Foundations, 41(2), pp. 39-51.

[5] Omran ALSHIHABI « Etude en laboratoire du comportement du sol compacte non saturé -INFLUENCE DES CYCLES SECHAGE-HUMIDIFICATION- », Thèse doctorat, Université des sciences et technologies de LILLE, 2002.

Rothenburg L. (1989), Rothenburg L. and Bathurst R.J. (1989), « Analytical Study of induced anistropy granular materials. Géotechnique. 39 : 601-614.

Roux J.N. et F. Chevoir (2005), « Simulation numérique discrète et comportement mécanique des matériaux granulaires », Bulletin des Laboratoire des Pont et Chaussée 254109-138.

Salot Christophe (2007), « Modélisation du comportement mécanique d'un matériau granulaire composite par la méthode des éléments discrets », thèse doctorat, laboratoire (3S-R) université Grenoble 1- Joseph Fourier, France.

Schlosser F. (1974), « Influence des déformations des grains dan les milieux granulaires », Bull, Liaison Labo. P. et Ch. -69- jan.-fév. Réf. 1418, Chef du département des sols et fondations laboratoire central

Scholtès Luc (2008), « Modélisation micromécanique des milieux granulaires partiellement saturés », thèse doctorat, institut Polytechnique de Grenoble.

Terzaghi C., Peck R. (1984), « Soil mechanics in engineering practice », New York, Ed Jhon Wiley and Sons, pp. 56-61.

Touati A. (1982) « Comportement mécanique des sols pulvérulents sous fortes contraintes », thèse doctorat –ingénieur, présentée à l'école Nationale des Ponts et Chaussées, Paris 1.

Tourenq C. and A. Denis (1982) « Les essais de granulats » vol. 114, rapport de recherche du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris

[8] « Un nouveau modèle élasto-plastique avec prise en compte de la rupture des grains », Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG'08 - Nantes, 18-20 juin 2008.

[1] V.MERRIEN-SOKATCHOFF et al. « Eléments de géotechnique », cours 2^{ème} année – 1^{er} semestre, école des Mines de NANCY, 2003.

Vesic A.S. and Clough G.W. (1986), « Behavior of granular materials under high stresses », Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceeding of the A.S.C.E., Vol. 94, No. SM 3, pp. 661/688.

[11] Vincent ROBITAILLE et al « Mécanique des sols –Théorie et pratique », Modulo Editeur, 233 avenue Dunbar Mont-Royal (Québec), 1997.

[9] Yusuf ERZIN et al « Factors influencing the crushing strength of some Aegean sand », Article, publié le 6 Avril 2012.

L'analyse granulométrique du sable intact :

Ouvertures des tamis (mm)	Masses des tamis vides (gr)	Masses des refus cumulés (gr)			Tamisats cumulés (%)
		Totale (gr)	Net (gr)	Net (%)	
>= 2.50	1116	1121.5	5.5	0.275	99.725
[1.00 – 2.50 [838	843.5	5.5	0.275	99.45
[0.63 – 1.00 [860	906	46	2.30	97.15
[0.40 – 0.63 [812	2099	1287	64.35	32.80
[0.25 – 0.40 [678	1250	572	28.60	4.2
[0.08 – 0.25 [710	795	85	4.275	0.00

Caractéristiques physiques du sable testé :

Masse volumique humide (KN/m ³)	18.35
Masse volumique sèche (KN/m ³)	15.10
Indice des vides (%)	75
Porosité (%)	43

Masse volumique										
Spécifications	Point n°01		Point n°02		Point n°03		Point n°04		Point n°05	
Teneur en eau (%)	4		6		8		10		12	
Masse sol humide + moule (g)	4954		4950		5028		5014		4970	
Masse du moule vide (g)	3368		3368		3368		3368		3368	
Volume du moule (m ³) 10 ⁻⁴	9.44		9.44		9.44		9.44		9.44	
Masse du sol humide (g)	1549		1582		1660		1664		1602	
Masse volumique du sol humide (kg/m ³)	1640.88		1675.84		1758.47		1743.64		1697.03	
Masse volumique du sol sec (kg/m ³)	1571.72		1579.04		1607.22		1567.88		1505.79	
Teneur en eau des échantillons										
Masse du sol humide + tare (g)	106	95	104	106	112	110	102	112	104	94
Masse du sol sec + tare (g)	102	92	98	102	104	102	94	102	96	84
Masse de la tare (g)	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
Masse du sol sec (g)	84	74	80	84	86	84	76	84	78	66
^=Masse d'eau évaporée (g)	4	3	6	4	8	8	8	10	8	10
Teneur en eau (%)	4.76	4.05	7.50	4.76	9.30	9.52	10.52	11.90	10.25	15.15
Teneur en eau moyenne W(%)	4.40		6.13		9.41		11.21		12.7	
Caractéristiques de l'optimum										
Teneur en eau optimum W _{OPN} (%)	9.41									
Masse volumique maximum γ_{dOPN} (kg/m ³)	1607.22									

L'analyse granulométrique après l'essai proctor :

Spécifications	M ₁ = 2480 gr	M ₂ = 2468 gr	M ₃ = 2480 gr	M ₄ = 2496 gr	M ₅ = 2484 gr
Teneur en eau W (%)	4	6	8	10	12
Ouvertures des tamis (mm)	Tamisâts cumulés (%)				
2.50	99,68	99,68	99,76	99,68	99,68
1.00	99,36	99,44	99,04	99,28	98,72
0.63	97,19	97,26	96,3	96,72	96,15
0.40	34,19	39,65	16,14	34,22	40,44
0.25	4,59	6,02	2,34	4,22	5,98
0.08	0	0	0	0	0

Sable intact

Efforts (KN)	Contrainte (KPa)	Déplacement (mm)
5.00	265.11	2.30
10.00	530.23	3.00
15.00	795.35	3.50
20.00	1060.46	3.90

Efforts (KN)	Contrainte (KPa)	Déplacement (mm)
10.00	530.23	2.00
20.00	1060.46	3.00
30.00	1590.70	3.90
40.00	2120.93	4.30

Efforts (KN)	Contrainte (KPa)	Déplacement (mm)
15.00	795.35	3.00
30.00	1590.70	4.00
45.00	2386.05	5.00
60.00	3181.40	6.00

Efforts (KN)	Contrainte (KPa)	Déplacement (mm)
20.00	1060.46	3.50
40.00	2120.93	4.50
60.00	3181.40	6.00
80.00	4241.86	7.00

Classe [04.0 – 0.63 [mm du sable testé

Efforts (KN)	Contrainte (KPa)	Déplacement (mm)
5.00	265.11	2.50
10.00	530.23	3.50
15.00	795.35	3.90
20.00	1060.46	4.80

Efforts (KN)	Contrainte (KPa)	Déplacement (mm)
10.00	530.23	2.70
20.00	1060.46	3.80
30.00	1590.70	4.50
40.00	2120.93	5.00

Efforts (KN)	Contrainte (KPa)	Déplacement (mm)
15.00	795.35	3.30
30.00	1590.70	4.30
45.00	2386.05	5.30
60.00	3181.40	6.30

Efforts (KN)	Contrainte (KPa)	Déplacement (mm)
20.00	1060.46	3.90
40.00	2120.93	5.30
60.00	3181.40	6.30
80.00	4241.86	7.30

Analyse granulométrique après compression simpleSable intact :

	Tamisât cumulés			
	F = 20 KN	F = 40 KN	F = 60 KN	F = 80 KN
[1.60 – 2.50 [99.94	99.94	99.96	99.95
[1.00 – 1.60 [99.75	99.67	99.72	99.43
[0.63 – 1.00 [87.71	86.94	88.90	91.90
[0.40 – 0.63 [55.18	55.43	58.03	65.72
[0.25 – 0.40 [6.2	6.80	7.12	9.28
[0.08 – 0.25 [0	0	0	0

Granulométrie uniforme [0.40 – 0.63 [mm

Classes	Granulométrie initiale	Pourcentage massique (%)			
		F = 20 KN	F = 40 KN	F = 60 KN	F = 80 KN
[0.40 – 0.63 [100	84.57	81.63	73.61	69.66
[0.25 – 0.40 [0	14.18	16.54	24.31	28.46
[0.08 – 0.25 [0	1.24	1.82	2.08	1.87

Sable intact :

ΔL (mm)	ε (%) 10^{-3}	A' (m ²) 10^{-4}	$\sigma_1 = 0.5$ bar		$\sigma_2 = 1$ bar		$\sigma_3 = 2$ bar	
			Def. Anneau (mm) 10^{-2}	τ (bar)	Def. Anneau	τ (bar)	Def. Anneau	τ (bar)
0.25	4.16	35.85	3.00	0.150	6.00	0.30	6.00	0.30
0.50	8.34	35.70	5.00	0.250	10.00	0.50	12.50	0.625
0.75	12.5	35.55	6.00	0.30	12.50	0.630	18.00	0.90
1.00	16.67	35.40	6.50	0.320	13.50	0.680	21.00	1.06
1.25	20.83	35.25	6.60	0.334	14.50	0.730	24.00	1.215
1.50	25.00	35.10	6.80	0.345	15.00	0.763	27.00	1.373
1.75	29.16	34.95	7.00	0.357	15.50	0.791	29.00	1.481
2.00	33.34	34.80	7.00	0.359	15.70	0.80	30.50	1.565
2.25	37.50	34.65	7.00	0.360	16.00	0.824	32.00	1.65
2.50	41.66	34.50	7.00	0.362	16.00	0.828	32.50	1.682
2.75	45.83	34.35	7.00	0.364	16.00	0.831	33.40	1.736
3.00	50.00	34.20	7.00	0.368	16.00	0.834	33.80	1.764
3.25	54.16	34.05	7.00	0.370	15.50	0.813	33.80	1.772
3.50	58.33	33.90	7.00	0.372	15.00	0.790	33.80	1.780
3.75	62.50	33.75	7.00	0.374	15.00	0.793	33.80	1.788
4.00	66.67	33.60	7.00	0.376	14.50	0.770	33.40	1.775
4.25	70.84	33.45	7.00	0.378	14.00	0.747	32.80	1.751
4.50	75.00	33.30	6.50	0.348	14.00	0.75	32.00	1.716
4.75	79.16	33.15	6.50	0.350			32.00	1.723
5.00	83.34	33.00	6.00	0.324				

ΔL (mm)	ε (%) 10^{-3}	A' (m ²) 10^{-4}	$\sigma_4 = 3$ bar		$\sigma_5 = 4$ bar		$\sigma_6 = 5$ bar	
			Def. Anneau (mm) 10^{-2}	τ (bar)	Def. Anneau	τ (bar)	Def. Anneau	τ (bar)
0.25	4.16	35.85	7.00	0.348	5.00	0.249	13.00	0.647
0.50	8.34	35.70	16.50	0.825	17.00	0.850	22.00	1.10
0.75	12.5	35.55	23.00	1.150	27.00	1.356	31.00	1.550
1.00	16.67	35.40	29.00	1.463	33.00	1.664	39.00	1.967
1.25	20.83	35.25	33.50	1.697	38.00	1.925	47.00	2.381
1.50	25.00	35.10	37.00	1.882	43.00	2.187	52.00	2.645
1.75	29.16	34.95	40.00	2.040	47.50	2.426	56.00	2.861
2.00	33.34	34.80	42.50	2.180	51.50	2.642	60.50	3.104
2.25	37.50	34.65	44.50	2.293	55.50	2.860	64.50	3.324
2.50	41.66	34.50	46.00	2.380	58.00	3.002	67.00	3.468
2.75	45.83	34.35	47.00	2.443	60.50	3.145	69.50	3.613
3.00	50.00	34.20	48.00	2.506	62.50	3.260	71.50	3.733
3.25	54.16	34.05	48.50	2.543	64.00	3.356	72.00	3.777
3.50	58.33	33.90	48.70	2.565	65.50	3.450	73.00	3.845
3.75	62.50	33.75	48.70	2.567	66.50	3.518	74.90	3.963
4.00	66.67	33.60	48.70	2.588	67.00	3.560	75.50	4.012
4.25	70.84	33.45	49.00	2.615	68.00	3.630	76.50	4.084
4.50	75.00	33.30	50.00	2.681	69.00	3.70	77.50	4.156
4.75	79.16	33.15	50.50	2.720	70.00	3.770	78.50	4.228
5.00	83.34	33.00	50.50	2.732	70.50	3.815	79.00	4.275
5.25	87.50	32.85	50.00	2.717	70.50	3.832	79.80	4.337
5.50	91.67	32.70	49.20	2.686	70.00	3.822	79.20	4.325
5.75	95.84	32.55	47.50	2.605	68.00	3.785	78.00	4.22

Classes granulométriques :

Classe 01 : [0.40 – 0.63 [mm

Classe 02 : [0.25 – 0.40 [mm

Classe 03 : [0.08 – 0.25 [mm

Classe 01								
ΔL (mm)	ε (%) 10^{-3}	A' (m ²) 10^{-4}	$\sigma_1 = 1$ bar		$\sigma_2 = 3$ bar		$\sigma_3 = 5$ bar	
			Def. Anneau (mm) 10^{-2}	τ (bar)	Def. Anneau	τ (bar)	Def. Anneau	τ (bar)
0.25	4.16	35.85	7.00	0.348	9.00	0.440	7.50	0.40
0.50	8.34	35.70	9.50	0.475	21.00	1.050	17.00	0.850
0.75	12.5	35.55	11.00	0.552	30.00	1.506	28.00	1.406
1.00	16.67	35.40	11.80	0.595	36.00	1.815	37.00	1.860
1.25	20.83	35.25	12.20	0.618	41.00	2.077	45.00	2.279
1.50	25.00	35.10	12.70	0.646	45.50	2.314	53.00	2.696
1.75	29.16	34.95	12.70	0.648	47.50	2.426	58.00	2.963
2.00	33.34	34.80	12.60	0.646	49.50	2.540	64.00	3.284
2.25	37.50	34.65	12.60	0.649	50.00	2.576	70.00	3.607
2.50	41.66	34.50	12.50	0.646	50.00	2.588	75.00	3.882
2.75	45.83	34.35	12.50	0.623	49.50	2.573	79.00	4.106
3.00	50.00	34.20			48.80	2.548	82.00	4.281
3.25	54.16	34.05			47.90	2.512	82.00	4.30
3.50	58.33	33.90			47.00	2.475	81.00	4.266
3.75	62.50	33.75					79.00	4.179

Classe 02								
ΔL (mm)	ε (%) 10^{-3}	A' (m ²) 10^{-4}	$\sigma_1 = 1$ bar		$\sigma_2 = 3$ bar		$\sigma_3 = 5$ bar	
			Def. Anneau (mm) 10^{-2}	τ (bar)	Def. Anneau	τ (bar)	Def. Anneau	τ (bar)
0.25	4.16	35.85	5.00	0.249	10.00	0.498	10.00	0.498
0.50	8.34	35.70	9.00	0.450	20.00	1.00	22.00	1.10
0.75	12.5	35.55	11.50	0.577	27.50	1.381	34.00	1.707
1.00	16.67	35.40	13.50	0.680	34.00	1.715	43.00	2.169
1.25	20.83	35.25	13.50	0.683	40.00	2.026	52.00	2.634
1.50	25.00	35.10	13.50	0.686	44.00	2.238	58.00	2.950
1.75	29.16	34.95	13.70	0.70	47.00	2.401	63.00	3.218
2.00	33.34	34.80	14.00	0.718	48.50	2.488	70.00	3.591
2.25	37.50	34.65	14.10	0.726	49.00	2.525	45.00	3.865
2.50	41.66	34.50	14.10	0.729	50.70	2.624	77.00	3.985
2.75	45.83	34.35	14.00	0.727	50.70	2.635	80.20	4.169
3.00	50.00	34.20	13.80	0.720	48.80	2.548	81.50	4.255
3.25	54.16	34.05			48.20	2.527	82.00	4.30
3.50	58.33	33.90			47.00	2.475	82.00	4.319

(20%) classe03 & (80%) classe01								
ΔL (mm)	ϵ (%) 10^{-3}	A' (m ²) 10^{-4}	$\sigma_1 = 1$ bar		$\sigma_2 = 3$ bar		$\sigma_3 = 5$ bar	
			Def. Anneau (mm) 10^{-2}	τ (bar)	Def. Anneau	τ (bar)	Def. Anneau	τ (bar)
0.25	4.16	35.85	5.50	0.273	13.00	0.647	13.00	0.647
0.50	8.34	35.70	10.00	0.50	24.00	1.20	24.00	1.20
0.75	12.5	35.55	11.00	0.577	33.00	1.657	35.00	1.758
1.00	16.67	35.40	12.50	0.630	41.00	2.068	43.50	2.194
1.25	20.83	35.25	13.50	0.683	46.00	2.330	50.50	2.558
1.50	25.00	35.10	14.00	0.712	49.50	2.518	56.00	2.849
1.75	29.16	34.95	14.00	0.715	52.50	2.682	62.00	3.167
2.00	33.34	34.80	14.10	0.723	54.00	2.770	68.00	3.489
2.25	37.50	34.65	14.10	0.747	55.50	2.860	74.00	3.813
2.50	41.66	34.50	14.50	0.750	56.20	2.908	76.50	3.959
2.75	45.83	34.35	14.50	0.753	56.00	2.911	79.00	4.106
3.00	50.00	34.20			55.80	2.913	81.50	4.255
3.25	54.16	34.05			55.30	2.90	84.00	4.405
3.50	58.33	33.90			54.50	2.870	85.20	4.487
3.75	62.50	33.75					86.50	4.576
4.00	66.67	33.60					87.50	4.650
4.25	70.84	33.45					85.80	4.580

(20%) classe03 & (80%) classe02								
ΔL (mm)	ε (%) 10^{-3}	A' (m ²) 10^{-4}	$\sigma_1 = 1$ bar		$\sigma_2 = 3$ bar		$\sigma_3 = 5$ bar	
			Def. Anneau (mm) 10^{-2}	τ (bar)	Def. Anneau	τ (bar)	Def. Anneau	τ (bar)
0.25	4.16	35.85	4.50	0.224	9.00	0.448	10.00	0.498
0.50	8.34	35.70	9.00	0.450	17.00	0.850	22.00	1.10
0.75	12.5	35.55	11.50	0.577	27.00	1.356	33.00	1.657
1.00	16.67	35.40	13.00	0.655	33.00	1.664	43.00	2.169
1.25	20.83	35.25	13.80	0.699	37.50	1.899	51.00	2.583
1.50	25.00	35.10	14.00	0.712	41.00	2.085	57.50	2.925
1.75	29.16	34.95	14.30	0.730	44.00	2.248	62.50	3.193
2.00	33.34	34.80	14.50	0.744	46.50	2.386	68.50	3.514
2.25	37.50	34.65	14.50	0.747	48.50	2.499	72.50	3.736
2.50	41.66	34.50	14.50	0.750	50.00	2.587	76.50	3.959
2.75	45.83	34.35	14.30	0.743	51.00	2.674	77.00	4.106
3.00	50.00	34.20	14.00	0.730	52.50	2.741	81.50	4.255
3.25	54.16	34.05			54.00	2.831	83.00	4.352
3.50	58.33	33.90			54.50	2.870	84.00	4.424
3.75	62.50	33.75			55.30	2.912	84.50	4.470
4.00	66.67	33.60			55.30	2.938	84.50	4.490
4.25	70.84	33.45			55.30	2.952	84.00	4.484
4.50	75.00	33.30			55.00	2.949	83.50	4.477
4.75	79.16	33.15					82.50	4.474

L'analyse granulométrique après l'essai de cisaillementSable intact :

Spécifications	M ₁ =1500 gr	M ₂ = 1500 gr	M ₃ = 1500 gr
Sous Pression (bar)	1	3	5
Ouvertures des tamis (mm)	Tamisâts cumulés (%)		
2.00	100	100	100
1.00	99,73	99,6	99,73
0.63	97,6	97,2	97,6
0.40	66,14	69,34	77,2
0.25	10,54	10,67	13,74
0.08	0	0	0

Évolution des fractions granulaires des classes granulométriques avant et après cisaillement pour 1500 g :La classe : [0.40 – 0.63 [mm

$\frac{C_{tes}}{nrml}$ Classes	Masse de refus (gr)			Refus cumulés (%)		
	1bar	3bars	5bars	1bar	3bars	5bars
[0.40 – 0.63 [1170	1164	856	78	77.6	70.09
[0.25 – 0.40 [290	290	530	19.34	19.34	25.50
[0.08 – 0.25 [36	42	114	2.4	2.8	4.33

La classe : [0.25 – 0.40 [mm

Ctes nrml Classes	Masse de refus (gr)			Refus cumulés (%)		
	1bar	3bars	5bars	1bar	3bars	5bars
[0.25 – 0.40 [1410	1398	1400	94	93.2	90.34
[0.08 – 0.25 [88	91	98	5.87	6.06	9.34

Un mélange de deux classes granulométriques [0.40 – 0.63 [et [0.08 – 0.25 [mm

Ctes nrml Classes	Masse de refus (gr)			Refus cumulés (%)		
	1bar	3bars	5bars	1bar	3bars	5bars
[0.40 – 0.63 [418	474	390	47.6	46.53	44.4
[0.25 – 0.40 [666	714	698	24.91	25.05	24.60
[0.08 – 0.25 [412	310	412	27.46	28.40	30.89

Un mélange de deux classes granulométriques [0.25 – 0.40 [et [0.08 – 0.25 [mm

Ctes nrml Classes	Masse de refus (gr)			Refus cumulés (%)		
	1bar	3bars	5bars	1bar	3bars	5bars
[0.25 – 0.40 [1218	1216	1210	77.43	76.95	73.69
[0.08 – 0.25 [282	288	286	22.53	23.01	26.25