
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Des Sciences Et De La Technologie Houari Boumediene

FACULTE DE GENIE CIVIL

Thèse présentée pour l'obtention du grade de magister

En Génie Civil

Spécialité : Construction

Par Melle Zohra GUELLATI

Thème

<p>CONTRIBUTION A L'ETUDE DE LA CARACTERISATION DE LA STRUCTURE GRANULAIRE</p>

Soutenue le 19 juillet 2003 devant le jury composé de :

Mr BALI.A.	Président :	Professeur à l'E.N.P.
Mr LARADIN.	Directeur de thèse :	Professeur à l'U.S.T.H.B.
Mme AIT-MOKHTAR.K.	Co-Directeur de thèse :	Chargée de Cours à l'U.S.T.H.B.
Mme KHARCHI.F.	Examinatrice :	Maître de Conférence à l'U.S.T.H.B.
Mr BAHAR.B.	Examineur :	Maître de conférence à l'U.T.O.M.M.
Mr NECHNECH.A.	Examineur :	Maître de Recherche à l'U.S.T.H.B.

Remerciements

Je voudrais, en premier lieu, remercier mon encadreur Mr le Professeur Nadir LARADI de l'honneur qu'il m'a bien fait en me confiant ce travail. Je lui exprime toute ma gratitude pour toute l'attention, les critiques, les aides diverses qu'il a eu l'amabilité de me prodiguer tout au long de mon travail .

Je remercie aussi particulièrement Madame Khadidja AIT MOKHTAR, co-directeur de thèse, qui s'est toujours montrée disponible quand, souvent, j'ai recours à ses connaissances dans tous les domaines je lui en suis très reconnaissante. Je contracte envers elle une dette de reconnaissance dont je ne sais pas comment m'acquitter.

Je remercie Monsieur le Professeur BALI de l'Ecole Nationale Polytechnique, qui a bien accepté de faire l'honneur de présider le jury.

Mes remerciement s'adresse également à Madame KHARCHI.F, Maître de conférence à la faculté de Génie Civil USTHB d'avoir accepté de juger ce travail.

Monsieur BAHAR.B , Maitre de conférence à l'U.M.M.T.O, qui m'a fait le grand honneur d'examiner mes travaux et je lui en suis très reconnaissante.

Je remercie également Monsieur NECHNECH.A, Maître de Recherche à la Faculté de Génie Civil USTHB, d'avoir accepté d'examiner ce travail

Une mention particulière aux personnels du Laboratoire Central des Travaux Publics (LCTP) Hussein Dey, je les remercie pour tous les moyens mis à ma disposition et de la sympathie qu'il m'ont toujours témoignée, je cite en particulier Monsieur AFENDI, Chef de Département Géotechnique , Monsieur HAMMACHE Technicien de laboratoire , Melle KERTOUS et Melle REMA. ingénieurs au sein du même laboratoire.

Je remercie aussi mes parents, mes freres et mes sœurs pour leurs soutien moral.

Enfin que toutes les personnes qui, d'une façon m'ont apporté leurs concours trouvent ici l'expression de toute ma reconnaissance.

Je dédie ce travail

A la mémoire de Mani et djedda

A

Ma mère

Mon père

Mes frères

Mes sœurs

Et

Mes neveux

SOMMAIRE

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des principales notations

Introduction générale : 1

PARTIE I : Etude bibliographique

CHAPITRE I

Milieu granulaire :

I-I Caractéristiques morphométriques des grains.	4
I-I-1 Introduction.....	4
I-I-2 Forme des grains.....	4
I-I-3 Sphéricité.....	6
I-I-4 La granulométrie.....	7
I-I-5 Angularité ou arrondi.....	7
I-I-6 Etat de surface et texture.....	8
I-II Aspect micro mécanique et macro mécanique.....	10
I-II-1 Différence entre un milieu granulaire et un milieu continue.....	10
I-II-1-1 Généralités.....	10
I-II-1-2 Assimilation du milieu granulaire à un milieu continu.....	11
I-II-2 Structure des matériaux granulaires.....	12
I-II-3 Déformations au niveau structural.....	13
I-II-3-1 Elasticité non linéaire.....	13
I-II-3-1-1 Loi de <i>HERTZ</i>	14
I-II-3-1-2 Approche de <i>MINDLIN</i>	15
I-II-3-2 Théorie de <i>ROWE</i>	18
I-II-4 Répartition des efforts.....	21
I-II-5 Distribution du nombre de contact.....	22
I-II-6 Passage de l'état microscopique à l'état macroscopique.....	24
I-II-6-1 Passage du milieu discontinu au milieu continu.....	24

I-II-6-2 Contraintes dans un milieu granulaire.....	25
I-II-6-3 Contraintes macroscopique.....	25
I-II-7 Anisotropie.....	26

CHAPITRE II

PARTIE I: Etat actuel de la recherche

II-I Matériaux analogiques.....	29
II-II Matériaux naturels.....	31

PARTIE II : Etude expérimentale

CHAPITRE III

Présentation du matériau utilisée

III-1 Introduction.....	56
III-2 Présentation du matériau.....	56
III-3 Préparation du matériau pour l'essai.....	57
III-4 Analyse chimique.....	61
III-5 Détermination des masses volumiques et des indices des vides.....	61

CHAPITRE IV

Présentation du matériel

IV-I Introduction.....	63
IV-II Appareillage.....	64
IV-II-1 la presse triaxiale.....	64
IV-II-2 la cellule triaxiale.....	65
IV-III Processus de l'essai consolidée drainé.....	67
IV-III-1 Préparation et montage des éprouvettes.....	67
IV-III-1-1 Choix des dimensions de l'éprouvette.....	67
IV-III-1-2 Choix des membranes.....	68
IV-III-1-3 Préparation des éprouvettes.....	68
IV-III-1-4 Préparation du matériau à mettre en place. dans le moule.....	69
IV-III-1-5 Mise en place du matériau dans le moule selon la densité relative.....	71

IV-III-2 La saturation.....	72
IV-III-3 La consolidation.....	74
IV-III-4 Cisaillement.....	76

CHAPITRE V

Rappel théorique

V-I Introduction.....	78
V-II Critère de COULOMB-MOHR	78
V-III Critère de DRUCKER	79
V-IV Concept de l'état critique et de l'état caractéristique.....	80
V-IV-1 Le concept de l'état critique.....	80
V-IV-2 Concept de l'état caractéristique.....	82

CHAPITRE VI

Résultats et interprétation

VI-I Introduction.....	84
VI-II- Etude de l'influence du confinement.....	87
VI-II-1- Granulométrie uniforme.....	87
VI-II-1-1- Matériau lâche.....	88
V-II-1-2- Matériau dense.....	90
VI-II-2 Granulométrie étalée GE.....	91
V-II-2-1 Matériau lâche.....	92
V-II-2-B Matériau dense.....	94
VI-III Influence de la densité.....	95
VI-VI Influence de la granulométrie.....	102
VI-V Conclusion.....	107

CHAPITRE VII

Influence du confinement sur l'écrasement des grains

VII-I Introduction.....	109
VII-II Relations entre l'indice des vides, le coefficients d'uniformité et la forme des grains.....	110
VII-III Analyse granulométrique sur le sable à granulométrie étalée (GE).....	112
VII-III-1 Influence de la contrainte de consolidation.....	112
VII-III-2 Influence de la densité relative.....	113
VII-IV Analyse granulométrique sur le matériau à granulométrie uniforme (GU).....	115
VII-IV-1 Influence de la contrainte de consolidation.....	115
VII-IV-2 Influence de la densité relative.....	116
VII-V Degré d'écrasement des grains.....	118
VII-V-1 Les méthodes basées sur un seul facteur.....	118
VII-V-2 Plus d'un seul facteur.....	118
VII-VI Conclusion.....	121
Conclusion générale et perspectives.....	122
Référence bibliographique.....	124

Annexe

Détermination des masses volumiques.....	133
Masse volumique des grains solides- NF P 94-054.....	133
Les masses volumiques maximales et minimales -NF P94-059.....	133
Etapes de détermination de la densité minimale.....	134
Détermination de la densité maximale.....	133

Liste des figures

CHAPITRE I

Figure I-1 : Approche par projection du matériaux granulaire (HARR ,1981).....	5
Figure I-2 : (a)sphéroïdale $L \approx B \approx T$; (b) aplatie $L \approx B > T$; (c) $L > B \approx T$	5
Figure I-3 : Variation de la forme des grains (HARR 1981) (a)anguleux, (b) sub-anguleux, (c)subarrondie, (d) arrondie, (e) bien arrondie, (f) en forme de capsule.....	6
Figure I-4 : Mesure de la sphéricité du matériaux granulaire.....	6
Figure I-5 : Mesure de l'angularité.....	8
Figure I-6 : Structure granulaire à grains isolés dense.....	12
Figure I-7 : Structure granulaire à grains isolés Lâche.....	12
Figure I-8 : Contact de HERTZ	14
Figure I-9 : Glissement au contact de Hertz suivant MINDLIN	16
Figure I-10 : Glissement au point de contact : Théorie de MINDLIN	17
Figure I-11 : Force au point de contact.....	18
Figure I-12 : Empilement de ROWE	19
Figure I-13 : Mécanisme de déformation.....	20
Figure I-14 : Transmission des forces par le squelette d'un sol.....	21
Figure I-15 : Distribution du nombre de contact.....	22
Figure I-16 : Histogrammes de fréquence du nombre de contacts par particule pour trois matériaux composés de 500 particules cylindriques simplement déversées.	23
Figure I-17 : BIAREZ et WIENDECK 1963 Evolution de la structure sous extension.....	27
Figure I-18 : ODA et KONISHI Cisaillement simple sur échantillon dense et lâche.....	28

CHAPITRE II

Figure II-1 : S.KHATI : Résultats des essais obtenus avec les différentes procédures ($\sigma_n=50\text{KPa}$).....	32
Figure II-2 : S.KHATI : Frottement en fonction de la rugosité et de la contrainte normale (φ_{\max} : angle de frottement au pic, φ_{pp} : angle de frottement au palier).....	33
Figure II-3 : PROTULIPAC (1991) essais triaxiaux drainés de compression, Ottawa Sand, analyse granulométrique	34
Figure II-4 : VESIC et CLOUGH (1968), analyse granulométrique après essais isotrope et triaxiaux.	35
Figure II-5 : BILLAM (1971), essais triaxiaux, Limestone Sand, analyse granulométrique.....	36
Figure II-6 TOUATI Courbe granulométrique du sable avant et après essai.....	36
Figure II-7 KIM Essais Oedométrique du granit concassé à granulométrie étalée. (a) $D_r=90\%$, (b) $D_r= 50\%$: Effet de la contrainte verticale.	37
Figure II-8 : KIM Essais triaxiaux du granit concassé à granulométrie étalée (a) $D_r=90\%$, (b) $D_r= 50\%$: Effet de la contrainte de consolidation.....	38
Figure II-9 : KIM Essais Oedométrique du granit concassé à granulométrie étalée, (a) $\sigma_{z\max}=60\text{ MPa}$, (b) $\sigma_{z\max}=250\text{ MPa}$: Effet de la densité relative initiale.....	39
Figure II-10 : KIM Essais Oedométrique du granit concassé à granulométrie uniforme $D_r=90\%$ e $\sigma_{z\max}=250\text{ MPa}$: Effet de la contrainte verticale.....	39
Figure II-11 : KIM Essais Oedométrique du granit concassé à granulométrie uniforme, $\sigma_{z\max}=60\text{ MPa}$: Effet de la densité relative initiale.....	40
Figure II-12 : KIM Essais traixiaux du granit concassé à granulométrie uniforme, $\sigma_3=15\text{ MPa}$: Effet de la déformation axiale.....	40
Figure II-13 : Caractérisation du degré d'écrasement des grains.....	42
Figure II-14 : KIM : Degré de rupture de KIM	42
Figure II-15 : HARDIN (1985) : Degré de rupture , (a) B_p , (b) B_t	44
Figure II-16 : L.LANCELOT, I.SHAROOUR et M.AL.MAHMOUD Essais triaxiaux drainés sur sable de Hostun RF lâche : effet du confinement.....	44
Figure II-17 : L.LANCELOT, I.SHAROOUR et M.AL.MAHMOUD Essais triaxiaux drainés sur sable de Hostun RF dense : effet du confinement.	45

Figure II-18 : M.MOHKAM compression triaxial sable lâche, dense et moyen.....	45
Figure II-19 : LEE ET SEED (1967), essais triaxiaux de compression, Sacramento Sand, indice des vides initiale 0,61.....	47
Figure II-20 : COLLIAT-DANGUS (1986), essais triaxiaux (a) sable calcaire lâche (Dr=30%), (b) sable calcaire dense (Dr=75%), $d_{50}=0,17\text{mm}$, $d_{10}=0,075\text{mm}$, $C_u=2,80$ $e_{\max}=1,67$, $e_{\min}=1,014$	48
Figure II-21 : L.LANCELOT, I.SHAROUR et M.AL.MAHMOUD Evolution de l'angle de frottement interne en fonction du confinement pour différents sables.....	49
Figure II-22 : L.LANCELOT, I.SHAROUR et M.AL.MAHMOUD Evolution de l'angle de frottement interne en fonction du confinement pour différents sables : Faibles Confinements.	49
Figure II-23 : L.LANCELOT, I.SHAROUR et M.AL.MAHMOUD Evolution de l'angle de frottement interne en fonction de la pression moyenne à la rupture pour le sable d'Hostun.....	50
Figure II-24 : BISHOP (1966), essais triaxiaux, Ham River Sand saturé, taux de dilatance à la rupture.....	51
Figure II-25 : KIM Essai isotropes, granit concassé granulométrie étalée Dr=90%.....	52
Figure II-26 : KIM Essai isotropes, granit concassé granulométrie uniforme Dr=90%.....	53
Figure II-27 : M.MOHKAM Variation de volume en fonction de la déformation axiale: Effet de la contrainte de confinement. Sable lâche.....	54
Figure II-28 : M.MOHKAM Variation de volume en fonction de la déformation axiale: Effet de la contrainte de confinement. Sable moyen.....	54
Figure II-29 : M.MOHKAM Variation de volume en fonction de la déformation axiale: Effet de la contrainte de confinement. Sable dense.....	55

CHAPITRE III

Figure III-1 : Calcaire concassé : (a) $2,5\text{mm} < d < 4\text{mm}$, (b) $0,8\text{ mm} < d < 4\text{mm}$	56
Figure III-2 : Sélection de grains dont le diamètre est inférieure à 4 mm.....	58
Figure III-3 : Schémas de séparation des fractions du matériau utilisée pour l'essai triaxial.....	58
Figure III-4 : Courbe granulométrique uniforme.....	60
Figure III-5 : Courbe granulométrique étalée.	60

CHAPITRE IV

Figure IV-1 : Presse triaxiale.	68
Figure IV-2 : Schéma de la cellule triaxiale.....	65
Figure IV-3 : éprouvette après montage.....	71
Figure IV-4 : Phase de saturation.....	72
Figure IV-5 : Champs de contrainte dans une cellule triaxial.....	76
Figure IV-6 : éprouvette après écrasement.....	78

CHAPITRE V

Figure V-1 : Critère de COULOMB représenté dans le plan de MOHR	79
Figure V-2 : Surface de charge associé au critère de Drucker-Parger dans l'espace des contraintes principales.....	80
Figure V-3 : Courbes contrainte déformation idéalisées.....	81
Figure V-4 : Critère caractéristique (LUONG , 1980).....	83

CHAPITRE VI

Figure VI-1 : Procédure générale de réalisation d'un essai triaxial.....	84
Figure VI-2 : organigramme de calculs.....	86
Figure VI-3 : Matériau lâche à granulométrie uniforme. Effet de la contrainte de consolidation.....	88

Figure VI-4 : Matériau dense à granulométrie uniforme. Effet de la contrainte de consolidation.....	90
Figure VI-5 : Matériau lâche à granulométrie étalée. Effet de la contrainte de consolidation.....	92
Figure VI-6 : Matériau dense à granulométrie étalée. Effet de la contrainte de consolidation.....	94
Figure VI-7 : Contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale. Effet de la densité relative initiale. Granulométrie uniforme.....	96
Figure VI-8 : Contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale Effet de la densité relative initiale, Granulométrie étalée.....	97
Figure VI-9 : Angle de frottement en fonction de la déformation axiale. Effet de la densité relative initiale. Granulométrie uniforme.....	98
Figure VI-10 : Angle de frottement en fonction de la déformation axiale. Effet de la densité relative initiale. Granulométrie étalée.....	99
Figure VI-11 : Déformation volumique en fonction de la déformation axiale. Effet de la densité relative initiale. Granulométrie uniforme.....	100
Figure VI-12 : Déformation volumique en fonction de la déformation axiale. Effet de la densité relative initiale. Granulométrie étalée.....	101
Figure V-13 : Comparaison entre GU et GE : Contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale.....	102
Figure V-14 : Comparaison entre GU et GE : Contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale. (a) $D_r=15\%$ (b) $D_r= 85\%$ avec $\sigma_3= 5\text{bars}$	102
Figure VI-15 : Comparaison entre GU et GE : L'indice des vides en fonction de La déformation axiale.(a) $D_r=15\%$ (b) $D_r= 85\%$ $\sigma_3= 4\text{bars}$	103
Figure VI-16 : Comparaison entre GU et GE : L'indice des vides en fonction de La déformation axiale (a) $D_r=15\%$ (b) $D_r= 85\%$ $\sigma_3= 5\text{bars}$	103
Figure VI-17 : Comparaison entre GU et GE : Angle de frottement en fonction de La déformation axiale (a) $D_r=15\%$ (b) $D_r= 85\%$ $\sigma_3= 4\text{bars}$	104
Figure VI-18 : Comparaison entre GU et GE : Angle de frottement en fonction de La déformation axiale (a) $D_r=15\%$ (b) $D_r= 85\%$ $\sigma_3= 5\text{bars}$	104
Figure VI-19 : Essais de compression drainée par LELONG (1968) sur un sable uniforme $e_1 = 0.58$, $d_{60}/d_{10}=1,62$	106
Figure VI-20 : Comparaison des essais sous fortes contraintes de consolidation	

sur les matériaux G1 (granulométrie étalée) et G2 (granulométrie uniforme).....	107
--	-----

CHAPITRE VII

Figure VII-1 : Différents types d'écrasement des grains selon l'angularité, l'aspérité et l'anisotropie.....	109
Figure VII-2 : Différents types d'écrasement des grains selon les couches dures ou molles.....	110
Figure VII-3 : BIAREZ & HICHER (994) Indice des vides maximum en fonction de Cu et de la forme des grains.....	111
Figure VII-4 : BIAREZ & HICHER (994) Indice des vides maximum en fonction de Cu et de la forme des grains.....	111
Figure VII-5 : Pourcentage des tamis cumulée en fonction des diamètre des grains : Effets de la contrainte de consolidation.....	112
Figure VII-6 : Pourcentage des tamis cumulée en fonction des diamètre des grains Effets de la densité initiale.....	114
Figure VII-7 : Pourcentage des tamis cumulée en fonction des diamètre des grains : Effets de la contrainte de consolidation.....	115
Figure VII-8 : Pourcentage des tamis cumulée en fonction des diamètre des grains : Effets de la densité initiale.....	117
Figure VII-9 : Contrainte de consolidation en fonction du rapport diamètre d_{15i} / d_{15f}	119
Figure VII-10 : Contrainte de consolidation en fonction du rapport diamètre d_{60} / d_{10}	119
Figure VII-11 : Contrainte de consolidation en fonction de $(1-(d_{10f} / d_{10i}))$	119
Figure VII-12 : Contrainte de consolidation en fonction du rapport diamètre d_{60} / d_{10}	120
Figure VII-13 : Contrainte de consolidation en fonction du coefficient de KIM	120

Liste des tableaux

CHAPITRE I

Tableau I-1 qualitatif de la densité, d'après <i>LAMBE</i> et <i>WHITMAN</i>	10
--	----

CHAPITRE II

Tableau II-1 Différents travaux réalisées sur le matériau analogique.....	29
Tableau II-2 Caractéristique des matériaux (<i>KHATI</i>).....	31

CHAPITRE III

Tableau III-1 Distribution des poids pour les courbes granulométriques initiales GE et GU en fonction de la taille des tamis utilisés.....	60
Tableau III-2: Composition chimique du matériau.....	65
Tableau III-3: Valeurs des indices de vides.....	66

CHAPITRE IV

Tableau IV-1 Distribution des poids en fonction des tailles de tamis pour la courbe granulométrique initiale uniforme.....	74
Tableau IV-2 Distribution des poids en fonction des tailles de tamis pour la courbe granulométrique initiale étalée.....	74

CHAPITRE VI

Tableau VI-1 Tableau récapitulatif des résultats	105
--	-----

Liste des Principales Notations

GUL : granulométrie uniforme lâche
GUL : granulométrie uniforme dense
GEL : granulométrie étalée lâche
GED : granulométrie étalée dense
Cu : coefficient d'uniformité
Dr : densité relative
 γ_s : poids volumique des grains solides
 γ_{dmin} : poids volumique minimum
 γ_{dmax} : poids volumique maximum
 e_0 : indice des vides initiale.
 e_{min} : indice des vides minimum
 e_{max} : indice des vides maximum
de : variation de l'indice des vides
h : hauteur initiale de l'éprouvette
 h_c : hauteur de l'éprouvette après consolidation
dh : déplacement axiale
D : diamètre initial de l'éprouvette
 D_c : diamètre de l'éprouvette après consolidation
 V_0 : volume initiale de l'échantillon
 dV_C : variation de volume après consolidation
dV : variation de volume
 σ_c : contrainte de consolidation
 Δu : variation de la pression interstitielle
B : coefficient de *SKEMPTON*
 σ_1, σ_2 et σ_3 : contraintes principales
 $q = \sigma_1 - \sigma_3$: contrainte déviatorique
 $p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$: contrainte moyenne
 $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$: déformations principales
 ε_v : déformation volumique

φ_{pp} : angle de frottement au palier de plasticité.

φ_{pic} : angle de frottement au pic

Introduction générale

Beaucoup de domaines scientifiques, d'activités technologiques et industrielles traitent et manipulent des matériaux granulaires, aux propriétés mal connues. En effet, la nature discrète des structures granulaires met en jeu un certain nombre de phénomènes (hétérogénéités, discontinuités, remaniements...), aux conséquences difficilement appréciables dans le cadre strict de la mécanique des milieux continus.

Ces phénomènes apparaissent dans le processus global des ruptures des sols granulaires (glissements de terrains, effet de poussée, butée...) ou des matériaux en grains ensilés (modes d'écoulement, effets de parois, avalanche,...), caractérisés par des mécanismes de cisaillement.

La compréhension des origines du comportement micro et macroscopique des matériaux granulaires, fait actuellement l'objet d'un important effort de recherche, aussi bien dans la communauté des mécaniciens des solides et des mécaniciens des sols que dans celle des physiciens de la matière condensée.

L'observation du comportement de ces milieux est assez difficile à réaliser, car c'est au niveau des grains et de leurs liaisons que se produisent les phénomènes significatifs.

Le comportement des milieux granulaires est caractérisé par la géométrie de la structure, qui elle, dépend des dimensions des particules et de leurs arrangements.

Le travail présenté dans ce mémoire est une contribution à l'analyse et la caractérisation des différents facteurs internes qui interagissent dans les mécanismes de cisaillement. Son contexte se situe au niveau des interprétations des propriétés globales et locales des déformations au niveau des essais de laboratoire de la mécanique des sols.

Le dispositif d'essai est l'appareil triaxial classique, les essais réalisés sont de type consolidé drainé sous faibles contraintes de consolidation. Le matériau utilisé est une roche calcaire concassée extraite de la carrière de **KEDDARA**.

Au cours de cette étude, l'accent a été mis sur l'influence :

- De la contrainte de consolidation.
- De la granulométrie initiale (serrée ou étalée), car les dimensions des particules sont parfaitement décrites par la granulométrie.

- De l'état initial du matériau (lâche ou dense), puisque le mécanisme fondamental de la déformation dans un milieu granulaire étant le glissement relatif des particules en contact (avec éventuellement perte de contact). La variable géométrique fondamentale décrivant la position relative entre les particules en contact peut être estimée par la densité relative.

A partir d'une série d'essai on a essayé d'estimer l'influence de la granulométrie, de la densité sur le comportement du matériau granulaire.

Le travail effectué se divise en deux grandes parties.

La première partie est une synthèse bibliographique, elle comporte deux chapitres

- Dans le premier chapitre nous avons établi un paramétrage lié aux grains et à la caractérisation de la structure d'un milieu granulaire. Par la suite, nous soulignons l'intérêt des travaux de type micromécanique, guidés par la nécessité de mieux caractériser au niveau local, l'origine du comportement à l'échelle globale (macro-mécanique).

- Le deuxième chapitre est une synthèse bibliographique de l'état actuel de la recherche sur les essais réalisés sur le triaxial et la boîte de cisaillement .

La deuxième partie, présente notre contribution dans ce mémoire, elle comporte quatre chapitres.

- Dans le premier chapitre nous présentons les caractéristiques du matériau utilisé pour nos essais, tel que l'indice des vides maximum et minimum, les courbes granulométriques étalée et uniforme, la composition chimique...)

- Dans le deuxième chapitre nous présentons le matériel ayant servi à notre étude et les différentes étapes de réalisation d'un essai triaxial.

- Dans le troisième chapitre nous présentons un rappel théorique, qui sert comme élément de base à l'interprétation de nos résultats.

- Le quatrième chapitre est consacré aux résultats obtenus et leurs interprétations, les relations contrainte déviatorique (q) - déformation axiale (ε_1), $q-p$ (p contrainte moyenne) indice des vides e - ε_1 , $e-p$, ε_v - ε_1 et $(\sigma_1-\sigma_3)/(\sigma_1-\sigma_3)$ - ε_1 sont présentés sous formes de courbes, commentées individuellement puis comparées entre elles.

- Après chaque essai nous avons effectué une analyse granulométrique des échantillons testés. Les résultats sont présentés selon les types d'essais, cette étude fait l'objet du cinquième chapitre. où nous estimons par l'introduction des coefficients ; B10, KIM, d_{10i}/d_{10f} , d_{15i}/d_{15f} , d_{60}/d_{10} , l'effet de la contraintes de consolidation et de la granulométrie sur la rupture des grains.

Enfin, nous terminons notre étude par une conclusion générale qui englobe tous les résultats obtenus ainsi que les perspectives.

I-I Caractéristiques morphométriques des grains

I-I-1 Introduction

Un milieu granulaire est un espace matériel formé de grains. Ces derniers sont disjoints les uns des autres. Un grain est, dans l'espace, un sous-ensemble connexe (1,2), cette définition est la plus générale que l'on puisse concevoir [2]. Ces grains sont aussi variés en taille (de quelques microns à quelques millimètres), en forme, en propriétés (abrasif, collant,...) qu'en nature. L'analyse des propriétés rhéologiques s'intéresse de plus en plus aux caractéristiques géométriques des grains, car de celles-ci dépendent la structure, la maniabilité, la stabilité,..etc).

I-I-2 Forme des grains

Vu la difficulté de mesurer la surface ou le volume des granulats et des grains, l'examen tridimensionnel est remplacé par un examen bidimensionnel de la silhouette de la plus grande projection du grain dans le plan.

Les matériaux granulaires se présentent sous différentes formes souvent difficiles à définir d'une façon satisfaisante pour cela **HARR** [42] fait une approche de la forme des grains selon le cas à une sphère, un disque, un cube ou une aiguille.

La projection sur le plan de stabilité maximum de la longueur L , la largeur B et l'épaisseur T définit la forme du grain.

Si

- $L \cong B = T$, La forme de la particule est voisine d'une sphère.
- $L \cong B > T$, La particule est plate.
- $L > B \cong T$, La particule a la forme d'une aiguille

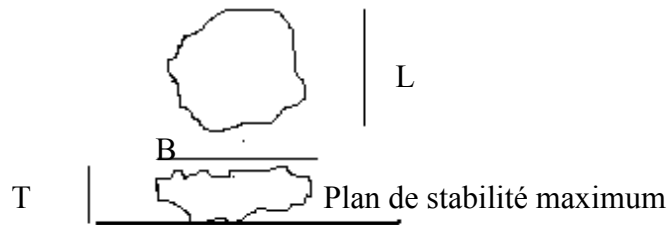


Figure I-1 : *HARR* Approche par projection du matériau granulaire

Les coefficients de forme sont définis par

- L'aplatissement $f = B/T$
- L'élongation $e = L/B$.
- Le diamètre équivalent ou projeté $D_e = \sqrt{\frac{4.S}{\pi}}$ avec $S = B.L$

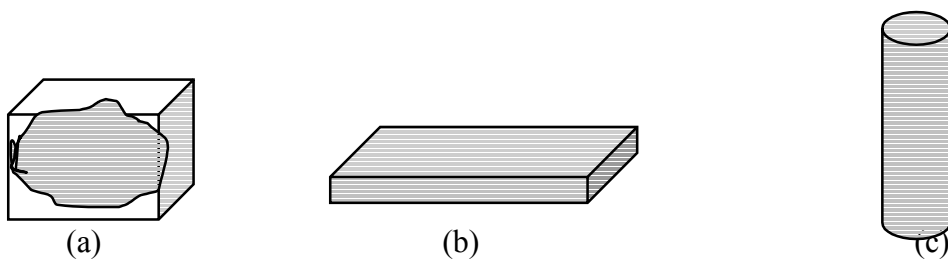


Figure I-2 : (a) sphéroïdale $L \approx B \approx T$; (b) aplatie $L \approx B > T$; (c) aiguille $L > B \approx T$.

On peut distinguer globalement 06 différentes formes de grains

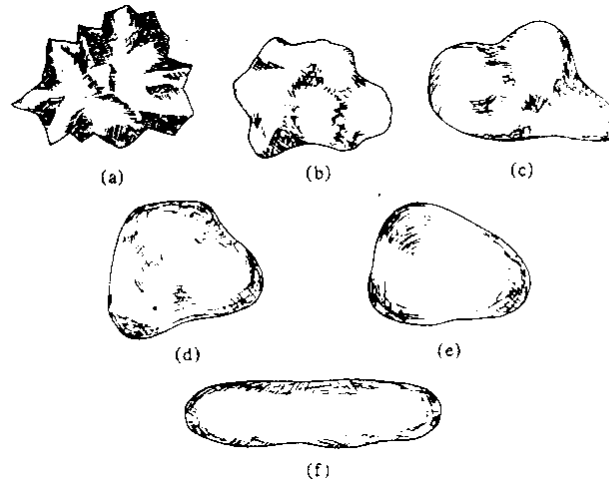


Figure I-3 : *HARR* Variation de la forme des grains. (a)anguleux, (b) subanguleux, (c)subarrondie, (d) arrondie, (e) bien arrondie, (f) en forme de capsule.

I-I-3 Sphéricité

La sphéricité mesure l'écart entre la forme réelle de la particule et celle de la sphère équivalente. Elle est définie par le diamètre du plus grand cercle inscrit D_i ou du plus petit cercle circonscrit D_c et le diamètre équivalent de la même particule D_e .

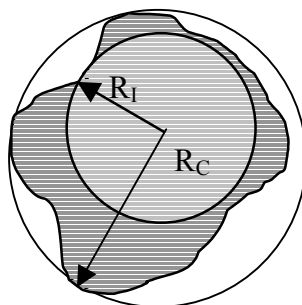


Figure : I-4 : Mesure de la sphéricité du matériau granulaire

$$C_S = \frac{D_e}{D_c} \quad , \quad C'_S = \frac{D_I}{D_e}$$

RILEY.N.A. [45] propose une définition plus simple de la sphéricité, c'est le rapport entre le diamètre inscrit et le diamètre circonscrit de la particule

$$\psi_{2R} = \sqrt{\frac{D_I}{D_C}}$$

I-I-4 La granulométrie

La granulométrie met en évidence les différentes proportions cumulées des fractions composant le matériau. La courbe granulométrique nous renseigne sur la distribution des différents diamètres des grains. L'uniformité de la distribution est représentée par le coefficient d'uniformité de **HAZEN** [45] C_U , tel que :

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

D_{10} : Diamètre du tamis correspondant à 10% de passant

D_{60} : Diamètre du tamis correspondant à 60% de passant

Les faibles valeurs de C_U implique une granulométrie plus au moins uniforme

I-I-5 Angularité ou arrondi

L'angularité représente l'état des sommets et arrêtes des grains. Elle est définie au moyen des rayons de courbures des aspérités et du diamètre équivalent, tels que :

$$C = \frac{\sum r_i}{NR} \quad \text{avec} \quad R = \frac{D_i}{2}$$

r_i : rayons de courbures des aspérités

N : Nombre des aspérités

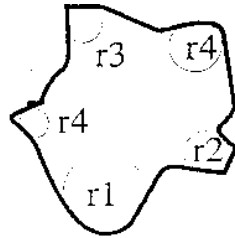


Figure I-5 : Mesure de l'angularité

Si les arrêtes sont très arrondies, le rayon de courbure r_i se rapprochera du rayon inscrit R et C tendra vers 1

Remarque : La sphéricité mesure les irrégularités de l'ordre de grandeur du diamètre du grain et la rondeur les irrégularités de petite dimension (aspérités) par rapport au grain.

I-I-6 Etat de surface et texture

On examine l'état de surface de la particule par un examen visuel. Les grains peuvent être plus au moins rugueux, mats ou luisants. Cette analyse qualitative peut nous suggérer certaines conclusions quand à son influence sur les caractéristiques mécaniques des matériaux granulaires.

Le comportement mécanique des matériaux granulaires est fonction non seulement des caractéristiques géométriques des grains, mais aussi de leur arrangement géométrique, leurs positions relatives (nombre de contact) , ...etc.

Pour décrire un milieu granulaire quelconque on fait appel aux paramètres suivants :

♦ **Poids volumique sec** γ_d qui est défini comme étant le rapport de poids des grains solide P_s sur le volume total V.

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V}$$

♦ **L'indice de compressibilité** : C'est le rapport de la différence du poids volumique du matériau tassé γ_{d1} et le poids volumique du matériau non tassé γ_d sur le poids volumique tassé

$$C_p = \frac{\gamma_{d1} - \gamma_d}{\gamma_{d1}}$$

♦ **La cohésion** est la résistance du matériau aux contraintes tangentielles lorsque la contrainte normale est nulle. La présence de l'humidité et des fines pellicules d'eau favorise l'apparition de cohésion

♦ **La porosité** n est le rapport du volume des vides V_v sur le volume total V

$$n = \frac{V_v}{V}$$

♦ **L'indice des vides** e est le rapport entre le volume des vides V_v et le volume occupé par les grains solide V_s .

$$n = \frac{V_v}{V_s} = \frac{n}{1-n}$$

Il est important de mettre en évidence l'importance de la distribution de la porosité à travers la masse. En effet, à même porosité moyenne, le milieu granulaire a un comportement différent si elle est équirépartie dans la masse ou il y a formation de grappes, de voûtes susceptibles de donner à la structure un squelette offrant une meilleure réaction aux efforts sollicitant.

Une grandeur utilisée pour chiffrer cette caractéristique est la densité relative.

$$D_r (\%) = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100$$

où e est l'indice des vides du matériau, e_{\max} et e_{\min} correspondent aux indices des vides de l'état le plus lâche et le plus dense respectivement.

Tableau I-1 : qualificatif de la densité, d'après *LAMBE* et *WHITMAN* [53]

Densité relative D_r	Qualificatif
0-15	Très lâche
15-35	Lâche
35-65	Moyen
65-85	Dense
85-100	Très dense

I-II Aspect micromécanique

I-II-1 Différence entre un milieu granulaire et un milieu continu

I-II-1-1 Généralités

Du point de vue des constructeurs, toute étude sur un milieu granulaire est conditionnée par la connaissance de caractéristiques bien déterminées : le frottement interne, la cohésion et la compressibilité .

Les milieux granulaires sont formés de grains indépendants les uns des autres et facilement séparables : leur équilibre résulte seulement du frottement mutuel des différents grains en contact.

I-II-1-2 Assimilation du milieu granulaire à un milieu continu

Le milieu granulaire présente une structure très complexe, qui est décrite par beaucoup de paramètres. Du point de vue macroscopique, on peut le considérer comme un milieu continu, mais nécessairement discontinu localement.

Certains auteurs (*HABIB* [37]) pensent qu'on peut parler sans crainte de corps continu dans la mesure où une centaine de grammes de sable peut contenir 10^7 grains de sable, qui est un nombre suffisamment grand, même si ce nombre est petit devant le nombre d'*AVOGADRO* $5.06 \cdot 10^{23}$, nombre de molécule dans la molécule gramme. Contrairement aux lois de l'hydrodynamique [2] et [4], il n'est pas possible d'assimiler un milieu granulaire à un liquide puisque lors de l'écoulement près de l'orifice du silo, la vitesse d'écoulement des particules est indépendante du poids de la colonne de particules située au dessus d'elles, et le débit des particules à travers l'orifice reste constant sauf aux derniers instants. En plus la surface libre au repos d'un matériau granulaire n'est généralement pas horizontale, et est caractérisée par l'angle limite maximum que fait son inclinaison avec l'horizontale.

Il n'est pas non plus question de l'assimiler à un solide, outre les forces de friction qu'exercent les grains entre eux, il ne résiste pas à la traction et il coule facilement. Donc le matériau granulaire non cohésif n'est ni un liquide ni un solide.

En effet, l'idée d'un milieu continu est fondamentale dans les théories déterministes qui sont basées sur les lois classiques de la mécanique des milieux continus, où on admet que la réponse d'un corps à une sollicitation donnée est unique. En fait, l'hypothèse de la continuité ne correspond à aucun cas réel et tous les corps sont discontinus sur le plan microscopique.

A partir de tout ce qui précède, on voit qu'il était nécessaire d'étudier les milieux granulaires considérés comme discontinus par une approche probabiliste.

I-II-2 Structure des matériaux granulaires

La structure géométrique des matériaux granulaires est la maille solide obtenue, dans un volume donné, par mise en contact de particules de nature et de forme différente. Globalement, elle est caractérisée par la distribution granulométrique et le volume des vides par rapport au volume total.

Certaines structures simples sont caractérisées par le fait que tous les grains sont en contact les uns avec les autres, et selon l'importance des interstices laissés entre les grains, on a des structures plus ou moins complexe que *TERZAGHI* [81] a classé en structures granulaires denses (Figure I-6) et lâches (Figure I-7).



Figure I-6 : Structure granulaire
à grains isolés denses

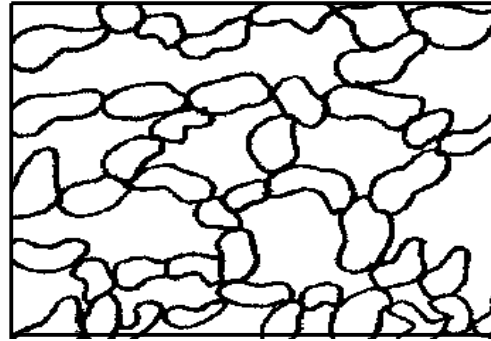


Figure I-7 : Structure granulaire
à grains isolés Lâche

Selon **ABRIAK.N.E.** [1] sous leur propre poids et le poids des couches supérieures, les grains prennent une position d'équilibre, et les interstices laissés entre eux peuvent, dans certains cas, être remplis par des grains plus fins, inactifs ne prenant pratiquement aucune part à la distribution des forces. Les grains qui transmettent les efforts (particules actives), ont une disposition telle que la présence des autres particules n'a pratiquement aucune influence sur l'équilibre existant.

La force portante de la couche est déterminée par les premiers grains. Mais si on impose à ce milieu une charge suffisamment grande, la structure risque d'être brisée et le changement de structure peut avoir dans certains cas, une grande influence sur les propriétés mécaniques du milieu.

I-II-3 Déformations au niveau structural

Les mécanismes provoquant la déformation au niveau structural sont de trois types :

- Des glissement-rotations intergranulaires
- Des déformations élastiques aux points de contact
- Des ruptures des aspérités et des grains.

Le comportement de ces matériaux est caractérisé, en dehors des zones de fortes contraintes où se produisent des cassures des aspérités et des grains *WILKINS* [87], essentiellement par une réponse non linéaire et non réversible des déformations. Ceci résulte des déformations propres des grains à leur point de contact, et du réenchevêtrement (glissement et rotation) produisant une modification de la structure. Ces mécanismes sont basés sur les lois de contact élémentaire et de la non pénétration des grains.

Pour des particules à configuration géométrique circulaire (billes ou matériaux de *SCHENEBELI* deux lois ont contribué à la compréhension des mécanismes de déformation et de transmission d'efforts. Il s'agit des lois de *HERTZ* [36] et [66] et de *MINDLIN* [36] et [66]. De là des hypothèses de non linéarité et de non réversibilité de certains mécanismes, impliqués dans la déformation de matériaux granulaires ont été ainsi vérifiées.

I-II-3-1 Elasticité non linéaire

Pour l'étude microscopique il a été utilisé la loi de contact entre deux grains, basée sur la théorie de *HERTZ* [36], [66].et [29] Cette théorie déjà utilisée avec succès par *BIAREZ* [36], suppose la compression de deux sphères dont on cherche le rapprochement des centres.

I-II-3-1-1 Loi de *HERTZ*

Quand les grains ne sont pas très rigides, leur déformation propre contribue sensiblement au comportement globale du milieu. Pour deux sphères élastiques (Figure I-8), de rayons respectifs R_1 et R_2 en contact, *HERTZ* [36] formule le rapprochement d , de leur centre sous l'effet d'une force P , en fonction de leur module de Young E et du coefficient de Poisson ν :

La loi de *HERTZ* [36]se met sous la forme :

$$(d)^{3/2} = \frac{3}{4} \left(\frac{R_1 + R_2}{R_1 \cdot R_2} \right)^{1/2} \left(\frac{1 - \nu_1^2}{E_1} + \frac{1 - \nu_2^2}{E_2} \right) \cdot P.$$

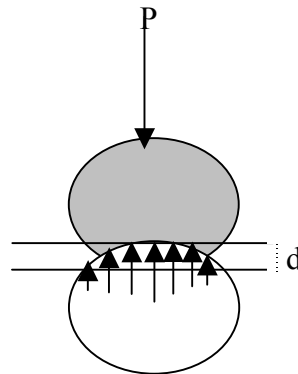


Figure I-8 : Contact de **HERTZ**

En 1962 **BIAREZ** [10], à partir de la loi de **HERTZ**, exprime, pour des sphères élastiques identiques, la déformation ε_i en fonction de la contrainte appliquée σ_i .

Il traduit ainsi le comportement élastique non linéaire engendrée à la surface de contact.

$$\varepsilon_i^{3/2} = \frac{\sigma_i}{\zeta}$$

avec $\varepsilon_i = \frac{W}{2R}$ $W = \frac{d}{2}$ $\sigma_i = \frac{P}{S}$ et $\zeta = \frac{4E}{3K(1-\nu_2)}$

S : surface du polyèdre formée par 4 sphères en contact.

K : paramètre caractérisant le type d'empilement.

La déformation relative est :

$$(W)^{2/3} = 3P \cdot \frac{(1-\nu_2)}{4E\sqrt{R}}.$$

La déformation isotrope est définie comme suit :

$$\zeta = \frac{\sigma}{\left(\frac{W}{R}\right)^{2/3}} = \frac{4E}{3K(1-\nu_2)}$$

ζ : défini par **BIAREZ** comme le module semi-cubique d'élasticité de l'arrangement.

Cette loi permet aussi de déterminer la variation du module d'élasticité d'arrangement des grains ζ et de montrer que les déformations élastiques sont d'autant plus petites que les arrangements sont denses.

Les déformations d'un groupe de bille sont des déformations réversibles mais non linéaires.

BIAREZ [9] a démontré que sur un assemblage identique, sollicité cycliquement, il apparaît des déformations irréversibles sous la forme d'une hystérésis.

Les déformations irréversibles sont dues aux glissements relatifs aux points de contact engendrés par la composante tangentielle de la force de contact.

I-II-3-1-2 Approche de *MINDLIN*

En complément à la théorie de *HERTZ*, *MINDLIN* [36], [66].et [29] a montré que la zone de contact des sphères (Figure I-9) est formée par deux zones concentriques : une zone autour du point de contact où il n'y a pas de mouvement relatif entre deux grains en contact et une seconde zone qui forme un anneau autour de la première où le frottement atteint sa valeur limite en créant un glissement des grains en contact. La surface de cette zone annulaire est évidemment fonction de l'importance de la composante tangentielle de la force appliquée et peut s'étendre sur toute la surface de contact.

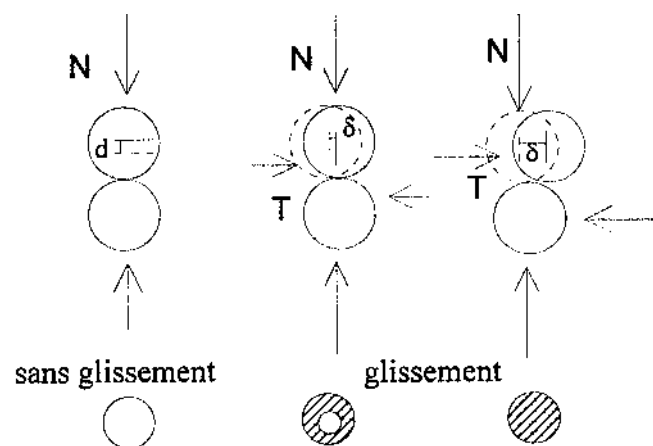


Figure I-9 : Glissement au contact de *HERTZ* suivant *MINDLIN*

Il se produit un anneau de glissement (figure I-10), sur le pourtour du cercle de contact qui explique que le déplacement relatif δ des sphères soit en partie irréversible et dépend de l'histoire du chargement. Dans le cas où N est constant et T croissant, l'expression du déplacement δ , sur le cercle de contact est donnée par :

$$\delta = \frac{3(2-\nu)}{8\mu a} N.tg\varphi_{\mu} \left[1 - \left(\frac{1}{N.tg\varphi_{\mu}} \right)^{2/3} \right]$$

La zone de glissement augmente avec T pour recouvrir toute la surface de contact lorsque $T = N.tg\varphi_{\mu}$

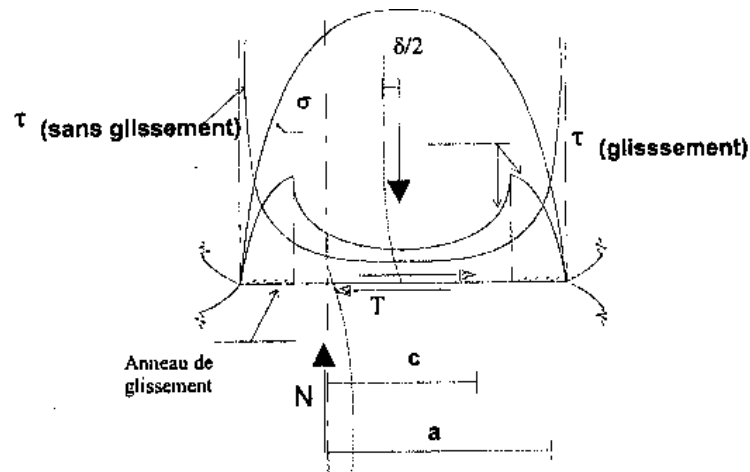


Figure I-10 : Glissement au point de contact : Théorie de *MINDLIN*

La loi de comportement surfacique au point de contact dépend de la régularité ou de l'irrégularité de l'état géométrique des grains, du comportement du matériau constitutif.

Le glissement relatif de particules en contact est le mécanisme fondamental de la déformation dans un milieu granulaire.

Au cours de cisaillement d'un milieu granulaire, *WARKENTIN* [89] a analysé le phénomène de frottement et ont constaté qu'au point de vue macroscopique le désenchevêtrement des grains se manifeste par un déplacement relatif des particules à la suite de la mobilité des particules voisines. Au niveau microscopique, il n'y a pratiquement pas de variation de volume, mais il y a tout simplement glissement des grains les uns par rapport aux autres.

Ces deux phénomènes se superposent lorsqu'il y a obstruction à la translation des grains, et cela entraîne la **dilatance** (variation de volume). Les déplacements de certains grains dus au glissement ont pour effet de dévier de leur trajectoires normales les grains voisins. Il y a rupture du contact qui contribue à l'augmentation de volume, cette caractéristique représente le phénomène de dilatance. Du point de vue microscopique, les grains glissent les uns sur les autres sans qu'il ait variation de volume.

I-II-3-1-2 Théorie de ROWE

Les travaux de **ROWE** [76] se sont portés sur le mécanisme de déformation des matériaux soumis à un ensemble de sollicitations. Sa théorie permet de cerner les effets de dilatance dans les milieux granulaires. Selon **CHAPUIS** [24] elle constitue sans doute la contribution la plus importante dans la mécanique des milieux granulaires. Cette théorie est développée sur la base de deux équations, la première est établie par analogie au frottement plan d'un bloc solide sur solide (sans variation de volume) (Figure I-11).

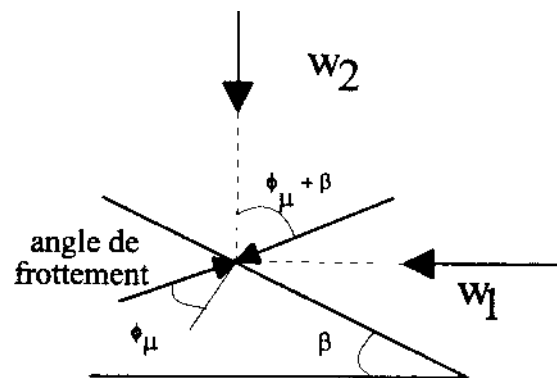


Figure I-11 : Force au point de contact

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{W_1 l_1}{W_2 l_2} = \tan \alpha \tan(\phi_u + \beta) \quad (*)$$

l_1, l_2, α : paramètres géométriques définis sur la figures I-12

La seconde équation est une relation purement géométrique de déformation d'un assemblage régulier de tiges cylindriques (Figure I-12).

Cette équation de dilatance est :

$$E = \frac{\sigma_1 \varepsilon_1}{\sigma_2 \varepsilon_2} = \frac{\sigma_1}{\sigma_2 \left(1 + \frac{dV}{V}\right)} = \frac{\tan(\phi_u + \beta)}{\tan \beta} \quad (**)$$

La théorie de **ROWE** [76] Résulte donc de la superposition de deux équations issues de deux niveaux différents, l'une macroscopique (*) et l'autre microscopique (**), c'est à dire à partir de la structure interne de l'empilement.

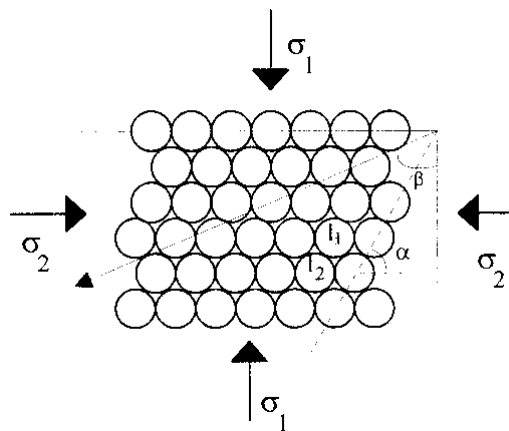


Figure I-12 : Empilement de **ROWE**

Cependant, les travaux de **ROWE** [76] ont fait l'objet de nombreuses critiques, **SCHLOSSER** [77], **ROSCOE** et **SCHOFIELD** [75], surtout concernant le principe de la transmission d'énergie et la signification de la variable α (Figure I-13) dont **ROWE** [76] donne plusieurs définitions. Par la suite, **HORNE** [46] et [45] a proposé une nouvelle démonstration de l'équation de la dilatance. Il suppose que la déformation résulte des mouvement relatifs de groupes rigides qui se forment continuellement par division et

coalescence. **HORNE**[46], à partir de l'hypothèse de **ROWE** [76] de non roulement, suppose un certain mécanisme de déformation compatible avec la création continue de contacts glissant suivant l'orientation préférentielle ($\beta = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi_{\mu}}{2}$). Selon ces hypothèses, le mouvement relatif de deux particules ne dépend que du mouvement relatif des deux groupes adjacents contenant ces particules. Ce mouvement consiste à une combinaison de glissement et roulement suivant lesquels le volume total va diminuer ou augmenter. Pendant une diminution de volume, glissement et roulement bénéficient tous deux d'existence préalable de fissure (cracks). Dans ce cas il paraît qu'il n'y a pas de raison théorique pour que la déformation ne combine pas le glissement et le roulement.

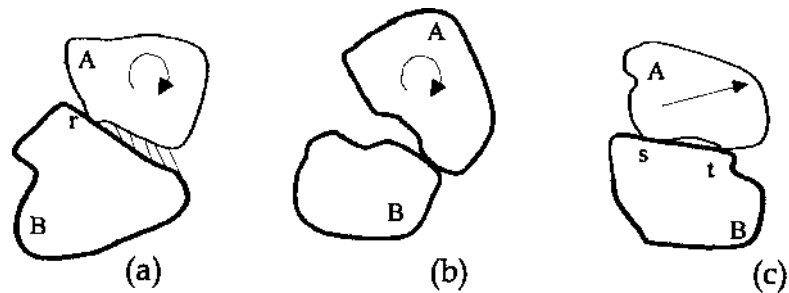


Figure I-13 : Mécanisme de déformation

Par contre au cours d'une augmentation de volume, les mécanismes de glissement et de roulement prennent un sens différent. Deux particules peuvent glisser l'une sur l'autre sans qu'il existe préalablement une fissure (figure I-13-c). Mais s'il arrive qu'une particule A roule sur une particule B (Figure I-13-a) au point de contact r c'est qu'il existe au préalable un espace qui le permet (zone hachurée). Dans le cas contraire le point de roulement A devrait se situer à l'extrémité de B (Figure I-13-b). On voit que le glissement bloc sur bloc permet trois points de contact entre deux groupes adjacents, tandis que le roulement n'en autorise pas plus de deux. Ainsi **HORNE** [46] estime que le glissement est plus stable et nécessite une plus faible augmentation de volume que le roulement. Il en conclue que la stabilité de l'assemblage passe par une minimisation du roulement. Et si les contacts glissant entre deux groupes de particules ont la même orientation le mécanisme de déformation se réduit à une simple translation sans aucune composante de rotation, ce qui n'est malheureusement pas le cas en pratique.

I-II-4 Répartition des efforts

Les forces à l'échelle du grain s'appliquent aux points de contact. Leur transmission dans un milieu granulaire est un phénomène essentiellement discontinu, du type discret. A partir d'essai sur matériau photo élastique, **WEBER** [85] a montré que la distribution des forces de contact n'est pas uniforme dans la structure. Il existe des « chaînons de contraintes » composés de particules très sollicitées

DANTU [28], **DE JOSSELIN DE JONG** et **VERRUIT** [31], **SCHLOSSER** [77].montrent que ces chaînons de contraintes sont évolutifs en fonction des chemins de contraintes et s'orientent, en générale, dans la direction de la contrainte principale majeure (Figure I-14).

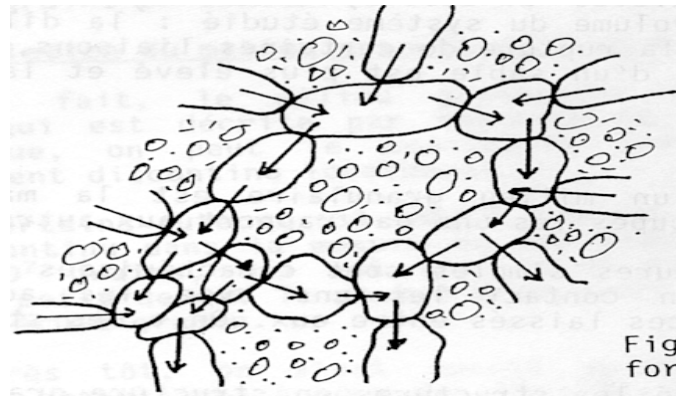


Figure I-14 : Transmission des forces par le squelette d'un sol

I-II-5 Distribution du nombre de contact

L'étude de la distribution du nombre de contacts par particule a été abordée par différents auteurs **BIAREZ.J** [10], **CAMBOU.B** [16] et [18], **COHEN.O** et **QUASSIM R.Y** [25]. Cependant il semble que tous sont en désaccord sur le nombre moyen de contacts par élément. **WIENDECK**. [86] (figure I-15) a effectué deux expériences sur du gravier bidimensionnelle pour deux arrangements différents : arrangement dense vibré, et arrangement non vibré. Pour 1200 éléments environ, il trouve un nombre moyen de contact de 4 et de 4.75 selon la densité de l'échantillon.. Dans le cas où la structure est isostatique, ce nombre est égal à 06.

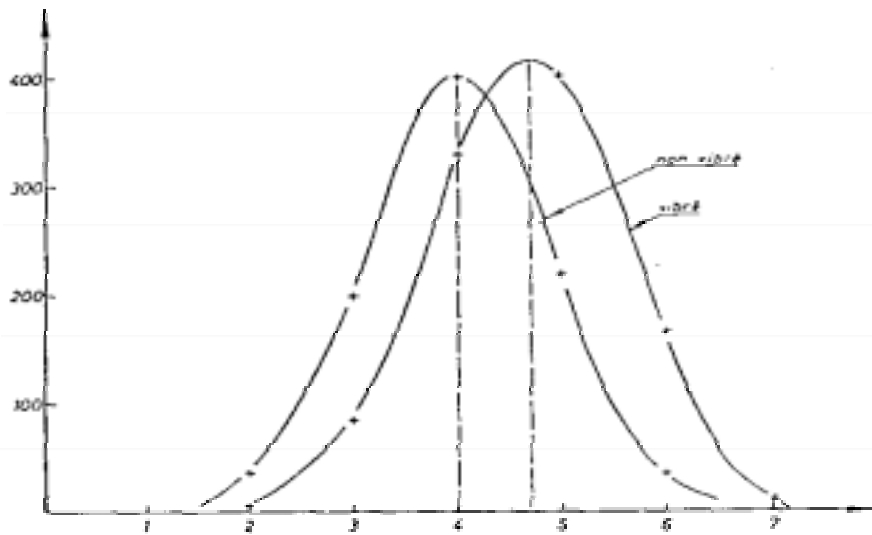


Figure I-15 : Distribution du nombre de contact

CAMBOU [19] a utilisé des modèles numériques sur ordinateur pour l'étude de la structure des matériaux. Il utilise des matériaux à deux dimensions, chaque particule est de forme cylindrique. Il étudie trois types de granulométrie.

Matériau 1 : granulométrie serrée (1-2 mm) $d_{60}/d_{10}=1,35$

Matériau 2 : granulométrie peu étalée (0,7-3,5 mm) $d_{60}/d_{10}=2,5$

Matériau 3 : granulométrie étalée (0,25-5 mm) $d_{60}/d_{10}=5$

CAMBOU [19] trouve que le nombre de contact par particule dépend de la granulométrie du matériau (figure I-16) , et que la distribution est peu sensible à la densité du milieu.

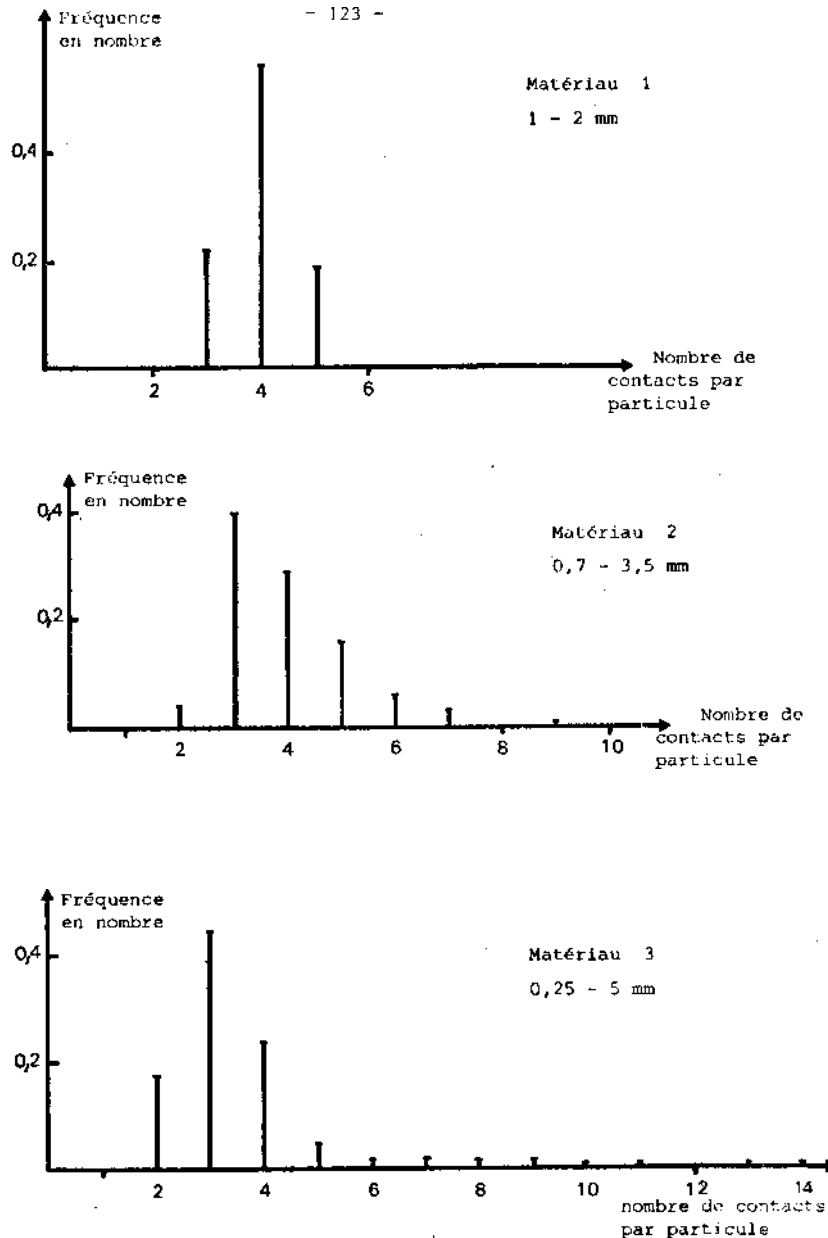


Figure I-16 Histogrammes de fréquence du nombre de contacts par particule pour 3 matériaux composés de 500 particules cylindriques simplement déversées.

BIAREZ selon [2] a observé par photographie une surface de quelques dizaines de centimètres carrés d'un échantillon, constitué de rouleaux circulaires de 3 et 5mm de diamètre, soumis à une déformation homogène . il a constaté que la densité pendant la grande déformation reste quasiment constante.

En revanche le nombre moyen de contact diminue de 4.2 à 3.9 au début de la déformation , mais au retour à l'état isotrope, ce nombre augmente légèrement.

I-II-6 Passage de l'état microscopique à l'état macroscopique

I-II-6-1 Passage du milieu discontinu au milieu continu

De nombreux auteurs ont tenté, à partir des lois générales concernant les particules de la matière et de la géométrie de celle-ci, de retrouver théoriquement le comportement global des matériaux.

CAMBOU [19] a essayé de reconstituer le comportement global de la structure à partir des différentes caractéristiques ponctuelles, au moyen d'un programme informatique. Il a étudié essentiellement le cas d'un matériau bidimensionnel, il a constaté que lorsque la dimension de la plus grosse particules est dix (10) fois plus petite que la dimension du moule, les mesures globale pour un matériau bidimensionnel sont affectées par les effets de bords. Ensuite il a déterminé les dimensions a prendre en compte pour que la mécanique des milieux continus puisse s'appliquer 3 à 8 fois les dimensions de la particules la plus grosse.

CAMBOU et *SIDORFF.F* [20] ont développé une caractérisation statique qui consiste à définir le lien entre les variables micro-statique (les forces de contact) et les variables macro-statique (le tenseur des contraintes) afin d'en tirer un ensemble de variables internes, susceptibles de représenter macroscopiquement l'état du matériau granulaire.

FAUGERAS et *GOURVES* [35] ont effectué des essais au niveau des grains, et ont proposé une loi de répartition uniforme des forces inter-granulaires.

I-II-6-2 Contraintes dans un milieu granulaire

La notion de contrainte est définie en un point ; elle est égale à la limite du rapport dF/dS lorsque l'élément de surface dS tend vers zéro. En tout point le champ local des contraintes est défini par un tenseur du second ordre appelé tenseur de contrainte.

CAUCHY [2] a postulé une relation entre le vecteur contrainte $\vec{\sigma}(n)$ et la normale \vec{n} :

$$\vec{\sigma}(n) = \sigma_{ij} \cdot n_j \quad (i, j = 1, 2, 3)$$

La loi de la résultante cinétique nous donne alors des relations sous forme différentielle entre les composantes de la contraintes et les forces volumiques.

$$\sigma_{ijj} + F_i = 0 \quad (i, j = 1, 2, 3)$$

En réalité aucun milieu réel n'est continu. Cependant les discontinuités ont une dimension telle qu'à une échelle réelle donnée, elles apparaissent comme négligeables. L'hypothèse de continuité permet une simplification importante et rend l'espace continu conforme aux exigences de l'analyse mathématique. Mais il va de soi que cette hypothèse ne correspond pas au milieu granulaire constitué d'un ensemble complexe de particules discrètes, de forme, de dimensions et d'orientations diverses.

I-II-6-3 Contraintes macroscopiques

Si on considère une surface macroscopique dS entourant un point, dans le cas d'un milieu biphasique, celle ci entoure entourera des parties vides et des parties solides. Dans le cas où ce point appartient à une phase gazeuse, la contrainte réelle est nulle.

Dans le cas contraire la contrainte réelle sera égale à la contrainte existante dans le grains en équilibre sous l'action de plusieurs forces.

Le processus d'homogénéisation consiste à chercher un matériau homogène équivalent qui doit se comporter de la même façon que le matériau hétérogène donnée. Pour cela il faudra considérer une surface suffisamment grande pour renfermer un très grand nombre de particules, de façon à ce que les discontinuités soient négligeable devant la dimension de la plaque.

I-II-7 Anisotropie

Les différentes propriétés évoquées dans les milieux granulaires se traduisent par des comportements différents des structures granulaires suivants les modes d'empilements et de sollicitations des grains. La prise en compte de cet aspect anisotrope est fondamental pour la compréhension du comportement des matériaux granulaire.

CASAGRANDE et *CARILLO* selon [36] sont les premiers à distinguer deux types d'anisotropie, l'anisotropie inhérente et l'anisotropie de constitution. La première est produite

par la sédimentation des particules alors que la seconde est induite par le processus de déformation non élastique lié à la sollicitation.

BIAREZ et **WIENDECK** [13] définissent l'anisotropie structurale, à partir de mesures locales des normales aux points de contacts de matériaux bidimensionnels soumis à des essais biaxiaux, à l'aide d'un diagramme polaire par un coefficient d'anisotropie. Ce coefficient A est obtenu en considérant pour une direction θ donnée, le nombre de plans de contact dont l'orientation est comprise entre $(\theta-\delta\theta)$ et $(\theta+\delta\theta)$. La représentation qui s'en déduit est une ellipse.

$$A = \frac{a-b}{a+b}$$

a : est le grand axe de l'ellipse.

b : le petit axe de l'ellipse.

Cette méthode caractérise en fait une rotation de 90° de la contrainte majeure, graduellement appliquée à l'échantillon. Les mesures des variations de la distribution des normales au point de contact permettent de suivre l'évolution de la structure à l'échelle locale. Les changements d'orientations des normales aux point de contact (Figure I-17) montrent un gain de contact dans la direction de la contrainte principale majeur et une diminution du nombre de contact dans la direction de la contrainte principale mineure.

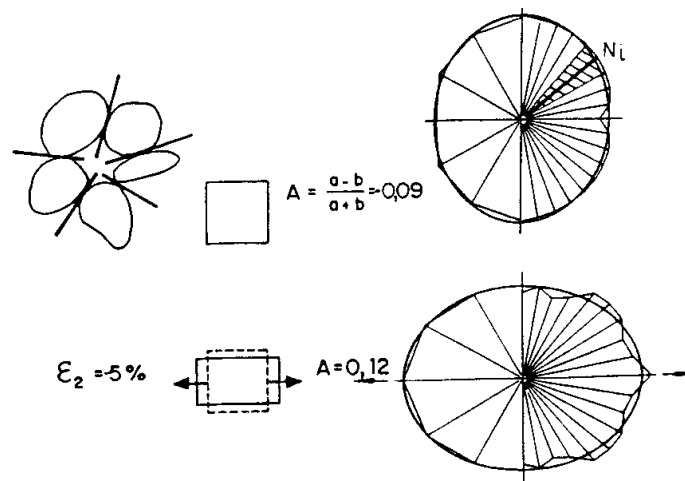


Figure I-17 : **BIAREZ** et **WIENDECK** 1963 Evolution de la structure sous extension

La même technique utilisée par **ODA** [69] sur des échantillons de sables différents, préparés par pluviation, montrent une orientation préférentielle des normales aux points de contact dans la direction de déposition. Cette préférence de direction reste valable pour des grains de sable ronds ou allongés.

Des essais biaxiaux, réalisés par **TATSUOKA** [80], **ODA.M**, **NMAT-NASSER** et **KONISHI** [72], sur des rouleaux photo-élastiques montrent de la même façon que les normales ont tendance à s'orienter suivant l'axe de la contrainte majeure. De plus quand un assemblage granulaire subit des déformations plastique, les pertes de contact entre certains grains et les liaisons établies par d'autres grains donnent à la structure une nouvelle apparence capable de modifier les caractéristiques suivant les orientations données de ces contacts. Ce phénomène se produit souvent de manière instantanée et de façon irréversible.

ODA et **KONISHI** [71], sur des essais de cisaillement simple avec des rouleaux photo-élastiques, donnent des détails sur le changement de structure en fonction du taux de cisaillement (Figure I-18). Les courbes contrainte-déformation montrent une dépendance du comportement mécanique vis à vis des changements micro-structuraux traduits par les distributions des normales aux points de contacts.

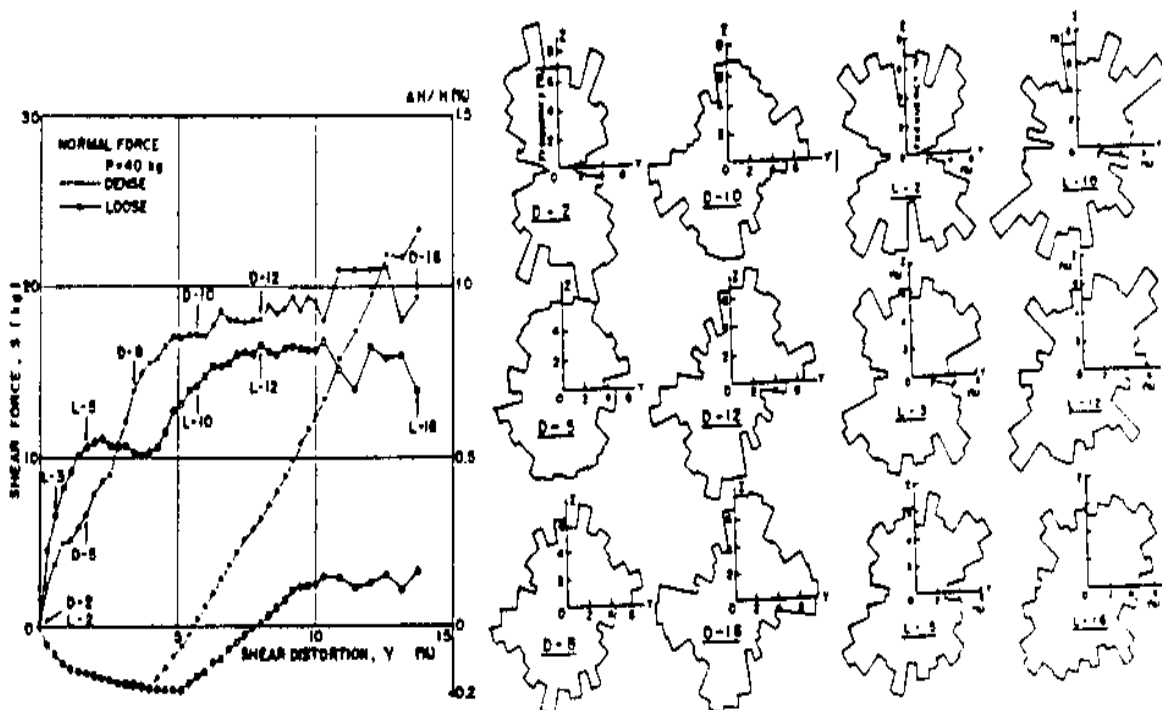


Figure I-18 : **ODA** et **KONISHI** Cisaillement simple sur échantillon dense et lâche

II- Etat actuel de la recherche

II- I Matériaux analogiques

Par définition un matériaux analogique est un matériau dont le comportement est analogue à celui d'un matériau granulaire [5], Le premier massif granulaire a été mis au point par *SCHNEEBLI* en 1956 est le modèle de base constitué par l'empilement de rouleaux cylindriques en Duralium de deux diamètres différents (2mm et 3mm) dont les génératrices sont disposées horizontalement. Le massif est constitué de 50% en poids de chaque diamètre et les cylindres ont une longueur de 40 mm.

Les principales études menées depuis 1956 sur le matériau granulaire analogique [5] et [7], sont citées sur le tableau suivant :

Tableau II-1 : Différents travaux réalisées sur le matériau analogique

Auteurs	Etude réalisées	Natures des rouleaux	Diamètres et proportions en poids
SCHNEEBELI(1956)	Analogie mécanique	Duralium	2 et 3 mm 50% de chaque
BIAREZ(1962)	Anisotropie du milieu Equilibre limites des fondations	Duralium	3 et 5 mm
NHIEM(1965)	Equilibre limite des fondations superficielles, fondations sur talus	Duralium	3 et 5 mm 50% de chaque
WEBER (1966)	Contraintes inter-granulaire	Pyrex	2,25. 4. 10 et 5,29 50%, 22% et 22%
FAGNOUL LOIX, SCHRODER(1971)	Fondations superficielles	Duralium	3 et 5 mm 1/3 et 1/3
NIHEM(1971)	Force portante limite des fondation superficielles à charge inclinée et excentrée. Résistance limite à l'arrachement vertical et oblique des fondations d'ancrage profondes	Duralium	3 et 5 mm 50% de chaque
TRATAPEL(1977)	Essais biaxiaux en compression et extension	P.V.C. rugueux	1,5 et 3 mm
R.CHAMBOU F.DARVE et G.TRATAPEL (1978)	Mesures et calculs avec lois non linéaires pour un modèle Expérimental	P.V.C. rugueux	1,5 et 3 mm 1/3 et 2/3
FERRI(1978)	Comportement du milieu sollicité par une fondation profonde	P.V.C. lisse	2, 3 et 4 mm 1/3, 1/3, et 1/3
CAMBOU (1979)	Géométrie et comportement mécanique du milieu	Duralium	3 et 5 mm 1/3 et 1/3

			2, 3, 5 mm 1/3, 10% et 80%
ORTHOLARY (1979)	Schéma de rupture sous une fondation superficielle	P.V.C. lisse	2, 3 et 4 mm 1/3, 1/3 et 1/3
FAUGERAS (1979)	Champ de contrainte dans le milieu sollicité par une fondation profonde	P.V.C. lisse	2,3 et 4 mm 1/3, 1/3 et 1/3
PRTITJEAN (1980)	Champ de contrainte sous une fondation superficielle	P.V.C. lisse	2,3 et 4 mm 1/3, 1/3 et 1/3
MONNET, KATNER et COULET (1980)	Détermination de la loi de comportement	Acier inoxydable	3, 4, et 5 mm 34%, 35% et 31%
AMOROS, DEVAUX HERNANDEZ MARTINEZ (1980)	Comportement mécanique du milieu sous chargement cyclique	Aluminium	3 et 5 mm 54% et 46%
DESTREECQ FAUGERAS GOURVES (1980)	Répartition des contraintes sous une fondation superficielle rigide	P.V.C. lisse	2, 3 et 4 mm 1/3, 1/3 et 1/3
FAUGERAS GOURVES (1980)	Distribution des efforts sur les particules soumis à un champ isotrope	Duralium	2, 3 et 4 mm 1/3, 1/3 et 1/3
MONNET MENIER (1981)	Rhéologie du matériaux de Scheneebeli (application à un capteur de pression	P.V.C. lisse	
LEBROU (1983)	Champ de contrainte et de déformation à l'appareil de compression biaxiale	Laiton	2, 3 et 4 mm 1/3, 1/3 et 1/3
ADAMEIC (1986)	Contribution à l'étude de la manutention des charbons fins et humides: application à l'écoulement en silo	P.V.C. lisse	4, 6 et 8 mm 1/3, 1/3 et 1/3
MEZGHANI (1987)	Analyse statistique de l'état de contrainte macroscopique au sein d'un milieu analogique	Plexiglas	2, 3 et 4 mm 1/3, 1/3 et 1/3
TRAVERS AMMI BIDEAU GERVOIS TROADEC (1988)	Compression de milieux granulaires modèles à deux dimensions	P.V.C. lisse	4,0 + ou - 1 mm
GOURVES (1988)	Micromécanique des milieux granulaires. Approche expérimentale utilisant le modèle de SCHNEEBELI		2, 3 et 4 mm 1/3, 1/3 et 1/3
LARADIN (1990)	Modélisation du comportement des matériaux traités au liants hydrocarbonés		

II- II Matériaux naturels

KHATI [49] a fait une étude expérimentale du frottement sur trois types de matériaux granulaires cohérents (silice, calcite et le quartz) pour différents modes de contact bloc-bloc, bloc-grains et grains-grains. Dans le premier cas bloc-bloc la structure de l'échantillon est rigide (pas de mouvements relatifs entre les grains).Il permet le contact et le frottement entre les éléments composant les blocs par glissement. Dans le cas sable-bloc, la partie inférieure est constituée d'un bloc intact et la partie supérieure de grains de même nature. Enfin , le cas sable-sable représente les essais classiques de cisaillement directe où le plan de cisaillement est localisé dans la zone de séparation des deux boîtes. Les caractéristiques des sables utilisés sont données dans le tableau II-2

Tableau II-2 KHATI Caractéristique des matériaux

Matériaux	Silice	Quartz	Calcite
$Cu=d_{60}/d_{10}$	3,98	3,88	3,82
d_{50} (mm)	0,470	0,548	0,568
e_{max}	1,093	0,755	0,568
e_{min}	0,648	0,436	0,483
$I_e= e_{max}- e_{min}$	0,409	0,319	0,306
Sphéricité ($_{2R}$)	0,777	0,901	0,809
Angularité (c)	0,343	0,152	0,254
Dureté	7	7	3

Les essais ont été réalisés à des confinements relativement faibles, pour minimiser la cassure des grains, à une vitesse de 0,4 mm/s avec un enregistrement de 20 points par minute. L'analyse des résultats permet d'étudier l'effet de la rugosité et de la forme des grains sur le frottement de contact. Il constate que les frottements sont fonctions de la procédure expérimentale (figure II-1).

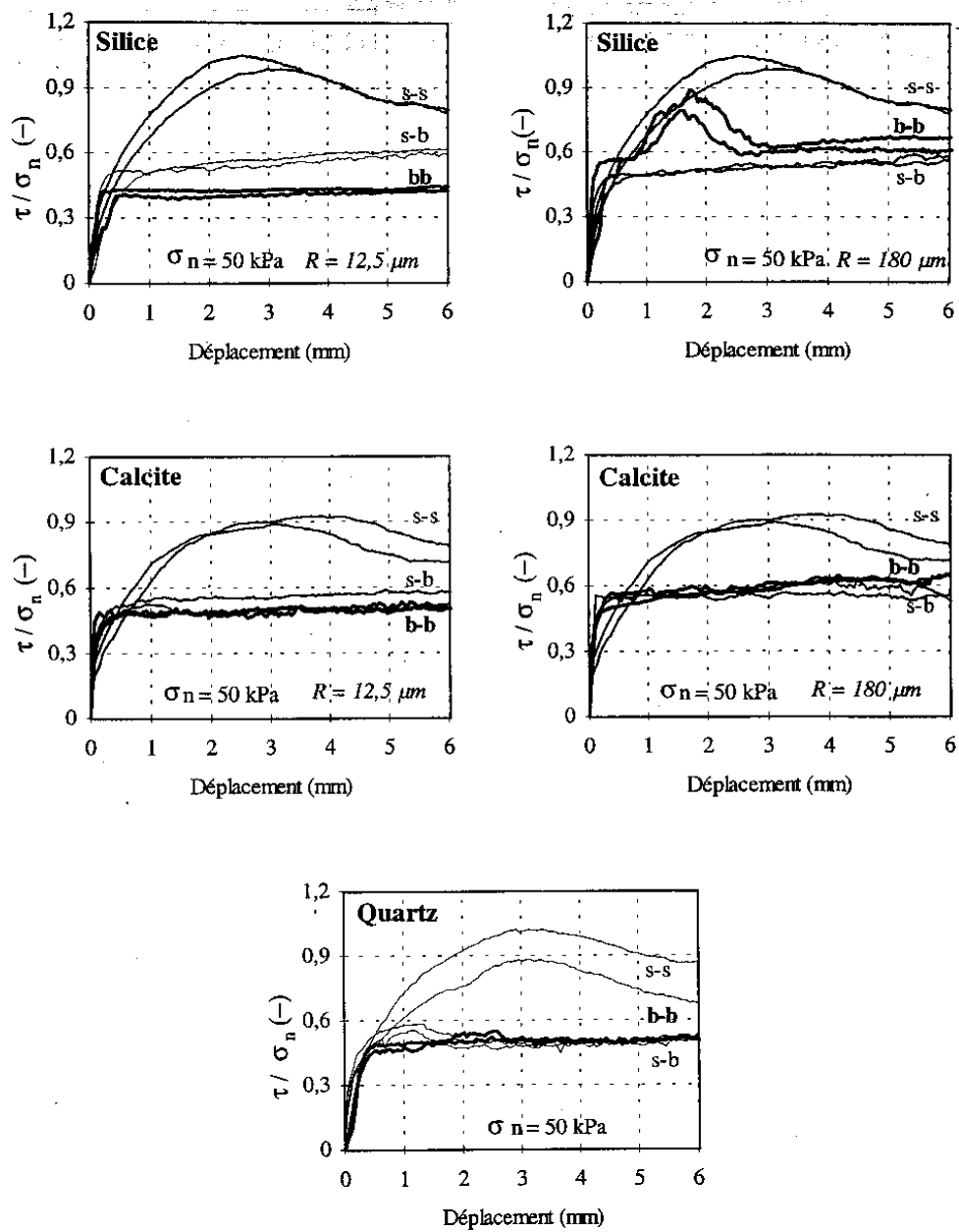


Figure II-1 : S.KHATI Résultats des essais obtenus avec les différentes procédures ($\sigma_n=50\text{KPa}$).

Dans le cas du cisaillement bloc-bloc, le comportement est peu sensible à la variation du confinement et aux dimensions de la surface de cisaillement.

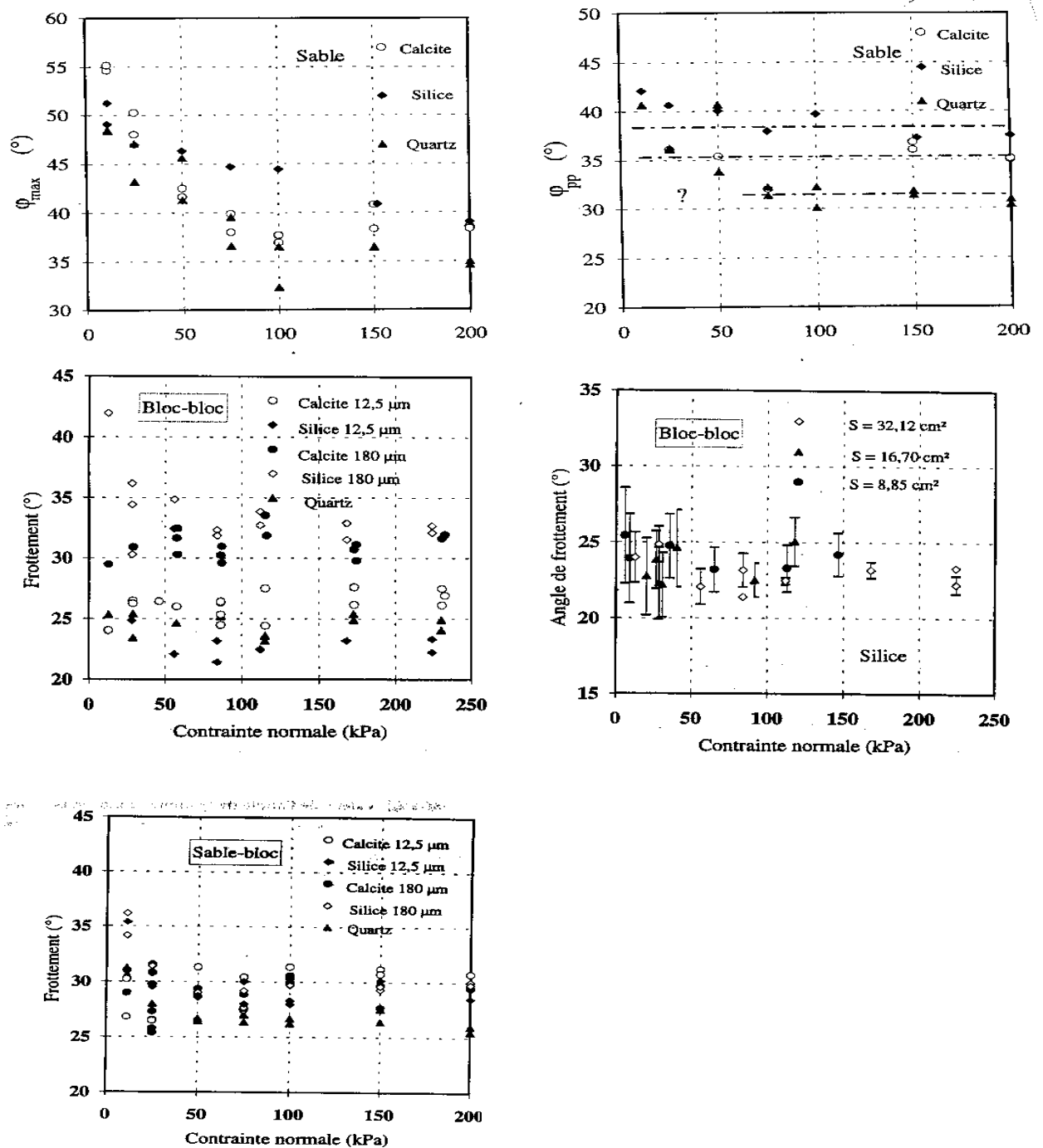


Figure II-2 : S.KHATI Frottement en fonction de la rugosité et de la contrainte normale

(ϕ_{max} : angle de frottement au pic, ϕ_{pp} : angle de frottement au palier)

L'augmentation de la rugosité de surface induit un accroissement du frottement en particulier pour les matériaux à dureté élevée et à vives arrêtes comme les grains de silice (figure II-2). Les essais de cisaillement bloc-sable donnent un angle de frottement moyen. Les essais sable-sable donnent des angles de frottement au palier plus élevés que ceux mesurés avec les essais

bloc-bloc et bloc-sable. Ceci peut être expliqué par un effet de la structure de l'assemblage qui peut induire au cours du cisaillement une réorganisation de l'assemblage et une dilatance dont la mobilité requiert un supplément d'effort augmentant ainsi l'angle de frottement mobilisé.

CHAMIEH [23] a effectué des essais de compression consolidés drainés et non drainés sur Cambria Sand. **PROTULIPAC** [74] a mis en oeuvre des essais triaxiaux sur Ottawa Sand et St Peters Sand stone.

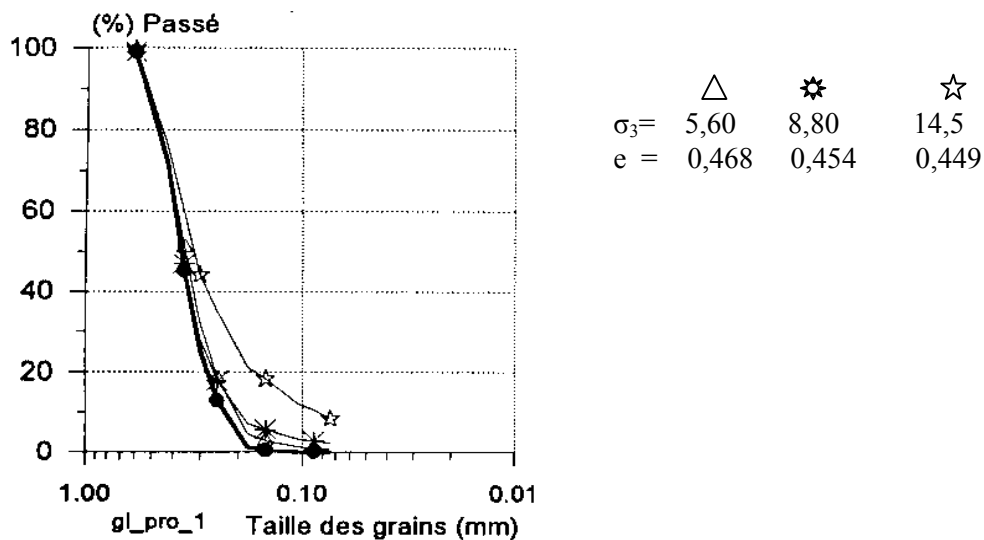


Figure II-3 : *PROTULIPAC* Essais triaxiaux drainés de compression, Ottawa Sand, analyse granulométrique

Le résultat de l'analyse granulométrique (figure II-3) montre l'évolution de la granulométrie progressive lors des essais triaxiaux. On peut constater un faible écrasement de grains pour les faibles contraintes de consolidation et un écrasement important pour de très fortes contraintes de consolidation. Le matériau Ottawa Sand possède les caractéristiques suivantes : minéralogie quartzique arrondi, $d_{50}=0,36$ mm, $d_{10}=0,24$ mm, $Cu=1,7$, passant le tamis 0,074 mm et le poids spécifique $2,66$ g/cm³

VESIC et **CLOUGH** [84] et **BILLAM** [14] ont observé l'effet de l'écrasement des grains sur des essais isotropes et des essais triaxiaux avec une granulométrie serrée. Les figures II-4 et figure II-5 montrent clairement l'influence de la contrainte de consolidation.

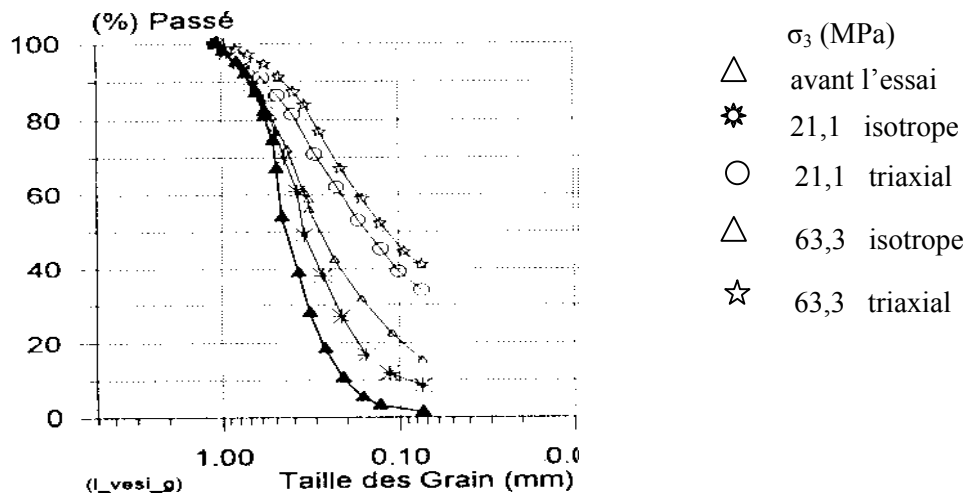


Figure II-4 : *VESIC et CLOUGH* Analyse granulométrique après essais isotrope et triaxiaux.

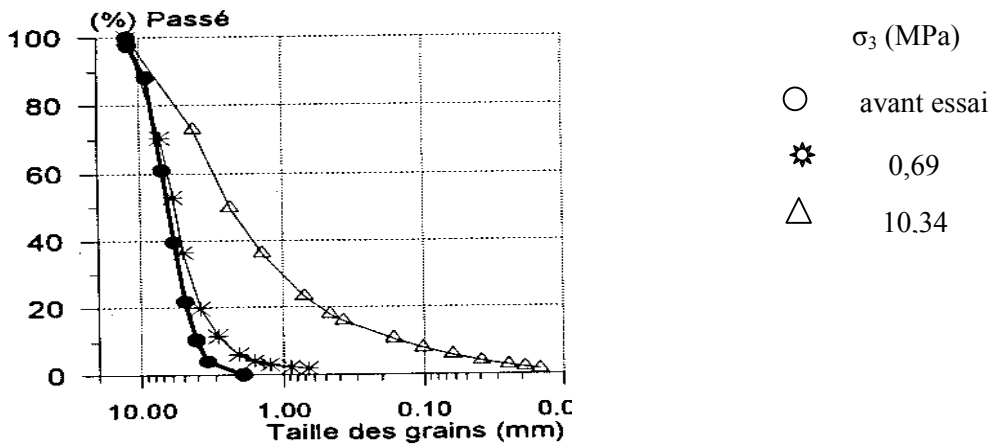


Figure II-5: *BILLAM* Essais triaxiaux, Limestone Sand, analyse granulométrique

D'autres essais triaxiaux menés sur des matériaux granitiques par *LEE* et *FARHOOMAND* [57] ont permis d'établir que l'effet d'écrasement des grains et la compressibilité du milieu sont croissants en fonction de la taille des grains du sable uniforme, de l'uniformité de la courbe granulométrique, de l'angularité des particules, la pression de consolidation et du déviateur de contrainte pour une consolidation donnée. Ce dernier résultat est confirmé par les travaux de *BISHOP* [15], *DATTA* et *AI* [30] et *LUONG* et *TOUATI* [64]

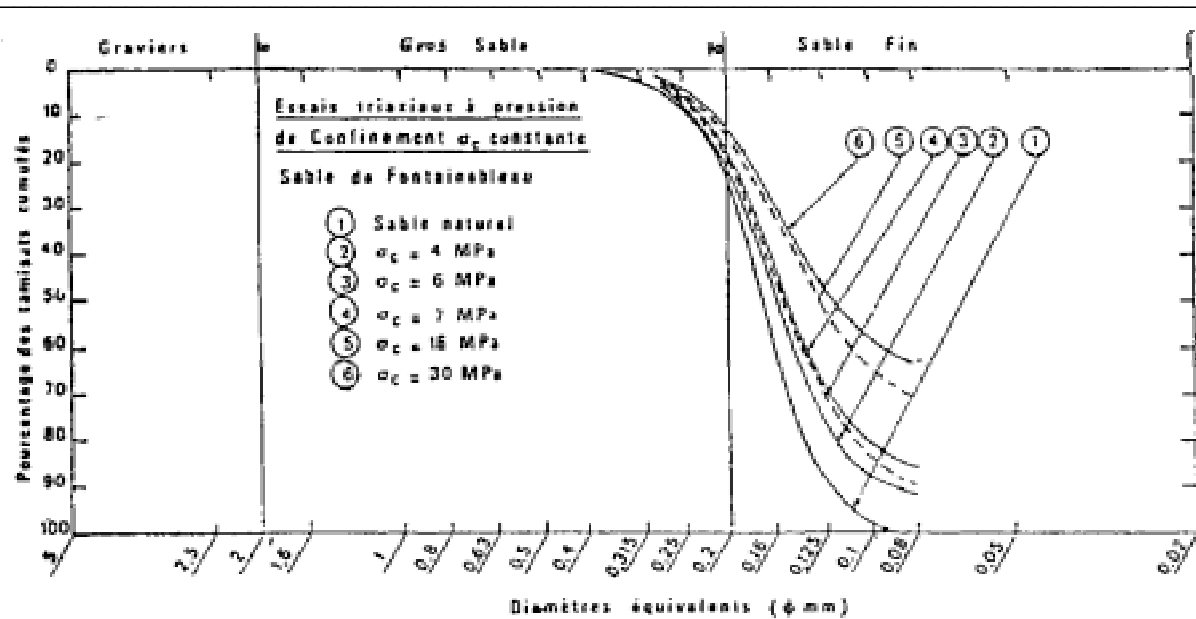


Figure II-6 : *TOUATI* Courbe granulométrique du sable avant et après essai

LO et *ROY* [61] ont observé que l'écrasement des grains est d'autant plus efficace que ceux-ci sont moins résistants. *DATTA* et *AL* [30] montrent que cet effet d'écrasement augmente, dans le sol calcaire, avec l'abondance des vides intra-particulaires et des fragments de coquillages. *BISHOP* [15] et *AL ISSA* [8] montrent qu'une densité initiale faible induit un écrasement des grains plus important qu'une densité initiale forte, aussi bien dans le cas des essais oedométriques que d'essais triaxiaux.

KIM [50] a analysé l'écrasement des granites concassés à granulométrie étalée et uniforme pour des états initiaux lâche et dense en utilisant l'oedomètre et l'appareil triaxial. Il constate que la granulométrie étalée évolue avec la contrainte de consolidation (Figure II-7)

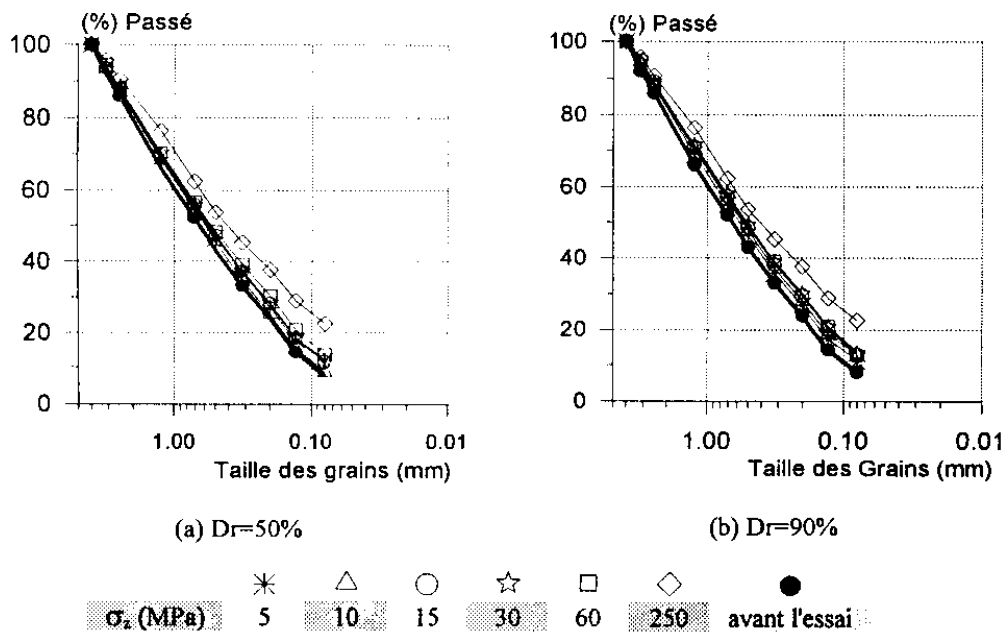


Figure II-7 : *KIM* Essais Oedométrique du granit concassé à granulométrie étalée. (a) $D_r=90\%$, (b) $D_r= 50\%$: Effet de la contrainte verticale.

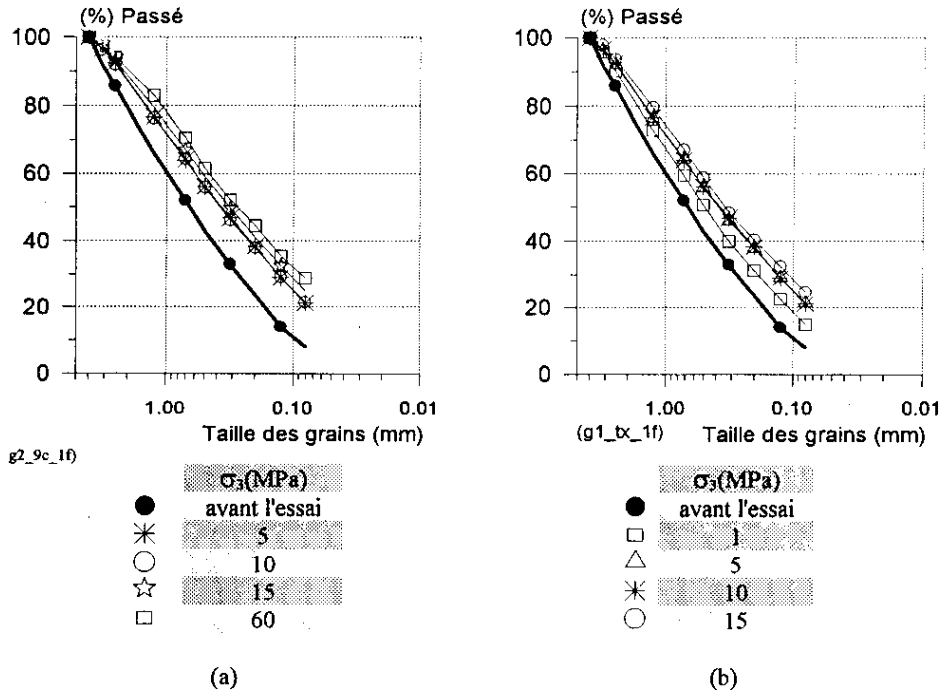


Figure II-8 : *KIM* Essais triaxiaux du granit concassé à granulométrie étalée (a) $D_r=90\%$, (b) $D_r= 50\%$: Effet de la contrainte de consolidation

L'écrasement n'est pas très important et la densité n'a pas une grande influence sur l'écrasement des grains (Figure II-8).

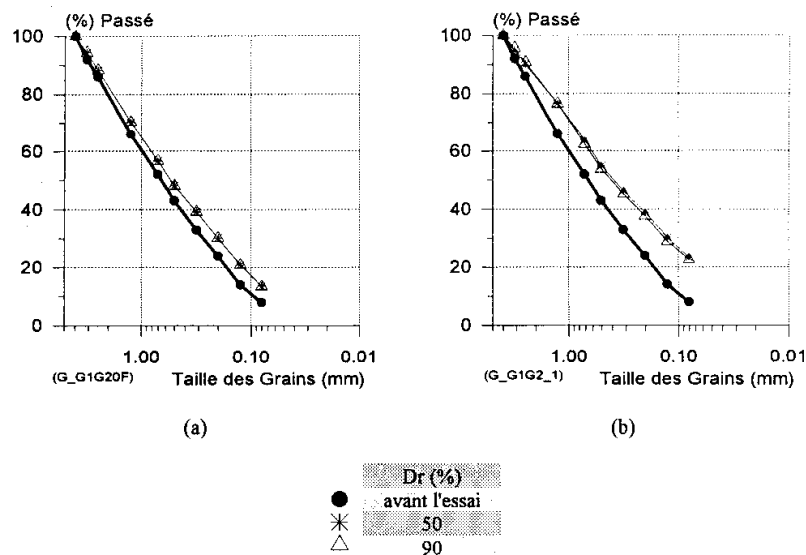


Figure II-9 : *KIM* Essais Oedométrique du granit concassé à granulométrie étalée,
 (a) $\sigma_{zmax}=60$ MPa, (b) $\sigma_{zmax}=250$ MPa : Effet de la densité relative initiale

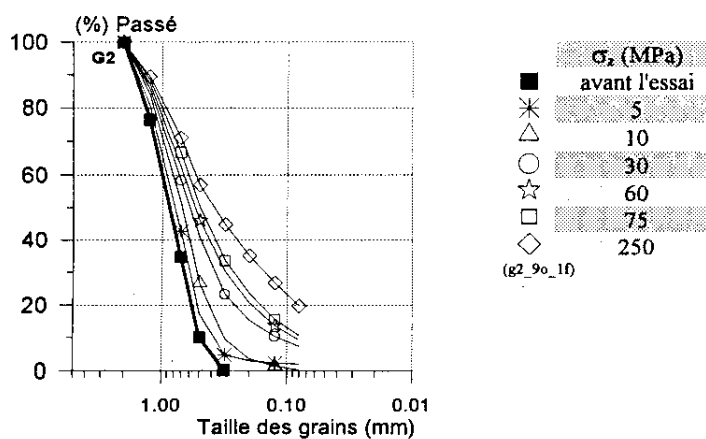


Figure II-10 : *KIM* : Essais Oedométrique du granit concassé à granulométrie uniforme
 $Dr=90\%$ e $\sigma_{zmax}=250$ MPa : Effet de la contrainte verticale.

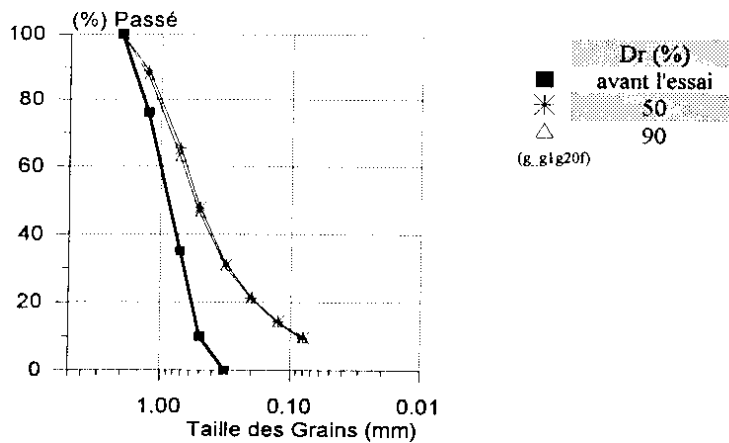


Figure II-11 : *KIM* Essais Oedométrique du granit concassé à granulométrie uniforme, $\sigma_{zmax}=60$ MPa : Effet de la densité relative initiale

Par contre l'évolution de la granulométrie pour le granit uniforme apparaît clairement en fonction de la contrainte axiale que ça soit pour l'essai oedométrique ou l'essai triaxial. on peut le constater a partir des courbes présentées sur les figures II-10 et II-11:

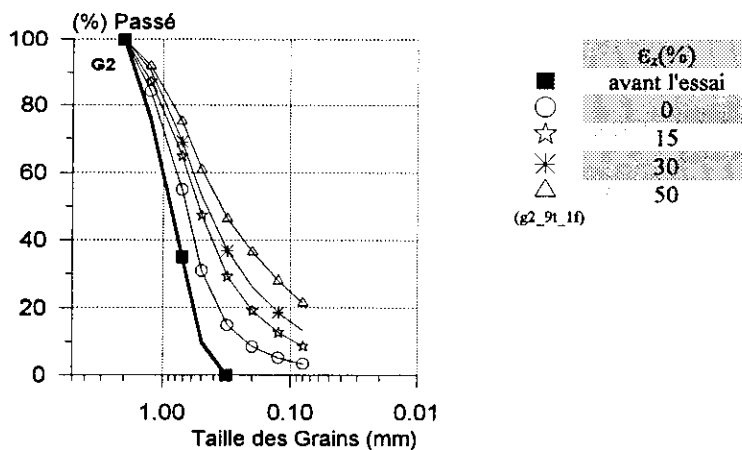


Figure II-12 *KIM* Essais triaxiaux du granit concassé à granulométrie uniforme, $\sigma_3=15$ MPa : Effet de la déformation axiale

Il a mis en évidence l'influence de l'amplitude des déformations sur le phénomène de rupture des grains. Pour cela il a réalisé des essais triaxiaux à déformation imposée de 0 (isotrope) 4, 15, 30 et 50% (Figure II-12), constate que l'écrasement des grains est d'autant plus élevé que l'amplitude des déformations est grande.

Certains auteurs ont introduit un degré d'écrasement pour quantifier l'effet d'attrition des matériaux granulaire. **MIURA** [67] et **YAMANOUCI** [88] ont défini le taux d'écrasement des grains à partir de l'évolution des pourcentages des fines d'un diamètre inférieure à 0,074 mm. **CAMBOU** [19] a proposé de représenter le taux d'écrasement par la quantification du pourcentage pondéral des grains des diamètres d_{10} et d_{60} avant et après essai. **LEE** et **FARHOOMAND** [57] (figure N°II-13) ont introduit un terme d'écrasement relatif, correspondant au rapport $d_{15\text{initial}}/d_{15\text{final}}$. **DATTA** et **AI** [30] ont exprimé le degré d'écrasement des grains de sable calcaire par un coefficient C_c défini par $d_{10\text{final}}/d_{10\text{initial}}$.

Par la suite **MIURA** et **YAMANOUCI** [67] ont proposé de représenter le taux d'écrasement des grains par l'augmentation de la surface spécifique S des particules après application de la contrainte. **MARSCHAL** [65] a proposée un coefficient qui porte son nom, qui est la différence des pourcentages entre la granulométrie avant et après essai selon les tailles de tamis utilisés.

LESLIE [60] a utilisé d'abord la différence de pourcentage du matériau retenu par la plus petite taille de tamis avant et après essai. Ensuite en 1975 il a utilisé comme coefficient la différence des pourcentages pour la taille de tamis qui laisse passer 10% de matériau avant essai.

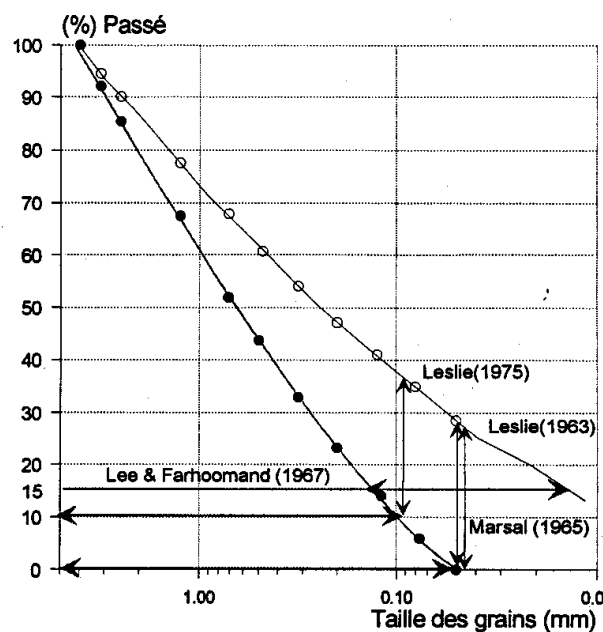


Figure II-13 Caractérisation du degré d'écrasement des grains.

KIM estime le degré d'écrasement des grains par l'indice de *KIM* (Figure II-14) qui est la différence avant et après essai des pourcentages retenus pour toutes les tailles analysées.

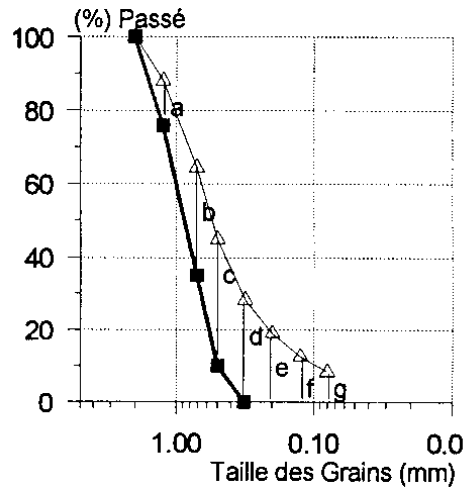


Figure II-14 : *KIM* Degré de rupture de *KIM*

a = % à 1,25 mm après essai- % 1,25 mm avant essai.

b = % à 0,71 mm après essai- % 0,71 mm avant essai.

g = % à 0,074 mm après essai- % 0,074 mm avant essai.

$$KIM (\%) = a+b+c+d+e+f+g$$

L'analyse des résultats d'essais de nombreux auteurs a permis à *HARDIN* [43] de proposer un modèle d'écrasement des grains selon lequel le potentiel d'écrasement de ceux-ci augmente en fonction de leur taille (du fait de l'accroissement de la force de contact normale entre les grains avec la dimensions des grains) Figure II-15.

$$b_p = \log [d(\text{mm})/0,0074 \text{ mm}] \quad \text{pour } d \geq 0,074$$

$$b_p = 0 \quad \text{pour } d \leq 0,074 \text{ mm}$$

$$B_p = \int_0^1 b_p df$$

où la borne 1 correspond au point pour lequel 100% des particules traversent le tamis.

Le paramètre b_p est dit pourcentage d'écrasement et B_p représente la surface comprise entre la ligne définissant $d=0,075$ mm comme limite de taille de limon et la courbe granulométrique avant l'essai (plus précisément, la partie de celle ci qui décrit la

répartition des grains de taille supérieure à 0,074 mm). L'unité est la surface d'un cycle logarithmique.

La somme de l'écrasement significative pour le comportement des sols apparaît dans la formule :

$$B_t = \int_0^1 (b_{p0} - b_{pf}) df$$

où b_{p0} valeur originale de b_p avant essai

b_{p1} valeur de b_p après essai

B_t écrasement total (total breakage), est symbolisé par la surface hachurée.

Il définit B_r par le rapport de B_t sur B_p après essai.

$$B_r = B_t/B_p$$

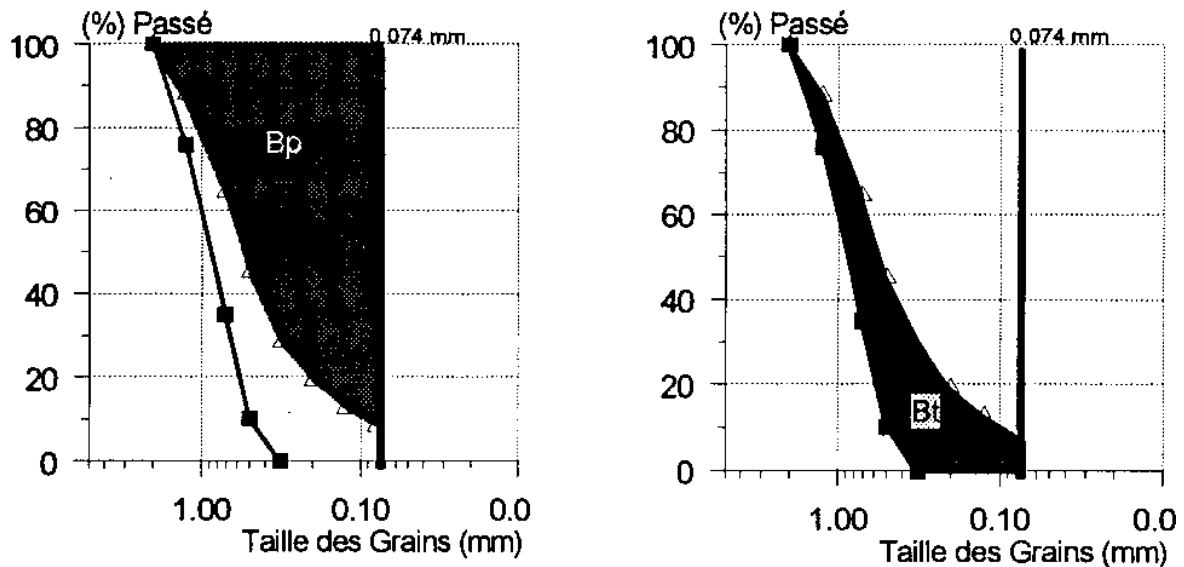


Figure II-15 HARDIN (1985) : Degré de rupture , (a) B_p , (b) B_t

L.LANCELOT, I.SHAROOUR et M.AL.MAHMOUD [54] (Figures II-16 et II-17) ont étudié sous faibles contraintes de confinement le comportement du sable d'Huston RF ; C'est un sable moyen ($D_{50}=0,43$ mm) et de granulométrie uniforme ($C_u=2,3$).

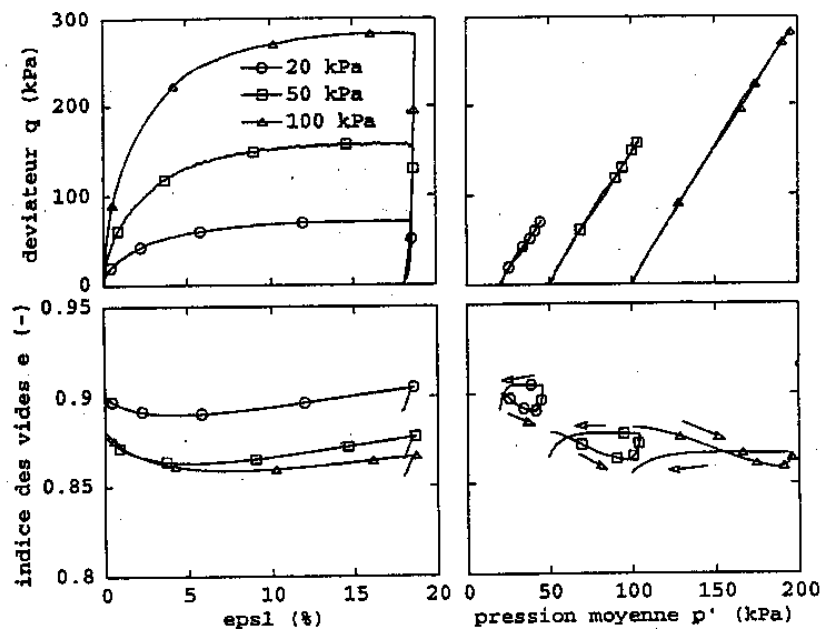


Figure II-16 *L.LANCELOT, I.SHAROUR et M.ALMAHMOUD* Essais triaxiaux drainés sur sable de Hostun RF lâche : effet du confinement.

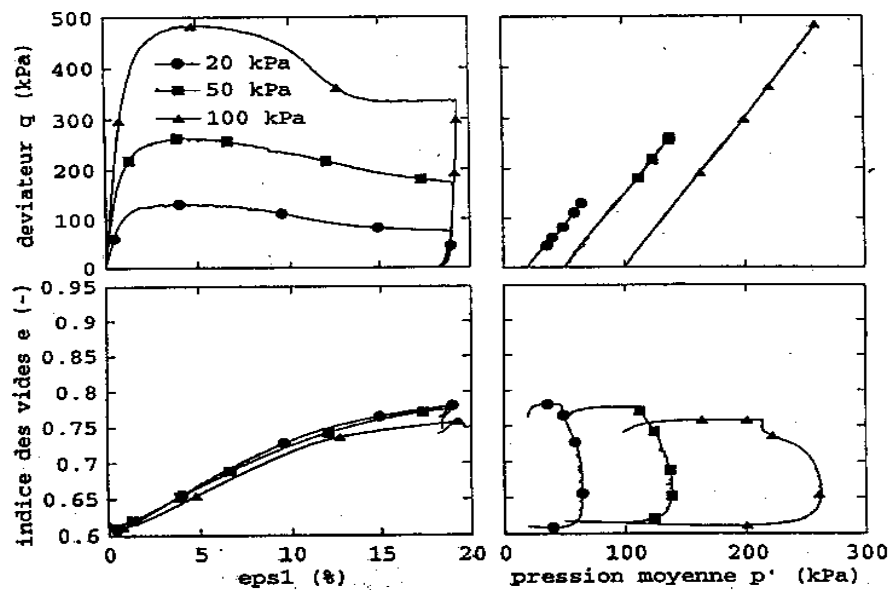


Figure II-17 *L.LANCELOT, I.SHAROUR et M.ALMAHMOUD* Essais triaxiaux drainés sur sable de Hostun RF dense : effet du confinement.

M.MOHKAM [69] (Figure II-18) a travaillé sur le sable d'Hostun, constitué principalement de particules principalement anguleuses, dont la distribution étendue des grains a été obtenue par mélange de 50% de sable fin et 50% de sable moyen.

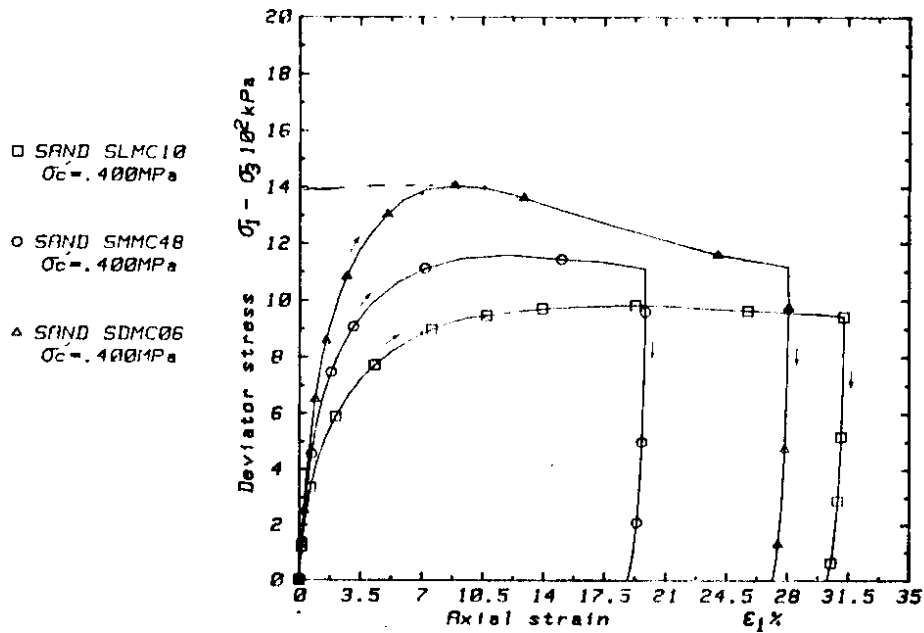


Figure II-18 M.MOHKAM compression triaxial sable lâche, dense et moyen

Les résultats d'essais triaxiaux de compression drainée menés sur des échantillons lâches et denses, montrent que sur les courbes contraintes déformations il n'y a pas de pic de déviateur pour les sables lâches, alors que ce pic est marqué pour les sables denses. Ce pic correspond à une localisation des déformations dans l'échantillon, celle-ci intervient pour des déformations de l'ordre de 4 à 5% pour les sables denses. Ils constatent qu'un dispositif d'antifréttage efficace et un faible élancement des échantillons retardent et atténuent considérablement l'apparition du pic. D'après d'autres essais réalisés par **COLLIAT** [27] et **AL, BIAREZ** et **ZIANI** [12] il semble que ce pic subsiste pour les sables denses. Les courbes de variation d'indice des vides traduisent un comportement connu de transition contractance / dilatance, la phase de dilatance augmente avec la densité initiale à confinement constant et diminue quand le confinement augmente à densité initiale constante. Si la contrainte de consolidation atteint des valeurs suffisamment élevées (la valeur du seuil dépend de la fragilité des particules). **LO** et **ROY** [61] et **DATTA** et **AI** [30] montrent que les sables parviennent à la rupture sans qu'apparaissent les plans de cisaillement propres aux essais sous faibles contraintes, quelle que soit la densité

On présente sur la figure II-19 des courbes caractéristiques d'essais triaxiaux drainés menés sur un sable quartzique (Sacramento Sand) dense ou lâche, les pressions de consolidations variant de 0.1 à 12 MPa par **LEE** et **SEED** [59]. Leurs observations montrent les phénomènes généraux observés sous fortes contraintes, c'est à dire une variation significative de l'angle de frottement lorsque la contrainte de consolidation varie

de faibles contraintes (inférieure à 1MPa) jusqu'à des contraintes de quelques MPa. L'angle de frottement sous de fortes contraintes reste quasiment constant. On note également une augmentation importante de ductilité lorsque la contrainte de consolidation croît.

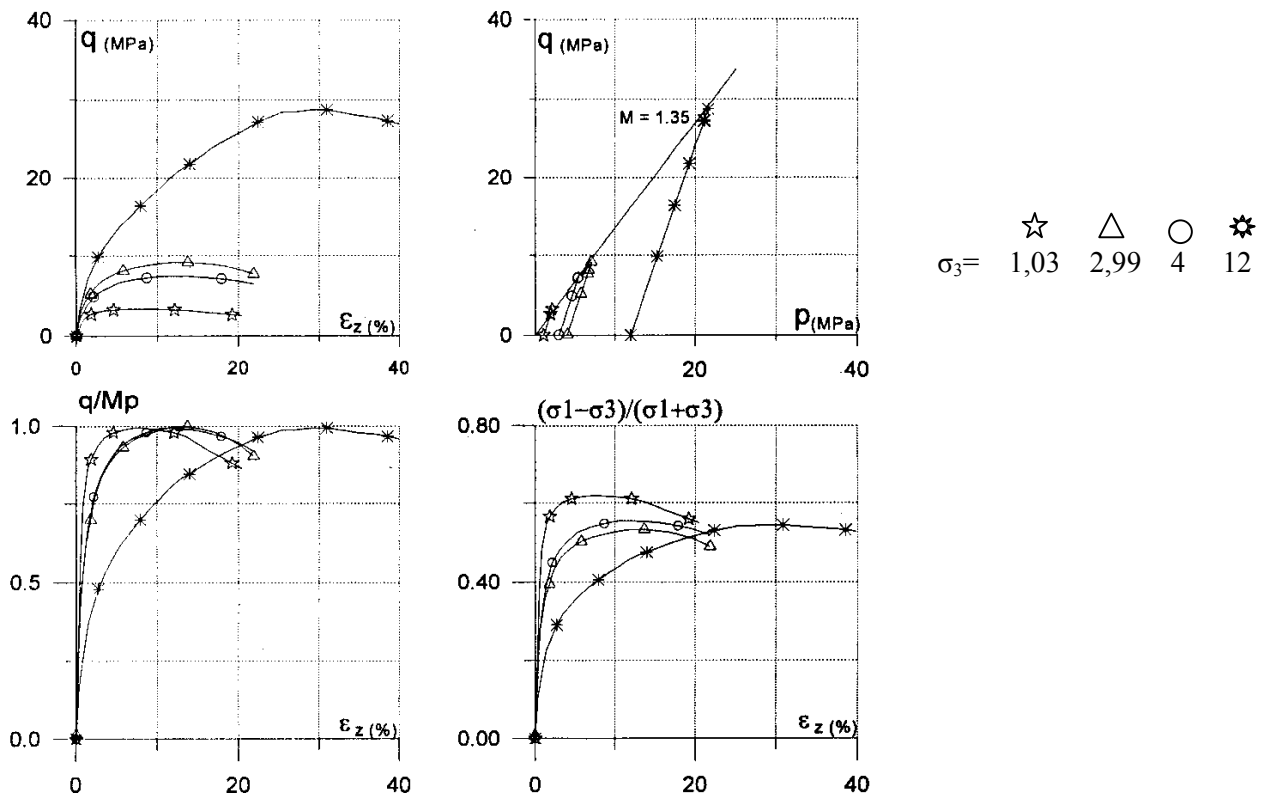


Figure II-19 : LEE ET SEED Essai triaxiaux de compression, Sacramento Sand, indice des vides initiale 0,61

VESIC et *CLOUGH* [84] et *BILLAM* [14] montrent que la déformation volumique croît jusqu'à un maximum puis décroît asymptotiquement. On justifie cette évolution en invoquant la baisse de la compressibilité absolue des matériaux granulaires quand la pression de consolidation augmente. A très forte contrainte, l'écrasement des grains lors de consolidation transforme la nature du matériau : plus dense ayant une courbe granulométrique moins uniforme, celui-ci supporte le cisaillement avec un écrasement des grains plus faible.

COLLIAT-DANGUS [27] a testé du sable quartzique (lâche et dense) et du sable calcaire (lâche et dense). Les sables calcaires (figure II-20) se caractérisent par une forte compressibilité et une diminution de l'angle de frottement avec augmentation de la

contrainte de consolidation. Les ruptures des grains étaient dans ce cas importantes vu la fragilité des grains calcaires.

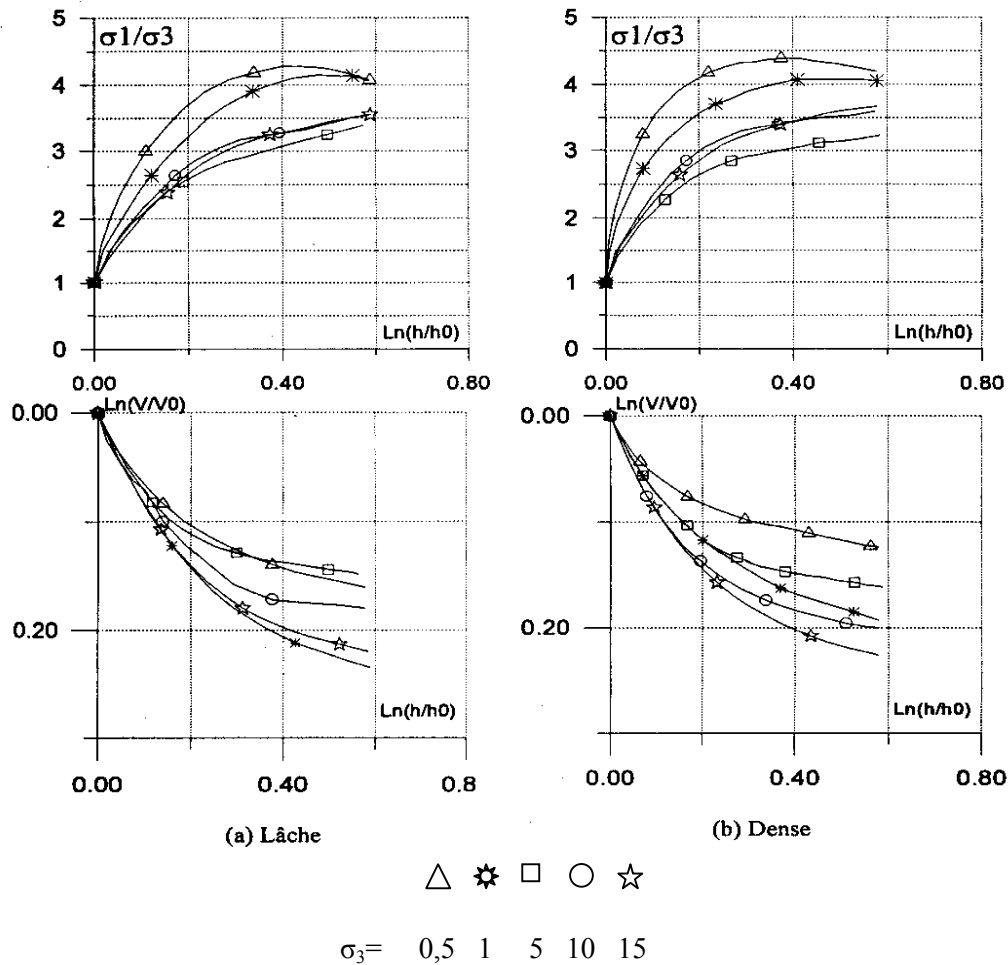


Figure II-20 : COLLIAT-DANGUS : Essais triaxiaux (a) sable calcaire lâche ($D_r=30\%$), (b) sable calcaire dense ($D_r=75\%$), $d_{50}=0,17\text{mm}$, $d_{10}=0,075\text{mm}$, $C_u=2,80$, $e_{\max}=1,67$, $e_{\min}=1,014$

La baisse de l'angle de frottement au pic, associée à l'augmentation de la contrainte de consolidation correspondant à une courbure de l'enveloppe de cercle de rupture dans le plan de **MOHR-COULOMB**. En 1966 **BISHOP** [15] montre que cette courbure est d'autant plus prononcée que les matériaux sont initialement denses et de granulométrie uniforme, les mêmes observations ont été noté sur les graviers par **HALL** et **GORDAN** [41], pour les sables et les argiles par **BISHOP** [15], **VESIC** et **CLOUGH** [84], **LE LONG** [62] et **TOUATI** [83], **LO** et **ROY** [61], ou encore, dans

le cas des argiles, chez **HABIB** et **LUONG** [39]. Pour les matériaux granulaires et les enrochements (sous fortes contraintes de confinement), les auteurs imputent la baisse de l'angle de frottement mesuré à l'effet d'écrasement, d'attrition des particules en plus de l'influence de la dilatance.

L.LANCELOT, I.SHAROOUR et M.AL.MAHMOUD [54] constate une décroissance sensible et régulière de l'angle de frottement au pic quand le niveau de contrainte de confinement augment (figure II-21, II-22 et II-23).

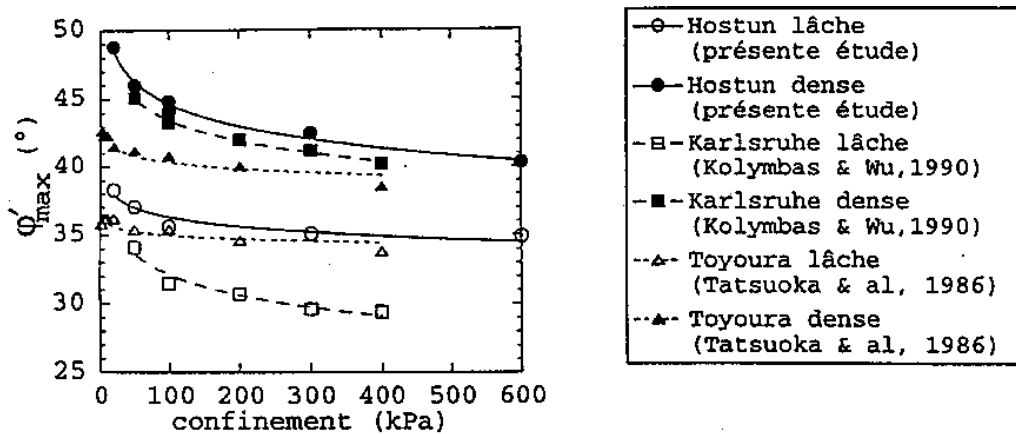


Figure II-21: **L.LANCELOT, I.SHAROOUR et M.AL.MAHMOUD** Evolution de l'angle de frottement interne en fonction du confinement pour différents sables.

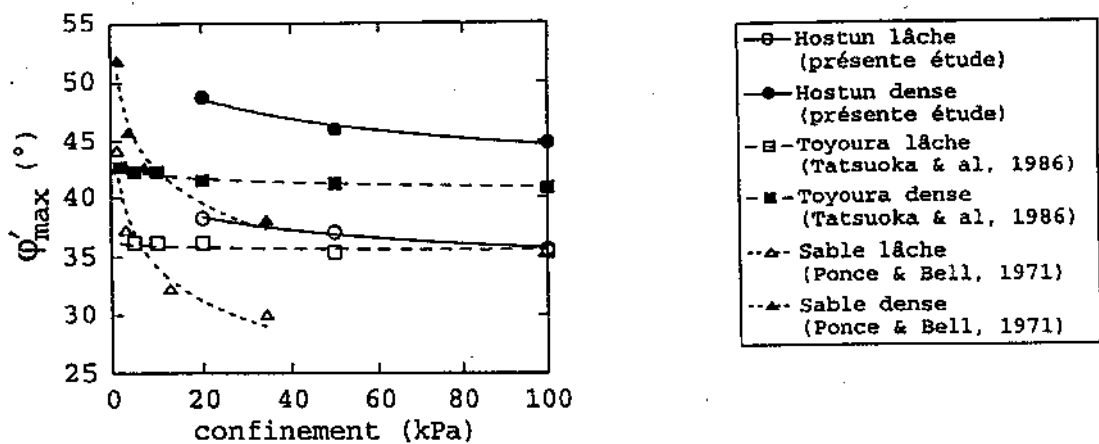


Figure II-22 : **L.LANCELOT, I.SHAROOUR et M.AL.MAHMOUD** Evolution de l'angle de frottement interne en fonction du confinement pour différents sables : Faibles Confinements.

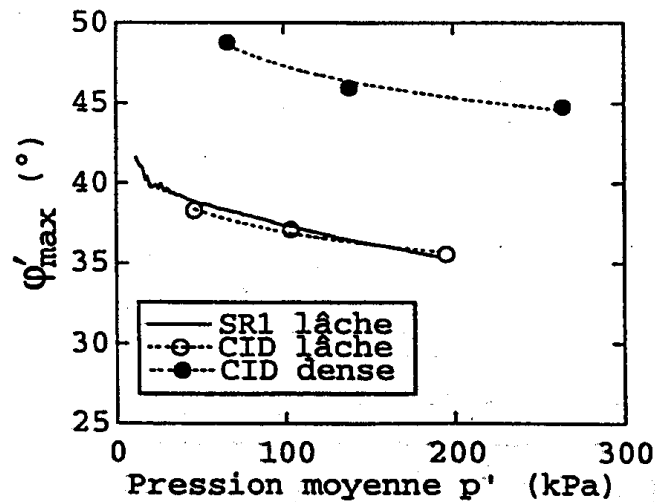


Figure II-23 : *L.LANCELOT, I.SHAROOUR et M.AL.MAHMOUD* Evolution de l'angle de frottement interne en fonction de la pression moyenne à la rupture pour le sable d'Hostun.

Ils obtiennent des angles de frottement moyens de 37° et 44° respectivement pour les sables lâches et denses. *PONCE* et *BELL* [73] rapportent une forte augmentation de l'angle de frottement quand le confinement diminue à partir de 20KPa, Il est relativement constant pour des valeurs plus élevées du confinement. Il faut noter que *PONCE* et *BELL* [73] ont utilisé des échantillons non antifrittés. En revanche, *FUKUSHIMA* et *TATSUOKA* [33], sur des échantillons antifrittés, trouvent globalement une dépendance beaucoup plus faible pour le sable de Toyoura, voir nulle pour des confinement inférieure de 20 KPa

KIM [50] remarque que l'angle de frottement au pic diminue quand la contrainte de consolidation augmente et il augmente avec la densité relative et que les essais triaxiaux à forte densité relative sous de fortes contraintes de consolidation donnent un rapport de contraintes au pic plus important qu'à celui de faible densité : les valeurs des angles de frottements données par *KIM* [50] pour une granulométrie étalée sous une contrainte de consolidation $\sigma_3=0,5$ MPa sont $\phi_{pic}=55^\circ$ pour $Dr=90\%$ et $\phi_{pic}=45^\circ$ pour $Dr=50\%$. L'angle de frottement du granit concassé à granulométrie étalée est supérieure à celui dont la granulométrie est uniforme.

KIM [50] ampute les valeurs élevées des angles de frottement à la forte angularité du matériau.

BISHOP [15] a observé que l'accroissement de la contrainte de consolidation diminue le taux de dilatance. Il a montré à partir d'essais triaxiaux drainés sur le matériau Ham River Sand dense et lâche que le taux de dilatance change de la valeur positive à la valeur négative (figure II-24)

LO et **ROY**, [61] montrent que l'évolution de taux de changement de volume $d\varepsilon_v/d\varepsilon_1$ en fonction de l'augmentation de pression de consolidation, atteint un minimum commun à tous les matériaux après être passé par la valeur nulle (passage du comportement dilatant au comportement contractant). Selon **VESIC** et **CLOUGH** [84], il existe une contrainte suffisamment élevée pour supprimer le comportement dilatant de tout matériau, quelle que soit sa densité et sa composition minéralogique.

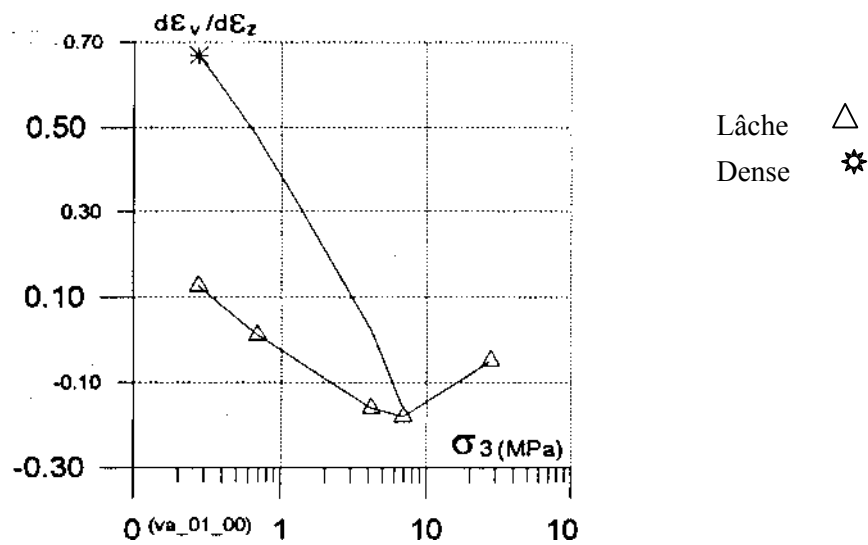


Figure II-24 : **BISHOP** Essais triaxiaux, Ham River Sand saturé, taux de dilatance à la rupture

KIM [50] a étudié le comportement du granit concassé à granulométrie uniforme et étalée pour des essais isotropes sous faibles contraintes, il constate que la déformation volumique est nettement plus grande pour un sol à granulométrie uniforme (figure II-25 et II-26), donc la compressibilité des matériaux dépend de la granulométrie. Pour un sol à granulométrie étalée et soumis à de fortes contraintes la déformation est plus faible pour un matériaux lâche, un sol à granulométrie étalée est toujours dilatant aux essais triaxiaux drainés de compression pour σ_3 inférieure à 1MPa. En revanche un sol à granulométrie uniforme apparaît contractant dès que σ_3 est supérieure ou égale à 0,5 MPa et présente de façon générale une dilatance plus faible qu'un sol à granulométrie étalée pour une même densité relative initiale.

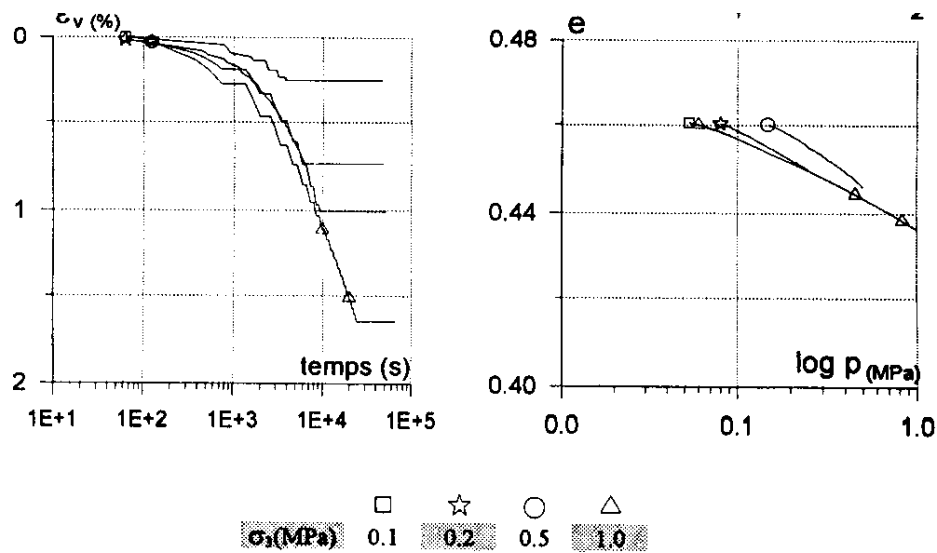


Figure II-25 : *KIM* Essai isotropes, granit concassé granulométrie étalée $Dr=90\%$

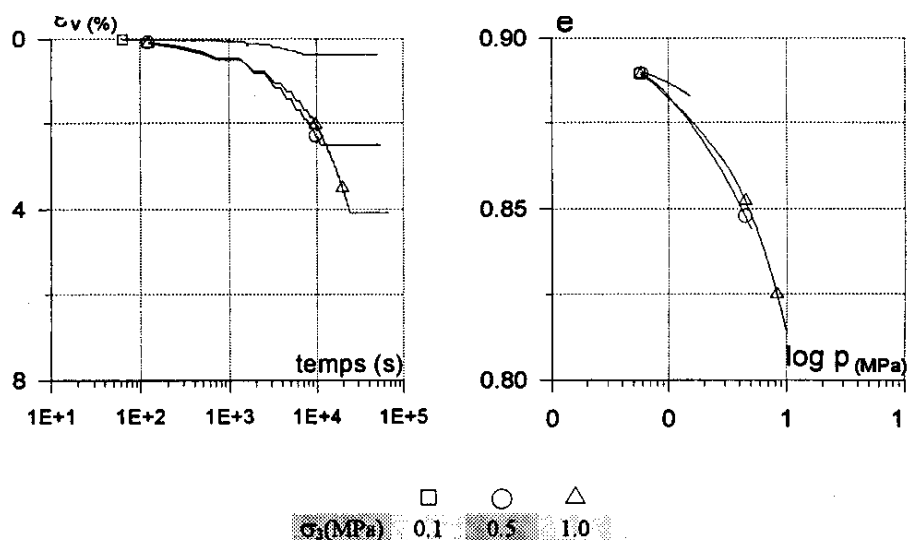


Figure II-26 : *KIM* Essai isotropes, granit concassé granulométrie uniforme $Dr=90\%$

M.MOHKAM [69] a réalisé des essais triaxiaux sur le sable d'Hostun à différentes densités initiales, lâche, dense et moyen et soumis sous différentes contraintes de consolidation, il observe que le sable à densité lâche est contractant par contre les sables moyens et denses passe par une phase de contractance suivi d'une phase de dilatance (Figure II-30)et que la dilatance diminue avec l'augmentation de la contrainte de consolidation (Figures II-27, II-28 et II-29).

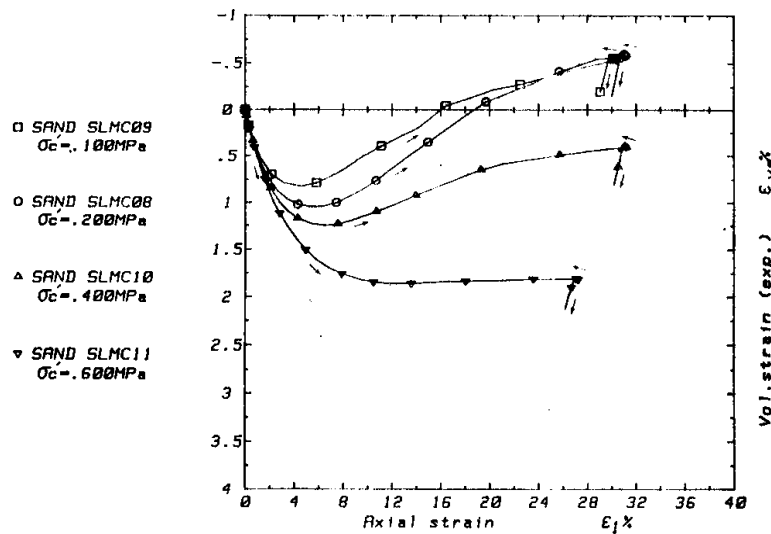


Figure II-27 : M.MOHKAM Variation de volume en fonction de la déformation axiale: Effet de la contrainte de confinement. Sable lâche

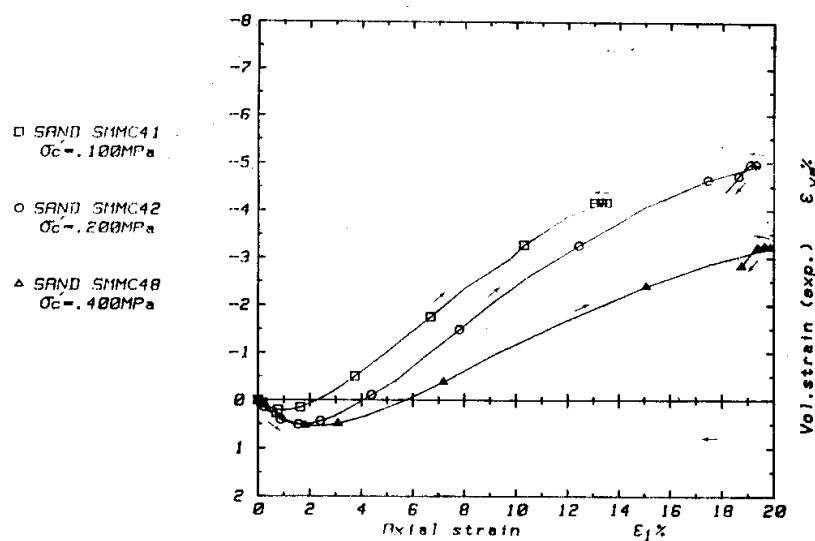


Figure II-28 : M.MOHKAM Variation de volume en fonction de la déformation axiale: Effet de la contrainte de confinement. Sable moyenne

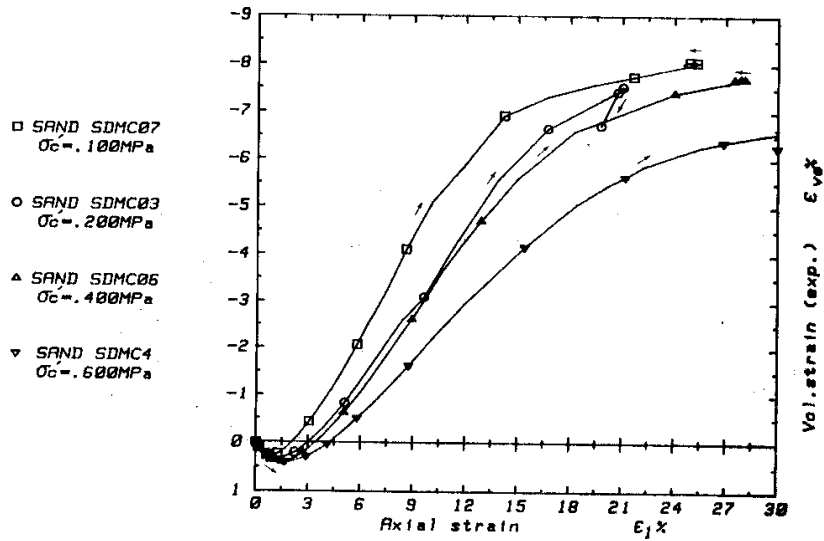


Figure II-29 : *M.MOHKAM* Variation de volume en fonction de la déformation axiale: Effet de la contrainte de confinement. Sable dense.

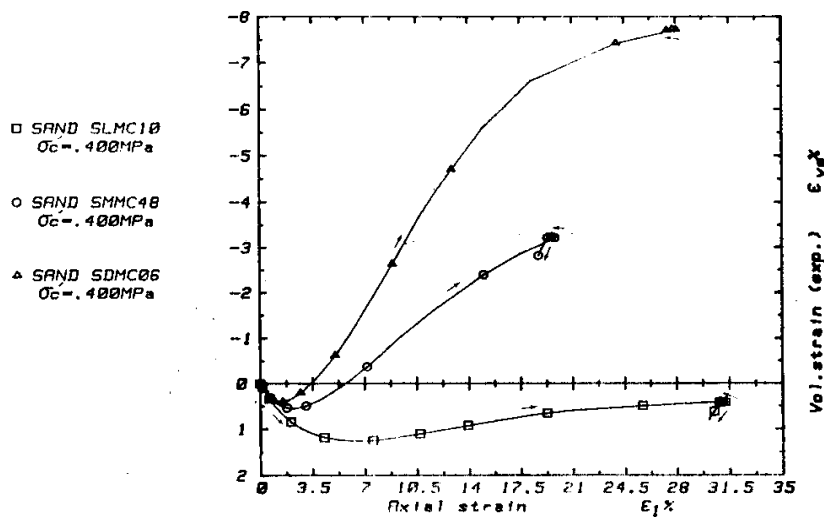


Figure II-30 : *M.MOHKAM* Variation de volume en fonction de la déformation axiale: Effet de la densité relative initiale.

II- III Conclusion :

Les résultats obtenus par les différents auteurs cités plus hauts permettent de retenir les points suivants :

-
- L'angle de frottement à la rupture diminue quand la contrainte de consolidation augmente sous faibles contraintes (< 1 MPa), en revanche à partir d'une contrainte

de consolidation élevée (> 1 MPa) l'évolution de l'angle de frottement est moins importante et tend à se stabiliser.

- La déformation axiale associée au pic augmente avec la contrainte de consolidation.
- Le matériau passe d'un comportement contractant à un comportement dilatant pour les matériaux denses, il est seulement contractant pour les matériaux lâches sous faible contrainte de consolidation.
- La dilatance diminue avec la contrainte de consolidation.
- L'écrasement des grains dépend des contraintes appliquées.

III- Présentation du matériau étudié

III-1 Introduction

Beaucoup de chercheurs ont travaillé sur des appareils triaxiaux pour étudier le comportement mécanique des matériaux granulaires, sous faibles et fortes contraintes (supérieures à 1 MPa). Toutes ces études avaient pour but de caractériser le comportement des matériaux granulaires et de trouver une formulation mathématique de la loi de comportement, qui par la suite devra être validée sur des problèmes plus complexes. Dans notre étude nous avons essayé de caractériser le comportement d'un matériau peu résistant de type calcaire de forme anguleuse sous faibles contraintes de consolidation. Nous avons été contraint de limiter la contrainte de consolidation à 5 bars afin d'éviter la déchirure de la membrane et ce ci à cause de la forte angularité de certains grains constituant notre matériau.

III-2 Présentation du matériau



Figure III-1 Calcaire concassé : (a) $2,5\text{mm} < d < 4\text{mm}$, (b) $0,8 \text{ mm} < d < 4\text{mm}$

Il s'agit d'un calcaire de couleur grise, prélevé dans la carrière de *KEDDARA* (massif correspondant à la partie de la chaîne calcaire).

En général un sol peut être défini par différentes caractéristiques, parmi lesquelles on cite :

1- caractéristique initiale : Contraintes in situ
Indices des vides
Etat de décomposition
Discontinuité

2- caractéristique du matériau : Couleur
Forme des grains
Composition
Nom du sol
Granulométrie
Plasticité

3- Formation géologique : Age
Type de dépôt

Dans le cadre de nos recherches, les facteurs importants sont l'indice des vides comme caractéristique initiale, la forme des grains et la granulométrie.

III-3 Préparation du matériau pour l'essai

La préparation du matériau pour les essais s'est faite en trois étapes :

1ère étape :

Nous avons tamisé 100 Kg de matériau brut de la fraction 0/ 8mm pour obtenir 10 kg de tailles inférieures à 4mm (voir figure N°III-1).

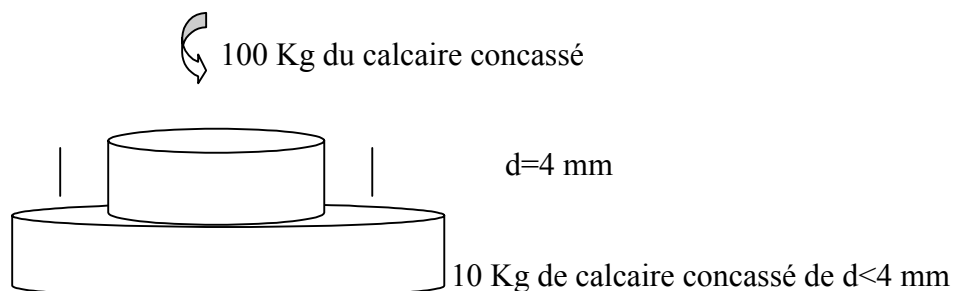


Figure III-2 sélection de grains dont le diamètre est inférieure à 4 mm.

2ème étape :

Nous avons lavé le matériau dans un tamis de diamètre égale à 0,08mm pour éliminer les particules inférieure à 0,08 mm, puis nous l'avons fait passer à l'étuve pendant 24h.

3ème étape :

Nous avons séparé par tamisage les fractions de même diamètre nécessaires à la composition de notre échantillon Figure III-2.

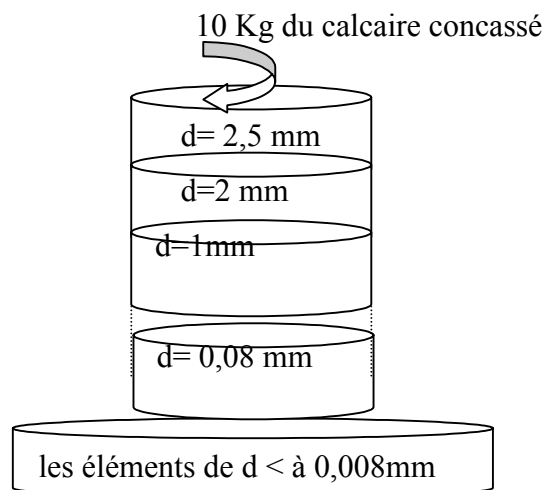


Figure III-3 Schémas de séparation des fractions du matériau utilisée pour l'essai triaxial

Le tableau III-1 donne la distribution en poids pour les deux granulométries :

- Granulométrie uniforme (GU).
- Granulométrie étalée (GE)

Tableau III-1 Distribution des poids pour les courbes granulométriques initiales GE (granulométrie étalée) et GU (granulométrie uniforme) en fonction de la taille des tamis utilisés.

Taille de tamis (mm)	Passant (GE) (%)	Taille de tamis (mm)	Passant (GU) (%)
4,00	100		
2,50	85		
2,00	80	2,00	100
1,00	60	1,00	76
0,80	55	0,80	35
0,50	43	0,630	10
0,40	38	0,40	0
0,20	24		
0,125	14		
0,08	8		
<0,08	0		

Les courbes granulométriques des matériaux de référence (GU) et (GE) sont présentées sur les figures III-3 et III-4.

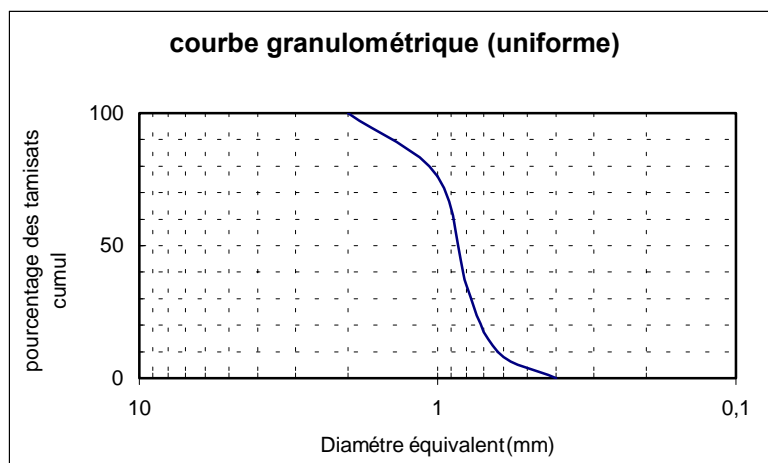


Figure III-4 : Courbe granulométrique uniforme

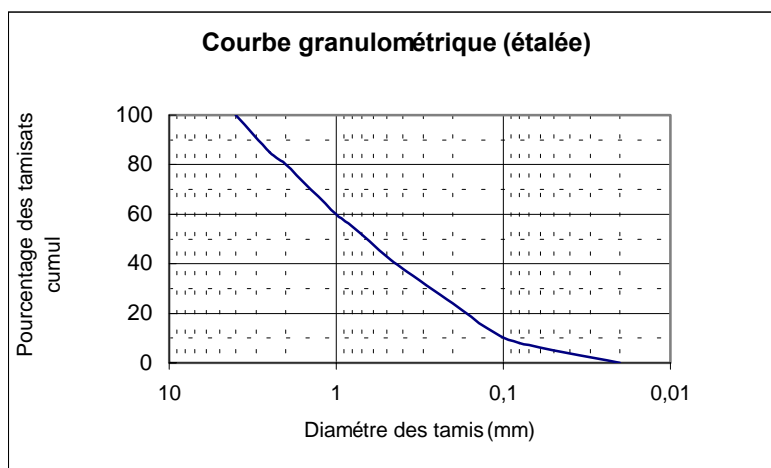


Figure III-5 : Courbe granulométrique étalée

III-4- Analyse chimique

L'analyse chimique sommaire effectuée sur notre échantillon a donné les résultats consignés dans le tableau suivant :

Nous remarquons que le matériau est constitué principalement de carbonate 70,90 % de CaCO_3 .

Tableau III-2 : Composition chimique du matériau

Silice totale SiO_2 (%)	14.23
Oxyde de fer FeO_3 (%)	3.44
Oxyde d'Alumine Al_2O_3 (%)	2.81
Chaux totale CaO (%)	43.40
Magnésie MgO (%)	3.62
Carbonate CaCO_3 (%)	70.93
Anhydride carbonique CO_2 (%)	31.20
Eau de constitution H_2O (%)	0.71
Anhydride sulfurique SO_3 (%)	traces
Chlorure NaCl (%)	0.29
Insoluble Silice + Silicate (%)	2.2

III-4 Détermination des masses volumiques et des indices des vides

A partir des densités relatives initiales choisies et des indices des vides maximum et minimum déterminés selon les normes (voir annexe), nous avons déterminé les valeurs des indices des vides correspondant à une densité relative respectivement 15% et 85%. par la formule suivante : (voir tableau III-3) et annexe.

$$D_r(\%) = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100$$

Tableau III-3 : Valeurs des indices de vides

Indices des vides	e_{\max}	e_{\min}	e		$\gamma_{d\min}$ (g/cm ³)	$\gamma_{d\max}$ (g/cm ³)
			Dr=15% (lâche)	Dr=85% (dense)	Dr=15% (lâche)	Dr=85% (dense)
Granulométrie uniforme	0.95	0.52	0.886	0.584	1,4	1,67
Granulométrie étalée	0.78	0.33	0.713	0.397	1,54	1,9

après nous avons calculé les masses volumiques correspondant aux mêmes densités relatives

(Dr=15% et Dr= 85%) en utilisant la formule $\gamma_d = \frac{\gamma_s}{(1+e)}$.tableau III-3

Dans notre cas, la valeur de la masse volumique des grains solides (voir annexe) $\gamma_s=2.64$

Note : $\gamma_{d\min}$, $\gamma_{d\max}$ et γ_s sont la moyenne de trois essais.

IV- Présentation du matériel d'essai

IV-1 Introduction

L'appareil triaxial reste, depuis plusieurs années, l'appareil de laboratoire le plus élaboré, il permet de connaître à tout instant, l'état de contraintes appliqués à l'échantillon y compris la variation de volume ou la pression interstitielle. On attribue à Casagrande l'idée d'utiliser cet appareil pour tester la résistance au cisaillement des sols [48]. Il construit en 1930 le premier appareil de ce type à « Massachusetts Institute of Technology » sur le modèle d'un appareil de consolidation triaxial qu'il avait vu en Allemagne en 1929. dans cet appareil l'échantillon a une forme de cylindre élancé. Il est soumis à une étreinte triaxiale. C'est à dire qu'il est soumis sur sa surface latérale à une contrainte radiale égale à la pression qui règne dans la cellule et soumis verticalement à une force axiale.

On jouant sur la pression de la cellule et sur la force transmise par le piston on peut réaliser une large gamme de combinaison de contraintes

- 1- les essais de compression $\sigma_1 > \sigma_3$
- 2- les essais de traction $\sigma_1 < \sigma_3$
- 3- A déformation latérale nulle $\varepsilon_3=0$, on réalise l'essai oédométrique à la cellule triaxiale.
- 4- Les essais à contrainte moyenne (p) constante.
- 5- Les essais à rapport p/q constant.

Il existe des appareil à compression triaxial de toutes dimensions, certaines atteignent même deux mètres de hauteur . **BIAREZ** a mis au point un appareil à Grenoble un triaxial de grande dimension pour étudier le comportement des graviers de gros diamètres destinés à la conception des barrages en terre. Des recherches plus récentes, avec l'utilisation d'un nouvel appareillage le « véritable triaxial », ont permis d'étudier l'influence de la contrainte intermédiaire.

IV- II Appareillage

IV-II-1 la presse triaxiale (Figure IV-1)

Les presses utilisées sont des presses mécaniques permettant d'obtenir une gamme de vitesse étendue : de quelques dixièmes de microns à quelques millimètres par minute.

La cellule triaxiale est placée sur le plateau de la presse. Un anneau dynamométrique, interposé entre le piston de la cellule et la traverse du portique de la presse, permettant ainsi de mesurer la force de compression axiale appliquée à l'éprouvette.



Figure IV-1 : Presse triaxiale

IV-II-2 la cellule triaxiale (Figure IV-2)

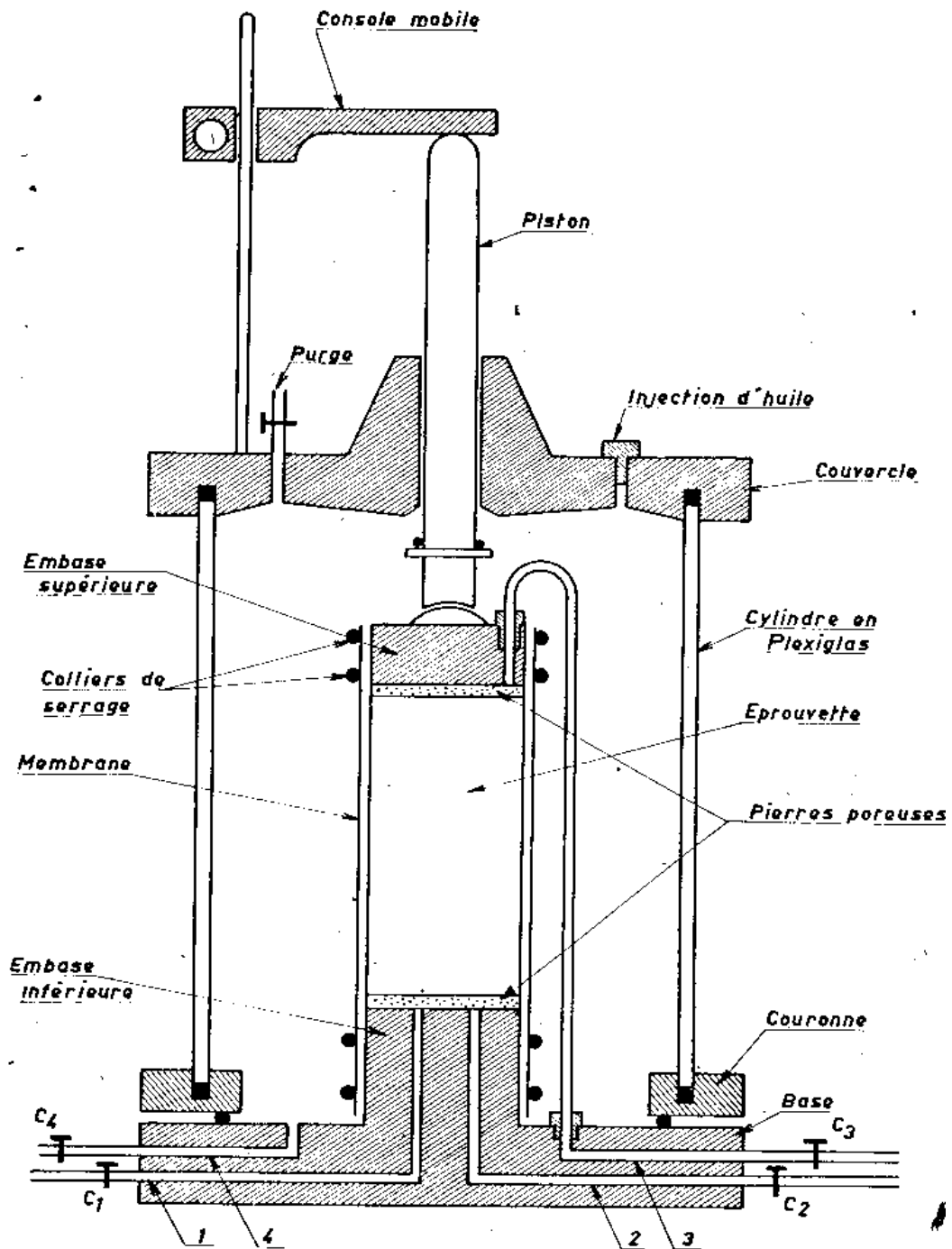


Figure IV-2 : Schéma de la cellule triaxiale.

-
- La base de la cellule : elle comporte en son centre l'embase inférieure sur laquelle repose l'éprouvette par l'intermédiaire d'un disque plein . Quatre conduits traversent la base de la cellule,

Les conduits 1, 2 et 3 mettent en communication les pierres poreuses avec l'extérieur de la cellule,

Le conduit 4 permet le remplissage et la mise en pression de la cellule.

- La partie supérieure de la cellule comprend le couvercle de la cellule, le cylindre en plexiglas et la couronne.

Le cylindre en plexiglas est maintenu entre la couronne et le couvercle de la cellule au moyen de tiges filetées, l'étanchéité étant assurée par des joints toriques (la partie supérieure de la cellule n'est pratiquement jamais démontée).

Le couvercle de la cellule est traversé par :

- o Un alésage centrale destiné à recevoir le piston
- o Un orifice de purge permettant d'expulser l'air au cours du remplissage de la cellule. Cet orifice aboutit à un point haut de la surface interne du couvercle afin de faciliter la purge.
- o Un orifice permettant d'injecter l'huile à la partie supérieure de la cellule à la fin du remplissage.
- o Une tige verticale fixe, le long de laquelle peut coulisser une console mobile, prend appui sur le couvercle de la cellule. Au cours du cisaillement, la pointe du comparateur mesurant la déformation axiale de l'éprouvette s'appuie sur cette console .

La mise en charge de l'éprouvette est obtenue par la montée du plateau, la traverse du portique étant fixe au cours de l'essai .

IV- III- Processus de l'essai consolidée drainé

Nous avons choisi ce type d'essai afin de mesurer la variation de volume et voir l'influence de la contrainte de consolidation sur le comportement du matériau étudié.

Pour chaque éprouvette l'essai comprend 04 étapes

- La préparation et montage de l'éprouvette
- La saturation.

-
- La consolidation
 - Le cisaillement.

IV- III-1 Préparation et montage des éprouvettes

IV- III-1–1 Choix des dimensions de l'éprouvette

Pour qu'on puisse appliquer la mécanique des milieux continus, certaines restrictions sont à respecter quand à l'élançement et le diamètre de l'éprouvette.

- Il s'agit d'imposer à une éprouvette de sol une déformation axiale à vitesse constante. Cette éprouvette est de forme cylindrique et de section droite, d'un élançement h_0/D_0 compris entre 1,9 et 2,2.
- Quand au diamètre de l'éprouvette il doit être :
 - Au moins égale à 5 fois la dimension du plus gros élément pour un sol à granulométrie étalée
 - Au moins égale à 10 fois la dimension du plus gros grain pour un sol homométrique.

Les dimensions des éprouvettes de nos essais sont $h_0=100$ mm et $D_0=50$ mm

Le diamètre du plus gros grains est 4 mm pour une granulométrie étalée et 2 mm pour une granulométrie homométrique (uniforme).

IV- III-1–2 Choix des membranes

IL est important de remarquer que le rôle de la membrane dépend de la taille et de la forme des grains et de la contrainte de consolidation. Le plus gros grain traversant le tamis 4 mm présente une anisotropie de forme pouvant atteindre jusqu'à 10 mm de longueur donc une angularité considérable ce qui peut provoquer la rupture de la membrane de même une contrainte de consolidation de 6 bars plaque la membrane contre l'échantillon confectionné ce qui peut provoquer sa rupture. Pour éviter la déchirure de la membrane nous avons choisi une membrane en latex d'épaisseur 2,5 mm, de diamètre égale à 50 mm et d'une longueur de 200 mm.

IV- III-1-3 Préparation des éprouvettes.

Nous avons préalablement préparé un moule en P.V.C , formé de 3 parties, si on les rassemble elles forment un cylindre.

Voici dans l'ordre chronologique les étapes de réalisation d'une éprouvette.

- Mise en place sur un lit du disque drainant inférieur.
- Mise en place de la membrane enfilée sur l'embase inférieure.
- Positionnement du moule dans l'axe de l'embase.
- Retrousser la membrane dans sa partie haute sur le moule.
- Créer le vide entre le moule et la membrane (on plaque la membrane contre les parois du moule)
- Confectionner l'éprouvette selon la densité désirée (voir mise en place du matériau) .
- Coiffer le moule avec l'embase supérieure.
- Retourner la membrane sur l'embase.
- Positionner les joints toriques
- A l'aide d'un conduit qui est en contact avec l'intérieur de l'échantillon, créer une dépression en se servant de la pompe à vide.
- Eteindre la pompe à vide et démouler.
- Vérifier soigneusement que la membrane est intact et que l'éprouvette ne présente pas de trou en surface (absence de matériau)
- Remesurer les dimensions de l'éprouvette à l'aide du pied à coulisse.
- Remonter le piston supérieur en agissant sur la molette.
- Coiffer la base avec l'enceinte cylindrique.
- Vérifier le bon alignement de l'éprouvette, de l'embase supérieur et du piston.
- Ouvrir la purge et remplir la cellule d'eau désaérée.
- Fermer la purge.

IV-III-1-4 Préparation du matériau à mettre en place dans le moule

- Calculer le volume de l'éprouvette $V_{ep} = \frac{\pi D_0^2}{4} * h_0$.

h_0 : la hauteur de l'éprouvette.

D_0 : le diamètre de l'éprouvette.

- Déterminer par les calculs la masse de l'échantillon, selon la densité relative lâche ou dense, nécessaire à mettre en place dans le moule $M_{e\ lache} = \gamma_{dmax} * V_{ep}$ (pour une densité relative lâche) et $M_{e\ dense} = \gamma_{dmin} * V_{ep}$ (pour une densité relative dense).
- Déterminer les masses M_i correspondants aux proportions des pourcentages $x_i\%$ des refus partielles des diamètres d_i selon la granulométrie choisie uniforme ou étalée.

$$M_i = \frac{M_e * 100}{x_i\%}$$

- La masse totale de l'échantillons à mettre en place sera la somme des masses des refus partielles M_i . $\sum M_i = M_e$..

sachant que $\gamma_d = \frac{M}{V}$ et connaissant les dimensions de l'éprouvette d'essai (dans notre cas

$D_0=50\text{mm}$ et $h_0=100\text{mm}$) La masse totale M de l'échantillon d'essai est déterminée selon la densité désirée ($D_r= 15\%$ et $D_r= 85\%$) Les résultats sont présentée dans les tableaux suivants :

Tableau IV-2 Distribution des poids en fonction des tailles de tamis pour la courbe granulométrique initiale étalée

Taille des tamis (mm)	Pourcentage des passants (%)	Poids de matériaux (g)	
		Sable lâche Dr=15%	Sable dense Dr=85%
4.00	100	0	0
3.15	92	24,19	29,84
2.00	86	42,33	52,23
1.00	66	60,48	74,61
0.80	52	42,33	52,23
0.50	43	27,21	33,58
0.40	33	30,24	37,31
0.20	24	27,21	33,58
0.125	14	30,24	37,31
0.08	08	18,14	22,38
< 0.08	0	0	0
Poids total		302,38	373,07

Tableau IV-1 : Distribution des poids en fonction des tailles de tamis pour la courbe granulométrique initiale uniforme

Taille des tamis (mm)	Pourcentage des passants (%)	Poids du matériau (g)	
		Sable lâche Dr=15%	Sable dense Dr=85%
2	100	0	0
1	76	65,97	78,7
0.8	35	112,71	134,44
0.630	10	68,72	81,97
0.4	0	27,49	32,79
Poids total		274,89	327,90

IV-III-1-5 Mise en place du matériau dans le moule selon la densité relative.



Figure IV-3 éprouvette après montage

- Le matériau lâche est versé au travers d'un entonnoir dans le moule en procédant de la même manière que pour la détermination de la densité maximale. (voir détermination de la masse volumique maximale).
- Le matériau dense est compacté par 25 coups en trois couches

IV-III-2 La saturation



Figure IV-4 Phase de saturation

Le système de saturation des échantillons est manuel. Cette étape est très importante car une bonne saturation de l'échantillon permet d'obtenir de bons résultats de la déformation volumique pendant l'essai isotrope et l'essai d'écrasement. Pour analyser l'état de l'échantillon pour une même série d'essais.

La saturation est contrôlée grâce au capteur de pression interstitielle. En effet *SKEMPTON* a proposé la formule suivante qui permet de relier la variation de pression interstitielle aux contraintes appliquées sur l'échantillon. Si l'on suppose des propriétés isotropes élastiques pour le module de déformations, on déduit une relation du type :

$$\Delta u = \frac{1}{1+\phi} \left[\Delta \sigma_r - \frac{1}{3} \Delta (\sigma_a - \sigma_r) \right] \quad \text{avec } \phi = 1 + \frac{\eta k}{k_w}$$

η : la porosité, k le module de déformation volumique du sol, k_w le module de déformation volumique de l'eau. Cependant en pratique, le sol n'est pas élastique et l'échantillon n'est jamais parfaitement saturé. **SKEMPTON** a donc suggéré la formule :

$$\Delta u = B \left[\Delta \sigma_r - A \Delta (\sigma_a - \sigma_r) \right]$$

$$\sigma_r = \sigma_3 \text{ et } \sigma_a = \sigma_1$$

Où A et B sont appelées coefficients de pression interstitielle,

Au début de l'essai (isotrope), on a $\Delta (\sigma_a - \sigma_r) = 0$ et on obtient

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_r}$$

La mesure du paramètre B permet de se faire une idée sur la saturation de l'échantillon, mais aussi sur la saturation du montage. Si l'échantillon est parfaitement saturé, lors d'un essai non drainée $\Delta u = \Delta \sigma_3$ et $B=1$. Il suffit donc de mesurer le coefficient de **SKEMPTON B** [34], [45], [47], [47] et [48] pour vérifier la qualité de la saturation.

Pour faire cette mesure on procède à l'application d'une contrainte isotrope faible. Puis, on laissant le drainage fermé, on réalise une montée en pression de confinement ($\Delta \sigma_3$) et on lit la pression interstitielle. Si B est supérieure ou égale à 0,999, on peut continuer la manipulation et considérer que l'échantillon est saturé

Nous pouvons ainsi commencer l'étape la plus importante qui est la saturation. dont les étapes sont citées ci dessous :

- Fixer une pression dans la cellule.
- Créer un écoulement ascendant dans l'échantillon en imposant une pression à l'intérieur de l'échantillon.
- Maintenir constamment la pression cellulaire supérieur de 20 KPa à la contre pression pour ne pas détruire l'échantillon.
- Après avoir fermer le circuit de drainage, appliquer une variation de pression cellulaire de $\delta \sigma_3 = 50 \text{ KPa}$.
- Mesurer la variation de la pression interstitielle δu résultant de l'augmentation de σ_3 .
- Calculer le coefficient de **SKEMPTON B** $B = \delta u / \delta \sigma_3$.

La saturation est parfaite lorsque B avoisine 1.

D'après *T.FAYET* [34] plus l'écart entre les pressions initiales σ_3 et u est faible plus B se rapproche de 1.

IV-III-3 La consolidation

Une fois le contrôle de la saturation terminé on procède à la consolidation de l'échantillon, en appliquant la pression de consolidation prévue pour l'essai. On procède comme suit :

- Appliquer la pression de consolidation choisie σ_c (pression hydrostatique)
- Ouvrir le robinet de drainage.
- Calculer la variation de volume. pour pouvoir calculer les nouvelles dimensions de l'éprouvette, afin de démarrer l'essai consolidé drainé.
- Les nouvelles dimensions de l'éprouvette sont calculées comme suit :

Soient D_0 et h_0 le diamètre , la hauteur et la masse a l'état initiale (avant consolidation).

$$D_c = D_0 - dD_c \quad (a)$$

$$h_c = h_0 - dh_c \quad (b)$$

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = -\frac{dD_c}{D_0}$$

$$\varepsilon_1 = -\frac{dh_c}{h_0}$$

Sous un état isotrope de contrainte effective σ_i , le volume de l'échantillon V_0 variera de dV_c

$$-\frac{dV_c}{V_0} = \varepsilon_V = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \quad \text{puisque } \varepsilon_1 = \varepsilon_2 = \varepsilon_3, \text{ on peut écrire}$$

$$-\frac{dV_c}{V_0} = \varepsilon_V = 3\varepsilon_1 \quad (c)$$

En substituant l'équation (c) dans le système (a) , on obtient

$$D_c = D_0 \left(1 - \frac{dV_c}{3V_0}\right)$$

$$h_c = h_0 \left(1 - \frac{dV_c}{3V_0}\right)$$

dh_c : la variation de la hauteur de l'échantillon après l'essai de consolidation.

dD_c : la variation de diamètre de l'échantillon après la consolidation

dV_c : la variation du volume après la consolidation.

h_c, D_c et V_c les nouvelles dimensions de l'éprouvette après la consolidation

Les nouvelles dimensions des éprouvettes déterminées nous entamons l'essai triaxial de compression.

IV-III-4 Cisaillement

L'échantillon entourée de la contrainte σ_3 est soumis à une force transmise par le piston à une vitesse constante de 0,5 mm/s . Ainsi l'échantillon est soumis à un champ uniforme de contraintes (figure IV-5) composé de :

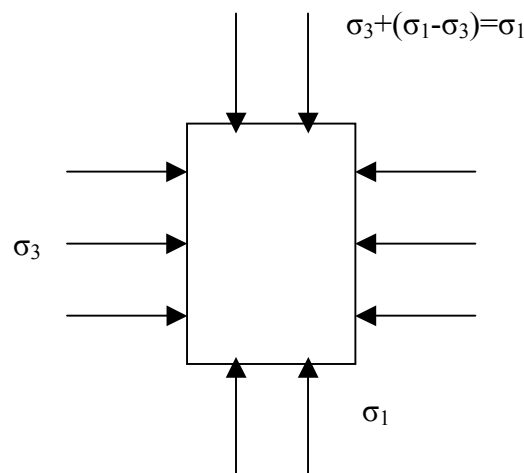


Figure IV-5 Champs de contrainte dans une cellule triaxial

- Une pression hydrostatique σ_c appliquée par l'intermédiaire d'un fluide (généralement de l'eau) remplissant la cellule

- Une contrainte axiale (le déviateur $q = \sigma_1 - \sigma_3 = F/S$) appliquée par l'intermédiaire d'un piston, la contrainte totale appliquée à l'éprouvette pendant l'essai est $\sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3) = \sigma_1$

L'essai consiste à faire croître le déviateur jusqu'à la rupture de l'éprouvette, La pression hydrostatique étant maintenue constante. On relève au cours de l'essai la valeur de la force F sur un anneau dynamométrique, interposé entre le piston de la cellule et la traverse du portique de la presse, Le déplacement axiale dh correspondant est lu sur un comparateur de déplacements et la variation de volume dV de l'échantillon est mesurée par élévation ou la

baisse du niveau d'eau dans un tube gradué en mm, ce tube est en communication avec l'intérieur de l'éprouvette.

A partir des lectures de F, dh et dV. Nous calculons à l'aide d'un programme en langage fortran que nous avons élaboré :

- Le déviateur

$$q = \frac{F}{A_c}, \quad A_c = A_0 (1 + |\epsilon_3|)^2 : \text{Section corrigée}$$

- La contrainte axiale

$$\sigma_1 = q + \sigma_3$$

- Contrainte déviatorique

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_2)$$

- Déformations axiales :

$$\epsilon_1 = \frac{dh}{h}$$

- Déformations radiales :

$$\frac{dV}{V_0} = \epsilon_1 + 2\epsilon_3 \quad \epsilon_3 = \frac{1}{2} \left(\frac{dV}{V_0} - \epsilon_1 \right)$$

- L'indice des vides :

$$e = e_0 + de$$

$$\text{avec } de = -\frac{dV}{V_0}(1 + e_0) \quad \text{et } e_0 = \frac{V_V}{V_S} = \frac{V - V_S}{V_S} = \frac{\gamma_s V}{W_S}$$



Figure IV-6 éprouvette après écrasement

V- Rappel théorique

V- I Introduction

Afin de faciliter l'interprétation des résultats obtenus, il nous paraît indispensable de faire un bref rappel théorique permettant de justifier le choix des plans que nous avons jugés utiles quand au tracé de nos principales courbes.

V- II Critère de *COULOMB-MOHR*

Dans l'hypothèse de *COULOMB*, l'enveloppe de ces cercles de plasticité parfaite est une droite d'équation :

$$\tau = c + \sigma_n \cdot \operatorname{tg} \phi$$

c : la cohésion,

ϕ : l'angle de frottement.

σ_n : la contrainte normale

τ : la contrainte tangentielle.

Dans l'espace des contraintes principales, la droite associée est :

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi + 2c \cos \phi$$

Ce critère s'écrit en fonction des contraintes principales. La contrainte intermédiaire n'intervenant pas, c'est donc un critère bidimensionnel. Cette hypothèse est fondée, si la surface physique de glissement normale au plan des contraintes maximales est parfaitement plane ; mais si la surface de glissement est irrégulière, la contrainte intermédiaire a un effet non négligeable et c'est essentiellement le cas dans les matériaux granulaires.

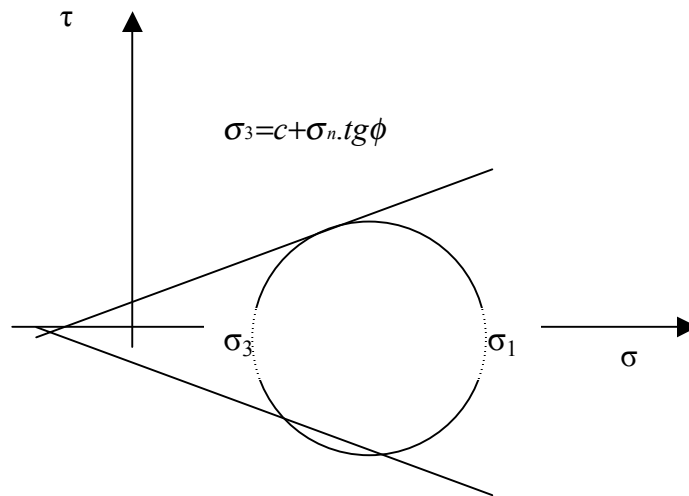


Figure V-1 : Critère de *COULOMB* représenté dans le plan de *MOHR*

V- III Critère de *DRUCKER*

Le critère de *DRUCKER* [2] et [36] (*DRUCKER, GIBSON* et *HENKEL*) a généralisé le critère de *MOHR-COULOMB* en introduisant la contrainte principale intermédiaire. Le critère est reformulé comme suit :

$$\alpha \bar{\sigma} - \sqrt{I_2} + c = 0$$

α : constante positive sans dimension.

c : constante positive à dimension d'une contrainte.

$\bar{\sigma}$: contrainte principale moyenne. $\bar{\sigma} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$

I_2 : deuxième invariant du déviateur de contrainte.

Dans l'espace des contraintes principales, cette équation est celle d'un cône.

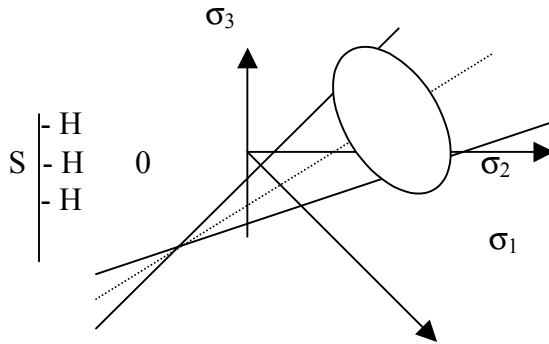


Figure V-2 : Surface de charge associé au critère de **DRUCKER-PARAGER** dans l'espace des contraintes principales.

V- IV Concept de l'état critique et de l'état caractéristique

Au delà des critères classiques de plasticité, la description et l'analyse des caractéristiques de déformation et de rupture à partir des courbes contraintes déformations sont souvent rapprochées, en mécanique des sols, de certains comportement de références :

- Le concept de l'état critique.
- Le concept de l'état caractéristique.

V- IV-1 Le concept de l'état critique

Le concept de l'état critique a été défini par l'équipe de Cambridge **SCHOEFIELD** et **WROTH** [78], pour l'argile Cam Clay et le sable de Granta Gravel, dans une théorie du comportement des sols en grandes déformations $\varepsilon_1 > 20\%$. Cet état critique idéalisé est défini par p_c (contrainte moyenne à l'état critique) et q_c (contrainte déviatorique à l'état critique)

où
$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad \text{et} \quad q = \sigma_3 - \sigma_1.$$

Il a été suggéré par l'existence d'un palier horizontal à la plasticité parfaite

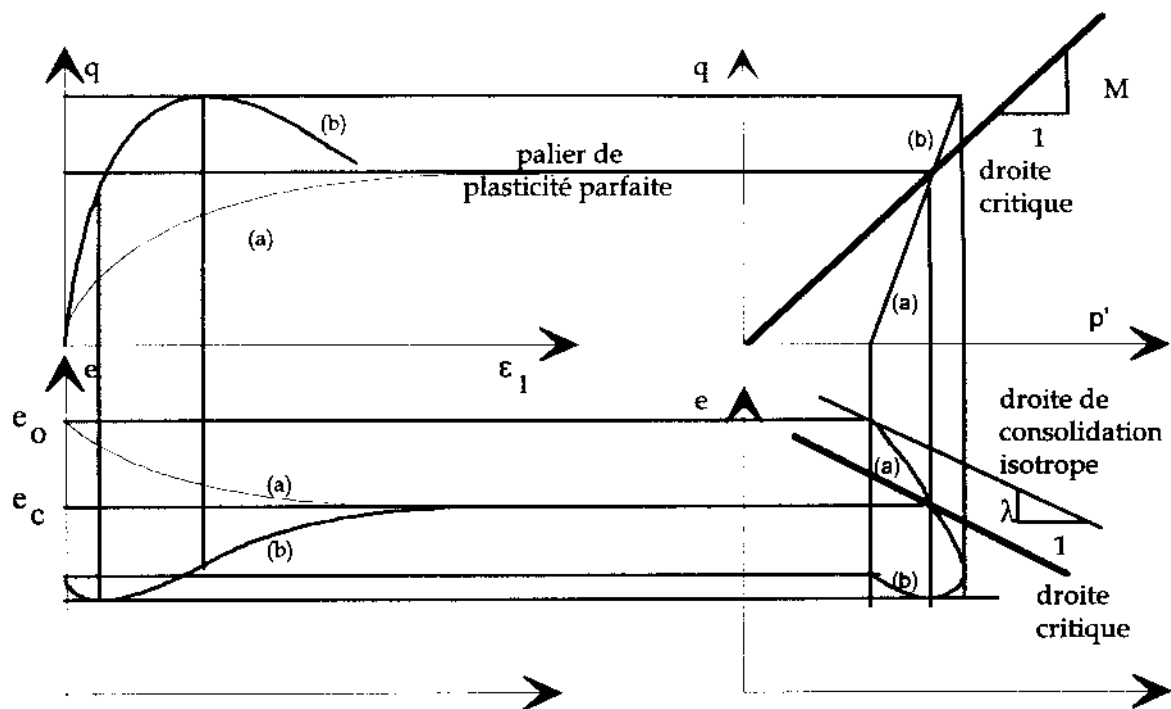


Figure V-3 : Courbes contrainte déformation idéalisées

(a) Sable lâches ou argile normalement consolidée

(b) Sable dense ou argile surconsolidée

Un état critique est caractérisé par les taux de déformations suivants :

$$\dot{\varepsilon}_V = 0 \quad (\text{pas de dilatance}) \quad \dot{\varepsilon}^P \rightarrow \infty$$

Dans l'espace repéré par (e, p, q) les états critiques constituent une surface qui est défini par :

$$q_c = M p_c \quad \text{et} \quad e_c = \Gamma - \lambda \text{Log } p_c$$

Γ : indice des vides de référence.

M et λ sont les pentes.

La connaissance (q_{c0} , p_{c0} , e_{c0}) et (q_c , p_c , e_c), c'est à dire sous conditions triaxiales, la plasticité parfaite est décrite par le critère de Coulomb-Mohr :

Si $q = \sigma_1 - \sigma_3 = (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi$ (critère de **COULOMB**)

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{3} + \sigma_3$$

$$p = (\sigma_1 + \sigma_3) \left(\pm \frac{\sin \varphi}{3} + \frac{1}{2} \pm \frac{\sin \varphi}{3} \right) = (\sigma_1 + \sigma_3) \left(\frac{1}{2} \pm \frac{\sin \varphi}{6} \right)$$

d'où
$$M = \frac{p_c}{q_c} = \frac{6 \sin \varphi}{3 \pm \sin \varphi} \quad (- \text{ compression et } + \text{ extension})$$

Dans l'espace e - $\log p$, la plasticité parfaite (état critique) correspond à une droite de pente C_c parallèle à la compression isotrope normalement consolidée dans le cas des argiles et à une droite passant par e_{\min} et e_{\max} pour les sables et les graviers. De nombreuses recherches ont montré que cette droite dans le domaine courant des contraintes (de 0,1 à 1 MPa), dans le cas des argiles, passe par un indice des vides correspondant à W_l (la limite de liquidité des sols défini par *ATTERBERG* pour une contrainte moyenne de 3 kPa, et par un autre point d'indice des vides correspondant à W_p (la limite de plasticité) pour 0,5 MPa de contrainte moyenne. Dans le cas des sables et des agrégats ces deux points correspondent à e_{\max} correspond à 0,1 MPa et e_{\min} correspond à 5 MPa (e_{\max} et e_{\min} sont les valeurs normalisées d'indices des vides concernant la compacité maximale et minimale du matériau).

V-IV-2 Concept de l'état caractéristique

Le concept de l'état caractéristique a été défini par *KIRKPATRICK* [51], il a été repris par *LUONG* [63] (voir figure V-5).

C'est un état tel que :

$$\text{La vitesse de déformation volumique totale est nulle : } \dot{\varepsilon}_V = 0$$

On passe d'une phase initiale contractante ($\dot{\varepsilon}_V < 0$) du matériau à une phase dilatante ($\dot{\varepsilon}_V > 0$) donc à l'état caractéristique, délimitant un domaine sub-

caractéristique où le matériau est contractant et un état sur-caractéristique où le matériau est dilatant.

$$\dot{\varepsilon}_V = 0 \quad \text{et} \quad \ddot{\varepsilon}_V > 0$$

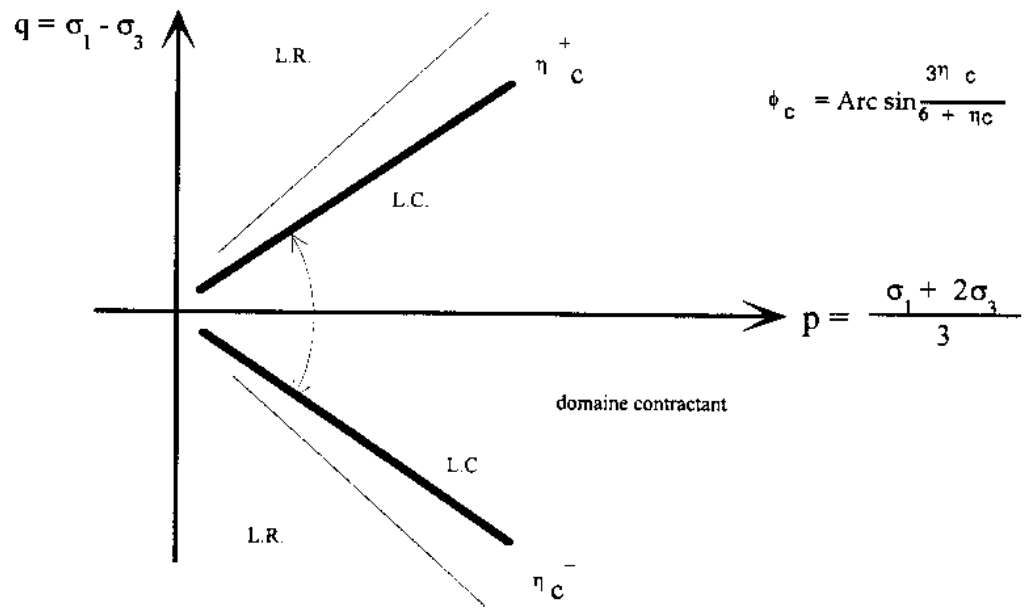


Figure V-4 Critère caractéristique (LUONG, 1980)

Le niveau de contrainte atteint par le matériau $\eta_c = \frac{p_c}{q_c}$ est défini par un angle de frottement caractéristique :

$$\varphi_c = \text{Arcsin} \frac{3\eta_c}{6 + \eta_c}$$

VI- Résultats et interprétation

VI- I- Introduction

Dans ce chapitre sont présentés les résultats des essais réalisés au laboratoire sur la l'appareil triaxial classique. Les procédures des essais sont rappelées brièvement sous forme d'un organigramme Figure V-1.

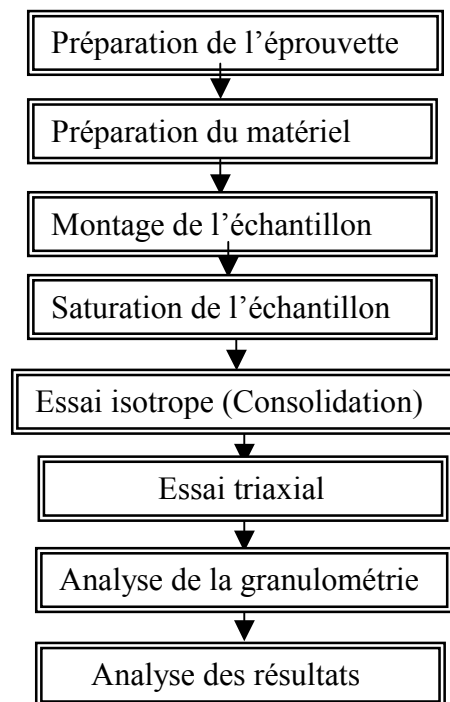


Figure VI-1 Procédure générale de réalisation d'un essai triaxial

Il faut noter que les essais triaxiaux de compression drainée ont été réalisés sur des échantillons initialement secs en fonction de :

- 1) La courbe granulométrique initiale GU (granulométrie uniforme) ou GE (granulométrie étalée).
- 2) La densité relative initiale faible ($Dr=15\%$) ou forte ($Dr=85\%$).
- 3) La contrainte de consolidation.

Les essais sont effectués dans des conditions consolidées drainées (CD) ce qui signifie que l'eau pourra rentrer dans l'échantillon ou en sortir librement en cours de cisaillement. L'échantillon étant saturé, on peut facilement mesurer la quantité d'eau qui rentre ou qui

sort et assimiler cette quantité à la variation de volume et de l'indice des vides de l'échantillon. Les contraintes de consolidations pour la phase isotrope varient entre 3 bars et 5 bars. Après chaque essai, nous avons procédé à une analyse granulométrique, pour évaluer le taux d'écrasement des grains.

Les résultats des essais sont analysés pour chaque essai individuel, puis comparés entre eux, puis, ces résultats sont traités par un programme en langage fortran que nous avons élaboré, dont l'organigramme est présenté ci-après.

Ce programme calcule la contrainte axiale σ_1 , la contrainte déviatorique p , la contrainte moyenne q , les déformations axiales ε_1 , volumiques ε_v et radiales ε_3 ainsi que les indices des vides e .

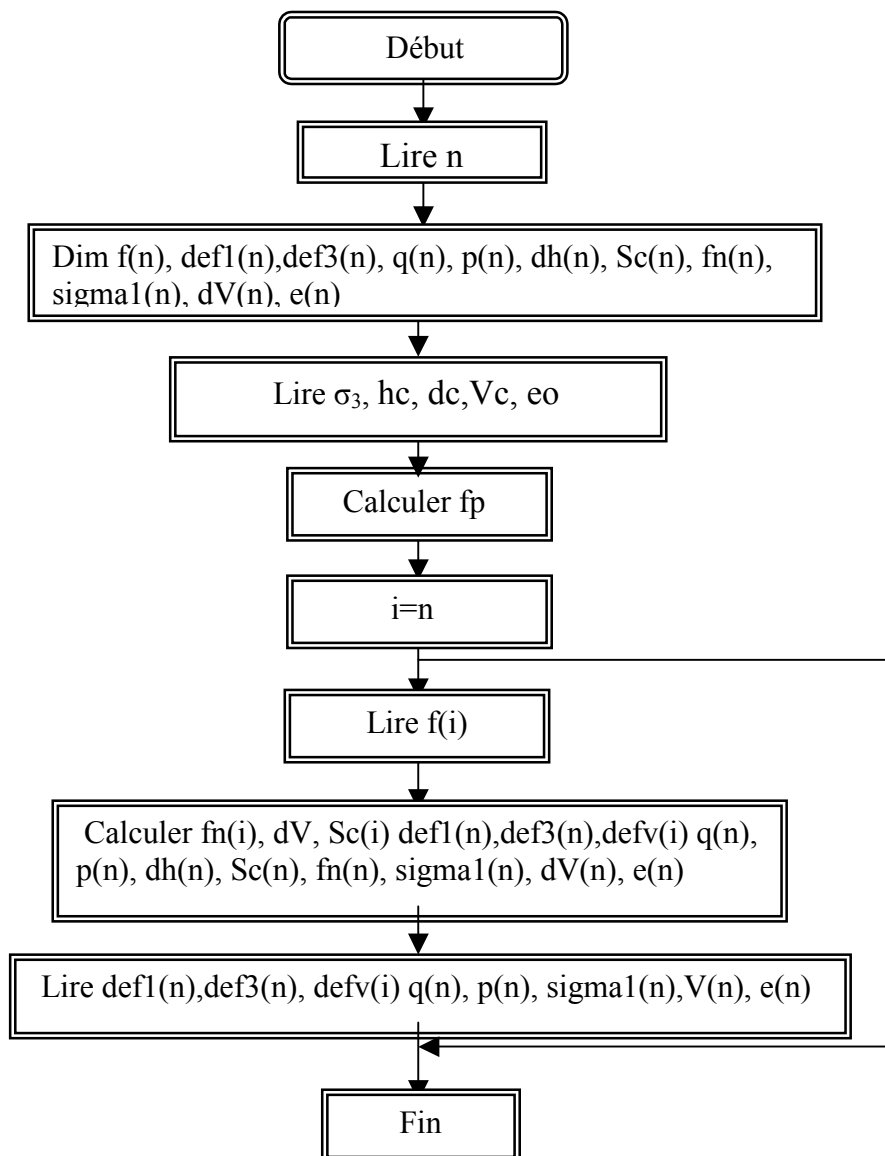
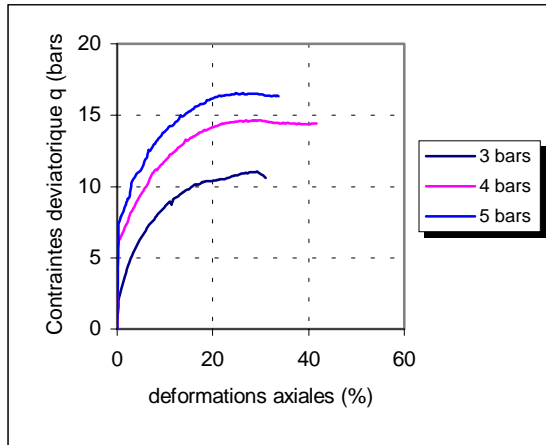
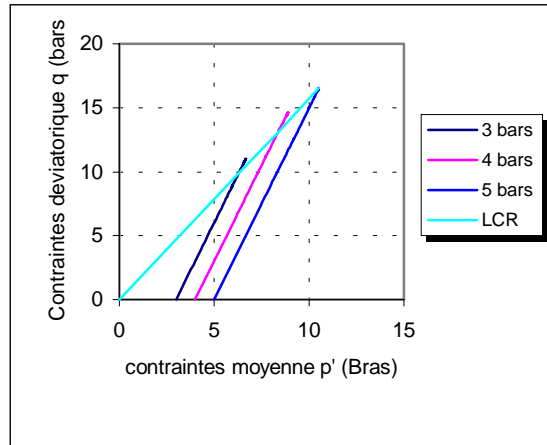


Figure VI-2 Organigramme de calculs

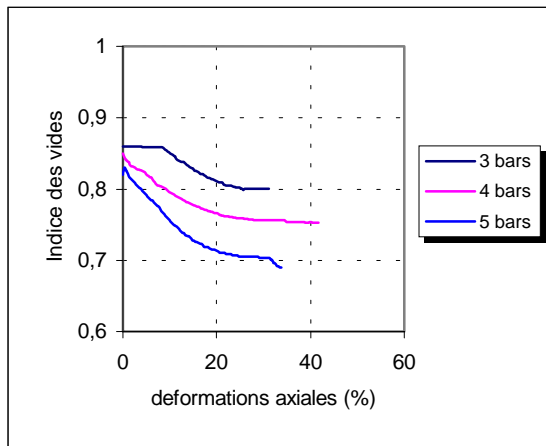
VI-II-1-1- Matériau lâche :



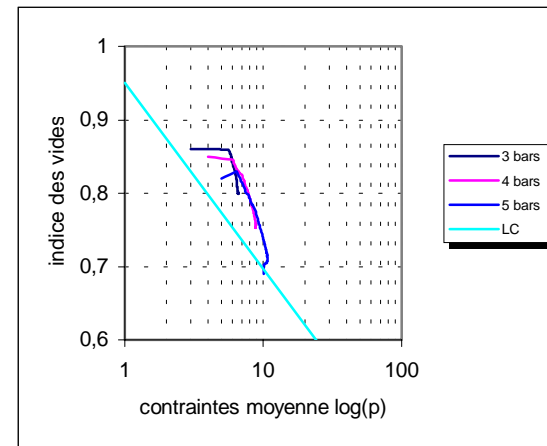
(a)



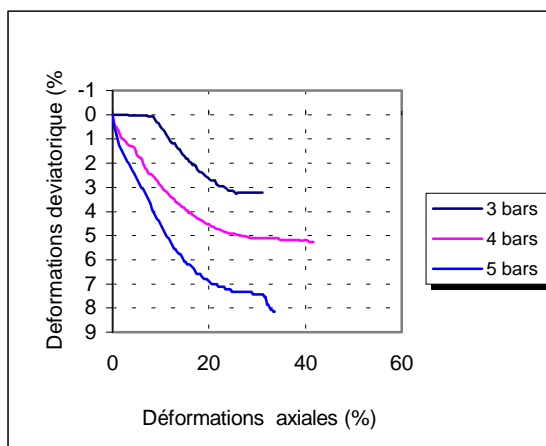
(b)



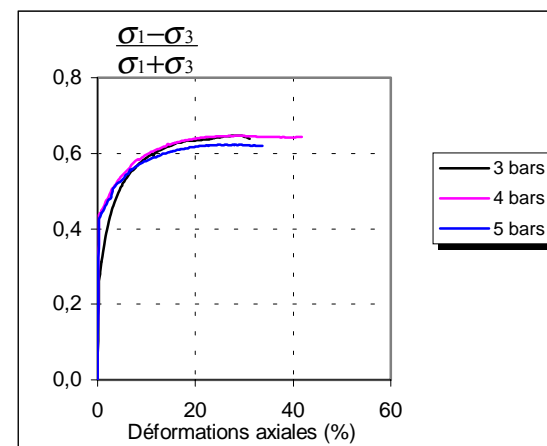
(c)



(d)



(e)



(f)

Figure VI-3 Matériau lâche à granulométrie uniforme. Effet de la contrainte de consolidation

La relation contrainte déviatorique–déformation axiale $p=f(\varepsilon_1)$ Figure VI-3-a montre l'influence de la contrainte de consolidation. Nous constatons que la contrainte déviatorique maximum varie de 11,04 (pour $\sigma_3=3$ bars) à 17,391 ($\sigma_3=5$ bars), elle augmente avec la contrainte de consolidation, et que le maximum est atteint pour des déformations plus faibles aux faibles contraintes de consolidation.

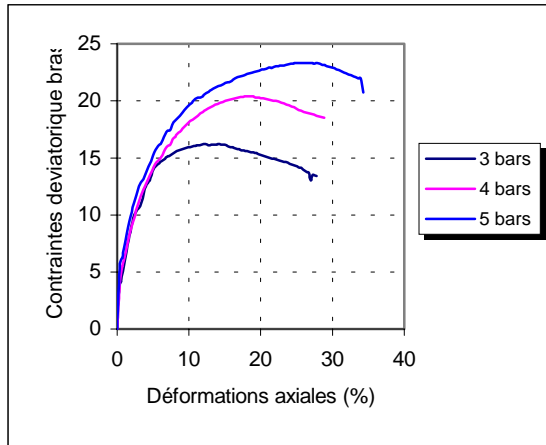
Dans le plan $\frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_1+\sigma_3} = f(\varepsilon_1)$ Figure VI- 3-f, l'angle de frottement est calculé à partir du critère

de rupture de coulomb $\sin\phi = \frac{\sigma_1-\sigma_3}{\sigma_1+\sigma_3}$, nous constatons que l'angle de frottement maximum diminue lorsque la contrainte de consolidation augmente, il varie de $38,54^\circ$ pour $\sigma_3=5$ bars à $40,4^\circ$ pour $\sigma_3=3$ bars .Ce ci est dû en partie au fait que les angles aigus des grains se cassent et s'aplatissent au point de contacts et donc l'effet de l'imbrication (chevauchement) des particules diminue.

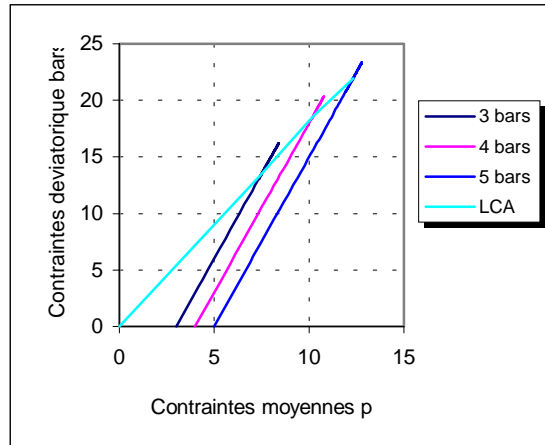
Dans le plan $e = f(\varepsilon_1)$ et $\varepsilon_v = f(\varepsilon_1)$ (figure VI- 3-c et VI- 3-e), on constate que le matériau est contractant quelle que soit la contrainte de consolidation. et que cette contractance augmente avec la contrainte de consolidation ce qui est normale car le compactage est plus important dans le cas où la contrainte de consolidation serait plus grande, on note que la déformation volumique finale varie de 3,268 % pour $\sigma_3=3$ bars et 8,164 % $\sigma_3=5$ bars.

Nous remarquons que le comportement de GUL se présente par un palier de plasticité et que la variation de l'indice des vides est nulle (figure VI-3-b). La valeur de M à la plasticité parfaite est de 1,6 , l'angle de frottement $\phi_{pp} = 38,54^\circ$ est calculé à partir de la formule $\sin\phi_{pp} = 3M/(6+M)$.

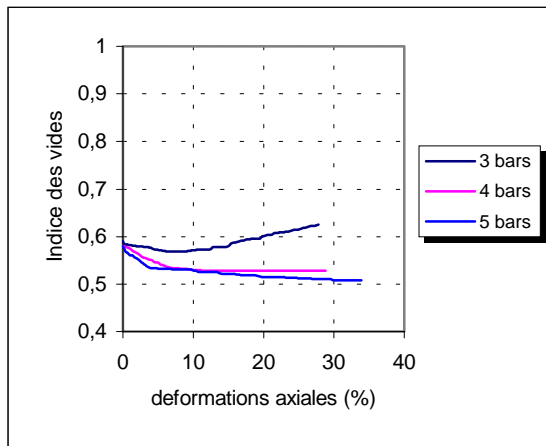
VI-II-1-2- Matériau dense :



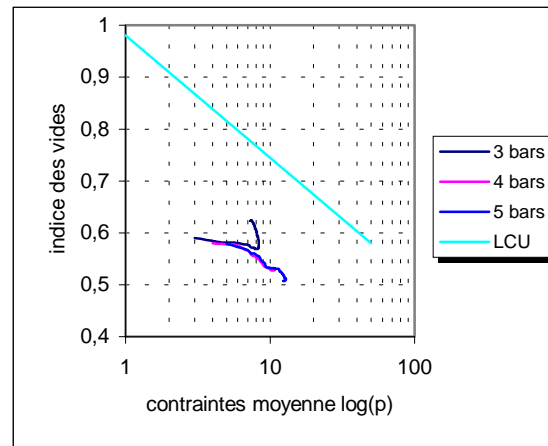
(a)



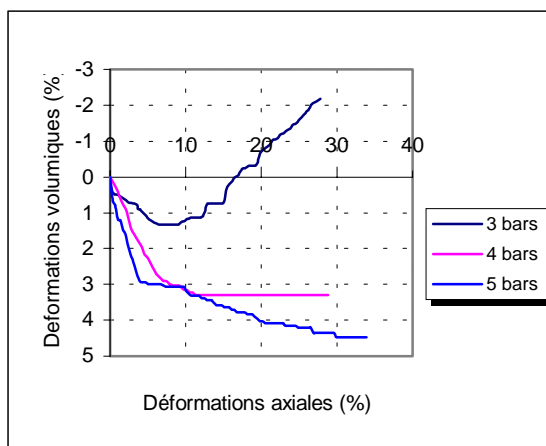
(b)



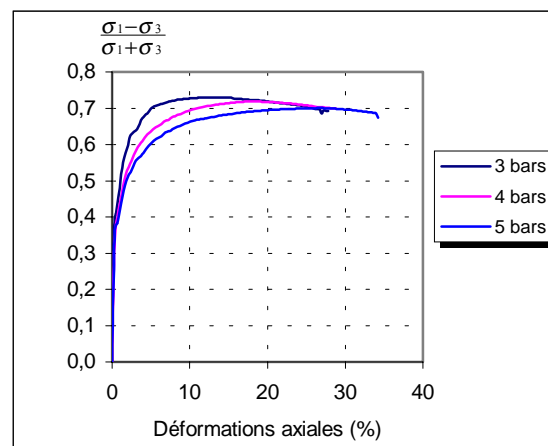
(c)



(d)



(e)



(f)

Figure VI-4 Matériau dense à granulométrie uniforme. Effet de la contrainte de consolidation

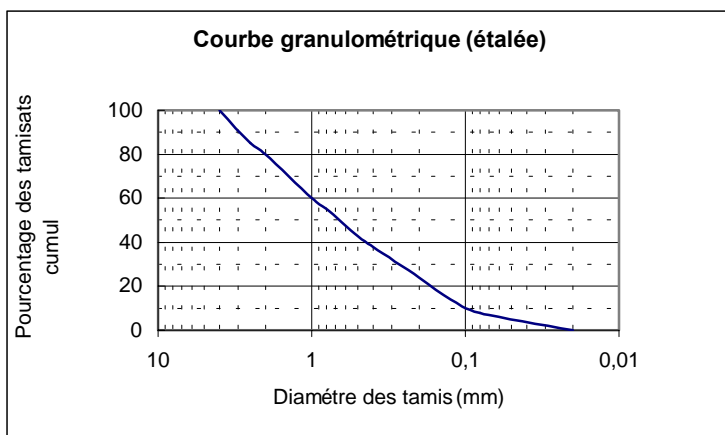
De la même façon que pour le sable lâche nous remarquons que dans le plan $p = (\varepsilon_1)$ le déviateur augmente avec la contrainte de consolidation, nous distinguons un léger pic (voir figure VI-4-a). La contrainte déviatorique au pic varie de 16,21 bars (pour $\sigma_3=3$ bars) à 23,34 bars ($\sigma_3=5$ bars). Le pic de la contrainte déviatorique arrive plus tard lorsqu'on augmente contrainte de consolidation.

Dans le plan $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} - \varepsilon_1$ nous constatons que l'angle de frottement au pic diminue lorsque la contrainte de consolidation augmente, il varie de $46,3^\circ$ pour $\sigma_3=3$ bars à $44,43^\circ$ pour $\sigma_3=5$ bars (Figure VI- 4-f), les valeurs des angles de frottement au pic sont élevées, ceci est dû au caractère anguleux du matériau.

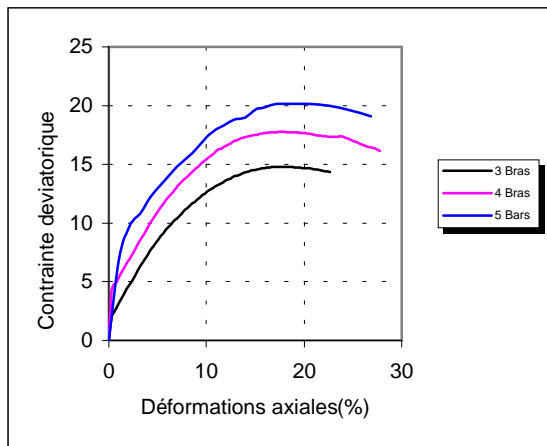
Dans le plan $e = f(\varepsilon_1)$, pour une contrainte de consolidation $\sigma_3=3$ bars le matériau passe par une phase de contractance suivi d'une phase de dilatance, cette dilatance disparaît pour $\sigma_3=4$ bars et $\sigma_3=5$ bars (figure VI- 4-c et VI- 4-e). Les déformations finales sont égales à 3,297 % pour $\sigma_3=4$ bars et 4,476% pour $\sigma_3=5$ bars.

La plasticité parfaite sera atteinte sur un palier de plasticité inférieur au pic (figure VI-4-b). La droite au pic est égale à 1,87. Dans le cas de cet essai la plasticité n'est pas atteinte et ceci à cause des discontinuités cinématiques qui sont causées par la localisation des déformations dues entre autres à la non homogénéité de l'état de contrainte et de déformation, cette discontinuité s'accompagne d'un pic sur la courbe contrainte-déformation. Ce phénomène est observé en général sur des sables denses ou des argiles consolidées.

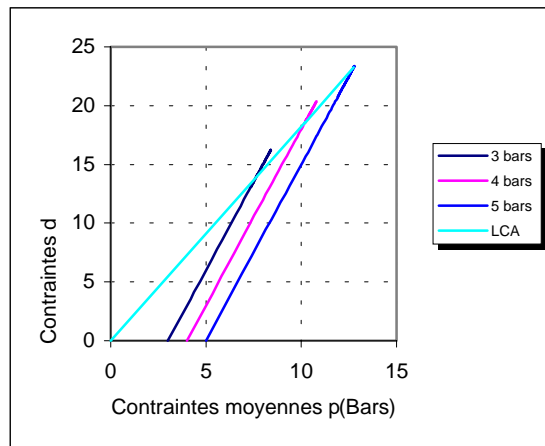
VI-II-2 Granulométrie étalée GE.



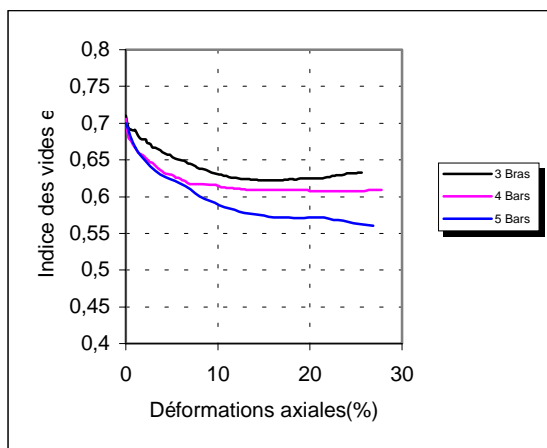
VI-II-2-1 Matériau lâche :



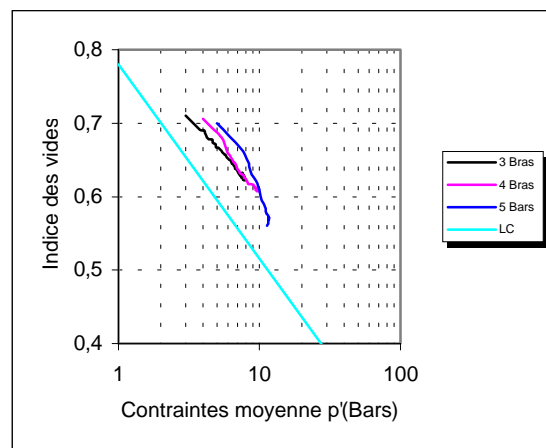
(a)



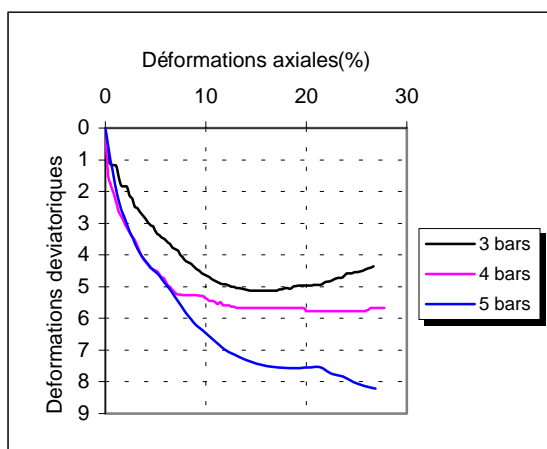
(b)



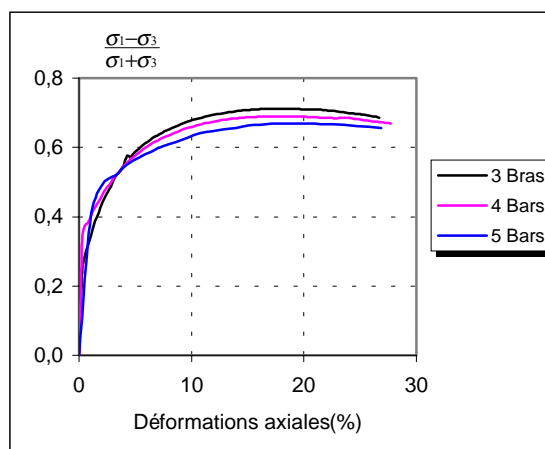
(c)



(d)



(e)



(f)

Figure VI-5 Matériau lâche à granulométrie étalée. Effet de la contrainte de consolidation

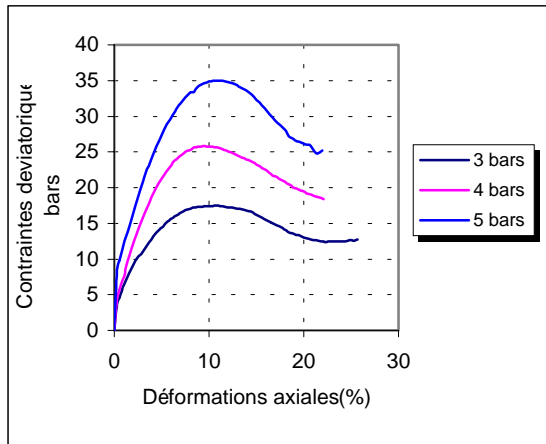
Les courbes contraintes déviatorique en fonction de la déformation axiale présentent un pic Figure VI- 5-a. La contrainte déviatorique au pic augmente avec la contrainte de consolidation, elle varie entre 14,80 bars ($\sigma_3=3$ bars) et 20,17 bars ($\sigma_3=5$ bars)

Dans le plan $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3) - \varepsilon_1$ on voit l'influence de la contrainte effective de consolidation sur l'angle de frottement maximum. Ce dernier varie de 41,95 pour $\sigma_3= 5$ bars et 45,36 pour $\sigma_3= 3$ bars, (Figure VI- 5-f).

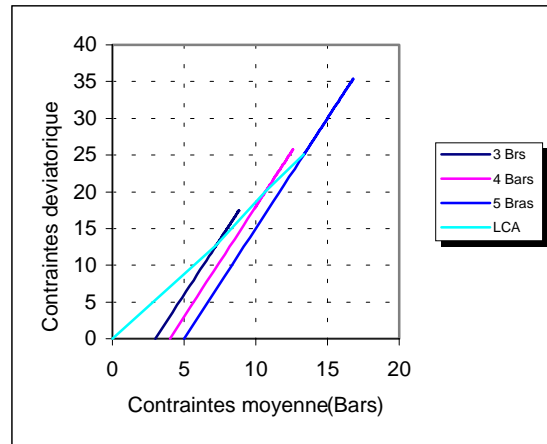
Le matériau est contractant quelle que soit la contrainte de consolidation, la contractance augmente lorsqu'on augmente la contrainte de consolidation (Figure VI-5-c et VI-5-e).

La droite M au pic est égale à 1,72, la plasticité n'est pas atteinte.

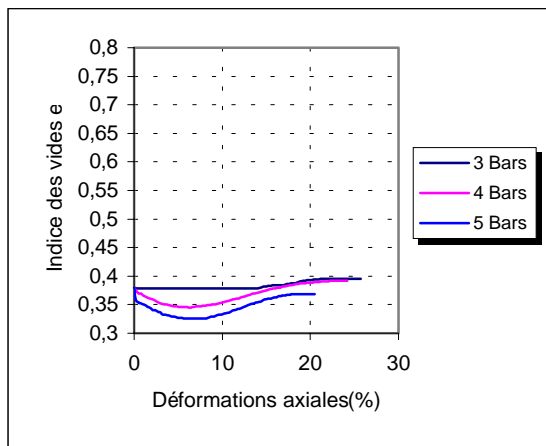
VI-II-2-2 Matériau dense :



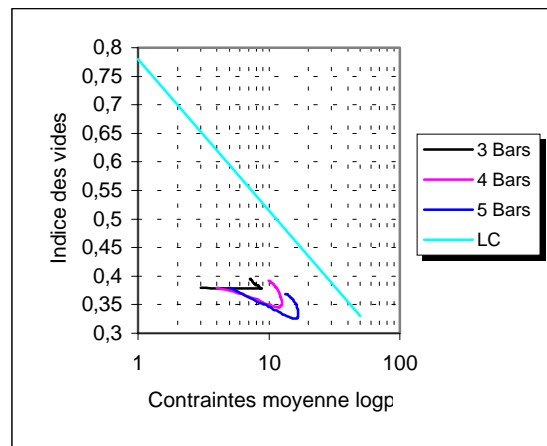
(a)



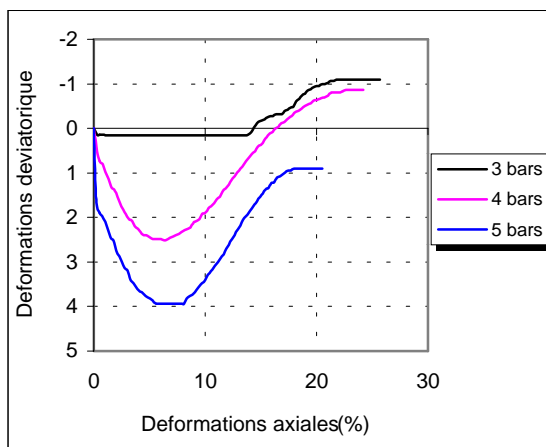
(b)



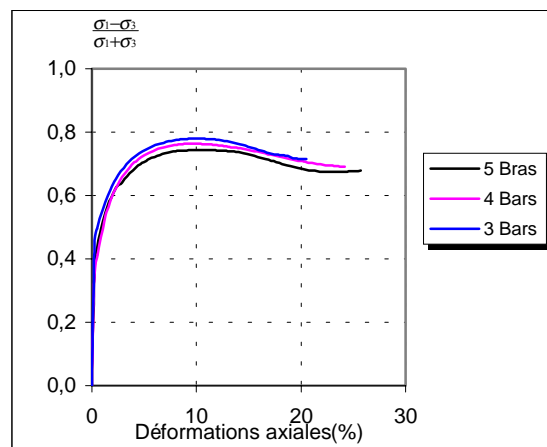
(c)



(d)



(e)



(f)

Figure VI-6 Matériau dense à granulométrie étalée. Effet de la contrainte de consolidation

La courbe VI-6-a montre comme pour les autres essais que la contrainte déviatorique au pic augmente avec la contrainte de consolidation, on note une valeur de la contrainte déviatorique au pic variant entre 17,46 bars ($\sigma_3=3$ bars) et 34,99 bars ($\sigma_3=5$ bars). le pic est marqué ce ci est due à la localisation des déformations.

Dans le plan $(\sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 + \sigma_3) - \varepsilon_1$, l'angle de frottement au pic augmente avec la contrainte de consolidation est égale à 48,09 pour $\sigma_3= 5$ bars et 51,2 pour $\sigma_3= 3$ bars

Les figure VI-6-c et VI-6-e montrent que le matériau à granulométrie étalée et densité relative initiale dense se contracte puis se dilate pour les trois valeurs de contraintes appliquées, cette dilatance s'atténue lorsque la contrainte de consolidation croit.

La droite M au pic est égale à 1,9, la plasticité n'est pas atteinte.

V-III-Influence de la densité

Un facteur très important peut avoir un grand effet sur la résistance au cisaillement du matériau est l'indice des vides initial autrement dit la densité relative initiale. Nous avons réalisé des essais sur le matériau lâche et dense avec les mêmes contraintes de consolidation. Les résultats obtenus sont présentés sur les graphes des figures VI-7 à VI-11.

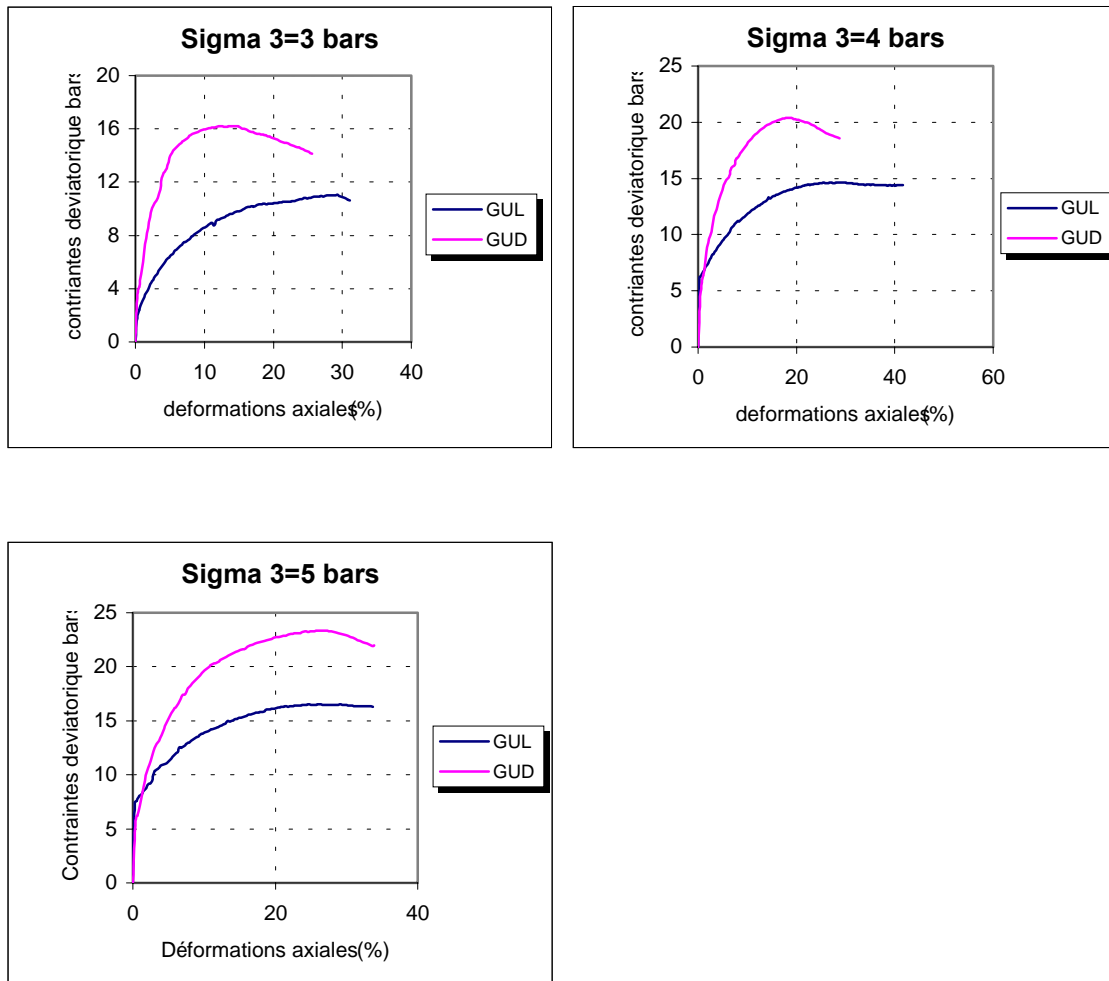


Figure VI-7 Contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale. Effet de la densité relative initiale. Granulométrie uniforme.

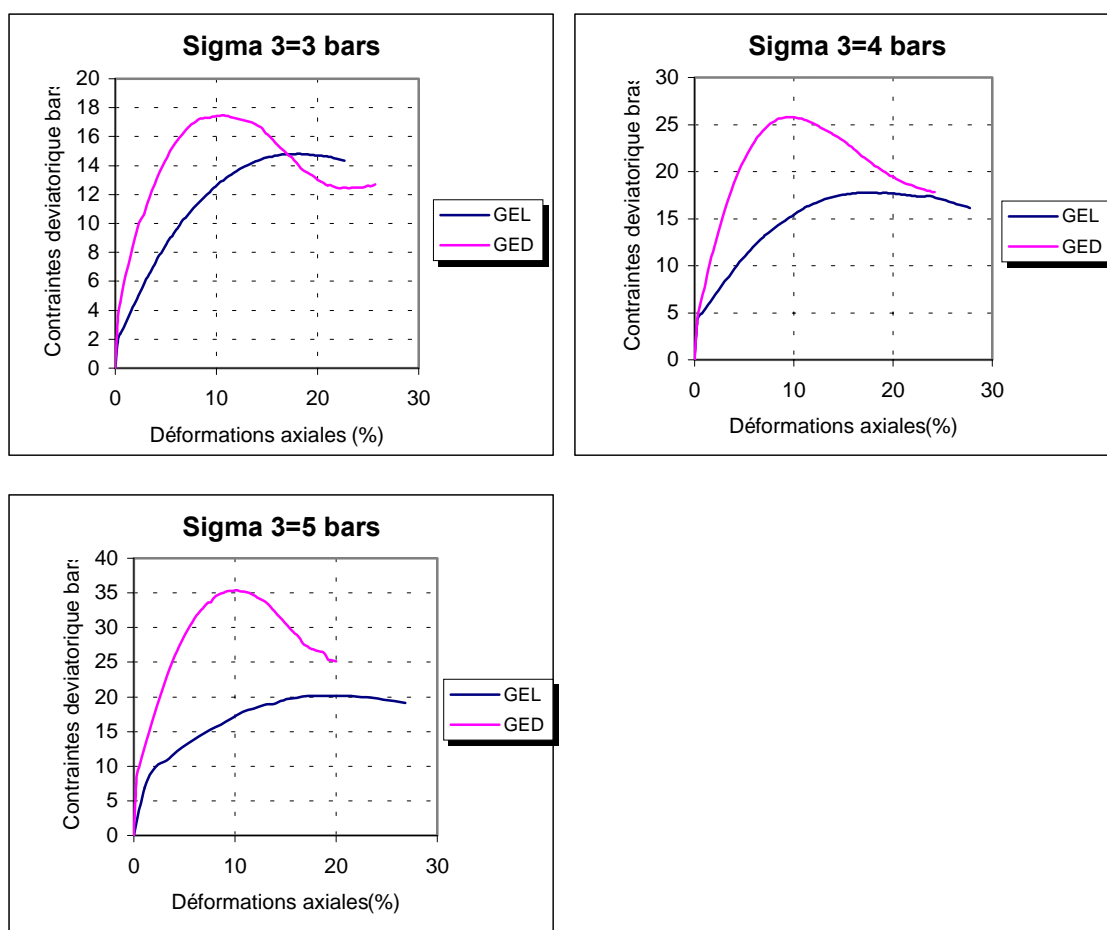


Figure VI-8 Contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale. Effet de la densité relative initiale, Granulométrie étalée.

La comparaison entre les essais triaxiaux à la densité faible ($D_r=15\%$) et forte ($D_r=85\%$) montre le chemin typique d'un échantillon dense ou lâche.

En terme de cisaillement nous observons une réponse plus rigide pour le matériau dense.

Nous distinguons un pic de contrainte pour le matériau dense ; ce pic n'existe pas ou il est moins remarquable pour le matériau à densité lâches, il est dû à la localisation des déformations au niveau des bandes de cisaillement (Figure VI-7 et VI-8). Ce résultat est en accord avec les résultats obtenus sur l'appareil triaxial par d'autres auteurs.

D'autre part, nous constatons une augmentation de la résistance au cisaillement en fonction de la densité relative initiale, elle varie de 11,04 bars ($\sigma_3=3$ bars) à 16,53 bars ($\sigma_3=5$ bars) pour une densité relative lâche et de 16,21 bars ($\sigma_3=3$ bars) à 23,34 bars ($\sigma_3=5$ bars) pour une densité relative dense ce ci pour une granulométrie uniforme. Pour une granulométrie étalée la contrainte au pic varie entre 14,80 bars ($\sigma_3=3$ bars) et 20,17 bars ($\sigma_3=5$ bars) pour une densité lâche et entre 17,46 bars ($\sigma_3=3$ bars) et 34,99 bars ($\sigma_3=5$ bars) pour une densité relative dense.

Le maximum pour le sable dense est atteint plutôt que celui du sable lâche.

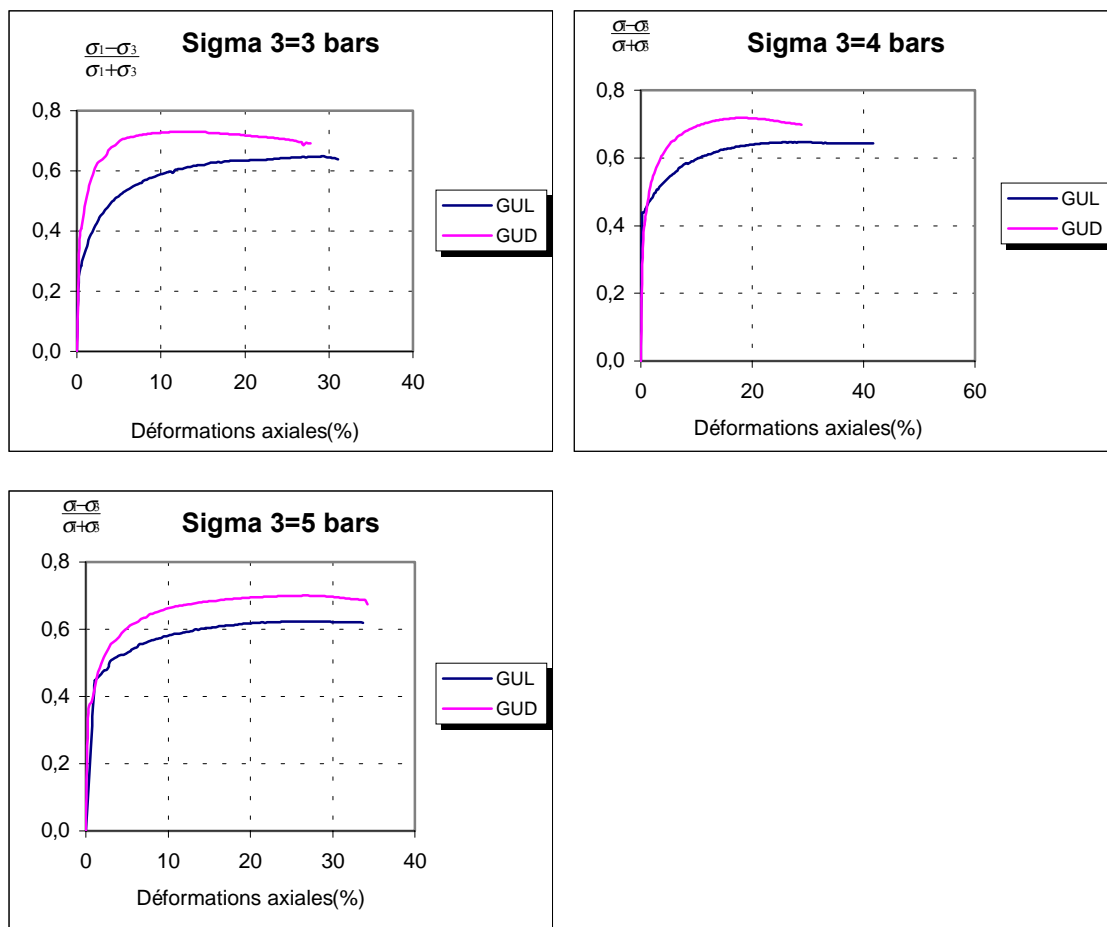
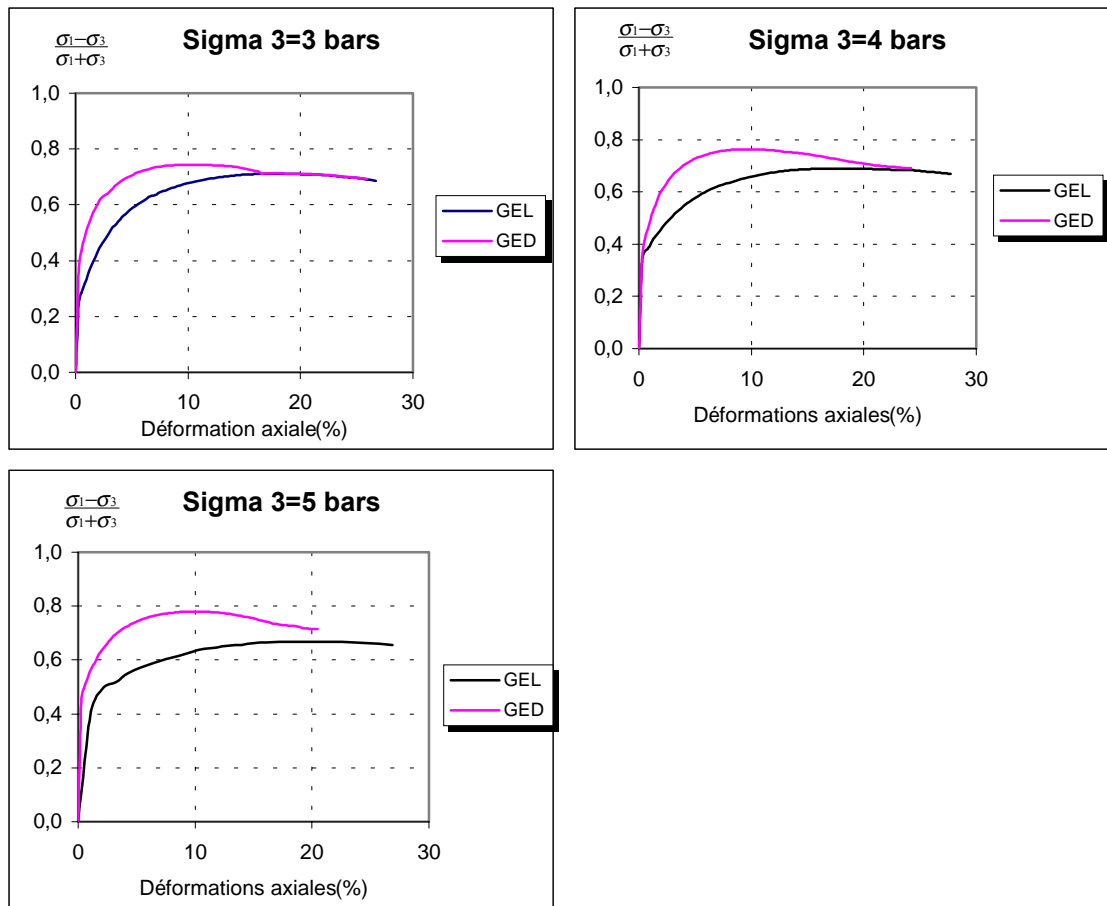


Figure VI-9 Angle de frottement en fonction de la déformation axiale. Effet de la densité relative initiale. Granulométrie uniforme



(b)

Figure VI-10 Angle de frottement en fonction de la déformation axiale. Effet de la densité relative initiale. Granulométrie étalée

Les angles de frottement obtenus pour le matériau dense sont supérieures à ceux du matériau à densité initiale lâche, ce qui est normale car une densité relative importante crée un fort enchevêtrement des grains, par conséquent un angle de frottement plus grand. Nous trouvons un angle de frottement de $39,41^\circ$ ($\sigma_3 = 5\text{bars}$) pour une densité initiale faible $40,4^\circ$ pour ($\sigma_3 = 3\text{ bars}$). Pour le matériau dense nous trouvons des valeurs comprises entre $44,43^\circ$ ($\sigma_3 = 5\text{ bars}$) et $46,3^\circ$ ($\sigma_3 = 3\text{ bars}$) (figure VI-8) ceci pour une granulométrie uniforme. Pour le matériau à granulométrie étalée les angles de frottement au pic varient de $41,95$ pour $\sigma_3 = 5\text{bars}$ et $45,36$ pour $\sigma_3 = 3\text{bars}$ pour une densité relative lâche et de $48,09$ pour $\sigma_3 = 5\text{bars}$ et $51,2$ pour $\sigma_3 = 3\text{bars}$ pour un matériau dense.

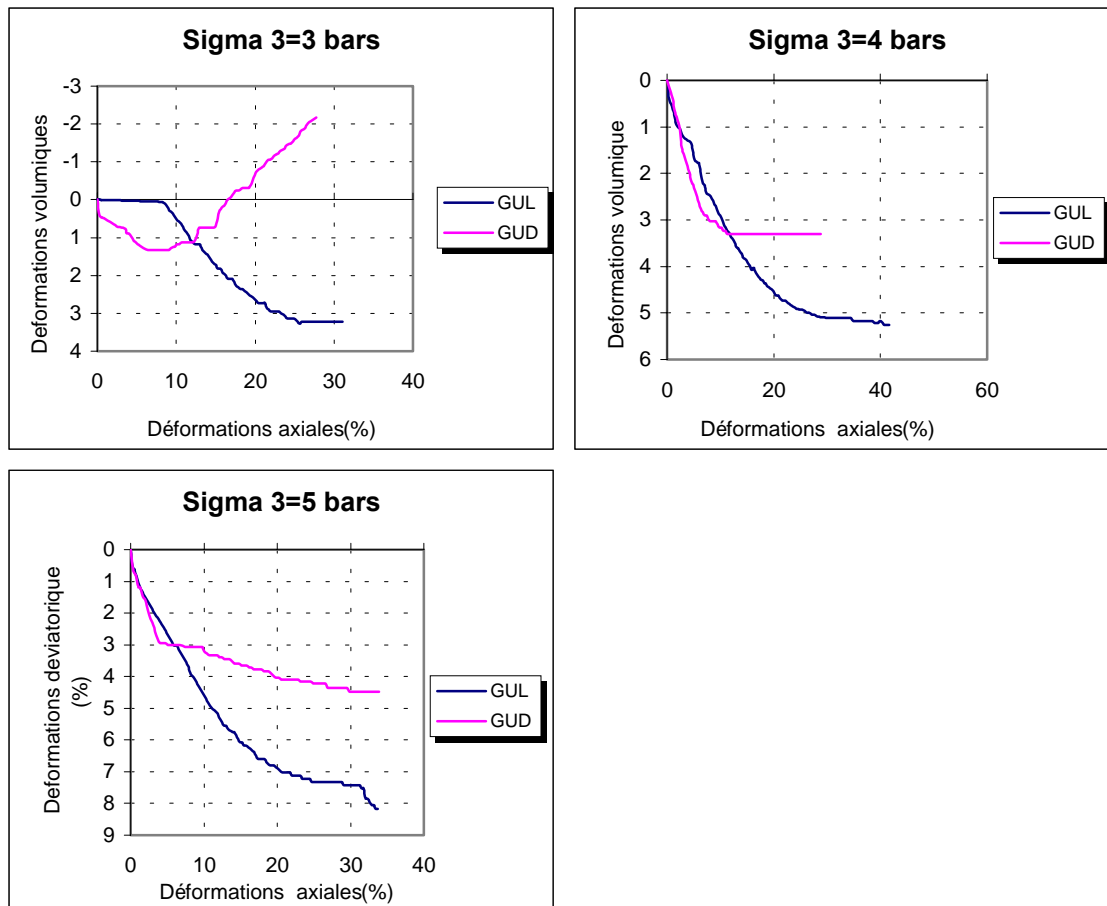


Figure VI-11 Déformation volumique en fonction de la déformation axiale .

Effet de la densité relative initiale. Granulométrie uniforme

En termes de déformation volumique (ou variation d'indice des vides) le matériau dense à granulométrie uniforme passe par une phase de contractance suivi d'une phase de dilatance pour la valeur de $\sigma_3=3$ bars, il est uniquement contractant pour les autres valeurs de la contraintes de consolidation. Le matériau lâche est contractant quelle que soit la contrainte de consolidation (figure VI-11). Ces courbes mettent en évidence un caractère contractant du matériau à granulométrie uniforme, plus marqué pour la densité relative la plus faible.

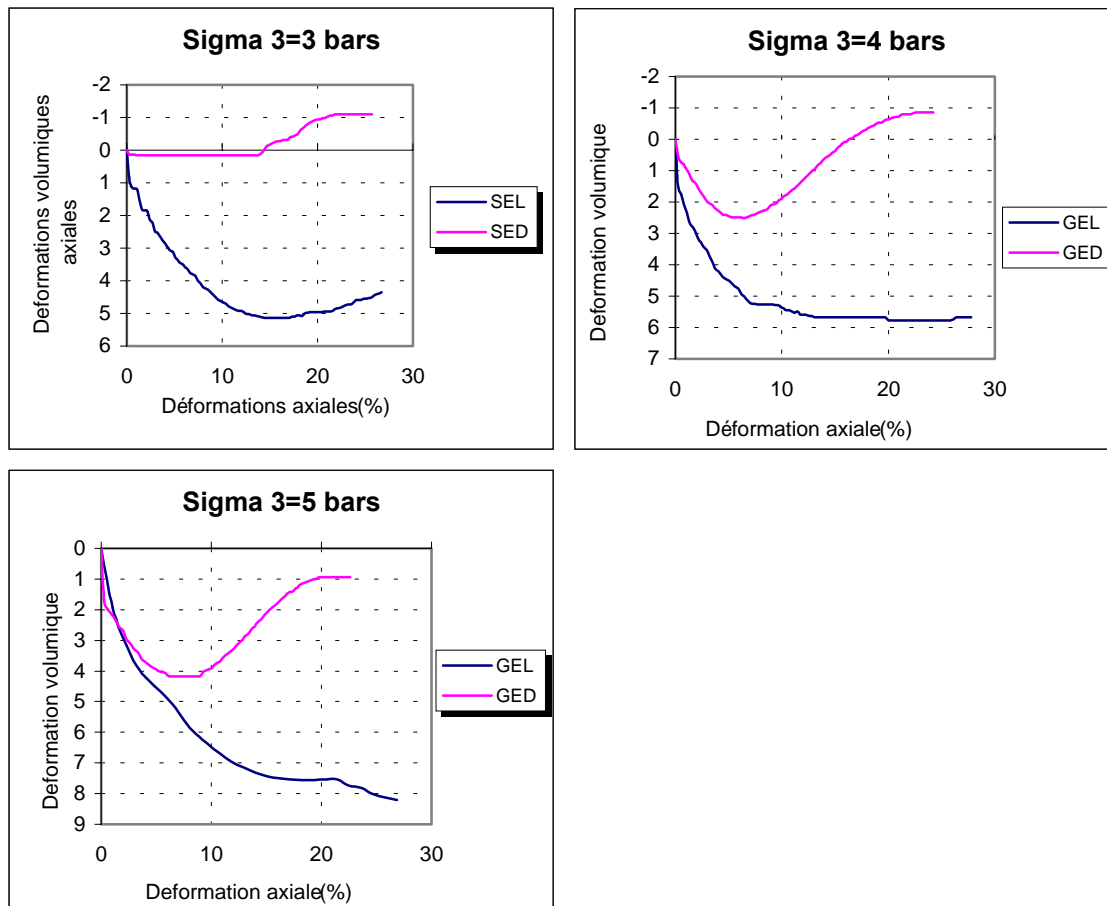
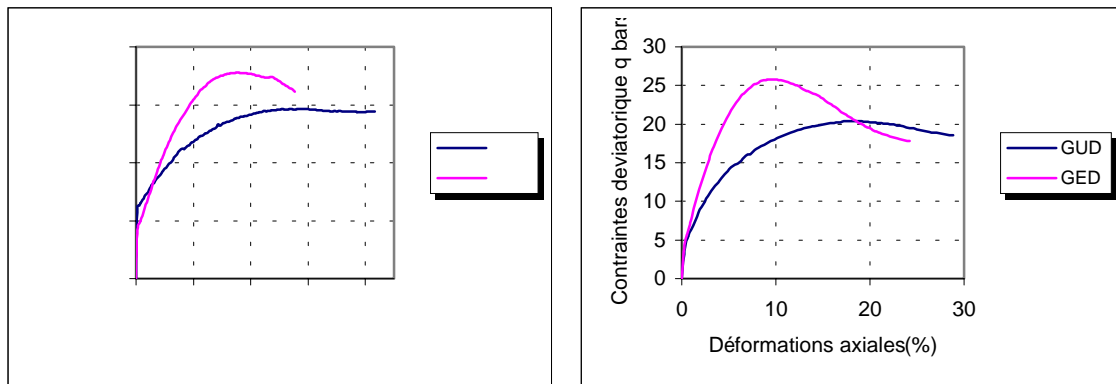


Figure VI- 12 Déformation volumique en fonction de la déformation axiale.

Effet de la densité relative initiale. Granulométrie étalée

Si nous comparons les courbes $\varepsilon_v = f(\varepsilon_1)$ de la figure VI-12 pour une granulométrie étalée, nous constatons que le matériau dense passe d'une phase de contractance caractérisée par une densification de l'empilement granulaire résultant des glissements et roulements entre les grains, à une phase de dilatance qui est une augmentation de volume et correspond à un mécanisme de désenchevêtrement et foisonnement de l'empilement granulaire. En revanche le matériau à densité lâche est contractant quelle que soit la contrainte de consolidation. La contractance est marquée pour la densité la plus faible.

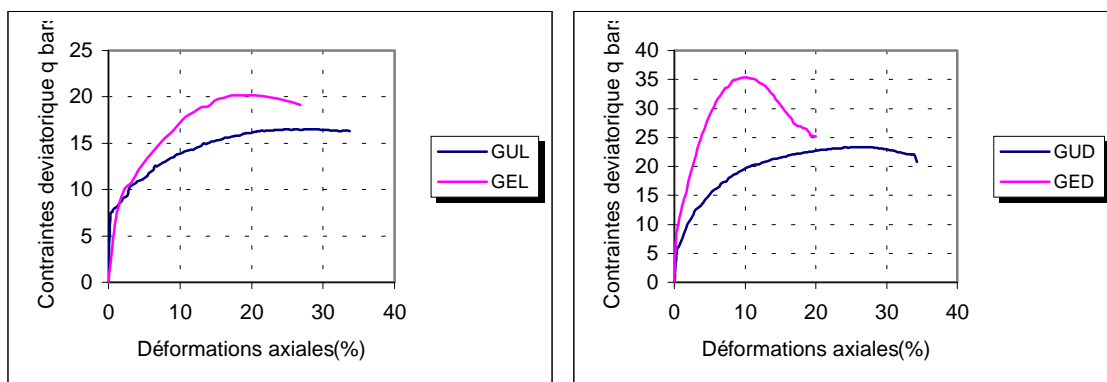
V-IV-Influence de la granulométrie



(a)

(b)

Figure V-13 Comparaison entre GU et GE : Contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale. (a) $D_r = 15\%$ (b) $D_r = 85\%$ avec $\sigma_3 = 4$ bars



(a)

(b)

Figure V-14 Comparaison entre GU et GE : Contrainte déviatorique en fonction de la déformation axiale. (a) $D_r = 15\%$ (b) $D_r = 85\%$ avec $\sigma_3 = 5$ bars

Les figures ci dessus permettent de comparer le comportement de GU et GE. Le matériau à granulométrie étalée (GE) fait apparaître un comportement mécanique meilleur que le

matériau à granulométrie uniforme (GU), une plus grande rigidité, pic de contrainte plus élevés. En revanche GU montre un comportement ductile avec des propriétés mécaniques plus faibles.

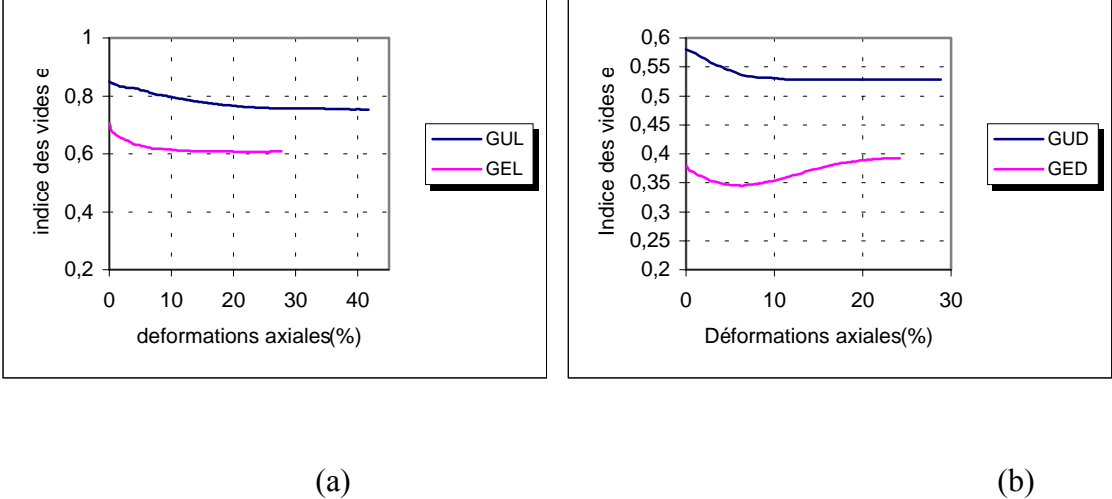


Figure VI-15 Comparaison entre GU et GE : L'indice des vides en fonction de la déformation axiale. (a) $Dr=15\%$ (b) $Dr= 85\%$ $\sigma_3= 4bars$

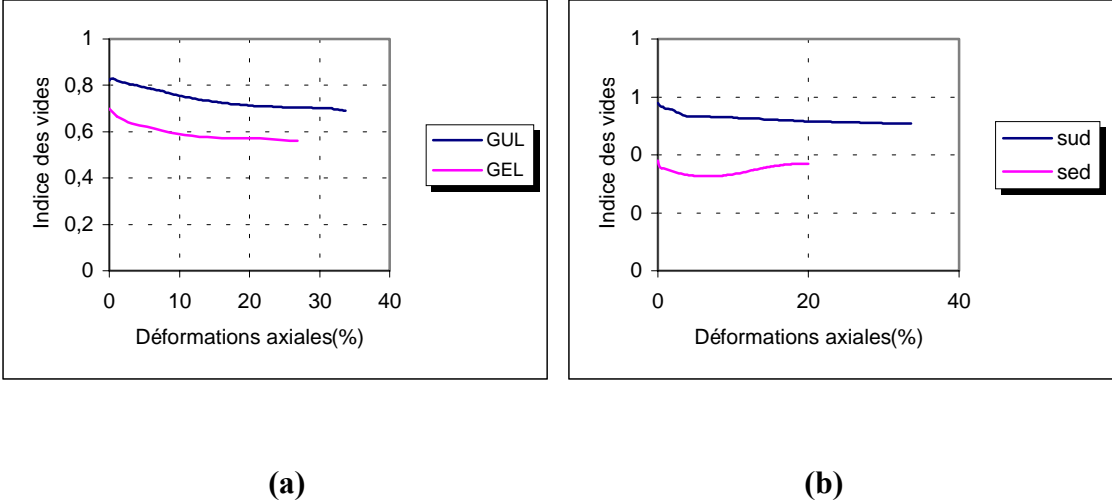


Figure VI-16 Comparaison entre GU et GE : L'indice des vides en fonction de la déformation axiale. (a) $Dr=15\%$ (b) $Dr= 85\%$ $\sigma_3= 5bars$

Nous pouvons constater que le matériau GU apparaît toujours contractant sauf, pour $\sigma_3 > 3$ bars, quelle que soit la densité relative initiale. GE apparaît dilatant pour de forte densité et contractant pour une densité faible. De façon générale GE présente un contractance plus faible que GU. Ceci est dû à une moins grande rupture des grains. On peut conclure que le caractère contractant de GU, sauf dans le cas où $\sigma_3 = 3$ est en partie causé par la rupture des grains en raison de l'angularité du matériau. Ceci a été confirmé par l'analyse granulométrique après chaque essai où nous constatons que le matériau GU présente une plus grande rupture des grains que GE. L'étude de l'analyse granulométrique fera l'objet du prochain chapitre.

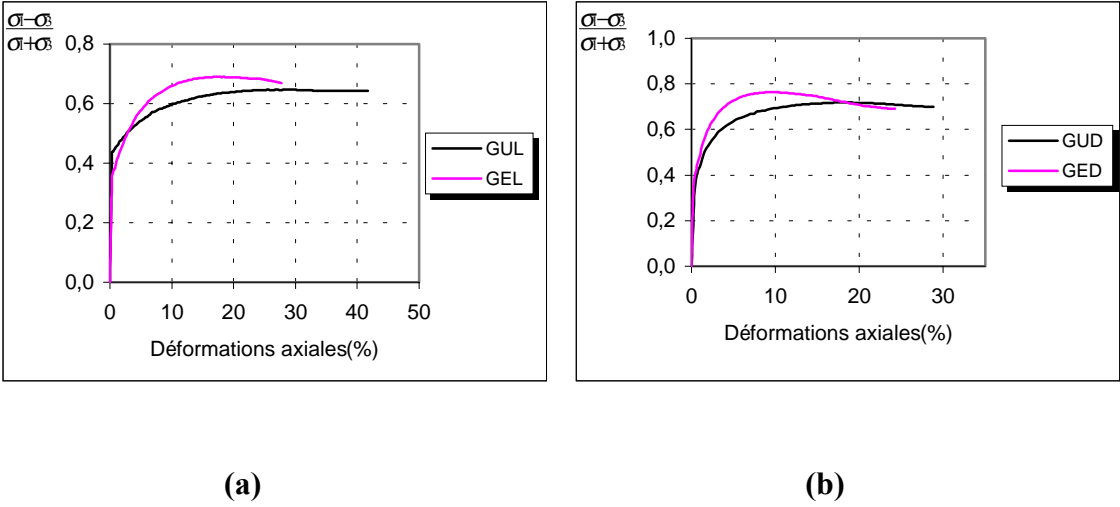


Figure VI-17 Comparaison entre GU et GE : Angle de frottement en fonction de la déformation axiale. (a) $D_r = 15\%$ (b) $D_r = 85\%$ $\sigma_3 = 4$ bars.

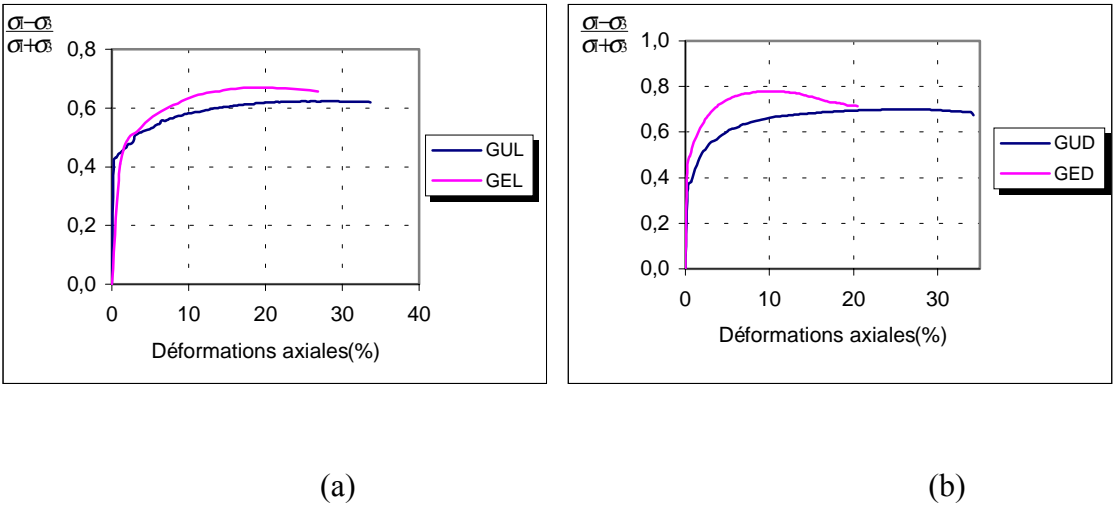


Figure VI-18 Comparaison entre GU et GE : Angle de frottement en fonction de la déformation axiale. (a) $D_r = 15\%$ (b) $D_r = 85\%$ $\sigma_3 = 5$ bars

Si nous comparons les angles de frottement entre les matériaux GU et GE, l'angle important du matériau GE par rapport à GU peut être expliqué par le fait que plus la granulométrie est serrée, plus l'écrasement des grains est important. L'écrasement des grains fait ainsi diminuer l'angle de frottement, en modifiant la forme des grains par rupture des aspérités.

Les caractéristiques de ductilité et de contractance de GU par rapport à GE peuvent être associées à la rupture des grains. Ces phénomènes ont été déjà mis en évidence par plusieurs auteurs. Sur les figures VI-19 et VI-20, nous avons rapporté dans les mêmes plans les travaux de **LELONG** sur un sable de granulométrie serrée ($C_u=1,62$) et à grains anguleux et les travaux de **KIM** sur le granite concasée. Nous pouvons remarquer que ces figures présentent une évolution comparable de notre matériau

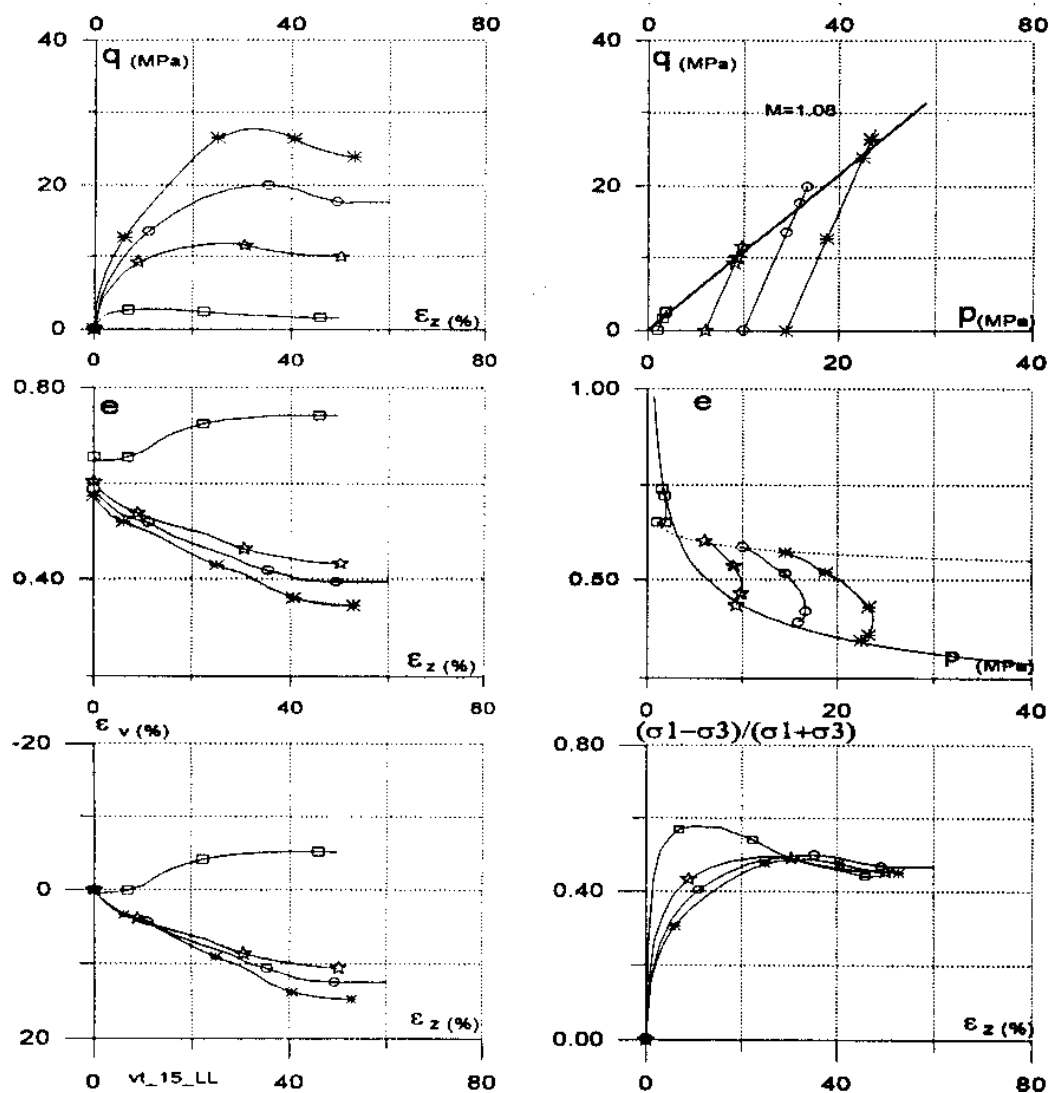
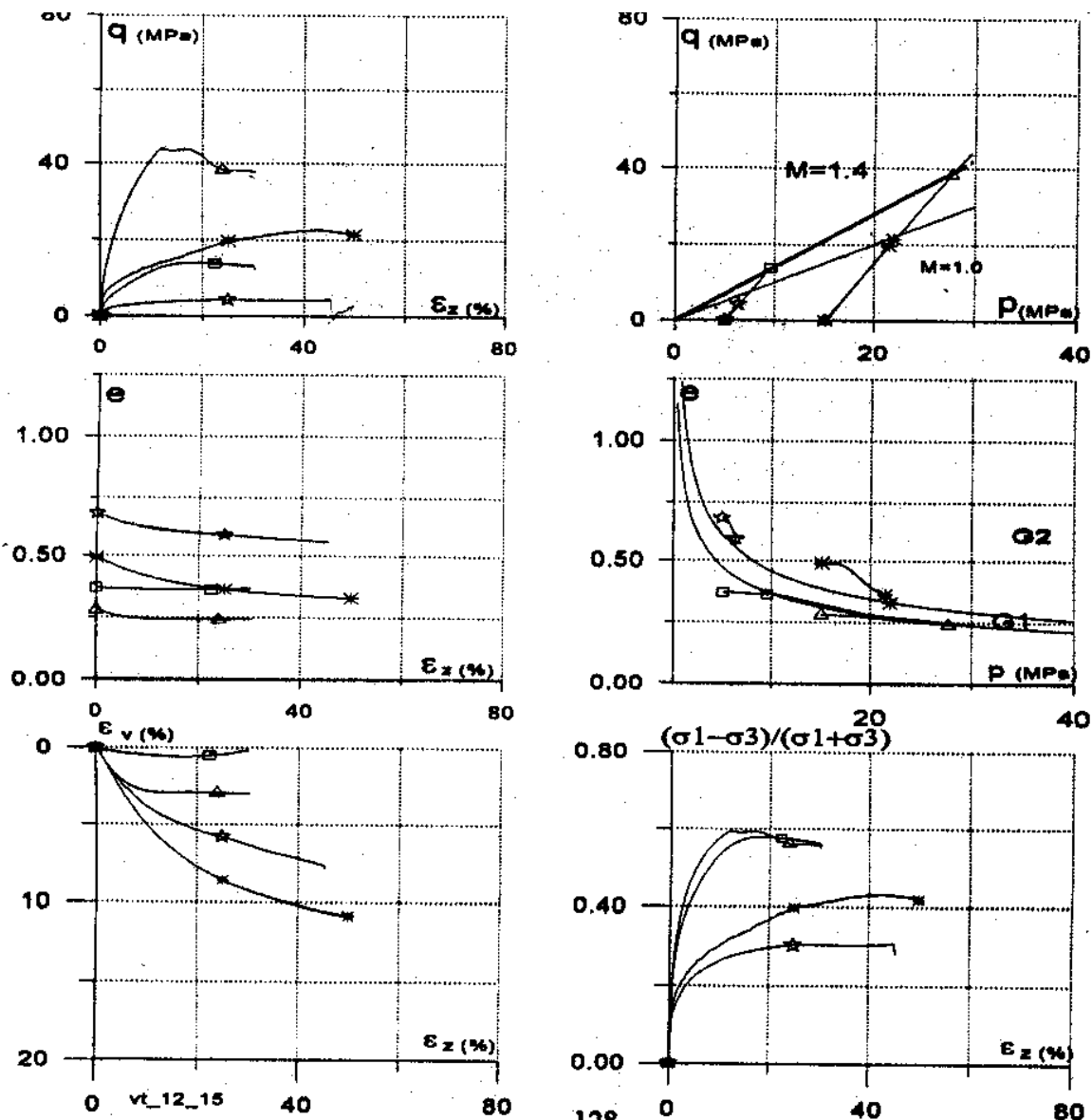


Figure VI-19 **LELONG** Essais de compression drainée sur un sable uniforme

$$e_i = 0.58, d_{60}/d_{10}=1,62.$$



□ △ ☆

5 15 5 15

G1 G1 G2 G2

Figure VI-20 KIM Comparaison des essais sous fortes contraintes de consolidation sur les matériaux G1 (granulométrie étalée) et G2 (granulométrie uniforme)

V-V Conclusion

Toutes les procédures de préparation (préparation des éprouvettes, saturation, consolidation, cisaillement et l'analyse granulométrique) pour les essais triaxiaux sont très importantes, car de celles-ci dépend l'efficacité des résultats obtenus. Nous avons essayé de les réaliser étape par étape avec le plus grand soin.

L'objectif de cette étude était de comparer le comportement mécanique d'un matériau concassé pour deux granulométries différentes, étalé (GE) et uniforme (GU), à densité relative initiale dense et lâche sous différentes contraintes de confinement. L'ensemble des résultats obtenus permet une bonne caractérisation du matériau.

- La contrainte déviatorique augmente avec la contrainte de consolidation.
- Le pic est atteint pour des déformations plus faibles, aux faibles contraintes de consolidation.
- Les deux matériaux GU et GE montrent un angle de frottement important, dû à l'enchevêtrement entre les grains, causé par la forte angularité des matériaux.
- L'angle de frottement diminue lorsqu'on augmente la contrainte de consolidation.
- La contractance est plus forte pour des contraintes élevées.
- Le matériau GU est contractant quelle que soit la densité initiale sauf pour une contrainte de confinement égale à 3 bars. En revanche le matériau GE est contractant pour une densité initiale faible, il est dilatant puis contractant pour une densité initiale forte.
- La plasticité parfaite n'est pas atteinte sauf pour le matériau à granulométrie uniforme GU et à densité relative initiale lâche.
- Le matériau dense présente un maximum de contrainte de cisaillement plus grand que le matériau lâche.
- Le matériau GU a un comportement ductile. En revanche le matériau GE est rigide
- Le matériau GU présente une contractance plus forte que le matériau GE, ce-ci est dû à l'écrasement des grains important pour la granulométrie uniforme.
- L'angle de frottement du matériau (GE) est supérieur à celui du matériau (GU).

VII-I Introduction

Une caractéristique fondamentale des matériaux granulaires sous faibles contraintes de consolidation est la dilatance au cours de cisaillement. Les particules vont glisser les uns sur les autres dans un mouvement globale de cisaillement. Ceci modifie l'arrangement initial. Si la contrainte de consolidation n'est pas trop élevée, le nouveau arrangement des particules sera moins compact que la configuration initiale, on observe une augmentation du volume total du sol. En revanche, pour des contraintes de consolidation élevées, on n'observera plus une augmentation de volume mais une diminution de volume et la rupture des grains.

La quantité des grains écrasés dépend en général des éléments suivants :

Le coefficient d'uniformité, $C_u = D_{60}/D_{10}$ de la courbe initiale à granulométrie étalée (GE) et celui de la courbe originale à granulométrie uniforme (GU).

La rupture des grains concernent deux phénomènes une rupture des aspérités et des arrêtes et une ruptures de grains eux même par naissance et propagation de fissuration interne. Dans notre étude on s'intéresse surtout à la rupture des aspérité et des arrêtes car les contraintes de consolidations sont relativement faibles sans oublier de préciser la nature du matériaux utilisé qui est un calcaire donc fragile.

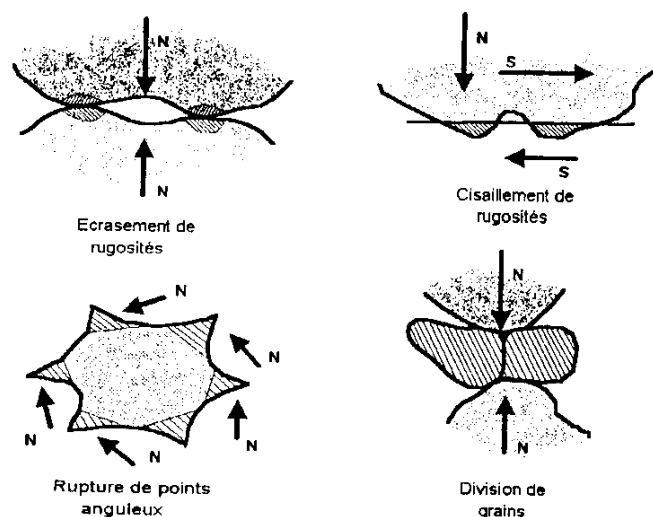


Figure VII-1 Différents types d'écrasement des grains selon l'angularité, l'aspérité et l'anisotropie.

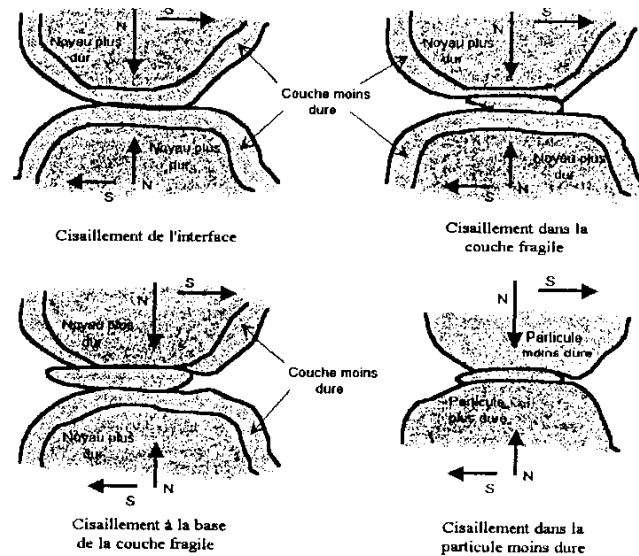


Figure VII-2 Différents types d'écrasement des grains selon les couches dures ou molles

VII-II Relations entre l'indice des vides, le coefficients d'uniformité et la forme des grains.

BIAREZ et **HICHER** ont proposé des corrélations permettant de relier les valeurs de e_{\max} et e_{\min} caractéristiques granulométriques : étalement granulométriques représenté par D_{60}/D_{10} et la forme des grains.

Les figures VII-3 et VII-4 représentent ces corrélations. Nous y avons placé les valeurs obtenus par nos matériaux GU ($e_{\max} = 0,98$ et $e_{\min} = 0,58$ et $Cu = 1,42$) et GE ($e_{\max} = 0,78$ et $e_{\min} = 0,33$ $Cu = 10$). Nous voyons que les valeurs mesurées pour e_{\max} et e_{\min} sont en accord avec les graphes proposés par **BIAREZ** et **HICHER**, est représentative des grains subanguleux à anguleux ce qui est en accord avec l'observation et de rugosité $R = 0,25$. Le matériau concassé qui est à la base de notre étude est sub-anguleux à anguleux.

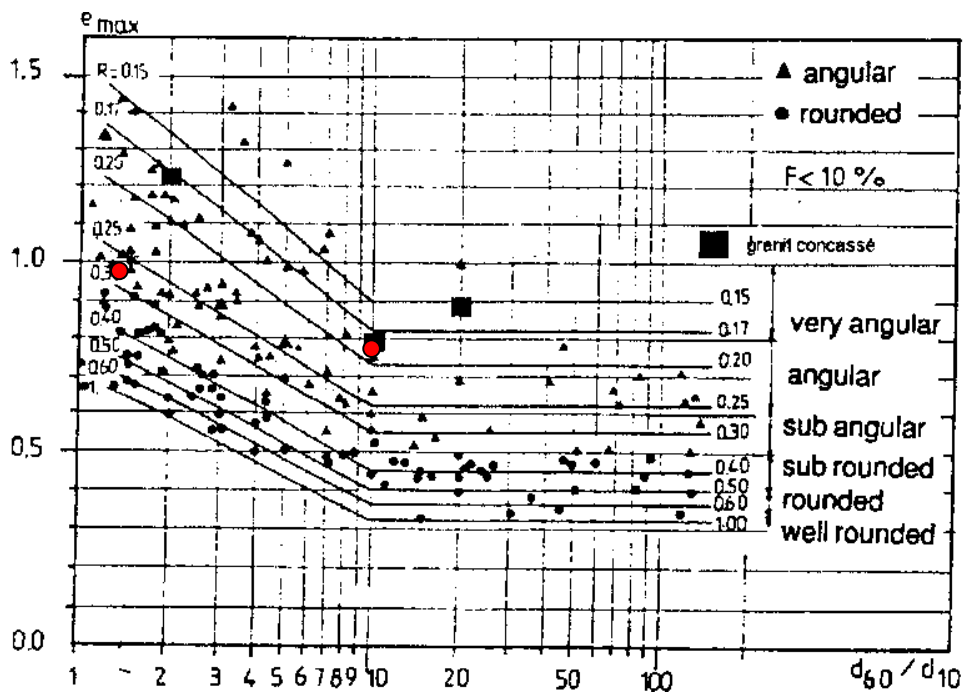


Figure VII-3 *BIAREZ & HICHER* (1994) Indice des vides maximum en fonction de d_{60} et de la forme des grains

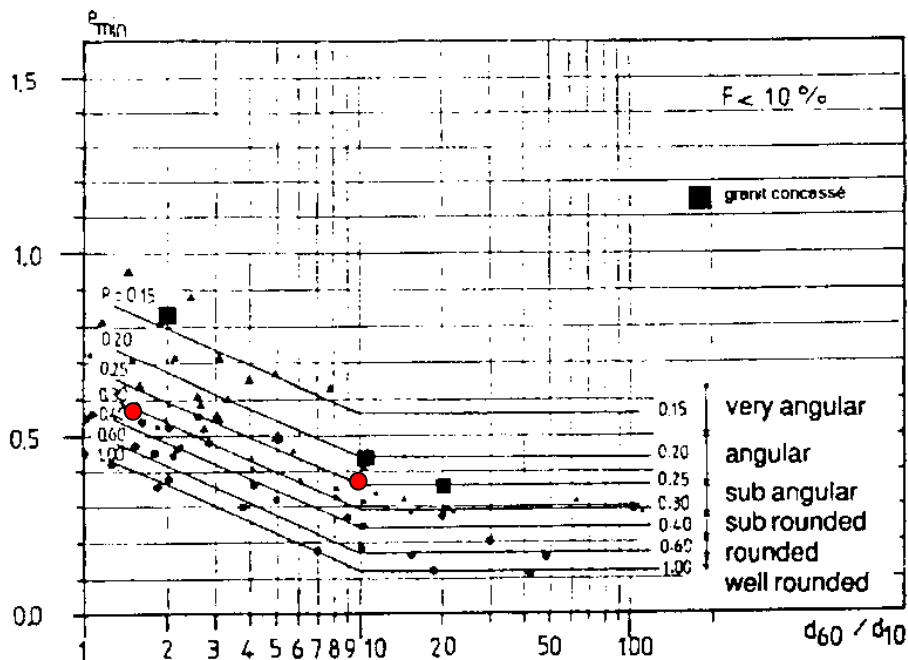


Figure VII-4 *BIAREZ & HICHER* (1994) Indice des vides maximum en fonction de d_{60} et de la forme des grains

VII-III Analyse granulométrique sur le sable à granulométrie étalée (GE):

VII-III-1 Influence de la contrainte de consolidation :

les figures ci dessous présentent l'évolution de la granulométrie pour un matériau à granulométrie étalée (GE) sous différentes contraintes de consolidation (variant entre 3 bars et 5 bars) et à différents états initiaux lâche ($D_r=15\%$) et dense ($D_r= 85\%$).

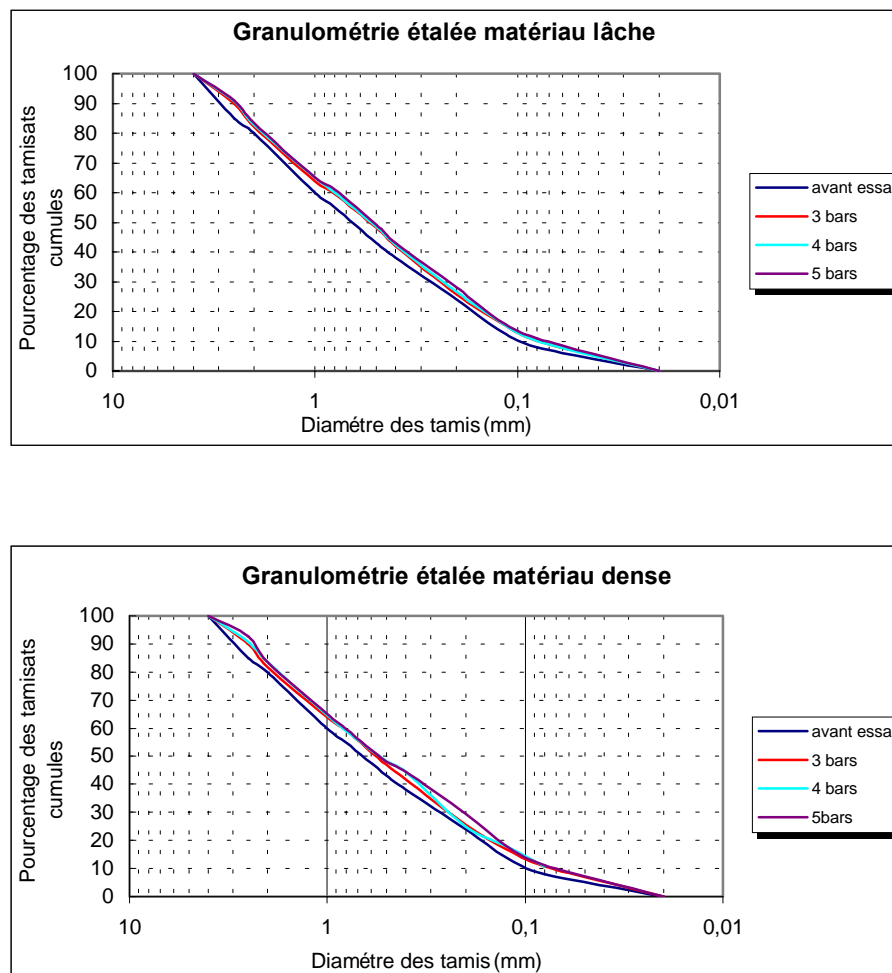


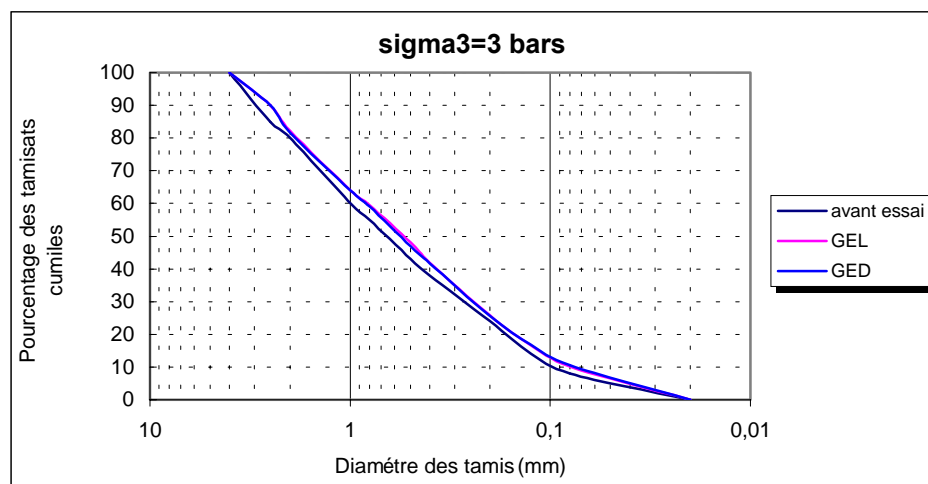
Figure VII-5 Pourcentage des tamis cumulé en fonction des diamètre des grains : effets de la contrainte de consolidation

Nous constatons que l'évolution de la granulométrie en fonction de l'accroissement de la contrainte de consolidation n'est pas importante (Figure VII-5). Si nous comparons le pourcentage des tamis cumulés à 80 μ avant et après essai pour des contraintes de consolidations variées entre $\sigma_3=2$ bars et $\sigma_3=5$ bars, nous trouvons un taux de variation compris entre 1,68% et 3,65% pour un état initial dense et un taux variant entre 0,99% et 2,9% pour un état initial lâche et le coefficient d'uniformité est compris entre 10,23 et 11,42 pour un état initial dense, et entre 10 et 10,27 pour un état initial lâche. Nous remarquons aussi que le coefficient d'uniformité avant essai et à $\sigma_3=3$ bars reste constant.

VII-III-2 Influence de la densité relative

Si nous comparons les courbes granulométriques pour la même contrainte de consolidation mais à des états initiaux différents (Figure VII-6).

Nous constatons que les courbes sont presque identiques, la densité relative n'a pratiquement pas d'influence sur l'écrasement des grains ou du moins sur la rupture des aspérités. Les taux de variation du pourcentage des tamis cumulés passant le tamis 80 μ entre l'état dense et l'état lâche varient entre 0,69% pour $\sigma_3=2$ bars et 0,75% pour $\sigma_3=5$ bars. Le coefficient d'uniformité est pratiquement constant entre les deux états.



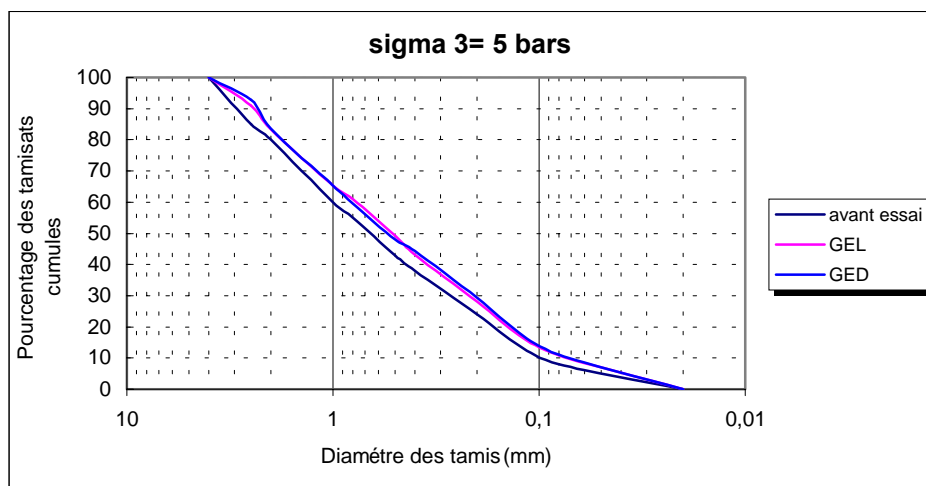
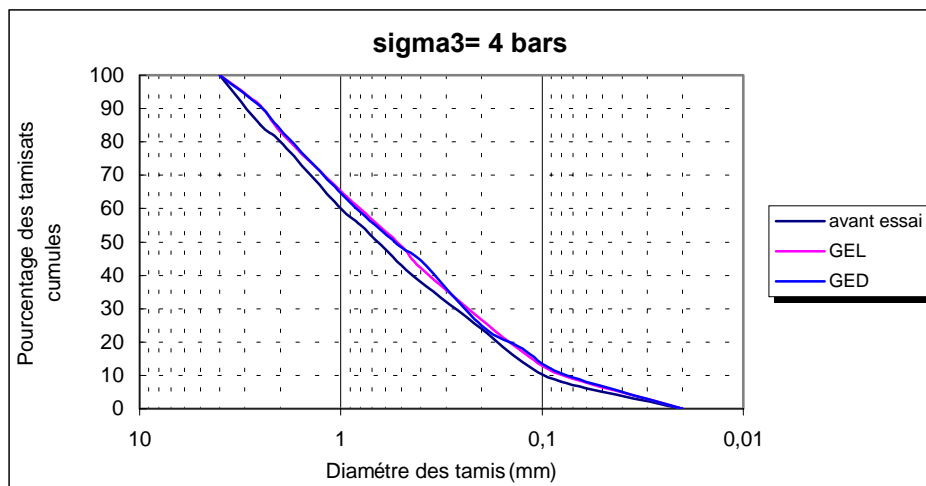


Figure VII-6 Pourcentage des tamisats cumules en fonction des diamètre des grains
Effets de la densité initiale

VII-IV Analyse granulométrique sur le matériau à granulométrie uniforme (GU)

VII-IV-1 Influence de la contrainte de consolidation

Ici sont présentée les courbes granulométriques après essai de cisaillement sur l'appareil triaxial d'un matériau à granulométrie uniforme soumis à des contraintes de consolidation σ_3 variant entre 3 et 5 bars, à des densité initiales faible $Dr=15\%$ et forte $Dr=85\%$. Nous obtenons les résultats suivants (Figure VII-7)

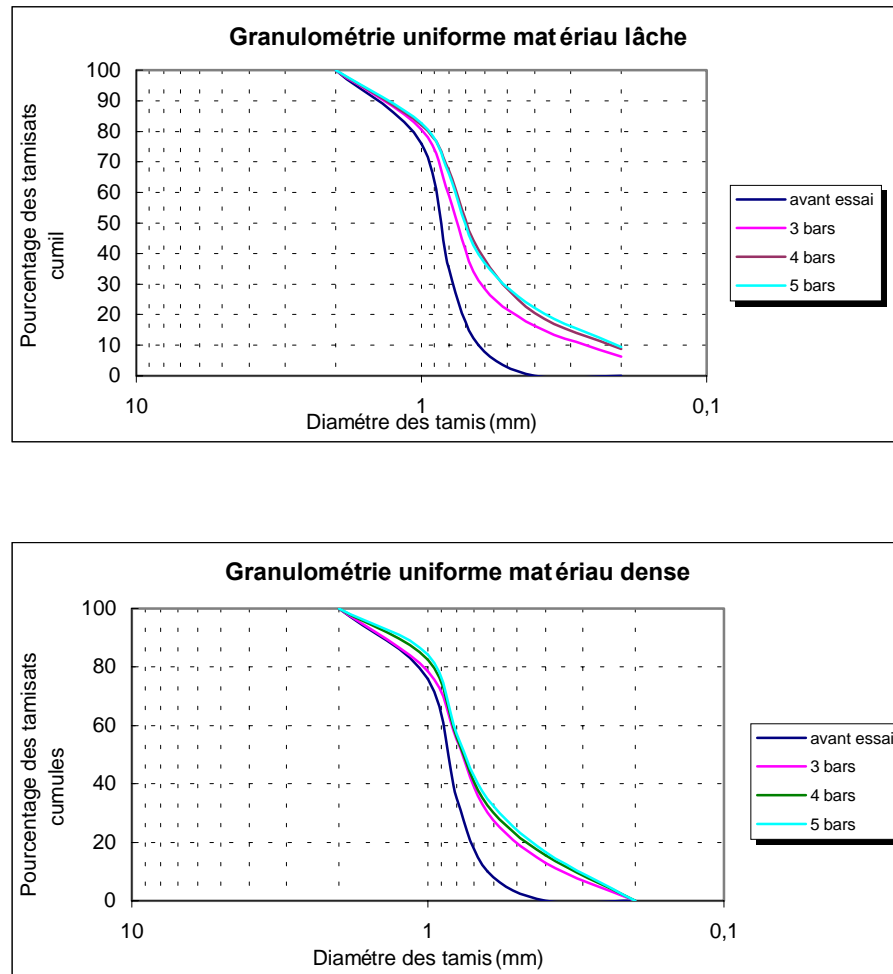


Figure VII-7 Pourcentage des tamisats cumulées en fonction des diamètre des grains :
Effet de la contrainte de consolidation

Nous observons que le pourcentage de grains écrasés augmente avec la contrainte de consolidation . la courbe granulométrique du matériau lâche montre que le pourcentage passant le tamis 0,4 mm avant l'essai triaxial (courbe d'origine) était à 0% , passe à 16,25% après l'application d'une contrainte de consolidation $\sigma_3=3$ bars et à 20,47 pour $\sigma_3=4$ bars 22,09% pour $\sigma_3=5$ bars. Pour le matériau dense il passe de 0% avant essai à 12,99% pour $\sigma_3=3$ bars , 15,49% pour $\sigma_3=4$ bars et 16,7% pour $\sigma_3=5$ bars. ceci est due à l'importance de la force appliquée . Nous remarquons que la rupture des grains entre les contraintes de consolidation $\sigma_3=4$ bars et $\sigma_3=5$ bars n'est pas très important. pour la

granulométrie uniforme la rupture des grains est significative, qui se traduit par une contractance plus élevée lors des essais triaxiaux.

VII-IV-2 Influence de la densité relative

Les graphes de la figure VII-8 montrent que l'effet de la densité initiale pour une granulométrie uniforme est plus significatif que dans le cas d'une granulométrie étalée. Nous remarquons que la densité initiale faible induit un écrasement des grains plus important qu'une densité initiale forte. Le taux de variation du pourcentage des grains écrasés entre un matériau lâche et dense varie entre 3,26% pour une contrainte de consolidation $\sigma_3=3$ bars et 5,39% pour $\sigma_3=5$ bars.

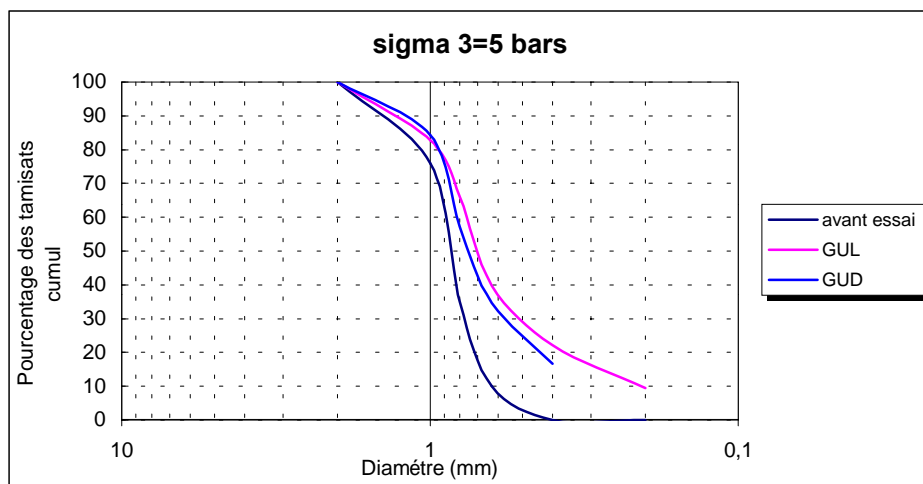
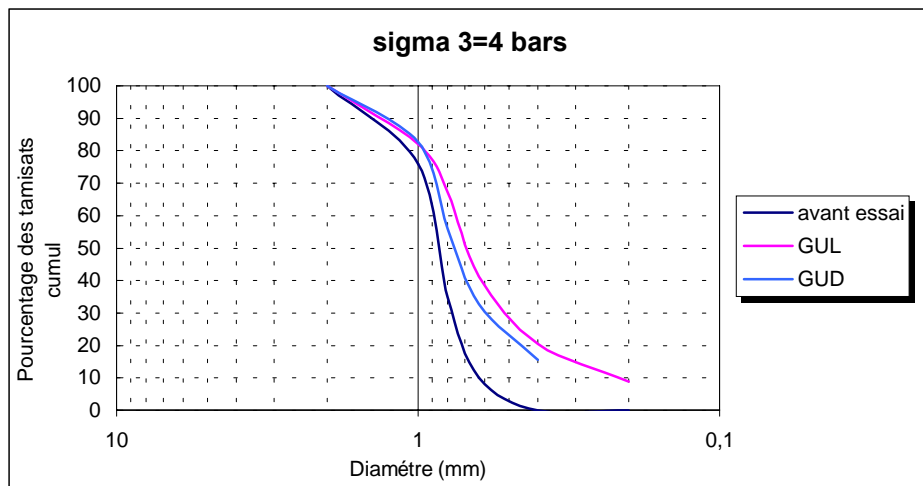
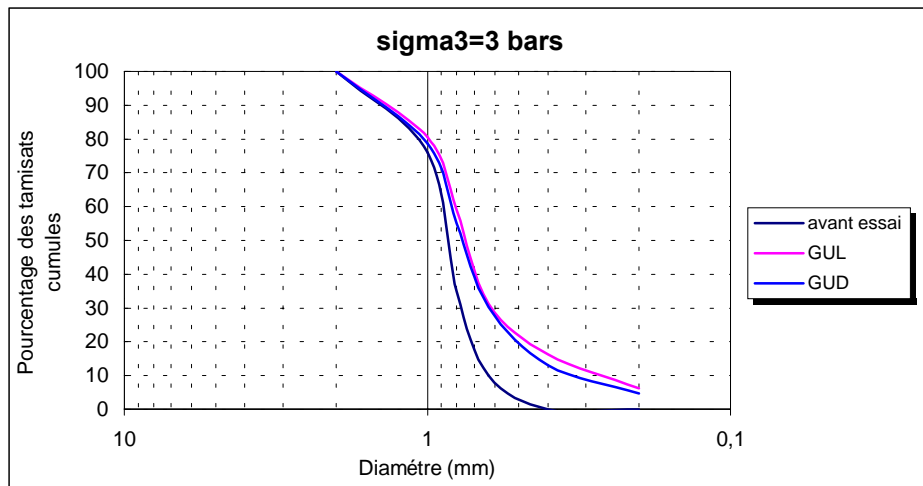


Figure VII-8 Pourcentage des tamisats cumulées en fonction des diamètre des grains : Effets de la densité initiale.

VII-V Degré d'écrasement des grains

Plusieurs chercheurs ont essayé de mesurer la quantité des grains écrasés. Le facteur d_{60}/d_{10} est le plus couramment utilisé. Les méthodes développées sont empiriques et sont basées sur la mesure de changement de tailles des particules. Certaines indices sont basés sur une seule taille des grains, d'autres indices dépendent de toutes les tailles de la granulométrie.

VII-V-1 Les méthodes basées sur un seul facteur

- 1- **LEE** et **FARHOOMAND** (1967) $d_{15 \text{ initial}}/d_{15 \text{ final}}$.
- 2- **DATTA** et **AL** (1979) $d_{10 \text{ initial}}/d_{10 \text{ final}}$.
- 3- **K** $100*(d_{10})^2$.
- 4- **B10** = $1-(d_{10 \text{ final}}/d_{10 \text{ initial}})$.

VII-V-2 Plus d'un seul facteur

- 1- Coefficient d'uniformité d_{60}/d_{10}
- 2- **KIM** (1995) a,b,c,d,.....g

L'indice **KIM** signifie la somme de l'écrasement des grains. La méthode est basées sur le changement de la taille des grains dans la courbe granulométrique. La différence des pourcentages retenus et calculés pour toutes les tailles analysées.

Nous avons déjà constater lors de l'analyse granulométrique sur les courbes des figures précédentes, que l'évolution de la courbe granulométrique du matériau étalé (GE) est difficile à distinguer. En ce qui concerne le matériau (GU) l'évolution est bien distincte. on peut confirmer ce résultat à partir des graphes tracés dans le plans $d_{15 \text{ initial}}/d_{15 \text{ final}}$, $d_{10 \text{ initial}}/d_{10 \text{ final}}$, $1-(d_{10 \text{ final}}/d_{10 \text{ initial}})$, d_{60}/d_{10} , **KIM**, en fonction de la contrainte de consolidation.

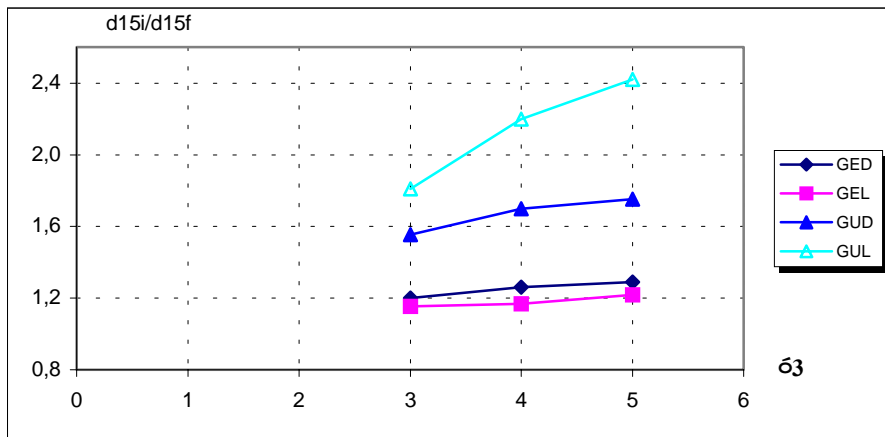


Figure VII-9 Contrainte de consolidation en fonction du rapport diamètre d_{15i}/d_{15f}

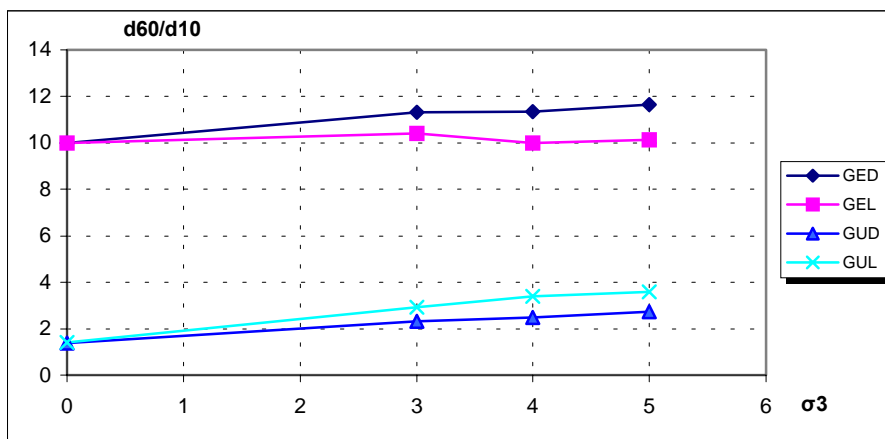


Figure VII-10 Contrainte de consolidation en fonction du rapport diamètre d_{60}/d_{10}

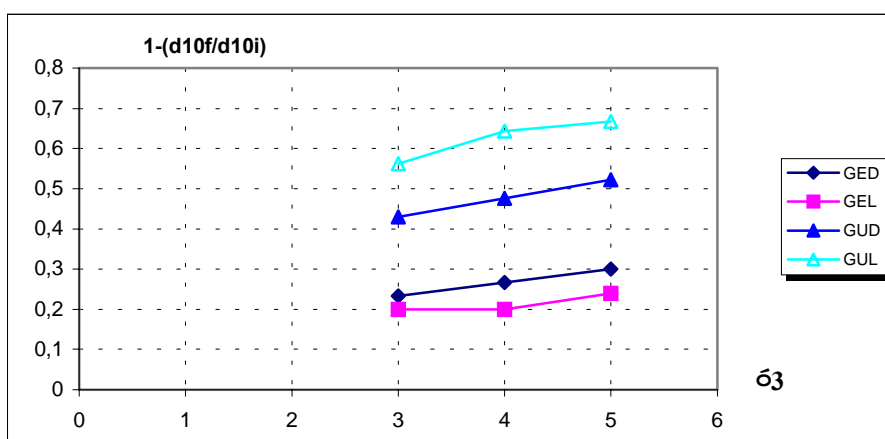


Figure VII-11 Contrainte de consolidation en fonction de $(1-(d_{10f}/d_{10i}))$

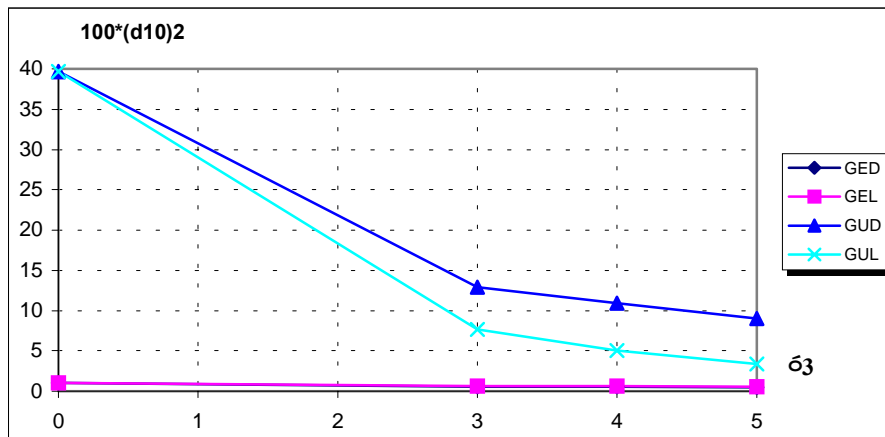


Figure VII-12 Contrainte de consolidation en fonction du rapport diamètre d_{60}/d_{10}

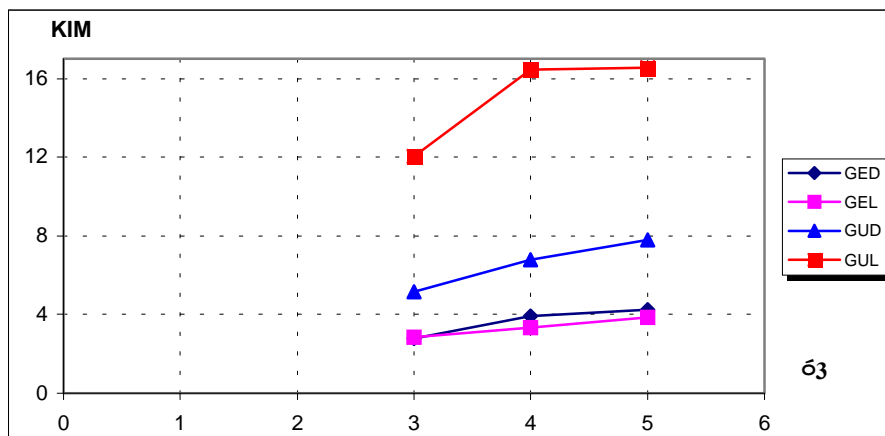


Figure VII-13 Contrainte de consolidation en fonction du coefficient de *KIM*

Nous pouvons remarquer que l'écrasement de GE est très faible, il évolue en fonction de la contrainte de consolidation, nous pouvons expliquer ça par le fait que plus les grains sont petit, plus leur forme se rapproche de la forme sphérique, par conséquent il y'as moins d'aspérités . En revanche GU évolue régulièrement en fonction de la contrainte de consolidation. Nous remarquons aussi que les coefficient $d_{15\ initial}/d_{15\ final}$, $d_{10\ initial}/d_{10\ final}$, $1-(d_{10\ final}/d_{10\ initial})$ et *KIM* présente une évolution des degrés de rupture progressifs ,ces coefficients et en particulier $d_{15\ initial}/d_{15\ final}$ donne une bonne susceptibilité à la contrainte appliquée . En revanche le coefficient d_{60}/d_{10} représente mal notre matériau

VII-VI Conclusion

- La granulométrie étalée GE donne un écrasement moins important qu'une granulométrie uniforme GU. Ce résultat a été montré par *HALL* et *GORDON* (1963).
- La densité initiale lâche induit un écrasement des grains plus important qu'une densité initiale dense ceci pour une granulométrie uniforme. En revanche pour le matériau étalée la densité n'a pratiquement pas d'influence sur l'écrasement des grains.
- La rupture des grains est fonction de la nature des matériaux, si nous comparons nos résultats avec ceux cités en bibliographie obtenus par (KIM). Nous constatons que la rupture des grains du granite concassé apparaît pour de fortes contraintes de consolidations supérieures à 10 bars, par contre dans le cas de notre matériau une contrainte de 0,3 Bars provoque la rupture des grains.
- Les Coefficients $d_{15 \text{ initial}}/d_{15 \text{ final}}$, $d_{10 \text{ initial}}/d_{10 \text{ final}}$, $1-(d_{10 \text{ final}}/d_{10 \text{ initial}})$ et **KIM** représentent bien l'écrasement du matériau étudié.

Conclusion Générale et perspectives

Nous avons caractérisé le comportement d'un granulat (calcaire concassé). Notre choix sur la nature (calcaire) du matériau a été motivé dans le but d'estimer le taux d'écrasement des grains. L'objectif de cette étude était de comparer le comportement mécanique du matériau pour deux granulométries différentes, étalée (GE) et uniforme (GU), et à densité relative initiale dense et lâche sous différentes contraintes de confinement. Nous résumons ici les conclusions les plus importantes

La granulométrie joue un rôle important dans le processus de déformation et la résistance des matériaux granulaires. Nous avons remarqué que le matériau à granulométrie uniforme a un comportement ductile et contractant et que sa contrainte au cisaillement est plus faible que celle du matériau à granulométrie étalée, on peut amputer cette forte contractance à la rupture des grains qui n'est pas négligeable dans le cas du matériau GU.

La rupture des aspérités change la forme des grains, d'anguleuse à moins anguleuse. Le changement de la forme diminue l'enchevêtrement entre les grains, par conséquent l'angle de frottement diminue et ainsi la résistance au cisaillement devient faible.

L'apparition du pic dans les courbes contraintes-déformations se traduit par une localisation des déformations au niveau des bandes de cisaillement. Nous avons remarqué lors de cette étude que pour une même densité initiale, le pic est accentué pour le matériau (GE) et que ce pic apparaît plutôt dans le matériau à granulométrie étalée (GE). ceci peut être traduit par la non homogénéité de la structure granulaire (anisotropie de la structure).

Le comportement d'un matériau est fonction de la contrainte de consolidation, la dilatance s'atténue en augmentant la contrainte de consolidation.

La rupture des grains est fonction de la nature et de la granulométrie des matériaux.

Les facteurs des degrés de rupture représentatifs pour les matériaux GU et GE sont. $d_{15}^{initial}/d_{15}^{final}$, $d_{10}^{initial}/d_{10}^{final}$, $1-(d_{10}^{final}/d_{10}^{initial})$ et **KIM**.

Les perspectives que l'on peut donner à ce travail.

- L'élargissement de l'étude du comportement mécanique pour des contraintes plus élevées.
- L'étude de l'effet de la granulométrie par des essais complémentaires à partir d'autres courbes granulométriques.
- L'étude de la forme des grains, donc l'effet de l'angularité sur le comportement mécanique des matériaux, en utilisant les matériaux analogiques ou autre tels que les grains de café, grains de riz...).
- L'étude de l'effet de la rugosité sur le comportement mécanique des matériaux granulaires
- L'élargissement de l'étude sur d'autres appareils tel que l'eodomètre.
- L'étude de l'écoulement dans les silos des matériaux granulaires et les problèmes induits lors de l'écoulement tel que l'effet de voûte.

La poursuite de ce travail pourrait être de proposer et de valider des modèles prédictifs pour introduire l'effet de la rupture des grains, basée sur la distribution de la dimension et la nature minéralogique, sur le comportement mécanique des milieux granulaires.

Un travail de modélisation du comportement des matériaux granulaires s'inscrit dans la thèse de doctorat de Madame *AIT-MOKHTAR.K*, les résultats que nous avons obtenus pourront lui servir comme exemple de validation et l'idée d'introduire l'effet de la nature des matériaux et de la rupture des grains dans le modèle choisi.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

[1] ABRIAK.N.E (1991)

Ecoulement d'un matériau granulaire à travers d'un orifice: Effet de parois.

Thèse de doctorat de mécanique soutenue en 1991, Université des sciences et de technologie de Lille.

[2] ABRIAK.N.E (1995)

Cours de Mécanique des milieux granulaires.

Edition 1995, Ecole des Mines de Douai.

[3] ABRIAK.N.E et F.PARSY (1993)

Etude d'un matériau granulaire. Passage du milieu discontinu au milieu continu : approche expérimentale.

Revue française de géotechnique N° 65 p 29-35.

[4] ABRIAK. N.E

Modification et instrumentation de l'appareil de cisaillement de Casagrande : Etude du phénomène de la rupture dans les milieux granulaire.

Revue Ouverture Club de Métrologie

[5] ABRIAK.N.E(1989)

Les modèle réduits (silo, Schneebeli et biaxial).

Edition 1989, Ecole des Mines de Douai.

[6] ABRIAK.N.E (1995)

Cours de Rhéologie (tomme I et II)

Edition 1995. Ecole des Mines de Douai

[7] AIT-MOKHTAR.K. (2000)

Introduction à l'étude des milieux granulaires

Conférence Internationale de Géoengineering. Université des sciences et de la technologie H. Boumediene Institut de Génie Civil ALGERIE

[8] AL ISSA (1973)

Recherche de la loi contrainte déformation des milieux pulvérulents

Thèse de docteur és Sciences. Grenoble

[9] BIAREZ.J, J.M.FLEUREAU, M.I.ZERHOUNI, B.S.SOEPANDJI.(1991)

Variations de volume des sols argileux lors de cycles de drainage-humidification

Revue française de géotechnique N° 41 p63-71.

[10] BIAREZ.J (1962)

De l'ordre au désordre dans les milieux granulaires bidimensionnels.

GRECO Géomatériaux, Projet micromécanique des milieux granulaires.

[11] **BIAREZ et HICHER P.Y** (1989)

An introduction to the study of relation between the mechanics of discontinuous granular media and the rheological behaviours of continuous equivalent media Application to compaction. Powers and grains

[12] **BIAREZ et ZIANI** (1991)

Introduction aux lois de comportement des sables très peu denses.
Revue Française de Géotechnique, N° 54 pp 65-73

[13] **BIAREZ et WIENDECK.K** (1991)

La comparaison qualitative entre l'anisotropie de structure des milieux pulvérulents, Revue Française de Géotechnique, N° 42 p16-25

[14] **BILAM.J** (1971)

Some aspects of the behaviour of granular materials at high pressures
Proceedings of the Roscoe memorial symposium, Cambridge, march 1971, p 69-80

[15] **BISCHOP** (1966)

The strength of soil and elevated cell pressures
Géotechnique, Vol. 16 N° 2, pp.91-130

[16] **CAMBOU.B** (1987)

Mécanique des matériaux granulaires, approche micro-structurale.
Manuel de rhéologie des géomatériaux, Presse de l'ENPC.

[17] **CAMBOU.B** (1981)

Analyse du comportement des milieux granulaires basée sur leur nature discontinue. Revue Française de Géotechnique, N° 14

[18] **CAMBOU.B** (1986)

Les micro mécanisme des déformations plastiques dans un sol granulaire.
Revue Française de Géotechnique, N° 31 p 40-50.

[19] **CAMBOU.** (1978)

Analyse statistique du niveau de la particule granulaire.
Journée de rhéologie

[20] **CAMBOU.B. et SIDORFF.F.** (1985)

Description de l'état d'un matériau granulaire par variables internes statiques à partir d'une approche discrète
Journal de mécanique théorique et appliquée 4 N° 2, pp.233-242

[21] **CAMBOU.B et DJAFARI.K** (1988)

Modèle de comportement des sols non cohérents.
Revue française de géotechnique N° 44 p43-55.

[22] **CANOUE.J. et BENAHMED.N.** (2000)

Comportement mécanique et liquéfaction des sables.

Actes des journées scientifiques du LCPC. Colloque physique et mécanique des matériaux granulaires tome1., p15-33

[23] **CHAMIEH** (1990)

Experimental investigation of the behaviour and stability. of granular soils at high pressure
Ph.D. ,University of California, Los Angeles, pp. 222

[24] **CHAPUIS.R.** (1976)

De la structure géométrique des milieux granulaires en relation avec le comportement mécanique.

Thèse de doctorat ès sciences appliquées, Montréal,

[25] **COHEN.O. et QUASSIM.R.Y.** (1989)

Similarity transformation of the Goodman-Cowin equation of granular media in preparation.
Journal of applied mechanics Vol. 44, pp 409-412

[26] **COLLIAT. J.I. DESRUES. J. et FLAVIGNY. F.** (1986)

Avantage et inconvénients de l'utilisation d'un système d'antifrittage dans l'essai triaxial de compression.

Revue française de géotechnique, N° 34 p.41-55

[27]**COLLIAT-DANGUS** (1986)

Comportement des matériaux granulaires sous fortes contraintes

Thèse, Université scientifique et médicale de l'institut national polytechnique de grenoble,

[28] **DANTU.P.** (1957)

Contribution à l'étude mécanique et géométrique des milieux pulvérulents Proceedings of the
4th ICSMFE, Londres, Vol.1, p 144-148.

[29] **DARVE.F.** (1987)

Manuel de rhéologie des géomatériaux, Edition 1987.

Presse de l'école nationale des ponts et chaussées.

[30] **DATTA et ALL**

[31] **DE JOSSELIN DE JONG.G et VERRUIJT.A** (1957)

Etude photo-élastique d'un empilement d'un empilement de disque.

Can Groupe étude rhéologique. N° 2 p73-86

[32] **DURAN.** (1999)

Sables, poudres et grains. Introduction à la Physique des milieux granulaires.

Edition Eyrolles sciences.

[33] **FUKUSHIMA.S et TATSUOKA.F** (1984)

Strength and deformation characteristics of saturated sand at extremely low pressures.

Soils and Foundations, Vol. 24, N°4, pp 30-48

[34] **FAYET.T** (1999)

Contribution à la modélisation des matériaux élasto-plastiques écrouissables ; application aux sols.

Thèse de doctorat ,Ecole Centrale de Paris, Laboratoire de Mécanique, sols, Structures et Matériaux..

[35] **FAUGERAS.J-C et GOURVE.R** (1981)

Mesure des contraintes au sein d'un massif analogique de Schneebeili.

Revue française de géotechnique N° 11 p 5-16.

[36] **GANIOU F** (1994)

Etude de la localisation des déformations dans les matériaux granulaires par la technique de traitement d'images.

Thèse de doctorat ,Université des Sciences et de la Technologie de Lille.

[37] **HABIB P** (1987)

Introduction de la Rhéologie des géomatériaux

[38] **HABIB P** (1981)

Les surface de glissement en mécanique des sols.

Revue française de géotechnique N° 11 p 5-16.

[39] **HABIB P** et **LUONG.M.P** (1974)

Comportement mécanique des soles sous fortes recouvrements.

3^e congrée international de mécanique des roches, Denver, Colorado, U.S.A.

[40] **HADDIA** (1990)

Etude statique et comportement mécanique des milieux granulaires.

Rapport de stage de DEA. Université des Sciences et Technologies de Lille Flandres Artois.

[41] **HALL.E.B** et **GORDON.B.B.**

Triaxial testing with large scale high pressure

ASTM STP 361, Laboratory shear testing of soil

[42] **HARR.M.E** (1981)

Mécanique des milieux formés de grains.

Editions presses polytechnique Romandes, LAUSANE, p514

[43] **HARDIN.B.O** (1985)

Crushing of soil particles

Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, No.10, p 1177-1192

[44] **HICHER P.Y** et **LADE.P.V**(1987)

Rotation of Principal Directions in Co-Consolidated Clay

Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 113, No.7,p 774-788

[45] **HOLTZ.R** et **W.KOVACS** (1996)

Introduction à la géotechnique.

Edition de l'Ecole Polytechnique de Montréal.

[46] **HORNE** (1965)

The behaviour of an assembly of rotund, rigid, cohesionless particles
Proc. Roy. Soc. Serie A, Vol. 286 pp 62-97.

[47] **KHARAGHANI.S** (1994)

Localisation des grandes déformations au laboratoire et in situ.
Thèse de doctorat soutenue en 1994.Ecole Centrale de Paris.

[48] **KHARAGHANI.S** (1991)

Etude expérimentale du comportement des sols remaniés.
Rapport de stage de D.E.A. Laboratoire de mécanique des sols , Ecole Centrale de Paris.

[49] **KHATI.S** (1996)

Comportement des matériaux granulaires : étude micro-macro du frottement et de la dilatance.
Thèse de Doctorat. Université des Sciences et Technologies de Lille

[50] **KIM Me-Sun** (1995)

Etude expérimentale du comportement mécanique des matériaux granulaires sous fortes contraintes.
Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Paris, Laboratoire de mécanique des sols, structures, Matériaux.

[51] **KIRKPATRICK.W.M.** (1961)

Contribution to the discussion on soil properties and their measurement
Proc. 5th ICSMFE, Paris, Vol.3, pp116-119, pp 273-277

[52] **KONRAD J.M. FLAVIGNY E. et MEGHACHOU M** (1991)

Comportement non drainé du sable d'Hostun lâche.
Revue française de géotechnique N° 54 p 53-63.

[53] **LAMBE.T.W, WITHMAN.R.V** (1969)

Soil mechanics-JON Wiley et Sons
Edition 1969. New York, p 553

[54] **LANCELOT.L , SHAHROUR.I et AL. MAHMOUD.B**

Comportement du sable d'Hostun sous faible contraintes.
Revue Française de Géotechnique (1996) N° 74 P.63 à 74

[55] **LANIER J.** (1999)

Milieux granulaires : échelle du continue et échelle du grain.
14^{ème} Congrès Français de Mécanique, p1-6

[56] **LARADI.N.**(1990)

Modélisation du comportement des matériaux traités au liants hydrocarbonés
Ecole Nationale des Travaux publique de l'Etat.
Thèse de docteur ingénieur.

[57] LEE.K.L et FARHOOMAND.I

Compressibility and crushing of granular soil in anisotropy triaxial compression Canadian Geotechnical Journal. Vol. 4. No.1, 1967, pp. 68-100

[58] LEE.K.L (1978)

End restraint effects on undrained static triaxial strength of sand
Journal of geotechnical engineering.

[59] LEE.K.L et SEED.H.B (1967)

Drained strength characteristics of sand
Journal of the soil mechanics of foundation division, A.S.C.E., Vol.18,N°2
pp 247-269

[60] LESLIE.D.D (1969)

Relationship between shear strength, gradation and index properties of rockfill materials.
Spec. Session N° 13, 7th I.C.O.S.M.F.E.

[61] LO K L. et ROY.M (1973)

Response of particulate materials at high pressures
Soils and Foundations, Vol. 13, No. I, pp 61-76

[62] LE LONG.M. (1968)

Contribution à l'étude des propriétés mécaniques des sols sous fortes pressions Thèse,
Université de Grenoble.

[63] LUONG.M.P (1980)

Phénomènes cycliques dans les sols pulvérulents
Revue française de géotechnique N° 10 pp 11-22.

[64] LUONG.M.P et TOUATIA (1981)

Sols grenus sous fortes contraintes.
Revue française de géotechnique N° 11 p 5-16.

[65] MARSCHAL, R.J.(1965)

Large scale testing of rock fill materials
Journal of the soil Mechanics and foundation Division. Proceedings of the American Society
of Civil Engineers Vol. 93, No SM2.

[66] MESTAT.P (1993)

Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par éléments finis. Série
géotechnique GT52 LCPC.

[67] MIURA.S et HARA.S (1979)

Particle-crushing of decomposed granite soil under shear stresses Soils and Foundations, Vol.
19, No.3, pp 1-14

[68] MIURA.S et TOKI.S (1984)

Anisotropy in mechanical properties and its simulation of sands sampled from natural
deposits Soils and Foundations, Vol. 24, No.3,pp 69-84

[69] **MOHKAM.M** (1983)

Contribution à l'étude expérimentale et théorique du comportement des sables sous chargements cycliques. Thèse de doctorat, Université Scientifique et Médicale, Institut National Polytechnique de Grenoble.

[70] **ODA.M.M** (1977)

Co-ordination number and its relation to shear strength of granular material
Soil and foundation, Vol. 17, N°2, pp 29-42.

[71] **ODA.M, KONOSH.I.J** (1974)

Microscopic deformation mechanism of granular material in simple shear
Soil and foundation, Vol. 14, N°4, pp 25-38.

[72] **ODA.M, KONOSH.I.J** et **NEMAT NASSER.S** (1980)

Some experimentally based fundamental result on the mechanical behaviour of granular material
Soil and foundation, Vol. 30, N°4 pp 39-52.

[73] **PONCE.V.M** et **BELL.J.M** (1989)

Shear strength of sand at extremely low pressures .
SMC Division, proceeding , ASCE, Vol. 97, N°SM4, pp625-638

[74] **PROTULIPAC** (1958)

soil behaviour during shear
engineering, 186, 4829, pp 409-413

[75] **ROSCOE** et **SCHOFIELD**

On yielding of soils- Geotechnical, Vol.8 p 22-53

[76] **ROWE.P.W.**(1962)

The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles In contact
Proc. R. Soc

[77] **SCHLOSSER** (1974)

Influence des déformations des grains dans les milieux granulaires- Bulletin de liaison
Laboratoire ponts et chaussée, N°69, p97-103

[78] **SCHOFIELD.A.N** et **WROTH.C.P.** (1968)

Critical state soil mechanics
MaGraw-Hill Ed. London, pp310

[79] **STUTZ.P.** (1987)

loi de comportement : principes généraux.
Manuel de rhéologie des géomatériaux , Presses de l'ENPC.

[80] **TATSUOKA.F** et **ISHIHARA.K** (1974)

Drained deformation of sand under cyclic stresses reversing direction
Soils and foundation, Vol. 14 N°3

[81] TERZAGHI.K. et PECK.R.B.

Mécanique des sols appliquée, Dunod Paris

[82] TRAVERS.T, AMMI.M, BIDEAU.D, GERVOIS.A, LEMAITRE.J, MESSENGER.J-C, TROADEC.J-P (1988)

Compression des milieux granulaires modèles à deux dimensions.
Revue française de géotechnique N° 43 p 21-33.

[83] TOUATIA.A. (1982)

Comportement mécanique des sols pulvérulents sous fortes contraintes.
Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

[84] VESIC et CLOUGH (1968)

Behaviour of granular materials under high stress.

Journal of the soil mechanics and foundations division, Vol. 94 N° SM3, pp 661-668

[85] WEBER (1966)

Recherche concernant les contraintes intergranulaires dans les milieux pulvérulents Bulletin de liaison Laboratoire ponts et chaussée, N°20, p3.1-3.20.

[86] WIENDIECK.O. (1968)

L'anisotropie des matériaux pulvérulents et son influence sur les tassements.
Publications Scientifiques et techniques du ministère de l'Air

[87] WILKINS.J.K (1970)

A theory for the shear strength of rock fill-Rock mechanics, vol.2 p 205-222

[88] YAMANUCHI.B, HASHIZUME.Y. et IKENAGA.H. (1992)

Change in pore size distribution of peat in shear processes
Soils and Foundations, Vol. 32, No.4, pp 1-16

[89] RECUEIL DE NORMES FRANÇAISE (1995)

Géotechnique, Essais de reconnaissance des sols- tome 1 et 2

A - Détermination des masses volumiques

A-1 Masse volumique des grains solides- NF P 94-054 :

L'essai consiste à mesurer successivement les paramètres masse et volume qui caractérisent un même échantillon. cet essai nécessite un moule, une règle à araser et une balance, se fat selon les étapes suivantes :

1. Etuver le matériau.
2. Peser le moule vide M_m
3. Peser le moule rempli d'eau M_{m+eau}
4. Remplir le $\frac{1}{4}$ du moule avec l'échantillon du sol et noter la masse M_{m+e}
5. Compléter le reste c'est à dire les $\frac{3}{4}$ avec de l'eau. Noter la masse $M_{m+e+eau}$.
6. La masse volumique est donnée par la formule suivante :

$$V_e = \frac{(M_{m+eau} - M_m) - (M_{m+e+eau} - M_{m+e})}{\rho_{eau}} \quad \gamma_s = \frac{M_{m+e} - M_m}{V_e}$$

A-2 Les masses volumiques maximales et minimales -NF P94-059.

A-2-1 Etapes de détermination de la densité minimale.

1. On prépare une quantité de sol par échantillonnage.
2. On choisi un moule normalisé cylindrique à base circulaire dont le volume est égal à $V_m = 2811 \text{ cm}^3$.
3. On pèse le moule, on détermine sa masse M_m .
4. l'échantillon du sable est mis en place dans un état lâche par répandage. On verse le sable dans le moule jusqu'au remplissage à travers un entonnoir à une hauteur de chute nulle.
5. L'échantillon doit constituer un excédent conique au dessus du moule.

-
6. On enlève le sol surmontant le niveau supérieure du moule au moyen d'une règle à araser en prenant toutes les précautions pour éviter une densification du sol à l'intérieur du moule.
 7. On élimine les particules de sol pouvant subsister sur la surface extérieure du moule.
 8. On pèse le moule rempli de sol et on détermine la masse M_{m+s} .
 9. On calcule la masse volumique minimale $\gamma_{d\max} = \frac{M_{m+s} - M_m}{V_m}$.
 10. L'indice des vides maximal est déterminé par la formule suivante :

$$e_{\min} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{d\max}} - 1$$

A-2-2 Détermination de la densité maximale.

1. On répète les étapes de 1 à 7.
2. On pose sur le matériau la cale (le diamètre de la cale est légèrement inférieure au diamètre intérieure du moule et sa hauteur est de 3 cm.
3. On monte la hausse cylindrique sur le moule d'essai.
4. On fixe le moule sur la table vibrante et on pose sur le matériau la surcharge adapté au moule.
5. On règle la table vibrante pour obtenir une amplitude 0,5mm avec une fréquence de 50Hz.
6. On fait vibrer le matériau pendant une durée de 8 minutes.
7. On enlève la surcharge et la hausse en évitant d'entraîner le matériau.
8. On positionne un capteur de déplacement à la verticale de chacun des trois repères de nivellement disposés à 120° et on fait les lectures correspondantes aux palpeurs en contact avec la partie supérieure de la cale. Sans déplacer les supports des capteurs de déplacement on fait tourner horizontalement la cale
9. de mesure pour rendre accessible au palpeur du capteur, le sommet du moule d'essai et faire les lectures de déplacements

-
10. Après avoir enlever la cale, en ayant soin de ne pas entraîner le matériau, le moule contenant la prise d'essai est pesé, on note la masse M_{m+s} .
11. On calcule le volume de l'échantillon V_e de sol à partir des mesures géométriques du moule déterminées lors de l'étalonnage et des lectures des capteurs.

$$V_e = A_m \left[H_m + \frac{\sum_{i=1}^3 h_i}{3} - h_c \right]$$

A_m : l'aire de la section droite de la base du moule d'essai.

H_m : la hauteur intérieur du moule d'essai.

h_c : la hauteur de la cale de mesure.

h_i : la hauteur entre le dessus de la cale et le sommet du moule au droit du repère.

12. On calcule le poids volumique minimale $\gamma_{d\min} = \frac{M_{m+s} - M_m}{V_m}$

13. L'indice des vides maximal est donnée par la formule suivante

$$e_{\max} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{d\min}} - 1$$