



HAL
open science

Comportement des sédiments marins de grande profondeur : approche multiéchelle

Tammam Hammad

► **To cite this version:**

Tammam Hammad. Comportement des sédiments marins de grande profondeur : approche multi-échelle. Autre. Ecole Centrale Paris, 2010. Français. NNT : 2010ECAP0035 . tel-00559400

HAL Id: tel-00559400

<https://theses.hal.science/tel-00559400>

Submitted on 25 Jan 2011

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

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

THESE

Présenté par

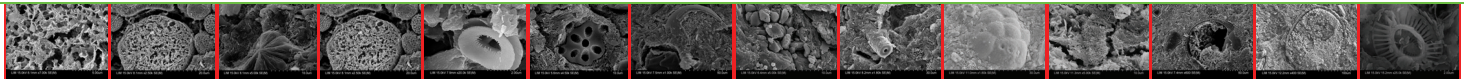
Tammam HAMMAD

Pour l'obtention du

Grade de docteur de l'Ecole Centrale de Paris

Spécialité : Géotechnique

Laboratoire d'accueil : MSS – MAT CNRS UMR N° 8579



**COMPORTEMENT DES SEDIMENTS MARINS DE GRANDE
PROFONDEUR : APPROCHE MULTI - ECHELLE**

Sera soutenue devant le jury composé de :

Irini Djeran - Maigre	Rapporteur
Pierre -Yves Hicher	Rapporteur
Jacques Desrues	Examineur
Kun Su	Examineur
Enrique Romero - Morales	Examineur
Jean - Marie Fleureau	Directeur de thèse
Mahdia Hattab	Directeur de thèse

2010-11

Ecole Centrale Paris

Grande Voie des Vignes – 92295- Châtenay - Malabry

Résumé

Une analyse expérimentale approfondie avec une approche micro macro a été réalisée sur un matériau composé d'un mélange d'argile Kaolinite/Smectite. L'étude a permis de montrer à l'échelle macroscopique comme à l'échelle microscopique un comportement particulièrement sensible à la proportion de smectite dans le mélange. La kaolinite (Kaolinite P300) est bien connue du point de vu de sa caractérisation et de son comportement, la smectite (également nommée argile grecque) est de type calcique et a également fait l'objet de plusieurs études.

Dès 35% de smectite dans le mélange, les résultats sur chemin triaxial montrent que le comportement approche considérablement celui de la smectite. Par ailleurs, l'investigation à l'échelle microscopique (au moyen de Microscope Electronique à Balayage complétée par une analyse de diffractions des rayons X) réalisé sur les échantillons après l'essai, met en évidence le fait que, lorsqu'elle dépasse un certain seuil, la fraction en smectite favorise le développement de plans de glissement. Ces plans apparaissent clairement sous forme de groupes de particules de smectite orientées.

L'analyse microstructurale utilisée est basée sur une méthode rigoureuse, développée dans le cadre de cette thèse, avec un traitement d'images automatisé permettant de fournir des résultats quantitatifs.

Cette démarche d'investigation multi-échelles a été employée afin caractériser le comportement d'un sédiment marin prélevé au large de Golfe de Guinée par 700 m de profondeur d'eau. L'étude, initialement menée dans le cadre du projet CLAROM (2002-2005), intéresse l'industrie Offshore. Le sédiment naturel contient jusqu'à 60% de proportion argileuse avec approximativement 15% de smectite et 50% de kaolinite.

Mots Clés : Sédiments marins de grandes profondeurs, Mélanges smectite – kaolinite, Microstructure, Essai triaxial, Porosimètre au mercure (PAM) et Microscope Electronique à Balayage (MEB)

Abstract

A thorough experimental analysis with a micro macro approach was performed on a material composed of a mixture of Kaolinite / Smectite clays. The study showed at macroscopic scale as the microscopic scale that the behaviour is particularly sensitive to the proportion of smectite in the mixture. Kaolinite (Kaolinite P300) is well known from the point of view of characterization and behaviour, smectite (also called Greek clay) is a calcic type and was also the subject of several studies.

From 35% of smectite in the mixture, the results show that the behaviour on triaxial path approach considerably to that of smectite. Furthermore, investigation on the microscopic level (using scanning electron microscope supplemented by X-ray diffraction analysis) performed on the samples after the test shows that, if it exceeds a certain threshold, the smectite fraction promotes the development of slip planes. These plans are evident as oriented groups of particles of smectite.

The used microstructural analysis is based on a rigorous method, developed in the context of this thesis, with an automated image processing to provide quantitative results.

This multi-scale investigation has been used to characterize the behaviour of a marine sediment taken of Gulf of Guinea by 700 m water depth. The study, originally conducted in the CLAROM project (2002-2005), interested to the offshore industry. The natural sediment contains up to 60% proportion of clay with approximately 15% smectite and 50% kaolinite.

Keywords: Offshore, Deep marine sediments, Microstructure, Triaxial tests, Mercury intrusion porosimetry (MIP), Scanning Electron Microscopy (SEM)

TABLES DES MATIERES

Introduction générale	1
------------------------------------	---

Chapitre 1: étude multi échelle du comportement des argiles naturelles et remaniées

1. PROPRIETES ET COMPORTEMENT MECANIQUE

1.1. INTRODUCTION.....	6
1.2. PROPRIETES PHYSIQUES ET D'IDENTIFICATION	8
1.3. COMPORTEMENT MECANIQUE	21

2. PROPRIETES DES ARGILES A L'ECHELLE MICROSCOPIQUE

2.1. ORGANISATION TEXTURALE	44
2.2. ASSOCIATIONS DES PARTICULES DANS LES SOLS.....	46
2.3. L'ESPACE PORAL.....	46
2.4. EVOLUTION DE LA STRUCTURE ARGILEUSE SUR DIFFERENTS CHEMINS DE CONTRAINTES.....	47
2.6. INFLUENCE DES CONDITION DU DRAINAGE	56

3. CONCLUSION	57
---------------------	----

Chapitre 2 : Techniques expérimentales et caractérisation des matériaux

1. TECHNIQUES EXPERIMENTALE	60
--	----

1.1. ETUDE MACROSCOPIQUE.....	60
1.1.1. GRANULOMETRIE.....	60
1.1.2. LIMITES D'ATTERBERG	61
1.1.3. TEST OEDOMETRIQUE.....	63
1.1.4. TEST TRIAXIAL.....	65

1.2. ETUDE MICROSCOPIQUE	76
--------------------------------	----

1.2.1. PREPARATION DES ECHANTILLONS POUR L'OBSERVATION	
--	--

PAR PAM ET MEB.....	76
1.2.2. POROSIMETRIE AU MERCURE (PAM).....	80
1.2.3. MICROSCOPIE ELECTRONIQUE A BALAYAGE. (MEB).....	82
1.2.4. TRAITEMENT D'IMAGE	83
1.2.5. TECHNIQUE DE MICROSCPE LASER DUAL CONFOCAL	90
1.5. PROGRAMME EXPERIMENTAL	91
2. PRESENTATION DES MATERIAUX.....	96
2.1. LES ARGILES DU LABORATOIRE.....	96
2.2. L'ARGILE NATURELLE DU GOLFE DE GUINEE (GOG).....	97
2.3. GRANULOMETRIE.....	98
2.4. MINERALOGIE.....	101
2.5. LIMITES D'ATTERBERG.....	106
2.6. ARRANGEMENT DES GRAINS.....	115
2.7. COHESION NON DRAINEE.....	117
3. CONCLUSION.....	121

Chapitre 3 : Comportement des argiles de laboratoire

1. COMPORTEMENT GLOBAL.....	124
1.1. CHEMIN OEDOMETRIQUE.....	124
1.1.1. COMPRESSIBILITE.....	124
1.1.2. C_v ; K_v ET t_{100}	129
1.2. CHEMIN TRIAXIAL	133
1.2.1. COMPORTEMENT SUR CHEMIN ISOTROPE.....	133
1.2.2. COMPORTEMENT SUR CHEMIN CD A σ'_3 =CONSTANT.....	137
1.2.3. ETAT DE PLASTICITE PARFAITE.....	147
1.2.4. VARIATIONS DE VOLUME.....	151
2. EVOLUTION DE LA MICROSTRUCTURE.....	157
2.1. EVOLUTION DE L'ESPACE PORAL	157
2.1.1. CHEMIN OEDOMETRIQUE.....	157
2.1.2. CHEMIN ISOTROPE.....	183
2.1.3. CHEMIN DU CISAILLEMENT.....	194

2.2. EVOLUTION DE L'ORIENTATION DES PARTICULES	200
2.2.1. CHEMIN OEDOMETRIQUE.....	200
2.2.2. CHEMIN ISOTROPE.....	206
2.2.3. CHEMIN DU CISAILLEMENT.	208
2.2. SYNTHESE DE L'EVOLUTION DE L'ORIENTATION DE L'ESPACE PORAL ET DES PARTICULES	210
3. CONCLUSIONS.....	213

Chapitre 4 : comportement de l'argile du golfe de guinée

1. INTRODUCTION.....	216
2. COMPORTEMENT GLOBAL.....	217
1.1. CHEMIN OEDOMETRIQUE.....	217
1.1.1. ARGILE DU GOLFE DE GUINEE DANS L'ETAT INTACT	217
1.1.2. ARGILE DU GOLFE DE GUINEE DANS L'ETAT REMANIE.....	219
1.1.3. EVOLUTION DES PROPRIETES AVEC LA PROFONDEUR.....	221
1.1.3. CAUSES DE LA SURCONSOLIDATION APPARENTE.....	221
1.2. CHEMIN TRIAXIAL	229
1.2.1. ETAT REMANIE RECONSTITUE.....	229
1.2.2. ETAT INTACT.....	235
2. EVOLUTION DE LA MICROSTRUCTURE.....	246
2.1. EVOLUTION DE L'ESPACE PORAL	246
2.1.1. CHEMIN OEDOMETRIQUE.....	246
2.1.2. CHEMIN ISOTROPE.....	251
2.1.3. CHEMIN DE CISAILLEMENT.....	252
2.2. ORGANISATION DE LA MICROSTRUCTURE	254
3. CONCLUSION.....	265
 Conclusion Générale	 267

Références bibliographiques	271
--	------------

Les annexes 293

ANNEXE I..... 294
ANNEXE II..... 299
ANNEXE III..... 311
ANNEXE IV..... 322

Listes des figures

Chapitre 1	
Figure (1. 1)	Présentation de l'angle de frottement en fonction du % des fines
Figure (1.2)	Structures de kaolinite
Figure (1.3)	Structures de la smectite
Figure (1.4)	Classification des argiles selon leur minéralogie et leurs limites d'Atterberg (Biarez et Hicher, 1994)
Figure (1.5)	Evolution de la limite des mélanges argileux d'après Seed et al. (1964)
Figure (1.6)	Diagramme de plasticité (Polidori, 2003)
Figure (1.7)	Données des argiles marines dans l'Abaque de plasticité (Biarez et Favre, 1977 et Casagrande, 1948)
Figure (1.8)	Données des argiles marines dans l'Abaque de plasticité de Pollidori, (2003)
Figure (1.9)	Abaque d'activité des argiles d'après Skempton (1953)
Figure (1.10)	Teneur en eau naturelle des argiles dans le fond marin (Skempton, 1970)
Figure (1.11)	Courbe de compression des argiles marines normalement consolidées (Skempton, 1970)
Figure (1.12)	Compression œdométriques (Atkinson, 2005)
Figure (1.13)	Comportement de la bentonite verte dans le plan e-log p' (Hicher et al., 2000)
Figure (1.14)	Etats possibles dans le plan e - log σ'_v (Cotecchia et Chandler, 2000)
Figure (1.15)	Corrélation I_L - σ'_v pour les sols remaniés et les sols marins (Rudelle et Biarez, 1977)
Figure (1.16)	Indice des vides normalisé en fonction de l'état de contrainte pour différents types d'argiles d'après Chandler et al. (2004)
Figure (1.17)	Courbe ultime standard de compression USC (Tsuchida, 1994)
Figure (1.18)	Corrélation entre l'indice de compression et limite de liquidité
Figure (1.19)	Compression isotrope (Biarez et Hicher, 1994)
Figure (1.20)	Comportement de argiles remanié sur chemin drainé et non drainé à σ'_3 = constant (argile simple, Ladd, 1964)
Figure (1.21)	Evolution des contraintes au cours d'un essai non drainé d'après Ladd (1964) repris par Saim (1997)
Figure (1.22)	Variation de ϕ' en fonction du % de montmorillonite
Figure (1.23)	Comportement idéalisé de l'argile naturelle et de la même argile lorsqu'elle reconstituée d'après Cotecchia et Chandler (2000)
Figure (1.24)	Comportement CD de l'argile Norrköping en Suède d'après Axelsson et al. (1994)
Figure (1.24)	Comportement CU des argiles suédoises d'après Axelsson et al. (1994)
Figure (1.26)	Les unités texturales d'après Bergaya et al. (2006)
Figure (1.27)	a) Schéma de la particule de kaolinite (Tessier, 1984) b) Schéma d'un réseau de smectite (Tourel et al, 1990)
Figure (1.28)	Les différents niveaux de pores d'après Griffith et Joshi (1998)
Figure (1.29)	Photos au MEB de l'évolution de la microstructure de la kaolinite P300 (Bouziri, 2007)
Figure (1.30)	Consolidation isotrope de la kaolinite P300 a) $p'_{ic} = 300$ kPa b) $p'_{ic} = 100$ kPa (OCR = 10) d'après Hicher et al. (2000)
Figure (1.31)	Orientation des particules sur chemins œdométrique (Grunberger, 1994)
Figure (1.32)	a) consolidation isotrope jusqu'à $p'_{ic} = 500$ kPa avec un seul incrément b) remanié après une consolidation isotrope à 50 kPa puis consolidé d'une façon isotrope jusqu'à $p'_{ic} = 500$ kPa (Sivakumar, 2002)
Figure (1.33)	Structure de la kaolinite P300 sur chemin de consolidation isotrope $p'_{ic} = 300$ kPa (Hicher et al., 2000)
Figure (1.34)	Orientation des particules ayant subi une consolidation isotrope dans le plan vertical $p'_{ic} = 1400$ kPa (Hattab et al., 2010)
Figure (1.35)	Evolution des orientations des particules de la kaolinite P300 sur chemin triaxial (traitement des résultats de Hicher et al. 2000)
Figure (1.36)	Evolution des orientations des particules de la kaolinite P300 sur chemin triaxial CD, $\varepsilon_1 = 25\%$ d'après Hattab et Fleureau (2010)
Chapitre 2	
Figure (2.1)	Dispositifs de mesure des limites d'Atterberg
Figure (2.2)	Dispositifs de mesure des limites d'Atterberg (Fall cone)

Figure (2.3)	Définition des paramètres a et b pour l'équation de Koumoto et Houlsby, (2002)
Figure (2.4)	Dispositif triaxial de révolution
Figure (2.5)	Cellule de Bishop
Figure (2.6)	Système d'antifretage
Figure (2.7)	Consolidomètre
Figure (2.8)	Dispositif du découpage des échantillons
Figure (2.9)	Echantillon d'argile à la fin de l'essai
Figure (2.10)	Rampe de saturation pour la kaolinite P300
Figure (2.11)	Deux techniques de séchage a) bleu lyophilisation b) rouge point critique
Figure (2.12)	Découpage des l'échantillons pour les observations
Figure (2.13)	Les radiations émises lors de l'interaction entre le faisceau et le matériau
Figure (2.14)	Définition de l'espace poral
Figure (2.15)	Procédures de l'analyse d'image
Figure (2.16)	Méthode de mesure des orientations des particules
Figure (2.17)	Schématisation de la discontinuité lors du traitement d'image
Figure (2.18)	Image par microscope laser dual confocal
Figure (2.19)	Etude du comportement des argiles du laboratoire
Figure (2.20)	Essais triaxiaux sur l'argile intacte GoG dans le domaine des faibles contraintes
Figure (2.21)	Essais triaxiaux sur l'argile intacte GoG dans le domaine des fortes contraintes
Figure (2.22)	Essais triaxiaux sur l'argile GoG dans l'état remanié
Figure (2.23)	Points d'observation sur chemin œdométrique
Figure (2.24)	Points d'observation sur chemin triaxial des argiles du laboratoire
Figure (2.25)	Points d'observation sur chemin triaxial pour l'argile GoG dans l'état intact et remanié reconstitué
Figure (2.26)	Découpage de la carotte en tronçons et sous-tronçons
Figure (2.27)	Débris coquillés dans l'argile GoG
Figure (2.28)	Courbes granulométriques de la kaolinite et de la montmorillonite
Figure (2.29)	Photos au microscope optique des argiles de laboratoire
Figure (2.30)	Granulométrie de l'argile GoG (Thomas et al., 2004 -2005)
Figure (2.31)	Microstructure de la kaolinite P300 et de l'argile Grecque
Figure (2.32)	Microstructure de l'argile GoG
Figure (2.33)	Valeurs de bleu de méthylène de l'argile GoG site B (carotte ECP)
Figure (2.34)	Classification de l'argile GoG d'après la classification du LCPC pour les sols fins selon le % de fraction argileuse C_2 et les valeurs de V_B (Magnan et Youssefian, 1989)
Figure (2.35)	Evolution de la limite de liquidité fonction du % de montmorillonite
Figure (2.36)	Teneur en eau en fonction de la pénétration du cône
Figure (2.37)	Teneur en eau dans le domaine de faible pénétration du cône
Figure (2.38)	Les paramètres a et b de la relation teneur en eau - Cu
Figure (2.39)	Evolution de la limite de plasticité fonction de % de la montmorillonite
Figure (2.40)	Limite d'Atterberg et teneur en eau naturelle, site B carotte ECP
Figure (2.41)	Plan I_p-w_L
Figure (2.42)	Potentiel du gonflement
Figure (2.43)	Evolution des propriétés de l'argile GoG en fonction de la profondeur
Figure (2.44)	Evolution de la limite de liquidité
Figure (2.45)	Cohésion non drainée d'après Skempton et les mesures de Cu de GoG
Figure (2.46)	Cu en fonction de I_L
Figure (2.47)	Cu en fonction de I_L dans le plan logarithmique
Chapitre 3	
Figure (3.1)	chargement oedométrique (Kaolinite P300)
Figure (3.2)	chargement œdométrique (mélange M10)
Figure (3.3)	chargement œdométrique (mélange M35)
Figure (3.4)	chargement œdométrique (mélange M65)
Figure (3.5)	chargement oedométrique (montmorillonite)
Figure (3.6)	évolution de C_c et C_s en fonction du pourcentage de montmorillonite
Figure (3.7)	détermination de t_{50} , t_{90} et t_{100} par construction graphique pour la montmorillonite pour le palier $\sigma'_v = 190$ kPa
Figure (3.8)	variation du coefficient de consolidation en fonction de σ'_v

Figure (3.9)	variations de la perméabilité avec a) la contrainte verticale effective b) l'indice des vides
Figure (3.10)	variations du temps de consolidation primaire en fonction du palier
Figure (3.11)	Variation de volume pendant la consolidation isotrope pour la kaolinite
Figure (3.12)	chargement isotrope (kaolinite P300)
Figure (3.13)	chargement isotrope (mélange M10)
Figure (3.14)	chargement isotrope (mélange M35)
Figure (3.15)	chargement isotrope (mélange M65)
Figure (3.16)	chargement isotrope (montmorillonite)
Figure (3.17)	comportement de la kaolinite P300 sur chemin CD à $\sigma'_3 = \text{constant}$
Figure (3.18)	comportement du mélange M10 sur chemin CD à $\sigma'_3 = \text{constant}$
Figure (3.19)	comportement du mélange M35 sur chemin CD à $\sigma'_3 = \text{constant}$
Figure (3.20)	comportement du mélange M65 sur chemin CD à $\sigma'_3 = \text{constant}$
Figure (3.21)	comportement de la montmorillonite sur chemin CD à $\sigma'_3 = \text{constant}$
Figure (3.22)	comportement des argiles du laboratoire plan p'-q
Figure (3.23)	Comparaison de l'angle de frottement des argiles étudiées avec la corrélation proposée par Elmi (2003)
Figure (3.24)	a) : analyse des plans de glissement pour le mélange M35 dans l'essai CD ($\sigma'_3 = 200$ kPa) b) analyse des plans de glissement pour le mélange M35 dans l'essai CD ($\sigma'_3 = 600$ kPa)
Figure (3.25)	variations de volume pendant la phase de cisaillement
Figure (3.26)	variation de Δe_f en fonction a) de I_p b) de w_L
Figure (3.27)	comportement des matériaux dans le plan $\log(1 + \eta^2/M^2) - e$
Figure (3.28)	Figure (3.28) : C_d en fonction a) de I_p b) de w_L
Figure (3.29)	évolution de l'espace poral sous chargement œdométrique dans la kaolinite
Figure (3.30)	$dV/V_{(\text{total})}$ en fonction de D
Figure (3.31)	indice des vides calculés après l'essai œdométrique et par PAM pour la kaolinite
Figure (3.32)	photos MEB de la kaolinite sous chargement œdométrique (plan vertical)
Figure (3.33)	distribution de l'espace poral à partir de photo MEB
Figure (3.34)	évolution de l'orientation des pores sous chargement œdométrique (Rosace_N)
Figure (3.35)	orientation des surfaces individuelles
Figure (3.36)	orientation des pores selon les surfaces orientées (Rosace_S)
Figure (3.37)	évolution de l'espace poral sous chargement œdométrique pour le mélange M35
Figure (3.38)	$dV/V_{(\text{total})}$ en fonction de D
Figure (3.39)	indice des vides calculés après l'essai œdométrique et par PAM pour M35
Figure (3.40)	photos MEB du mélange M35 sous chargement œdométrique (plan vertical)
Figure (3.41)	distribution de l'espace poral à partir de photos MEB
Figure (3.42)	Mélange M35 (Rosace_N)
Figure (3.43)	évolution de l'orientation des pores individuels
Figure (3.44)	orientation de l'espace poral Mélange M35 (Rosaces_S)
Figure (3.45)	évolution de l'espace poral sous chargement œdométrique du mélange M65
Figure (3.46)	$dV/V_{(\text{total})}$ en fonction de D
Figure (3.47)	indice des vides calculés après l'essai œdométrique et par PAM pour le mélange M65
Figure (3.48)	Photos MEB du mélange M65 sous chargement œdométrique (plan vertical)
Figure (3.49)	Distribution de l'espace poral à partir de photos MEB
Figure (3.50)	Mélange M65 (Rosace_N)
Figure (3.51)	distribution de l'espace poral à partir de photos MEB
Figure (3.52)	orientation de l'espace poral Mélange M35 (Rosaces_S)
Figure (3.53)	évolution de l'espace poral sous chargement œdométrique dans la montmorillonite
Figure (3.54)	$dV/V_{(\text{total})}$ en fonction de D
Figure (3.55)	indice des vides par PAM et par l'essai œdométrique pour M65
Figure (3.56)	photos MEB du mélange M35 sous chargement œdométrique (plan vertical)
Figure (3.57)	distribution de l'espace poral à partir de photos MEB
Figure (3.58)	orientation de l'espace poral Montmorillonite (Rosas_N)
Figure (3.59)	orientation des pores individuels Montmorillonite
Figure (3.60)	orientation de l'espace poral Montmorillonite (Rosaces_S)
Figure (3.61)	Évolution du rayon d'accès pour une contrainte donnée

Figure (3.62)	Evolution du diamètre d'accès en fonction de % de montmorillonite dans le mélange.
Figure (3.63)	évolution du diamètre d'accès en fonction de σ'_v
Figure (3.64)	orientation des pores à 35 kPa (Rosace_N)
Figure (3.65)	orientation des pores à 200 kPa (Rosace_N)
Figure (3.66)	orientation des pores à 1000 kPa (Rosace_N)
Figure (3.67)	orientation des pores à 35 kPa (Rosace_N)
Figure (3.68)	orientation des pores à 200 kPa (Rosace_N)
Figure (3.69)	orientation des pores à 1000 kPa (Rosace_S)
Figure (3.70)	Essai de PAM sur la kaolinite P300 sur chemin de chargement isotrope
Figure (3.71)	volume incrémental
Figure (3.72)	indice des vides par PAM et MAC
Figure (3.73)	Essai du PAM sur le mélange M35 sur chemin de chargement isotrope
Figure (3.74)	volume incrémental
Figure (3.75)	indice des vides par PAM et MAC
Figure (3.76)	Essai de PAM sur le mélange M65 sur chemin de chargement isotrope
Figure (3.77)	volume incrémental
Figure (3.78)	indice des vides par PIM et MAC
Figure (3.79)	Essai de PAM sur la montmorillonite sur chemin de chargement isotrope
Figure (3.80)	volume incrémental
Figure (3.81)	indice des vides par PAM et MAC
Figure (3.82)	évolution du diamètre d'accès sur chemin isotrope comparé au modèle proposé
Figure (3.83)	comparaison de la porosimétrie sur chemins de chargement isotrope et œdométrique
Figure (3.84)	Photo MEB du mélange M35 sur chemin isotrope $P'_{ic} = 200$ et 600 kPa
Figure (3.85)	orientation de l'espace poral sous chargements isotrope et œdométrique pour le mélange M35 (Rosace_S)
Figure (3.86)	porosimétrie de la kaolinite après l'essai triaxial $\sigma'_3 = 200$ kPa avec ($\varepsilon_1 = 0\%$) et ($\varepsilon_1 = 30\%$)
Figure (3.87)	porosimétrie de la kaolinite après l'essai triaxial $\sigma'_3 = 1000$ kPa avec ($\varepsilon_1 = 0\%$) et ($\varepsilon_1 = 30\%$)
Figure (3.88)	porosimétrie du mélange M35 après l'essai triaxial $\sigma'_3 = 200$ kPa avec $\varepsilon_1 = 0\%$ et $\varepsilon_1 = 30\%$
Figure (3.89)	porosimétrie du mélange M35 après l'essai triaxial $\sigma'_3 = 600$ kPa avec $\varepsilon_1 = 0\%$, $\varepsilon_1 = 10\%$ et $\varepsilon_1 = 30\%$.
Figure (3.90)	porosimétrie du M65 après l'essai triaxial $\sigma'_3 = 600$ kPa avec $\varepsilon_1 = 0\%$, $\varepsilon_1 = 10\%$ et $\varepsilon_1 = 30\%$.
Figure (3.91)	porosimétrie de la montmorillonite après l'essai triaxial à $\sigma'_3 = 200$ kPa avec $\varepsilon_1 = 0\%$ et $\varepsilon_1 = 30\%$
Figure (3.92)	porosimétrie de la montmorillonite après l'essai triaxial à $\sigma'_3 = 1000$ kPa avec $\varepsilon_1 = 0\%$ et $\varepsilon_1 = 30\%$
Figure (3.93)	photos MEB du mélange M35 à la fin de la phase de cisaillement pour deux valeurs de σ'_3
Figure (3.93)	Evolution de l'orientation de l'espace poral entre $\varepsilon_1 = 0\%$ et 30% pour $P'_{ic} = 200$ et 600 kPa
Figure (3.94)	organisation des particules de kaolinite sur chemin œdométrique
Figure (3.95)	organisation des particules du mélange M35 sur chemin œdométrique
Figure (3.96)	organisation des particules du mélange M65 sur chemin œdométrique
Figure (3.97)	organisation des particules de montmorillonite sur chemin œdométrique
Figure (3.98)	organisation des particules du mélange M35 à l'état initial ($\sigma'_v = 100$ kPa)
Figure (3.99)	a) organisation des particules du mélange M35 sur chemin isotrope b) organisation des particules du mélange M35 sur chemin isotrope
Figure (3.100)	organisation des particules du mélange M65 sur chemin isotrope
Figure (3.101)	organisation des particules des mélanges M35 et M65 sur chemin de cisaillement ($\varepsilon_1 = 30\%$)
Figure (3.102)	comparaison entre l'évolution de l'orientation des pores et l'évolution de l'orientation des particules sous chargement œdométrique
Figure (3.103)	comparaison entre l'évolution de l'orientation des pores et l'évolution de l'orientation des particules sous chargement isotrope et cisaillement (mélange M35)
Chapitre 4	
Figure (4.1)	comportement de l'argile GoG sur chemin œdométrique (état intact)
Figure (4.2)	corrélations pour la détermination de l'indice de compression C_c
Figure (4.3)	YSR en fonction de la profondeur

Figure (4.4)	comportement œdométrique de l'argile GoG à l'état remanié
Figure (4.5)	évolution des propriétés de l'argile GoG en fonction de la profondeur sans correction de l'effet de la salinité
Figure (4.6)	définition de la sensibilité de l'argile GoG
Figure (4.7)	indices des vides normalisés de l'argile GoG
Figure (4.8)	indice de liquidité de l'argile GoG
Figure (4.9)	microstructure de l'argile GoG à l'état intact
Figure (4.10)	exemple des différents éléments existant dans l'argile GoG
Figure (4.11)	chemin de chargement isotrope de l'argile GoG dans l'état remanié
Figure (4.12)	comportement de l'argile GoG sur chemin triaxial drainé à $\sigma_3 =$ constant
Figure (4.13)	variation de Δe_f pour l'argile GoG
Figure (4.14)	comparaison des résultats sur les différentes argiles avec la corrélation CF_ angle de frottement
Figure (4.15)	comparaison de l'angle frottement
Figure (4.16)	identification de C_d pour l'argile GoG
Figure (4.17)	comparaison entre $C_{d(GoG)}$ et C_d déduit des corrélations
Figure (4.18)	chemin de chargement isotrope de l'argile GoG en état intact
Figure (4.19)	comportement de l'argile GoG à l'état intact sur chemin drainé et non drainé dans le domaine des faibles contraintes < 100 kPa
Figure (4.20)	comportement de l'argile GoG dans l'état intact domaine de faible contrainte
Figure (4.21)	comportement de l'argile GoG à l'état intact sur chemin drainé dans le domaine des fortes contraintes > 100 kPa
Figure (4.22)	comportement de l'argile GoG
Figure (4.23)	comportement de l'argile GoG normalisé par p'_0
Figure (4.24)	corrélation entre les propriétés de nature et les valeurs de Δe_f pour les argiles naturelles et remaniées
Figure (4.25)	effet de l'anisotropie sur le comportement de l'argile GoG
Figure (4.26)	évolution de l'espace poral de l'argile GoG intacte sous chargement œdométrique
Figure (4.27)	$dV/V_{(tot)}$ en fonction de D
Figure (4.28)	indices des vides MAC et PAM
Figure (4.29)	évolution de l'espace poral de l'argile GoG remaniée sous chargement œdométrique
Figure (4.30)	$dV/V_{(tot)}$ en fonction de D
Figure (4.31)	indices des vides MAC et PAM
Figure (4.32)	évolution de diamètre d'accès en fonction de la contrainte σ'_v
Figure (4.33)	indice des vides en fonction du diamètre d'accès
Figure (4.34)	paramètre α et β en fonction de w_L et I_p
Figure (4.35)	évolution de l'espace poral sous chargement isotrope pour GoG intacte et remaniée
Figure (4.36)	évolution des porosités pendant la phase de cisaillement pour GoG remaniée
Figure (4.37)	évolution de la porosité pendant la phase de cisaillement pour GoG intacte
Figure (4.38)	évolution des porosités pendant la phase de cisaillement pour GoG intacte
Figure (4.39)	évolution de la porosité pendant la phase de cisaillement pour l'argile GoG remaniée
Figure (4.40)	évolution des porosités pendant la phase de cisaillement pour GoG intacte
Figure (4.41)	microstructure de l'argile GoG
Figure (4.42)	rosaces d'orientation des pores et des particules pour GoG
Figure (4.43)	évolution de la microstructure sur chemin œdométrique de l'argile GoG pour des échantillons intacts et remaniés
Figure (4.44)	rosaces d'évolution des orientations des particules et des pores de l'argile GoG intacte et remaniée sous chargement œdométrique
Figure (4.45)	caractérisation des tailles des pores par traitement d'image et par PAM pour l'argile GoG_Rem
Figure (4.46a)	microstructure de l'argile GoG pour des échantillons intacts et remaniés dans l'état initial
Figure (4.46b)	évolution de la microstructure de l'argile GoG pour des échantillons intacts et remaniés sur chemin isotrope
Figure (4.47)	rosaces d'évolution des orientations des particules et des pores de l'argile GoG intacte et remaniée sous chargement isotrope
Figure (4.48)	évolution de la microstructure de l'argile GoG dans l'état intact et dans l'état remanié à

	la fin de la phase de cisaillement à différentes contraintes de consolidation isotrope
Figure (4. 49)	rosaces d'évolution des orientations des particules et des pores de l'argile GoG intacte et remaniée sous chargement isotrope
Figure (4.50)	organisation des particules au cours du chargement œdométrique
Figure (4.51)	organisation des particules au cours du chargement isotrope
Figure (4.52)	organisation des particules au cours de la phase de cisaillement

Les annexes	
Annexe II	
Figure (II.1)	photos au microscope optique des argiles du laboratoire
Figure (II.2)	Comparaison entre la méthode automatisée et la méthode du comptage manuelle
Figure (II.3)	Argile smectite
Figure (II.4)	Présence de Cl
Figure (II.5)	Présence de matière organique
Figure (II.6)	élément composé de fer et de soufre, le rapport donne la formule FeS_2 qui est représentatif de la pyrite.
Figure (II.7)	pyrite
Figure (II.8)	nodule
Figure (II.9)	Composé siliceux
Figure (II.10)	Composé carbonaté
Figure (II.11)	Composé calcique
Figure (II.12)	Carottier STACOR
Figure (II.13)	Profils de la résistance de pointe nette des sédiments GoG (Puech et al., 2004)
Annexe III	
Figure (III. 1)	variation du volume pendant la phase de consolidation isotrope
Figure (III.2)	comparaison de la porosité entre chemin œdométrique et chemin isotrope (Mélange M35)
Figure (III.3)	comparaison de la porosité entre chemin œdométrique et chemin isotrope (Mélange M65)
Figure (III.4)	comparaison de la porosité entre chemin œdométrique et chemin isotrope (montmorillonite)
Figure (III.5)	Photos MEB de la kaolinite sur chemin œdométrique dans le plan horizontal
Figure (III.6)	Photos MEB du mélange M35 sur chemin œdométrique dans le plan horizontal
Figure (III.7)	Photos MEB du mélange M65 sur chemin œdométrique dans le plan horizontal
Figure (III.8)	Photos MEB de la montmorillonite sur chemin œdométrique dans le plan horizontal
Figure (III.9)	Photos MEB de la kaolinite sur chemin œdométrique dans le plan vertical
Figure (III.10)	Photos MEB du mélange M35 sur chemin œdométrique dans le plan vertical
Figure (III.11)	Photos MEB du mélange M65 sur chemin œdométrique dans le plan vertical
Figure (III.12)	Photos MEB de la montmorillonite sur chemin œdométrique dans le plan vertical
Figure (III.13)	Photos MEB du mélange M35 sur chemin isotrope dans le plan vertical
Figure (III.14)	Photos MEB du mélange M35 sur chemin du cisaillement dans le plan vertical
Annexe IV	
Figure (IV.1)	évolution des propriétés en fonction de la profondeur après la correction due à la salinité
Figure (IV.2)	identification de l'espace porale par traitement d'image comparé au porosimétrie dans l'état initial intact et dans l'état remanié consolidé jusqu'à une contrainte $\sigma'_v=35$ kPa
Figure (IV.3)	identification de l'espace porale par traitement d'image comparé au porosimétrie sur chemin de chargement isotrope dans l'état intact et dans l'état remanié

Liste des tableaux

Chapitre 1	
Tableau (1.1)	classifications granulométriques des sols
Tableau (1.2)	comparaison entre les limites d'Atterberg des corrélations et les valeurs mesurées
Tableau (1.3)	la taille des pores
Tableau (1.4)	Les différentes tailles des pores étant considérés de forme cylindrique
Chapitre 2	
Tableau (2.1)	les mélanges argileux
Tableau (2.2)	identification granulométrique des argiles du laboratoire
Tableau (2.3)	valeurs des paramètres a et b de la relation w_{Cu} , et valeurs de w_p mesurées et calculées
Tableau (2.4)	Identification des mélanges argileux
Tableau (2.5)	limite de liquidité et indice de plasticité mesurés et calculés par les corrélations
Chapitre 3	
Tableau (3.1)	vitesse de cisaillement appliquée aux matériaux
Tableau (3.2)	variations de Δe_f obtenus et calculé par la corrélation de Zervoyannis (1982)
Tableau (3.3)	identification de C_d pour différentes argiles
Chapitre 4	
Tableau (4.1)	Δe_f des argiles naturelles

Les annexes	
Annexe I	
Tableau (I. 1)	Les propriétés géotechniques des argiles relevées de la littérature
Tableau (I. 2)	Propriétés géotechniques des argiles marines
Tableau (I.3)	Composition de la fraction argileuse avec ϕ'
Annexe II	
Tableau (II. 1)	détermination des paramètres a et b de la relation C_u-w
Tableau (II.2)	précision des GDS
Tableau (II. 3)	analyse de la composition minéralogique des sédiments GoG entre 8-15m
Tableau (II. 4)	analyse minéralogique de l'argile GoG par (IFP)
Tableau (II. 5)	l'identification minéralogique obtenue par les différents laboratoires
Tableau (II. 6)	Chemin œdométrique
Tableau (II. 7)	Chemin isotrope (argiles du laboratoire)
Tableau (II. 8)	Chemin de cisaillement triaxial
Tableau (II. 9)	Chemin œdométrique (argiles GoG)
Tableau (II. 11)	Cisaillement (argiles GoG)
Annexe III	
Tableau (III.1)	Variation de la déformation volumique
Tableau (III. 2)	Variation de l'indice des vides pendant l'essai triaxial-calcul de Δe_f
Annexe IV	
Tableau (IV.1)	Indice de remaniement

Liste des symboles

A	Activité des argiles ($A = I_p / CF$)
a	Paramètre de la relation $w - Cu$ représente la teneur en eau à une pénétration de cône égal 2,5 mm
b	La pente de la courbe $w - Cu$ dans le plan logarithmique
α_B	Pourcentage de la bentonite dans un mélange argileux
Cc, Cs	Indice de compression, indice de gonflement ;
Cc*	indice de compression normalisé (Burland, 1990) $Cc^* = e^*_{100} - e^*_{1000}$
Cd	Pente de la courbe de variation de l'indice des vides dans le plan $e - \log 1 + \eta'^2 / M^2$
CF	Pourcentage de la fraction argileuse dans le sol $< 2 \mu m$
Cu	Cohésion non drainée
C_v	Coefficient de consolidation $C_v = T_{vd}^2 / t$
D ; Dr (μm)	Diamètre d'accès aux pores
d	Distance de drainage
E_{oed}	Module œdométrique
e	Indice des vides
e_0	indice des vides in situ, initial
e_L, e_p	indice des vides à la limite de liquidité, indice des vides à la limite de plasticité
e_{pp}	Indice des vides à l'état de plasticité parfaite
e_{NC}, e_{OC}	indice des vides des argiles normalement consolidées ; indice des vides des argiles surconsolidées
e^*_{100}, e^*_{1000}	indice des vides dans l'état remanié reconstitué à $\sigma'_v = 100$ kPa, indice des vides dans l'état remanié reconstitué à $\sigma'_v = 1000$ kPa
e_f	Indice des vides final
e_i	Indice des vides à la fin de la phase de consolidation isotrope
Δe_f	Variation de l'indice des vides à la fin de la phase de cisaillement $\Delta e_f = e_i - e_f$
$\varepsilon_1 ; \varepsilon_v$	Déformation axiale ; déformation volumique
θ°	Orientation des particules
I_L	Indice de liquidité $I_L = w - w_p / w_L - w_p$ pour les argiles remaniées $I_L = 0,46(3 - \log \sigma'_v)$
I_p	indice de plasticité ($I_p = w_L - w_p$)
I_v	indice des vides normalisé $I_v = e - e^*_{1000} / e^*_{100} - e^*_{1000}$
ICL	Courbe de consolidation isotrope ou intrinsèque
K	Coefficient de la terre au repos $K = \sigma'_h / \sigma'_v$
k_v	Coefficient de perméabilité
n	Porosité $n = 1 / 1 + e$
$\xi ; \chi$	Coefficients de transformation entre modèle de Biarez et Favre (1977) et modèle de Burland (1990)
M	Valeur de q' / p' à l'état de plasticité parfaite des argiles saturé dans l'essai triaxial
m_p	Potentiel de structuration (Oi et Xie, 2001)
MAC	Mesure de l'indice des vides par double pesée
OCR	Rapport de surconsolidation
PAM	Essai de porosité au mercure
$p', p'_i ; p'_0$	Contrainte moyenne effective, contrainte moyenne effective de consolidation isotrope, contrainte moyenne effective de consolidation isotrope à l'état initial
q (kPa)	Contrainte déviatorique $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$
R^*	Pente maximum de la courbe d'intrusion cumulée de mercure
R^*_L	Diamètre des pores à la limite de liquidité
σ'_h	Contrainte horizontale effective
σ'_v	Contrainte verticale effective
σ'_{v0}	contrainte verticale effective in situ
σ'_p	contrainte de préconsolidation
σ'_{vy}	contrainte d'écoulement plastique
σ'_1	Contrainte principale majeure (verticale) effective
σ'_3	Contrainte principale mineure (radiale) effective
S_T	Sensibilité de l'argile $S_T = S_u = Cu / Cu^* = p' / p'^*$

SBS	Surface d'état limite des argiles naturelles
SBS*	Surface d'état limite des argiles remaniées reconstituées
SCL	Courbe de compression par sédimentation (Sedimentation compression line)
Si ; Ss ; Sr	respectivement déformations de l'échantillon intact, de l'échantillon saturé et de l'échantillon remanié pour la même contrainte de consolidation œdométrique
ϕ_{PP}	Angle de frottement interne à l'état de plasticité parfaite $\sin(\phi_{PP}) = 3M / (6+M)$
T	Facteur temps fonction du degré de consolidation
t_{50}, t_{90}	Temps nécessaires pour atteindre un degré de consolidation de 50% et de 90%
t_{100}	Temps de consolidation primaire
u	Pression interstitielle
V_0	Volume à la fin de la phase de saturation
V_{00}	Volume à la fin de la phase de consolidation isotrope
ΔV	Variation du volume
$V_{(total)}$	Volume total de mercure introduit dans l'échantillon
w	Teneur en eau naturelle
w_L, w_P	Limite de liquidité, limite de plasticité
YSR	Yield stress ratio
Z	Profondeur sous le fond marin

INTRODUCTION GENERALE

L'intervention de l'homme sous la mer s'étend vers des profondeurs de plus en plus grandes à la recherche de nouvelles ressources non seulement pétrolières mais aussi d'exploitation énergétique (par exemple thermiques, biologiques, etc.). La connaissance des propriétés mécaniques des sols marins est confrontée à deux problèmes : d'une part la qualité et la quantité des mesures en mer qui sont inférieures à celles sur terre, d'autre part, le coût élevé des mesures en mer.

Les sédiments marins argileux normalement consolidés à grande profondeur ont un comportement complexe dans le domaine des faibles contraintes. La compréhension de celui-ci est essentielle pour certains ouvrages comme les ancrés à succion, les têtes de puits, les conduites qui assurent la liaison entre le fond et la surface (dimensionnement, installation). Les derniers exemples de projets offshore dans le Golfe de Guinée ont montré que plusieurs aspects du comportement des argiles molles, dont le comportement à l'interface sol - acier et le remaniement, n'étaient pas bien maîtrisés.

La compréhension du comportement de ces sols nécessite d'approfondir les recherches non seulement sur les propriétés mécaniques, minéralogiques et physico-chimiques, mais aussi sur les propriétés à l'échelle microscopique. En effet, l'évolution de celles-ci au cours du chargement peut être un indicateur des caractéristiques de déformation et d'écoulement plastique ou visqueux sous l'effet des contraintes. Bien que cet aspect ait suscité un grand intérêt depuis de nombreuses années (Mitchell, 1976 ; Tessier et al., 1976-1984), les conclusions dégagées ne permettent pas encore de mettre en évidence les mécanismes de déformation.

L'étude des propriétés du sol peut être abordée de deux manières différentes (Mitchel et Soga, 2005) :

- la première est l'étude des sols naturels en mesurant et corrélant leur composition et leurs propriétés. L'avantage de cette approche est que l'étude des propriétés est effectuée sur le sol naturel, l'inconvénient est que l'analyse de la composition du sol est difficile, nécessite beaucoup de temps, et qu'il est délicat d'isoler l'influence de chaque composant. Les propriétés de ces argiles lorsqu'elles sont remaniées reconstituées sont considérées comme des propriétés intrinsèques de l'argile (Burland, 1990),
- La deuxième par l'étude des propriétés des mélanges de sols de laboratoire : la composition du sol est alors connue. L'effet de la minéralogie sur les propriétés et le comportement des sols peut donc être abordé en faisant varier les propriétés de « nature » (Biarez et Favre, 1977) par des mélanges de sols de nature différente, par exemple des mélanges sable-argile ou des mélanges argile-argile.

Cette thèse s'inscrit dans le cadre de ces deux approches et vise :

1. à comprendre le comportement des sédiments naturels prélevés au large du Golfe de Guinée, à l'échelle macroscopique (globale) ainsi qu'à l'échelle microscopique (locale):
 - i. par l'étude des propriétés de l'argile GoG dans son état naturel et remanié,
 - ii. par l'étude des propriétés de mélanges d'argiles de laboratoire (Kaolinite – Smectite), dont la minéralogie a été choisie par analogie avec celle de l'argile GoG (kaolinite – smectite et d'autres composants).
2. à identifier l'effet de la minéralogie sur le comportement mécanique à l'échelle globale et locale.
3. à contribuer à la compréhension des mécanismes opérant à l'échelle microscopique pour différents types de chargement (œdométrique, axisymétrique « isotrope et de cisaillement ») pour des matériaux de nature minéralogique différentes et dans des états différents.

Pour réaliser les objectifs nous avons fait appel à plusieurs techniques expérimentales adaptées à l'étude des argiles. Plusieurs améliorations ont été introduites et ajoutées au savoir-faire déjà acquis au laboratoire MSSMAT, notamment à l'échelle microscopique. Une collecte bibliographique riche nous a permis de mettre évidence certains types de comportement, de proposer plusieurs modifications des corrélations existantes et d'en proposer d'autres.

Ce mémoire s'organise en quatre chapitres :

Le premier chapitre constitue une étude bibliographique visant d'une part à rassembler des données de différents sites marins et à les comparer aux données disponibles sur les argiles remaniées, d'autre part à montrer les interactions entre les différentes propriétés à l'échelle macroscopique. Dans un deuxième temps nous présentons une synthèse sur l'influence de différents chemins de contrainte sur l'organisation de la microstructure argileuse.

Dans le chapitre 2 nous présentons dans la première partie l'ensemble des dispositifs expérimentaux utilisés et mis au point au cours de cette recherche. De nouvelles techniques proposées pour :

- a) le traitement des données notamment l'analyse des images prises au moyen du Microscope Electronique à Balayage (MEB).
- b) l'identification des argiles (identification des paramètres de la relation w -Cu, identification de la granulométrie par imagerie)

Par ailleurs, nous présentons et identifions les matériaux utilisés dans cette recherche.

Le chapitre 3 développe l'étude expérimentale aux échelles macro et microscopique effectuées pour caractériser le comportement de la kaolinite et de l'argile grecque (Smectite) et de leurs mélanges (M10, M35 et M65). Le comportement est caractérisé sur différents chemins de contraintes. L'étude détaillée à l'échelle microscopie par porosimétrie au mercure (PAM) et par MEB nous a permis de présenter un modèle du comportement des argiles à cette échelle.

Le chapitre 4 est consacré en premier lieu à l'étude du comportement de l'argile marine du Golfe de Guinée à l'échelle macroscopique dans son état naturel et remanié reconstitué sur les différents chemins de contrainte afin de comparer ce comportement aux données de la littérature. Dans cette partie nous examinons aussi les différentes hypothèses possibles permettant d'interpréter le comportement. En second lieu, nous étudions l'évolution de la microstructure de cette argile dans les deux états (naturel et remanié) sur les différents chemins de contraintes. Les résultats sont confrontés au modèle proposé dans le chapitre 3, une nouvelle proposition est aussi faite pour caractériser la relation entre l'évolution de l'indice des vides et le diamètre d'accès des pores.

La confrontation entre les résultats obtenus sur les argiles du laboratoire et les résultats obtenus sur l'argile marine GoG nous ont permis de dégager certain nombre de conclusions et de proposer des mécanismes de déformation à l'échelle locale.

Chapitre 1: étude multi échelle du comportement des argiles naturelles et remaniées

SOMMAIRE

1. PROPRIETES ET COMPORTEMENT MECANIQUE

1.1. INTRODUCTION.....	6
1.2. PROPRIETES PHYSIQUES ET D'IDENTIFICATION	8
1.3. COMPORTEMENT MECANIQUE	22

2. PROPRIETES DES ARGILES A L'ECHELLE MICROSCOPIQUE

2.1. ORGANISATION TEXTURALE	44
2.2. ASSOCIATIONS DES PARTICULES DANS LE SOL.....	46
2.3. L'ESPACE PORAL.....	46
2.4. EVOLUTION DE LA STRUCTURE ARGILEUSE SUR DIFFERENTS CHEMINS DE CONTRAINTES.....	47
2.6. INFLUENCE DES CONDITION DU DRAINAGE	56

3. CONCLUSION	57
----------------------------	-----------

1. PROPRIETES ET COMPORTEMENT MECANIQUE

1.1. INTRODUCTION

1.1.1. Généralité

Les argiles peuvent avoir différentes origines, sédimentaire, par érosion (désagrégation), par altération des roches volcaniques, l'authigène, ou par l'altération hydro-thermique (Bergaya et Lagaly, 2006). Mitchell et Soga (2005) classifient les mécanismes de formation des argiles par altération, en trois aspects : héritée, néoformation et transformation.

En effet le terme altération regroupe tous les processus superficiels résultant de l'interaction entre les roches, l'air, l'eau et les organismes. L'altération peut être donc physique sous l'effet des variations de la température, ou encore chimique au contact de l'eau (Mitchel et Soga, 2005 ; Zaruba et Mencl, 1976) cette dernière conduisant à une dégradation en particules de moins de 2 µm de diamètre (Chamley, 1989).

La « vie » des minéraux argileux passe par plusieurs étapes, elle commence par l'altération, le transport, la sédimentation et enfin la consolidation des couches géologiques.

1.1.2. Etat de connaissance des propriétés géotechniques des argiles marines

La recherche des nouvelles sources d'énergie s'étant vers des profondeurs d'eau de plus en plus croissantes dans les mers, les compagnies pétrolières dans le Golfe de Mexique et le Golfe de Guinée par exemple, exploitent actuellement des réservoirs avec des profondeurs allant jusqu'à 2000 m. la stabilité des plateformes dans ces profondeurs ainsi des équipements de production représente un véritable défi technique.

Les premiers travaux qui ont traité des argiles marines ont été portés sur l'argile de la mer du Nord, du Golfe de Mexique ainsi que de la mer méditerranée, ils ont attiré l'attention de la mauvaise qualité des sols marins par rapport aux sols terrestres, plus récemment les recherches se sont multipliées, ils montrent que la nature minéralogique des argiles qui forment le fond des océans dépend de différents facteurs qui déterminent leur taille ; forme ; parmi ces facteurs la latitude de l'océan, le climat dans les régions voisines (la pétrographie des zones sources), le mode de transport (éolien, fluvial, icebergs) ainsi que les conditions du dépôt (estuaire ; deltas, fonds océaniques) et les phénomènes océaniques (courant océaniques, les activités hydro-thermiques ...etc). Ainsi que la variation des propriétés géotechniques d'un endroit à un autre. Malgré cette florescence en matière de recherche dans les dernières années, les études restent insuffisantes pour expliquer les effets plus ou moins contradictoires des différents facteurs sur le même paramètre. De plus les études qui traitent le comportement de ces sols à l'échelle microscopique ne permettent pas de mettre les mécanismes de déformation en évidence, cela nous semble valable même pour les argiles terrestres.

Le comportement de l'argile est fonction des différents paramètres, les études intérieures notamment par [Biarez et Favre \(1977\)](#) ; [Biarez et Hicher \(1994\)](#) et récemment par [Favre \(2004\)](#) ont permis de classer ces paramètres en deux grandes familles (paramètres indépendant de l'arrangement des grains et paramètres d'arrangement). Dans cette étude nous étudions ces différents paramètres et leurs interactions.

Nous essayerons dans cet aperçu d'une part d'analyser les propriétés géotechniques des argiles marines et les comparer avec celles des argiles terrestres pour lesquelles les connaissances sont assez sophistiquées, d'autre part d'analyser les mécanismes de déformation à l'échelle microscopique sous les différents chemins de contrainte.

1.2. PROPRIETES PHYSIQUES ET D'IDENTIFICATION

Les paramètres utilisés en mécanique des sols sont de types :

- a) les paramètres physiques et d'identification
- b) les paramètres mécaniques.

Biarez et Favre (1975 ; 1977) ; Biarez et Hicher (1994) ; Favre (2004) décrivent et classifient ces paramètres physiques et d'identification en trois groupes : nature des grains, arrangement des grains et état mécanique des grains.

Puisque notre recherche s'intéresse à l'étude d'une argile marine et à l'effet de la minéralogie sur le comportement des argiles, ces propriétés et leurs variations en fonction du milieu du dépôt et de la variation minéralogique seront ici discutées.

1.2.1. PARAMETRES DE « NATURE »

Les paramètres de « nature » des grains sont : la granulométrie, la minéralogie, les limites d'Atterberg ainsi que l'activité des argiles.

A) LA GRANULOMETRIE

Les sols sont classés avant tout selon la taille des particules qui les constituent (Nova, 2005). Différentes classifications sont proposées, elles s'accordent sur le fait que les sols argileux représentent la fraction inférieure à 2 μm (tableau 1.1) BS : normes britanniques, AGI ; l'Association Géotechnique Italienne, AASHTO : American Association State Highways Transportation Officials. AFNOR : Norme française. Les dimensions sont en mm.

Tableau (1.1) : classifications granulométriques des sols

Norme	Cailloux	D (mm)	Graviers		Sables	D (mm)	Limons	D (mm)	Argiles
BS		60		2		0,06		0,002	
AGI				2		0,02		0,002	
AASHTO		75		2		0,015		0,002	
AFNOR		20		2		0,02		0,002	

La granulométrie des sols déposés dans l'océan peut varier en fonction de plusieurs paramètres dont leur origine, leur mode de transport, ainsi que l'emplacement par rapport à la côte. On peut ajouter les phénomènes qui se produisent dans la colonne d'eau (floculation) et au fond de la mer (bioturbation) (Locat et al., 1998).

En mer profonde la distribution granulométrique semble être dans la gamme des argiles silteuses ou des silts argileux en fonction de leur position par rapport à la côte. Dans plusieurs sites marins, [Richards \(1962, 1975\)](#) a rassemblé des données sur des argiles de différentes origines : 1- en provenance de la mer méditerranée, deux sites à des profondeurs d'eau différentes (Site A : 400-1100 m) et (site B : 700-1300 m), 2- dans l'atlantique nord, 4 sites allant de 1100 m à 2500 m de profondeur d'eau, 3- des sédiments pélagique du Pacifique central. 4- sur des sédiments provenant du golfe du Mexique et des sédiments du golfe du Maine. La granulométrie d'autres sites marins est évoquée dans le tableau (I.1) de l'annexe I.

L'analyse des données recueillies de la littérature nous montre que ces argiles sont classées dans la zone « clayey silt » ou « silty -clay » alors que les limites d'Atterberg varient beaucoup, à cause de la variation minéralogique ([Rudelle et Biarez, 1977](#)).

Il a été montré, notamment par [Biarez et al. \(2000\)](#) ; [Biarez et Hicher \(1994\)](#), que la granulométrie d'un sol influence son comportement mécanique. La fraction de fines contenue dans un sol agit en particulier sur l'angle de frottement.

Dans le but de mettre en évidence cette corrélation, nous avons rassemblé de la littérature un grand nombre de données sur des sols contenant des fines allant de 0% jusqu'à près de 100%. La figure (1.1) représente l'évolution de l'angle de frottement en fonction du pourcentage des fines (fraction argileuse) de ces sols (détails dans le tableau I. 1 de l'annexe I). Nous constatons sur cette figure que malgré la dispersion des données la tendance vers la diminution de l'angle de frottement avec l'augmentation du pourcentage de la fraction argileuse est bien visible.

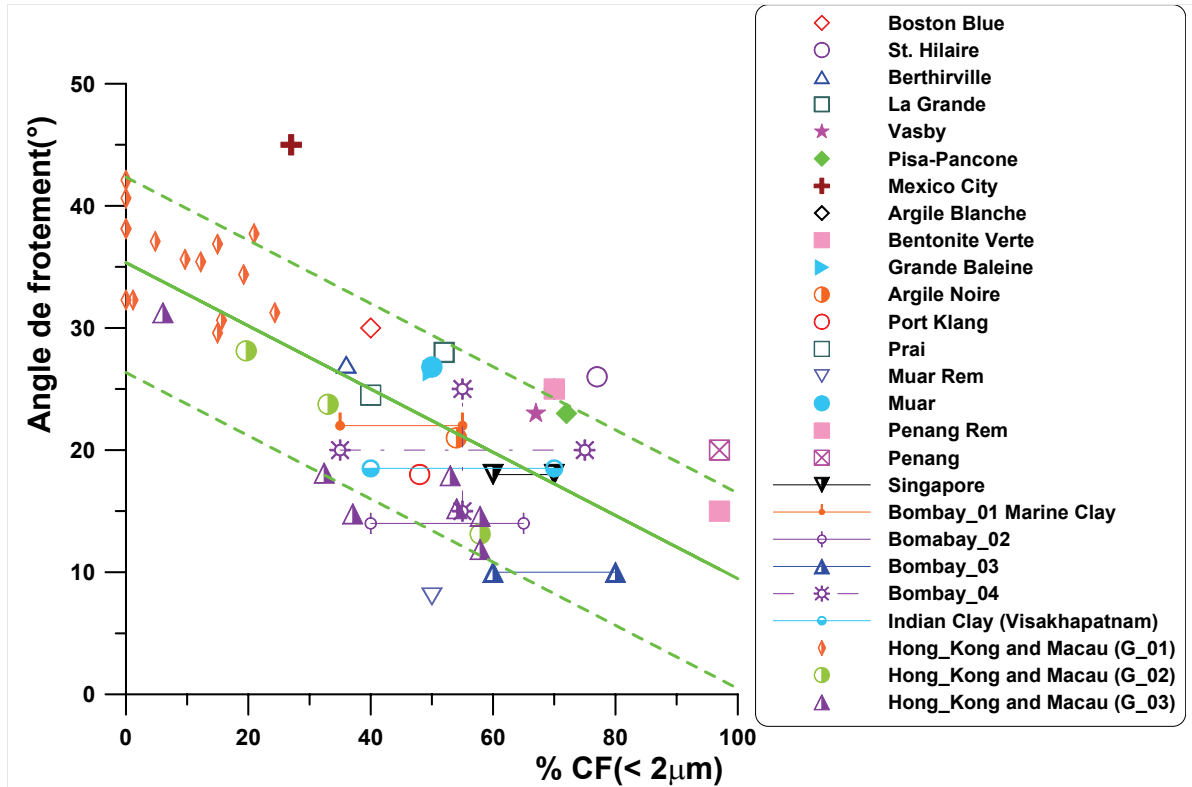


Figure (1. 1) : présentation de l'angle de frottement en fonction du % des fines

B) LA MINERALOGIE

Les minéraux argileux forment des particules fines $< 2 \mu\text{m}$ (Berthaud et al., 2008), ils appartiennent à la famille de phyllosilicates. Leurs unités de base ont ordinairement une charge résiduelle négative (Tombacz et Szekeres, 2006), qui est équilibrée par l'adsorption des cations de la solution.

La structure est formée d'une combinaison de deux unités structurales simples : les tétraèdres de silice (T) et les octaèdres contenant l'aluminium ou le magnésium (O). La différence entre les familles argileuses tient à l'empilement des couches et à la manière dont ces couches se succèdent.

Lorsque les couches tétraédriques et octaédriques s'empilent en feuillets, la structure résultante peut être soit neutre soit chargée négativement. La charge du feuillet est reconnue comme une propriété très importante qui influence les propriétés rhéologiques et de gonflement (Christidis et al., 2006 ; Laird, 2006). Pour les argiles de type 2:1, elle induit l'occupation de l'espace interfoliaire par les cations échangeables, la charge des feuillets des argiles de type 1:1 est normalement proche de zéro.

Il faut garder dans l'esprit que dans la composition de la partie fine $< 2 \mu\text{m}$, on peut rencontrer les différents éléments suivants :

Éléments non argileux : La partie fine $< 2 \mu\text{m}$ peut contenir des minéraux (appelés minéraux associés) autres que les minéraux argileux, comme par exemple des feldspaths, quartz et carbonates, qui ne sont pas des phyllosilicates mais qui sont associés à ceux-ci et interviennent dans leur identification. Ces minéraux ont une grande influence sur le comportement des sols (Dixon et Weed, 1989).

Phases associées : on note aussi la présence de phases associées, qui sont les phases non cristallines, amorphes et considérées parfois comme des gels incluant la matière organique. Elles peuvent apporter de la plasticité aux argiles, et/ou jouer le rôle de « colle », c'est-à-dire de cimentation entre les particules (Low et al., 2008 ; Paul et Barras, 1999).

Matière organique et carbonates : La présence, même en faible quantité, de matière organique et de carbonate peut influencer fortement les propriétés colloïdales et rhéologiques de l'argile (Carrado et al., 2006 ; Malkawi et al., 1999 ; Paul et Barras, 1999).

- **Familles argileuses**

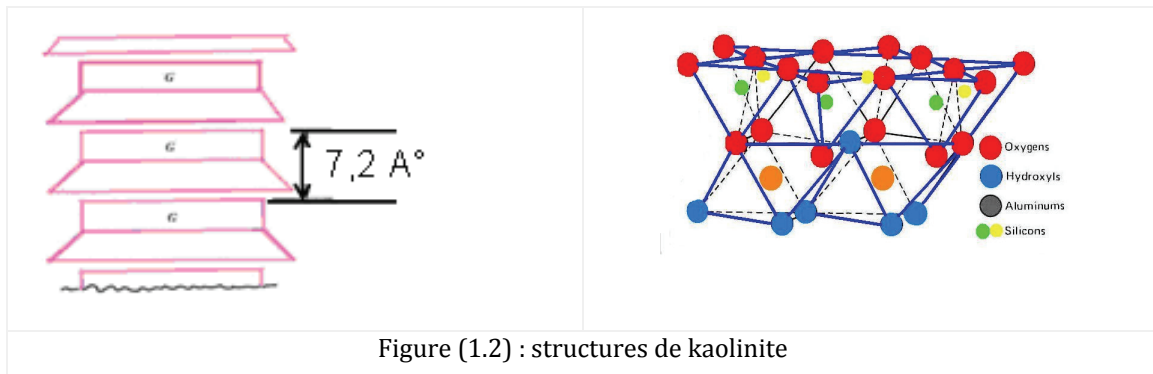
Bien qu'il existe plusieurs types d'argiles nous nous intéressons à trois types principaux : i. La kaolinite, ii. La smectite iii. L'illite. En effet, les études antérieures sur le site d'intérêt (Golfe de Guinée) notamment par Thomas et al. (2005) montrent que l'argile est constituée principalement de ces composants.

1. Famille 1 :1 (la kaolinite)

Le feuillet de la kaolinite résulte de la liaison d'un feuillet tétraédrique avec un feuillet octaédrique (TO), dont la composition générale est $Al_2Si_2O_5(OH)_4$, le feuillet de la kaolinite est neutre et deux feuillets voisins sont reliés par $\dots Al-O-H \cdots O-Si-$. La particule de kaolinite est formée par un empilement de ces feuillets (Fig. 1.2), la liaison entre les feuillets étant du type « liaison hydrogène ». Ainsi, les liaisons sont faibles aux extrémités et la particule est chargée électriquement, car les feuillets ne sont pas tous identiques (Berthaud et al., 2008).

La formation de kaolinite est favorisée lorsque l'aluminium est abondant et la silice est peu abondante pour former un rapport silicium/aluminium = 1 : 1. Les conditions favorables de la formation de la kaolinite sont : faible teneur en électrolyte, faible pH, et enlèvement des ions qui peuvent flocculer la silice par lessivage. La kaolinite se forme dans les zones où la précipitation est forte et le drainage est assuré. Elle se retrouve dans la fraction argileuse des sols fortement érodés sur des surfaces terrestres anciennes, dans des zones intertropicales d'un climat humide et chaud.

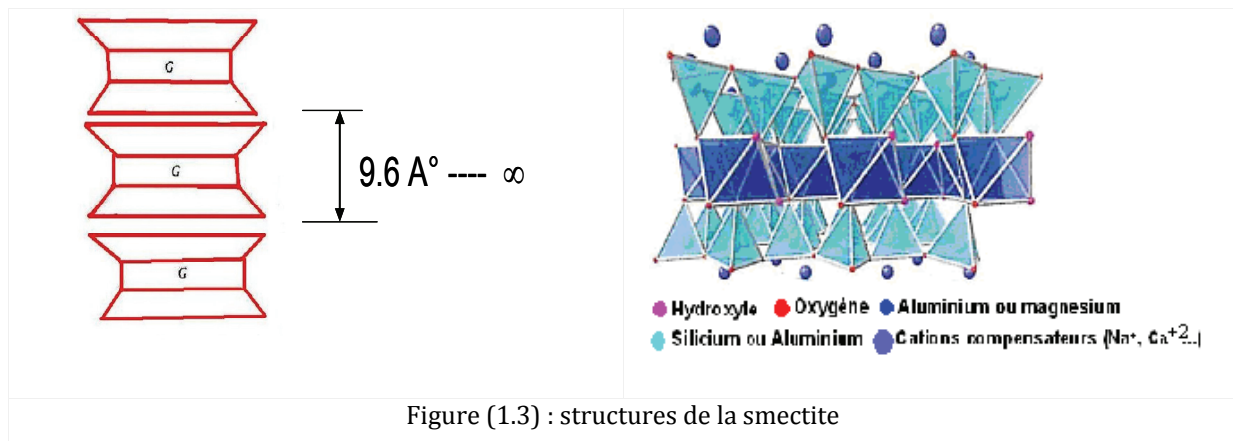
La kaolinite est abondante dans les régions intertropicales, sa distribution augmente vers l'équateur dans tous les bassins océaniques. Dans la partie nord du bassin occidental de l'Afrique (Golfe de Guinée, vers les côtes de Nigeria) Rateev et al. (2008) ont donné un pourcentage de 40 à 60 % de kaolinite alors qu'en face des côtes guinéennes, le pourcentage varie entre 20 et 40 %.



2. Famille 2 :1 (Smectite, Illite ...etc.)

a) La smectite

La smectite est le résultat de l'empilement d'une couche octaédrique encadrée par deux couches tétraédriques (TOT), elle est donc de type 2 :1 (Fig. 1.3). Le feuillet a une charge négative comprise entre 0,2 et 0,6 par demi unité de base, la liaison entre deux feuillets est de type hydrogène. Celle-ci est très faible de sorte que les molécules d'eau peuvent s'introduire entre les feuillets, et former jusqu'à cinq à six couches de molécules d'eau. La substitution des cations échangeables a un effet très important sur le comportement de la smectite en particulier sur le gonflement et le comportement rhéologique.



Dans le cas de la smectite, le silicium doit être abondant. Les conditions favorables sont : fort pH, forte teneur en électrolyte et présence de Mg^{2+} et Ca^{2+} plus importante que Na^+ et K^+ .

La smectite se trouve fréquemment dans des zones tempérées d'origine glaciaire ou periglaciaire. Les roches volcaniques sont les parents de la smectite. Les conditions climatiques favorables sont un climat aride à semi aride où la vaporisation est plus importante que les précipitations et un drainage faible. La distribution de la smectite dans les océans est plus confuse à cause de son origine (altération, authigenèse). La distribution donnée par [Rateev et al. \(2008\)](#) dans le bassin occidental de l'Afrique est de 20 à 40 % vers les côtes du Nigeria et 40 à 60 % en face de la Guinée.

b) L'illite

L'illite se forme dans des conditions semblables à la smectite, mais avec la présence du potassium, qui s'intercale entre les feuillets tétraédriques, provoquant une liaison forte entre les feuillets. Les molécules d'eau ne peuvent donc plus s'introduire.

La distribution de l'illite dans les océans augmente vers les hautes latitudes, sa distribution reflète le ralentissement de l'hydrolyse et l'augmentation de l'altération physique. Elle est absente autour de l'équateur dans le bassin occidental de l'Afrique depuis la côte du Nigeria jusqu'à la Guinée, son apparition commence au large du Golfe de Guinée et vers le sud avec un pourcentage compris entre 20 à 40 % d'après le schéma de [Rateev et al. \(2008\)](#).

Les dépôts dans les milieux océaniques sont constitués de mélanges de différentes argiles et d'autres matériaux dont les pourcentages varient en fonction de plusieurs facteurs. [Desvarreux et Biarez \(1977\)](#) présentent les différents éléments que l'on peut rencontrer dans la composition minéralogique de l'argile marine à grande profondeur d'eau (Annexe I).

La minéralogie des argiles apparaît comme une propriété principale qui influence le comportement mécanique, par exemple la variation de la minéralogie est la cause d'une différence notable de résistance au cisaillement pour deux régions de la mer méditerranée (le delta du Nil et le delta du Rhône). La résistance au cisaillement est plus élevée pour le delta du Rhône, les sédiments de Rhône ($w_L = 40-70\%$, $I_p = 20-45\%$) étant plus riches en carbonate de calcium et plus pauvres en carbone organique que les sédiments du Nil ($w_L = 70-115\%$, $I_p = 30-85\%$) ([Keller et Lambert, 1972](#)).

- **L'eau interstitielle**

L'eau adsorbée par les argiles affecte considérablement le comportement mécanique (Schlosser, 2003 ; Di Maio et al., 1994 ; Mitchell, 1976), ainsi que les propriétés physiques et chimiques (telles que le gonflement, le retrait, la plasticité...etc.) des minéraux argileux qui sont soumises aux interactions entre l'eau et la surface argileuse. Sridharan et Jayadeva (1982), Schoonheydi et Johnston (2006), Kay et al. (2005), Atkinson (2007) mettent l'accent sur l'effet de la salinité de l'eau porale sur les propriétés géotechniques (tel que w_L), nous détaillerons cet aspect dans la suite de cette étude.

C) LIMITES D'ATTERBERG (LES ARRANGEMENT TEMOINS)

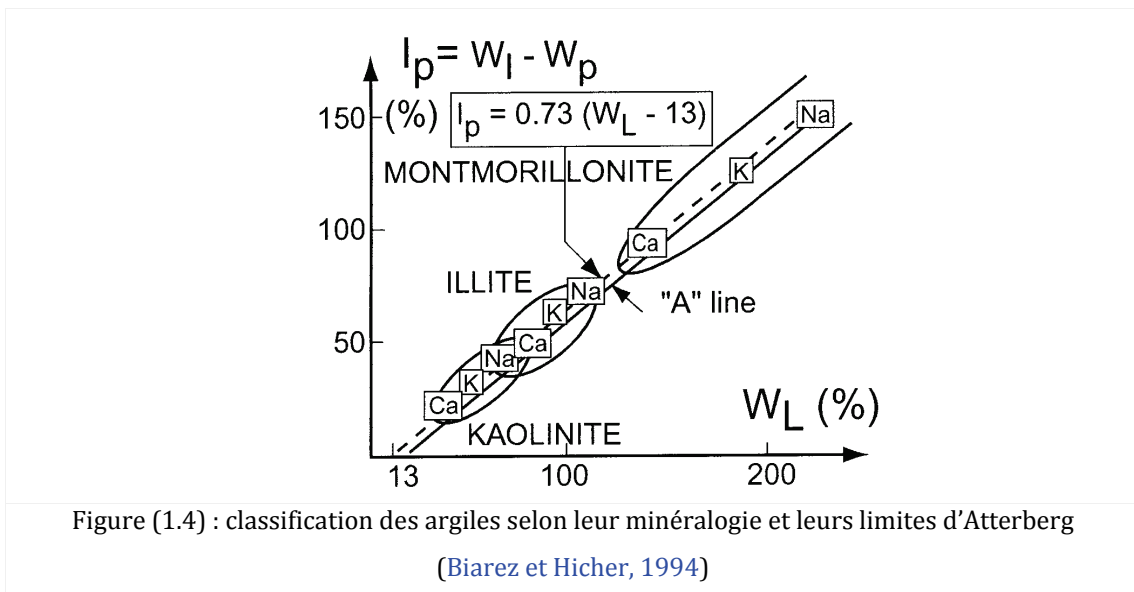
Les limites d'Atterberg représentées par la limite de liquidité w_L et de plasticité w_P dépendent de la nature des particules. Pour les argiles le paramètre de nature le plus explicatif est w_L (Biarez et Hicher, 1994).

Les sols d'après Biarez peuvent être classés selon : leurs minéralogie, w_L et w_P . Dans le plan (w_L - I_p) de la figure (1.4), la ligne « A » représente la ligne de Casagrande identifiée par l'équation (1.1), la ligne discontinue représente la corrélation de Biarez et Favre (1977) dont l'équation est la suivante (éq. 1.2) :

$$I_p = 0,73(w_L - 20) \dots\dots\dots (1.1)$$

$$I_p = 0,73(w_L - 13) \dots\dots\dots (1.2)$$

Les corrélations de Biarez et Favre (1977) et Casagrande (1947) fournissent des outils d'identification minéralogique ainsi que physique.



Lorsqu'il s'agit de mélange entre argiles de type différent, les limites d'Atterberg ne varient pas nécessairement proportionnellement au pourcentage de chaque matériau dans le mélange, vu de

l'interaction possible entre les composants eux mêmes et avec le liquide interstitiel (Seed et al., 1964). La figure (1.5) montre l'évolution de la limite de liquidité des mélanges argileux en fonction du pourcentage de bentonite « α_B » dans le mélange, la droite verte tireté représente la valeur de la limite de liquidité de la proportion de chaque composant dans le mélange, cette valeur est calculée par l'équation suivante :

$$w_L = \alpha_B w_{LB} + (1 - \alpha_B) w_{LK} \dots\dots\dots (1.3)$$

w_{LB} et w_{LK} sont respectivement les limites de liquidité de la bentonite et de la kaolinite

Di Maio et al. (1994) et Karunaratne et al. (2001) font la même constatation pour des mélanges bentonite - kaolinite.

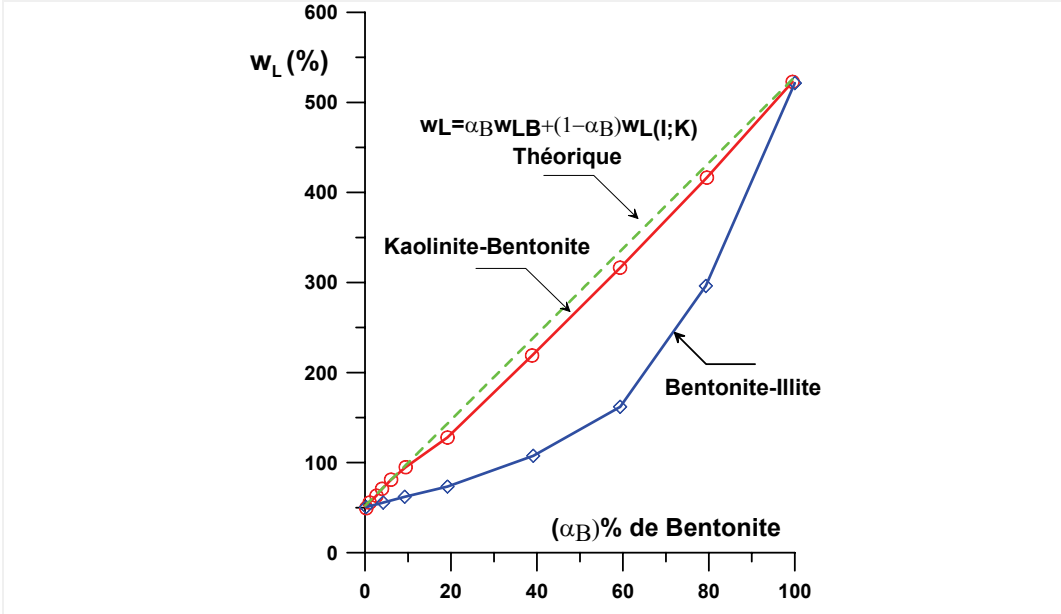


Figure (1.5) : évolution de la limite des mélanges argileux d'après Seed et al. (1964)

Polidori, (2003) a effectué une étude sur des mélanges entre argiles (kaolinite, montmorillonite) et sable siliceux fin, en faisant varier les proportions des composants, le but est de classer les sols dont la taille des grains est < 425 μ m en fonction de leurs limites d'Atterberg. L'auteur propose alors trois lignes, de variation de d'indice de plasticité en fonction de la limite de liquidité, qu'il classe selon le pourcentage de la fraction fine (Fig. 1.6).

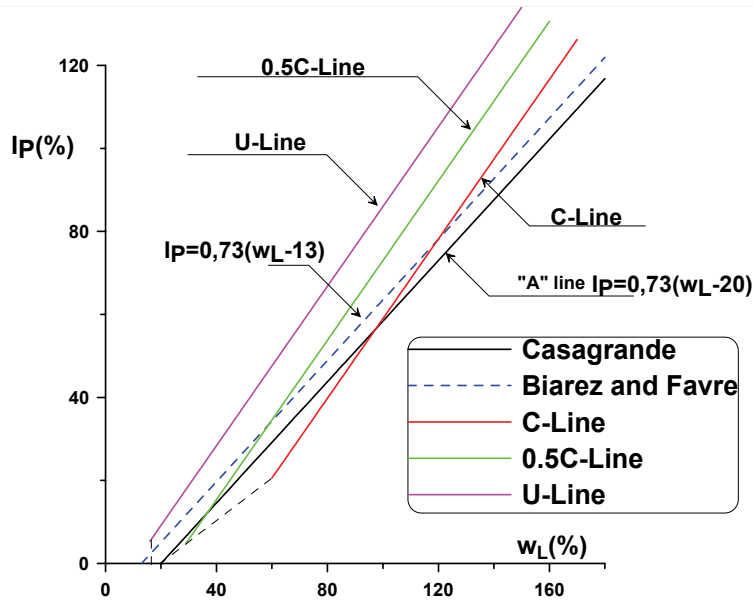


Figure (1.6) : Diagramme de plasticité (Polidori, 2003)

C-line : pour les argiles non organiques contenant 100% de fraction inférieure à 2 μm (éq. 1.4):

$$\text{pour } w_L > 60 \quad ; \quad I_P = 0,96 w_L - 37 \quad \dots\dots\dots (1.4)$$

0.5C-line : pour les argiles contenant 50% de fraction inférieure à 2 μm (éq. 1.5).

La zone sous la ligne représente les sols où le pourcentage de la fraction argileuse est $\geq 50\%$ alors que la zone au dessus représente les sols inorganiques composés de limon et/ou de sable (2-425 μm) en pourcentage $> 50\%$.

$$\text{pour } w_L > 29 \quad ; \quad I_P = 0,96 w_L - 23 \quad \dots\dots\dots (1.5)$$

U-line : limite supérieure pour les sols (éq. 1.6)

$$\text{pour } w_L > 16 \quad ; \quad I_P = 0,96 w_L - 10 \quad \dots\dots\dots (1.6)$$

Prenons comme exemple les argiles caractérisées au laboratoire MSSMAT : i) la kaolinite P300 ($w_L=40$, $I_P=20$) par Hattab, (1994), ii) la bentonite Verte ($w_L=100$, $I_P=60$) par Hicher et al. (2000), iii) l'argile grecque ($w_L=170$, $I_P=110$) par Souli et al. (2007 ; 2008). Nous allons comparer les mesures de ces argiles avec les corrélations décrites précédemment dans le tableau (1. 2).

Dans cette comparaison, la classification de Casagrande est pertinente pour les argiles très plastiques ($w_L > 100 \%$), alors que la corrélation de Biarez et Favre (1977) est plus représentative des argiles peu plastiques. Les corrélations proposées par Polidori semblent être valables dans un domaine intermédiaire de plasticité. Les valeurs en rouge dans le tableau (1. 2) montrent la valeur la plus proche de la mesure.

Tableau (1. 2) : comparaison entre les limites d'Atterberg des corrélations et les valeurs mesurées

Matériau	Valeurs mesurées		Casagrande (1955)	Biarez et Favre (1977)	Polidori (2003)
	w _L	I _p	I _p	I _p	I _p
Kaolinite P300	40	20	14,6	19,71	15,4
Bentonite Verte	100	60	58,4	63,51	59
Argile Grecque	170	110	109,5	114,61	126,2

Au cours de cette recherche une collecte de données provenant de plusieurs sites marins a été effectuée, ce qui a permis leur confrontation avec les corrélations (voir [tableaux. I.1 et I.2 Annexe. I](#)). Cette étude montre que, malgré la dispersion des données, celles-ci se placent au dessus des corrélations de [Biarez et Favre](#) et de [Casagrande \(Fig. 1.7\)](#). La corrélation de [Polidori \(2003\)](#) semble bien représenter les données ([Fig. 1.8](#)), l'emplacement des données sur le diagramme semble aussi en accord avec la granulométrie identifiée pour ces argiles.

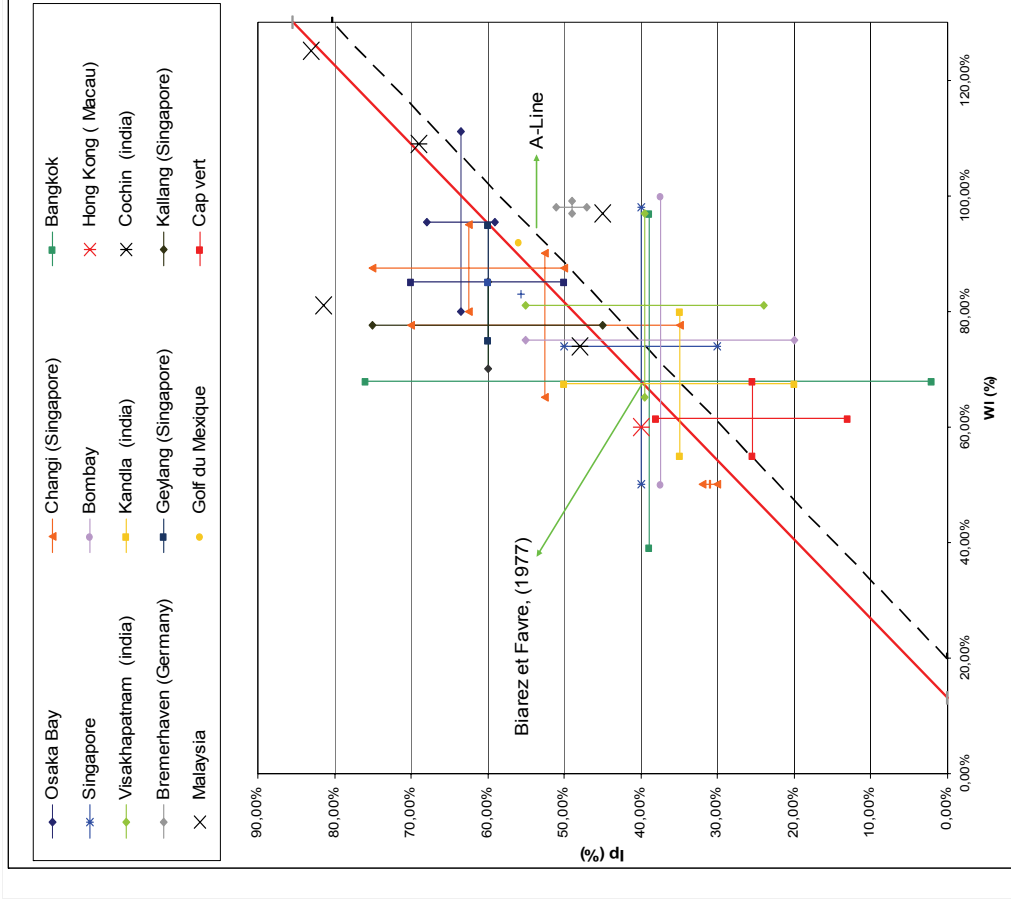


Figure (1.7) : Données des argiles marines dans l'Abaque de plasticité (Biarez et Favre, 1977 et Casagrande, 1948)

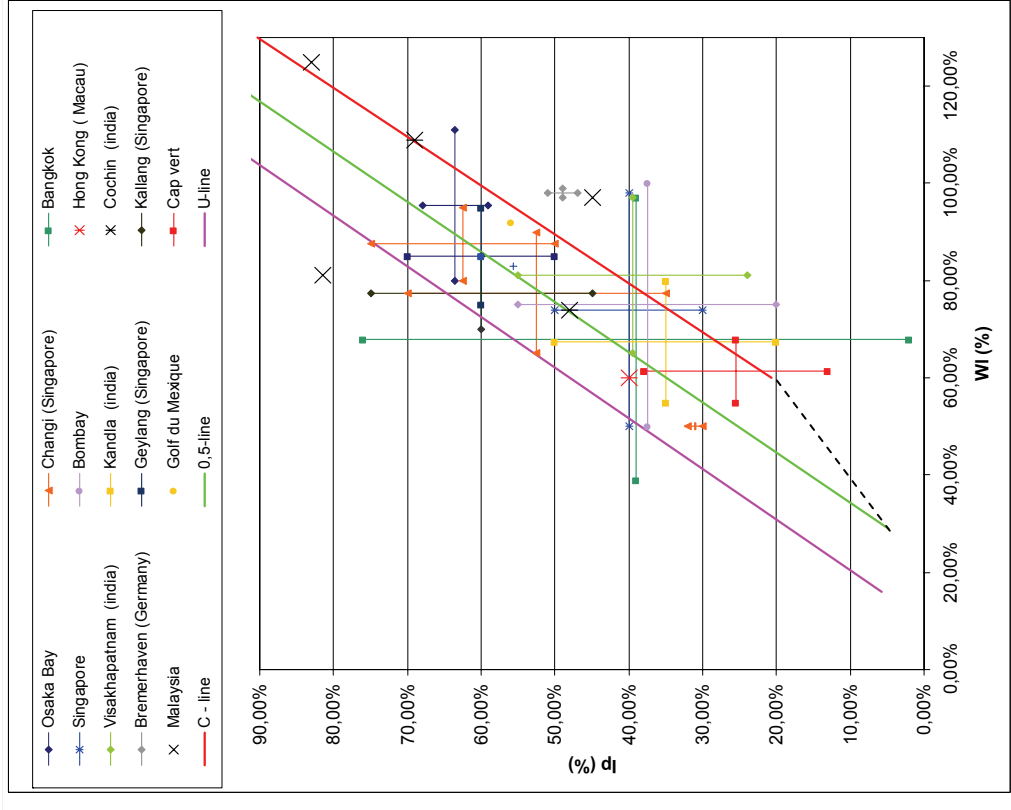


Figure (1.8) : Données des argiles marines dans l'Abaque de plasticité de Poldori, (2003)

Skempton (1948), et plus récemment Yin et al. (2003), présentent les limites d'Atterberg en fonction du pourcentage de la fraction argileuse. Ces derniers proposent des corrélations pour relier les limites d'Atterberg à la fraction argileuse, en se basant sur l'étude des échantillons d'une argile prélevée dans le fond marin de Hong Kong. Dans cette étude les auteurs font varier le pourcentage de l'argile en la mélangeant avec du sable, et proposent les corrélations (éq. 1.7 et éq. 1.8) liant les limites d'Atterberg (w_L , w_P) au pourcentage de la fraction argileuse CF.

$$w_L = 1,7CF + 13,5 \dots\dots\dots (1.7)$$

$$w_P = 0,44CF + 13,5 \dots\dots\dots (1.8)$$

A l'état de plasticité parfaite l'angle de frottement interne « ϕ'_{PP} » est relié aux propriétés de nature, les auteurs l'ont corrélé à la limite de liquidité qui englobe la minéralogie du sol (Terzaghi et al., 1996). Elmi (2003) donne la relation (éq. 1.9) pour la plasticité parfaite des argiles remaniées en se basant sur les valeurs proposées par Biarez et Hicher (1994) cité encore par Favre (2004).

$$\phi_{PP} = 20(3 - \log w_L) \dots\dots\dots (1.9)$$

Les argiles marines sont déposées dans un milieu dont la salinité influence leurs propriétés. La présence de sel affecte les propriétés de nature dont les limites d'Atterberg. L'étude de Di Maio et al. (1994) montre que l'indice de plasticité diminue en présence de sel pour des mélanges bentonite-kaolinite exposés à des solutions de sel à différentes concentrations. L'indice de plasticité de la kaolinite ne semble pas être affecté par le sel, alors que la bentonite a été fortement influencée, ce qui est en accord avec l'étude effectuée par Kondo et al. (2005) sur une bentonite sodique qui montre que la limite de liquidité diminue lorsque la salinité augmente alors que la limite de plasticité augmente. En effet, dans l'eau de mer, il existe plusieurs types de sels. Di Maio (1996) a utilisé plusieurs types de sels NaCl, KCl et CaCl₂, il montre que la limite de liquidité diminue du même ordre quel que soit le type de sel. La diminution majeure se produit pour des concentrations allant jusqu'à 0,5 M ; entre 0,5 et 1 M la diminution se ralentit ; au dessus de la concentration de 1 M, la limite de liquidité n'est pas influencée.

Bjerrum (1954) montre l'influence de la variation de salinité par lessivage sur les paramètres géotechniques de l'argile Norvégienne, constituée principalement d'illite. La limite de liquidité diminue considérablement lorsque la salinité diminue et cela, à partir d'une concentration en sel de 10 gr/l ; la limite de plasticité diminue mais très légèrement.

Sur un sédiment prélevé au large du Golfe de Guinée, dont la fraction argileuse est composée principalement d'un mélange de smectite et de kaolinite, De Gennaro et al. (2005) constatent une diminution considérable de la limite de liquidité des sédiments avec l'augmentation de la salinité, la limite de plasticité n'est pas très influencée par la salinité.

L'analyse de ces études permet d'établir que l'influence de la salinité est fonction du type d'argile. Elle montre que lorsque l'argile n'est pas (ou peu) sensible à la présence du sel (kaolinite), la présence de

celui-ci peut augmenter la limite de liquidité par l'effet du rapport massique. Dans le cas des argiles sensibles à la présence du sel (cas de la bentonite), la limite de liquidité est fortement influencée et décroît avec la concentration de sel.

D) ACTIVITE DES ARGILES

L'activité des argiles « A » est définie comme la capacité de la fraction fine à être plus ou moins plastique, elle représente le rapport de l'indice de plasticité au pourcentage de matériau de dimension inférieure à 2 µm « CF » (Fig. 1.9).

$$A = \frac{I_P}{CF} \quad (\text{Skempton, 1953}) \dots\dots\dots (1.10)$$

Polidori (2007) propose une nouvelle relation pour déterminer l'activité des argiles (éq. 1.11)

$$A = [0,96w_L - (0,26.CF + 10) / CF] \dots\dots\dots (1.11)$$

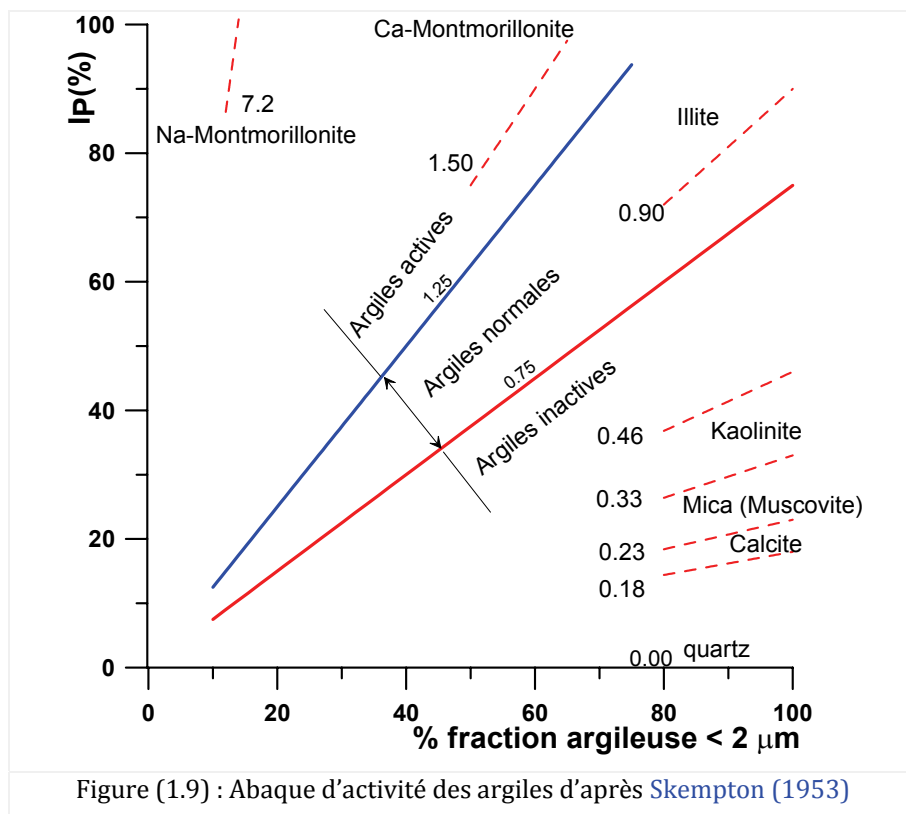


Figure (1.9) : Abaque d'activité des argiles d'après Skempton (1953)

En effet l'activité de l'argile est un paramètre qui peut se relier facilement à la minéralogie (Fig. 1.9), mais elle est reliée aussi à la granulométrie, elle peut varier en fonction de plusieurs paramètres comme le mode du transport, le dépôt, et les conditions du milieu de dépôt. Skempton (1953) a tenté de relier l'activité à la minéralogie et à l'histoire géologique. Il constate que les argiles inactives sont souvent composées de kaolinite, et déposées dans l'eau douce ou dans l'eau salée mais ensuite lessivées par l'eau

douce. L'étude de Bjerrum (1954) sur des argiles marines norvégiennes composée principalement de l'illite a montré que l'activité augmente avec la salinité, elle peut être multipliée par 4 quand la salinité passe de 0 à 10 g/l, au-delà elle ne varie pas (rappelons que la salinité de l'eau est autour de 35 g/l pour la plus part des océans). Nous constatons dans l'étude de Skempton que plus l'activité de l'argile augmente plus la contribution de la cohésion à la résistance de cisaillement augmente.

Les quelques exemples cités dans la littérature concernant ce paramètre sont relatifs à : 1) l'argile du Golfe du Mexique qui montre une activité autour de celle de l'illite (Fisk et McClelland, 1959), 2) $A=1,2-1,2$ pour l'argile marine Ariake, 3) $A=0,6-0,9$ pour l'argile de Singapour, 4) $A=0,6-1,4$ pour l'argile de Bangkok (Tanaka et al., 2001). Ces argiles se situent respectivement dans les zones des smectites, entre kaolinite et illite, et illite et montmorillonite calcique, ce qui est en accord avec la minéralogie identifiée pour ces trois argiles composées principalement de smectite pour l'argile de l'Ariake, de kaolinite pour l'argile de Singapour et de smectite pour l'argile de Bangkok. D'autres exemples sont présentés dans le tableau (I. 2) de l'annexe I.

1.2.2. PROPRIETES D'ARRANGEMENT DES GRAINS

Les propriétés d'arrangement des grains introduites par Biarez et Favre (1977) ; Biarez et Hicher (1994) ; Favre (2004) ; tiennent compte aux conditions aux limites géométriques de façon globale. Celles-ci peuvent être représentées par :

- a) une mesure isotrope de l'arrangement, l'indice des vides ou la teneur en eau
- b) une mesure anisotrope, le rapport des diamètres de l'ellipse des plans tangents entre grains solides, comme défini par Biarez et Hicher (1994), qui sera discutée plus loin dans ce chapitre.

En ce qui concerne la première mesure, Skempton (1970) a présenté les teneurs en eau des argiles marines dans les 25 premiers centimètres du fond marin en fonction de la limite de liquidité (Fig. 1.10).

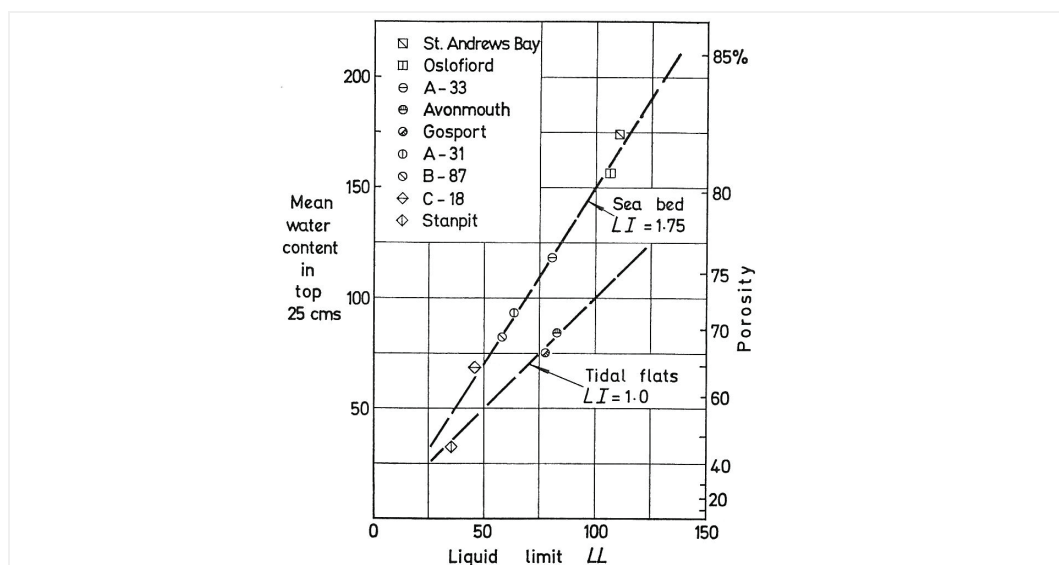


Figure (1. 10) : teneur en eau naturelle des argiles dans le fond marin (Skempton, 1970)

Il s'avère que l'indice de liquidité I_L dans cette couche ($I_L = w - w_p / w_L - w_p$, où w est la teneur en eau, w_L et w_p sont respectivement les limites de liquidité et de plasticité) peut atteindre des valeurs de l'ordre de 1,75 (Skempton, 1970 ; Mitchell et Soga, 2005).

Dans cette étude Skempton présente l'indice des vides initial de 21 sites différents en fonction de la contrainte verticale effective et de la profondeur (Fig. 1.11) les courbes obtenues représentent la compression des argiles marines. L'analyse des données présentées dans cette figure et d'autres données de plusieurs sites marins (tableau I.1 et I.2 de l'annexe I) montre que les sédiments n'atteignent un indice de liquidité égal à l'unité qu'au-delà de 1 mètre de profondeur (voir plus dans quelques cas), la teneur en eau naturelle étant élevée et peut arriver à une fois et demi la limite de liquidité (voir par exemple l'argile de Visakhapatnam en Inde). Cela pourrait être dû aux conditions du dépôt dans le milieu marin qui crée une structure plus ouverte et à l'effet de la présence d'une cimentation qui augmente la résistance du matériau aux efforts de consolidation.

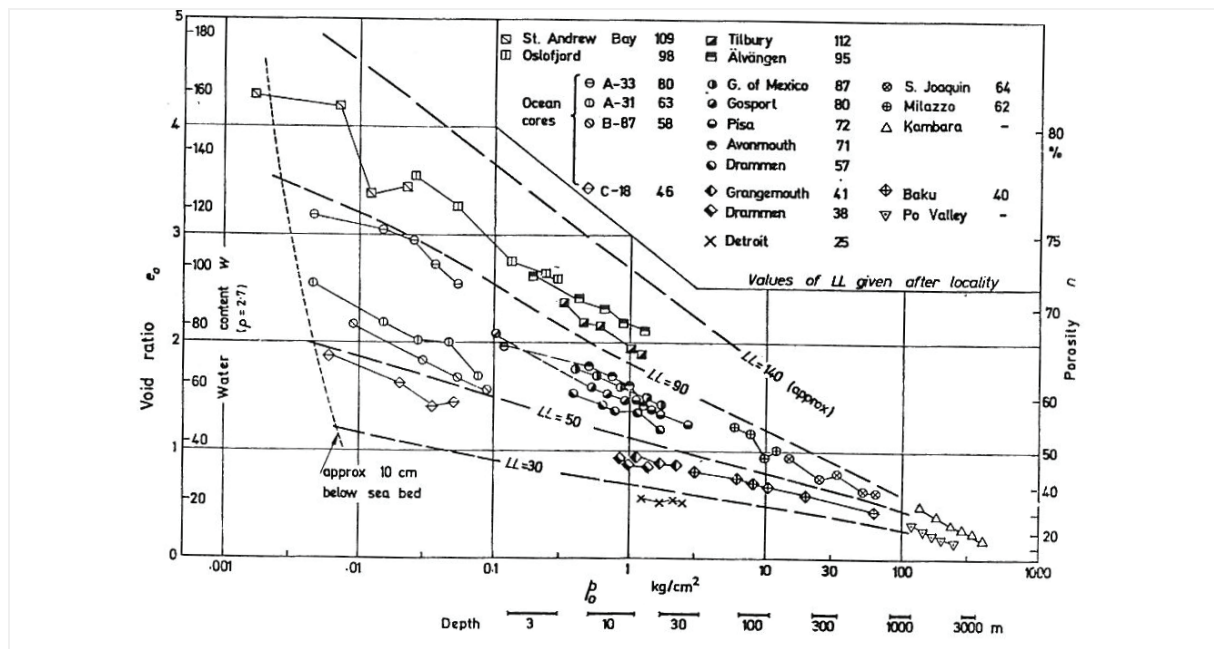


Figure (1. 11) : courbe de compression des argiles marines normalement consolidées (Skempton, 1970)

En ce qui concerne l'effet de la salinité sur l'indice des vides, l'étude effectuée par Charpentier (1997) sur des mélanges de kaolinite et de montmorillonite sodique dans des solutions salines à 0,05 et 0,5 M de NaCl, a montré que l'indice des vides dans le milieu dilué 0,05 était plus important que dans le milieu à 0,5 M. Sultan et al. (2000) suggèrent une diminution de la teneur en eau avec l'augmentation de la concentration des cations dans l'eau interstitielle, qui serait due à l'effet de la succion d'origine osmotique. Sur une bentonite sodique, Di Maio (1996) a montré que l'indice des vides diminue considérablement lorsque l'argile est exposée à une solution contenant du NaCl. L'effet de la salinité sur l'indice des vides peut être discuté de la même manière cité (§ 1.2.1C).

1.3. COMPORTEMENT MECANIQUE

La consolidation d'un sol résulte de la variation des contraintes effectives qui lui sont appliquées, et se traduit par une variation de volume (Terzaghi et al., 1996). La consolidation peut être isotrope ($\Delta\sigma'_1 = \Delta\sigma'_3$) ou anisotrope (si $\Delta\sigma'_1 \neq \Delta\sigma'_3$). Lorsque les sols subissent un chargement soit isotrope, soit anisotrope, les variations du volume conduisent à un réarrangement des grains (Atkinson, 2007). La réponse à la compression lors de l'incrément initial de contrainte effective est fortement influencée par la structure initiale (naturelle). Après que la compression initiale ait altéré la structure naturelle, la compressibilité reflète de plus en plus la composition (Terzaghi et al., 1996)

Le comportement mécanique d'un sol est fonction de plusieurs facteurs dont sa nature minéralogique, son état initial et son histoire de chargement, pour les argiles remaniées Biarez et Hicher (1994) ; Favre (2004) ont analysé ce comportement dans une large gamme des argiles ayant des propriétés de natures différentes, l'analyse des études plus récentes notamment (Hicher et al., 2000 ; Marcial et al., 2002 ; Di Maio, 1994-1996) nous a poussé à approfondir notre analyse sur les argiles très plastiques, ainsi que de voir l'influence de sa présence dans un matériau argileux. L'analyse du comportement des argiles naturelles est plus complexe car celles-ci sont souvent composées d'un mélange de plusieurs types d'argiles, il s'y rajoute les phénomènes qui se produisent avec et après le dépôt (diagenèse), ce qui conduit à modifier le comportement de ces argiles par rapport au comportement des argiles remaniées. L'analyse de ces différents aspects pour les argiles normalement consolidées sera ici présentée.

1.3.1. COMPRESSION ŒDOMETRIQUE

Le comportement des argiles sur chemin œdométrique est illustré par la figure (1.12). Sur ce chemin on a : $\sigma'_3/\sigma'_1 = \kappa_0$. κ_0 est le coefficient de terre au repos, il peut être approché par la formule de Jacky (1954) $\kappa_0 \cong 1 - \sin \Phi'$, où Φ' est l'angle de frottement interne effectif. La déformation radiale ε_r est nulle, la déformation axiale correspond à la déformation volumique, $\varepsilon_z = \varepsilon_v$.

Sur chemin normalement consolidé, l'évolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte verticale effective est représentée par une droite de pente C_c (chemin OACD). Le gonflement est représenté par une droite de pente C_s (chemin ABC).

$$\left. \begin{aligned} e &= e_{NC} - C_c \log\left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right) \\ e &= e_{OC} - C_s \log\left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1.12)$$

e représente l'indice des vides finale, e_{NC} l'indice des vides initial dans l'état normalement consolidé, et e_{OC} l'indice des vides initial dans l'état surconsolidé. C_c est l'indice de compression, et C_s indice de gonflement.

Pour les argiles remaniées sur chemin œdométrique Biarez et Hicher (1994) proposent la corrélation suivante :

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_v = 7 \text{ kPa} &\Rightarrow w = w_L \\ \sigma'_v = 1000 \text{ kPa} &\Rightarrow w = w_p \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1.13)$$

$$C_c = 0,009(w_L - 13) \dots\dots\dots (1.14)$$

$$C_c / C_s \approx 4 \rightarrow 6 \dots\dots\dots (1.15)$$

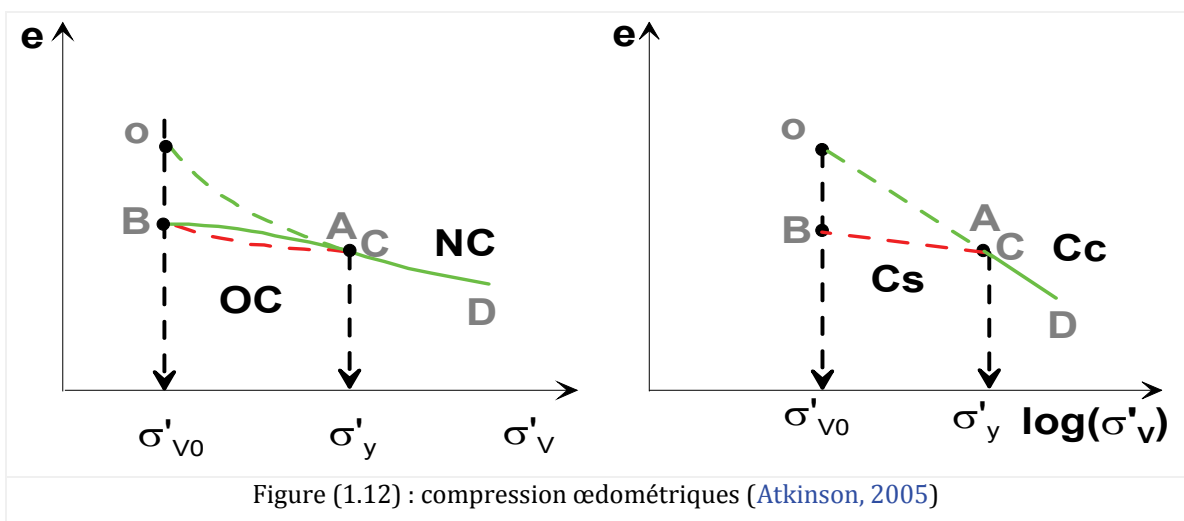
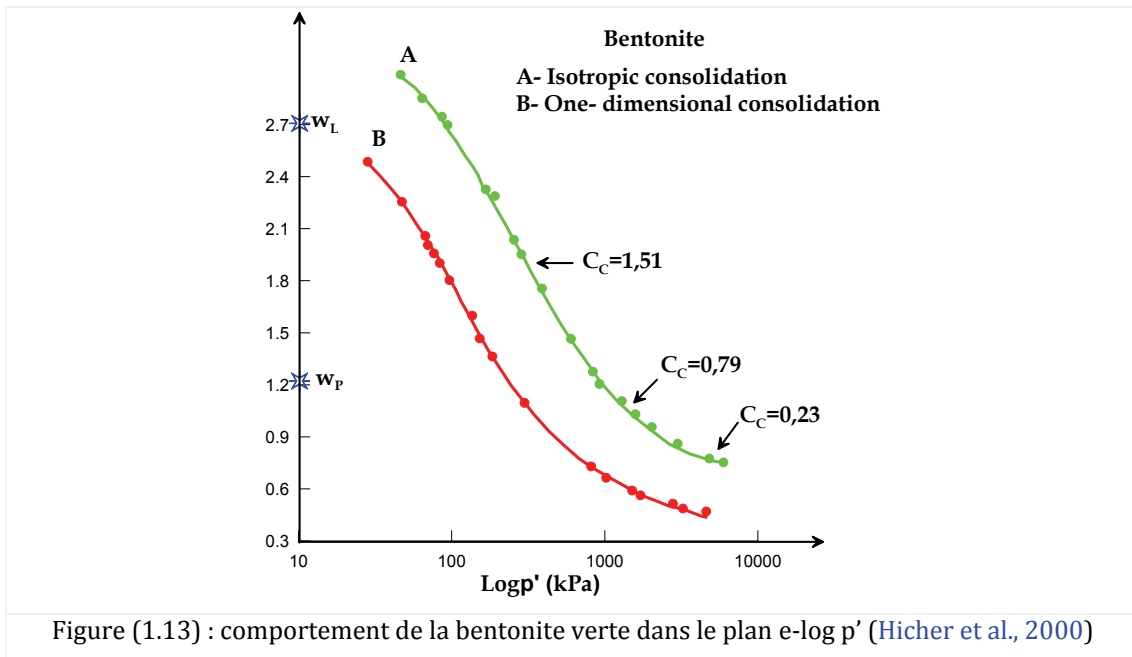


Figure (1.12) : compression œdométriques (Atkinson, 2005)

1.3.1.1. Argiles remaniées « très plastiques »

Le comportement en compression œdométrique des argiles peut être représenté par les corrélations précédentes (éq. 1.13 ; 1.14 ; 1.15) lorsque l'indice de plasticité est inférieur à 50%. Pour les argiles très plastiques ($I_p > 50$) le comportement n'est plus linéaire, et la pente C_c varie au cours du chargement (voir par exemple en figure (1.13) les essais de Hicher et al. (2000) sur la bentonite verte dont les limites sont $w_L=100, w_p=40$).

La même observation a été faite par Marcial et al. (2002) pour différents types de bentonite : Fourges : $w_L=110, w_p=50$; Kunigel : $w_L=474, w_p=27$; MX80 : $w_L=520, w_p=62$. Le point de changement de pente se situe vers une contrainte verticale de 400 kPa. Les essais sur l'argile grecque (constituée principalement d'une smectite calcique avec $w_L=170, w_p=60$) par Hammad et Hattab (2008) donne un résultat équivalent et une allure de courbe similaire sur les chemins œdométrique et isotrope.



1.3.1.2. Argiles marines

Lorsqu'un sédiment se dépose, il se produit une consolidation mécanique au sens de Terzaghi, mais aussi des processus complexes physico-chimiques et biochimiques. Il est très délicat de schématiser ces processus de diagenèse qui peut avoir différentes causes : les échanges cationiques, la précipitation, et la présence d'agent de cimentation qui selon Bjerrum (1967) et Nova (2005) font de la soudure à froid des particules d'argiles (minéral à minéral). Du point de vue mécanique l'effet de la diagenèse quel que soit son origine est le même (Leroueil et Vaughan, 1990).

La figure (1. 14) schématise dans le plan ($\log \sigma'_v - e$) l'effet de la structure (développée au cours de la sédimentation) sur le comportement d'un sédiment argileux. Pour cela, le chemin du sédiment intact est comparé à celui du sédiment remanié. On distingue les chemins suivants:

1. lorsque l'argile est consolidée en place (argile normalement consolidée), le chemin suit la courbe SC. La vitesse de chargement est en général très faible et contrôlée par la vitesse de dépôt en fond marin.
2. une argile structurée déchargée et reconsolidée au laboratoire (chemin oabf), ne revient pas au même point de départ « a, σ'_{v0} », et montre une résistance plus élevée. Cela est attribué à l'effet de l'âge et à la cimentation entre les particules argileuses. Cette cimentation est détruite au point « b, σ'_{vy} », puis la courbe tend à rejoindre la courbe de l'argile remaniée représentée par la courbe rouge

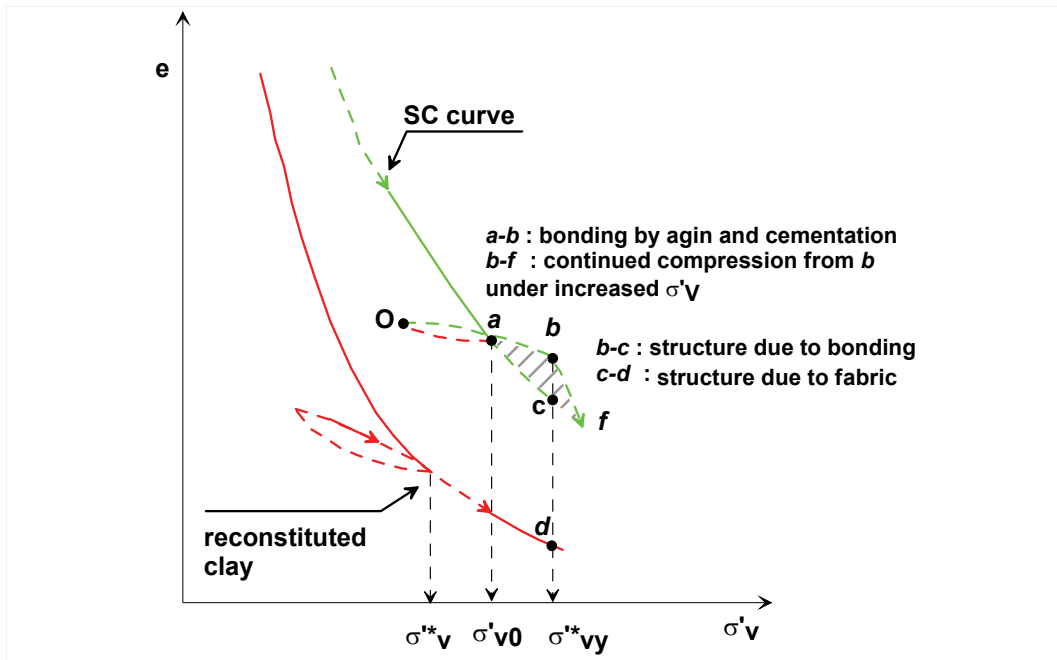


Figure (1.14) : états possibles dans le plan $e - \log \sigma'_v$ (Cotecchia et Chandler, 2000)

Une classification de la structure des argiles est proposée par Cotecchia et Chandler (2000) en prenant comme paramètre la position du point (b) appelé gross yield point (voir figure 1.14). On a donc deux catégories de structure :

- i- une structure sédimentaire incluant tous les processus qui se produisent pendant et après la sédimentation comme résultat unique de la consolidation unidimensionnelle. Cette structure concerne les argiles normalement consolidées uniquement et peut avoir différentes formes et différents degrés de liaison. On peut également la retrouver dans les argiles reconstituées normalement consolidées.
- ii- une structure développée après le dépôt qui peut avoir subi un déchargement mécanique, un fluage, une thixotropie, ou/et création de colle post-sédimentaire.

Dans les argiles marines normalement consolidées, une structure sédimentaire cimentée va avoir une porosité plus importante que celle d'une argile non cimentée, car si la structure n'est pas cimentée simultanément au dépôt, elle ne peut se maintenir même sous une pression de consolidation faible (Clayton, 1983).

L'analyse des données de plusieurs sites marins nous montre d'une manière générale que les argiles marines ont un indice des vides initial élevé, une compressibilité C_c forte, et une surconsolidation apparente. Tous ces aspects seront abordés plus dans ce qui suit.

A. Etat du sol

En général, les sédiments marins sont normalement consolidés, mais on peut rencontrer des cas de surconsolidation due à l'érosion de la couche superficielle (en Mer du Nord par exemple). Il peut y avoir également une sous consolidation (Rudelle et Biarez, 1977), le dépôt des sédiments étant trop rapide pour

que la pression interstitielle puisse se dissiper. Ceci se produit au large de l'embouchure de grands fleuves comme le Mississippi.

L'état du sol peut être caractérisé par l'indice de liquidité ($I_L = w - w_p / w_L - w_p$) qui prend en compte à la fois la nature (w_L, w_p) et l'état de matériau (w). Sous des contraintes très faibles, dans les premiers décimètres de sédiment marin « w » est de l'ordre de 2 à 3 w_L (Biarez et Hicher, 1994). La valeur ($w = w_L$) est atteinte à une profondeur > 1 m (Skempton, 1970).

Pour caractériser l'état des sols Biarez et Favre (1975) ont proposé une corrélation entre I_L et σ'_v (éq. 1.16) représentée par la droite rouge (voir Fig. 1.15). Dans cette corrélation, les argiles qui se situent sur la droite sont des argiles remaniées normalement consolidées, les argiles qui se situent à droite sont des argiles normalement consolidées et avec colle, alors que les argiles situées à gauche sont surconsolidées.

L'analyse d'un grand nombre de données des sols marins montre que la teneur en eau naturelle est élevée dans la couche superficielle du sédiment. On peut citer quelques exemples dans la littérature dont les sédiments marins de Bombay (Katti et al., 1977) ; les sédiments du Golfe du Maine (Fang et Thomas, 1977), les sédiments marins de Singapour (Shaheen et Peaker, 1977), l'argile du Golfe de Guinée (Puech, 2005 ; Hattab et Favre, 2008, 2010) ainsi que différents sédiments marins présentés par Skempton (1970). Cela conduit à un indice de liquidité élevé.

Pour présenter l'évolution de l'indice de liquidité des argiles marines Rudelle et Biarez (1977) ont modifié la corrélation de Biarez et Favre et proposé l'équation (1.17) représentée par la droite bleue dans la figure (1.15).

$$\text{Argile remaniée } I_L = 0,46(3 - \log(\sigma'_v)) \dots\dots\dots (1.16)$$

$$\text{Argile marine } I_L = 0,558(3,15 - \log(\sigma'_v)) \dots\dots\dots (1.17)$$

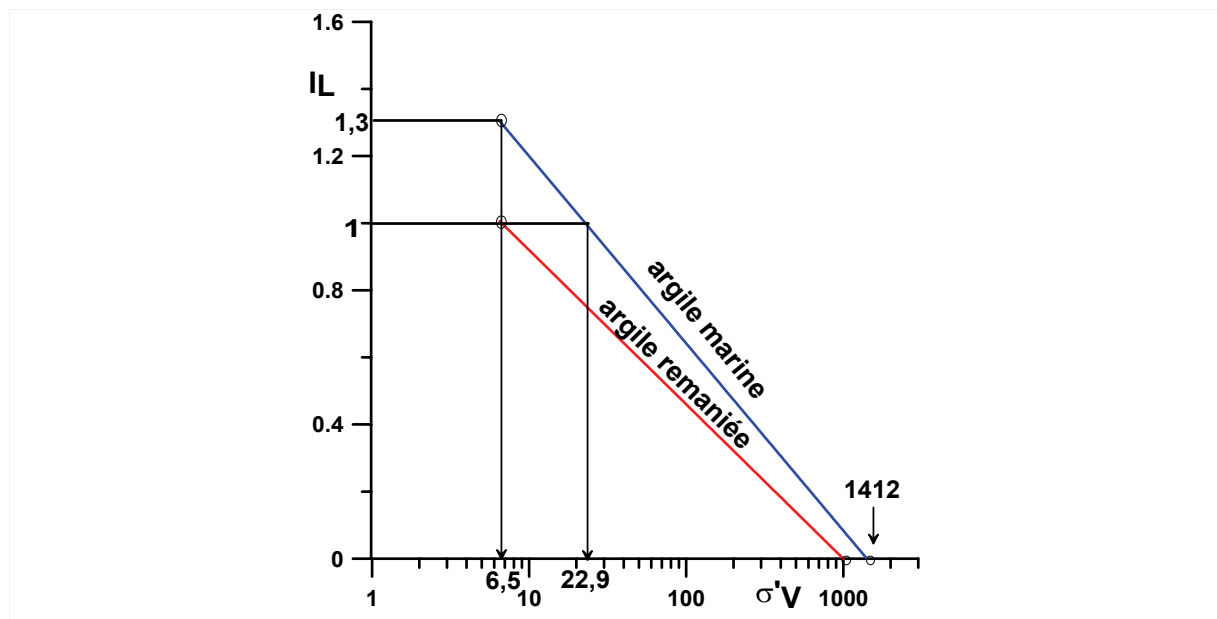


Figure (1.15) : corrélation I_L - σ'_v pour les sols remaniés et les sols marins (Rudelle et Biarez, 1977)

Pour évaluer l'état in situ d'une argile naturelle et l'influence de la structure sur ses propriétés Burland (1990) a introduit un indice des vides normalisé (I_v) défini par l'équation (1.18).

$$I_v = \frac{e - e_{100}^*}{e_{100}^* - e_{1000}^*} = \frac{e - e_{100}^*}{C_c^*} \dots\dots\dots (1.18)$$

Il définit alors la courbe de compression intrinsèque (ICL) qui représente le chemin de compression œdométrique des sédiments remaniés et reconstitués avec une teneur en eau w égale à 1,5 w_L . la courbe ICL est définie par l'équation (1.19) :

$$I_v = 2,45 - 1,285 \log(\sigma'_v) + 0,015 (\log(\sigma'_v))^3 \dots\dots\dots (1.19)$$

La courbe de sédimentation (SCL) de la figure (1.16) peut être également définie en utilisant le paramètre I_{v0} à partir de l'indice des vides (e_0) déterminé in situ sous la contrainte verticale in situ (σ'_{v0}). L'indice des vides normalisé devient (éq. 1.20) :

$$I_{v0} = \frac{e_0 - e_{100}^*}{C_c^*} \dots\dots\dots (1.20)$$

On peut caractériser e_{100}^* et e_{1000}^* au moyen d'un test œdométrique sur un échantillon remanié. La figure (1.16) montre la relation entre I_{v0} et σ'_{v0} pour des argiles marines normalement consolidées d'après Burland (1990). Dans ce même plan Chandler et al. (2004) montrent la position de différents types d'argiles par rapport à SCL et ICL.

Une étude comparative de deux modèles statistiques (le modèle de Biarez et al. (1975) et le modèle de Burland (1990) a été menée par Favre et Hattab (2008) qui montre dans le plan de Burland (1990) une similarité entre ces deux modèles, cela par le fait que l'on impose un point commun pour les deux courbes $e_p = e_{1000}^*$, et par conséquent ($I_L = 0$, $\sigma'_v = 1000$ kPa).

La même étude a montré que si l'on représente le modèle de Burland dans le plan de Biarez et Favre (1977) par les équations (1.21 ; 1.22 ; 1.23), les deux courbes divergent.

$$I_L = \frac{1}{\xi} (I_v + \chi) \dots\dots\dots (1.21)$$

$$\xi = \frac{e_L - e_p}{0,256.e_L - 0,04} \dots\dots\dots (1.22)$$

$$\chi = \frac{0,109 + 0,679.e_L - 0,089.e_L^2 + 0,016.e_L^3 - e_p}{2,256.e_L - 0,04} \dots\dots\dots (1.23)$$

Cette étude a également montré que le modèle de [Burland](#) rendait bien compte des résultats expérimentaux de compressibilité pour une grande gamme de w_L . En revanche, le modèle de [Biarez et Favre](#) est moins bien adapté pour les argiles à fortes limites de liquidité, mais tout à fait représentatif dans le domaine des moyennes à faibles valeurs de la limite de liquidité. L'avantage du modèle de [Biarez et Favre](#) réside dans sa simplicité, car il est basé sur deux paramètres de nature « w_L et w_P » que l'on peut aisément mesurer au laboratoire.

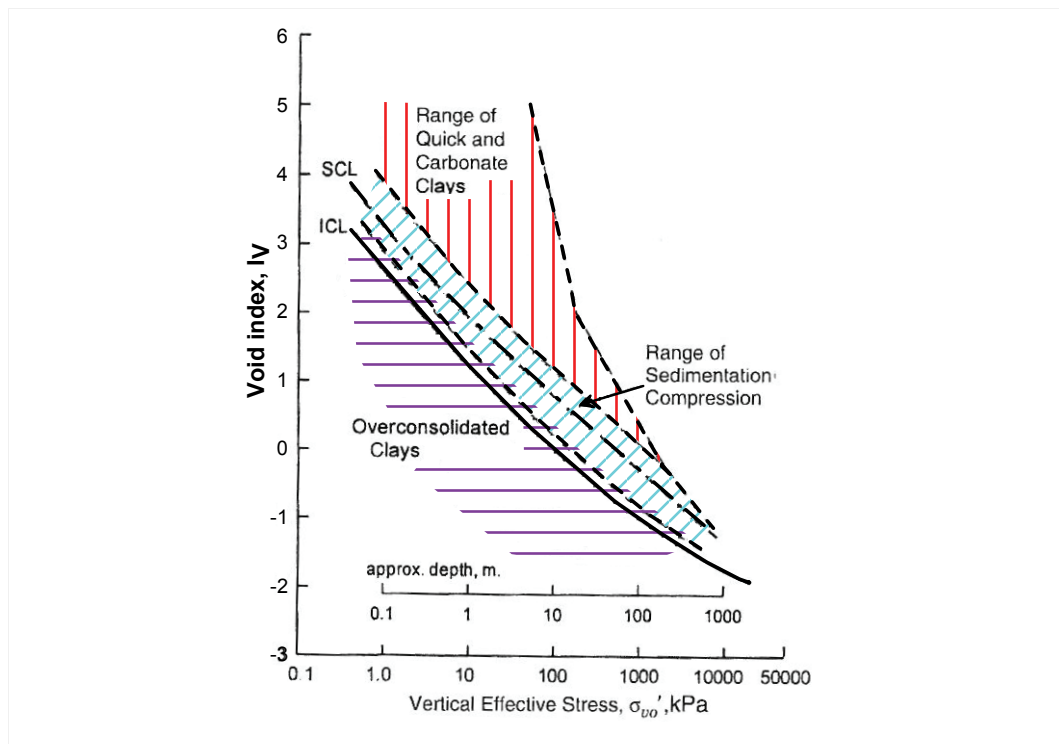
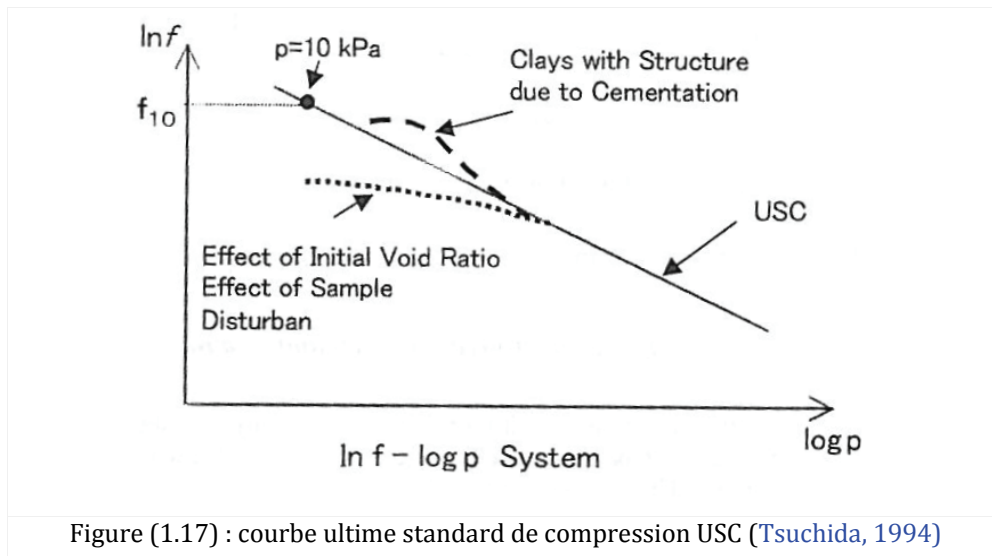


Figure (1.16) : indice des vides normalisé en fonction de l'état de contrainte pour différents types d'argiles d'après [Chandler et al. \(2004\)](#)

[Tsuchida \(1994\)](#) propose un concept unifié de la relation « $e - \log_e p$ » dans les cas suivants :

- a) Argile consolidée à partir d'une boue avec des indices des vides très élevés, La relation entre $\log_e f (= 1+e)$ et $\log p$ est linéaire, [Tsuchida & Hong \(2001\)](#) la définissent comme la courbe ultime standard de compression (USC).
- b) Argiles naturelles sédimentaires structurées. L'indice des vides « e_0 » est supérieur à celui obtenu par USC ([Fig. 1.17](#)).
- c) Argile remaniée puis consolidée. L'indice des vides devient inférieur à celui donné par USC, courbe en pointillé ([Fig. 1.17](#)).
- d) Argile consolidée à des contraintes supérieures à la contrainte d'écoulement plastique. La structure est détruite progressivement pour rejoindre la courbe USC. C'est le cas aussi pour

les échantillons remaniés où l'effet du remaniement disparaît et la courbe rejoint la USC (Fig. 1.17).



La courbe standard (Fig. 1.17) peut être décrite par l'équation suivante (éq. 1.24) :

$$\log_e(1 + e) = -c(\log_{10} p - 1) + \log_e(1 + e_{10}) \dots \dots \dots (1.24)$$

où e_{10} est l'indice des vides pour $p = 10 \text{ kPa}$ (éq. 1.25)

$$e_{10} = 0,042(w_L - 6) \dots \dots \dots (1.25)$$

« C » est la pente de la courbe standard calculée par l'équation (éq. 1.26) :

$$c = \frac{c_c}{1 + e} = 0,0027w_L + 0,1 \dots \dots \dots (1.26)$$

Tsuchida (1994) compare son approche avec celle de Burland, il en déduit que celle-ci est utile pour essais de laboratoire, mais que ICL n'est pas une propriété intrinsèque de l'argile. L'explication avancée est la suivante : considérer l'indice des vides initial comme compris entre 1,0 et 1,5 e_L n'est pas justifié.

Dans le but de caractériser l'effet de la structure sur le comportement des argiles naturelles Oi et Xie (2001) introduisent le paramètre CSP (comprehensive structure potentiel) indiqué par m_p dans l'équation suivante (éq. 1.27) :

$$m_p = \frac{m_1}{m_2} = \frac{S_s / S_i}{S_i / S_r} = \frac{S_r * S_s}{S_i^2} \dots\dots\dots (1.27)$$

où « S_i , S_s et S_r » sont respectivement les déformations de l'échantillon intact, de l'échantillon saturé et de l'échantillon remanié pour la même contrainte de consolidation œdométrique. Pour un sol saturé $m_1=1$ et l'équation se réduit à $m_p= S_r/S_i$, ce qui correspond à l'indice de sensibilité, la résistance étant remplacée par la déformation.

B. Compressibilité

Pour les argiles remaniées [Skempton](#) avait proposé la corrélation suivante (éq. 1.28) :

$$Cc = 0,009(w_L - 13) \dots\dots\dots (1.28)$$

L'analyse des études résumées par le tableau (I.2) dans l'Annexe (I) montrent que la compressibilité est plus élevée pour les argiles marines que les argiles remaniées pour un même indice des vides. Cela n'est pas surprenant car plusieurs auteurs constatent que le dépôt en milieu salé crée une structure plus ouverte et donc plus compressible.

[Rudelle et Biarez \(1977\)](#) ont analysé plusieurs données récupérées dans différents sites marins, ils ont proposé la corrélation suivante (éq. 1.29) :

$$Cc = 0,011(w_L - 13) \dots\dots\dots (1.29)$$

Ils constatent aussi que la courbe œdométrique n'est plus une droite mais présente un point d'inflexion très net pour de faibles pressions, et qu'aucune partie n'est vraiment linéaire. Ils en déduisent que la description de ces sédiments uniquement par les valeurs de C_c n'est pas adéquate. Ce constat est aussi signalé par [Mesri et Choi \(1985\)](#) qui proposent un indice de compression appelé « C_c' » indice de compressibilité modifiée. Celui-ci représente la pente des droites connectant le point correspondant à la contrainte de préconsolidation « σ'_p » aux autres points de la courbe de compression. Les valeurs de C_c' sont ensuite tracées avec les contraintes de consolidation correspondantes normalisées par rapport à la contrainte de préconsolidation. La courbe de compression est donc définie par le tracé de la courbe ($\log(\sigma'_v/\sigma'_p), C_c'$).

Pour faciliter la modélisation du comportement de l'argile structurée [Chai \(2001\)](#) propose de linéariser la courbe œdométrique des argiles naturelles, en ajoutant une constante appelée e_c . Les résultats sont ensuite présentés dans le plan « $\ln(e+e_c) - \ln p'$ » ce qui donne une droite. L'auteur indique que l'utilisation de cette méthode à la place de la relation « $e - \ln p'$ » simule mieux le comportement de consolidation.

Nous retenons de cette discussion, deux conclusions principales, une compressibilité très élevée et une forme non linéaire de la courbe de chargement œdométrique. En ce qui concerne la compressibilité, nous avons effectué un prélèvement des données à travers la littérature concernant différents sites marins (ces données sont exposées dans l'annexe I.1), nous avons confronté les données sur la figure (1.18) aux corrélations proposées par Skempton (1970) et par Rudelle et Biarez (1977).

La majeure partie des points se situe au dessus des corrélations proposées par Skempton, et par Rudelle et Biarez. Ceci signifie que l'indice de compression est plus grand que l'indice de compression prévu par la corrélation de Skempton, tandis que la corrélation de Rudelle et Biarez se montre plus représentative dans le cas des argiles marines. Cela nous a amené à modifier cette corrélation et proposer la corrélation (éq. 1. 30) mieux représentative (à ce propos, voir également l'annexe I. 2)

$$C_c = 0,014(w_L - 18) \dots\dots\dots (1.30)$$

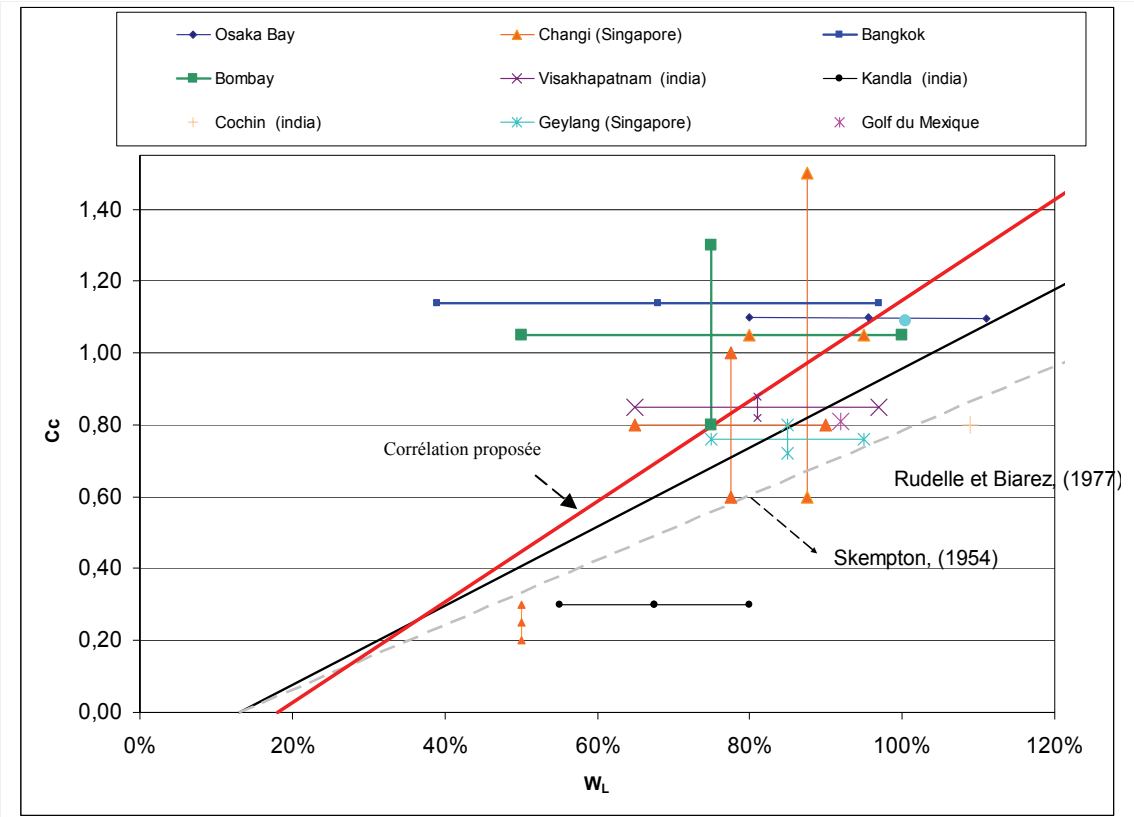


Figure (1.18) : corrélation entre l'indice de compression et limite de liquidité

C. Surconsolidation apparente

Après le dépôt de l'argile, un processus de diagenèse commence. Les argiles développent des liaisons qui leur confèrent une rigidité et une résistance supérieures à celle des argiles remaniées (Nova, 2005).

Si on charge faiblement un échantillon de terrain normalement consolidé géologiquement, mais qui a eu le temps de développer des liaisons diagénétiques, il se produit des déformations très limitées et réversibles au moins en première approximation. Lorsque le chargement augmente et atteint un certain niveau, la rigidité diminue brusquement, et l'on observe alors des déformations permanentes. Ce comportement est similaire à celui d'une argile surconsolidée (Bjerrum, 1967). Ce type de comportement pour une argile normalement consolidée géologiquement est appelé surconsolidation apparente (Rudelle et Biarez, 1977 ; Nova, 2005 ; Won et Chang, 2007). La surconsolidation apparente peut être due à plusieurs phénomènes : la structure développée pendant et après le dépôt, la cimentation, l'effet de l'âge des sédiments. Les différents facteurs qui peuvent changer l'équilibre et augmenter la résistance sont décrits dans ce qui suit :

a) Structure

Cet effet se manifeste par la texture développée lors de la sédimentation où certaines compositions favorisent certains types de structures. Par exemple les sols composés d'illite ont tendance à avoir des formes plates de particules, et un volume de vides très important. Les sols composés de quartz tendent à avoir des formes particulières angulaires ou rondes, et dans les conditions naturelles se stabilisent avec un volume de vides relativement faible (Terzaghi et al., 1996).

De plus, lors du dépôt, les particules argileuses et les groupes de particules flocculent. La texture initiale après dépôt est ouverte, et implique un certain nombre de connexions bord-bord et bord-face. Ce type de structure peut supporter des contraintes effectives avec des indices des vides supérieurs à ceux d'une structure de particules et groupes de particules arrangés parallèlement (Mitchell et Soga, 2005).

b) Cimentation

La cimentation peut être associée à plusieurs facteurs selon le type de sol (Ohtsubo et al., 1995 ; Lessard et Mitchell, 1985 ; Hight et al., 1992 ; Won et Chang, 2007). On trouve les carbonates de calcium, les oxydes de fer, les ions sulfure, la phase amorphe, ainsi que la matière organique (Paul et Barras, 1999 ; Perret et al., 1995). Les processus de cimentation dépendent de plusieurs paramètres dont le cadre géologique, la minéralogie, la chimie de l'eau interstitielle, le taux de dépôt, l'âge, la température, le pH (Won et Chang, 2007). Ces processus sont différents d'un endroit à l'autre. Le développement est fonction des processus de diagenèse qui se produisent dans les sédiments dès leur dépôt (Fairbridge, 1967).

Pendant les premiers stades de diagenèse, on peut distinguer les deux phénomènes suivants :

- 1- diagenèse précoce par oxydation de la matière organique : les processus d'oxydation sont contrôlés par les conditions environnementales, le taux de dépôt, la profondeur d'eau, l'oxygénation de l'eau de mer, etc. (voir Van der Looff et Boudreau, 2006).
- 2- bioturbation, qui peut influencer de deux façons :

- a- par la création d'une cimentation entre les particules (Richardson et al., 1985)
- b- par l'amélioration des conditions de drainage par les organismes benthiques (terriers), et par conséquent l'accélération de la consolidation, la densification et l'augmentation de la résistance (Richardson et al., 1985 ; Locat et al., 2002 ; Locat et Lee, 1995; Perret et al., 1995 ; Matthew et Malcolm, 2009).

1.3. 2. Comportement sur chemin axisymétrique

1.3.2.1. Compression isotrope

Le comportement du sol pendant la compression et le gonflement isotrope est illustré sur la figure (1. 19). La compression du sol est causée en premier lieu par le réarrangement des grains, la densité va ainsi augmenter de l'état initial à l'état dense. On obtient la ligne contrainte - déformation exprimée ici dans le plan ($p' - e$). Lors du cycle de déchargement-rechargement ABC le sol est plus rigide et les variations de volume sont moins importantes que pour le premier chargement car les grains ne vont pas se réarranger dans la phase de déchargement. Les sols qui contiennent une quantité importante d'argile très plastique peuvent avoir un gonflement significatif dû au changement du volume des particules elles-mêmes. La différence entre la courbe de déchargement et la courbe de rechargement est substantielle. On identifie alors deux comportements différents :

- un comportement non linéaire $p' < p'_{ic}$ caractérisant le chemin surconsolidé, généralement attribué au comportement élastique

p'_{ic} est la contrainte de préconsolidation, le comportement est généralement représenté par une droite (fig. 1.19b) de pente C_s dans le plan ($\log p' - e$) et ou κ dans le plan ($\ln p' - e$)

- un comportement normalement consolidé non linéaire $p' > p'_{ic}$ attribué à l'écoulement plastique.

L'équation (1. 31) représente l'évolution de l'indice des vides au cours du chargement isotrope d'un sol normalement consolidé.

$$e = e_i - C_c \log\left(\frac{P'}{P'_i}\right) \dots\dots\dots (1. 31)$$

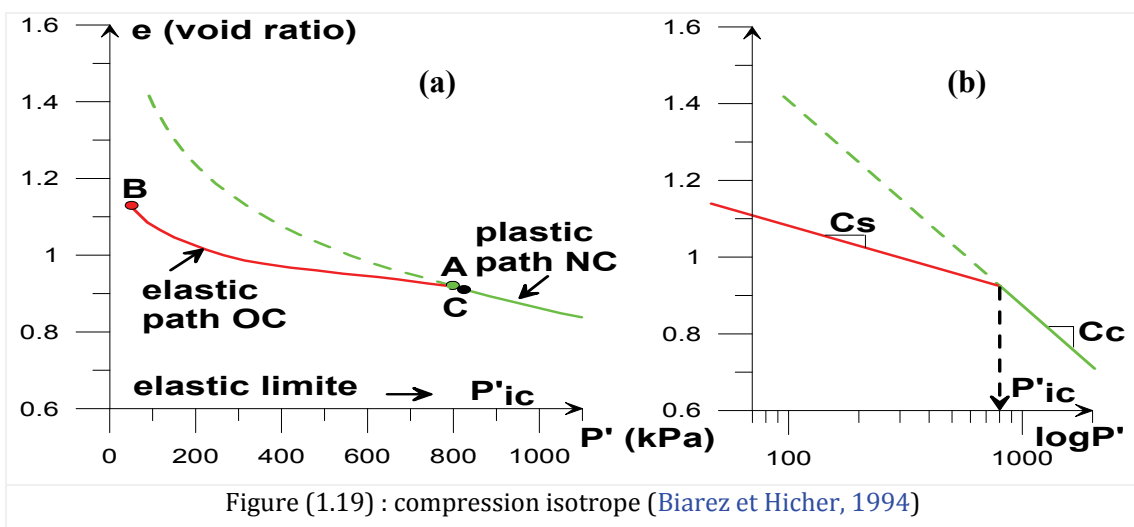


Figure (1.19) : compression isotrope (Biarez et Hicher, 1994)

La courbe de chargement peut ne pas être linéaire même dans le plan semi logarithmique, c'est le cas des argiles très plastiques (Hicher et al., 2000). Ou encore lorsque la structure argileuse est cimentée (cas des argiles naturelles).

1.3.2.2. Chemin triaxial ($\sigma_2 = \sigma_3 = \text{constant}$)

La résistance au cisaillement des sols est fonction de l'histoire des contraintes subies par le matériau et de son état de contraintes au moment du cisaillement. Nous allons présenter dans ce qui suit le comportement des argiles normalement consolidées sur chemin de contrainte consolidé drainé (CID) et consolidé non drainé (CIU).

A. Comportement de référence (argiles remaniées reconstituées)

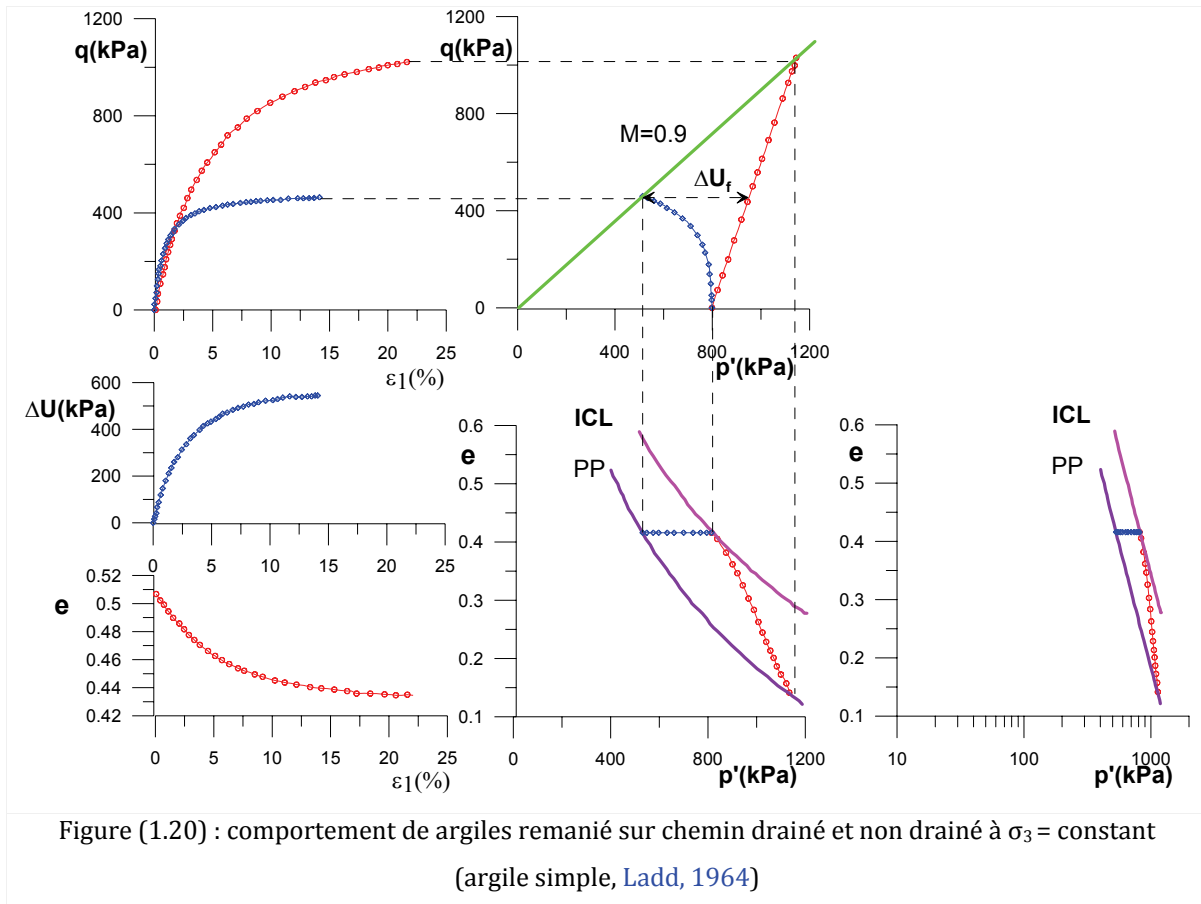
- *Comportement normalement consolidé sur chemin drainé*

L'essai commence après un chargement isotrope, à l'état de contrainte $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$, la vitesse de déformation est suffisamment petite pour assurer le drainage. L'échantillon se déforme avec des variations de volume considérées conventionnellement positives (contractance), puis il se stabilise (volume constant) ce phénomène est associé à une stabilisation de la contrainte déviatorique dans le plan ($\epsilon_1 - q$) dans le domaine de grande déformation (Fig. 1.20).

Cet état final du comportement est appelé « état critique » (Roscoe et Schofield, 1954). On peut le définir comme « l'état ultime atteint aux grandes déformations sous chargement monotone », caractérisé par une déformation volumique constante.

L'état critique (CSL) correspond dans le plan ($q - p'$), à la droite $q = M \cdot p'$ et dans le plan ($e - \log p'$), à une droite dont la pente λ est identique à celle du chemin isotrope, la courbe CSL s'exprime dans le plan ($\log p' - e$) par l'équation suivante :

$$e_{pp} = e_{\lambda} - \lambda \log(p' / p'_0) \dots\dots\dots (1.32)$$

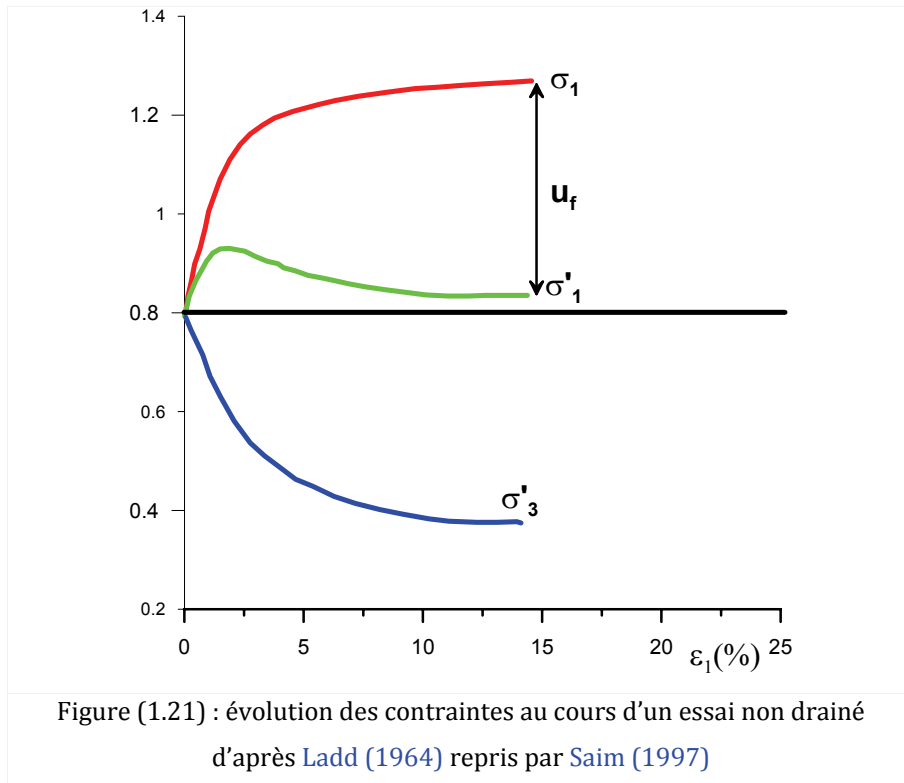


- **Comportement normalement consolidé sur chemin non drainé :**

L'essai non drainé impose une déformation à volume constant. Les contraintes effectives, les pressions interstitielles et les contraintes totales s'adaptent à la charge appliquée. Ce comportement est observé dans les sols très peu perméables mais aussi quand les charges sont appliquées très vite (Magnan, 2000). La figure (1. 21) montre l'état de contrainte et de déformation dans un essai non drainé. Le chemin NC non drainé est présenté également sur la figure (1. 20).

Dans l'essai non drainé la contractance observée dans l'essai drainé se traduit par une augmentation de la pression interstitielle. Après une augmentation en début de chargement, la contrainte principale majeure effective (σ'_1) diminue puis se stabilise à partir d'une déformation axiale de l'ordre de 12 % (Fig. 1.21), la contrainte principale mineure effective (σ'_3) diminue dès le début de chargement et se stabilise vers la même valeur de ε_1 (Saim, 1997).

Les points finaux dans le plan ($\log p' - e$) qui correspondent à l'indice des vides critique se situent sur la même droite de plasticité parfaite que les essais drainés. Cette droite est parallèle à la droite de chargement isotrope.



- **Comportement des mélanges :**

Dans le cas des sols hétérogènes, de nombreuses recherches ont été consacrées à l'étude des mélanges argile-sable, (Prakasha et Chandrasekaran, 2005 ; Geogiannou et al., 1990; Polidori, 2003, 2007 ; Takeo et al., 2003)

Polidori (2003,2007) a montré dans ses études que les limites d'Atterberg évoluent linéairement en fonction du pourcentage d'argile dans le mélange.

En ce qui concerne le comportement des mélanges argile –sable, les études montrent qu'à partir d'un certain pourcentage d'argile dans le mélange (entre 20 et 30% d'argile), le comportement de celui-ci est complètement défini par celui de l'argile. Konard et Sawitzki (1994) ont étudié le comportement des mélanges argile –silt sur chemin triaxial non drainé en faisant varier le pourcentage de kaolinite ($I_p=34\%$) dans le mélange de 5 jusqu'à 30 % par pas de 5 %, ils trouvent que l'angle de frottement interne diminue avec l'augmentation du pourcentage d'argile, le comportement devient dominé par l'argile à partir de d'un pourcentage de 20 % d'argile.

Si ces études concernent principalement des mélanges sable-argile, les mélanges argile-argile restent en vue de la littérature, en nombre insuffisant.

Des études effectuées sur différentes argiles de laboratoire, par exemple sur la kaolinite et la montmorillonite, (Hicher et al., 2000 ; Di Maio et Fenelli, 1994 ; Marcial et al., 2002 ; Fleureau et al., 1993 ; Tessier et al., 1992) ont montré que la nature minéralogique avait une grande influence sur le comportement mécanique tel que par exemple le phénomène de gonflement (Souli, 2007 ; Norrish, 1954).

En effet, lorsqu'il s'agit d'un mélange de matériaux argileux, les propriétés de nature telles que la limite de liquidité n'évoluent pas linéairement en fonction du pourcentage des argiles dans le mélange (voir § 1.2C). Toutes les études effectuées sur des mélanges kaolinite-bentonite s'accordent sur le fait qu'à partir d'un certain pourcentage de montmorillonite dans le mélange, le comportement de celui-ci devient similaire à celui de la montmorillonite seule. Di Maio et Fenelli (1994) ont remarqué que la résistance résiduelle au cisaillement du mélange [50 :50 %] de kaolinite et de bentonite était la même que pour la bentonite elle-même.

La présence de la montmorillonite dans un mélange apparaît comme un facteur très important qui peut changer le comportement hydrique et mécanique de ce mélange. Nous avons essayé de voir son effet sur l'état de plasticité parfaite à travers quelques exemples de la littérature, en présentant l'angle de frottement interne en fonction du pourcentage de la montmorillonite dans la fraction argileuse (Fig. 1.22). Il semble que l'angle de frottement interne à l'état de plasticité parfaite diminue avec l'augmentation du pourcentage de montmorillonite dans le mélange (tableau I.3, Annexe I). Cela n'est pas étonnant, vu que la montmorillonite favorise l'organisation, au niveau micro structurel, avec des contacts de type face-face (Tessier, 1976), qui conduit à une structure moins résistante (Fesser, 1986).

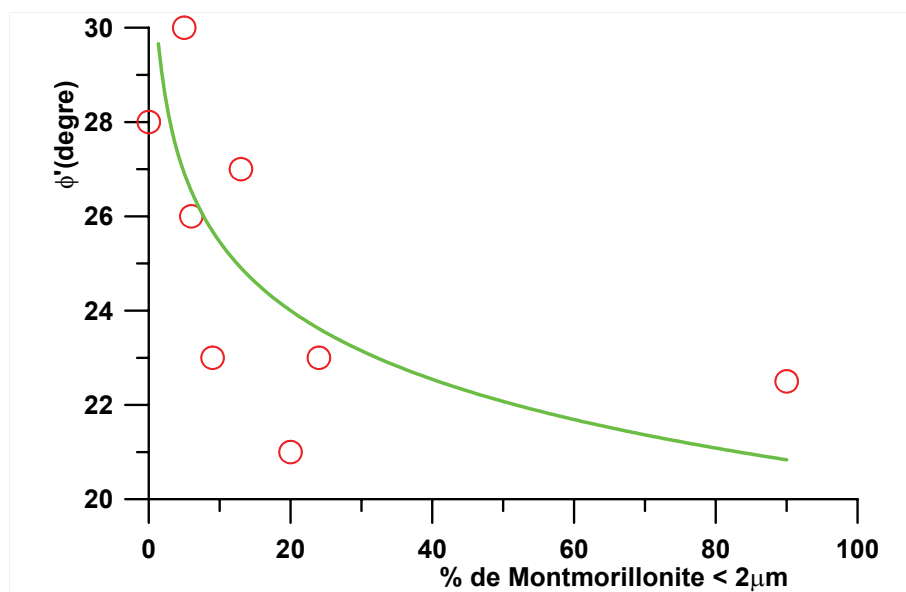


Figure (1.22) : variation de ϕ' en fonction du % de montmorillonite

B. Comportement des argiles naturelles normalement consolidées

Nous avons montré dans ce qui précède plusieurs aspects du comportement normalement consolidé des argiles remaniées sur chemins triaxiaux à $\sigma_3 = \text{constant}$. La différence que l'on observe entre les comportements d'un sédiment naturel et d'un sédiment remanié est due à l'effet de la structure souvent abordé par la sensibilité des argiles. La figure (1.23) présente le comportement de l'argile naturelle

structurée et le comportement de cette argile lorsqu'elle est remaniée reconstituée dans l'espace (p'-q- v) en incluant la sensibilité.

La courbe de compression naturelle SC est la projection des états d'écoulement plastique (gross yield) sur chemin de compression unidimensionnel (K_0) des échantillons de même sensibilité. Celle-ci est parallèle à la courbe de consolidation isotrope IC lorsqu'elles sont projetées dans le plan ($\log p'-v$) à une distance $S_\sigma = S_t$: $S_\sigma = \sigma'_{vy} / \sigma'^*_{ey}$ est présumée être égale à p'_{k0y} / p^*_{k0y} . K_0 indique la compression unidimensionnelle, l'étoile (*) est utilisée pour indiquer l'état du sol lorsqu'il est remanié.

Si S_σ est aussi égale à p'_{iy} / p^*_{iy} , i étant utilisé pour indiquer les conditions isotropes, la courbe SC dans la figure (1.23) est aussi parallèle à la projection des points isotropes de l'écoulement plastique dans le plan ($v-\log p'$).

La surface d'état limite des argiles naturelles SBS est plus large que la surface d'état limite de la même argile lorsqu'elle est remaniée SBS*.

Dans ce cas et à partir de la discussion précédente la sensibilité peut être considérée comme le rapport de SBS sur SBS* pour le même volume spécifique. Les argiles naturelles cisillées à partir de la contrainte d'écoulement plastique (YSR) et consolidées selon K_0 montrent un pic typique au sommet de la surface d'état limite. La sensibilité peut être redéfinie comme dans l'équation suivante (éq. 1.33) :

$$S_t = q_{peak} / q^*_{peak} = S_\sigma = p'_{iy} / p^*_{iy} = p'_{k0y} / p^*_{k0y} \dots\dots\dots (1.33)$$

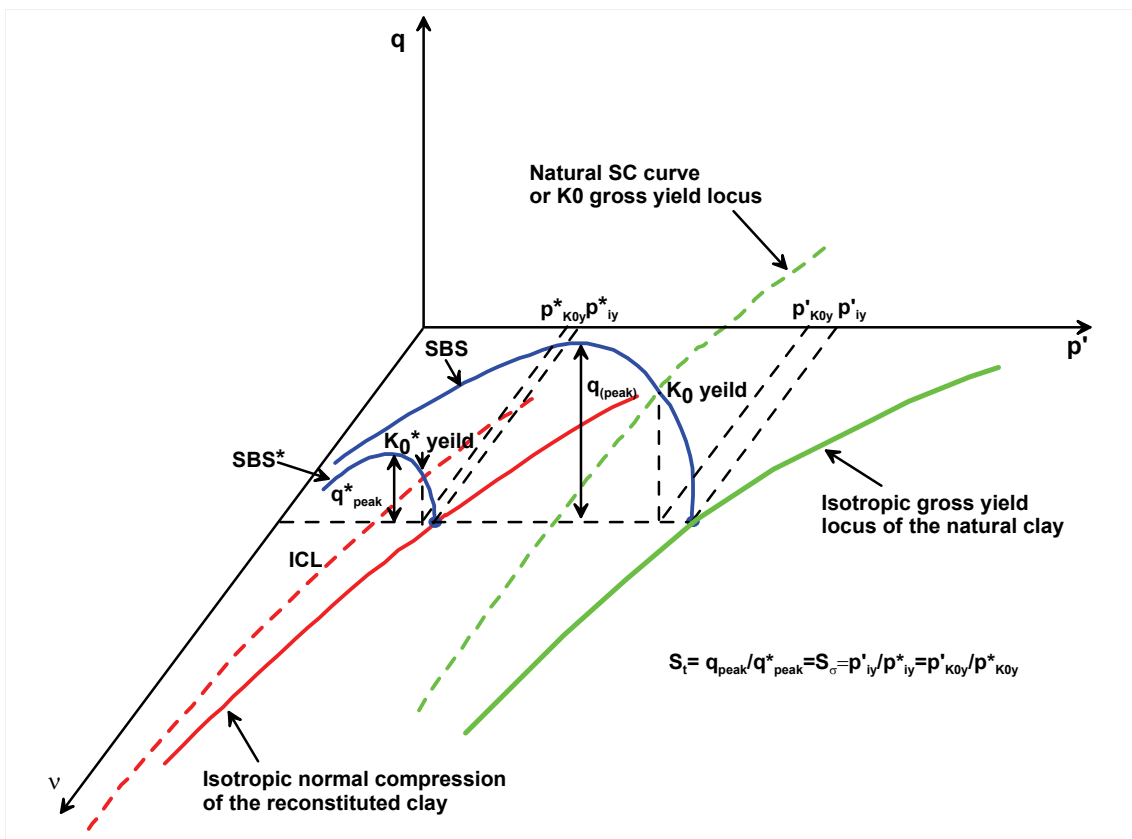


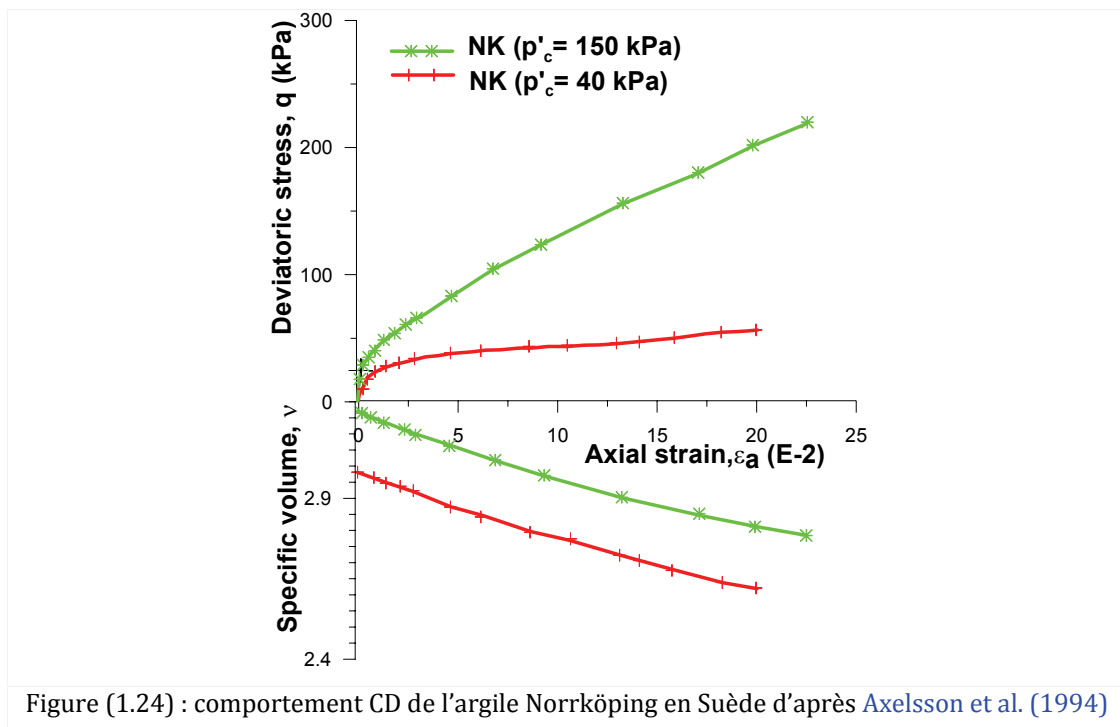
Figure (1.23) : comportement idéalisé de l'argile naturelle et de la même argile lorsqu'elle reconstituée d'après Cotecchia et Chandler (2000)

Dans le cas des argiles naturelles normalement consolidées, la cimentation liant les particules entre elle est détruite sous l'effet de chargement. Pendant la phase de cisaillement et lorsque la colle n'est pas détruite pendant la phase de consolidation, la destruction de cette colle est généralement caractérisée soit par l'apparition d'un pic dans le plan ε_1 - q soit sans l'apparition du pic mais en montrant une résistance plus élevée de même argile lorsqu'elle est remaniée, nous analysons dans la suite le comportement des argiles naturelles sur les différents chemins de contrainte :

2. Comportement des argiles naturelles sur chemin drainé

L'apparition d'un pic dans le plan $(\varepsilon_1$ - $q)$ semble non confirmé sur ce chemin de contrainte, le fait que la résistance des sols naturels est plus élevée que celle des mêmes sols lorsqu'ils sont remaniés et reconstitués est dû à la présence de la cimentation entre les particules. La résistance ne montre pas de pic caractéristique de la destruction de la cimentation, le déviateur se développe au cours de la déformation axiale jusqu'aux grandes déformations.

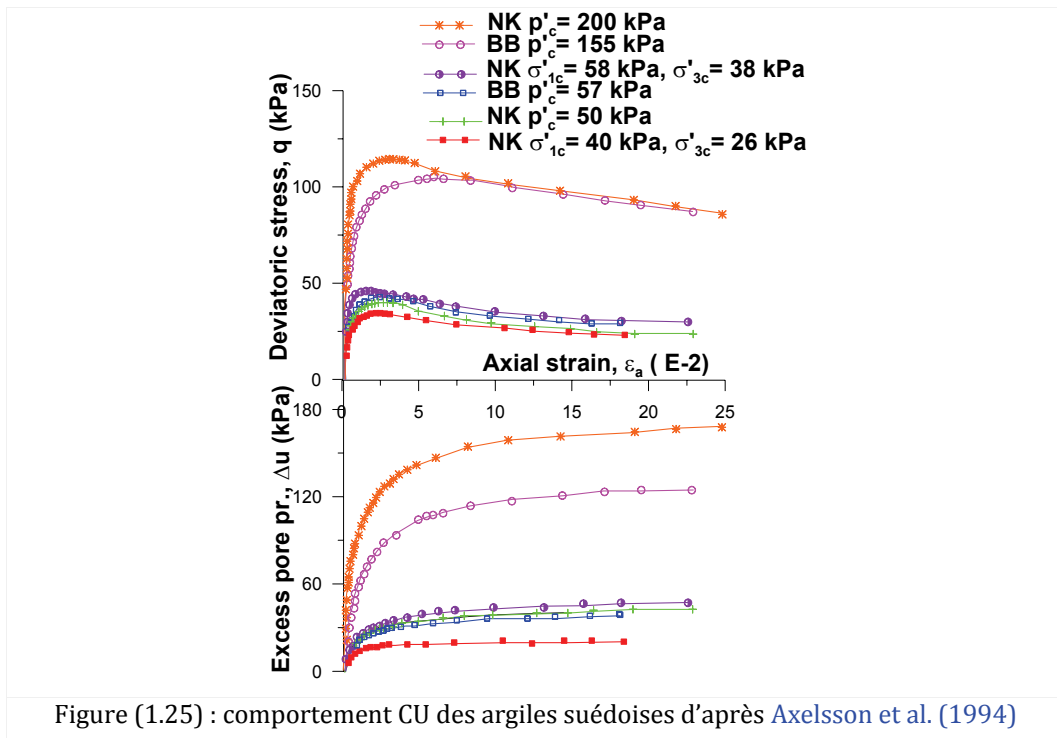
La figure (1. 24) montre les essais CD sur une argile marine Suédoise (Axelsson et al, 1994) dont la contrainte de préconsolidation est « $\sigma'_p \approx 47$ -54 kPa ». Dans le plan $(\varepsilon_1 - v)$ la contractance n'atteint pas de palier.



Les essais sur l'argile de Guiche (une argile terrestre normalement consolidée $w_L=63\%$, $w_P=34$) effectués par Khemissa (1992) sur chemin drainé ne montrent pas de pic dans le plan $(\varepsilon_1$ - $q)$. Dans le plan $(\varepsilon_1 - \varepsilon_V)$, on n'atteint pas non plus de palier de déformation volumique. Des résultats semblables ont été trouvés par Shaheen et Peaker (1977) sur l'argile marine de Singapour (w_L varie entre 60 et 80 %, w_P entre 20 et 40 %) ou encore par Yin et Zhu (1999) sur l'argile marine de Hong Kong ($w_L=60\%$, $w_P=28\%$).

3. Comportement des argiles naturelles sur chemin Non drainé

L'argile Suédoise décrite plus haut (Fig. 1. 24) montre un pic dans le plan ε_1 -q autour d'une valeur comprise entre 2 et 3 % de la déformation axiale sur chemin non drainé (Fig. 1. 25). Les échantillons ont été consolidés d'une manière isotrope jusqu'aux différentes contraintes indiquées sur la figure (1. 25). Deux essais sur l'argile de Norrköping consolidée selon un $K_0=0,65$, montrent un pic plus important pour l'essai à $\sigma'_{1c} = 58$ kPa.



Plusieurs auteurs ont signalé l'existence de ce pic lorsque les échantillons subissent une consolidation isotrope (par exemple Biarez et Hicher, 1994 ; Axelsson et al., 1994), Cotecchia et Chandler (2000) notent que l'apparition de ce pic n'est pas évidente lorsque les échantillons sont consolidés sur chemin isotrope à partir d'une faible pression. Ils constatent que le pic est net lorsque les échantillons sont consolidés selon K_0 , que ce soit pour l'argile naturelle ou remaniée reconstituée (Burland, 1990 ; Cotecchia et al., 1996). Ils attribuent cela à l'effet de la structure sans plus d'explication. Nous pensons que la consolidation selon K_0 n'introduit pas une modification de l'organisation des particules, qui pourrait influencer la forme de la courbe contrainte- déformation. Ce pic n'apparaît pas lorsque l'essai est de type drainé.

Lors d'essais non drainés sur l'argile terrestre de Guiche ($w_L=50$, $w=25$) Khemissa (1992) montre un léger pic à très faible contrainte de consolidation, les échantillons ayant été consolidés de façon isotrope à des valeurs croissantes de la contrainte de préconsolidation. A une contrainte de consolidation isotrope de 200 kPa, le pic disparaît, ce qui signifie la destruction de la cimentation entre les particules, la contrainte de consolidation in situ étant de l'ordre de 60 à 100 kPa. Shaheen et Peaker (1977), sur l'argile marine de

Singapour citée auparavant, ne notent pas de pic sur chemin non drainé, les échantillons ayant subi une consolidation isotrope avant d'être cisailés à $\sigma_3 = \text{constant}$.

Synthèse du comportement sur chemin drainé et non drainé

A partir de la discussion précédente, on peut décomposer les différents effets pour les argiles normalement consolidées comme suit :

Argiles remaniées :

- Drainées
 - Consolidation isotrope : sans pic (Zervoyannis, 1982 ; Trueba, 1988 ; Wahyudi, 1991 ; Biarez et Hicher, 1994)
 - Consolidation selon K_0 : sans pic (Burland, 1990)
- Non drainées :
 - Consolidation isotrope : sans pic (Biarez et Hicher, 1994)
 - Consolidation selon k_0 : pic possible (Burland, 1990)

Les sols remaniés ne doivent pas avoir de pic sauf si le sol est thixotrope.

Argiles naturelles :

- Drainées :
 - Consolidation isotrope : sans pic (Shaheen et Peaker, 1977 ; Axelsson et al., 1994 ; Khemissa, 1992)
 - Consolidation selon k_0 : sans pic (Manh Le, 2008)
- Non drainées :
 - Consolidation isotrope : avec pic (Hattab et Favre, 2005 ; Biarez et Hicher, 1994), pic pas évident (Cotecchia et Chandler, 2000)
 - Consolidation selon K_0 : avec pic (Axelsson et al., 1994 ; Cotecchia et Chandler, 2000 ; Flavingny et Thanh, 2005 ; Manh Le, 2008)

En conclusion, on peut dire : Que ce soit pour les argiles naturelles terrestres ou pour les argiles naturelles marines normalement consolidées, l'apparition du pic semble dépendre du type de cimentation entre les particules, qui peut être de deux types différents, fragile ou ductile (visqueux). Dans le premier cas, la cimentation peut se casser pendant la déformation et donner lieu à l'apparition d'un pic de déviateur,

alors que dans le deuxième cas la colle peut se déformer jusqu'en grandes déformations tout en maintenant les particules liées les unes aux autres.

Les exemples que nous avons trouvés dans la littérature dans la plupart des cas ne présentent pas une analyse minéralogique de colles existantes, ce qui ne nous a pas permis de mettre en évidence quels sont les types ductiles et les types fragiles de colles.

2. PROPRIETES A L'ECHELLE MICROSCOPIQUE

INTRODUCTION

L'étude de la microstructure revêt un intérêt particulier d'une part parce qu'elle est reliée aux conditions géologiques et géochimiques (Luo et al., 1992), d'autre part parce que l'organisation des particules dans les matériaux sédimentaires détermine leur comportement (Mitchell et Soga, 2005) et leur réponse à certains appareils de mesures utilisés en profondeur (Grunberger et al., 1993).

La microstructure des argiles a fait l'objet de nombreuses recherches (voir par exemple celles de Collins et McGown, 1974 ; Tessier et al., 1992 ; Griffiths et Joshi, 1990 ; Hattab et al., 2010 ; Hattab et Fleureau, 2010).

Nous présentons dans ce qui suit une synthèse de l'influence de la microstructure et sa réponse au différents chemins de contraintes, en commençant par une définitions des termes et des paramètres utilisés pour la description de la microstructure.

2.1. ORGANISATION TEXTURALE DES ARGILES

Le terme texture « fabric » désigne l'arrangement des particules, des groupes des particules ainsi que de l'espace poral dans le sol. Le terme colle « bonding » désigne la cimentation liant les particules et groupes de particules entre eux (Biarez et al., 1998 ; Cotecchia et Chandler, 1997 ; Mitchell et Soga, 2005).

Le terme structure est utilisé pour combiner l'effet de la texture « fabric », celui du système des forces interparticulaires, et celui de la cimentation « bonding » (Prashant et al., 2007 ; Mitchell et Soga, 2005 ; Cotecchia et Chandler, 1997).

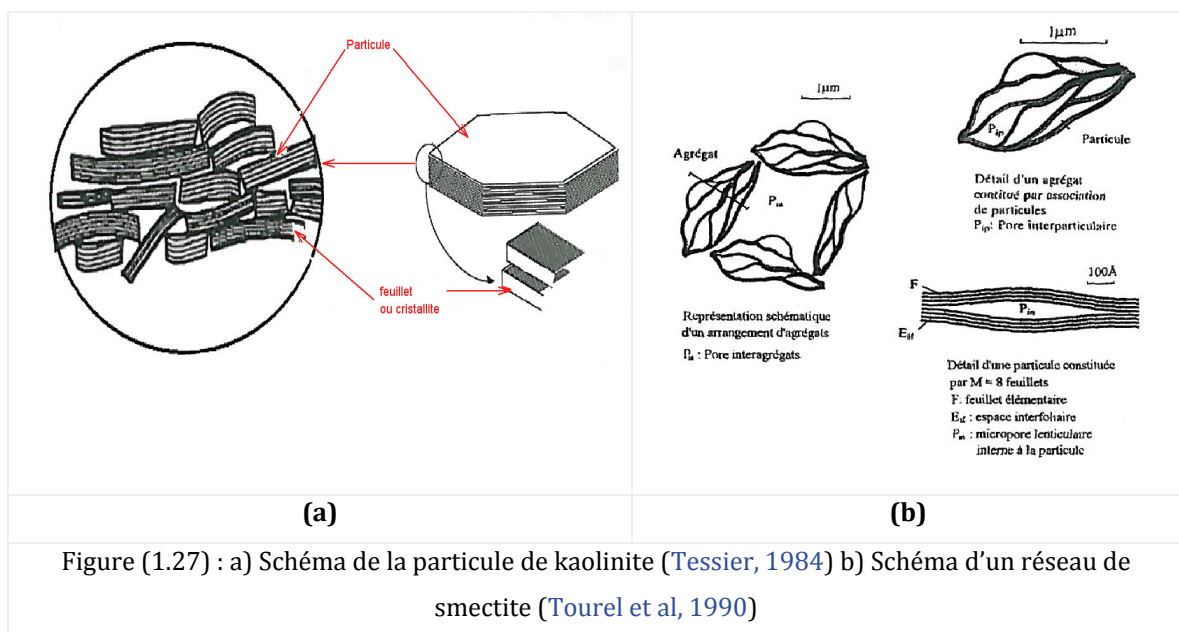
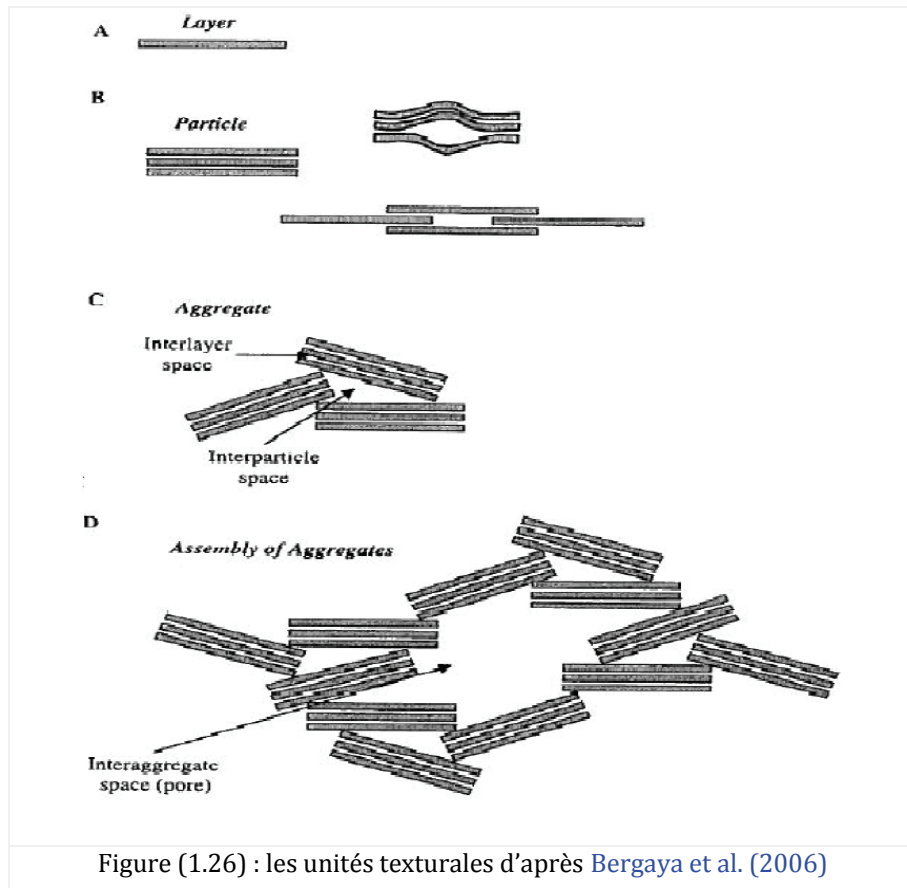
a. Les feuillets

Le feuillet et son cation compensateur constituent l'unité structurale élémentaire de base (Fig. 1.26A). La différence de morphologie et de taux d'occupation au sein de feuillet détermine la nature argileuse (Souli, 2007).

b. Les particules

La particule est l'association d'un nombre « n » de feuillets (Fig. 1.26B), séparés par un nombre de couches d'eau variant entre 0 et 3, voire plus pour certains types d'argile, entre lesquelles les forces de cohésion sont plus faibles que celles existant à l'intérieur du feuillet. La structure des particules observée dans un plan perpendiculaire au plan des feuillets peut être ordonnée : la distance inter feuillets est constante, ou désordonnée : la distance inter feuillets est variable (Pons, 1980).

Selon la minéralogie des argiles l'organisation des feuillets dans la particule argileuse peut varier (Tessier, 1984). La figure (1.27) montre un schéma de cette organisation a) dans la particule de kaolinite et b) dans la particule de smectite.



c. Les agrégats :

L'agrégat est un assemblage de particules (Fig. 1.26C) dont l'arrangement est gouverné par le type de force dominant. Par exemple, pour des forces répulsives dominantes, les particules s'orientent parallèlement et la structure est dite dispersée. Les particules de kaolinite ont tendance à s'orienter d'une façon parallèle dans l'agrégat, alors que pour la smectite la tendance est de former un réseau tridimensionnel (Fig. 1.27).

d. les Clusters (assemblage d'agrégats) : Le dernier niveau d'organisation formé par le regroupement d'agrégats est appelé super- agrégats (cluster) (Fig. 1.26D).

Selon Tessier et Pedro (1976) l'association entre les particules argileuses s'effectue de différentes façons, selon les argiles :

- pour la kaolinite et l'illite, les associations se font en châteaux de cartes dont l'assemblage est plus ou moins serré en fonction du niveau de consolidation.
- pour la smectite, il s'agit le plus souvent d'un réseau tridimensionnel par chevauchement des particules face à face. Les particules sont suffisamment flexibles pour que les feuillets soient parallèles à l'intérieur des parois du réseau.

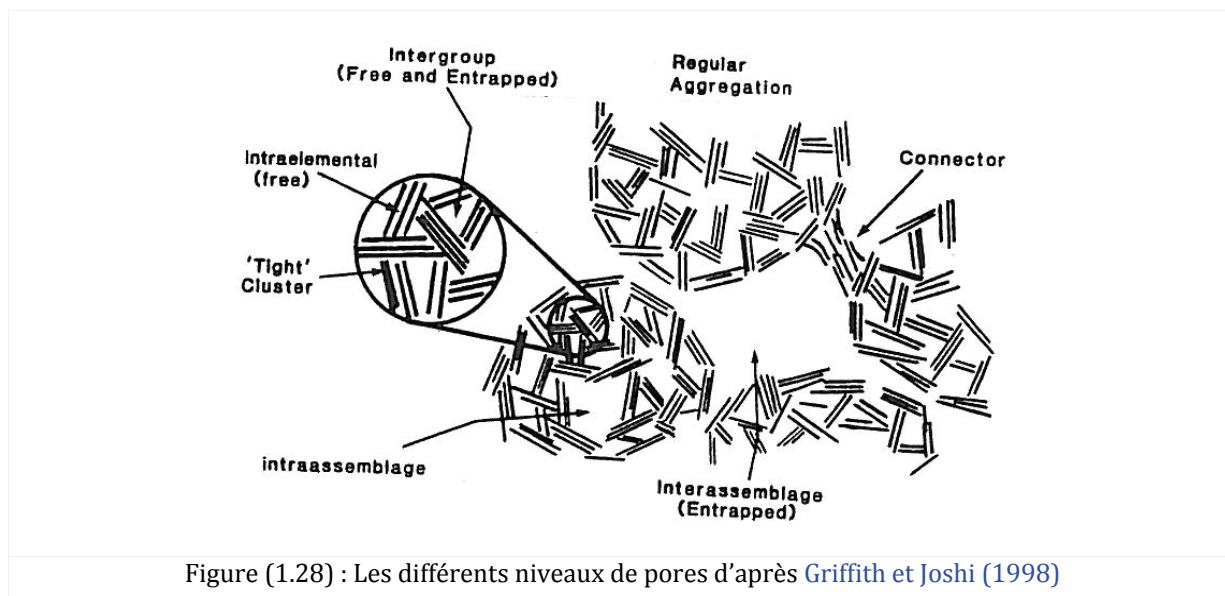
2.2. ASSOCIATION DES PARTICULES DANS LES SOLS

Les particules dans les sédiments argileux naturels ont une structure plus ou moins floculée, cela dépend du milieu dans lequel elles se sont déposées, marin ou en eau douce. Les argiles marines ont en général une structure plus ouverte que les argiles déposées en eau douce (Rudelle et Biarez, 1977 ; Wahyudi, 1991). Les efforts de la consolidation tendent à orienter les particules vers un arrangement de particules agrégées.

Les associations de particules dans les sédiments ont des formes variées, et la plupart sont en relation avec les combinaisons en suspension. Elles reflètent la différence dans les teneurs en eau (suspensions ou sols plus denses).

2.3. ESPACE PORAL

On peut distinguer différents types de pores en se basant sur la taille des pores (Pusch, 1982 ; Tessier et al., 1992) : i) la porosité interfoliaire. ii) la porosité interparticulaire (intra-agrégats). iii) la porosité inter-agrégats. Une schématisation de l'espace poral formé entre les différentes unités texturales définies auparavant est proposée par Griffith et Joshi (1998) dans la figure (1. 28).



Al-Mukhtar et al. (1996) ont classé les pores en fonction de leur taille (voir tableau 1. 3), et en fonction des unités texturales qui les forment (tableau 1. 4).

Tableau (1. 3) : la taille des pores

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

Tableau (1. 4) : Les différentes tailles des pores étant considérés de forme cylindrique

Type de pores	Diamètre des pores (µm)
Inter-agrégat	≥ 0,15
Inter-particule ou intra-agrégat	0,0025 ≤ d ≤ 0,15
Intra-particule	0,001 ≤ d ≤ 0,0025

2.4. EVOLUTION DE LA MICROSTRUCTURE ARGILEUSE SUR DIFFERENTS CHEMINS DE CONTRAINTE

2.4.1. EVOLUTION DE L'ESPACE PORAL

La variation de la microstructure affecte le comportement d'un sol à l'échelle macroscopique. Les mécanismes se produisent aux voisinages des plaquettes individuelles d'argile et agissent sur l'arrangement des particules élémentaires. Ce niveau microstructural a une influence prédominante sur le comportement des sols de forte activité. La macrostructure peut jouer un rôle important mais dans les structures plus ouvertes (Gens, 1993 ; Alonso et Gens, 1993). Dans ces sols gonflants l'arrangement de la

structure peut être observé à trois niveaux : celui des particules élémentaires, celui des agrégats formés à partir de l'arrangement précédent, et celui des pores (Collins et McGown, 1974).

La distribution granulométrique dans le sol se traduit à l'échelle de la porosité par la présence de plusieurs diamètres. L'étude de Fies (1984) sur des mélanges argile-sable et des mélanges argile-limon montre que l'espace poral peut être divisé en deux : 1) des gros pores appelés pores lacunaires qui se situent entre les grains de squelette sableux ou limoneux. 2) des pores propres à la phase argileuse. Les résultats montrent que même si le pourcentage d'argile est de 80%, on arrive à bien distinguer cette double porosité dans les mélanges sable/argile ; par contre dans les mélanges limon/argile la double porosité n'est visible qu'à 50% d'argile maximum.

2.4.1.1 Chemin œdométrique

Griffiths et Joshi (1990) ont testé quatre argiles de nature minéralogique différente. Les matériaux sous forme de boue ont été consolidés dans un oedomètre à des niveaux de contraintes verticales effectives différentes soit : 30, 120, 420 et 1500 kPa. L'évolution de l'espace poral au cours du chargement a été étudiée au moyen de deux techniques d'observation, la porosimétrie au mercure PAM et le microscope électronique à balayage MEB, les résultats sont interprétés selon la terminologie présentée dans la figure (1. 28).

La diminution de la porosité au cours du chargement est due à diminution du volume des pores inter assemblages. Il existe deux mécanismes de déformation de ces pores : le premier dans le cas où les connecteurs (cimentation) entre les assemblages sont abondants, la déformation est alors causée par la destruction de ces connecteurs du plus grands au plus petits.

Dans le cas où ces connecteurs ne sont pas présents ou que leur présence est faible, la perte de porosité se fait graduellement, elle est due au réarrangement des particules dans les agrégats et au réarrangement des agrégats eux-mêmes pour s'adapter à la nouvelle contrainte appliquée.

Sur l'argile de Champlain dans l'état intact (non remanié), Delage et Lefebvre (1984) ont constaté que seuls les plus grands pores « inter agrégats » étaient impliqués, les pores intra - agrégats ne sont pas touchés par les contraintes appliquées $\sigma'_v = 1452$ kPa. La déformation se fait au niveau des connecteurs. Pour la même argile remaniée, le remaniement a détruit les connexions entre les agrégats, la déformation se fait progressivement avec l'augmentation de la contrainte appliquée mais les pores intra agrégats ne sont pas encore impliqués. Le même mécanisme de déformation a été observé sur l'argile de Pusan intacte consolidée sur chemin œdométrique jusqu'à 1280 kPa (Ninjarav et al., 2007). Les pores inter-grégats sont diminués et les pores intra agrégats ne sont pas touchés jusqu'à ce que tous les pores inter agrégats soient détruits.

Plusieurs auteurs ont remarqué qu'il existait une corrélation entre le diamètre des pores et les contraintes appliquées (Grunberger, 1997 ; Al Mukhtar et al., 1996). Griffiths et Joshi (1990) ont corrélé le diamètre des pores correspondant à la pente maximum R^* de la courbe d'intrusion cumulée avec la contrainte appliquée. La corrélation proposée est présentée dans l'équation (1. 34), où R_L^* représente le diamètre des pores à la limite de liquidité, σ'_m représente la contrainte verticale effective appliquée.

$$\frac{R^*}{R_L^*} = 1,482 - 0,406 \log(\sigma'_m) \dots\dots\dots (1.34)$$

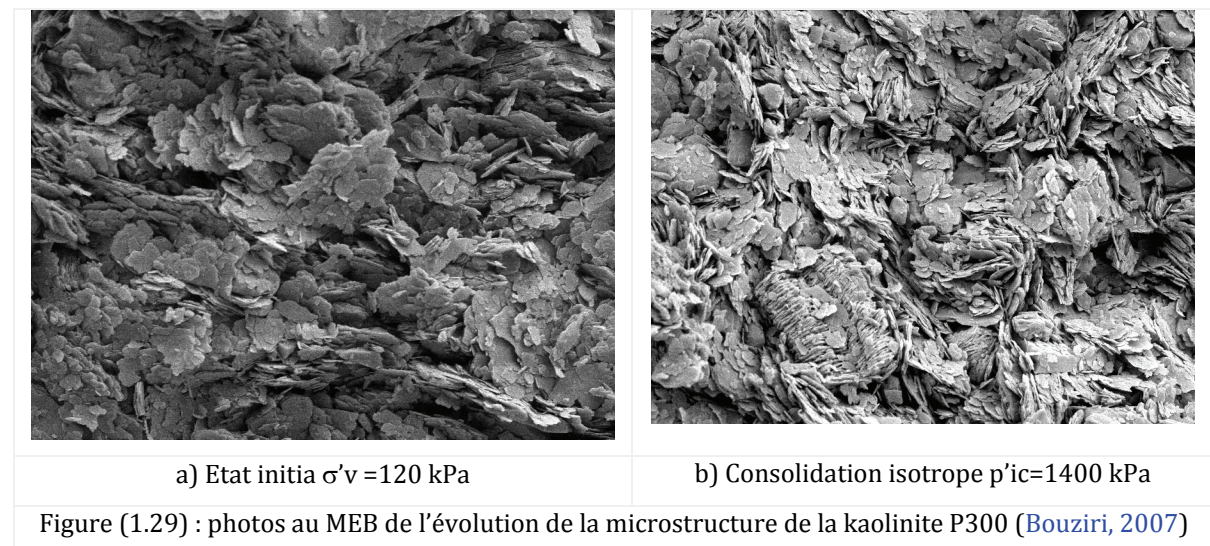
D'autres auteurs proposent le diamètre D_{50} qui correspond à 50 % du volume cumulé (Ninjarav et al., 2007 ; Tanaka, 2003 ; Tanaka et Yokosuka, 2003).

La conclusion que l'on peut retenir est que dans le domaine des contraintes présentés dans cette étude (< 1452 kPa), le gros changement de l'espace porale se fait au niveau gros pores (pores inter - agrégats), les plus petits pores ne sont pas impliqués qu'en dehors ce domaine de contraintes.

2.4.1.2. Chemin de consolidation isotrope

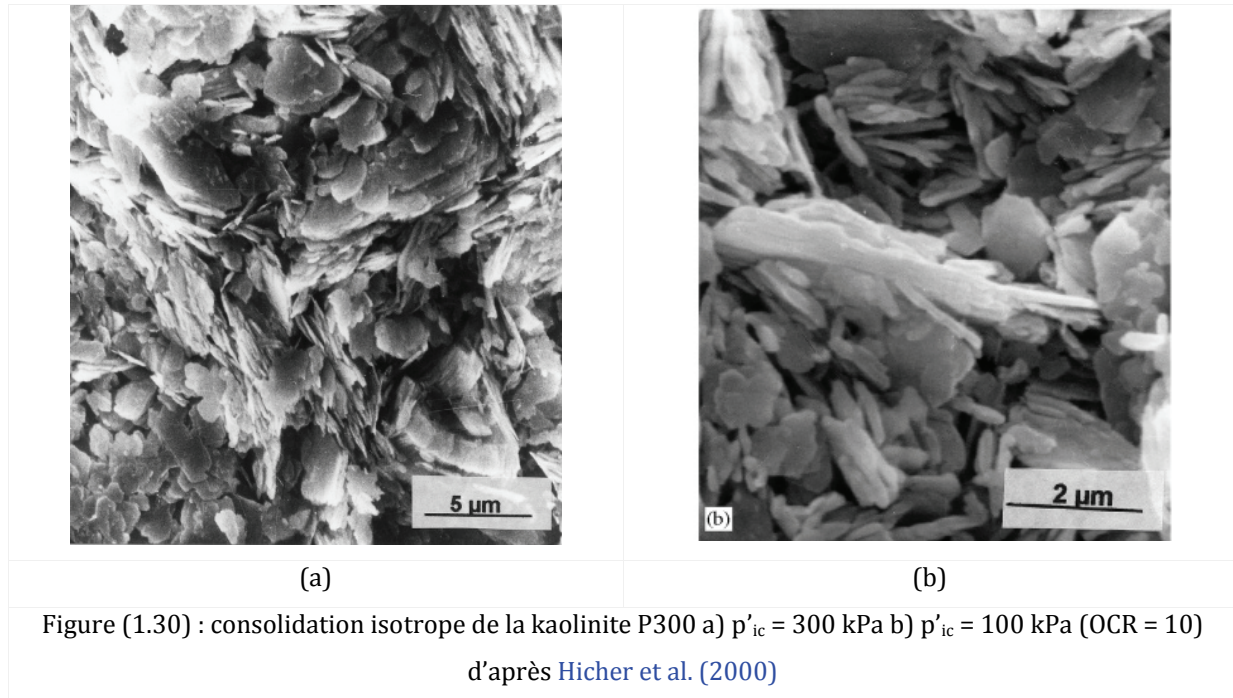
Bouziri (2007) a comparé les résultats des essais de porosimétrie au mercure, les photos MEB prises sur un échantillon de kaolinite P300 ($w_L=40$, $w_P=20$) préparé à $w = 1,5 w_L$ puis consolidé dans un consolidomètre jusqu'à une contrainte verticale effective de 120 kPa, et les résultats d'essais isotropes sur le même échantillon. Celui-ci avait été prélevé dans le consolidomètre, placé dans une cellule triaxial et consolidé sur chemin isotrope dans l'appareil triaxial jusqu'une contrainte $p'_{ic}=1400$ kPa. Les résultats montrent que les pores inter agrégats sont responsables de la réduction de porosité. Les résultats de Bouziri (2007) laissent penser aux mêmes mécanismes que ceux décrits auparavant (Griffiths et Joshi, 1990), les chemins de consolidation isotrope et de consolidation œdométrique étant parallèles (Biarez et Hicher, 1994 ; Saim, 1997).

Les photos prises au MEB (Fig. 1.29) sur les échantillons montrent une réorganisation de l'espace poral, les l'organisation des pores de celui-ci deviennent plus isotropes.



Des observations au MEB ont été réalisées par Hicher et al. (2002) sur deux types d'argile : la kaolinite P300 et la bentonite verte ($w_L=100$ %, $w_P= 46\%$). Les échantillons ont été préconsolidés dans un consolidomètre cylindrique (de diamètre $D = 10$ cm), taillés et placés dans la cellule triaxial. Un chemin de consolidation isotrope leur a été appliqué. Les photos sont prises à des contraintes de consolidation $p'_{ic} =$

300 kPa, $p'_{ic} = 100$ kPa sur un échantillon consolidé jusqu'à 1000 kPa puis déchargé jusqu'à 100 kPa (OCR=10) (Fig. 1.30). La comparaison entre l'état surconsolidé et l'état normalement consolidé à 300 kPa (au même indice des vides) montre que la taille des particules du premier est plus petite que celle du second. Selon les auteurs cela est dû à la contrainte subie par l'échantillon surconsolidé (1000 kPa) qui a causé la destruction de quelques agrégats. Ce phénomène est plus prononcé à une contrainte de 6000 kPa.



Les photos dans la figure (1.30) montrent une distribution plutôt isotrope de l'espace poral. Dans la bentonite les gros pores persistent même jusqu'à 1000 kPa, lorsque la contrainte augmente jusqu'à 6000 kPa ces pores sont écrasés et l'indice des vides devient très petit.

2.4.2. ORGANISATION DES PARTICULES :

Une des techniques utilisées pour suivre l'organisation des particules est l'analyse des photos prises au moyen du microscope électronique à balayage.

Hicher et al. (2000) proposent trois paramètres pour l'analyse des photos MEB en se basant sur l'hypothèse d'une forme ellipsoïdale de la particule ou de l'agrégat, les trois paramètres proposés sont :

1. L'indice de forme, qui représente le rapport entre la longueur « A » et la largeur « B » des particules individuelles ou des agrégats.
2. La surface moyenne, qui est celle de l'ellipsoïde
3. La concentration des particules, représentée par le nombre des particules par unité de surface

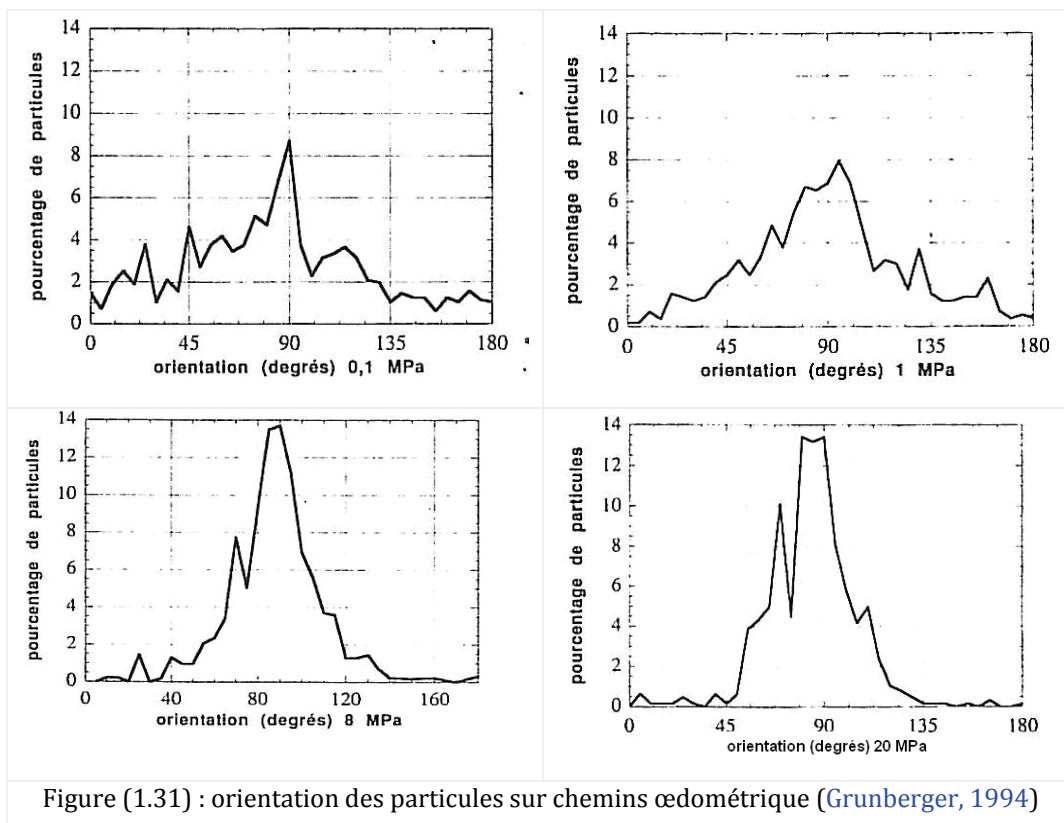
L'orientation des particules peut être considérée comme l'orientation de l'axe principal de l'ellipsoïde ou des particules par rapport à l'horizontale (Hicher et al., 2000 ; Grunberger et al., 1994 ; Lou et al., 1992).

D'autres considèrent l'orientation comme celle des particules organisées selon leur bord (Bouziri, 2007). Dans ce qui suit l'intérêt se porte plus particulièrement sur la réorientation des particules en fonction du chemin de contrainte appliquée.

2.4.2.1. Chemin œdométrique

Lorsque l'argile est très hydratée, les particules argileuses ont tendance à s'orienter perpendiculairement à l'axe de dépôt. Ensuite le chargement peut induire une anisotropie (Delage et Lefebvre, 1984). En général, les contraintes anisotropes de consolidation tendent à orienter et à aligner les plaquettes et les agrégats perpendiculairement à l'axe de chargement (Mitchell, 1976 ; Hicher et al. 2000 ; Grunberger 1997)).

Sur la figure (1.31) l'orientation horizontale a été placée à 90° pour faciliter la comparaison. Avec l'augmentation de la contrainte, le pic devient plus serré. L'apparition de deux pics décalés de 20° du pic initial, pour la contrainte de 20 MPa, est attribuée à l'apparition de plans de cisailement autour de l'orientation principale.



2.4.2.2. Chemin isotrope

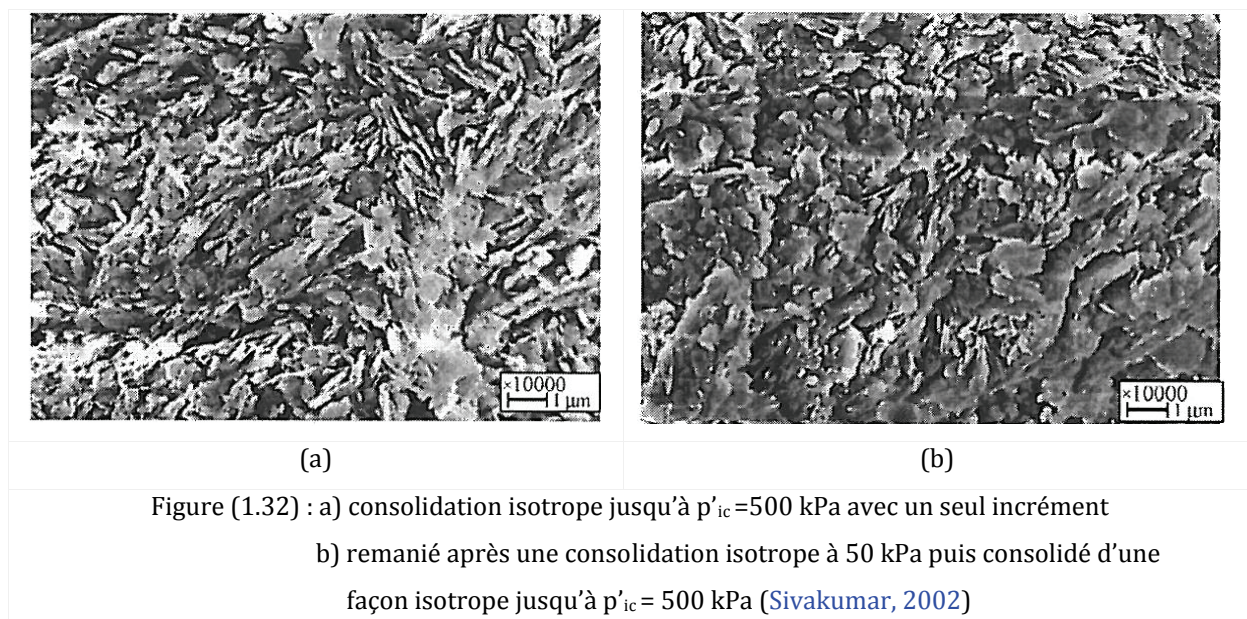
Si le sol est consolidé de façon isotrope à partir de la boue fortement hydratée, on pourrait penser que la structure doit être isotrope, mais cela n'est pas toujours vrai, car les conditions de drainage peuvent intervenir d'une manière significative dans l'organisation.

Les observations réalisées au moyen du MEB par [Sivakumar et al. \(2002\)](#) sur une kaolinite caractérisée par $w_L=72\%$, $w_p=36\%$, préparée à partir d'une boue avec $w=1,5w_L$. Deux types d'essai ont été réalisés :

1. Dans le premier, la boue est consolidée de façon isotrope avec un seul incrément de 500 kPa. Les images MEB ([Fig. 1.32a](#)) montrent que les particules sont orientées d'une façon horizontale et que la structure présente des agrégats. [Sivakumar et al. \(2002\)](#) attribue l'anisotropie observée malgré la consolidation isotrope à deux raisons possibles :

- a) la première est liée à la forme des particules argileuses ainsi qu'au mode d'application de la contrainte isotrope (un seul incrément). Les plaquettes essaient lorsqu'elles sont très hydratées de trouver un équilibre perpendiculaire au plan de dépôt. *Une des raisons possibles est certainement le fait que, dans ce cas, l'équilibre des particules est beaucoup plus conditionné par les forces d'attraction-répulsion qui s'exercent au sein de la suspension. Les conditions de dépôt conduisent à une structure face-face que la contrainte appliquée a du mal à modifier.*
- b) la deuxième est le drainage unidimensionnel, perpendiculaire au plan horizontal.

2. Dans le deuxième type d'essais la boue est consolidée jusqu'à une contrainte isotrope de 50 kPa, ensuite déchargée d'une manière isotrope avant d'être malaxée manuellement sur place. La cellule est ensuite remontée et l'échantillon est reconsolidé d'une façon isotrope avec un seul incrément allant à 500 kPa pour une première série, et avec petits incréments jusqu'à 500 kPa pour une deuxième série. Les images ([Fig. 1.32b](#)) dans les deux cas (avec un seul incrément et avec petits incréments) montrent que les particules sont orientées d'une manière plus isotrope, les processus de malaxage ont détruit les orientations préférentielles.



L'étude de [Hicher et al. \(2000\)](#) montre que la consolidation isotrope à $p'_{ic} = 300$ kPa sur la kaolinite P300 conduit à une structure isotrope ([Fig. 1.33](#)). L'étude de [Bouziri \(2007\)](#) sur la même kaolinite montre également une tendance vers l'isotropie après consolidation isotrope $p'_{ic} = 1400$ kPa ([Fig. 1.34](#)).

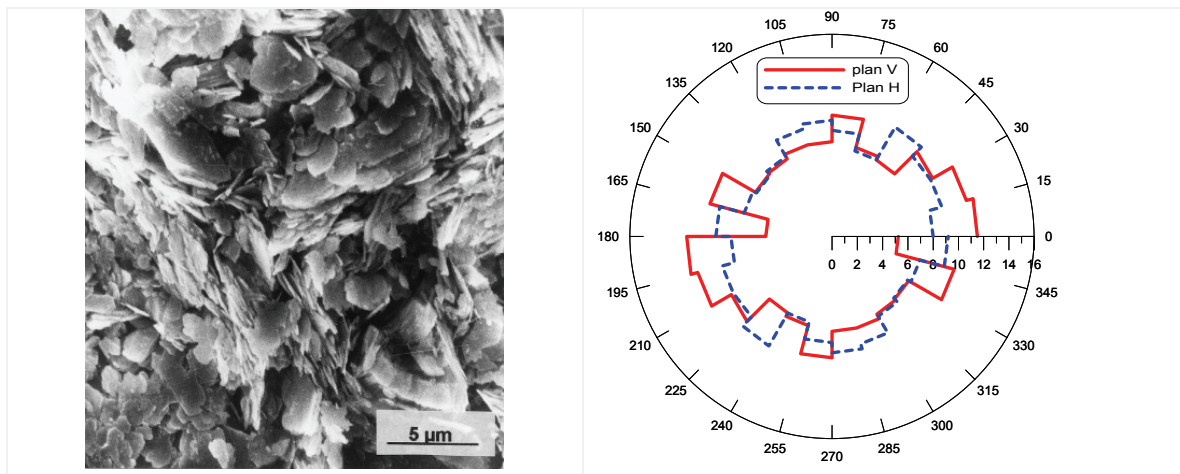


Figure (1.33) : structure de la kaolinite P300 sur chemin de consolidation isotrope $p'_{ic} = 300$ kPa
([Hicher et al., 2000](#))

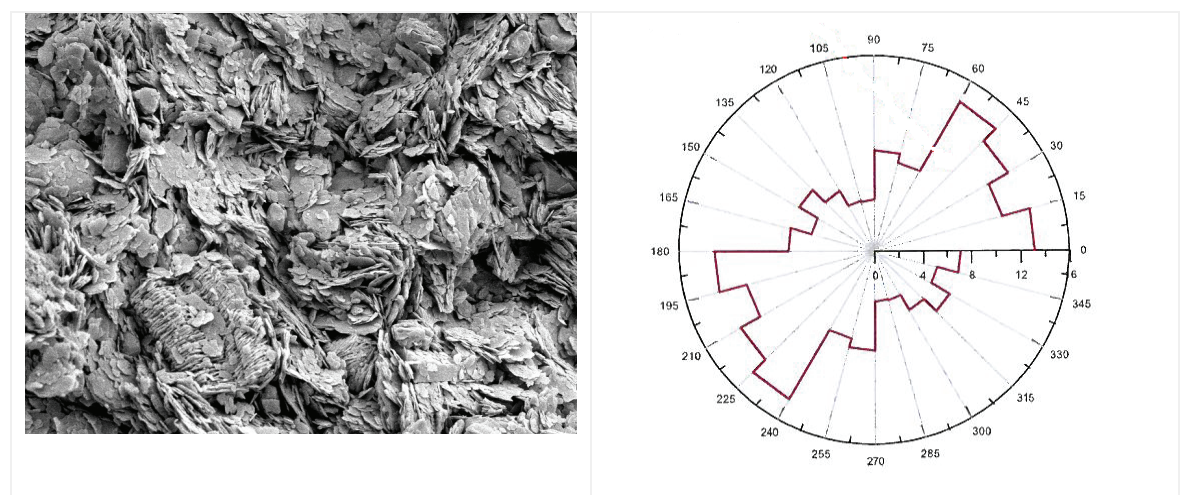


Figure. (1.34) : Orientation des particules ayant subi une consolidation isotrope dans le plan vertical
 $p'_{ic} = 1400$ kPa ([Hattab et al., 2010](#))

2.4.2.3. Chemin triaxial

Les contraintes de cisaillement tendant à orienter les particules et les agrégats dans une direction parallèle à la direction du cisaillement. Dans l'étude de [Hicher et al. \(2000\)](#) l'orientation des particules de kaolinite dans l'essai triaxial drainé sur chemin à $\sigma_3 = 300$ kPa a été identifiée à trois niveaux de déformation axiale :

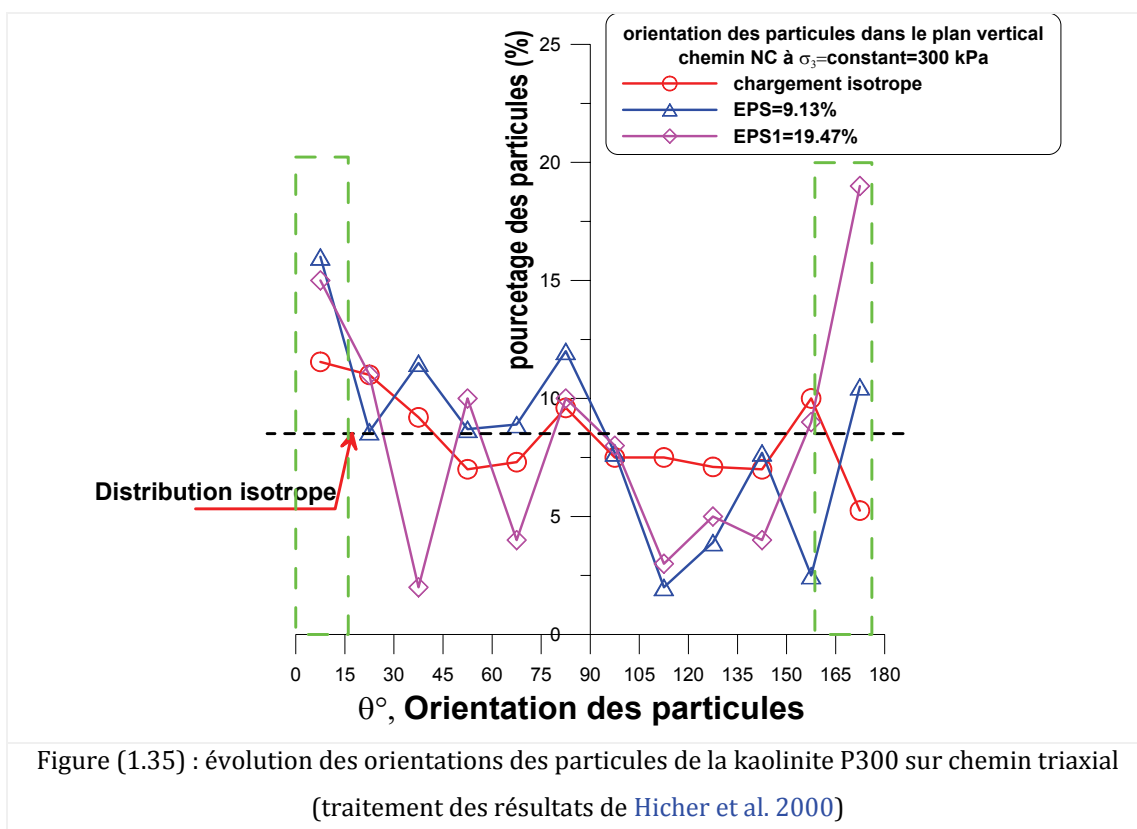
1. après consolidation isotrope $p'_{ic} = 300$ kPa, $\varepsilon_1 = 0\%$

2. après cisaillement jusqu'à une déformation axiale $\varepsilon_1= 9,1\%$
3. après cisaillement jusqu'à une déformation axiale $\varepsilon_1= 19,5\%$

L'analyse des photos dans le plan vertical montre une réorientation des particules conduisant à une structure anisotrope, une diminution du nombre des gros agrégats et une réduction de la taille des particules.

L'apparition d'une bande de cisaillement est mise en évidence sur les photos, avec des particules voisines orientées parallèlement à la direction de la bande du cisaillement.

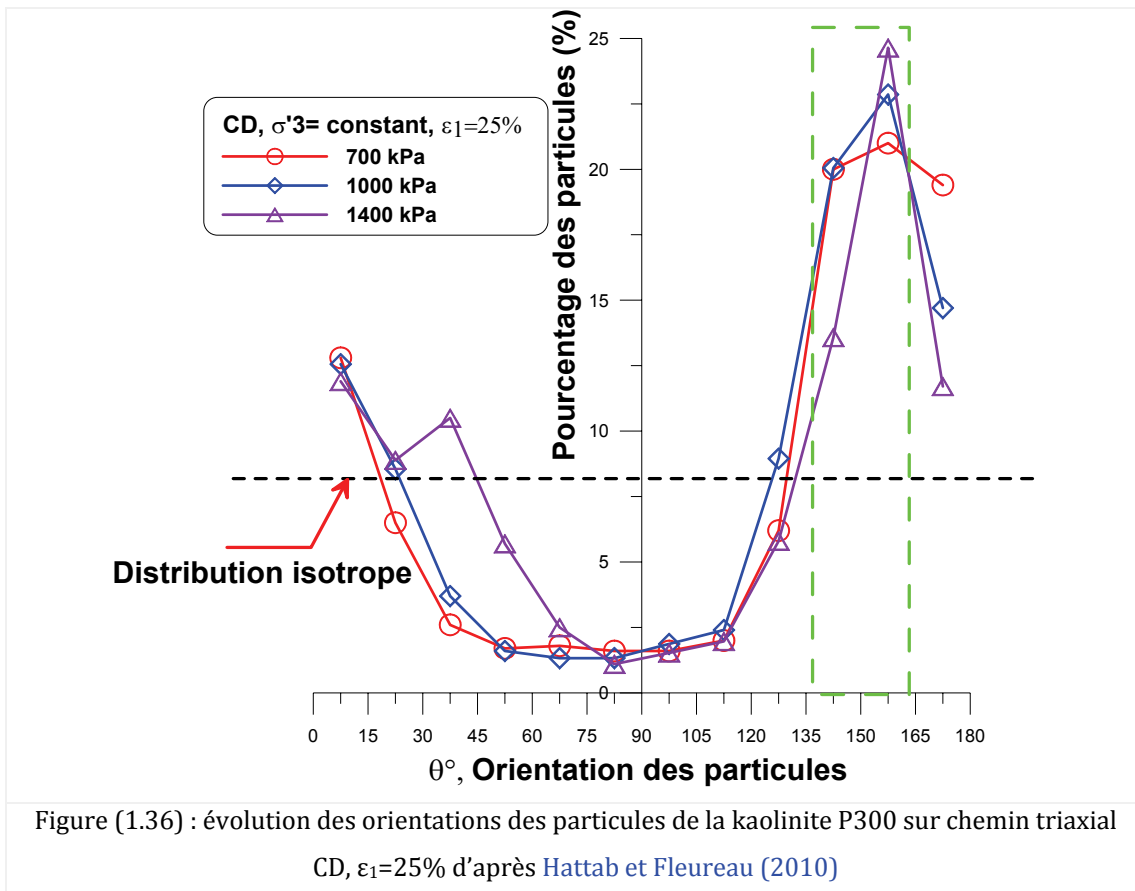
Hicher et al. (2000) constatent aussi que la taille des particules au voisinage de la bande est plus petite. La figure (1.35) représente une reproduction des orientations des particules de la kaolinite P300 obtenues par Hicher et al. (2000). La droite noir tiretée représente l'orientation dans un état parfaitement isotrope.



Les photos prises sur la bentonite, dans les mêmes conditions d'essais, montrent également une réorientation des particules, mais moins prononcée que dans le cas de la kaolinite. La réorientation est plus visible en grandes déformations. Le phénomène de réorientation semble systématiquement s'accompagner d'une diminution de la taille des particules.

Des observations par MEB ont été réalisées sur la kaolinite P300 par Bouziri (2007) en fin d'essais triaxiaux (à $\sigma'_3 = 700, 1000, 1400 \text{ kPa}$) et après une déformation axiale $\varepsilon_1=25\%$ (Fig. 1.36). Ils montrent que la contrainte de consolidation influence l'organisation des particules, ainsi que le nombre et la taille des gros agrégats qui diminuent lorsque la contrainte de consolidation augmente. Les photos montrent

aussi l'apparition de plans formés par des particules inclinés de 43° à 46° mais sans fissure ouverte. En dehors de ces plans, la microstructure se développe avec des orientations des particules parallèles à l'axe horizontal.



En faisant une synthèse des différents chemins et niveau de contraintes appliqués dans les différentes études citées dans ce paragraphe et qui sont réalisées sur des argiles de nature minéralogique différentes avec des distributions granulométriques différentes. Nous pensons que la stabilité des agrégats est un facteur très important au niveau microscopique. Pour les argiles remaniées (par exemple argiles du laboratoire) préparées avec de l'eau distillée, les forces liant les particules les une aux autres au sein de l'agrégat sont faibles et peuvent être cassées d'une façon plus facile que les agrégats formés dans milieu naturel (marin) où des agents de cimentation peuvent exister et augmenter la stabilité des agrégats, pour cette raison les mécanismes de la réorientation des particules sont moins actifs dans ce cas.

Nous pensons aussi à l'effet de la granulométrie qui est un facteur très important et qui n'est pas suffisamment discuté dans la littérature dans le cas des argiles. Ce facteur devient très important dans le cas des sols hétérogènes, du fait de son influence sur les mécanismes de réorientation.

Nous n'oublions pas l'effet très important des modes de l'organisation des particules (face - face ; bord - face ; bord - bord), par exemple sur le chemin de cisaillement drainé la configuration favorable à l'apparition des plans de cisaillement est une structure avec des particules face à face inclinées dans un plan incliné entre 30 et 60°.

2.6. INFLUENCE DES CONDITIONS DE DRAINAGE

Les conditions de drainage et le type de celui-ci a un effet important sur l'évolution de l'orientation des particules. Une étude a été effectuée sur une kaolinite de River Fall en Cornouailles en Grande Bretagne (Wijeyesekera et De Freitas, 1976), dans laquelle le drainage était autorisé seulement à l'extrémité basse de l'échantillon, la pression interstitielle étant enregistrée aux deux extrémités. L'analyse de photos MEB prises sur de petits échantillons prélevés à l'extrémité basse et à l'extrémité haute a montré une orientation des particules perpendiculaire à l'axe de chargement pour les échantillons pris à l'extrémité drainée, alors que pour l'extrémité non drainée, cette orientation n'était pas observée. Les auteurs interprètent cette différence de la microstructure par le fait que la pression interstitielle empêche les particules de s'orienter et les oblige a adopter certaines configurations pour permettre la dissipation de l'eau.

Les études sur l'effet des conditions du drainage au niveau microstructural sont en nombre insuffisant et ne permettent pas d'en tirer une conclusion satisfaisante. On peut retenir que, pour interpréter les orientations des particules argileuses, une attention particulière doit être portée à l'endroit où l'échantillon observé a été prélevé. L'étude de Hicher et al. (2000) a montré que les particules autour de la bande de cisaillement sont orientées dans la direction parallèle à celle-ci, alors que ce n'est pas le cas pour les particules plus loin. Par conséquent il est important d'avoir un nombre suffisant d'observations pour obtenir une bonne distribution statistique représentative.

4. CONCLUSION

La distribution granulométrique des argiles marines de grande profondeur est celle d'une argile silteuse dans la plupart des cas. Les variations d'autres propriétés de nature telles que les limites d'Atterberg peuvent être encore cernées par les corrélations existantes (Casagrande, 1948 ; Biarez et Favre, 1977 ; Polidori, 2003), la corrélation de Polidori s'avérant plus représentative.

Le premier mètre des sédiments marins normalement consolidés est caractérisé par une teneur en eau très élevée, l'indice de liquidité dans les premiers 25 cm peut avoir une valeur de l'ordre de 1,75.

D'autre part on peut constater à travers des exemples de la littérature que la compressibilité des argiles marines est très élevée et que les corrélations existant pour prédire la compressibilité des argiles ne nous donnent pas une bonne estimation de l'indice de compression C_c . En partant d'une collecte bibliographique abondante, nous avons pu proposer une corrélation entre C_c et w_L , qui semble bien représenter les argiles marines. De plus la forme de la courbe œdométrique ($\log \sigma'_v - e$) n'est plus une droite. Cela peut être interprété par l'effet de la structure développée pendant les processus de sédimentation ; plusieurs auteurs ont proposé des termes normalisants pour caractériser cette effet. Plusieurs causes ont été évoquées pour interpréter le phénomène de la surconsolidation apparente observé dans les argiles marines telles que l'effet d'une diagenèse précoce, la bioturbation, la pression osmotique, les agents de cimentation ainsi que l'effet de l'âge.

Sur chemin triaxial, la résistance de l'argile marine intacte est plus importante que celle de la même argile lorsqu'elle est remaniée et reconstituée. Le comportement de l'argile remaniée reconstituée est considéré comme une propriété intrinsèque de l'argile. Nous avons constaté dans plusieurs exemples que le comportement de l'argile marine sur chemin consolidé drainé dans le domaine des faibles contraintes (de l'ordre des contraintes in-situ), ne montre pas un pic caractérisant la destruction de la cimentation même jusqu'en grandes déformations, alors que sur chemin consolidé non drainé, les mêmes argiles montrent un léger pic avec une forme étendue. Ce comportement nous a fait penser à deux types de colle l'une est ductile (visqueux) qui peut se déformer sans se casser et montrer un pic, l'autre est fragile qui peut se casser au cours de cisaillement et montrer un pic clair suivi par un palier.

La minéralogie des argiles a un effet très important sur leur comportement, surtout quand il s'agit des mélanges argileux. Cela est à relier à la microstructure qui se crée préférentiellement pour chaque type d'argile. Par exemple, la montmorillonite tend à former un réseau constitué de particules connectées face à face, qui est moins résistant que les microstructures formées par des particules connectées bord à face ou bord à bord, comme dans le cas de la kaolinite.

La contrainte in-situ tend à orienter les particules et les agrégats dans la direction perpendiculaire à la direction de chargement. La réponse de la microstructure aux sollicitations mécaniques dépend du type de chargement : en général les efforts du cisaillement tendent à orienter les particules dans une direction parallèle à la direction du cisaillement. Les études de l'orientation des particules sont faites la plupart de temps d'une manière qualitative, peu d'études ont traité ce sujet d'une manière quantitative. Les études disponibles montrent l'apparition d'orientations privilégiées, et mettent en évidence l'existence de deux zones, l'une proche de la bande du cisaillement dans laquelle les particules sont orientées parallèlement à

la bande, l'autre plus loin où les particules sont orientées de façon aléatoire. Pour des contraintes inférieures à 1000 kPa, l'espace poral semble diminuer progressivement lorsqu'on augmente la contrainte, les pores inter agrégats sont fermés avant que les pores intra agrégats ne soient touchés.

CHAPITRE 2 : TECHNIQUES EXPERIMENTALES ET CARACTERISATION DES MATERIAUX

SOMMAIRE

1. TECHNIQUES EXPERIMENTALES.....	60
1.1. ETUDE MACROSCOPIQUE.....	60
1.1.1. DETERMINATION DE LA GRANULOMETRIE.....	60
1.1.2. DETERMINATIONS DES LIMITES D'ATTERBERG	61
1.1.3. TEST OEDOMETRIQUE.....	64
1.1.4. TEST TRIAXIAL.....	65
1.2. ETUDE MICROSCOPIQUE	76
1.2.1. PREPARATION DES ECHANTILLONS POUR L'OBSERVATION PAR PAM ET MEB.....	76
1.2.2. POROSIMETRIE AU MERCURE (PAM).....	80
1.2.3. MICROSCOPIE ELECTRONIQUE A BALAYAGE (MEB)	82
1.2.4. TRAITEMENT DES IMAGES MEB	83
1.2.5. TECHNIQUE DE MICROSCOPIE LASER DUAL CONFOCALE.....	90
1.3. PROGRAMME EXPERIMENTAL	91
1.3.1. PROGRAMME DE L'ETUDE MACROSCOPIQUE	91
1.3.2. PROGRAMME DE L'ETUDE MICROSCOPIQUE	93
2. PRESENTATION DES MATERIAUX.....	96
2.1. LES ARGILES DU LABORATOIRE.....	96
2.2. L'ARGILE NATURELLE DU GOLFE DE GUINEE (GOG).....	97
2.3. GRANULOMETRIE.....	98
2.4. MINERALOGIE.....	101
2.5. LIMITES D'ATTERBERG.....	106
2.6. ARRANGEMENT DES GRAINS.....	115
2.7. COHESION NON DRAINEE.....	117
3. CONCLUSION	121

1. TECHNIQUES EXPERIMENTALES

Nous allons présenter dans ce chapitre l'ensemble des techniques utilisées dans cette recherche pour l'étude du comportement au niveau global (macroscopique) et au niveau local (microscopique), ainsi que le programme expérimental fixé pour cette étude.

1.1. ETUDE MACROSCOPIQUE

1.1.1. DETERMINATION DE LA GRANULOMETRIE

L'analyse granulométrique des sols de laboratoire a été réalisée par le granulomètre laser QICPIC (n°0144 Q) du laboratoire LGPM de l'Ecole Centrale Paris, ainsi que dans la société EMULSAR à la faculté de Pharmacie, Châtenay Malabry. 5 g de poudre d'argile sont ajoutés à 1000 mm³ d'eau distillée, le mélange est agité pendant 2 min, puis 100 mm³ de solution sont prélevés et soumis à l'identification granulométrique.

La technique du laser est une mesure indirecte pour déterminer la granulométrie. Le principe du granulomètre est le suivant : lorsqu'un faisceau laser éclaire une particule, on observe des franges de diffraction. Selon la théorie de Fraunhofer l'intensité des rayonnements diffractés et l'angle de diffraction sont inversement liés à la taille des particules. Les images de diffraction d'un rayonnement monochromatique par une suspension de particules sont enregistrées, et ensuite calculées à partir d'un modèle de diffusion en fonction de la distribution granulométrique théorique, les images calculées et mesurées sont ensuite ajustées par la méthode des moindres carrés.

La connaissance des propriétés optiques du matériau étant nécessaire, un problème peut se poser quant au choix de ces propriétés dans le cas où l'on a un matériau hétérogène, il est aussi nécessaire de connaître la morphologie des particules (Michel et Courard, 2006). Meunier et Nauroy (2004) comparent les résultats obtenus sur l'argile marine GoG par sédimentation et par laser, ils trouvent que la première donne un matériau beaucoup plus grossier que la granulométrie laser avec 2 minutes d'ultrasons. Ils décrivent aussi plusieurs techniques pour améliorer les résultats obtenus par granulométrie laser. Muri et al. (2001) ont fait une comparaison entre les deux techniques sédimentométrie et laser, ils recommandent finalement la dernière pour des matériaux dont la taille maximum des particules est inférieure à 125 µm. Pabst et al. (2000) comparent la technique de sédimentométrie à celle du laser. Le matériau utilisé dans leur étude est une kaolinite et l'étude a été supportée par la prise de photos au MEB. Ils trouvent que la forme en plaquettes des particules de kaolinite influence les résultats par sédimentométrie et proposent d'utiliser la loi modifiée de Stokes pour prendre en compte l'effet anisométrique de la forme des particules ; les résultats obtenus par l'utilisation de la loi modifiée de Stokes, le MEB et le laser sont en bon accord.

1.1.2. DETERMINATION DES LIMITES D'ATTERBERG

Afin d'étudier l'évolution des limites d'Atterberg en fonction de la minéralogie, nous avons défini ces limites pour chaque type d'argile et chaque mélange argileux sujet de notre étude par les méthodes suivantes :

1.1.2.1. Limite de liquidité

La limite de liquidité a été obtenue par la méthode de Casagrande (à la coupelle) (Fig. 2.1) selon la norme NF P 94-051, et par la méthode au Fall cône (Fig.2.2) selon la norme NF P 94-052-1. Une légère différence est constatée entre les limites de liquidité déduites des deux méthodes, la méthode au Fall cône étant relativement fiable (Koumoto et Houlby 2001), ce sont résultats de cette méthode qui seront utilisés par la suite.

Le fall cône utilisé à l'Ecole Centrale Paris (Controlab S0165) (Fig.2.2) est constitué d'un socle avec un dispositif de calage horizontal et une tige transversale sur laquelle coulisse une pince de blocage, un cône de pénétration constitué d'une tige solidaire d'un cône. Ce dernier a un angle d'ouverture de 30°, ainsi qu'un dispositif pour mesurer le déplacement du cône, la masse de l'ensemble tige et cône est de 80 g.



Figure (2.1) : Coupelle de Casagrande

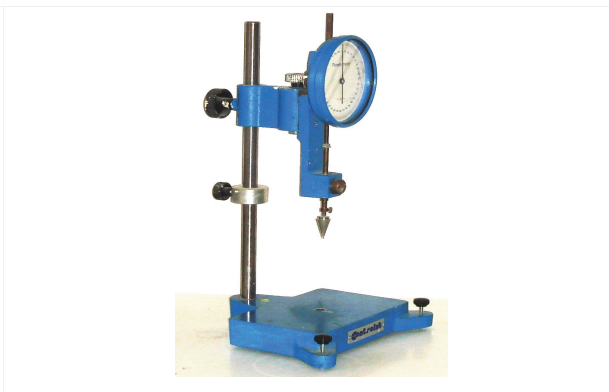


Figure (2.2) Cône tombant

1.1.2. 2. Limite de plasticité

Deux méthodes ont été utilisées, la méthode au rouleau, ainsi que la méthode au Fall cône utilisant le principe de Skempton et Northey, (1953), qui suggèrent que le rapport de la résistance au cisaillement non drainée à la limite de plasticité sur celle à la limite de liquidité est égal à 100. La résistance au cisaillement non drainée déterminée par la méthode du cône pénétrant est donnée dans la relation suivante (éq. 2.1) :

$$Cu = K.g.\frac{m}{h^2} \dots\dots\dots (2.1)$$

Où C_u (kPa) est la résistance au cisaillement non drainée, K est la constante du cône (égale à 0,8 pour le cône de 30° et 0,27 pour le cône de 60°), g est l'accélération de pesanteur 9,81 m/s², m est la masse du cône, h est la profondeur de pénétration en (mm).

Pour généraliser l'utilisation de la méthode du Fall cône sur le plan international, que ce soit pour la limite de liquidité ou pour la limite de plasticité, plusieurs auteurs ont effectué des études sur les paramètres intervenants (Feng, 2000 ; Koumoto et Houlsby, 2002 ; Stone et Kyamabadda, 2005). Koumoto et Houlsby, (2002) ont suggéré l'utilisation d'un cône de 60° d'angle d'ouverture et d'un poids de 60 g, pour déterminer la limite de plasticité en utilisant le principe de Skempton et Northey.

L'évolution de la teneur en eau en fonction de la cohésion non drainée est une relation non linéaire (Feng, 2000 ; Wood, 1984), fonction de la minéralogie du sol. Leroueil et Bihan (1996) indiquent que la relation entre la profondeur de pénétration du cône et la teneur en eau est linéaire entre 10 et 30 mm pour le cône de (30°, 80 g) et entre 5 et 15 mm pour le cône de (60°, 60 g). Harison, (1988) définit une forme bilinéaire de la teneur en eau en fonction de la pénétration du cône. Koumoto et Houlsby (2002) proposent une relation (éq. 2.2) liant la teneur en eau à la cohésion non drainée quel que soit l'intervalle.

$$w = a \left(\frac{C_u}{Pa} \right)^{-b} \dots\dots\dots (2.2)$$

Pa est la pression atmosphérique, a représente la teneur en eau lorsque ($C_u/Pa = 1$), b est la pente. En nous basant sur la linéarité de cette relation dans le plan logarithmique, nous avons défini les paramètres a et b pour une large gamme de sols : les données présentées dans plusieurs articles (Skempton et Northey, 1953 ; Karlsson, 1961 ; Harison, 1988 ; Wasti et Bezirci, 1986 ; Leroueil et Bihan, 1996 ; Feng, 2000 ; Koumoto et Houlsby, 2002 ; Stone et Kyambadde, 2005) ont été numérisées, les paramètres a et b ont ensuite été identifiés et présentés dans la figure (2.3a) et le tableau (II.1) (Annexe II), pour le paramètre a et la figure (2.3b) et le tableau (II.1) (Annexe II) pour le paramètre b . Une attention particulière a été portée aux différents cônes utilisés dans chaque étude pour relier la profondeur de pénétration à la cohésion non drainée (éq. 2.1).

Nous constatons sur la figure (2.3a) qu'il existe deux intervalles pour l'évolution du paramètre a : le premier pour des limites de liquidité inférieures à 120%, et le deuxième pour les argiles possédant une limite de liquidité supérieure à 120%. La deuxième branche représente des argiles bentonitiques sodiques étudiées par Wasti et Bezirci (1986) et par Feng (2000), et les bentonites sodiques étudiées par Koumoto et Houlsbey (2000) ainsi que leurs mélanges avec d'autres argiles (Yagusa clay et Ariak clay).

Dans le premier intervalle $w_L < 120\%$, nous proposons la corrélation suivante pour calculer le paramètre a (éq. 2.3) :

$$a = 1,24w_L^{0,79} \dots\dots\dots (2.3)$$

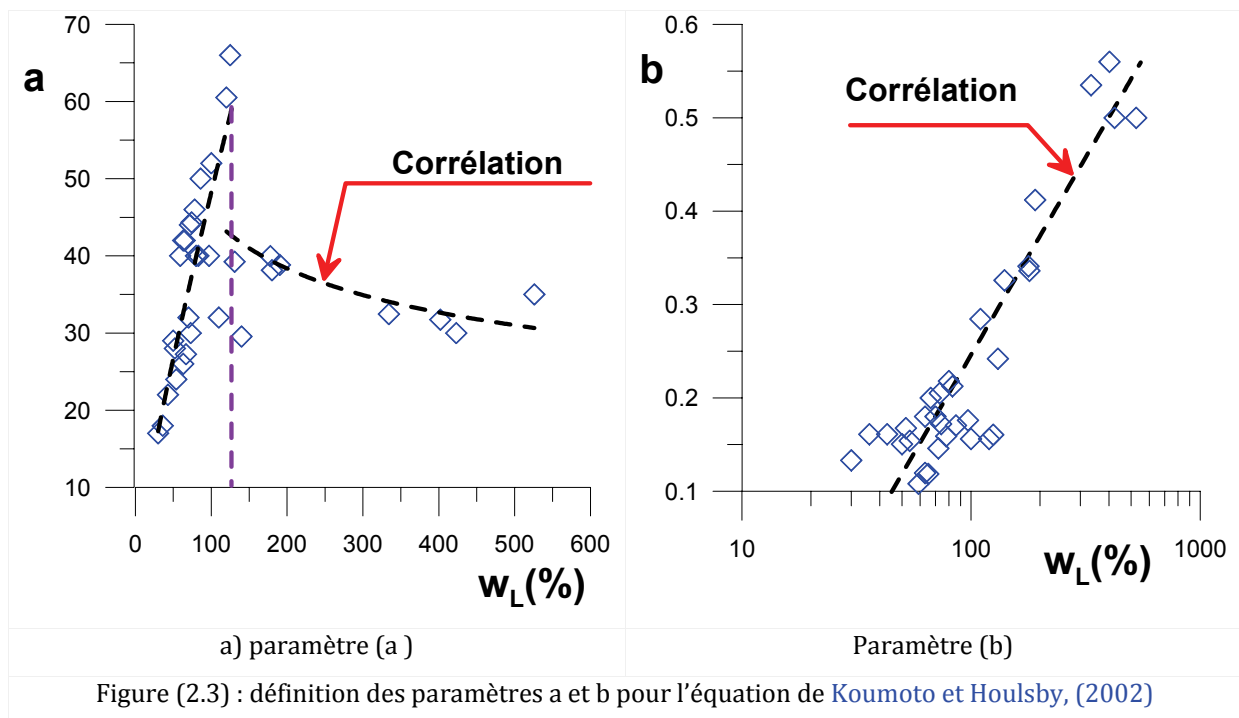
Dans l'intervalle $w_L > 120\%$, nous proposons la corrélation suivante (éq. 2.4) :

$$a = 130,83w_L^{-0,23} \dots\dots\dots (2.4)$$

Pour le paramètre b, nous proposons la corrélation suivante (éq. 2.5) :

$$b = 0,42 \log(w_L) - 0,6 \dots\dots\dots (2.5)$$

En connaissant ces paramètres, la relation entre la teneur en eau et la cohésion non drainée est entièrement définie. Ensuite, pour déterminer la limite de plasticité en adoptant le principe de Skempton et Northey, il suffit de partir de la limite de liquidité du sol pour en déduire la teneur en eau correspondant à la limite de plasticité. Les corrélations proposées dans cette étude pour définir ces paramètres donnent un bon moyen à l'opérateur pour déterminer la limite de plasticité à partir de la limite de liquidité.



Dans cette étude nous avons aussi précisé les paramètres a et b pour les sols utilisés, ainsi que la limite de plasticité par la méthode du cône en traduisant le principe de Skempton et Northey par l'équation (2.2). Le paramètre a est déterminé pour une pénétration du cône de 2,5 mm. La pénétration du cône à la limite de liquidité étant connue ($h_L=17$ mm), nous avons alors calculé la pénétration équivalant à la limite de plasticité par l'équation (2.6) et l'équation (2.1), ensuite la mesure est effectuée, la limite de plasticité correspond alors à une pénétration de 1,7 mm.

$$C_{uP} = 100C_{uL} \dots\dots\dots (2.6)$$

L'application de cette méthode montre qu'elle nécessite encore plus de recherche et plus d'ajustements expérimentaux. Stone et Kyamabadde (2005) suggèrent aussi la nécessité de recherches intensives pour établir des bonnes corrélations. Vu la difficulté de manipuler le sol à la limite de plasticité et la dispersion des résultats pour des pénétrations faibles, nous avons établi la relation entre la profondeur de pénétration et la teneur en eau dans un intervalle de pénétration entre 2,5 mm et 25 mm, ensuite nous avons prolongé cette relation pour déterminer la limite de plasticité à la pénétration de 1,7mm. Les résultats seront discutés dans la section (2.5), avec un pénétromètre (80 g, 30°) pour la mesure de la limite de plasticité.

1.1.3. TEST ŒDOMETRIQUE

L'essai œdométrique a pour but de déterminer la compressibilité du sol soumis à un chargement vertical ainsi que de déterminer la pression de préconsolidation. Il consiste à soumettre l'éprouvette à une série de charges définies, et à mesurer le tassement du sol au cours de temps sous chacune de ces charges.

Les éprouvettes de sol sont placées à l'intérieur d'un moule cylindrique rigide d'un diamètre D= 40 mm qui empêche toute déformation radiale lors du chargement « $\epsilon_2 = \epsilon_3 = 0$ ». L'éprouvette est retenue latéralement par une paroi indéformable, lisse et graissée, et elle est comprise entre deux pierres poreuses permettant à l'eau de circuler ; le chargement est appliqué par palier, l'effort de compression s'exerce verticalement sur l'éprouvette de taille D = 40 mm, h = 16 mm par l'intermédiaire d'un piston, la déformation est lue au moyen d'un capteur de déplacement, la courbe tassement-racine carrée du temps est enregistré et tracée en temps réel.

Le chargement est appliqué jusqu'à la fin de la consolidation primaire. Dans notre étude, le temps d'application de la charge sur un palier n'est pas nécessairement de 24 heures, il varie en fonction du type de matériau.

Pour la kaolinite le palier est appliqué pendant 24 heures alors que, pour la montmorillonite et les autres mélanges, le palier est appliqué jusqu'à la fin du temps de consolidation primaire ; ce point sera discuté en détail dans le chapitre 3.

Les essais sont réalisés à partir de différents états du sol, pour les sols de laboratoire :

- à partir de la boue, préparée à $w = 1,5w_L$: cette boue est laissée reposer pendant 24 heures pour une meilleure homogénéité, ensuite elle est versée dans l'oedomètre et consolidée par palier selon les procédures décrites auparavant.
- sur des échantillons préconsolidés dans un consolidomètre jusqu'à 100 kPa de contrainte verticale effective.

Les procédures de la préparation de la boue et des échantillons préconsolidés sont présentées dans ce qui suit, celles-ci sont similaires pour les essais oedométriques et triaxiaux.

Pour l'argile GoG les essais sont faits sur des échantillons naturels non remaniés signalés dans cette étude par le symbole (Nat), ainsi que sur des échantillons remaniés reconstitués préconsolidés dans un consolidomètre jusqu'à $\sigma'_v = 80$ kPa signalés par le symbole (Rem), et sur des échantillons remaniés à partir de la boue de GoG préparée à une teneur en eau ($w = 1,5 w_l$). Tous les échantillons de l'argile préconsolidée, ainsi que de l'argile naturelle intacte GoG, ont été découpés à un diamètre de 40 mm et une hauteur de 16 mm, puis placés dans l'oedomètre.

1.1.4. TEST TRIAXIAL

1.1.4. 1. Principe de l'essai

L'éprouvette du sol de forme cylindrique et de section droite circulaire est placée sur une embase rigide munie d'un disque drainant, à l'intérieur d'une enceinte étanche. La surface latérale de l'éprouvette est recouverte d'une membrane souple et imperméable. À la partie supérieure de l'éprouvette est placée une tête rigide munie d'un disque drainant, sur laquelle vient, en général, s'appliquer un piston. Les essais s'effectuent en imposant à l'éprouvette une déformation axiale à vitesse constante.

L'éprouvette est soumise à une pression latérale hydrostatique imposée à l'intérieur de l'enceinte par un liquide (de l'eau dans cette étude) et à une déformation axiale par déplacement relatif des deux embases. Les disques drainants sont en relation avec le circuit qui doit : soit assurer le transfert de l'eau interstitielle expulsée ou absorbée par l'éprouvette, soit empêcher s'il est fermé, tout échange de liquide entre l'éprouvette et l'extérieur. Les embases sont soit saturées et reliées avec le circuit extérieur dans le cas d'un essai drainé, soit saturées pour empêcher tout échange de liquide interstitiel avec l'extérieur. La pression de confinement, la force axiale, le volume de l'eau absorbée ou expulsée par l'éprouvette, la variation de l'hauteur de l'échantillon et la pression interstitielle sont mesurés au cours de l'essai.

Selon les conditions de drainage, l'essai peut être non drainé ou drainé. Si le sol est saturé et sans possibilité de drainage, un changement des contraintes ne conduit pas à une variation de volume, mais induit une modification de la pression interstitielle, l'essai est dit non drainé. Si le drainage est permis, une augmentation des contraintes conduit pour les sols saturés, à une variation de volume, l'essai est dit drainé.

Dans un essai de compression triaxiale, l'essai consiste à soumettre l'éprouvette à un champ de contrainte uniforme par une pression hydraulique (σ_3), appliquée par le liquide remplissant la cellule, et une contrainte axiale appliquée par un piston. L'essai commence par la saturation de l'éprouvette, ensuite celle-ci est consolidée jusqu'à une valeur précise de la contrainte de confinement. À partir de cet état différents chemins de contrainte peuvent être imposés.

1.1.4. 2. Description de l'appareil triaxial

L'essai triaxial débute toujours à partir d'un certain état de contrainte. L'augmentation de la contrainte axiale est appelée « essai de compression » et la diminution de celle-ci est connue comme « essai d'extension », ces essais sont effectués selon le but de l'étude et les facultés de l'appareil triaxial.

Nous avons choisi d'utiliser dans notre étude deux types d'appareils triaxiaux, l'appareil triaxial de révolution classique et la cellule de Bishop-Wesley (1975). Dans notre cas, le premier a été utilisé pour l'étude du comportement des argiles remaniées dans le domaine des contraintes de consolidation moyennes à fortes, alors que le deuxième a été utilisé pour l'argile GoG intact dans le domaine des faibles et fortes contraintes.

a) Appareil triaxial de révolution

L'appareil triaxial (fig. 2.4) est constitué d'une cellule transparente qui contient le fluide par lequel nous appliquons la contrainte de confinement ($\sigma_r = p$) assurée par un générateur extérieur GDS N° 3, la cellule est munie d'un piston traversant le couvercle supérieur, ce piston est fixe, la contrainte axiale ($\sigma_1 = F/S$) est appliquée par le déplacement de l'embase inférieure à l'aide du GDS N° 2, le GDS N°1 assure une valeur constante de la pression interstitielle appelée contre pression (CP).

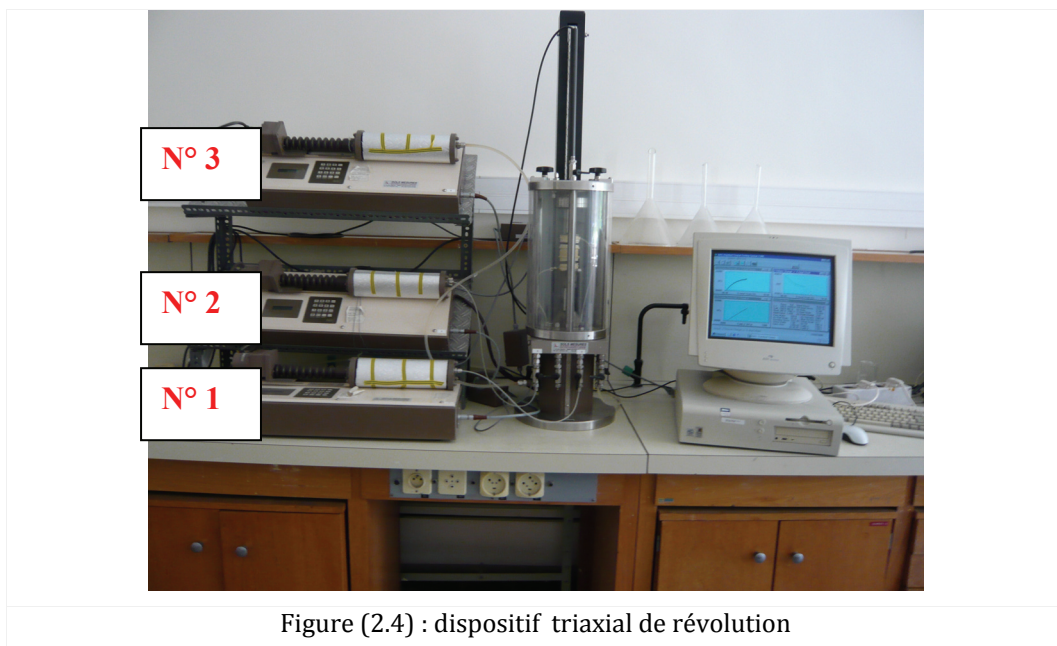


Figure (2.4) : dispositif triaxial de révolution

Cet appareil est similaire à la cellule de Bishop et Wesley mais la chambre hydraulique de la cellule Bishop a été remplacée par un vérin contrôlé par le GDS N° 2.

Le GDS (contrôleur digital) est un vérin hydraulique contrôlé par microprocesseur pour un contrôle et une mesure précis de la pression et du changement du volume du liquide.

Le système est équipé de la fonction RFM (remote feedback module) qui permet d'effectuer un contrôle alternatif et de fournir un enregistrement additionnel de capteurs externes. Le système est muni ainsi d'un capteur de force interne, d'un capteur de pression, et d'un capteur de déplacement. L'ensemble de ce système est piloté par un PC. Le tableau (II.2) (Annexe II) montre la précision des GDS.

b) Cellule de Bishop

La cellule de Bishop figure (2.5) diffère de l'appareil décrit ci-dessus par la méthode d'application de la contrainte axiale σ_1 . Le support de l'échantillon est monté sur un piston mobile qui repose sur une chambre de pression située dans la partie inférieure de la cellule, le déplacement du support est alors fonction de la pression à l'intérieur de cette chambre. Le drainage s'effectue à l'aide d'un tube capillaire relié à la base. Le logiciel d'automatisation du système de pilotage a été développée par Hattab, (1994) ; Hattab et Hicher, (1995). Cette cellule permet d'appliquer des contraintes de confinement très faibles et de mesurer des déformations volumiques très faibles de l'ordre de 0,002 mm³.

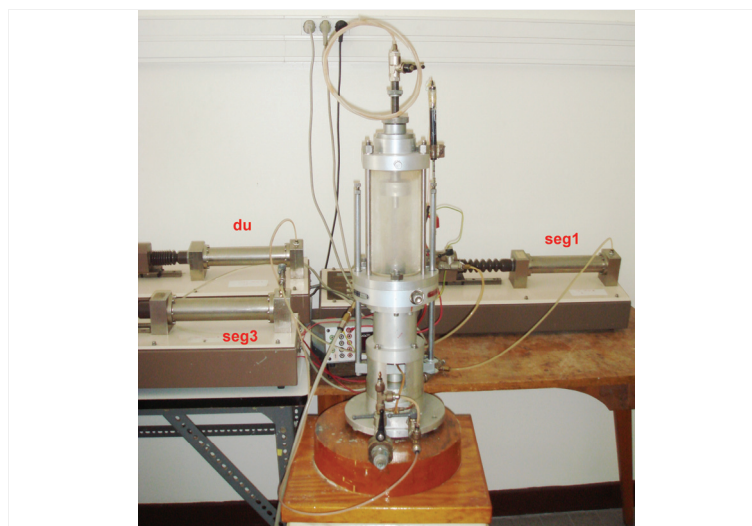


Figure (2.5) : cellule de Bishop

1.1.4. 3. Protocole expérimental

a. Vitesse d'écrasement

La vitesse de chargement met en jeu directement les propriétés mécaniques liées à la viscosité du matériau ainsi que la dissipation de la pression interstitielle dans l'éprouvette.

Adachi et al. (1991) concluent que plus la vitesse augmente plus le pic de déviateur augmente.

Brayant et al. (1972, cités par Rudelle et Biarez, 1977) notent une augmentation nette de la résistance au cisaillement avec l'augmentation de la vitesse de déformation, Les essais de Tavenas et Leroueil (1977) sur l'argile de St Alban ont montré ce même constat .

Afin de respecter les conditions de drainage de l'échantillon dans un essai drainé, nous avons utilisé des vitesses de sollicitation très lentes, déduites de la norme NF-P 94-074 (AFNOR, 1994/b). La vitesse de déplacement imposée est donnée par l'équation suivante (éq. 2.7) :

$$V_{\max} = \frac{h_0 \cdot \varepsilon_f}{a \cdot t_{100}} \dots\dots\dots (2.7)$$

avec h_0 hauteur initiale de l'éprouvette ; t_{100} temps de consolidation primaire, a coefficient dépendant des conditions de drainage, et ε_f déformation présumée à la rupture déterminée par l'expérience ou, en l'absence d'information, prise égale à $\varepsilon_f = 4\%$.

b. Elancement des éprouvettes

L'élancement des éprouvettes (h/D) a un effet très important (Zervoyannis, 1982 ; Wayhudi, 1991 ; Forest & Yang, 2003). L'augmentation de l'élancement diminue la valeur de la contrainte q_{\max} obtenue et le module initial tangent de $q(\varepsilon_1)$. La diminution de l'élancement diminue la vitesse d'apparition de la rupture. Un élancement supérieur à 2 peut conduire à un phénomène d'instabilité par flambement, par contre un élancement inférieur à 1 peut conduire à la formation d'un cône de frottement important selon la nature et des conditions de contact à l'interface.

Dans le cas de notre étude nous avons opté pour un élancement égal à 1 pour les argiles de laboratoire, et un élancement égal à 1, 5 pour l'argile GoG.

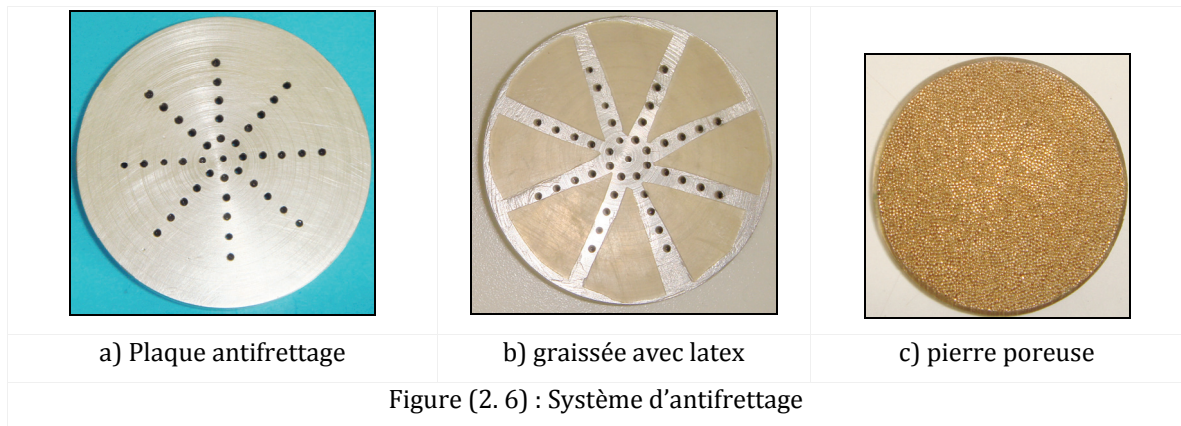
c. Système d'anti frettage

Plusieurs auteurs dont Zervoyannis, (1982) ; Wahyudi, (1991) ; Forest & Yang, (2003) ont suggéré l'utilisation d'un système d'antifrettage. L'utilisation de ce système supprime les zones rigides aux extrémités de l'échantillon et entraîne plus d'homogénéité de la distribution des contraintes et de déformation au cours de l'essai.

L'effet du frettage se manifeste en empêchant complètement ou partiellement les déplacements horizontaux des particules dans les zones proches des embases, ce qui crée des contraintes parasites et perturbe l'uniformité du champ de contrainte et entraîne des formes de tonneau.

Le système d'antifrettage utilisé dans notre étude a été utilisé précédemment à l'Ecole Centrale Paris par Hattab, (1995) ; Zervoyannis, (1982) ; Wahyudi, (1991) ; Bouziri (2007).

Le système d'antifrettage (Fig. 2.6) consiste en deux plaques métalliques graissées, sur lesquelles sont posés de petits morceaux en latex qui peuvent se déplacer horizontalement au cours de l'essai permettant de garder le plus longtemps possible l'uniformité de la section.



1.1.4. 4. Mode opératoire

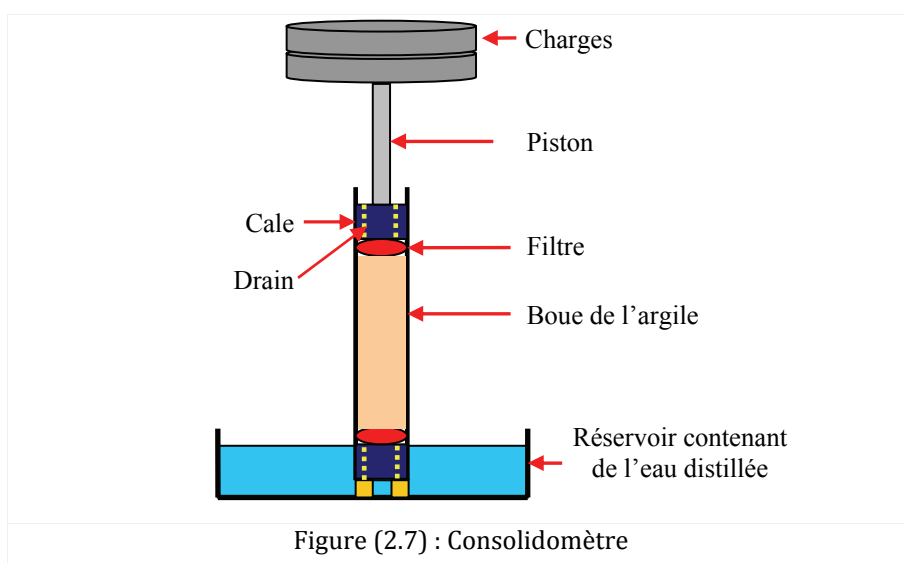
a. Préparation de l'argile de laboratoire

Deux argiles ont été utilisées dans le cadre de cette étude : la kaolinite P300 et la smectite (argile grecque). Celles-ci sont fournies sous forme de poudre sèche.

La préparation de ces argiles consiste à confectionner des échantillons ayant une certaine consistance pour pouvoir les manipuler lors de mise en place dans la cellule triaxiale ou œdométrique.

Ces argiles sont mélangées à l'eau distillée à une teneur en eau égale à $1,5w_L$, le mélange poudre-eau est ensuite malaxé dans un malaxeur pendant 45 minutes à une vitesse de 70 tr/min, afin d'obtenir une boue homogène.

La boue est ensuite protégée et laissée au repos pendant 24 heures pour une meilleure homogénéité de la teneur en eau. Après cette période la boue est versée dans un consolidomètre (Fig. 2.7) de 102 mm de diamètre et 1 m de hauteur, dont les parois sont bien graissées afin de minimiser le frottement.



Le drainage est assuré par les deux extrémités de l'échantillon : l'extrémité basse est plongée dans un réservoir rempli d'eau distillée et alimenté pour compenser l'effet de l'évaporation. Au dessus de la cale supérieure le tube est rempli d'eau distillée. Les charges sont appliquées à l'aide de poids placés sur la cale supérieure.

Une fois le tube rempli, l'argile est laissée en sédimentation pendant 48 heures, ensuite on applique des contraintes verticales de : 0,5, 2, 4, 10, 20, 40, 80, 120 kg. Chacun de ces paliers est appliqué pendant au moins un jour. Le dernier palier est laissé pendant au moins un mois, de façon à assurer la fin de la consolidation primaire.

L'objectif de cette méthode de préparation des échantillons utilisés au laboratoire est de fabriquer des échantillons homogènes et reproductibles. Cela est plus difficile à assurer avec des échantillons préparés par compactage.

b. Remaniement de l'argile marine (GoG)

Les méthodes de remaniement des matériaux naturels ne sont pas normalisées, certains font 2 tours de scissomètre d'autre 15, d'autres encore malaxent complètement le matériau (Rudelle et Biarez, 1977). Dans cette étude on utilise la méthode suggérée par Burland, (1990) pour remanier le matériau. La méthode consiste à reconstituer le matériau à une teneur en eau égale à $1,5w_L$ en rajoutant de l'eau distillée.

Pour cela on casse la structure soigneusement avec une spatule en rajoutant de l'eau distillée, jusqu'à l'obtention d'une pâte homogène. Burland, (1990) conseille d'utiliser une eau dont la composition chimique est similaire à celle à l'eau interstitielle dans son état naturel. Après l'obtention de la pâte, celle-ci est consolidée de la même manière que pour les argiles de laboratoire.

c. Préparation des éprouvettes

Une fois prélevé dans le consolidomètre, l'échantillon est taillé au tour (Fig. 2.8), de façon à avoir un échantillon de diamètre 35 mm et d'une hauteur de 35 mm pour les argiles de laboratoire et de 53 mm pour l'argile GoG naturelle et remaniée.



Figure (2.8) : dispositif du découpage des échantillons

1.1.4. 5. Mise en place de l'échantillon

Une fois l'échantillon taillé, il est placé entre les plaques d'anti-fretage, dans lesquelles on emboîte les pierres poreuses saturées en eau désaérée, les circuits de drainage étant eux-mêmes saturés.

Un papier filtre coupé en spirale est au préalable interposé entre l'éprouvette et les disques poreux. Pour faciliter l'homogénéisation des pressions interstitielles dans l'éprouvette pendant l'essai, un drain latéral en papier filtre, préalablement saturé avec de l'eau désaérée, est placé autour de l'échantillon. La membrane et les joints toriques sont ensuite placés à l'aide d'un moule cylindrique.

A partir de cette étape et après fermeture de la cellule, la cellule est remplie d'eau, les circuits sont ouverts pour que les pressions se stabilisent. Puis on applique une contrainte radiale de 40 kPa et une contre-pression de 10 kPa jusqu'à la stabilisation. Pour les échantillons naturels la contrainte radiale est de 20 kPa, la figure (2.9) montre un échantillon après la mise en place dans la cellule.

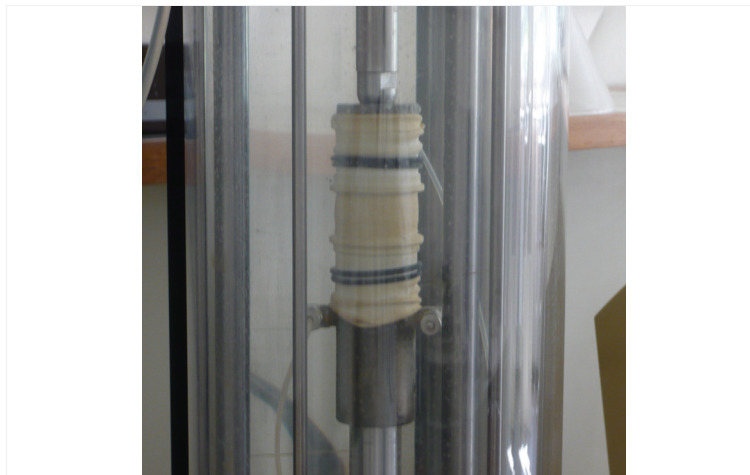


Figure (2.9) : échantillon d'argile à la fin de l'essai

1.1.4. 6. Déroulement de l'essai

L'essai triaxial comporte trois phases, qui sont soigneusement suivies et surveillées en permanence pour assurer le bon déroulement de l'essai, ces phases sont :

a. Saturation

La phase saturation permet d'améliorer la saturation dans l'échantillon par l'application de la contre-pression qui permet la dissolution des bulles d'air dans le liquide interstitiel.

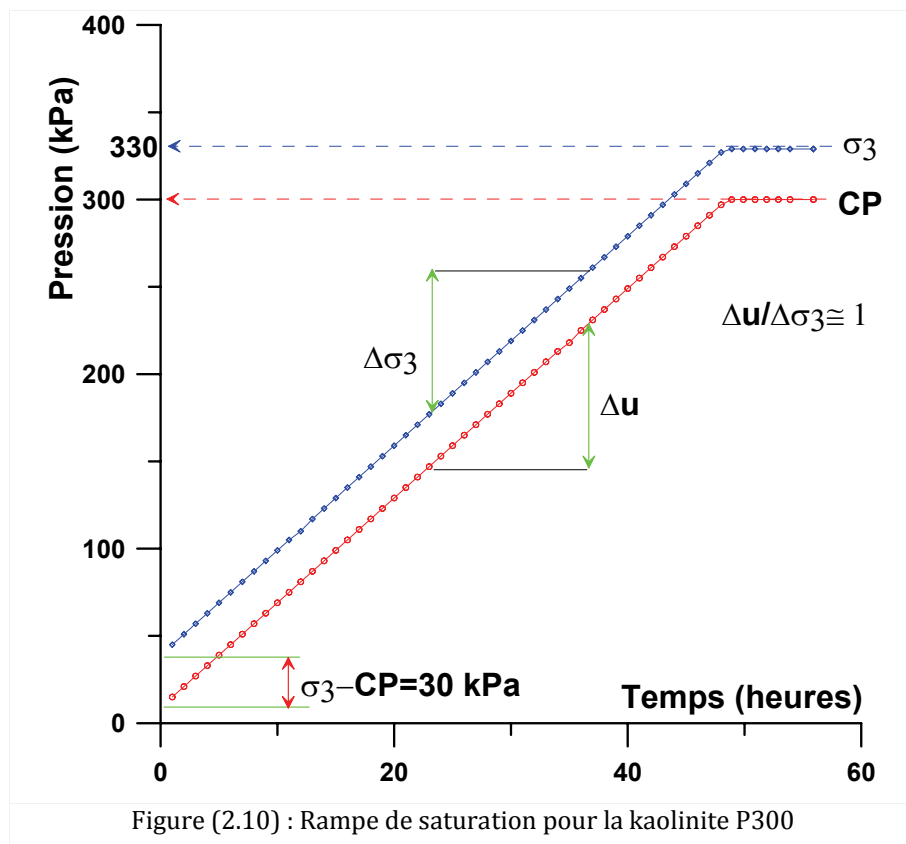
Nous avons appliqué deux techniques de saturation en fonction des possibilités de l'appareil, la première technique est appliquée pour les grosses cellules (appareil triaxial de révolution) sur lesquelles nous avons monté les échantillons remaniés, et la deuxième est appliquée pour la cellule de Bishop utilisé pour effectuer les tests sur les échantillons non remaniés de l'argile GoG :

i) Rampe de saturation

Après le montage de l'échantillon, on applique à celui-ci une rampe de saturation, c'est-à-dire une augmentation progressive simultanée de la contrainte de confinement et de la pression interstitielle de l'échantillon tout en maintenant la différence $\sigma_3 - u = \text{constante}$, égale à 30 kPa pour les argiles remaniées et de $2\sigma'_{v0}/3$ pour l'argile naturelle non remaniée, σ'_{v0} étant la contrainte verticale effective en place. La vitesse d'application de la pression interstitielle et de la contrainte isotrope (soit : 6,25 kPa/h pour la kaolinite, 1,5 kPa/h pour le mélange M10, 1 kPa/h pour les mélanges M65, M35 et la montmorillonite) se fait à l'aide des deux GDS N°1 et N°3, la pression interstitielle à la base de l'échantillon est mesurée par le GDS N° 2.

La durée moyenne varie en fonction de matériau de 48h pour la kaolinite jusqu'à 15 jours pour la montmorillonite. Cette rampe de saturation est arrêtée lorsque la pression interstitielle atteint une valeur de 300 kPa et la contrainte totale σ_3 une valeur de 330 kPa.

La figure (2.10) présente un exemple de rampe de saturation avec le palier de stabilisation pour la kaolinite. A la fin de la phase de saturation, une mesure du coefficient de Skempton ($B = \Delta u / \Delta \sigma_3$) nous indique la qualité de saturation de l'échantillon, la valeur de la pression interstitielle enregistrée à la base de l'échantillon est alors équivalente à la valeur appliquée à l'extrémité supérieure.



ii) Mesure du coefficient de Skempton B

Dans la cellule de Bishop (pour laquelle le logiciel de pilotage ne prévoit pas le pilotage de la phase de saturation), nous appliquons manuellement un incrément de contrainte radiale $\Delta\sigma_3 = 2\sigma'_{v0}/3$, et nous suivons l'évolution de u_w jusqu'à son équilibre ; une fois la stabilisation atteinte, on détermine la valeur de B. Si celle-ci n'est pas satisfaisante, on applique un incrément de contre-pression en maintenant une différence entre la valeur de la contrainte de confinement et la contre-pression constante jusqu'à la stabilisation. Ces étapes sont répétées jusqu'à l'obtention d'une valeur satisfaisante de B. Pour l'argile GoG non remaniée la valeur de la contre-pression est fixée à 400 kPa, la durée de l'application de l'incrément de pression est de 4 heures.

b. Consolidation isotrope

Dans la phase de consolidation isotrope, la contre-pression est maintenue à sa valeur à la fin de la phase de saturation. Le changement de volume en fonction du temps est déterminé à partir des mesures du volume de l'eau expulsé de l'éprouvette, la consolidation se fait par paliers de 100 kPa. Pour les argiles remaniées, le palier est terminé lorsque la surpression interstitielle est évacuée ($\Delta u = 0$ kPa).

c. Cisaillement

La phase de cisaillement consiste à appliquer une contrainte déviatorique ($q = \sigma'_1 - \sigma'_3$) sur l'éprouvette à partir de l'état de contrainte atteint à la fin de la phase de consolidation isotrope. Cette contrainte est appliquée par la montée progressive de la base inférieure pilotée par le GDS N° 2.

Cisaillement à $\sigma_3 = \text{constant}$

On distingue deux types d'essais : drainés (CD) et non drainés (CU). Pendant la phase de cisaillement drainé, le drainage reste ouvert et le système de mesure de volume drainé est connecté. Dans les essais non drainés le drainage n'est pas autorisé.

La vitesse d'écrasement pour chaque type d'essai est calculée selon l'équation (2.7) en fonction du coefficient « a » qui dépend du type de drainage.

Chaque prise de mesure comprend les lectures suivantes :

- la force axiale F_i
- le déplacement axiale ΔH_i
- la pression dans la cellule σ_3
- la pression interstitielle

Pour les essais drainés les variations de volume ΔV sont aussi mesurées.

1.1.4. 7. Traitement des données

Dans ce paragraphe nous décrirons la manière selon laquelle nous avons procédé pour déterminer les différents paramètres et traiter les résultats des essais.

a. Calcul de l'indice des vides

L'indice des vides initial est déterminé par la méthode de double pesée : les morceaux restants lors du découpage de l'éprouvette sont pesés et ensuite introduits dans l'étuve et laissés pendant 48 heures, la température de l'étuve étant de 105 C°. Les morceaux sont ensuite sortis de l'étuve et pesés, la valeur de la teneur en eau est déterminée par l'équation suivante (éq. 2.8):

$$w = \frac{M_h - M_{\text{sec}}}{M_{\text{sec}}} \dots\dots\dots (2.8)$$

M_h est la masse humide, M_{sec} est la masse de l'argile sèche. Ensuite l'indice des vides est calculé par l'équation suivante (éq. 2.9), l'échantillon étant considéré comme saturé :

$$e_0 = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} w \dots\dots\dots (2.9)$$

γ_s est la masse volumique des grains solides, γ_w est la masse volumique de l'eau interstitielle elle considérée égale à 1 kg/m³.

Le calcul de l'indice des vides « e_{00} » en fin de consolidation tient compte de la diminution du volume dV , il est calculé à partir de l'équation suivante (éq. 2.10) :

$$e_{00} = e_0 - (1 + e_0) \frac{dV}{V_0} \dots\dots\dots (2.10)$$

L'indice des vides à la fin de la phase de cisaillement « e_f » est calculé à partir de l'équation suivante (éq. 2.11) :

$$e_f = e_{00} - (1 + e_{00}) \left(\frac{V_{00} - V_f}{V_0} \right) \dots\dots\dots (2.11)$$

Où V_{00} et V_f sont respectivement le volume de l'éprouvette à la fin de la phase de consolidation isotrope, et à la fin de la phase de cisaillement.

b. Correction de la section

La section de l'éprouvette subit des variations géométriques au cours de l'essai. Pour le calcul de la contrainte axiale ($\sigma_1 = F/S$), il faut corriger cette section.

La section au cours de l'essai est calculée comme suit (éq. 2.12) :

$$S_i = \frac{V_{00} - \Delta V_i}{H_i} \dots\dots\dots (2.12)$$

Où S_i et ΔV_i sont respectivement la section de l'éprouvette et les variations du volume au moment i .

c. Déformation

La déformation axiale est calculée à partir de la mesure de déplacement du piston enregistré par le GDS N° 3 (éq. 2.13)

$$\varepsilon_1 (\%) = \frac{\Delta H}{H_0} . 100 \dots\dots\dots (2.13)$$

La déformation volumique est calculée à partir du volume d'eau expulsé par l'échantillon (éq. 2.14)

$$\varepsilon_v (\%) = \frac{\Delta V}{V_0} . 100 \dots\dots\dots (2.14)$$

1.2. ETUDE MICROSCOPIQUE

1.2.1. PREPARATION DES ECHANTILLONS POUR L'OBSERVATION PAR PAM ET MEB

Pour la porosité au mercure PAM ainsi que pour les observations par le microscope électronique à balayage MEB, l'échantillon doit être complètement sec. La technique de séchage joue un rôle important (Guillot et al., 2002).

Il existe plusieurs techniques de séchage parmi lesquelles nous avons choisi la méthode de séchage par congélation compte tenu des inconvénients des autres techniques et de la capacité de cette méthode de conserver la structure de l'argile (Simms et Yanful, 2004).

Les techniques souvent employées pour le séchage sont :

- séchage par l'air ou dans le four
- évaporation de l'eau au point critique
- séchage à froid (lyophilisation)

La première technique peut conduire à une rétraction considérable du matériau et elle peut changer la distribution des pores d'après Diamond, (1970) ; Delage et Lefebvre, (1984). Dans la deuxième technique l'eau est éliminée en la ramenant jusqu'à son point critique, après ce point toute l'eau se trouve en phase vapeur - chemin en rouge sur la figure (2.11). Vu de la difficulté d'éliminer l'eau dont le point critique se situe à ($T_c=375\text{ C}^\circ$, $P= 22\text{ MPa}$), la technique du point critique est composée de deux étapes : échange progressif de l'eau par l'éthanol puis remplacement de l'éthanol par le CO_2 . Le point critique du CO_2 se situe à : $T_c=31\text{ C}^\circ$, $P= 7,6\text{ MPa}$.

La lyophilisation consiste à évacuer l'eau d'un matériau argileux en passant de l'état liquide à l'état gazeux par l'intermédiaire de l'état solide selon une procédure en plusieurs étapes (Fig. 2.11). La ligne bleue montre ces étapes :

- trempe du matériau humide dans de l'azote liquide jusqu'à la disparition des bulles d'air,
- fracturation des échantillons de façon à avoir un plan intact,
- sublimation de la glace sous vide,
- réchauffement du plateau sous vide pour éliminer toute trace de vapeur d'eau.

Les avantages de cette méthode

- pas d'introduction de nouveau matériau dans l'échantillon
- possibilité de fracturation et d'obtention d'un plan de fracture qui ne correspond pas à un plan de faiblesse de la structure
- augmentation de la résistance mécanique de l'échantillon

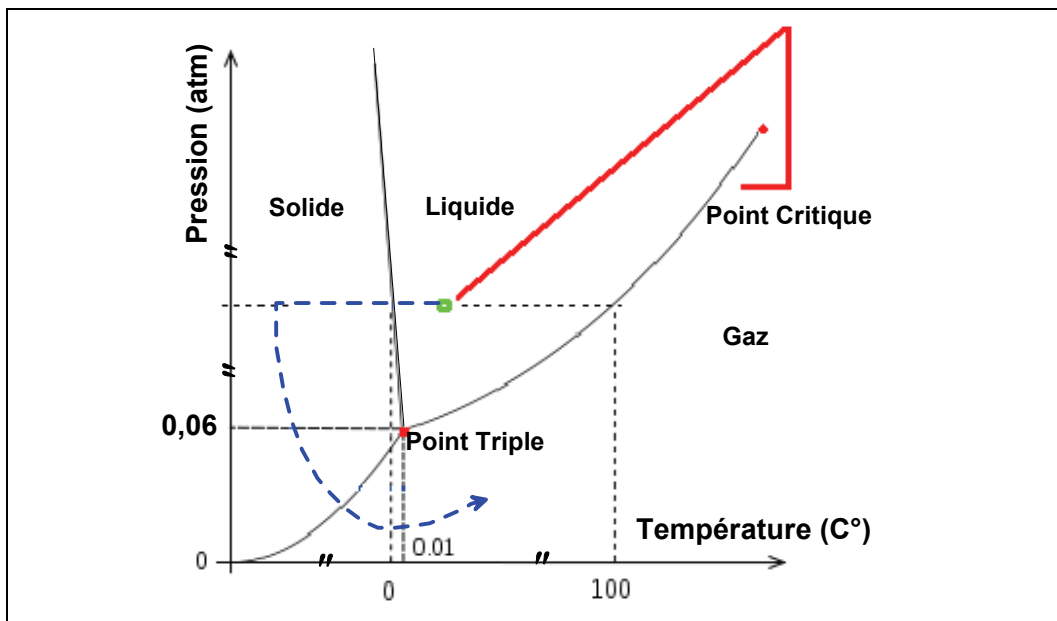


Figure (2.11) : deux techniques de séchage a) bleu lyophilisation b) rouge point critique

La congélation doit être réalisée d'une manière rapide afin de ne pas permettre la cristallisation des particules d'eau (Tovey & Wong, 1973 cités par Delage et Pellerin, 1984).

Delage et Pellerin, (1984) comparent par porosimétrie au mercure la porosité de systèmes argileux congelés dans différentes conditions et montrent que la taille des pores est d'autant plus grande que la congélation est lente mais que l'on peut atteindre une rapidité de congélation suffisante pour que les agrégats d'argiles aient une porosité indépendante de la vitesse de congélation. Plus la taille des pores est petite, moins la congélation affecte le système.

L'influence de ces opérations sur la structure du sol a été discutée par différents auteurs. Sur des argiles composées principalement de smectite et de kaolinite en pourcentage plus faible, Lawrence et al. (1979) notent que la méthode du point critique conduit à une rétraction de l'échantillon alors que pour la méthode de lyophilisation, ce phénomène est très faible. Ils notent aussi, à porosité totale égale, des variations dans la distribution des tailles des pores par rapport à un échantillon déshydraté par le point critique ; il attribue ces variations à la perte de l'eau inter lamellaire et à l'effondrement des gros pores (> 10 μm).

Ahmed et al. (1974) ont enregistré une réduction très légère de la dimension de l'échantillon argileux en utilisant la méthode de congélation, ils ont conclu que la rétraction survenue lors de la congélation est négligeable. Delage et Lefebvre, (1984) trouvent que les résultats obtenus par la PAM en utilisant la congélation rapide sont en accord avec les résultats obtenus macroscopiquement.

Guillot et al. (2002) ont étudié l'argile FoCa composé de kaolinite/smectite interstratifiées (80%), de kaolinite libre (4%) et d'autres matériaux. Les échantillons issus de différents essais sont lyophilisés et ensuite soumis à l'analyse thermogravimétrique et à la diffraction des rayons X. D'après les analyses, les

auteurs ont constaté l'existence d'une certaine quantité d'eau malgré la lyophilisation des échantillons argileux, ce qui conduit à une sous-estimation de la porosité du matériau.

Par microscopie électronique à balayage [Tessier & Berrier, \(1978\)](#) ne notent pas de différence de structure entre des échantillons de montmorillonite (626% de teneur en eau pondérale) déshydratée par les deux méthodes.

Tous les auteurs s'accordent sur le fait que la méthode du point critique avec substitution préalable de l'eau par un autre fluide non polaire peut également entraîner des perturbations.

D'après la discussion précédente, il nous semble que les modifications créées dépendent du type du sol étudié.

Un autre intérêt de la méthode de la lyophilisation peut être cité : [Murray & Quirk, \(1980\)](#) sur des échantillon d'une argile ($80\% < 2 \mu\text{m}$) composée de 60% d'illite et de 40% de kaolinite observent l'écroulement de leur échantillon déshydraté au point critique lors du test porosimétrique alors que les échantillons de la même argile séchés par la méthode de lyophilisation sont insensibles à la pression lors de l'essai PAM. De même [Lawrence, \(1978\)](#) a constaté que les échantillons séchés par chauffage jusqu'à 300 °C perdent leur résistance. [Lawrence et al. \(1979\)](#) constatent aussi la possibilité de l'effondrement des pores pour les échantillons séchés au point critique.

1.2.1. 1. Protocole expérimental

Le protocole expérimental de préparation comporte plusieurs opérations délicates qui consistent à conserver la qualité des échantillons pour l'étude microstructurale, ces opérations sont :

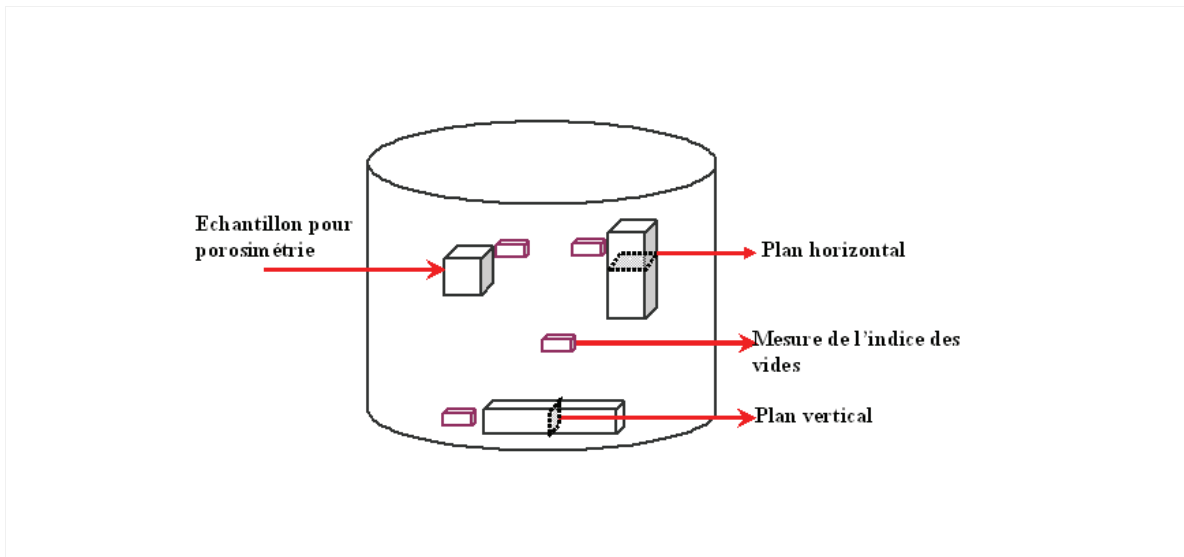
a. découpage des échantillons pour observation

La méthode de coupe consiste à découper deux tronçons au milieu de l'échantillon avec un fil coupe beurre pour réaliser des observations sur les plans horizontal et vertical ([Fig. 2.12](#)). Ces deux tronçons seront par la suite après congélation fracturés de sorte à réaliser des observations sur des plans non perturbés.

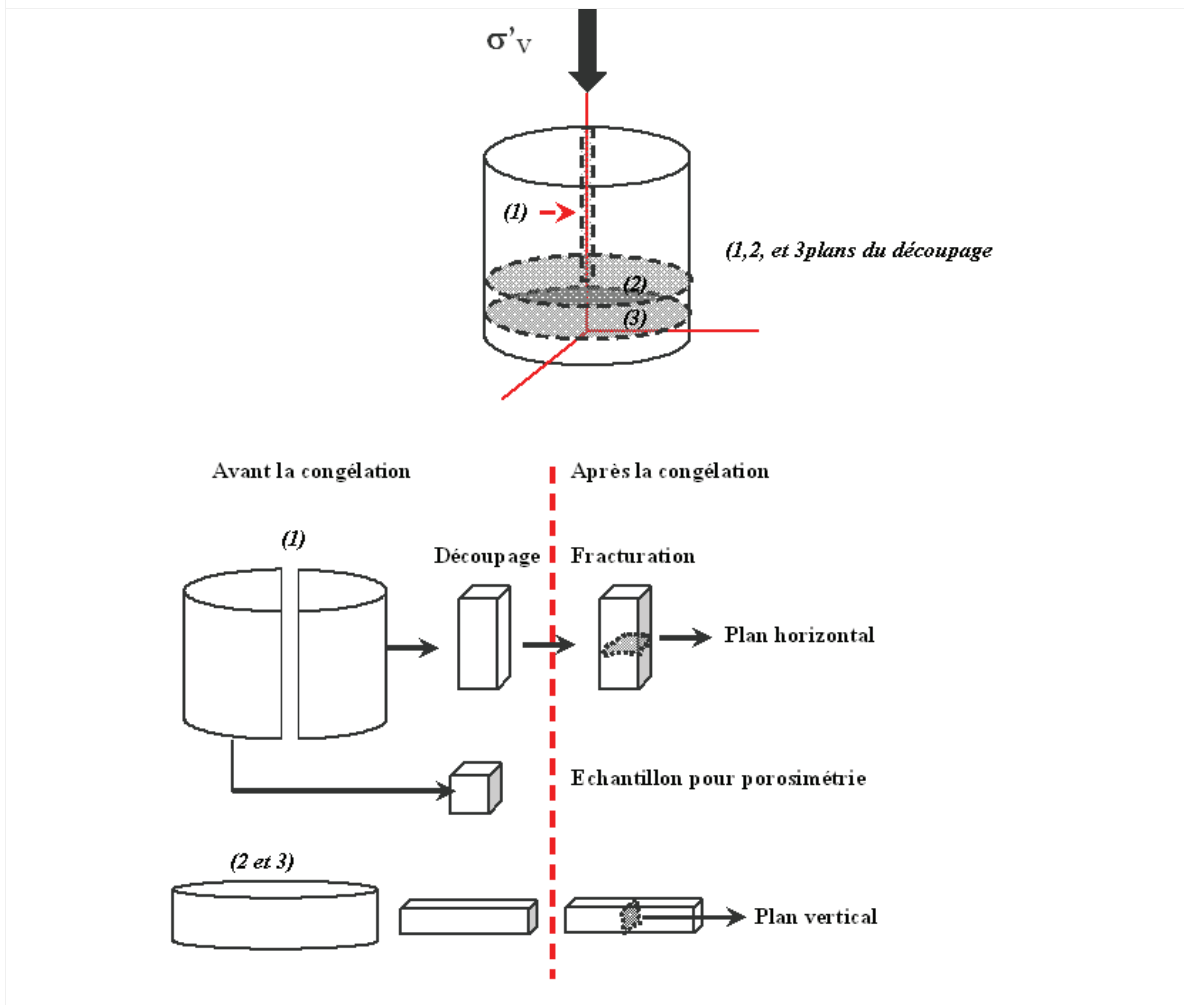
b) lyophilisation

Les échantillons taillés au préalable sont immergés dans l'azote liquide jusqu'à la disparition totale des bulles d'air, ensuite ils sont fracturés suivant deux plans d'observation perpendiculaire selon le schéma de la figure ([2.12b](#)). Le volume de l'échantillon est d'environ 1 cm³, nous avons choisi cette taille, recommandée par plusieurs auteurs, afin d'accélérer la congélation. L'étape suivante consiste à transférer les échantillon dans l'appareil de sublimation, les plaques introduites dans cet appareil qui portent les échantillons sont refroidies au préalable dans l'azote liquide afin d'éviter la fusion de glace, ils sont ensuite sublimés dans un lyophilisateur (compact Flexi-dry) qui permet de générer un vide jusqu'à 10⁻⁴ kPa à une température de -70 °C. Ce processus permet à l'eau qui se trouve dans les pores d'être sublimée. A la fin de la phase de sublimation, la température des plaques portant les échantillons est progressivement

remontée afin d'éviter la condensation de la vapeur. L'échantillon est ensuite transféré dans un dessiccateur pendant un mois, avant les observations.



(a) position des échantillons prélevés dans l'éprouvette



(b) la technique du découpage

Figure (2.12) : découpage des échantillons pour les observations

b. Métallisation

Cette opération concerne les échantillons destinés au MEB, pour les rendre conducteurs, il faut les recouvrir d'une couche fine de métal (parfois après dépôt préalable d'une couche de carbone). L'évaporation consiste à évaporer le métal d'un filament chauffé dans un vide poussé, les atomes de ce métal vont se déposer sur l'échantillon, comme dans un brouillard. Le métal utilisé est l'or, grâce à sa facilité à émettre des électrons secondaires.

1.2.2. POROSIMETRIE PAR INJECTION DE MERCURE

La technique de porosimétrie au mercure est utilisée dans cette recherche car il s'agit d'un outil rapide, simple, capable d'évaluer la distribution des tailles de pores dans un grand intervalle, mieux que les autres méthodes (absorption de gaz, calorimétrie, thermoporométrie, etc.) (Carlos Léon, 1998, Penumadu et Dean, 1999), et qui peut aider à l'interprétation du comportement géotechnique (Simms et Yanful, 2004).

La combinaison des données obtenues par porosimétrie au mercure et des analyses d'images obtenues au MEB permet de comprendre l'évolution de la microstructure d'un matériau argileux sous différentes contraintes de sollicitation (Delage et Lefebvre, 1984).

Principe

Pour qu'un liquide non mouillant rentre dans les pores d'un solide, il faut exercer un certain effort sur celui-ci. Washburn, en 1921, a repris l'équation de Laplace pour relier la pression P nécessaire à l'intrusion du fluide non mouillant dans des pores cylindriques et leur rayon « r » (éq. 2.15) (Carlos Léon, 1998 ; Griffiths & Joshi, 1989)

$$P = -2\gamma \cdot \frac{\cos(\theta)}{r} \dots\dots\dots (2.15)$$

Avec :

γ : Tension de surface du liquide [N/m]

θ : Angle de contact entre le liquide et le solide [°]

Un essai de porosimétrie est réalisé en quatre phases :

- 1- la première phase consiste à mettre l'échantillon sous vide prononcé afin que l'ensemble des pores soit disponible pour l'injection du mercure.
- 2- la phase de basse pression : elle consiste à injecter le mercure par paliers jusqu'à la pression atmosphérique, ce qui permet de remplir les plus gros pores ($D \geq 10 \mu\text{m}$)

- 3- phase de la haute pression : dans cette phase l'échantillon est transféré de la chambre à basse pression à la chambre de haute pression, l'injection continue à partir de la pression atmosphérique jusqu'à la pression maximale de 209 MPa, correspondant à la taille minimale des pores analysés.
- 4- La quatrième phase est la phase d'extrusion de mercure qui peut apporter des informations sur la forme des pores analysés. [Webb et al. \(1997\)](#) donne des exemples de courbes d'hystérésis pour différentes formes des pores. Dans cette phase, la pression diminue ce qui permet au mercure de sortir, la diminution de la pression continue jusqu'à la pression atmosphérique, ce qui permet aussi de quantifier la part du volume des pores dont le rayon réel est supérieur au rayon d'entrée (pores *constricts*, [Delage & Pellerin, 1984](#)). Les courbes d'extrusion ne sont pas superposées aux courbes d'intrusion pour trois raisons d'après [Carlos Léon, \(1998\)](#) (i : effet de bouteille d'encre, ii : connectivité des pores « network effects » ainsi que iii) théorie du potentiel des pores due aux interactions entre le mercure et les parois pendant la phase d'extrusion ce qui conduit au « changement de l'angle de contact »

La validité de cette technique de caractérisation est plus au moins contestée à cause des hypothèses concernant la forme des pores et leur accessibilité. Cependant, malgré ses imperfections, cette technique reste l'une des seules à pouvoir analyser les diamètres d'entrées de pores de quelques nanomètres à quelque centaine de micromètres. [Guillot et al. \(2001\)](#) ont mis en évidence l'existence d'une différence entre la porosité obtenue macroscopiquement et celle obtenue par les différentes méthodes microscopiques (PAM, adsorption d'azote BET), la comparaison montre que la porosité macroscopique peut être plus grande que la somme des autres, pour différentes raisons : pores occlus, présence de micropores ou de pores très gros, etc.

Plusieurs sources d'erreur peuvent apparaître ([Diamond, 1969](#)), résumées par [Simms et Yanful, \(2004\)](#) en trois catégories :

- a) l'effet de la préparation des échantillons (technique de séchage)
- b) l'effet de la pression générée pendant l'essai PAM (compressibilité du matériau, mercure, l'assemblage de pénétromètre, liquide dans la chambre haute pression)
- c) l'effet de l'accessibilité des pores (effet de bouteille d'encre, connectivité)

L'angle de contact entre le mercure et l'argile ainsi que le tension superficielle, sont des paramètres affectant les résultats de porosimétrie au mercure. Pour la kaolinite et l'illite, on trouve dans la littérature une valeur de 147° alors que pour les différents types de montmorillonite la valeur est de 139° ([Diamond, 1970](#)). Pour les minéraux argileux, [Neuman et Good, \(1979\)](#) donnent un intervalle de 139° à 147° ; plus récemment cet angle a été revérifié pour la kaolinite en utilisant d'autres techniques de mesure par [Penumadu et al. \(2000\)](#), il a été trouvé égal à 160°. [Delage et Lefebvre, \(1984\)](#) ont utilisé un angle de contact de 141° pour l'argile de Champlain. L'effet de la tension superficielle apparaît négligeable pour les valeurs que l'on trouve dans la littérature : 484 et 473 mN/m ([Penumadu et al., 2000](#)).

Une correction tenant compte de la compressibilité du mercure, de l'ensemble de pénétromètre et de l'huile (appelée blank correction) doit être réalisée soit au cours de l'essai, soit ultérieurement (Carlos Leon, 1998 ; Webb et al., 1997) en réalisant un essai sans échantillon.

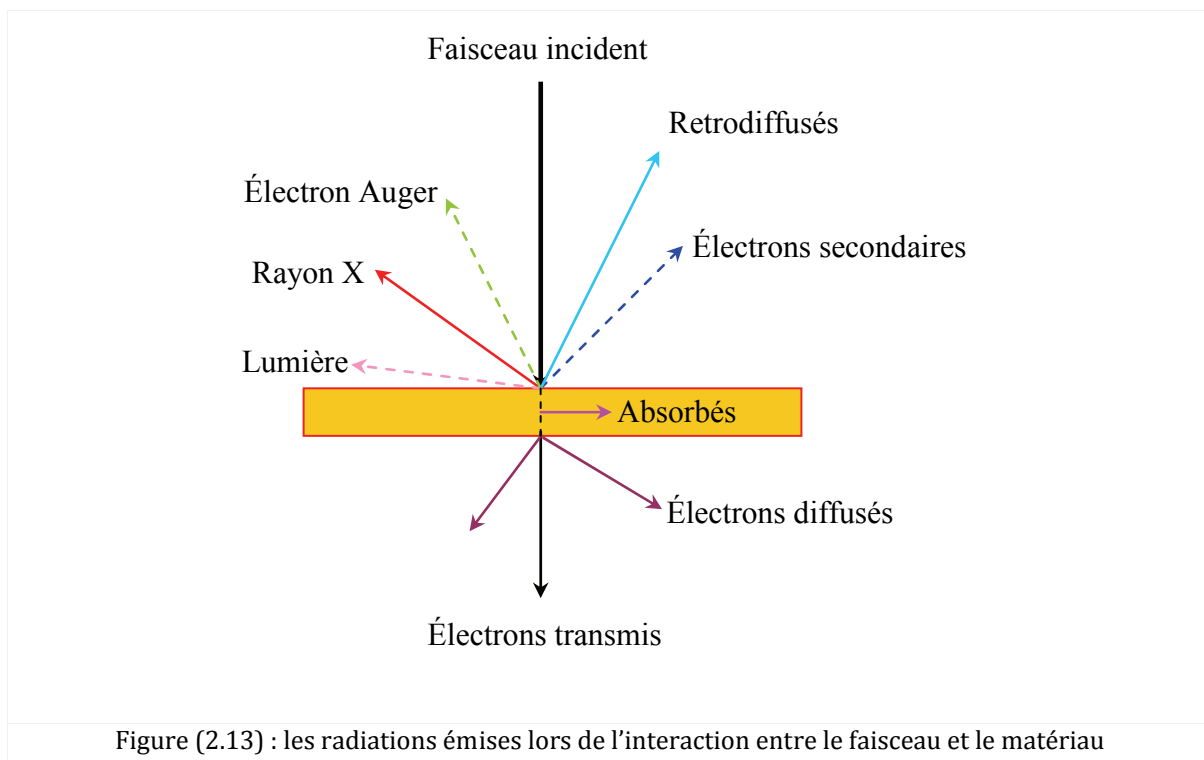
1.2.3. MICROSCOPE ELECTRONIQUE A BALAYAGE

Le microscope électronique à balayage (MEB) est un appareil d'analyse, pouvant fournir rapidement des informations sur la morphologie et la composition chimique d'un objet solide.

1.2.3.1. Principe

Le principe du microscope électronique à balayage est basé sur la détection des signaux provenant de l'interaction des électrons émis par une cathode avec l'échantillon. Ces électrons pénètrent profondément dans le matériau et affectent un volume appelé "poire d'interaction". Le volume de cette poire dépend du numéro atomique moyen de l'échantillon et de l'énergie des électrons incidents. Dans ce volume d'interaction, les électrons du faisceau perdent leur énergie par collisions multiples avec les atomes du matériau générant ainsi de nombreux phénomènes secondaires.

Les radiations qui peuvent être émises lors de l'interaction entre le faisceau d'électrons et l'échantillon sont montrées dans la figure (2.13). Toutes ces radiations sont produites simultanément et rendent possibles à la fois l'observation et l'analyse d'un objet choisi.



Les radiations qui portent des informations sont les électrons secondaires, les électrons rétro diffusés, ainsi que les électrons X ou les photons X.

L'image est ensuite obtenue d'une façon séquentielle point par point en déplaçant le faisceau d'électrons primaires sur la surface de l'échantillon. L'image est alors reconstruite en utilisant le signal récupéré par les différents détecteurs.

1.2.3.2. L'appareil

Le microscope utilisé dans cette étude est un microscope de marque Hitachi, appartenant au laboratoire LIM à l'Ecole Nationale Supérieure des Arts et Métiers.

L'appareil possède 3 détecteurs capables de détecter les électrons secondaires et rétrodiffusés, et les photons X. Il est équipé d'un sas permettant d'effectuer un vide primaire qui permet d'éviter la pollution de la chambre d'observation, souvent rencontrée pour les observations des matériaux argileux, avant leur introduction dans la chambre d'observation ; le vide dans cette chambre est de l'ordre de 10^{-8} Pa.

L'agrandissement varie entre 300 et 200 000 fois. L'appareil fournit également la possibilité de détecter les différents minéraux dans un matériau grâce à son énergie de faisceau réglable.

1.2.4. TRAITEMENT DES IMAGES MEB

Aperçu bibliographique

L'étude de la microstructure du sol s'est focalisée sur l'analyse de l'orientation des particules au cours du chargement ce qui permet de relier son évolution aux conditions géologiques et géochimiques (Luo et al., 1992).

La mesure de l'orientation des particules ainsi que des vides est une opération difficile, Dans ce but, plusieurs méthodes ont été proposées, parmi lesquelles celle qui consiste à définir ces orientations par un travail manuel très laborieux sur les images obtenues par le MEB (Hicher et al., 2000 ; Grunberger et al., 1993 ; Bouziri, 2007). Dans la méthode de Hicher et al. (2000), l'orientation est obtenue en considérant la particule comme une ellipse dont l'orientation de l'axe principal est prise comme orientation de cette particule. Grunberger et al. (1993) ont tracé l'axe le plus long de la particule dont l'orientation est considérée comme l'orientation de la particule. Bouziri (2007) a dénombré les particules orientées selon leur bord, elle les a repérées par des traits, ensuite les orientations de ces traits sont mesurées afin de faciliter l'identification des particules et leur orientation.

D'autres méthodes proposent l'utilisation de techniques optiques (Dudoignon et al., 2001), ce qui nécessite une connaissance préalable des propriétés optiques du matériau.

Plus récemment, le développement des logiciels de traitement d'image prises par le MEB a permis de faciliter la détermination de l'orientation des particules. Certains proposent l'analyse de la distribution de la densité de l'image prise par le MEB, sur des droites prédéfinies dans les directions X et Y dans le plan vertical et le plan horizontal, pour en déduire le spectre de puissance. Les portions qui ont la même

densité dans les deux directions X et Y dans les photos prises dans le plan horizontal représentent les particules argileuses, alors que dans le plan vertical ces portions représentent l'épaisseur des particules ou des agrégats (Moriwaki et Wada, 2000).

La méthode proposée par Tovey et Dadey (2002) est basée sur la détermination des changements d'intensité à chaque pixel dans les deux directions X et Y, ensuite une nouvelle image est créée, qui montre l'orientation des particules.

D'autres méthodes sont similaires à celle décrite par Hicher et al. (2000) mais l'identification des particules est automatisée en se basant sur des algorithmes de traitement d'image. Nous allons d'abord décrire les méthodes publiées par Lou et al. (1992) et plus récemment par Martinez-Nistal et al. (1999).

La méthode dite à veines dirigées et la méthode à enveloppe convexe sont proposées par Lou et al. (1992). Lors de l'analyse de l'orientation dans la méthode à veines dirigées, la limite de chaque particules (ou vide) est considérée comme veine ; au sens mathématique, cette veine est une courbe dans un espace bidimensionnel. Pour définir l'orientation de celle-ci, l'image des veines dirigées est obtenue par plusieurs processus de pré-traitement, ensuite l'orientation est calculée par un code dit « chain code of direction ». La méthode proposée par Martinez-Nistal et al. (1999) ressemble à celui des veines dirigées sauf en ce qui concerne la définition des limites des particules. Lou et al. (1992) utilisent l'opérateur de Prewitt pour détecter les bords des particules alors que Martinez-Nistal et al. (1999) utilisent un simple amincissement itératif de 20 fois pour définir les bords brillants, ensuite les processus de traitement se ressemblent. Pour calculer les orientations, ces derniers (Martinez-Nistal et al. 1999) définissent l'orientation de chaque ligne puis en déduisent un polygone pour déterminer ce qu'ils appellent le paramètre de structure (θ) et le degré d'anisotropie.

Dans la méthode des enveloppes convexes proposée par Lou et al. (1992), après avoir défini les bords de la particule, celle-ci est alors représentée par un polygone simple permettant de construire l'enveloppe convexe, dont la direction de la diagonale la plus longue est considérée comme l'orientation de la particule.

En conclusion, toutes les méthodes tentent de détecter les bords des particules qui sont généralement plus brillants, ensuite d'en déduire l'orientation.

D'autres études se sont intéressées à la définition de l'espace poral et de son évolution par l'utilisation des images MEB binarisées. Certains chercheurs ont essayé de le caractériser d'une manière qualitative (Delage et Lefebvre, 1984 ; Bouziri, 2007), d'autres se sont consacrés à définir cet espace d'une manière quantitative en travaillant aussi sur les images binarisées (Tovey et Dadey, 2002 ; Hernandez et al., 1997 ; Masselin et al., 2001 ; Wantanaphong et al., 2006). Quelle que soit la technique de traitement utilisée, la méthode consiste à séparer les pores de la matrice solide en se basant sur le fait que les particules sont les plus éclairées, un post traitement est nécessaire pour définir l'espace poral et en déduire les différentes caractéristiques.

Méthode de traitement d'image élaborée dans le cadre de la thèse

Dans notre étude nous avons élaboré une technique de traitement d'image en utilisant un logiciel développé par l'American National Institute of Health appelé ImageJ.

Notre méthode consiste à réaliser plusieurs étapes de pré - traitement dans le but d'améliorer la qualité de l'image comme suit :

1- *le lissage (smoothing)* par l'application d'un filtre qui permet de remplacer chaque pixel par la moyenne de ses 3X3 voisins

2- *aiguisage (Sharpen)* : l'application de ce filtre augmente les contrastes et accentue les détails de l'image, mais il peut augmenter le bruit, ce filtre utilise le pesage suivant pour remplacer le pixel par la moyenne de pesage des 3x3 voisins

$$\begin{bmatrix} -1 & -1 & -1 \\ -1 & 12 & -1 \\ -1 & -1 & -1 \end{bmatrix}$$

Après avoir amélioré la qualité de l'image nous procédons à la détermination de l'espace poral et des orientations des particules en utilisant la logique suivante :

1.2.4.1. Définition de l'espace poral

La définition de cet espace pourrait être effectuée avec un simple seuillage de l'image en utilisant le mode intermodal, qui permet de segmenter l'image entre des valeurs basses et des valeurs seuillées qui représentent les objets recherchés et le fond.

Le seuillage intermodal suppose un histogramme bimodal, qui est itérativement lissé en utilisant une moyenne de fonctionnement de taille 3, jusqu'à ce qu'il n'y a que deux maxima locaux: J et K. Le seuil T est alors calculée comme suit : $(J + K) / 2$

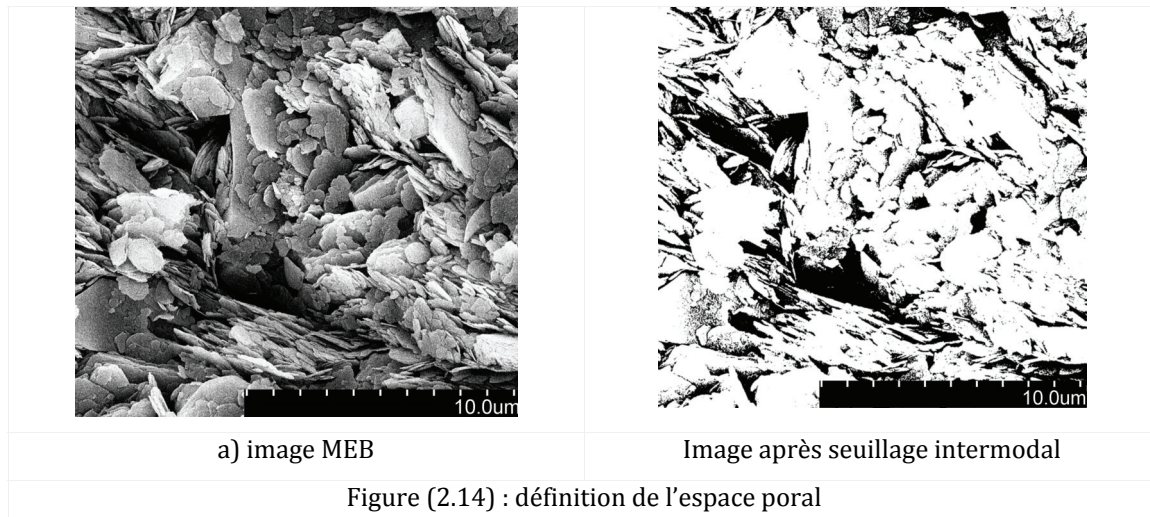
Nous avons trouvé que la meilleure valeur de seuillage T se situait entre environ 10 à 25 % de l'histogramme de niveau de gris entre 0 et 255, les pixels seuillés apparaissant en noir et le reste des pixels en blanc.

La superposition des espaces identifiés par seuillage à l'image originale nous permet d'éviter un niveau de seuillage trop faible ou trop élevé. Le meilleur seuil est choisi lorsqu'on obtient des pores identiques à ceux de l'image initiale, ensuite ce seuil est appliqué à l'image et nous obtenons une cartographie des pores. La figure (2.14) montre un exemple de la définition de l'espace poral et de sa mesure.

Une fois les espaces poreux définis, nous assimilons chaque espace à une ellipse, le logiciel permet de choisir la forme elliptique la plus proche de la forme initiale, ensuite ces ellipses peuvent être mesurées

par la longueur de l'axe principal A et de l'axe secondaire B ; dans ce cas nous considérons que l'axe secondaire représente le diamètre des pores pour les images prises dans le plan vertical.

Nous pouvons aussi mesurer le pourcentage de la surface occupée par les pores par rapport à la surface totale de l'image. L'orientation de l'ellipse est définie par l'angle entre l'axe principal et une droite parallèle à l'axe X.



1.2.4.2. Définition de l'orientation des particules

Les mêmes procédures que celles appliquées pour améliorer la qualité de l'image sont utilisées dans cette étape. Les particules sont considérées comme des ellipses, les axes principal et secondaire sont mesurés, l'orientation de la particule est l'angle entre l'axe principal de l'ellipse et une droite parallèle à l'axe X. L'étude des images prises dans le plan horizontal permet de mieux définir l'évolution de la forme des particules, alors que les images prises dans le plan vertical permettent de mieux définir les orientations.

Une suite d'opérations est appliquée pour définir les orientations des particules, qui sont :

1. Définir les contours des particules (edge)

La définition des contours utilise l'opérateur (Sobel-edge) pour faire apparaître les variations aigues de l'intensité de l'image. Deux matrices 3x3 (ci-dessous) sont utilisées pour générer des produits dérivés vertical et horizontal. L'image finale est produite par la combinaison des deux dérivés en utilisant la racine carrée de la somme des carrés (éq. 2.16):

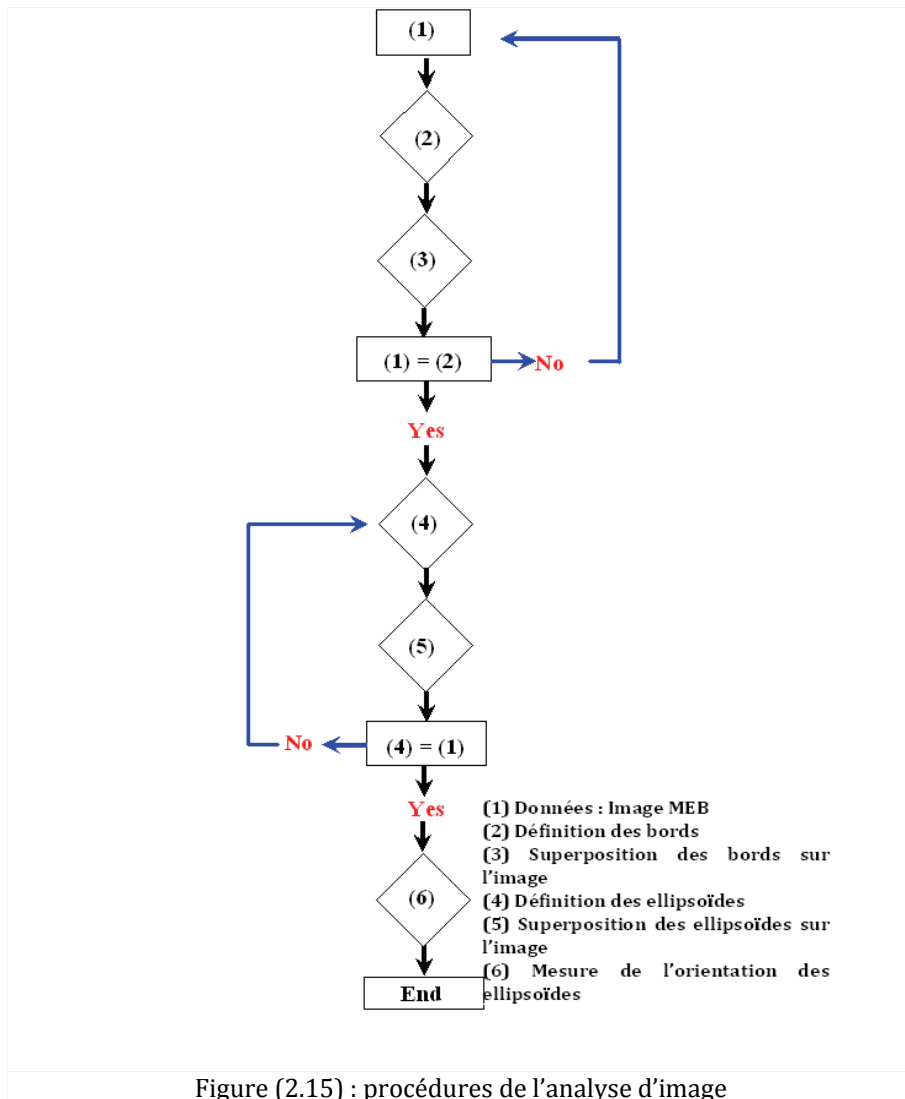
$$\begin{bmatrix} 1 & 2 & 1 \\ 0 & 0 & 0 \\ -1 & -2 & -1 \end{bmatrix} \text{ et } \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 \\ 2 & 0 & 2 \\ 1 & 0 & -1 \end{bmatrix}$$

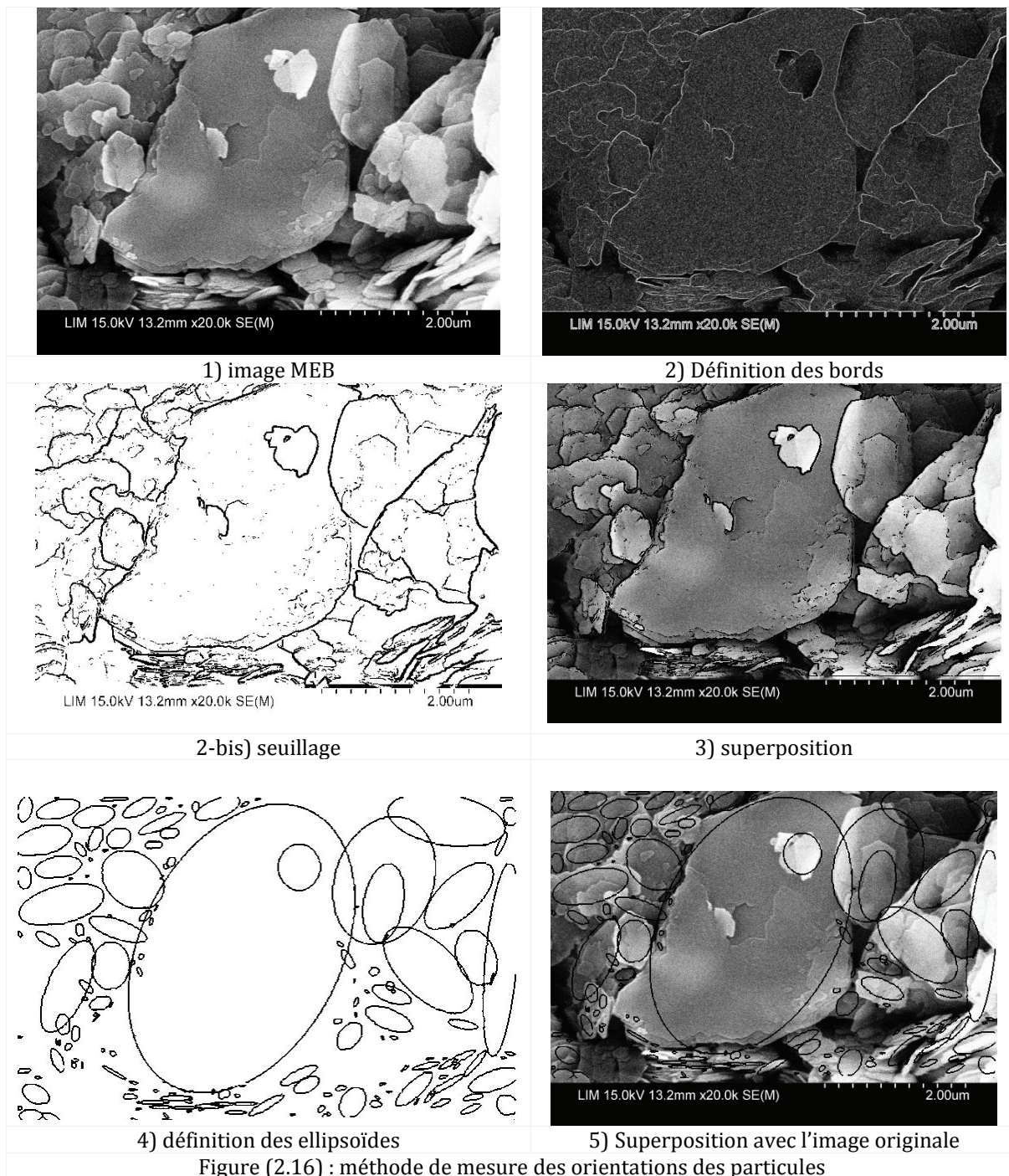
$$g(x, y) = \sqrt{(S_x^2 + S_y^2)} \dots\dots\dots (2.16)$$

L'intérêt de l'utilisation de l'opérateur Sobel est que cet opérateur est insensible au bruit (Ying Donc et al, 2004).

2. *Seuillage*
3. *Superposition de l'image seuillée sur l'image intacte*
4. *Répétitions de l'opération pour une meilleure définition des pores*
5. *Définition des ellipsoïdes représentant les particules*
6. *Mesures des paramètres de la microstructure*

La figure (2.15) montre la suite des opérations effectuées pour définir les orientations des particules, la figure (2.16) montre les résultats de ces opérations sur une photo MEB.





La technique utilisée permet d'éviter le problème de connectivité des bords identifiés, qui se manifeste lors d'un mauvais seuillage ou d'une mauvaise qualité de l'image. Pour régler ce problème dans le deuxième cas (mauvaise qualité de l'image), un post-traitement est nécessaire dans lequel on distingue deux cas :

1- cas d'une particule orientée selon son bord : dans certains cas la continuité du bord identifié n'est pas réalisée ce qui donne un bord découpé en plusieurs morceaux (Fig. 2.17a) et introduit une erreur sur le comptage des particules orientées selon une direction donnée. Par exemple un seul bord découpé en trois morceaux va être compté comme trois bords. Ces morceaux ont la même direction, la longueur du

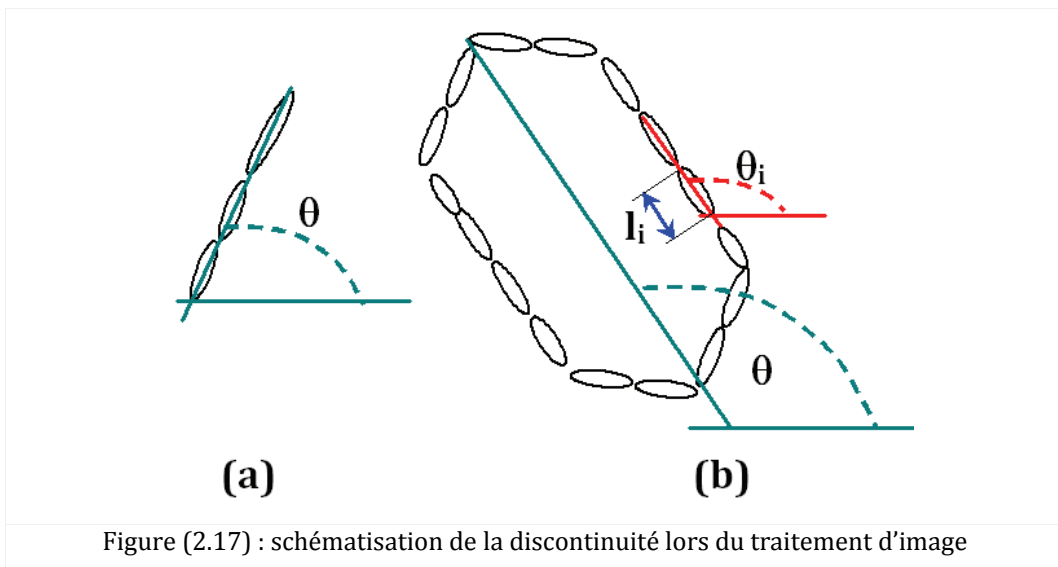
bord est alors la somme des longueurs de ces trois morceaux. Ce problème peut être corrigé de manière satisfaisante en présentant le pourcentage des longueurs des bords orientés selon cette direction en parallèle avec le pourcentage du nombre des particules orientées selon cette direction.

2- cas d'une particule orientée selon sa face (Fig. 2.17b) : dans ce cas on procède d'abord à distinguer cette particule, le logiciel ayant la capacité de numérotter les objets identifiés. Ensuite nous précisons l'orientation de chaque petit ellipsoïde, l'orientation du polygone « θ » est finalement déterminée par la formule de Davis (1986 cité par Martinez-Nistal et al., 1999) présentée dans l'équation (2.17).

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{\sum_{i=1}^n l_i \times \sin \theta_i}{\sum_{i=1}^n l_i \times \cos \theta_i} \right] \dots\dots\dots (2.17)$$

« l_i » représente la longueur de chaque vecteur, θ_i est la direction de ce vecteur.

Cette orientation est ensuite réinsérée dans le résultat. Une bonne précision (par seuillage) et superposition des bords permet d'éviter ce genre de problèmes.



Nous avons comparé notre méthode à la méthode élaborée par notre équipe de recherche et utilisé par Bouziri (2007), les résultats (Fig. II.2 dans l'annexe II) montrent que la présente méthode reflète mieux la structure par le fait qu'elle prenne toutes les particules en considération non seulement les particules orientées selon leur bord, et évite les erreurs humaines. Cependant la qualité et la taille de l'image sont des paramètres importants dans notre méthode, dans ce cas la première méthode semble meilleure car nous pouvons travailler sur des petites sections, mais nous n'oublions pas à signaler que ce travail est laborieux, et consomme beaucoup du temps.

1.2.5 TECHNIQUE DE MICROSCOPIE LASER DUAL CONFOCAL

Une autre technique a été testée pendant cette recherche pour obtenir des images à l'échelle microscopique, c'est la technique de microscopie laser confocale capable de détecter des objets jusqu'à $0,02\ \mu\text{m}$. Le principe de ce type de microscope est décrit dans [Menéndez et al. \(2001\)](#). L'avantage de ce microscope est la facilité de manipulation et de traitement de différents types de matériau sans avoir la nécessité d'une préparation spéciale. Dans notre cas, l'échantillon préparé de la manière évoquée auparavant (lyophilisation) a été observé dans cet appareil ([Fig. 2.18](#)), les résultats n'ont pas été satisfaisants, la cause étant la difficulté d'assurer la distance de travail recommandée pour la lentille utilisée à cause de la surface non plane. Nous pensons que l'imprégnation dans la résine et le polissage pour obtenir une surface plane permettant de réaliser la distance recommandée pourrait améliorer la qualité des images obtenues.

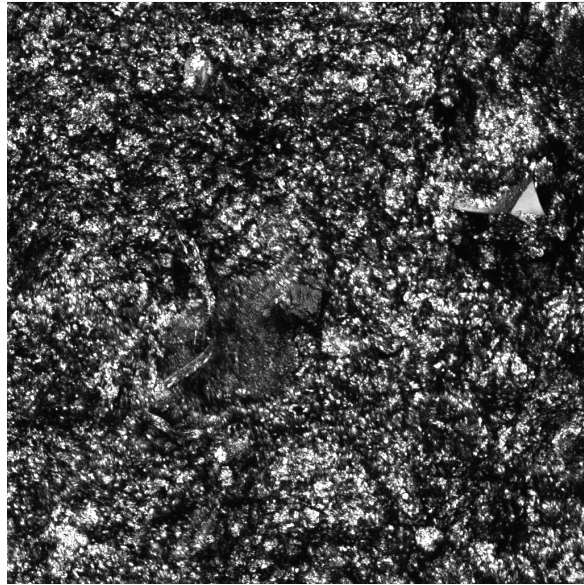


Figure (2.18) : image par microscope laser

1.3. PROGRAMME EXPERIMENTAL

1.3.2. PROGRAMME DE L'ETUDE MACROSCOPIQUE

a) argiles du laboratoire

Afin de comprendre l'effet de la présence de plusieurs éléments argileux dans la composition minéralogique d'une argile naturelle, nous avons décidé d'étudier le comportement des mélanges préparés à partir des deux argiles de laboratoire afin de déterminer les propriétés et le comportement intrinsèque de ces mélanges, sans l'effet de la diagenèse, de l'âge, ni d'autres effets qui peuvent se traduire par une cimentation et modifier le comportement mécanique du matériau. Pour réaliser ce but dans un premier temps, plusieurs mélanges ont été préparés à partir des deux argiles (la kaolinite P300, et l'argile grecque), ces mélanges ont ensuite été caractérisés (granulométrie, limites d'Atterberg, minéralogie), leur comportement mécanique a été étudié au moyen d'essais œdométriques et triaxiaux (Fig. 2.19). Les mélanges choisis pour l'étude mécanique sont : M10, M35, M65 et les matériaux composants, la kaolinite pure (K) et la montmorillonite pure (M100). Les chemins présentés dans la figure (2.19) sont suivis pour tous les matériaux.

La droite verte représente le chemin œdométrique, le chargement est appliqué par paliers jusqu'à $\sigma'_v = 1200$ kPa, les flèches en bleu représente les chemins de cisaillement précédés d'une consolidation isotrope jusqu'à différentes contraintes $p'_{ic} = 200, 600$ et 1000 kPa (flèches rouges). Pour caractériser le comportement sur chemin isotrope, des essais ont été réalisés jusqu'à $p'_{ic} = 1000$ kPa (flèche rouge pointillée).

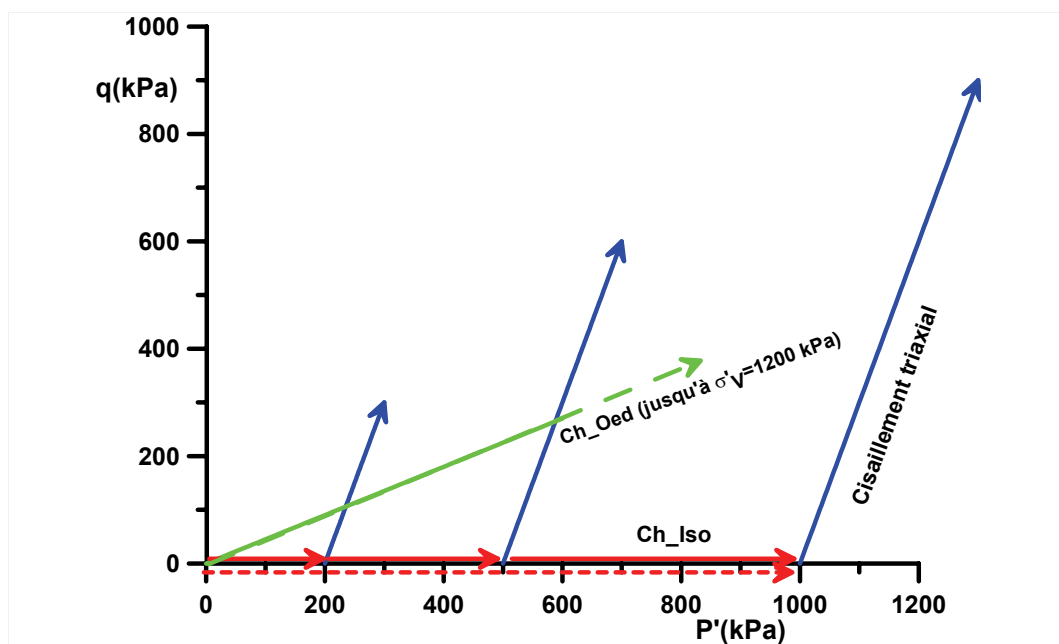


Figure (2.19) : étude du comportement des argiles du laboratoire

b) argile GoG

Les essais réalisés sur l'argile marine dans son état intact sont présentés sur les figures (2.20) et (2.21), la figure (2.20) montre les essais dans le domaine des faibles contraintes, tous les essais sont de type CD à $\sigma'_3 =$ constante, alors que la figure (2.21) montre les essais réalisés dans le domaine des fortes contraintes, les contraintes de consolidation isotrope étant nettement supérieures à la contrainte in situ. La flèche verte représente les essais œdométriques jusqu'à $\sigma'_v = 1200$ kPa, la droite rouge pointillée représente la consolidation isotrope jusqu'à $p'_{ic} = 900$ kPa, les chemins bleu représentent la phase de cisaillement. Les contraintes radiales pour les essais sont $\sigma'_3 = 10 ; 30 ; 40$ et 50 kPa dans le domaine des faibles contraintes et $\sigma'_3 = 200, 600$ kPa dans le domaine des fortes contraintes.

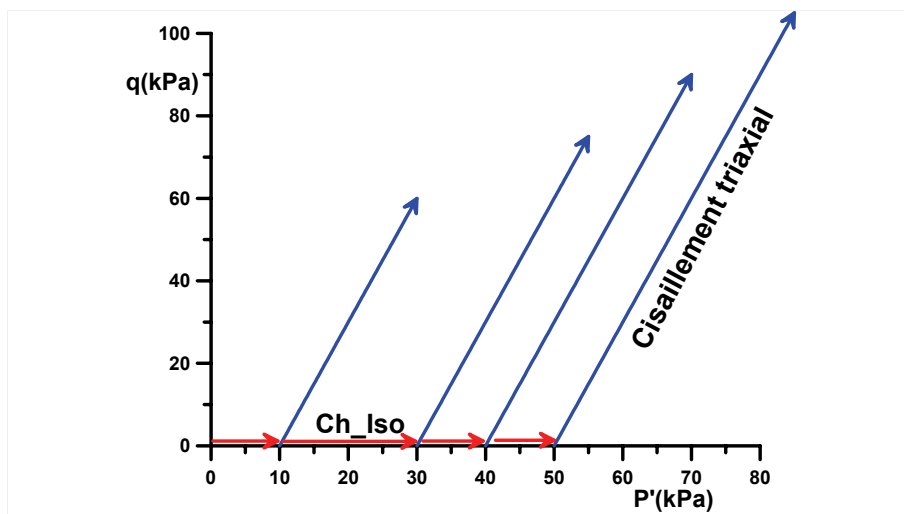


Figure (2.20) : essais triaxiaux sur l'argile intacte GoG dans le domaine des faibles contraintes

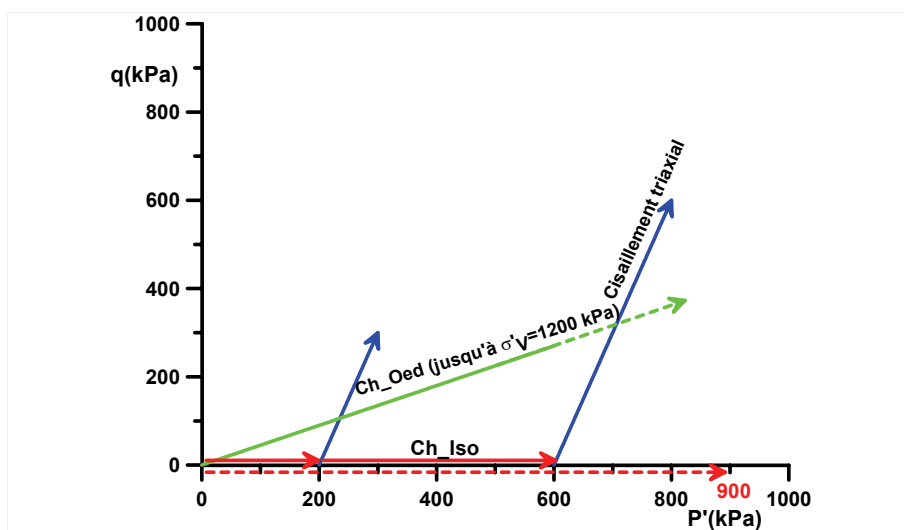
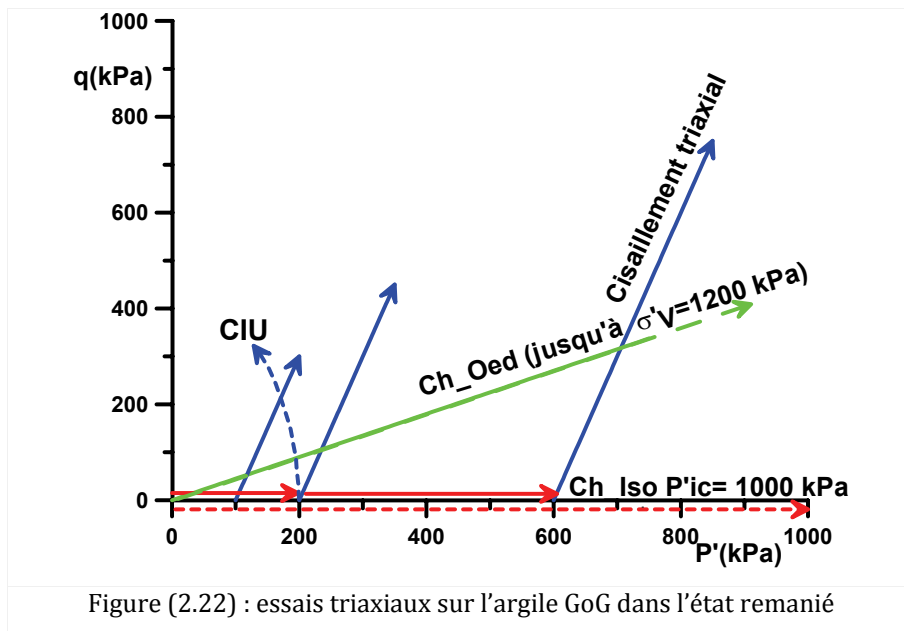


Figure (2.21) : essais triaxiaux sur l'argile intacte GoG dans le domaine des fortes contraintes

Dans l'état remanié, les essais réalisés sur l'argile GoG sont présentés sur la figure (2.22), la courbe en bleu pointillée représente l'essai CIU à $\sigma_3=200$ kPa.

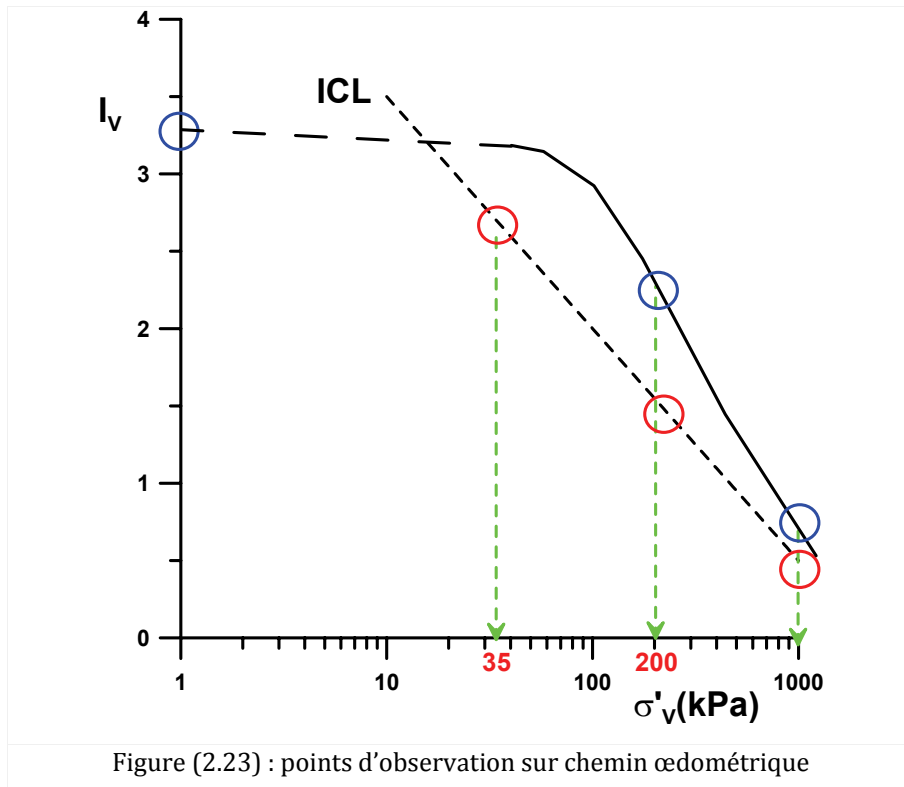


1.3.2. PROGRAMME DE L'ETUDE MICROSCOPIQUE

Dans le but d'étudier l'évolution de la microstructure des argiles étudiées sur différents chemins de contrainte (œdométrique, isotrope et de cisaillement), en utilisant les deux méthodes indiquées ci-dessus (le terme observation utilisé ici comprend les deux méthode PAM et MEB), un programme expérimental extensif a été réalisé :

a) chemin œdométrique

La figure (2.23) représente les observations microscopiques sur chemin œdométrique, la droite noire pointillée représente les argiles remaniées, les cercles rouges représentent les points d'observation. L'essai œdométrique est arrêté aux points correspondants aux contraintes $\sigma'_v= 35 ; 200, \text{ et } 1000$ kPa pour tous les matériaux remaniés (Kaolinite, M35, M65, Montmorillonite et l'argile GoG remanié reconstitué), les cercles bleus représentent les points d'observations sur l'argile GoG intact. L'échantillon est alors récupéré pour préparer les observations au PAM et MEB. Les détails des observations et mesures effectuées sur chaque échantillon sont présentés dans le tableau (II. 6) dans l'annexe II.



b) chemin axisymétrique

Les observations réalisées sur les argiles de laboratoire sur chemin de consolidation isotrope sont présentées sur la figure (2.24) par les ronds bleus avec fond rose, le premier rond correspondant à l'état initial après la sortie du consolidomètre. Les observations à la fin de la phase de cisaillement ($\epsilon_1=30\%$) sont représentées par les ronds rouges, on remarque sur la même figure un rond en violet avec fond rose, qui représente les observations réalisées sur des échantillons de M35 et M65 à ($\epsilon_1=10\%$).

L'observation de la microstructure de l'argile GoG intact sur chemin isotrope est réalisée à $P'_{ic}=900$ kPa (point bleu avec fond rose sur la figure (2.25), l'observation dans l'état intact sans consolidation (après prélèvement de la carotte) est aussi présenté sur la même courbe avec le même symbole.

L'observation de l'évolution de la microstructure sur chemin isotrope de l'argile GoG remaniée est réalisée à $P'_{ic} = 1000$ kPa et représentée par un rond rouge sur fond rose, le premier rond correspondant à l'observation de l'échantillon à la sortie du consolidomètre.

Les observations réalisées à la fin de la phase du cisaillement sont représentées par des ronds bleus pour l'argile GoG dans son état intact et des ronds rouges pour l'argile GoG dans son état remanié.

Les détails des contraintes et des observations réalisées sur tous les matériaux, et sur les différents chemins de contrainte sont présentés dans l'annexe II.

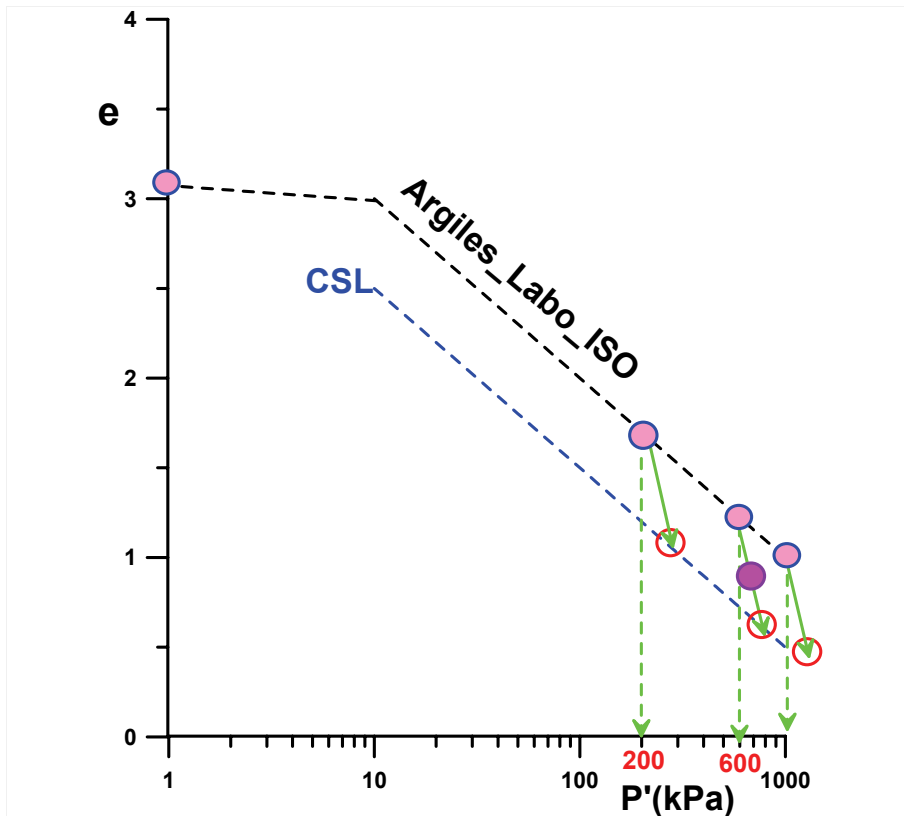


Figure (2.24) : points d'observation sur chemin triaxial des argile du laboratoire

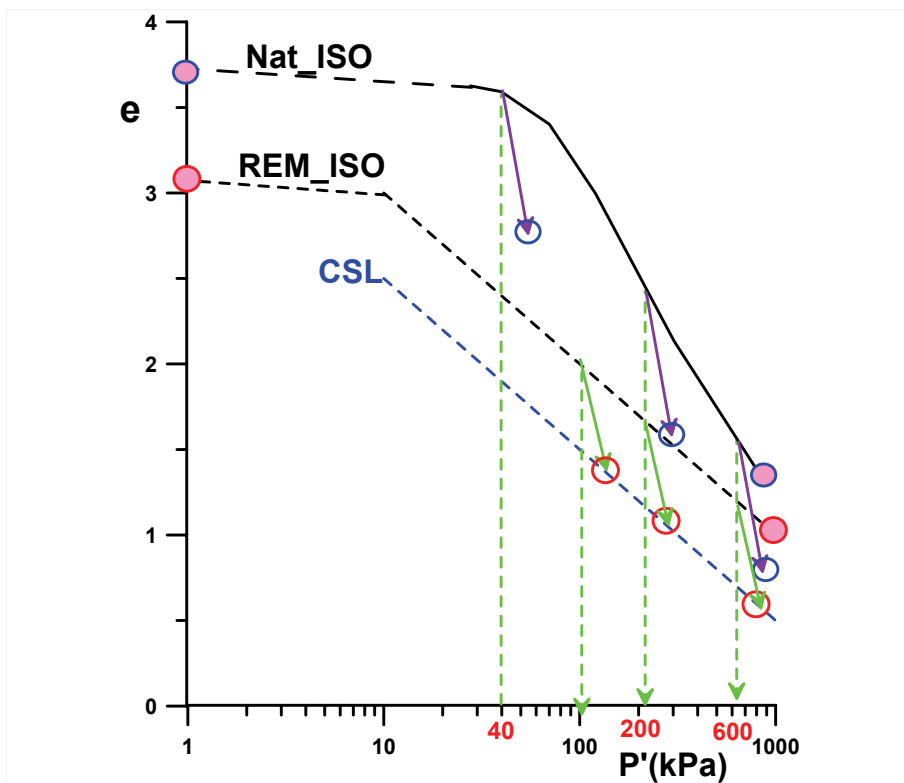


Figure (2.25) : points d'observation sur chemin triaxial pour l'argile GoG dans l'état intact et remanié reconstitué

2. PRESENTATION DES MATERIAUX

Pour cette étude, nous possédons une carotte d'une argile marine prélevée dans le Golfe de Guinée, composée de différents types de minéraux argileux, et avec des propriétés spécifiques.

La détermination des propriétés de nature de cette argile ainsi que de ses propriétés mécaniques ont été le sujet de plusieurs études effectuées au laboratoire MSSMAT de l'Ecole Centrale Paris et dans d'autres laboratoires de recherche dont ceux de l'IFP, de Fugro, le LEM (Nancy), le CERMES (Marne la vallée), le L3S à Grenoble. Ces études ont dégagé certains résultats au niveau du comportement de cette argile, encore en nombre insuffisant et qui ne permettent pas d'en tirer une conclusion satisfaisante.

Dans cette étude nous tentons de comprendre le comportement de cette argile dans son état intact et son état remanié reconstitué à deux niveaux : au niveau global au moyen des essais triaxiaux et oedométriques, et au niveau local par une étude de l'évolution de sa microstructure sur différents chemins de chargement.

Un second objectif est d'explorer l'effet de la minéralogie sur le comportement d'un matériau constitué de deux argiles différentes, comme modèle de l'argile GoG : une argile très gonflante (l'argile Grecque) et argile peu gonflante (la kaolinite P300). Cette approche nous permettra de connaître le rôle de chaque élément dans le mélange sans avoir les effets qui peuvent avoir lieu lors du dépôt d'un sédiment dans un environnement naturel, et de comprendre le comportement de l'argile GoG.

Ces argiles de laboratoire ont été choisies après avoir identifié la minéralogie de l'argile marine GoG, de façon à utiliser des argiles qui appartiennent aux mêmes familles que les argiles constituant l'argile GoG.

Les propriétés de nature, ainsi que le comportement de ces argiles et de leurs mélanges ont été ainsi étudiées sur chemin oedométrique et triaxial aux niveaux macro et microscopique.

2.1. LES ARGILES DE LABORATOIRE

Les argiles de laboratoire sont fournies sous forme de poudre déshydratée, une kaolinite jaune commercialisée sous le nom de kaolinite P300 et une smectite désignée sous le nom d'argile grecque.

La kaolinite P300 est une argile commercialisée par DOUSSELIN à Fontaines sur Saône (Rhône, France), composée essentiellement de kaolinite. Cette argile a été bien caractérisée par plusieurs études effectuées au sein du laboratoire MSSMAT à l'Ecole Centrale Paris ([Wahyudi, 1991](#) ; [Hattab, 1994](#) ; [Bouziri, 2007](#)).

L'argile grecque est une argile provenant de l'île de Milos dans la mer Egée ; il s'agit d'une smectite de type calcique ([Soemitro, 1994](#) ; [Souli, 2006](#)), elle est aussi livrée sous forme de poudre.

Dans cette recherche, les mélanges entre ces deux types d'argile sont effectués en faisant varier le pourcentage des deux constituants (tableau 2.1). Ainsi, la kaolinite P300 est notée (K), l'argile grecque (M100), et les mélanges (Mx), x indiquant le pourcentage de montmorillonite. Certains mélanges M75, M50, M15 et M05 de couleur rouge dans le tableau (2.1), ont servi pour déterminer l'évolution de propriétés de nature.

Tableau (2.1) : les mélanges argileux

Matériau Mx	% of kaolinite	% of montmorillonite	γ_s
M100	0	100	2,73
M75	25	75	2,71
M65	35	65	2,70
M50	50	50	2,69
M35	65	35	2,67
M15	85	15	2,662
M10	90	10	2,658
M05	95	5	2,654
K	100	0	2,65

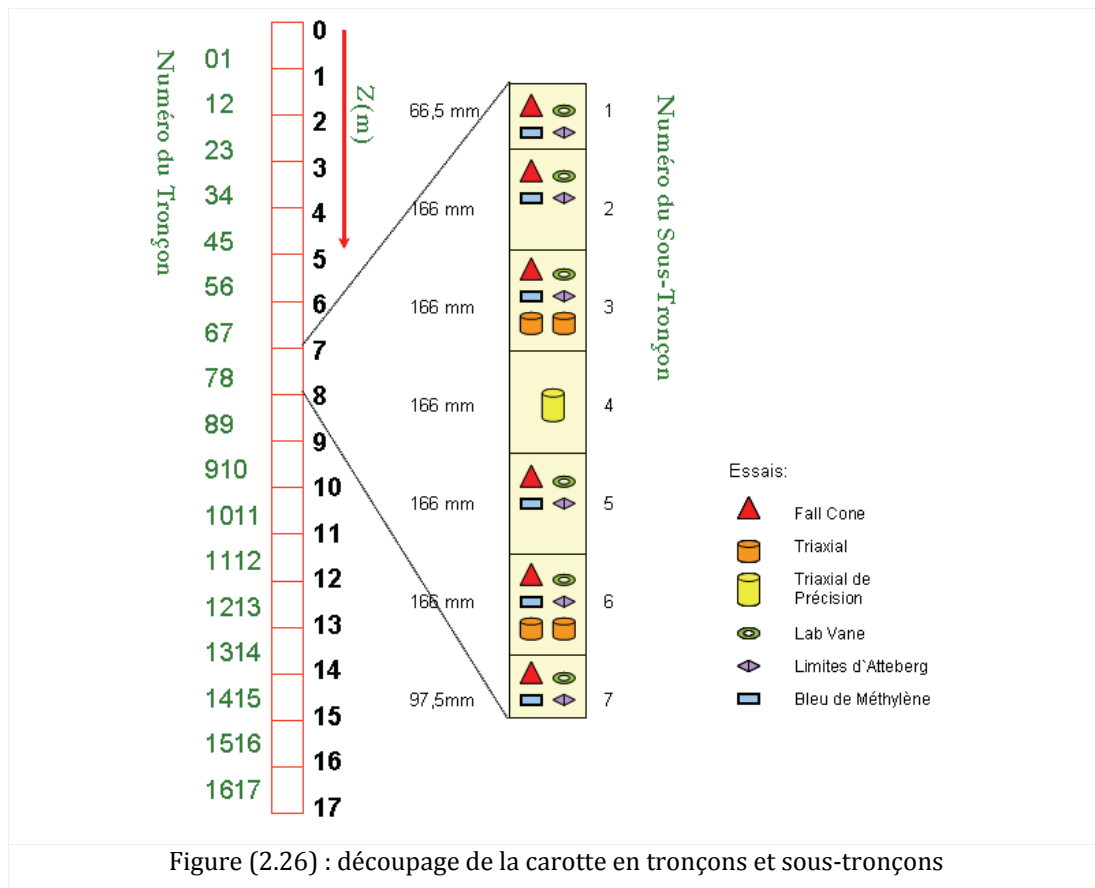
2.2. L'ARGILE NATURELLE DU GOLFE DE GUINEE (CAROTTE FOURNIE A L'ECP)

Nous possédons d'une carotte STACOR (Annexe II), de 17 m de longueur prélevée dans le golfe de Guinée lors d'un projet pétrolier, la profondeur de l'eau est de 700 m. Le site est appelé ici site B, ce même site est appelé YY par Manh. Le (2008).

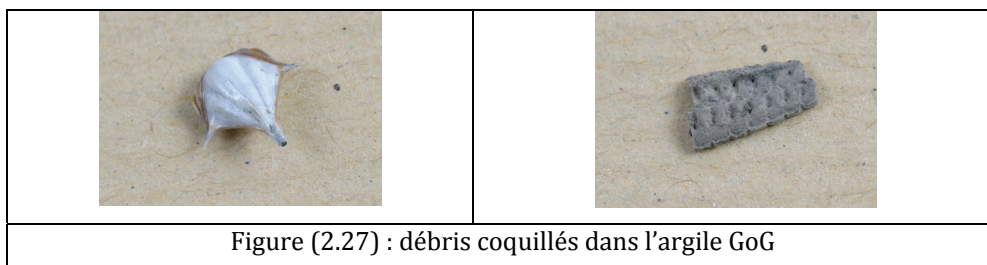
La carotte fournie a été débitée en tronçons de 1 m puis stockée dans une chambre froide du LCPC, puis à l'Ecole Centrale Paris.

En vue de la modélisation statistique des données, chaque tronçon de 1 m a été débité en 7 sous-tronçons (Favre et Chabou, 2004), pour effectuer un maximum de mesure suivant un pas régulier (Fig. 2.26).

Les échantillons sont dénommés d'après leur N° de sous-tronçon, la profondeur du tronçon 267 par exemple est celle du sous-tronçon numéro 2 situé entre 6 et 7 mètres de profondeur



Le matériau apparaît comme une argile très plastique de couleur grise foncée, saturée ; on constate l'existence de nombreux débris de coquilles, visibles à l'œil nu et de tailles différentes (Fig. 2.27) et qui peut aller jusqu'à 3 cm , leur distribution causant une certaine hétérogénéité.



2.3. GRANULOMETRIE

L'identification granulométrique de la kaolinite P300 et de la montmorillonite a été réalisée au granulomètre laser. Les courbes granulométriques, représentées sur la figure (2.28) montrent que la partie fine de la kaolinite se compose de près de 83% de particules dont la taille est inférieure à 2 μm , alors que, pour la montmorillonite, elle représente 80% de sa composition. On constate aussi une distribution bimodale des diamètres : la première population est inférieure à 1 μm , elle représente autour de 30% de cette argile, la deuxième population est la fraction inférieure à 2 μm . Dans le but de s'assurer des résultats obtenus par microscope laser, des photos des mêmes solutions utilisées pour l'identification

au laser ont été prises au moyen d'un microscope optique de grande précision (Fig. 2.29). Les processus de traitement d'image ont été appliqués à ces photos, les résultats (Fig. 2.28 : courbes en pointillé) montrent un bon accord avec le microscope laser en terme de fraction argileuse ; pour la population inférieure à 1 μm , les photos montrent un pourcentage plus élevé, autour de 47%.

Les processus de traitement des images dans les différentes étapes sont présentés sur la figure (II.1) de l'annexe 2.

Cette méthode d'identification s'avère plus précise que les mesures par sédimentométrie, présentées dans le tableau (2.2) (argile grecque par Fleureau et al., (1992), kaolinite P300 par Hicher et al., (2000), qui donne une sous-estimation systématique des proportions inférieures à 2 μm .

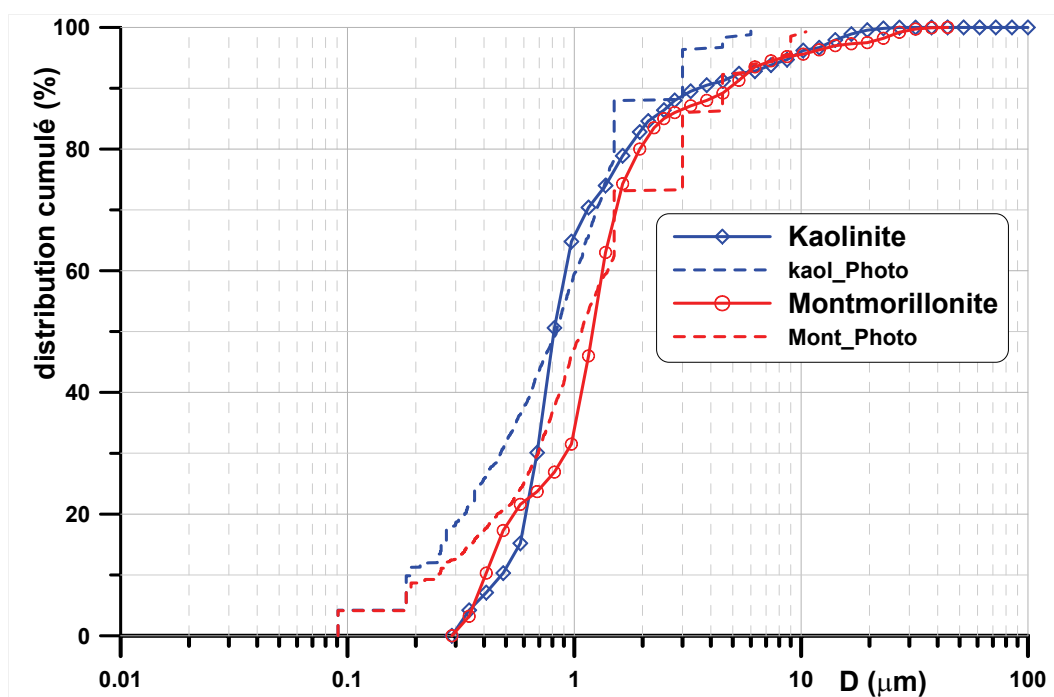
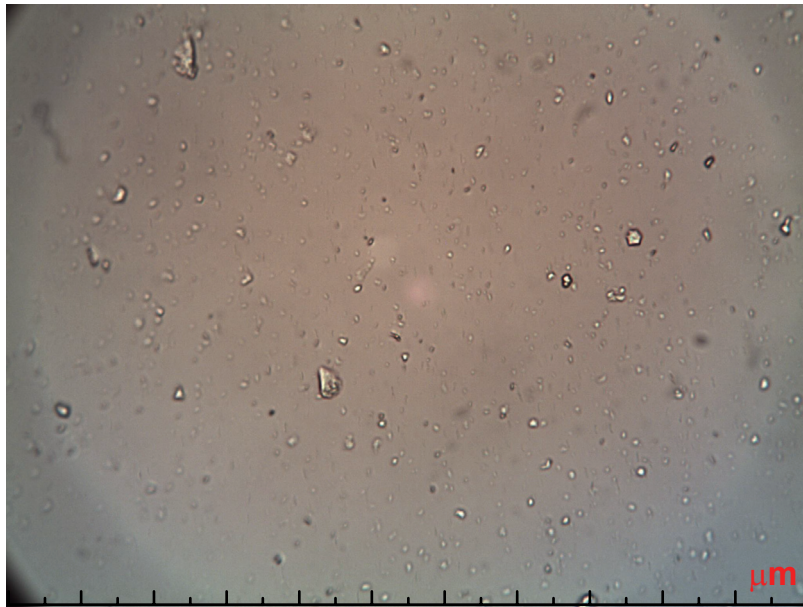


Figure (2.28) : Courbes granulométriques de la kaolinite et de la montmorillonite

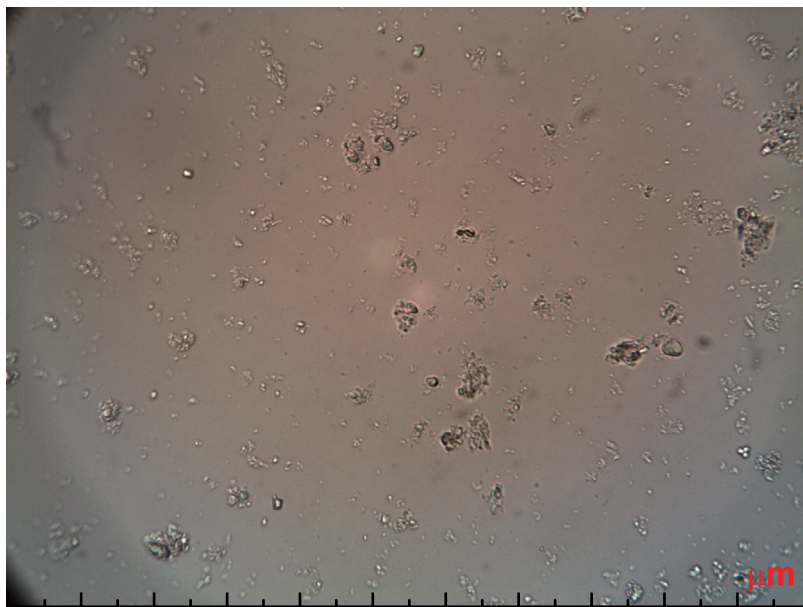
Tableau (2.2) : identification granulométrique des argiles du laboratoire

Granulométrie	Kaolinite	Argile Grecque	Méthode d'analyse
< 80 μm (%)	100	100	Laser
< 2 μm (%)	83	80	
< 80 μm (%)	100/ (96)	100	Sédimentométrie
< 2 μm (%)	60/ (47)	40	



0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110

a) kaolinite P300



0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110

b) montmorillonite

Figure (2.29) : photos au microscope optique des argiles de laboratoire

La granulométrie de l'argile GoG a été déterminée par plusieurs techniques. Et en utilisant différentes méthodes de dispersion (résine, ultrasons, dispersants) à l'IFP et au laboratoire environnement et minéralogie à Nancy (Meunier et al., 2004 ; Meunier et Nauroy, 2004 ; Thomas et al., 2005), les résultats montrent que la fraction argileuse < 2 µm, sous-estimée par la méthode de sédimentométrie standard, est supérieure à 50 % comme le montrent les courbes granulométriques obtenues par les différentes techniques (Fig. 2.30).

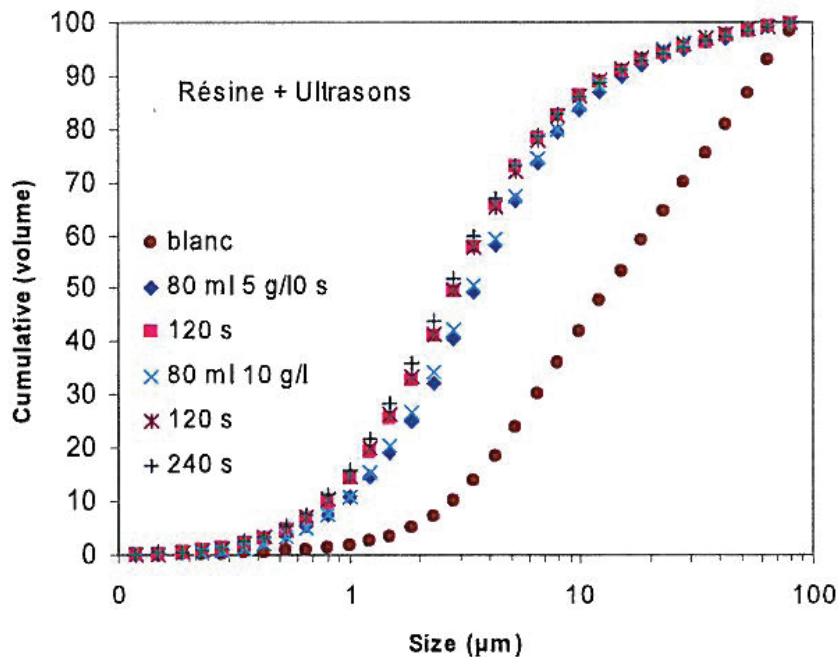
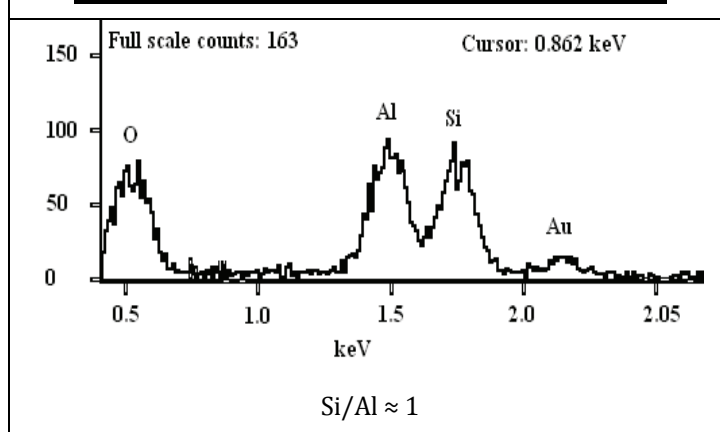
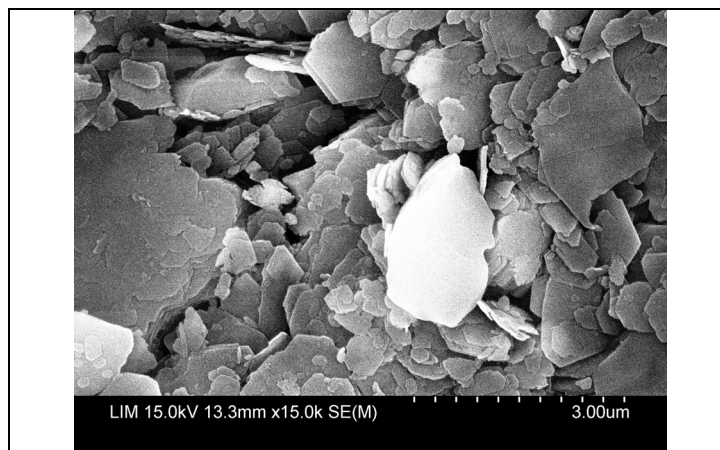


Figure (2.30) : granulométrie de l'argile GoG (Thomas et al., 2004 -2005)

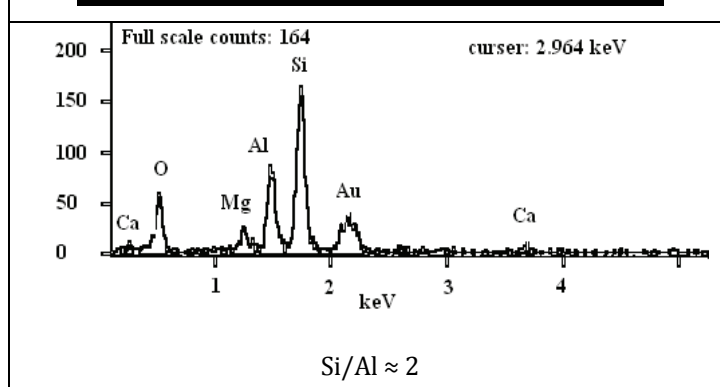
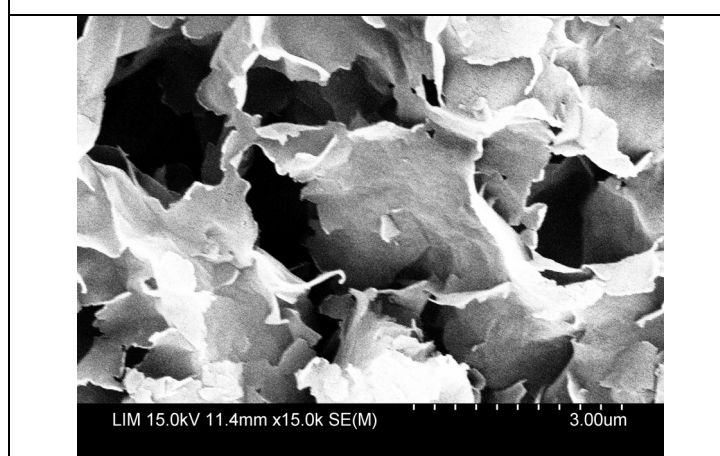
2.4. MINERALOGIE

La kaolinite P300 : L'analyse par diffraction des rayons X et par observation au microscope à balayage montre qu'elle est constituée principalement de particules de la kaolinite avec une faible présence d'illite et de quartz. Les observations au MEB de ces particules (Fig. 2.31a) montrent des plaquettes rigides hexagonales dont la taille varie entre 1 et 2 μm . La particule elle-même est constituée d'un ensemble de feuillets superposés.

L'argile grecque (montmorillonite), présentée sous forme de poudre déshydratée, est une montmorillonite calcique avec un caractère dioctaédrique, la photo prise au microscope électronique à balayage sur un échantillon saturé avec l'eau (Souli et al., 2007, 2008) montre une texture complexe. Nous avons réalisé des observations au moyen d'un microscope électronique à balayage, les photos obtenues montrent que la particule elle-même se présente sous forme tridimensionnelle de taille variable (Fig 31b). Les particules de kaolinite, comparées à celles de la montmorillonite, sont mieux définies en terme de forme de plaquette : planes, plus petites et plus compactes.



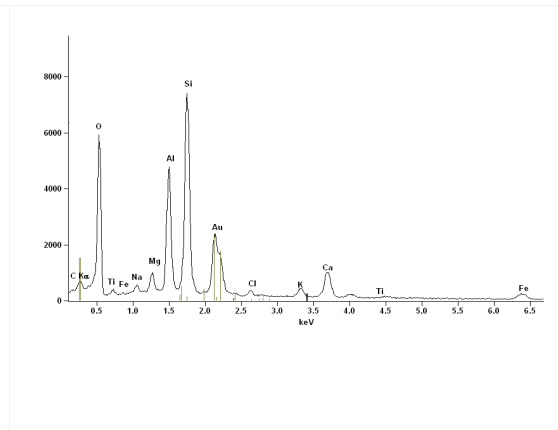
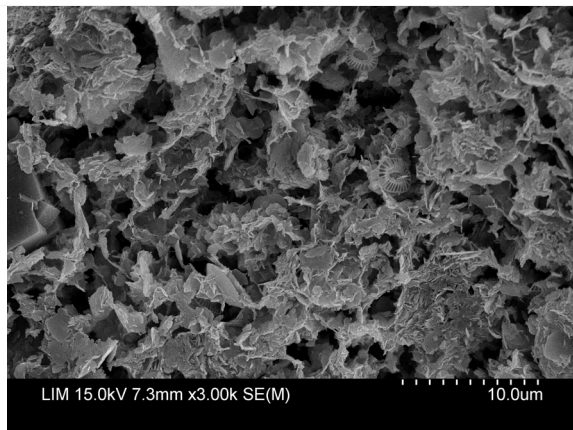
(a)



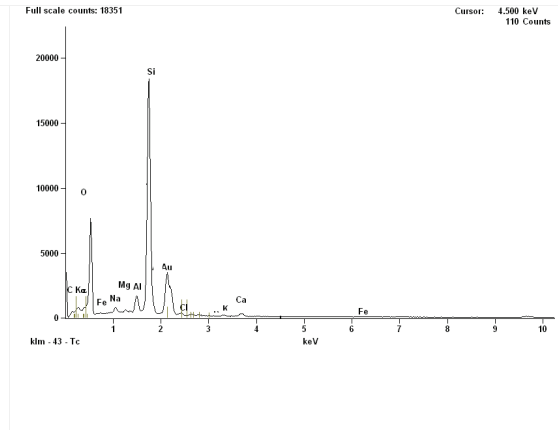
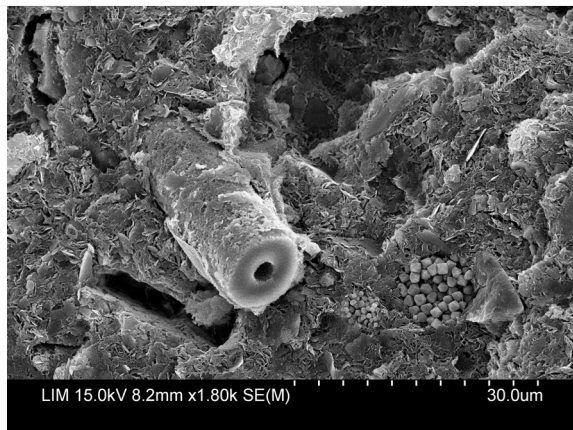
(b)

Figure (2.31) : a) Kaolinite P300 b) argile Grecque

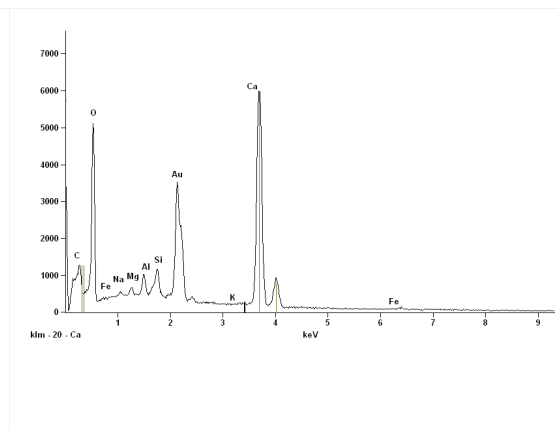
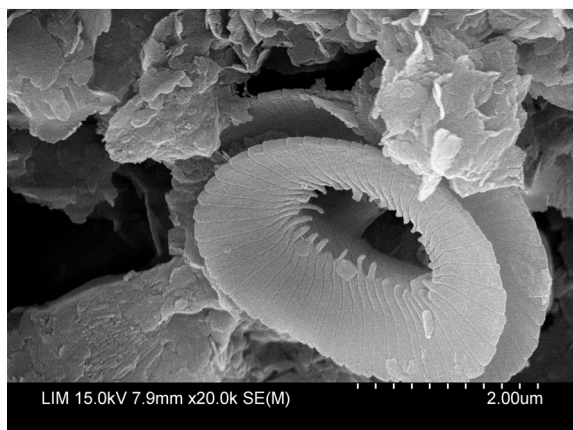
L'argile GoG : L'identification réalisée dans cette étude par diffraction X et par le MEB sur l'ensemble du matériau, confirme la présence d'une argile de type smectite ainsi que d'éléments carbonatés, siliceux, de pyrite, ainsi que d'autres éléments (Fig. 2.32) et apparaît en accord avec les résultats obtenus par LEM/ENS géologie, les analyses de l'IFP (Cf. Annexe II) et IFREMER, d'après ces analyse la teneur en matière organique ne dépasse pas les 6%, et la teneur en carbonate varie entre 5 à 15%, (Thomas et al, 2005 ; Puech et al, 2005 ; Manh Le, 2008), une synthèse des différents résultats est présenté dans le tableau (II.5) de l'annexe II.



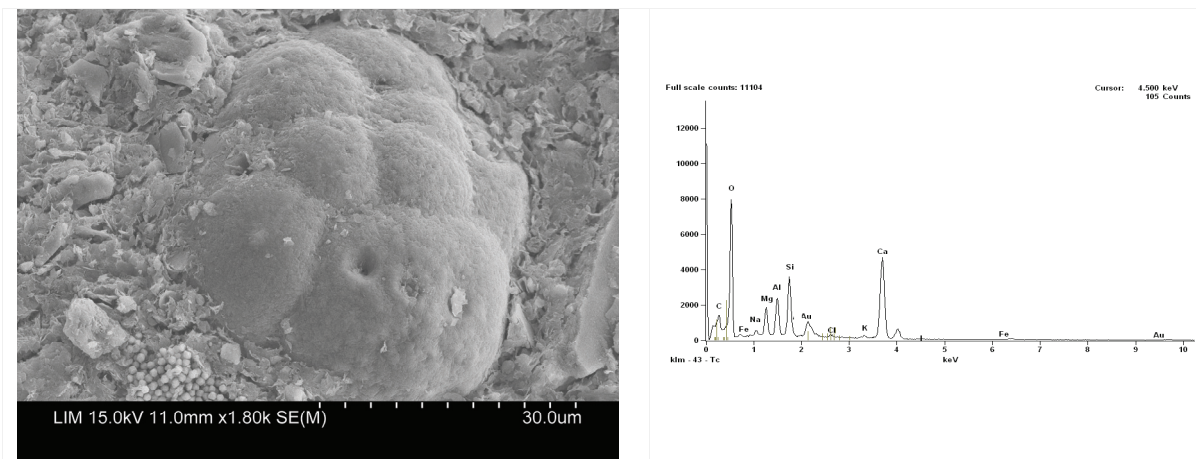
Argile de type smectite Si/Al \approx 2



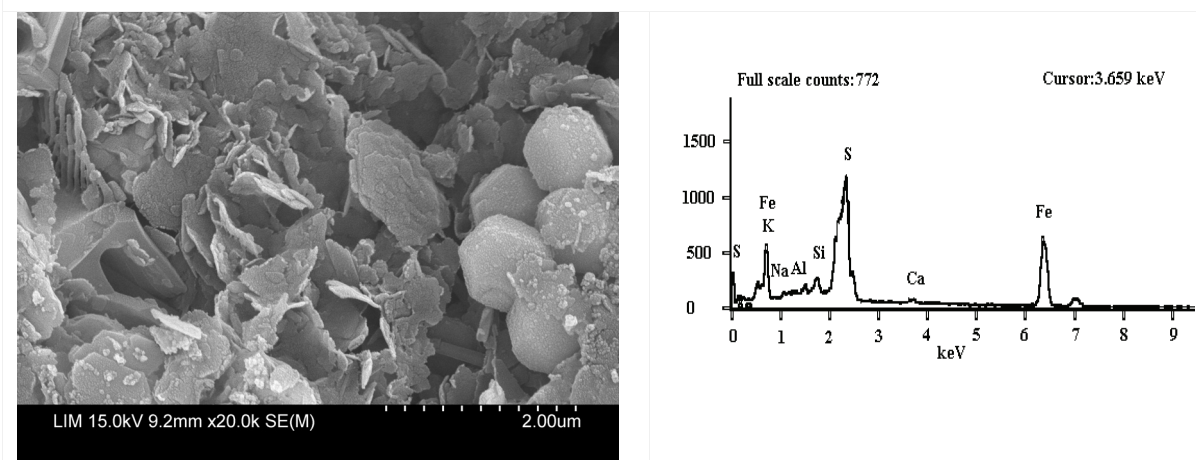
Elément siliceux



Elément carbonaté



Elément carbonaté



Pyrite

Figure (2.32) : microstructure de l'argile GoG

Une identification au moyen de bleu de méthylène a été effectuée à l'ECP (Hattab et Favre, 2005) (Fig. 2.33) : les valeurs de V_B montrent une variation autour de 3,50 pour des profondeurs entre 5 et 7 m et une variation entre 5 et 5,50 pour des profondeurs entre 8 et 16 m. Ces valeurs sont inférieures à celles obtenues par Manh Le (2008) qui sont comprises entre 8 et 11 pour les deux premiers mètres et diminuent avec la profondeur jusqu'à 7,2 à une profondeur de 16 m, mais on peut noter que les mesure effectuées par ce dernier ont été faites sur une carotte du site A à 1300 m de profondeur d'eau.

Dans tous les cas, les valeurs obtenues de V_B sont supérieures aux valeurs moyennes de la kaolinite ($V_B < 1$) et à celle de l'illite (2-4), ce qui indique la présence importante d'une argile smectite ($V_B > 30$).

La figure (2.34) montre le placement de l'argile GoG dans la classification du LCPC. C_2 représente le pourcentage des particules fines ($< 2 \mu\text{m}$), qui représente 40 à 60 % du matériau. Le site A, d'après Manh Le (2008), est placé dans la zone (A_{ta}) des argiles très actives, alors que les valeurs obtenues pour le site B (la carotte fournie à l'ECP) sont placées dans la zone limitrophe entre celles des argiles moyennement actives (A_{ma}) et des argiles très actives (A_{ta}).

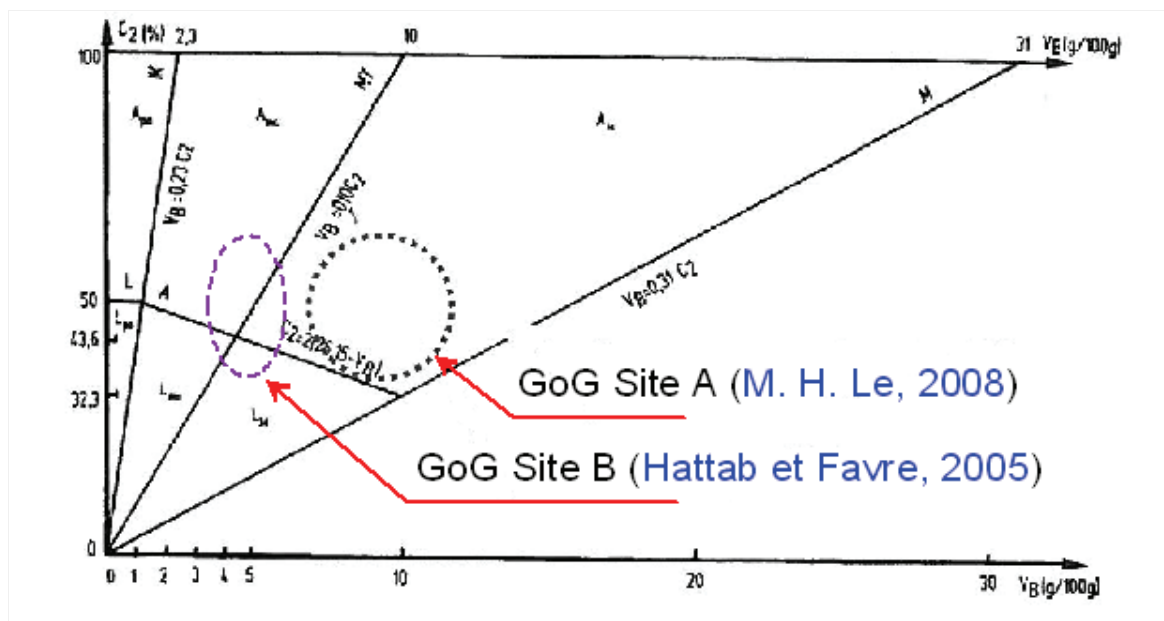
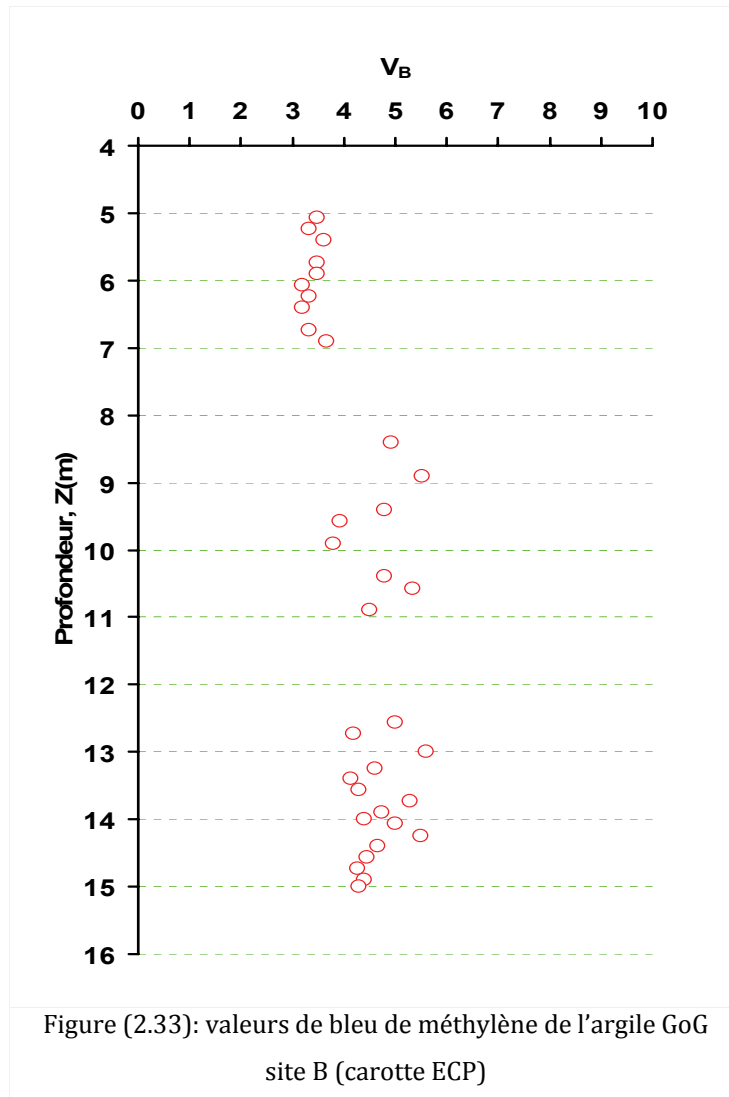


Figure (2.34) : classification de l'argile GoG d'après la classification du LCPC pour les sols fins selon le % de fraction argileuse C_2 et les valeurs de V_B (Magnan et Youssefian, 1989)

2.5. LIMITES D'ATTERBERG

Afin de poursuivre l'évolution des limites d'Atterberg en fonction de la minéralogie, nous avons procédé à définir ces limites sur chaque type d'argile du laboratoire et sur chaque mélange en utilisant différentes techniques. Les résultats de la caractérisation de l'argile GoG de la carotte fournie à l'ECP sont ici présentés, le lecteur trouvera d'autres données sur d'autres sites dans le Golfe de Guinée dans (Puech et al. 2004-2005).

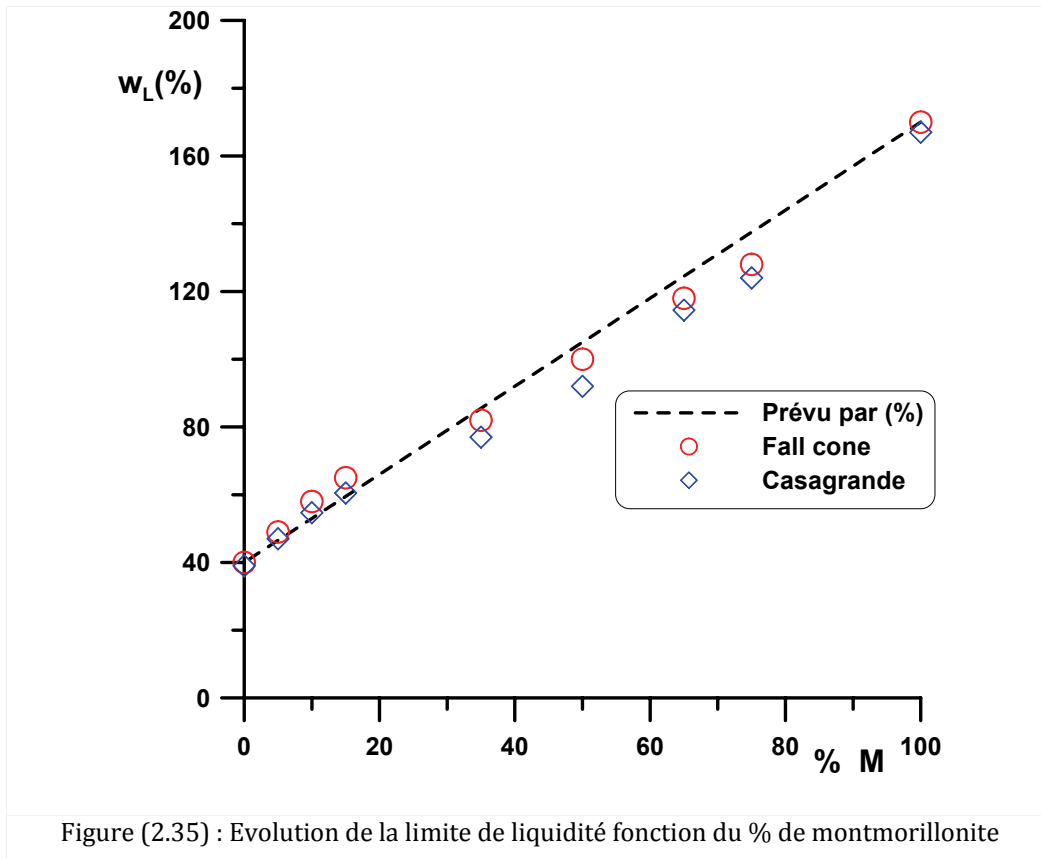
La limite de liquidité déterminée par deux techniques, à la coupelle et au fall cone (Fig. 3.35), montre une légère différence. Vu la fiabilité de la méthode de fall cone (Koumoto et Houlsby, 2001), les résultats de cette méthode seront utilisés par la suite pour la limite de liquidité.

La figure (2.35) montre l'évolution de la limite de liquidité en fonction de la teneur en montmorillonite. La courbe en pointillés représente l'équation (2.18) qui indique la limite de liquidité prévue par le pourcentage de chaque matériau dans le mélange lorsqu'il n'y a pas d'interaction entre les deux matériaux.

$$\left. \begin{aligned} w_L &= \alpha_M w_{LM} + \beta_K w_{LK} \\ w_P &= \alpha_M w_{PM} + \beta_K w_{PK} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.18)$$

Nous distinguons deux tendances dans l'évolution de la limite de liquidité et de la limite de plasticité avec le pourcentage de montmorillonite dans le mélange (Fig. 3.35) : lorsqu'il y a moins de 25% de montmorillonite dans le mélange, les limites ont tendance à augmenter par rapport à la valeur prévue par la proportion de chaque composant alors que, lorsque le pourcentage est supérieur à 25 %, les limites ont tendance à diminuer, mais cette tendance reste autour de ±5% pour w_L .

L'effet de l'interaction entre les deux types d'argiles sur la limite de liquidité (Seed et al., 1964), n'est pas très marqué, sachant que l'eau utilisée pour l'hydratation des argiles est de l'eau distillée. Cette interaction si elle existe, est faible, la différence obtenue entre les valeurs mesurées et les valeurs prévues restant dans l'intervalle de l'erreur de mesure.



La détermination de la limite de plasticité est réalisée par la méthode du rouleau et par la méthode du fall cone en utilisant le principe de Skempton et Northey (1953), qui suggèrent que le rapport de la résistance au cisaillement à la limite de plasticité sur celle à limite de liquidité est égal à 100.

Comme nous l'avons expliqué dans la section (1.1.2.2) de ce chapitre, nous allons calculer les paramètres « a » et « b » comme suit (tableau 2.3) :

- à partir des corrélations proposées (éq. 2.3 ; 2.4 ; et 2.5), les valeurs des paramètres calculés seront distinguées de celles obtenues par mesure par deux étoiles : par exemple la valeur du paramètre a obtenu par la corrélation est noté « a** ». Ils sont présentés dans la colonne 3 pour le paramètre a et la colonne 4 pour le paramètre b, la limite de plasticité ($w_{P^{**}}$) résultant du calcul selon la corrélation et le principe de Skempton et Northey est présentée dans la colonne 5.
- détermination des paramètres a et b sur toute la courbe w-h (Fig. 2.36), ces paramètres seront indiqués dans le tableau (2.3) par une étoile (a* et b*) dans les colonnes 6 et 7, la limite de plasticité résultant du calcul en utilisant les valeurs de a* et b* est présentée dans la colonne 8.
- détermination des paramètres a et b sur l'intervalle de faible pénétration $h < 3$ mm (Fig. 2.37), colonne 9 et 10, la limite de plasticité $w_{P(cal)}$ calculée compte-tenu de ces valeurs de a et b est présentée dans la colonne 11.

- Enfin la limite de plasticité mesurée ($w_{P(Fal)}$) à une pénétration du cône égale à 1,7 mm est présentée dans la colonne 12, et la limite de plasticité obtenue par la méthode au rouleau $w_{P(Roul)}$ est présentée dans la colonne 13.

Tableau. (2.3) : valeurs des paramètres a et b de la relation w_{Cu} , et valeurs de w_p mesurées et calculées

Mat	w_L	a^{**}	b^*	$w_{P^{**}}$	a^*	b^*	w_{P^*}	a	b	$W_{P(cal)}$	$W_{P(Fal)}$	$W_{P(Roul)}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Mont	170	71,69	0,34	51	77	0,2	62	85	0,28	64	67	60
M75	128	59,30	0,29	44	61	0,19	50	72	0,41	47	53	49
M65	118	53,72	0,27	41	56	0,2	45	58	0,3	42	49	42
M50	100	47,14	0,24	37	48	0,19	39	50	0,24	39	40	39
M35	82	40,30	0,2	33	40	0,18	33	41	0,23	32	33	33
M15	65	33,54	0,16	28	35	0,17	29	37	0,2	30	30	27
M10	58	30,65	0,14	27	32	0,16	27	32	0,15	27	28	25
M05	49	26,83	0,10	24	29	0,15	24	29	0,13	25	26	23
Kaol	40	22,85	0,07	21	26	0,12	23	26	0,15	22	22	20

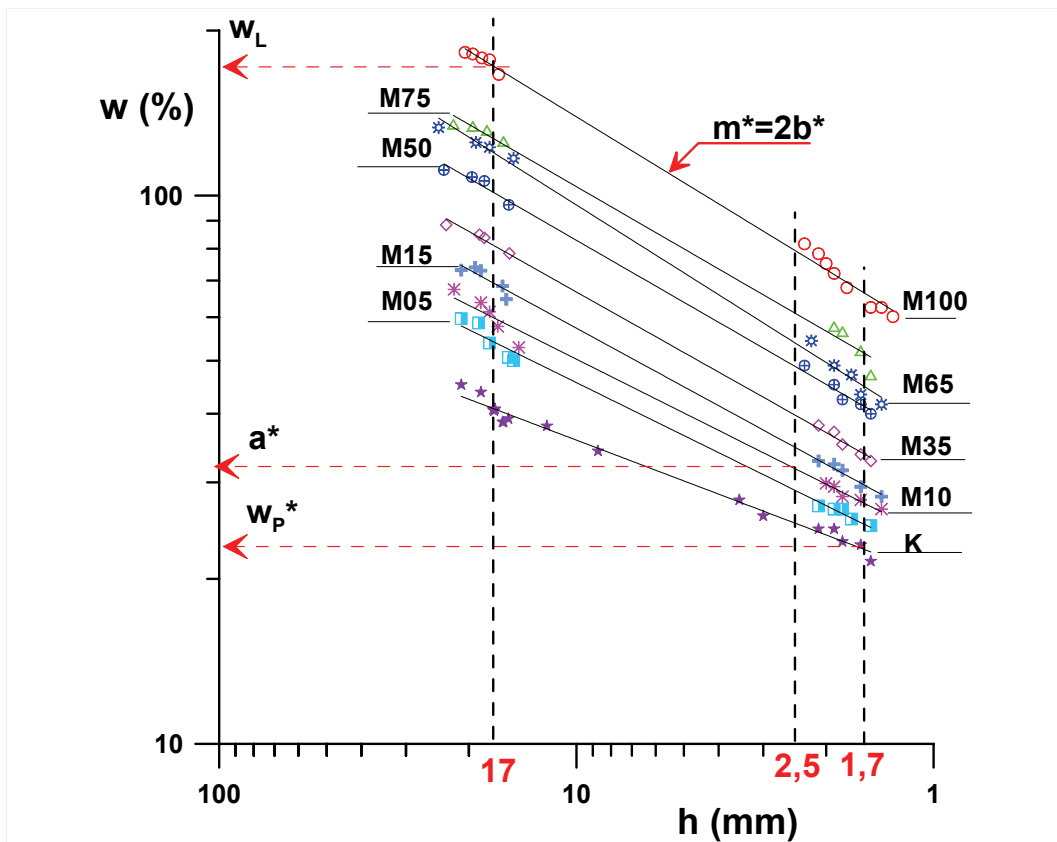
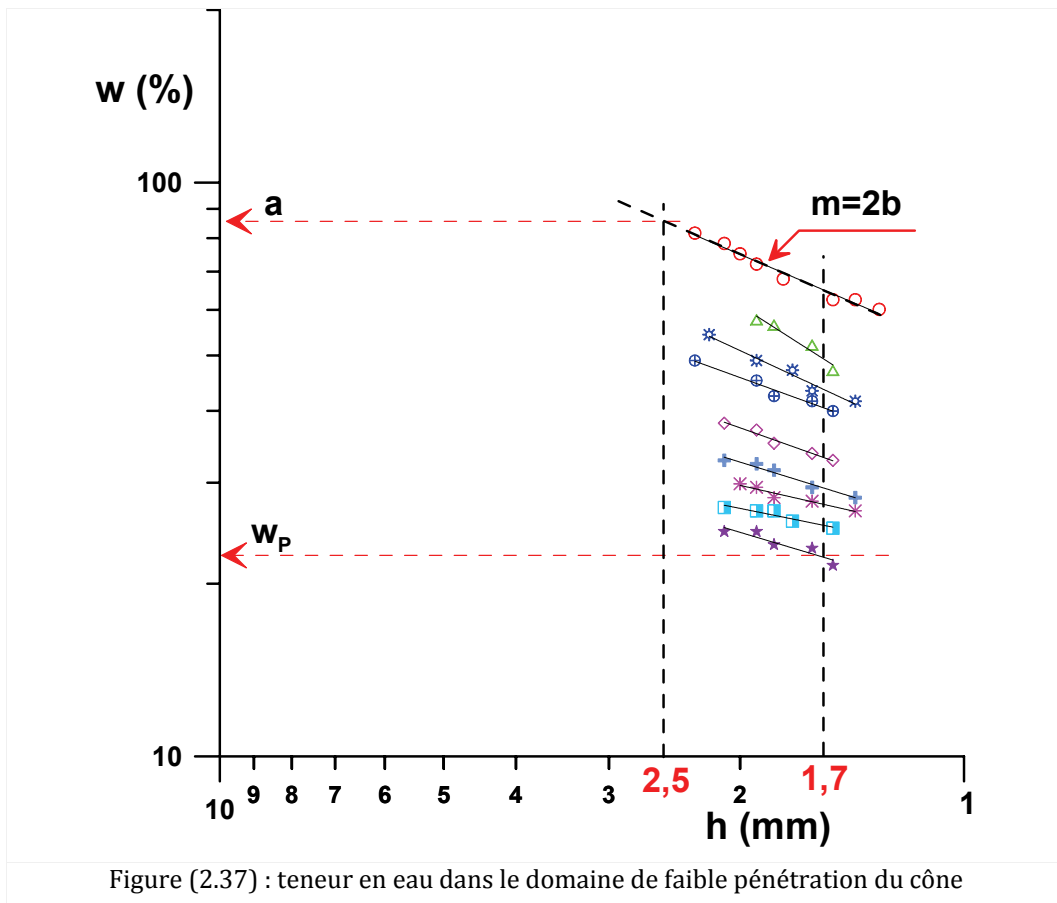
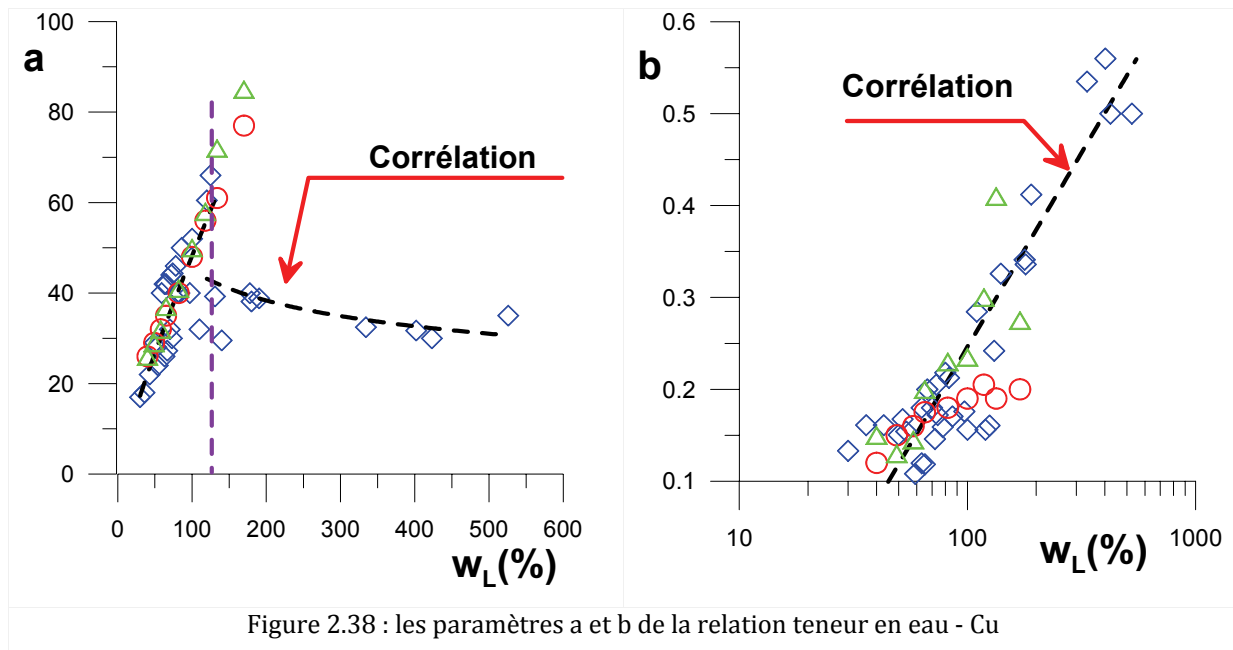


Figure (2.36) : teneur en eau en fonction de la pénétration du cône



La figure (2.38) montre une comparaison entre les valeurs des paramètres a et b déterminées par corrélation - courbe noire pointillée - : sur tout l'intervalle de w - h (ronds rouges) et sur l'intervalle de faible pénétration (triangles verts). Nous constatons que :

- 1) les valeurs du paramètre a sont en bon accord avec la corrélation proposée sauf pour la montmorillonite et le mélange M75. Les valeurs obtenues en utilisant la branche de corrélation où $w_L > 120$ % sous-estiment cette valeur. Nous avons utilisé la corrélation proposée pour des valeurs de w_L inférieures à 120 %, où elle semble donner une meilleure estimation de ce paramètre (valeur en bleu dans le tableau 2.3), ce qui indique que ces deux matériaux suivent encore cette branche.
- 2) Les valeurs du paramètre b obtenues sur toute la courbe de w - h (ronds rouges) sont proches de celles de la corrélation pour des valeurs de w_L inférieures à 100 %, elles s'éloignent de la corrélation pour des valeurs supérieures de w_L . Par contre, les valeurs de ce paramètre obtenues dans l'intervalle de faible pénétration sont en bon accord avec la corrélation.



La figure (2.39) montre les limites de plasticité obtenues par mesure au fall cone, mesure au rouleau, calcul à partir des valeurs a et b prévues par notre corrélation, calcul à partir des valeur a et b sur tout l'intervalle w-h, et calcul à partir des valeur de a et b obtenues dans l'intervalle de faible pénétration.

Les résultats montrent que :

- 1) Le calcul à partir de notre corrélation estime bien la limite de plasticité jusqu'à un pourcentage de montmorillonite égal à 50%, à partir de ce pourcentage les valeurs de w_p sont plus faibles.
- 2) Le calcul à partir des valeurs de a et b obtenues sur tout l'intervalle de w-h sont très proches des valeurs obtenues par la méthode au rouleau.
- 3) Le calcul à partir des valeurs a et b obtenues sur l'intervalle de faible pénétration sont très proches des valeurs obtenues par la méthode au rouleau.
- 4) Les valeurs de w_p obtenues par la mesure de pénétration à 1,7 mm sont en très bon accord avec les valeurs obtenues dans 2 et 3 sauf pour les mélanges M65, M75 et la montmorillonite pure pour lesquels les valeurs sont très faiblement supérieures.

Ces résultats nous montrent la validité de la corrélation proposée dans cette étude, ainsi que l'applicabilité du principe de Skempton et Northey pour les sols étudiés, ainsi que la représentativité de la relation proposée par Koumoto et Houlsby (2002).

L'utilisation de la méthode du fall cone semble donner de très bons résultats pour la détermination de la limite de plasticité, même si davantage de recherche permettant de vérifier le taux Cu_p/Cu_L sur une large gamme de sols sont nécessaires. Par ailleurs, d'autres études concernant les processus d'essai (temps du pénétration... etc.) sont aussi nécessaires.

La corrélation proposée dans cette étude est un outil simple et rapide pour la détermination des paramètres a et b et pour le calcul de la limite de plasticité, elle donne de bonnes estimations de la limite de plasticité. Pour le paramètre a, il existe une zone de chevauchement pour des valeurs de limite de

liquidité entre 120 et 180%. Nous pensons que les argiles composées de montmorillonite calcique ou de kaolinite peuvent suivre la première branche de la corrélation alors que la montmorillonite sodique et son mélange avec d'autres argiles suivent la deuxième branche (voir 1.1.2. 2).

Le tableau (2.4) montre les limites d'Atterberg qui seront utilisées dans la suite de cette étude.

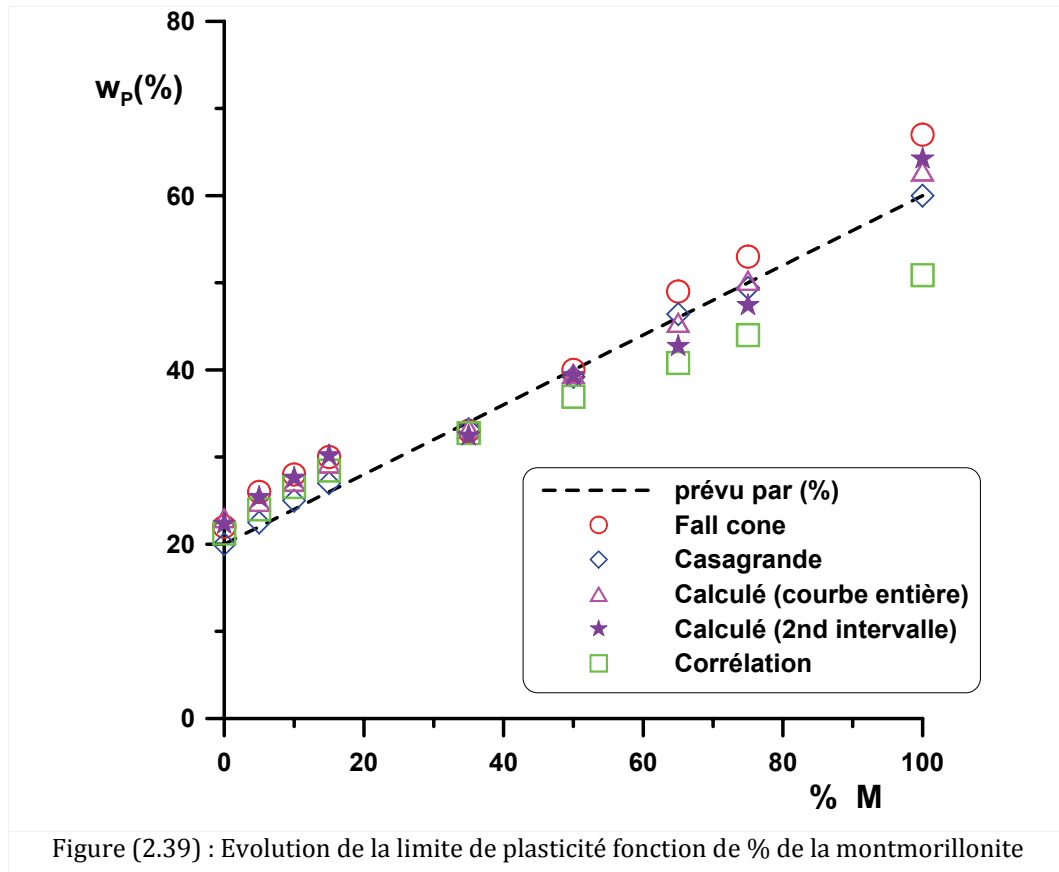


Figure (2.39) : Evolution de la limite de plasticité fonction de % de la montmorillonite

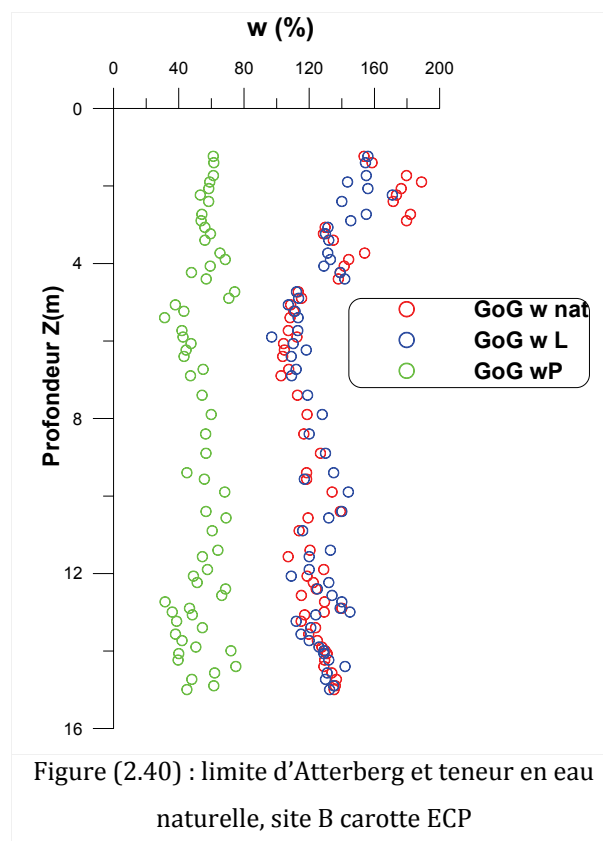
Tableau (2.4) : Identification des mélange argileux

Matériau	% de kaolinite	% de montmorillonite	w _L (%)	w _p (%)	I _p (%)	γ _s
M100	0	100	170	60	110	2,73
M75	25	75	128	49,4	78,6	2,71
M65	35	65	118	42	76	2,70
M50	50	50	100	39,2	60,8	2,69
M35	65	35	82	33,2	48,8	2,67
M15	85	15	65	27	38	2,662
M10	90	10	58	25	33	2,658
M05	95	5	49	22,2	26,5	2,654
K	100	0	40	20	20	2,65

Argile GoG

La limite de liquidité identifiée dans plusieurs sites du Golfe de Guinée présente des valeurs élevées, comprises entre 150% et 200% dans les premiers mètres puis qui décroissent jusqu'à 120% à 160% vers 6 m de profondeur ; la limite de plasticité est quasi constante avec la profondeur et proche de 45% (Puech et al., 2004).

L'identification des limites d'Atterberg sur la carotte fournie à l'Ecole Centrale Paris a montré que la limite de liquidité variait entre 120 à 160 %, et que la limite de plasticité variait entre 40 et 60 % (Hattab et Favre, 2007). La figure (2.40) montre les variations de la limite de liquidité et de la limite de plasticité en fonction de la profondeur. Sur cette figure on voit aussi l'évolution de la teneur en eau naturelle en fonction de la profondeur.



Classification des matériaux

Les sols, d'après Biarez et Favre, (1977), sont classés selon leur minéralogie, w_L et w_P et d'autres paramètres. Les corrélations proposées nous fournissent un outil d'identification minéralogique ainsi que physique. Dans le plan de $(w_L - I_p)$ de la figure (2.41), les résultats sont confrontés à deux corrélations : M100 et le mélange M75 suivent la corrélation de Casagrande (1948), alors que la kaolinite et les autres mélanges suivent la corrélation de Biarez et Favre (1977).

L'argile GoG apparaît comme une argile non organique et se place dans la zone de smectite calcique, cette position correspond à des mélange des kaolinite- montmorillonite avec plus de 50 % de montmorillonite, on peut penser que l'argile GoG contient un pourcentage plus important de smectite en raison de l'effet de la salinité, qui apparaît très important dans ce type d'argile (baisse de I_p) (Di Maio et al., 2005).

Quelques points de l'argile GoG apparaissent dans la zone des argiles organiques, d'après l'identification minéralogique (Thomas et al., 2005 ; Meunier et al., 2004). L'argile GoG n'est pas une argile organique, la présence de celle-ci étant de l'ordre de 2 à 6 %. La présence de ces points dans la zone des argiles organiques peut être interprétée par la présence des tests creux qui peut conduire au même effet que la matière organique (Rudelle et Biarez, 1977).

Rudelle, et Biarez (1977) se réfèrent à l'analyse de Demars, (1975) pour interpréter ce phénomène pour des sols ayant un pourcentage de carbonate > 40 %. En effet, la teneur en eau comprenant une certaine quantité d'eau intraparticulaire (w_i), entre cette teneur en eau (qui est constante si on ne brise pas les tests) et w_e , la teneur en eau extraparticulaire, on a les relations :

$$\left. \begin{array}{l} w_L = w_{eL} + w_i \\ w_P = w_{eP} + w_i \end{array} \right\} \Rightarrow I_P = w_{eL} - w_{eP} \dots\dots\dots (2.19)$$

w_{eL} et w_{eP} étant les limites d'un matériau de même granulométrie et de même minéralogie, mais à grains pleins. On voit donc que la limite de liquidité est surestimée par rapport à sa valeur représentative (w_{eL}), et que l'indice de plasticité étant une différence de teneurs en eau, ne fait plus apparaître cette eau intraparticulaire. En parlant de la position des points sur l'abaque de Casagrande, il serait donc plus correct de dire qu'ils sont situés à droite de la droite.

En présentant les matériaux dans le diagramme proposé par Polidori (2003) (Fig. 2.41), on peut constater que l'argile marine GoG se place plutôt dans la zone où la fraction < 2 μ m représente plus de 50% (entre 0,5C-Line et C-Line et en dessous de C-Line), ce qui signifie que la fraction argileuse pourrait être supérieure à 50%. Par contre les argiles de laboratoire telles que la kaolinite P300 se placent proches de la ligne 0,5C-line alors que la kaolinite contient plus de 80 % d'éléments inférieurs à 2 μ m. De l'analyse de la position des mélanges (Fig. 2.42) et tableau (2.5), on constate que la corrélation de Biarez et Favre représente bien les mélanges jusqu'à 35%, puis que la corrélation de Polidori devient plus représentative de 35% jusqu'à 65%, ensuite c'est la classification de Casagrande qui devient plus représentative pour des mélanges contenant plus de 75% de la montmorillonite.

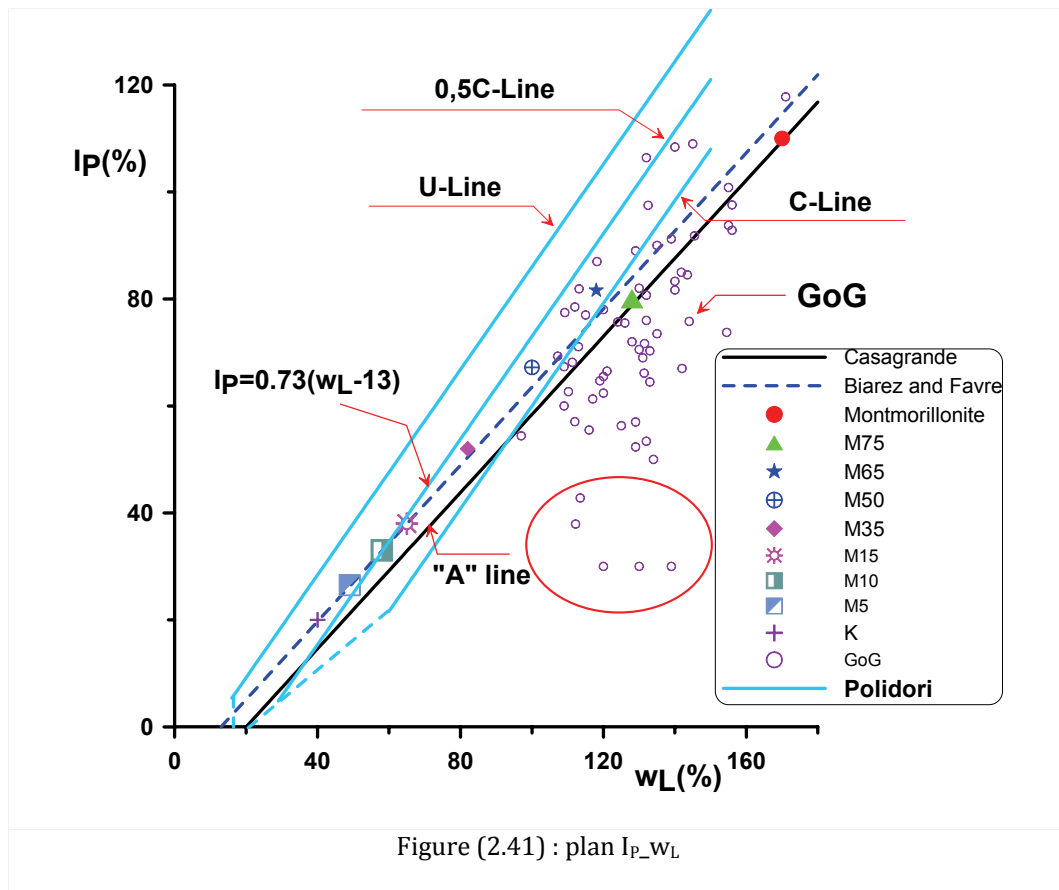
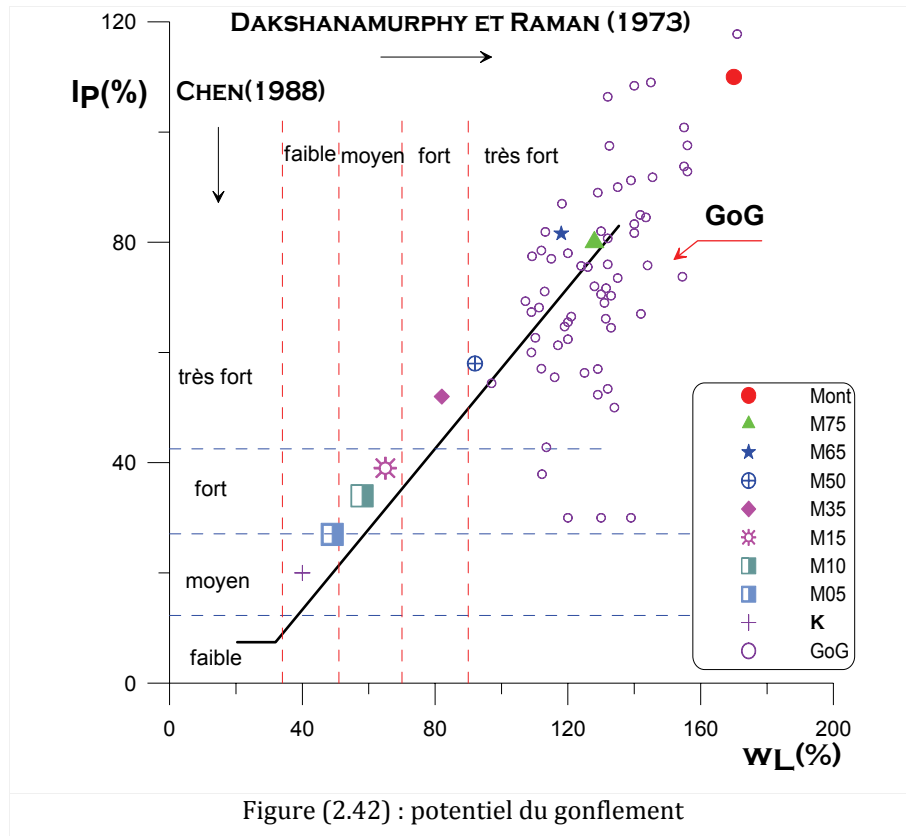


Tableau (2.5) : limite de liquidité et indice de plasticité mesurés et calculés par les corrélations

Mélange	% de montmorillonite	w_L	I_p	Casagrande	Biarez et Favre	Polidori
M100	100	170	110	109,5	114,61	126,2
M75	75	128	78,6	78,84	83,95	85,88
M65	65	118	76	71,54	76,65	76,28
M50	50	100	60,8	58,4	63,51	59
M35	35	82	48,8	45,26	50,37	41,72
M15	15	65	38	32,85	37,96	39,4
M10	10	58	33	27,74	32,85	32,68
M05	05	49	26,5	21,17	26,28	24,04
K	0	40	20	14,6	19,71	15,4

D'après Dakshanamurphy et Raman, (1973) et Chen, (1988) Nous pouvons classer tous nos matériaux, à part de la kaolinite qui a un potentiel faible à moyen, comme des argiles avec un potentiel de gonflement fort à très fort (Fig. 2.42), l'argile GoG se plaçant dans la zone à potentiel fort.



2.6. ARRANGEMENT DES GRAINS

1- Teneur en eau naturelle : la teneur en eau naturelle a été présentée sur la figure (2.40). On constate que la teneur en eau naturelle est supérieure à la limite de liquidité dans les premiers quatre mètres puis qu'elle se confond avec celle-ci, enfin, qu'elle est légèrement inférieure à la limite de liquidité au dessous de 4 m.

2- Contrainte effective σ'_v : le calcul de la contrainte effective est important pour la comparaison avec la contrainte de consolidation et le calcul de l'OCR et de l'YSR (yield stress ratio).

Le poids volumique des grains a été mesuré à l'IFP par injection d'hélium sur des échantillons à 3 m et 9 m de profondeur. Les résultats ont donné les valeurs suivantes : 2,65 g/cm³ et 2,66 g/cm³, respectivement, les valeurs données par Puech et al. (2004) sont autour de ces valeurs.

Pour le calcul des contraintes les valeurs suivantes ont été utilisées : 26,5 kN/m³ pour les grains et 10,2 kN/m³ pour l'eau de mer (Hattab et Favre, 2005). La contrainte effective σ'_v ne varie pas linéairement en fonction de la profondeur (Fig. 2.43a), puisque w_{nat} , donc γ' ne sont pas constants, néanmoins, par effet d'intégration (lissage), Hattab et Favre, (2005) ont trouvé que la déviation par rapport à la linéarité était très faible.

La figure (2.43c) montre les variations de l'indice des vides en fonction de la profondeur, calculé selon l'équation (éq. 2.20), où γ_s est la densité des grains solides, γ_w la densité de l'eau interstitielle, w_{nat} la teneur en eau naturelle.

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} w_{nat} \dots\dots\dots (2.20)$$

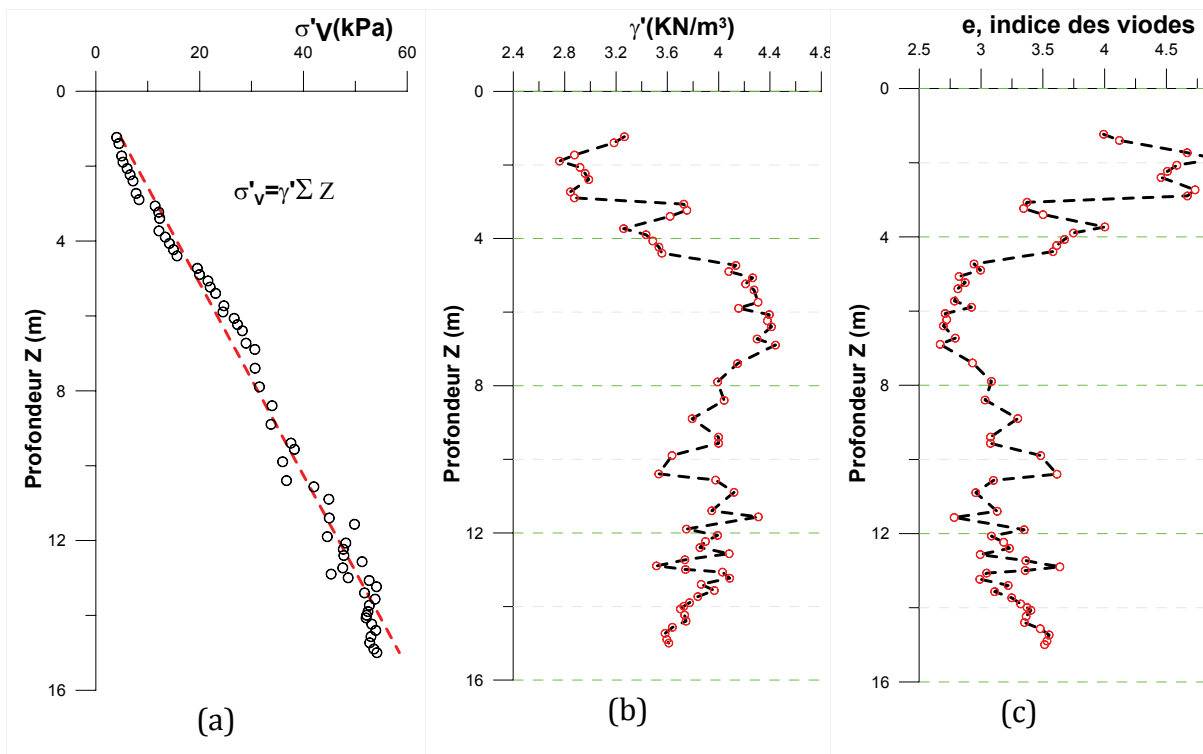
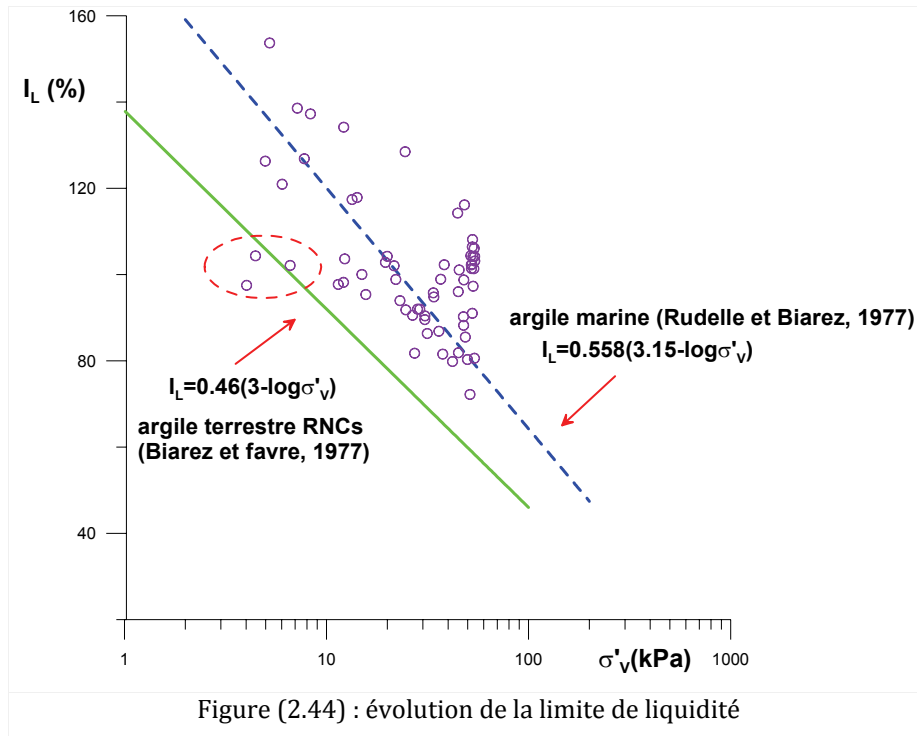


Figure (2.43) : évolution des propriétés de l'argile GoG en fonction de la profondeur

Dans le plan I_L - σ'_v , les argiles remaniées normalement consolidées se situent sur la corrélation de Biarez et Favre (1977) (droite verte, Fig. 2.44), alors que les argiles surconsolidées se situent à la gauche de cette droite. L'indice de liquidité de l'argile GoG, représenté par le nuage de points, se situant à droite à part quelques points, l'argile serait normalement consolidée, la sédimentation ayant provoqué un arrangement avec une cohésion qui empêche les grains de se resserrer. La courbe en bleu pointillé représente la corrélation proposée par Rudelle et Biarez (1977) pour les argiles marines, elle semble bien représenter l'argile GoG.



2.7. COHESION NON DRAINE

La cohésion non drainée de l'argile GoG a été mesurée au Fall cone « C_{uf} », et au scissomètre de laboratoire « C_{us} » selon la norme française (NF P 94-072). Les résultats (Fig. 2.45) montrent qu'il existe trois intervalles, le premier entre 1 et 7 m, où la cohésion est légèrement supérieure à la valeur prévue par la corrélation de Skempton (éq. 2.26), le deuxième entre 7 et 12 m, où la cohésion est encore supérieure, la zone repérée par un rond rouge où la cohésion non drainée est nettement supérieure à la valeur prévue et aux valeurs définies dans les deux premiers intervalles. Pour le troisième intervalle, entre 12 et 15 m, les valeurs de la cohésion non drainée mesurées au fall cone sont en accord avec la corrélation et légèrement inférieures à la valeur prévue. Sur la figure (2.45), les courbes en rouge, vert, rose et bleu représentent les argiles de laboratoire lorsqu'elles sont mises dans l'eau de mer. Les interactions entre l'eau interstitielle et l'argile n'étant pas prises en compte, le calcul s'effectue selon les équations 2.21 ; 2.22 ; 2.23 ; 2.24 ; 2.25 et 2.26. En considérant qu'à 25 cm du fond marin l'indice de liquidité I_L est autour d'une valeur de 1,75 (Mitchell et Soga, 2005), pour un sol de w_L et w_P connus, on peut préciser w_{nat} à 25cm, puis e_{nat} . En connaissant l'indice de compression C_c de cette argile sur chemin œdométrique nous pouvons calculer l'évolution de la teneur en eau en fonction de la contrainte de consolidation, et par conséquent en fonction de la profondeur.

$$n = \frac{e}{1 + e} \dots\dots\dots (2.21)$$

$$\gamma_d = (1 - n)\gamma_s \dots\dots\dots (2.22)$$

$$\gamma' = \gamma_d \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_s} \dots\dots (2.23)$$

$$\sigma'_v = \sum \gamma' Z \dots\dots (2.24)$$

$$e = e_0 - Cc \log(\sigma'_v / \sigma'_{v0}) \dots\dots\dots (2.25)$$

$$Cu = (0,11 + 0,0037I_p) \sigma'_v \dots\dots\dots (2.26)$$

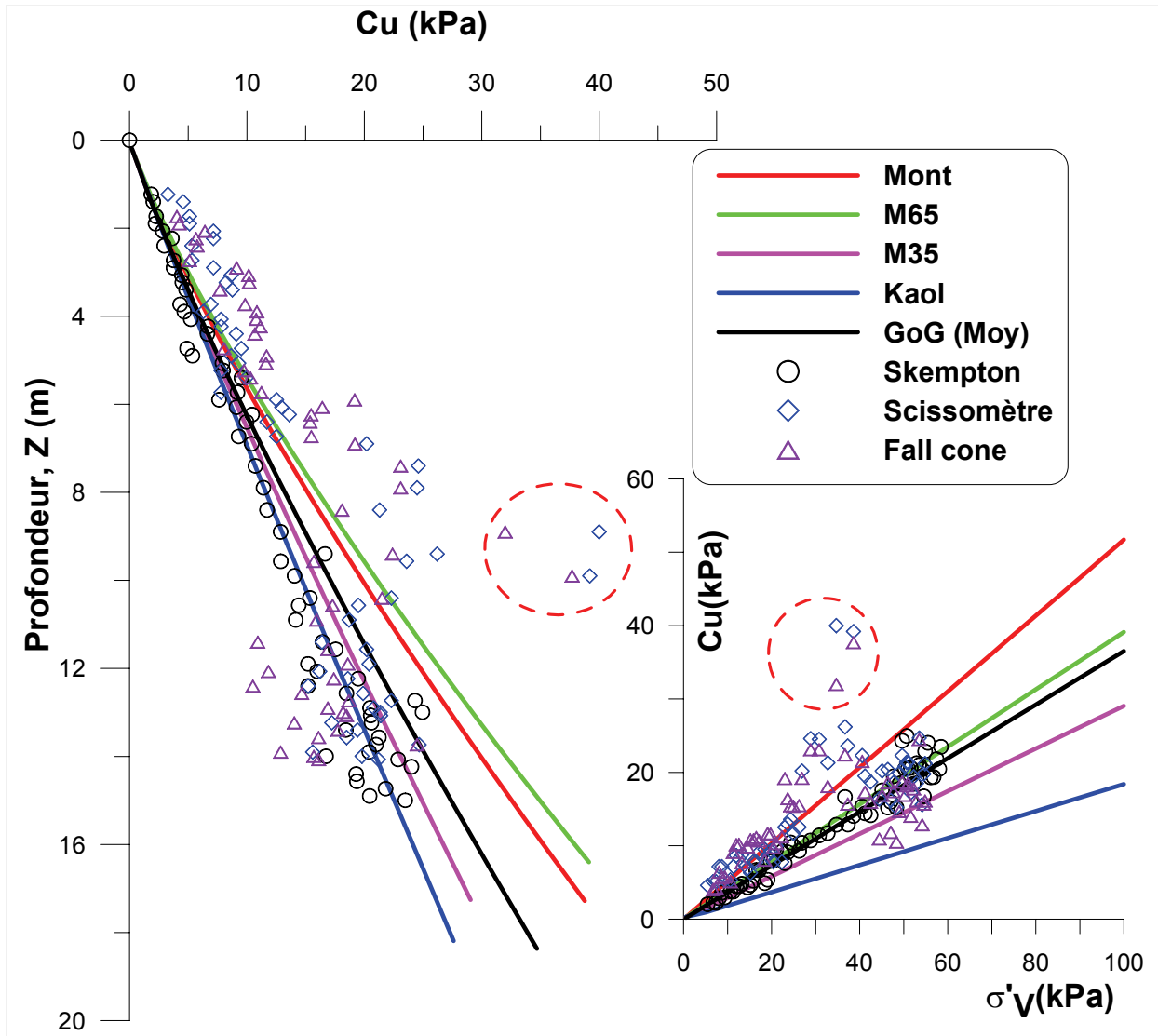


Figure (2.45): cohésion non drainée d'après Skempton et les mesures de Cu de GoG

Sur cette figure nous constatons que les cohésions non drainées de la montmorillonite et du mélange M65, représentées par la courbe rouge et courbe verte respectivement, sont supérieures à celles de la kaolinite et du mélange M35, représentées par la courbe bleue et la courbe rose. La cohésion non drainée de l'argile GoG, calculée à partir de la valeur moyenne de l'indice de plasticité ($I_{p(moy)} = 55\%$) et représentée par la courbe noire, se situe entre les courbes du mélange M35 et du mélange M65 (Fig.2.45 gauche), ce qui

reflète d'une certaine manière la composition minéralogique de cette argile composée principalement de kaolinite et de smectite.

Nous constatons aussi que, pour des profondeurs jusqu'à 12 m, la cohésion non drainée du mélange M65 est plus proche de celle de l'argile GoG alors que, pour des profondeurs plus grandes celle-ci est plus proche du mélange M35. Ce constat nous laisse penser à une variation du pourcentage de smectite pour l'argile marine entre 35 et 65%. Ces variations ne sont pas surprenantes vu la variation des apports à l'océan et la saisonnalité de ceux-ci, ainsi que les variations du niveau marin.

La figure (2.46) représente la cohésion non drainée de l'argile GoG en fonction de la limite de liquidité : les ronds en noir représentent la cohésion non drainée calculée selon la corrélation de Skempton, (1953) alors que les étoiles en rouge représentent celle-ci calculé selon la corrélation de Rudelle et Biarez (1977). Il est bien clair que la seconde est plus proche des valeurs mesurées de la cohésion non drainée de l'argiles marine GoG et représente mieux le comportement des argiles marines naturelles.

L'évolution de la limite de liquidité pour un sol donné est fonction de l'évolution de la teneur en eau w , qui est reliée à la cohésion non drainée par l'équation (éq. 2.2), laquelle devient celle d'une droite dans un plan logarithmique. De même, l'évolution de la cohésion non drainée en fonction de la limite de liquidité devient linéaire dans le plan logarithmique (Fig. 2.47). Nous définissons les relations caractérisant la cohésion non drainée en fonction de l'indice de liquidité dans les équations (éq. 2.27) et (éq. 2.28), qui deviennent des droites dans le plan logarithmique :

$$\text{Argile remaniée } Cu = 2,58.10^8 (I_L)^{-4} \text{ (2.27)}$$

$$\text{Argile marine } Cu = 3.10^9 (I_L)^{-4,27} \text{ (2.28)}$$

Cette nouvelle présentation dans le plan logarithmique permet d'évaluer l'effet de la cimentation ainsi que de l'histoire des contraintes. Par exemple les sols surconsolidés sont caractérisés par une faible limite de liquidité vu l'expulsion de l'eau lors du premier chargement et par une forte cohésion non drainée, alors que les sols qui ont pu développer une cimentation entre les particules et sont caractérisés par une forte valeur de l'indice de liquidité vont se placer autour de la corrélation de Rudelle et Biarez.

Il faut noter que dans le premier mètre des sédiments certains sites montrent l'existence d'un pic de la cohésion non drainée (par exemple : Site A dans le Golfe de Guinée étudié par Manh Le (2008) et d'autres sites étudiés par Puech et al. (2004). Le site où notre carotte a été prélevée ne montre pas de pic (Fig. II.12 dans l'annexe II), l'apparition de ce pic et son ampleur dépendent de plusieurs phénomènes (Cf. § 1.3.1.2 dans le chapitre 1). Dans ce cas la corrélation précédente ne peut pas représenter la relation $I_L - Cu$.

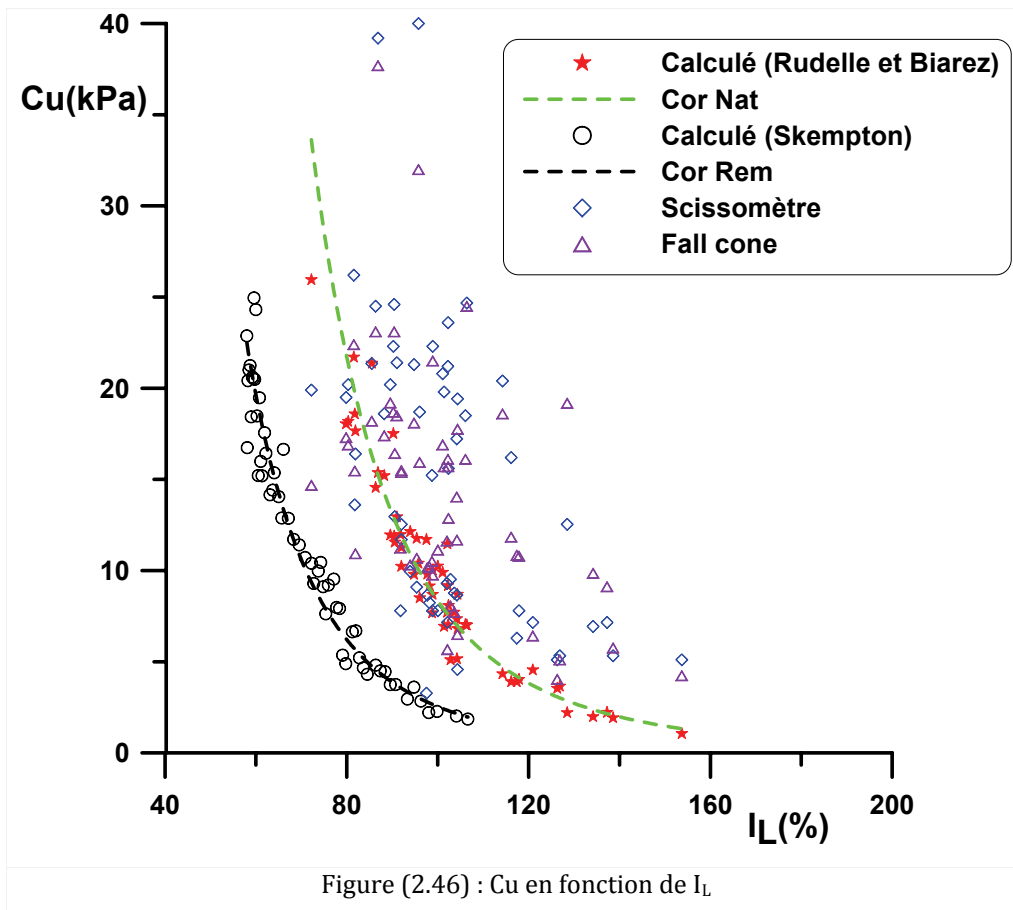


Figure (2.46) : C_u en fonction de I_L

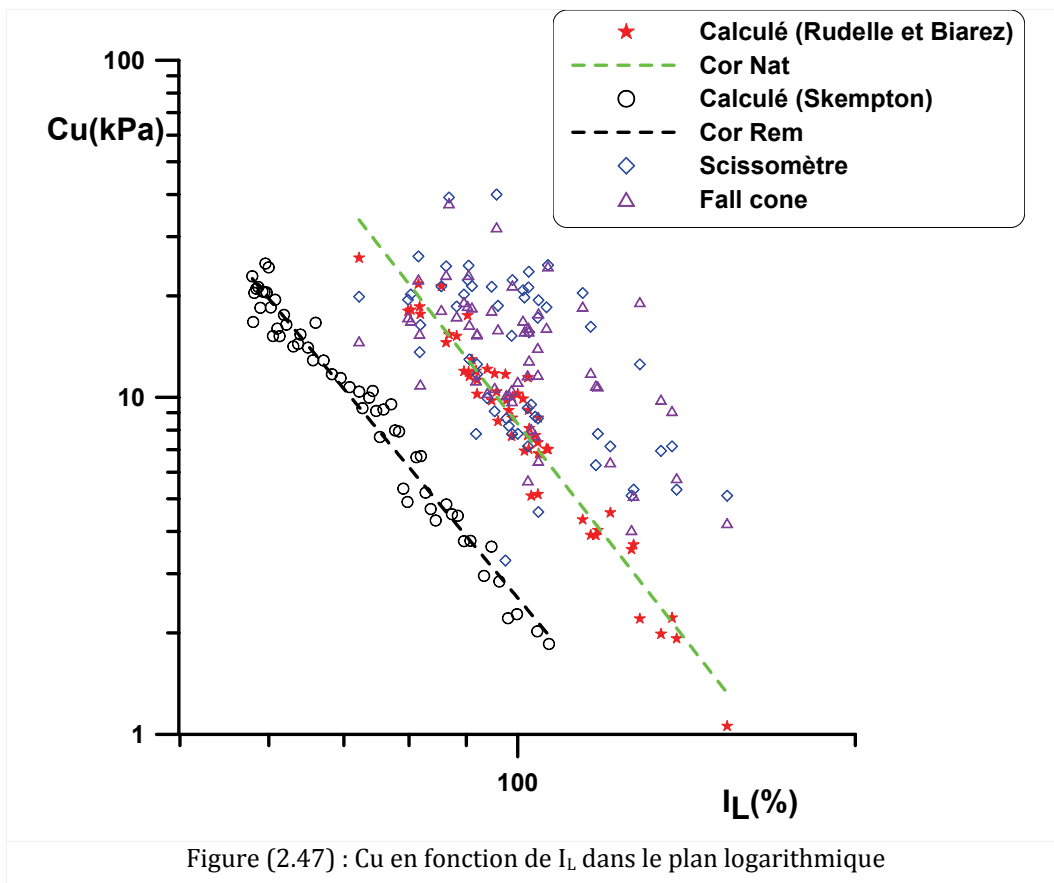


Figure (2.47) : C_u en fonction de I_L dans le plan logarithmique

3. CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons présenté l'ensemble des méthodes et des techniques utilisées dans cette recherche.

Plusieurs propositions ont été faites pour contribuer à l'amélioration de ces méthodes et les rendre plus faciles et plus précises.

Le granulomètre laser est une technique très rapide capable de donner la granulométrie d'un sol avec une grande précision, la combinaison de ses résultats avec les résultats obtenus par le microscope optique de grande précision permet encore de vérifier la granulométrie et d'avoir une mesure précise.

De plus, la méthode de traitement d'image proposée dans cette recherche rend la mesure des tailles des particules (à partir des photos optiques) très facile et fournit d'une manière quantitative une courbe granulométrique.

Non seulement pour la granulométrie mais aussi pour l'analyse des photos au MEB, cette méthode d'analyse permet d'identifier l'évolution de l'espace poral ainsi que les orientations des particules pendant les différentes phases et types de chargement. Les résultats de cette méthode peuvent être vérifiés à plusieurs reprises dans les étapes de traitement, ce qui la rend très fiable.

Nous avons proposé aussi une corrélation pour la détermination des paramètres a et b de la relation Cu-w, et nous l'avons vérifiée avec nos matériaux, elle semble donner de bons résultats.

La linéarité de la relation C_u -w dans le plan logarithmique nous a inspiré pour proposer de présenter la relation I_L - C_u dans le plan logarithmique : pour les sols remaniés cette relation est linéaire, alors que pour les sols naturels cette relation est fonction de l'état du sol. Cette présentation permet de voir l'effet de la structure à partir des tests simples de mesure de C_u et I_L .

Pour l'étude du comportement mécanique, une attention particulière a été portée aux conditions des essais, au choix des paramètres et à la mise en place.

L'analyse de l'argile GoG a montré que celle-ci était composée principalement d'un mélange de kaolinite et de smectite. La présence de débris coquillés donne une certaine hétérogénéité à l'argile, nous avons aussi identifié plusieurs composants qui peuvent servir comme agents de cimentation.

Dans le but de comprendre l'effet de la présence d'un mélange argileux sur le comportement mécanique, nous avons confectionné des mélanges de deux argiles de laboratoire, dont les caractéristiques sont proches de celles de l'argile marine GoG, l'argile grecque (smectite calcique) et la kaolinite P300.

L'analyse des données d'identification de l'argile marine GoG et l'évolution de la cohésion non drainée montrent qu'il existe une légère variation dans les sédiments. La confrontation de l'évolution de la cohésion non drainée de l'argile GoG avec celle des mélanges confectionnés au laboratoire montre que

celle-ci se situe entre les cohésions non drainées du mélange M65 et du mélange M35, cette évolution nous a laissé penser à une légère variation minéralogique qui n'est pas liée à un glissement de terrain mais à un changement des apports, ce qui n'est pas étonnant vu les variations du niveau de la mer et la saisonnalité des apports.

CHAPITRE 3 : COMPORTEMENT DES ARGILES DE LABORATOIRE

SOMMAIRE

1. COMPORTEMENT GLOBAL.....	124
1.1. CHEMIN OEDOMETRIQUE.....	124
1.1.1. COMPRESSIBILITE.....	124
1.1.2. C_v ; K_v ET t_{100}	129
1.2. CHEMIN TRIAXIAL	133
1.2.1. COMPORTEMENT SUR CHEMIN ISOTROPE.....	133
1.2.2. COMPORTEMENT SUR CHEMIN CD A σ'_3 =CONSTANT.....	137
1.2.3. ETAT DE PLASTICITE PARFAITE.....	147
1.2.4. VARIATIONS DE VOLUME.....	151
2. EVOLUTION DE LA MICROSTRUCTURE.....	157
2.1. EVOLUTION DE L'ESPACE PORAL	157
2.1.1. CHEMIN OEDOMETRIQUE.....	157
2.1.2. CHEMIN ISOTROPE.....	183
2.1.3. CHEMIN DU CISAILLEMENT.....	194
2.2. EVOLUTION DE L'ORIENTATION DES PARTICULES	200
2.2.1. CHEMIN OEDOMETRIQUE.....	200
2.2.2. CHEMIN ISOTROPE.....	206
2.2.3. CHEMIN DU CISAILLEMENT.	208
2.3. SYNTHESE DE L'EVOLUTION DE L'ORIENTATION DE L'ESPACE PORAL ET DES PARTICULES	210
3. CONCLUSIONS.....	213

INTRODUCTION

Nous présentons dans ce chapitre le comportement des argiles de laboratoire (kaolinite, montmorillonite) et des mélanges (M65, M35, M10) sur chemin œdométrique et sur chemin triaxial. Nous tenterons dans un premier temps de comprendre et de caractériser l'effet de la présence de la montmorillonite (phase très plastique) et de sa proportion dans le mélange argileux, puis suivre l'impact sur les variations microstructurale (espace poral et arrangement des particules) au moyen d'essais au porosimètre (PAM) et d'observations au microscope électronique à balayage (MEB).

La nouvelle technique proposée pour le traitement d'image (Cf. [chapitre 2, § 1.2.4](#)) sera utilisée pour identifier l'évolution de l'espace poral et pour déterminer l'orientation des particules.

1. COMPORTEMENT GLOBAL

1.1. CHEMIN ŒDOMETRIQUE

Les essais œdométriques ont été effectués sur les argiles de laboratoire (kaolinite, M10, M35, M65 et montmorillonite) à partir de différents états du matériau :

- à partir de la boue préparée à $w_i=1,5w_L$ et versée directement dans le moule antérieurement graissé
- sur des échantillons pré-consolidés dans un consolidomètre jusqu'à des contraintes verticales effectives $\sigma'_v = 100$ kPa ; les échantillons sont ensuite prélevés et taillés en éprouvettes de diamètre 40 mm et de 16 mm de hauteur.

Les mêmes procédures ont été suivies pour tous les matériaux, le chargement est effectué par paliers. Pour les échantillons destinés à l'étude microscopique, le chargement est arrêté à trois paliers différents (35, 200, et 1000 kPa), les échantillons sont ensuite récupérés et soumis à la procédure décrite précédemment (Cf. [chapitre 2, § 1.2](#)) pour les essais microstructuraux.

1.1.1. COMPRESSIBILITE

1.1.1.1. Kaolinite P300

La figure (3.1) montre l'évolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte verticale effective et la droite en violet montre l'évolution de celui-ci d'après les corrélations de [Biarez et Hicher \(1994\)](#).

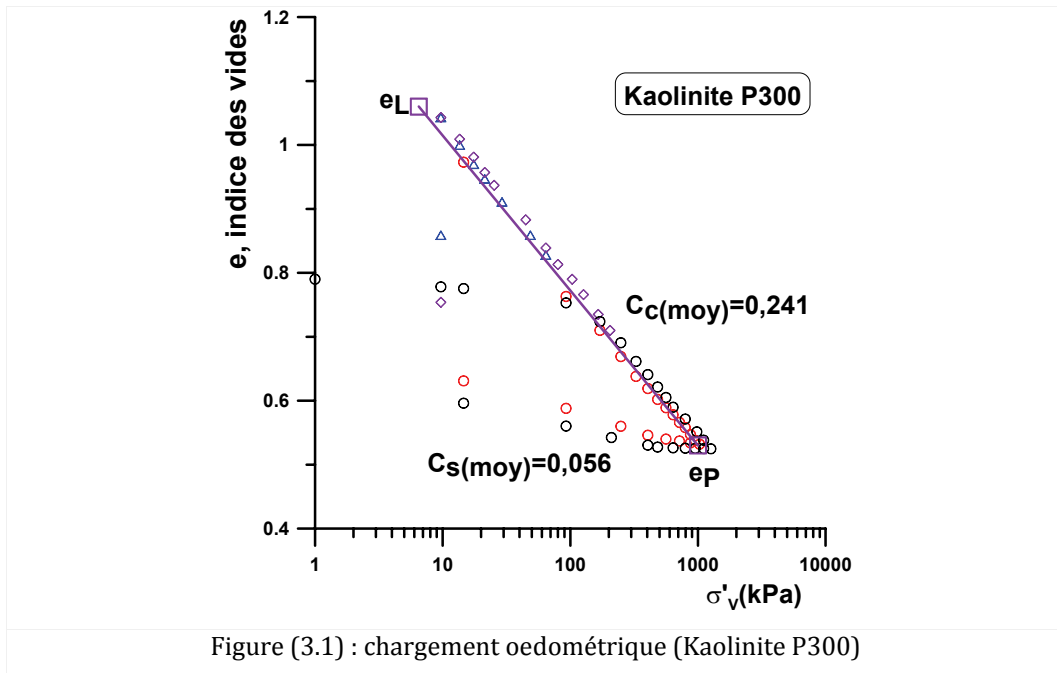


Figure (3.1) : chargement oedométrique (Kaolinite P300)

Dans les résultats des différents essais présentés, l'indice de compression et l'indice de du gonflement (affichés sur les figures) sont des moyennes calculées comme suit (éq. 3.1 et 3.2) :

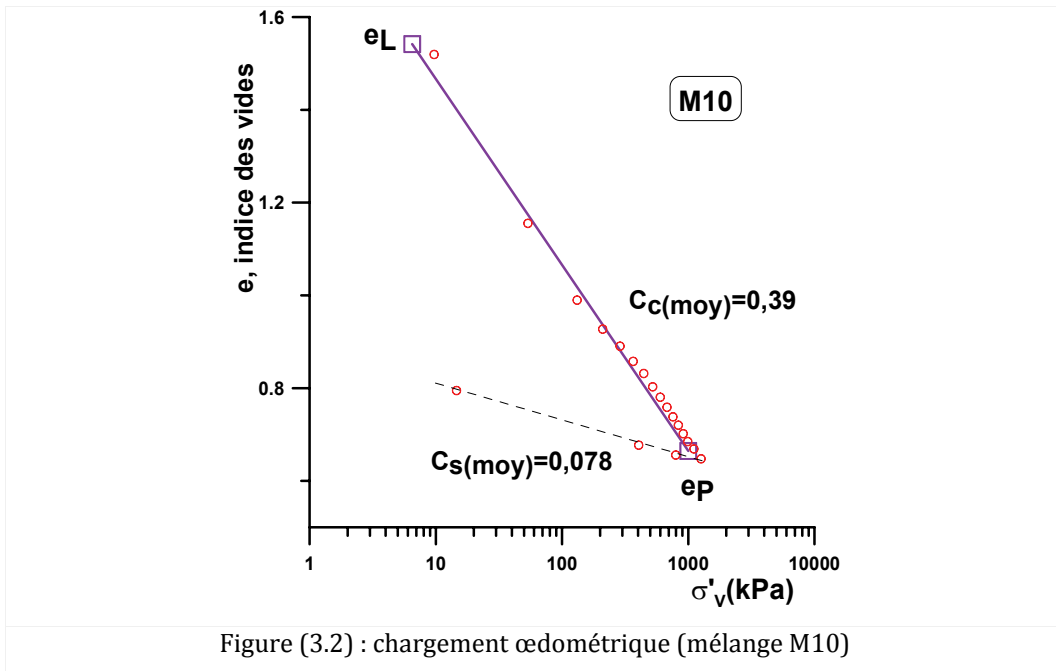
$$C_{c(moy)} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} C_{ci}}{n} \quad (3.1)$$

$$C_{s(moy)} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} C_{Si}}{n} \quad (3.2)$$

Les résultats montrent un $C_{c(moy)} = 0,241$ qui est proche de la valeur prévue par la corrélation $C_{c(corrélation)} = 0,243$. L'indice de gonflement moyen C_s est égal à 0,056. La valeur $C_c/C_s=4,3$ rentre dans les valeurs prévues par la corrélation pour les argiles remaniées : $C_c/C_{s(corrélation)}$ varie entre 4 et 6.

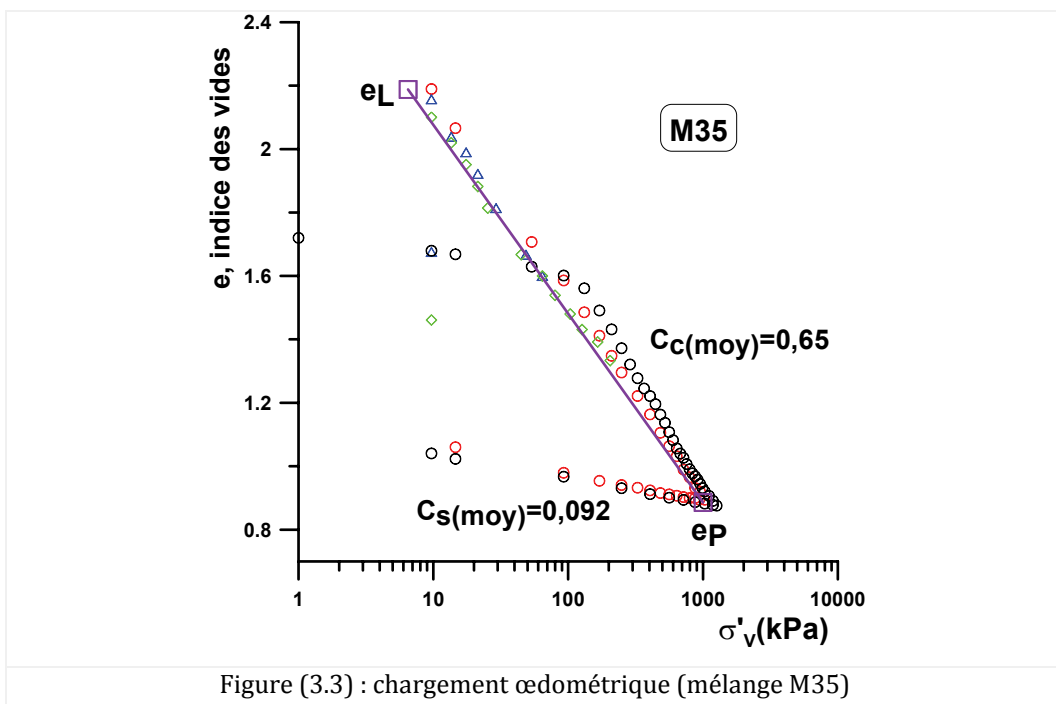
1.1.1.2. Mélange M10

Le mélange M10 contient 90% de la kaolinite et 10% de la montmorillonite, L'essai oedométrique (Fig 3.2) réalisé indique que la valeur de l'indice de compression $C_c = 0,39$ est très proche de la valeur prévue par la corrélation ($C_{c(corrélation)} = 0,40$), et que la valeur de $C_c/C_s = 5$ reste dans la marge des valeurs prévues par les corrélations.



1.1.1.3. Mélange M35

Le mélange M35 contient 65% de kaolinite et 35% de montmorillonite. La figure (3. 3) montre les résultats des essais oedométriques sur ce mélange : la corrélation reste encore représentative pour ce mélange, avec une valeur moyenne de C_c égale à 0,65 et une valeur moyenne de C_s de 0,092. C_c/C_s pour ce mélange est égal à 7, cette valeur même si elle est très proche se situe en dehors de l'intervalle prévu pour les argiles remaniées. Entre l'essai réalisé sur un échantillon pré-consolidé et l'échantillon consolidé à partir de la boue, nous ne constatons pas de différence notable, les valeurs de C_c sont très proches.



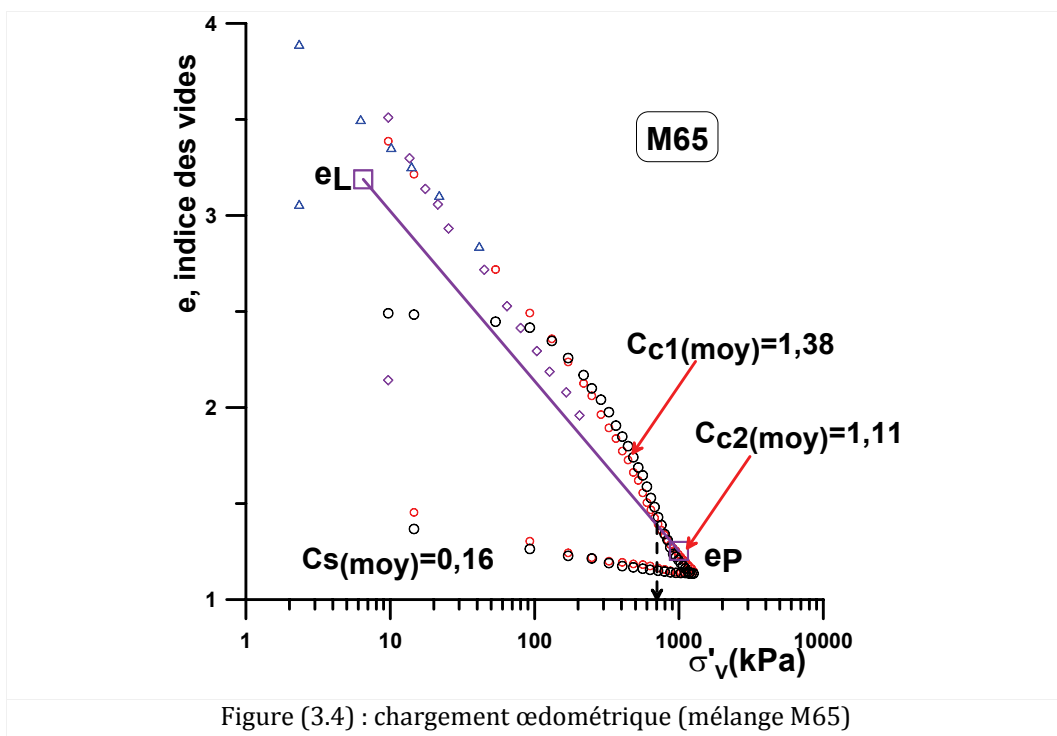
1.1.1.4. Mélange M65

Le mélange M65 contient 35% de kaolinite et 65% de montmorillonite. La figure (3.4) montre que la courbe d'évolution de l'indice des vides en fonction de σ'_v change de forme par rapport aux autres mélanges, elle exhibe deux pentes C_c , et met en évidence une contrainte à partir de laquelle la compressibilité diminue. Ce genre de comportement a été aussi observé par [Hicher et al. \(2000\)](#) et [Marcial et al. \(2004\)](#) : les premiers ont constaté que la bentonite verte ($w_L=100\%$, $w_P = 46\%$) avait plusieurs pentes en fonction du domaine de contrainte, alors que les seconds ont constaté que le comportement œdométrique de deux bentonites calcique et sodique changeait pour une contrainte verticale effective égale à 400 kPa.

La contrainte à laquelle notre mélange M65 change de pente est autour de 700 kPa, l'indice de compression dans le domaine < 700 kPa est égal à $C_{c1(moy)} = 1,38$, alors que l'indice de compression dans le domaine > 700 kPa est égal à $C_{c2(moy)} = 1,11$.

L'indice de gonflement ne semble pas changer mais est assez important pour ce mélange, de l'ordre de 0,16.

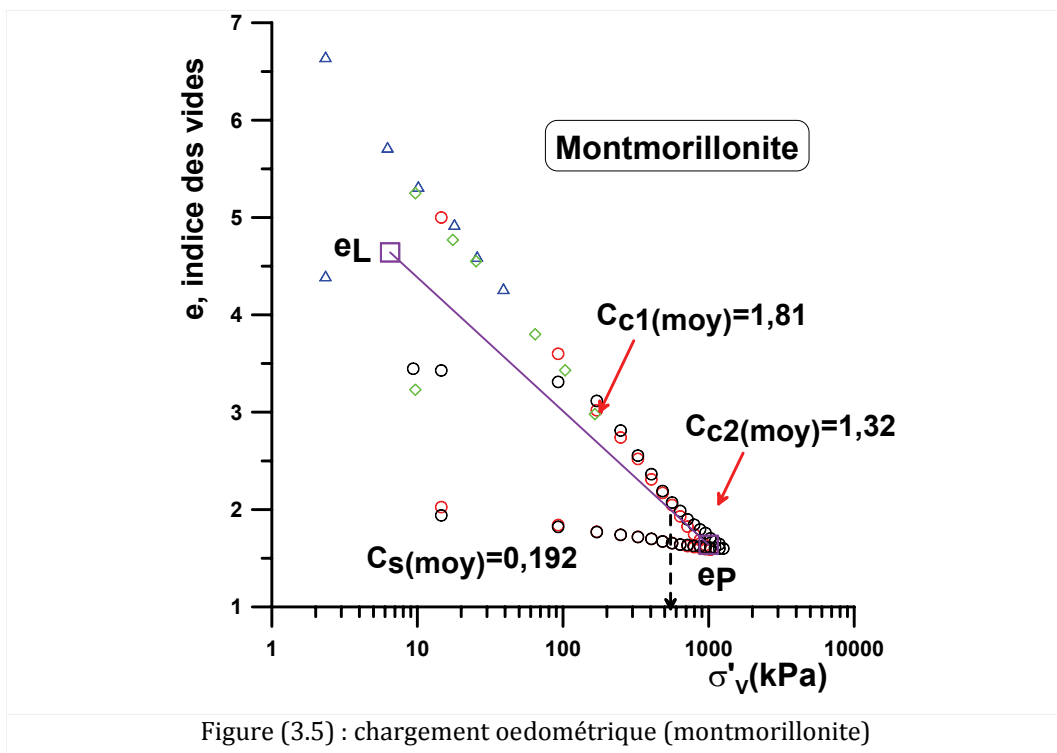
On peut constater que la corrélation n'est pas capable de représenter ce comportement, mais aussi que le comportement s'en rapproche dans le domaine des fortes contraintes pour la rejoindre à partir de 700 kPa.



1.1.1.5. Montmorillonite (argile Grecque)

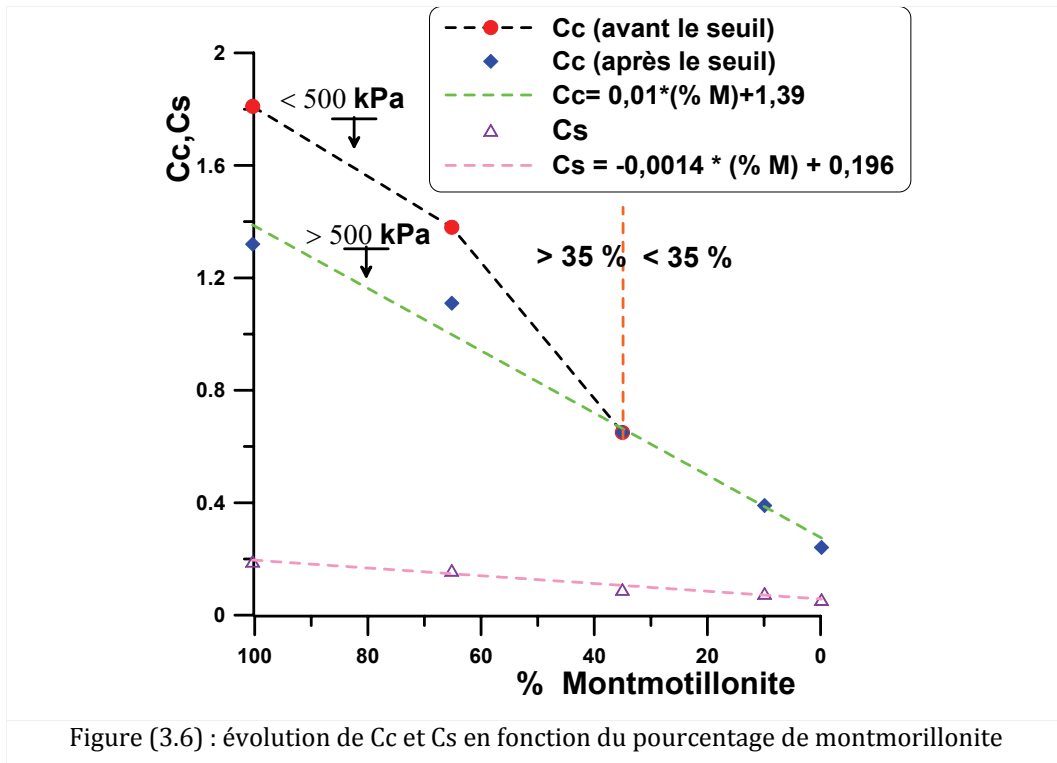
Un comportement similaire à celui du mélange M65 est observé pour la montmorillonite (Fig. 3.5). On constate l'existence de deux pentes dans le plan ($\sigma'_v - e$) : $Cc_{1(moy)} = 1,81$ et $Cc_{2(moy)} = 1,32$, l'indice de gonflement $Cs = 0,192$.

La différence entre le mélange M65 et la montmorillonite est que la contrainte à laquelle la montmorillonite change de pente est inférieure dans le cas de la montmorillonite, autour de 500 kPa. Après cette contrainte la courbe tend vers la corrélation et finit par la rejoindre.



Si on représente l'évolution du coefficient de compressibilité en fonction du pourcentage de montmorillonite dans le mélange, en distinguant deux domaines de contrainte (changement de pente) (Fig. 3.6), on constate que pour les mélanges à faible teneur en montmorillonite et pour les mélanges à forte teneur en montmorillonite dans le domaine des fortes contraintes, l'évolution Cc en fonction du pourcentage de la montmorillonite est quasi linéaire, et que la corrélation de Biarez et Hicher (1994) est valable alors que, pour les argiles à forte teneur en montmorillonite dans le domaine des faibles contraintes, cette corrélation n'est plus valable, et l'évolution de l'indice de compression en fonction du pourcentage de la montmorillonite devient non linéaire.

L'évolution du coefficient de gonflement en fonction de pourcentage de la montmorillonite a une forme quasi linéaire.



1.1.2. COEFFICIENT DE CONSOLIDATION C_v , PERMEABILITE K_v ET t_{100}

Dans cette étude nous avons constaté que l'application des paliers de 24 heures pendant la consolidation ne permet pas d'atteindre le temps de consolidation primaire, surtout quand il s'agit des mélanges avec la montmorillonite. Pour cela nous avons décidé de laisser la consolidation se faire jusqu'à l'obtention d'une stabilisation des variations du tassement ; la courbe (tassement, logarithme du temps) est tracée au fur et à mesure et la méthode de Casagrande est appliquée pour déterminer t_{50} et t_{100} , ainsi que la méthode de Taylor pour déterminer t_{90} .

Le coefficient de consolidation est défini par l'équation (3.3):

$$C_v = \frac{T_v d^2}{t} \quad (3.3)$$

T_v : facteur temps fonction de degré de consolidation, « t » est le temps nécessaire pour atteindre le degré de consolidation et « d » est la distance de drainage, dans notre cas elle est égale à la demi épaisseur de l'échantillon car le drainage est autorisé de deux côtés.

Lors de l'essai œdométrique, C_v peut être déterminé par la méthode de Casagrande ou la méthode de Taylor. Dans notre étude nous présentons les deux méthodes, l'équation (3.3) devient (3.4) pour la méthode de Taylor et (3.5) pour la méthode de Casagrande.

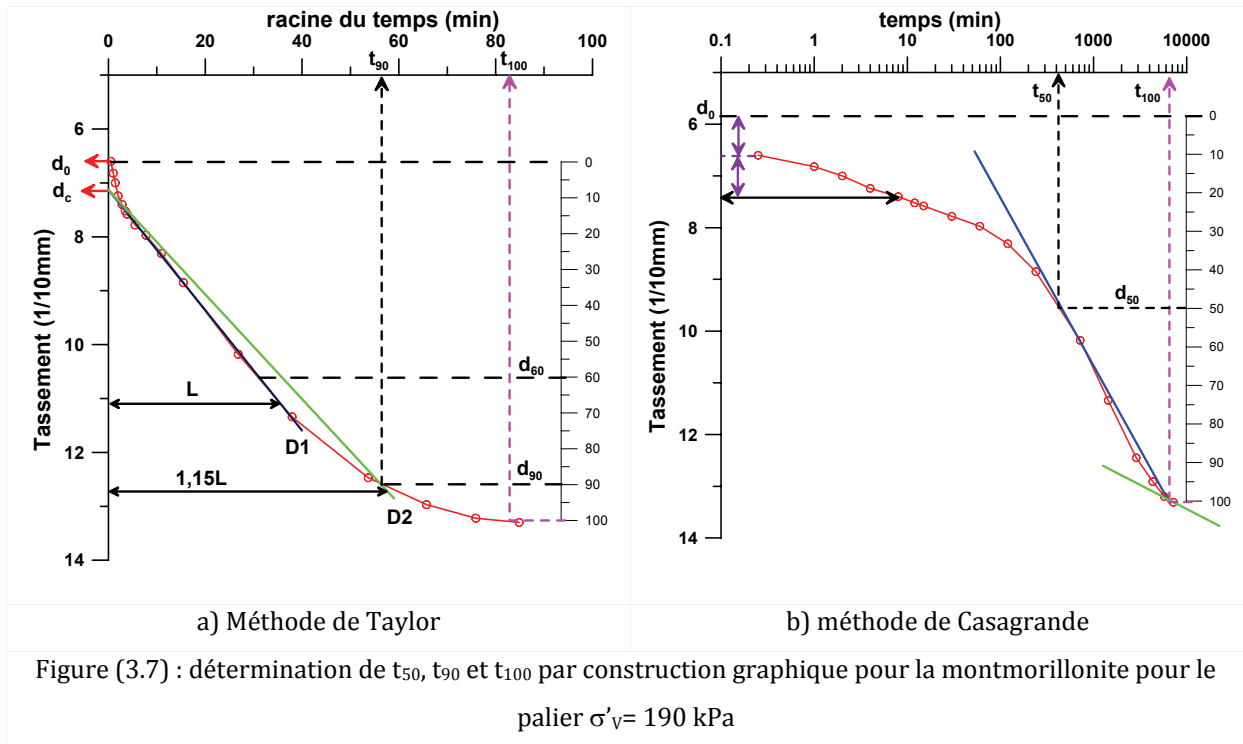
(Méthode de Taylor)
$$C_V = \frac{0,848d^2}{t_{90}} \quad (3.4)$$

(Méthode de Casagrande)
$$C_V = \frac{0.197d^2}{t_{50}} \quad (3.5)$$

où t_{90} , t_{50} sont les temps nécessaires pour atteindre un degré de consolidation de 90% et de 50% respectivement (Fig. 3.7). La figure (3.8) montre les variations du coefficient de consolidation (méthode de Taylor) en fonction de la contrainte verticale effective. Le coefficient C_v semble varier très légèrement pour la kaolinite, entre des valeurs de $1.91 \cdot 10^{-7}$ et $3.16 \cdot 10^{-7}$. Pour la montmorillonite et les autres mélanges, il existe un palier, autour de 500 kPa pour la montmorillonite et autour de 700 kPa pour les mélanges M35 et M65, à partir duquel le coefficient C_v diminue rapidement, mais on constate, pour le mélange M35, qu'après ce palier C_v ne change pas de pente mais continue à diminuer de la même façon. Le changement observé est lié à la difficulté de la construction graphique pour les argiles très plastiques. Les variations de C_v pour ces matériaux se traduisent par des variations de perméabilité au cours de l'essai, celles-ci sont calculées par l'équation (3.6) :

$$K_V = \frac{C_V \gamma_w}{E_{oed}} \quad (3.6)$$

où E_{oed} est le module œdométrique $E_{oed} = \frac{d\sigma'_v}{d\varepsilon_v}$, γ_w le poids volumique de l'eau.



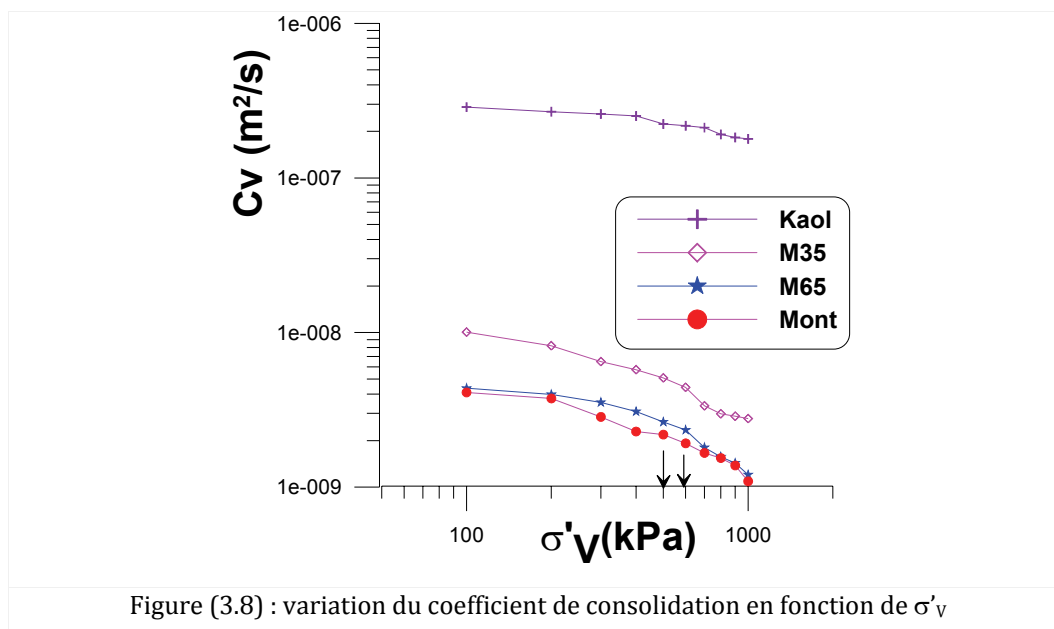
La figure (3.9a) montre les variations de la perméabilité des matériaux en fonction de contrainte verticale effective, et l'on peut constater d'après cette figure que la perméabilité des mélanges se rapproche de celle de la montmorillonite.

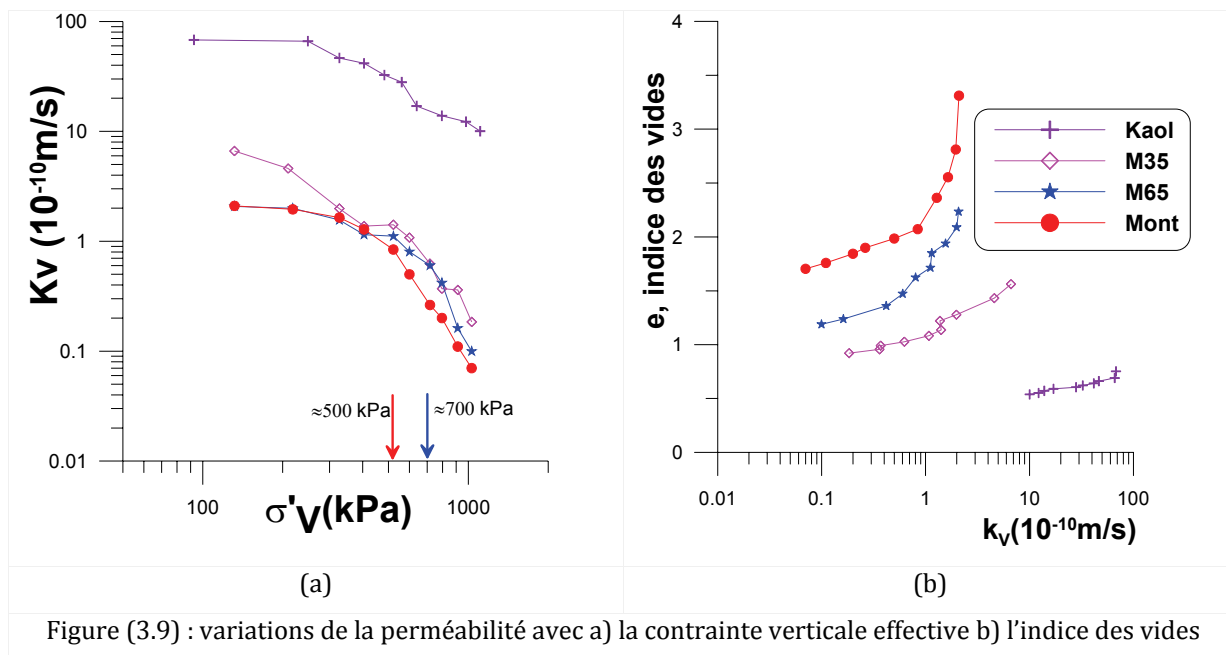
Les perméabilités de la montmorillonite et du mélange M65 diminuent plus rapidement à partir d'une contrainte de 500 kPa pour la montmorillonite et de 700 kPa pour le mélange M65. Cette diminution de la perméabilité à partir de ces seuils de contrainte peut expliquer l'apparition de deux pentes C_c pour la montmorillonite et le mélange M65 pendant l'essai œdométrique.

Cela peut s'interpréter par la variation de la microstructure : dans le domaine des faibles contraintes la compression est due à la compression des gros pores inter-agrégats ou inter-domaines. Celle-ci se produit avec l'expulsion des molécules d'eau caractérisées par une faible interaction physicochimique argile-eau. Lors du passage au domaine des fortes contraintes, un autre mécanisme intervient lié à l'interaction entre l'eau adsorbée et la surface de l'argile à l'intérieur des domaines. L'élimination de cette eau devient plus difficile (Marcial et al., 2002). Dans le cas des smectites, Pusch, (2006) indique qu'à des densités moyennes à élevées, une large quantité de l'eau présente dans l'espace poral est associée à la surface minérale, alors que ce n'est pas le cas pour la kaolinite et l'illite.

Les perméabilités de la kaolinite et du mélange M35 diminuent presque linéairement au cours de l'essai.

Dans la figure (3.9b) nous montrons les variations de l'indice des vides en fonction de la perméabilité : on constate que, malgré la forte porosité (indice des vide élevé) de la montmorillonite, sa perméabilité est plus petite que la perméabilité des mélanges.





Suite aux variations de la perméabilité, le temps de consolidation primaire varie d'un palier du chargement à un autre, il augmente quand celui-ci augmente. Pour la kaolinite cette augmentation reste petite : t_{100} est égal à 60 min pour une contrainte de 131 kPa et égal à 80 min pour une contrainte de 1029 kPa. En revanche, pour les mélanges, ces variations deviennent plus importantes (Fig. 3.10).

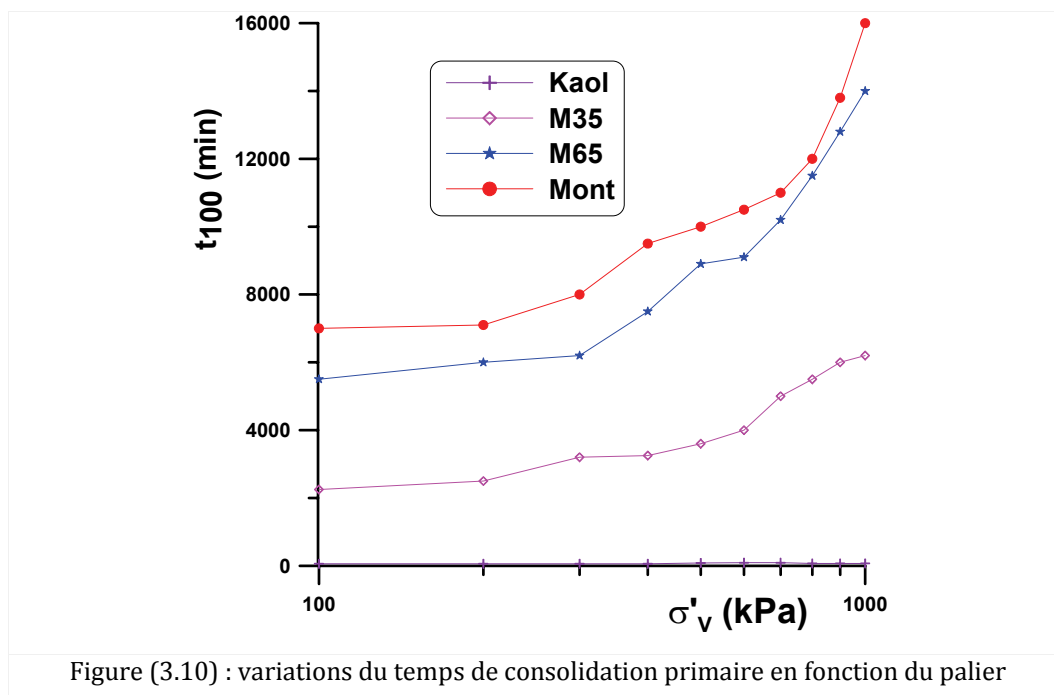


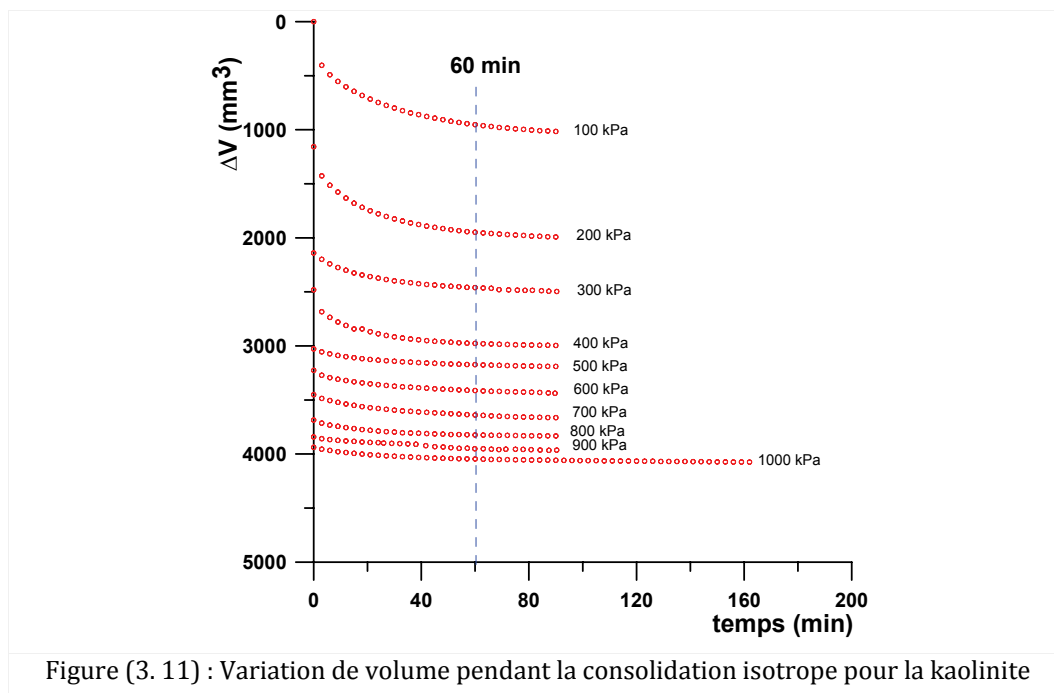
Figure (3.10) : variations du temps de consolidation primaire en fonction du palier

1.2. COMPORTEMENT SUR CHEMIN TRIAXIAL

Toutes les éprouvettes sont pré-consolidées d'une manière uniaxiale à une contrainte $\sigma'_v=100$ kPa. La préparation et la mise en place de l'éprouvette sont expliquées au chapitre 2 (§1.1.4. 5).

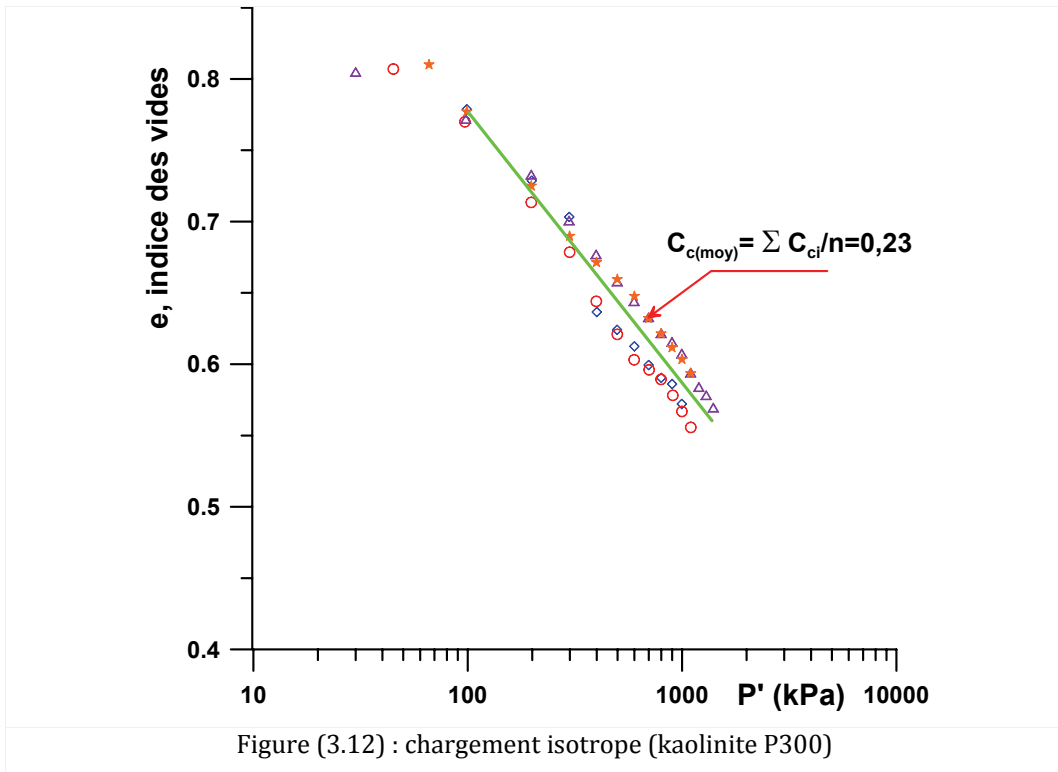
1.2.1. COMPORTEMENT SUR CHEMIN ISOTROPE

La consolidation isotrope est effectuée par palier de 100 kPa appliqués pendant des périodes variant en fonction du matériau. L'intérêt de cette technique est d'une part d'éviter l'enfoncement de la membrane entre la surface de l'échantillon et la surface de la plaque anti-frittage d'autre part de détecter les micro fuites qui peuvent se produire (Hattab, 1995), surtout lorsque l'échantillon reste longtemps dans la cellule triaxiale, cas des mélanges argileux. La figure (3.11) montre les variations du volume en fonction du temps pendant la phase de consolidation isotrope pour la kaolinite. Pour les autres matériaux, les variations de volume sont présentées en Annexe. III (§ Figs. I.1 ; I.2 et I.3).



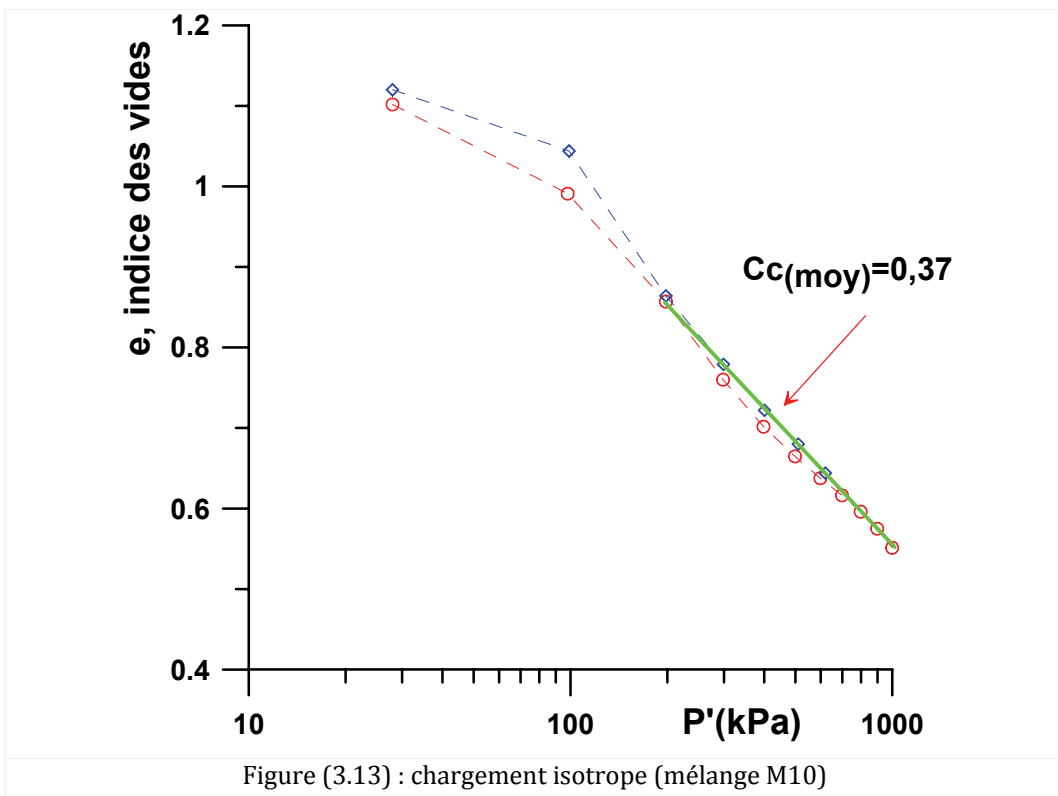
1.2.1.1. La kaolinite

L'évolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte totale moyenne pour la kaolinite est présentée dans la figure (3.12), il existe une dispersion liée à la dispersion de la mesure de l'indice des vides initial. L'indice de compression $C_{c(moy)}$ est égal à 0,23 ce qui est très proche de celui sur chemin oedométrique, sa valeur est aussi proche des valeurs trouvées dans la littérature (Hicher et al., 2000 ; Hattab, 1995 ; Bouziri, 2007).



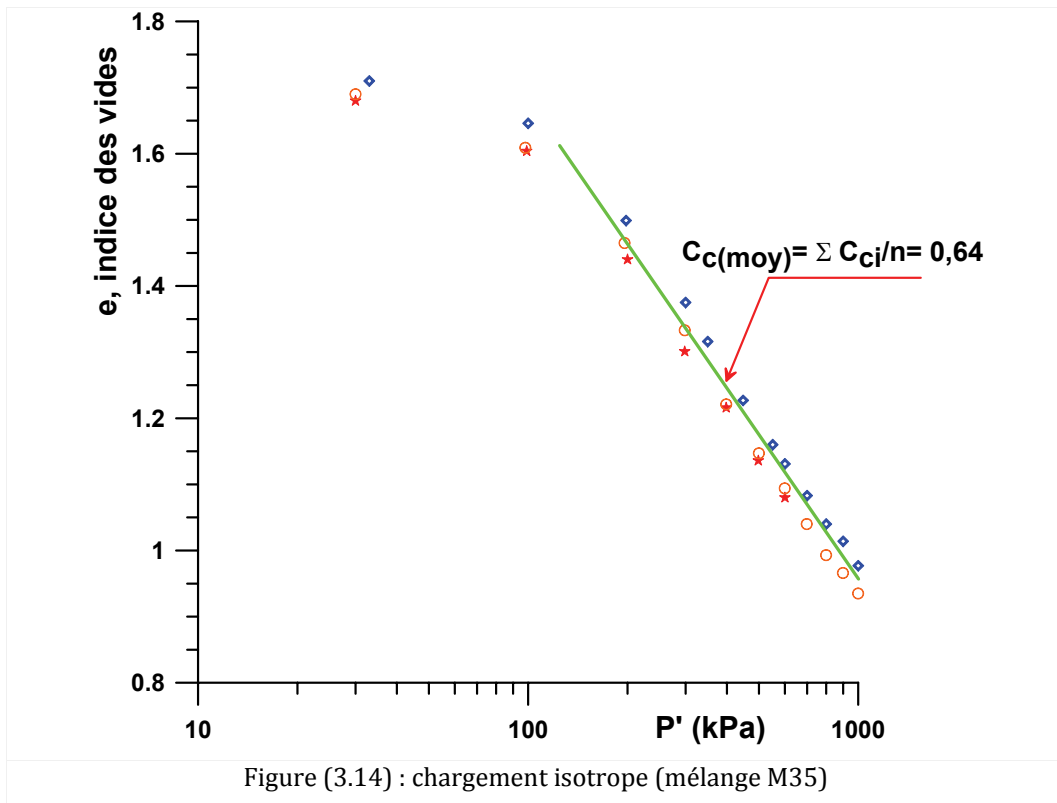
1.2.1.2. Mélange M10

Le coefficient de compressibilité moyen du mélange M10 (10% de montmorillonite) est de l'ordre de 0,37, comparé à la valeur obtenue sur chemin œdométrique de l'ordre de 0,39 (Fig. 3.13).



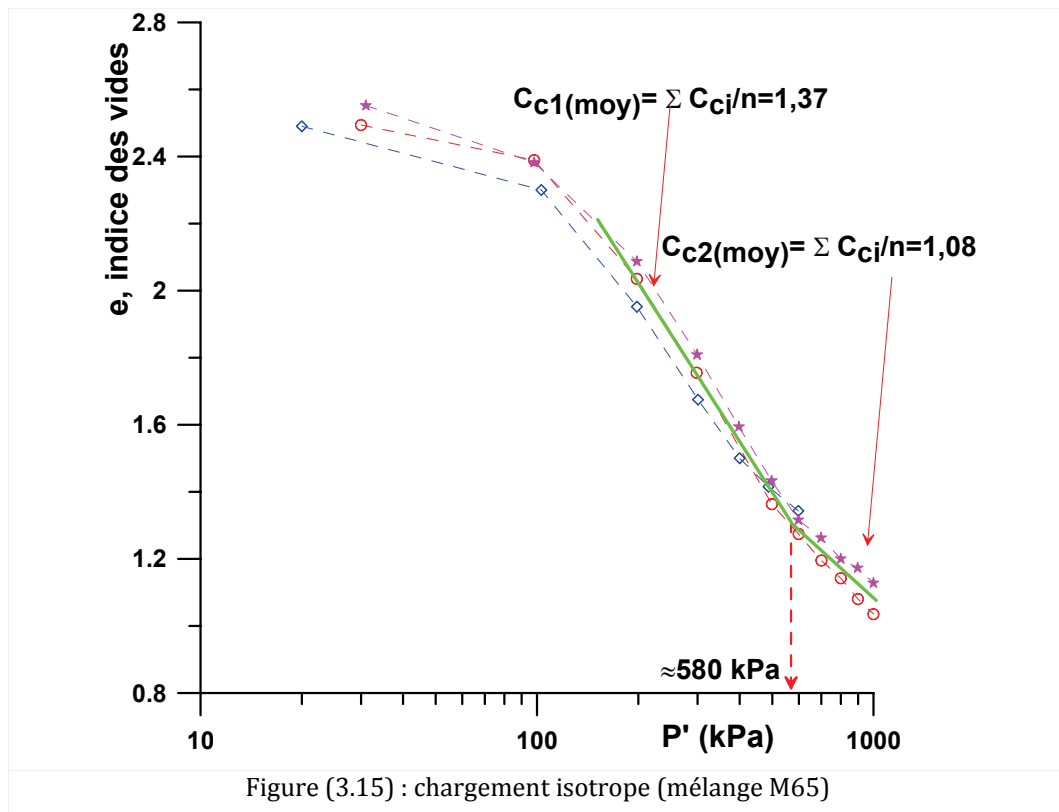
1.2.1.3. Mélange M35

Pour le mélange M35, la figure (3.14) montre que le coefficient de compressibilité moyen isotrope pour ce mélange est autour de 0,64 cette valeur est très proche de la valeur obtenu sur chemin œdométrique, ce qui signifie que le parallélisme est obtenu entre ces deux chemins.



1.2.1.4. Mélange M65

Le mélange M65 montre sur chemin isotrope le même comportement que sur chemin œdométrique, c'est-à-dire une évolution non linéaire de la courbe d'indice des vides en fonction de la contrainte appliquée. Le changement de pente C_c sur chemin isotrope se produit à une contrainte $p'_i = 580$ kPa (Fig. 3.15), les valeurs de ces deux pentes sont 1,37 et 1,08 pour C_{c1} et C_{c2} respectivement ; ces valeurs sont aussi proches des valeurs obtenues sur chemin œdométrique.

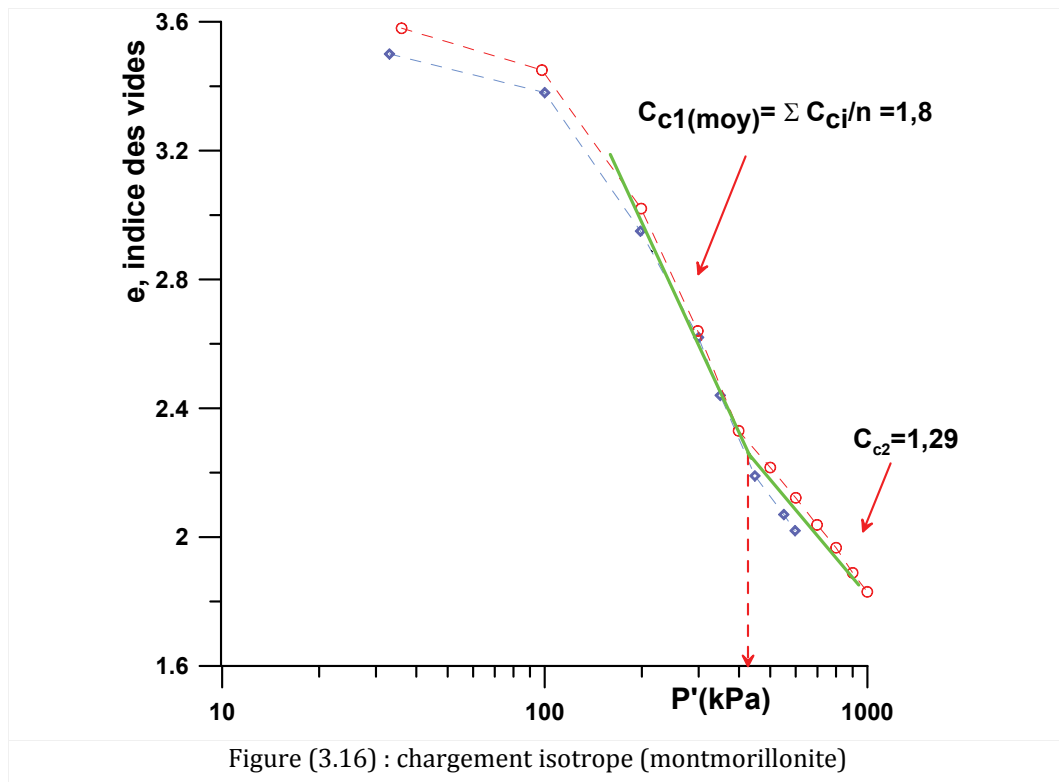


1.2.1.5. La Montmorillonite

La montmorillonite montre aussi le même phénomène (Fig. 3.16), deux pentes C_c dont les valeurs sont $C_{c1} = 1,8$ et $C_{c2} = 1,29$, le changement de pente sur le chemin isotrope se situant à une contrainte de 420 kPa. Hicher et al. (2000) ont montré le même phénomène sur une bentonite sur chemin isotrope.

On observe le même résultat que sur chemin œdométrique, avec un coefficient de compressibilité qui présente 2 valeurs (Fig. 3.6), dans le domaine des faibles contraintes et des fortes teneurs en montmorillonite. L'évolution du coefficient de compressibilité est non linéaire en fonction du pourcentage de montmorillonite, dans le cas de la montmorillonite et du mélange M65, avec des limites de ce domaine qui varient entre la montmorillonite et le mélange M65 : le point de changement de pente est situé à $p' \approx 420$ kPa pour la montmorillonite et à $p' \approx 580$ kPa pour le mélange M65.

Dans le cas du domaine des fortes contraintes et faibles teneurs en montmorillonite, pour la kaolinite et les mélanges M10 et M35, l'évolution du coefficient de compressibilité est linéaire en fonction du pourcentage de montmorillonite dans le mélange.



1.2.2. COMPORTEMENT SUR CHEMIN TRIAXIAL CD A $\sigma'_3 = \text{CONSTANT}$

Nous avons réalisé trois essais sur chaque matériau, qui diffèrent entre eux par la valeur de la contrainte de consolidation isotrope $p'_{ic} = 200, 600$ et 1000 kPa, la contre-pression étant maintenue à 300 kPa.

L'essai consiste à maintenir la contrainte latérale σ'_3 constante et à augmenter la contrainte axiale effective σ'_1 à vitesse de déplacement imposée jusqu'à la rupture, les essais sont de type consolidé drainé.

Le calcul de la vitesse d'écrasement appliquée pour chaque matériau est indiqué dans le chapitre 2 (§1.1.4.3). Cette vitesse varie d'un matériau à l'autre en raison de la variation du temps de consolidation primaire, étant donné que les conditions de drainage sont les mêmes ainsi que les dimensions de l'éprouvette, La valeur de cette vitesse pour chaque matériau est présentée dans le tableau (3.1).

Tableau (3.1) : vitesse de cisaillement appliquée au matériaux

Matériau	Kaolinite	M10	M35	M65	Montmorillonite
Vitesse d'écrasement (mm/min)	$3,5 \cdot 10^{-4}$	$2,7 \cdot 10^{-4}$	$1,2 \cdot 10^{-4}$	$6,3 \cdot 10^{-5}$	$4,8 \cdot 10^{-5}$

L'analyse du comportement pour chaque matériau est effectuée sur les plans suivants :

- $\varepsilon_1 - q$: évolution du déviateur en fonction de la déformation axiale
- $\varepsilon_1 - \varepsilon_v$: évolution de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale
- $p' - q$: chemin de chargement dans le plan des invariants
- $\log p' - e$: évolution de l'indice des vides en fonction de la contrainte moyenne effective.

1.2.2.1. Kaolinite P300

La figure (3.17) montre le comportement de la kaolinite. La résistance maximale est caractérisée par un palier dans le plan ($\varepsilon_1 - q$), cette résistance augmente avec l'augmentation de la contrainte de consolidation.

Dans le plan ($p' - q$), la plasticité parfaite correspond à une droite de pente $M = 1,02$, cette droite est une propriété intrinsèque de l'argile liée à l'angle de frottement interne ϕ'_{PP} (Biarez et Hicher, 1994) par la relation (éq. 3.7) :

$$\sin(\phi'_{PP}) = \frac{3M}{6 + M} \quad (3.7)$$

L'étude de la déformation volumique en fonction de la déformation axiale dans le plan ($\varepsilon_1 - \varepsilon_v$) montre un comportement contractant, évoluant vers un palier, la valeur finale de la déformation volumique dans ce domaine de contrainte jusqu'à $p'_{ic} = 1000$ kPa est fonction de la contrainte de consolidation, elle augmente quand celle-ci augmente.

Le palier obtenu dans le plan ($\varepsilon_1 - \varepsilon_v$) se traduit, dans le plan ($\log p' - e$), par un indice des vides critique « e_c », qui se situe sur une droite représentant plasticité parfaite (CSL), parallèle à la droite de consolidation isotrope (ICL) et de pente égale à C_c .

L'angle de frottement interne de la kaolinite est égal à $25,8^\circ$, valeur très proche de celles obtenues dans la littérature : 25° pour Bouziri (2007) et $26,5^\circ$ pour Hattab (1995) et Wahyudi (1994) sur la même kaolinite.

Dans le plan ($\log p' - e$), la différence $\Delta e_f = e_{iso} - e_c$, qui représente l'écart entre la droite de la consolidation isotrope et la droite de plasticité parfaite, est égal à $0,06$, valeur est très proche des valeurs trouvées dans la littérature : $0,056$ pour Bouziri (2007) et $0,05$ pour Hattab (1995). Sur l'argile simple ($w_L = 46\%$, $I_p = 24\%$) Ladd (1964) a obtenu $\Delta e_f = 0,05$.

1.2.2.2. M10

L'étude de cette argile sur chemin triaxial nous sert comme un point de repère pour le comportement du mélange à faible pourcentage en montmorillonite. La même démarche d'analyse que pour les autres matériaux comme pour la kaolinite P300 est suivie.

L'évolution du déviateur en fonction de ε_1 montre un palier correspondant à l'état de plasticité parfaite.

Dans le plan ($p' - q$) celle-ci est caractérisée par une droite de pente $M = 0,82$, $\phi'_{PP} = 21,4^\circ$.

Dans le plan ($\varepsilon_1 - \varepsilon_v$) la déformation volumique arrive plus ou moins dans les deux essais à un palier, qui traduit un comportement contractant (Fig. 3.18). L'état de plasticité parfaite est caractérisé dans le plan ($\log p' - e$) par les indices des vides critiques qui se situent sur la droite de plasticité parfaite parallèle à la droite de consolidation isotrope, la différence Δe_f étant égale à $0,12$, pour le mélange M10 ($w_L = 58\%$,

$I_p=33\%$). Zervoyannis, (1982) a obtenu un écart $\Delta e_f = 0,1$ pour l'argile noire ($w_L=70\%$, $I_p=30\%$) alors que pour le même matériau Naskos, (1985) a obtenu $\Delta e_f = 0,13$.

1.2.2.3. M35

Le mélange M35 montre un comportement similaire (Fig. 3.19), les paramètres de l'état de plasticité parfaite sont $M = 0,62$ et $\phi'_{pp} = 16,3^\circ$, un écart $\Delta e = 0,12$

Nous constatons aussi que le passage du mélange à 10 % de la montmorillonite au mélange à 35% de la montmorillonite a fait chuter l'angle du frottement du $21,4^\circ$ à $16,3^\circ$.

Dans le plan ($\varepsilon_1 - \varepsilon_v$) nous constatons toujours un comportement contractant avec des déformations volumiques plus importantes lorsque la contrainte de consolidation est plus importante.

Dans le plans ($\log p', e$), les indices des vides critiques se situent sur une droite (CSL) parallèle à la droite de consolidation isotrope (ICL) ; Δe_f pour ce mélange est égal à 0,19.

Pour l'essai à $p'_{ic} = 1000$ kPa, nous constatons l'apparition d'un pic, que nous attribuons à la perte d'efficacité du système anti-fretage, vu la longue durée de l'essai (environ 5 mois).

Comme le pic n'apparaît qu'après 20% de la déformation axiale et après stabilisation du palier, nous pouvons considérer que l'essai est encore exploitable.

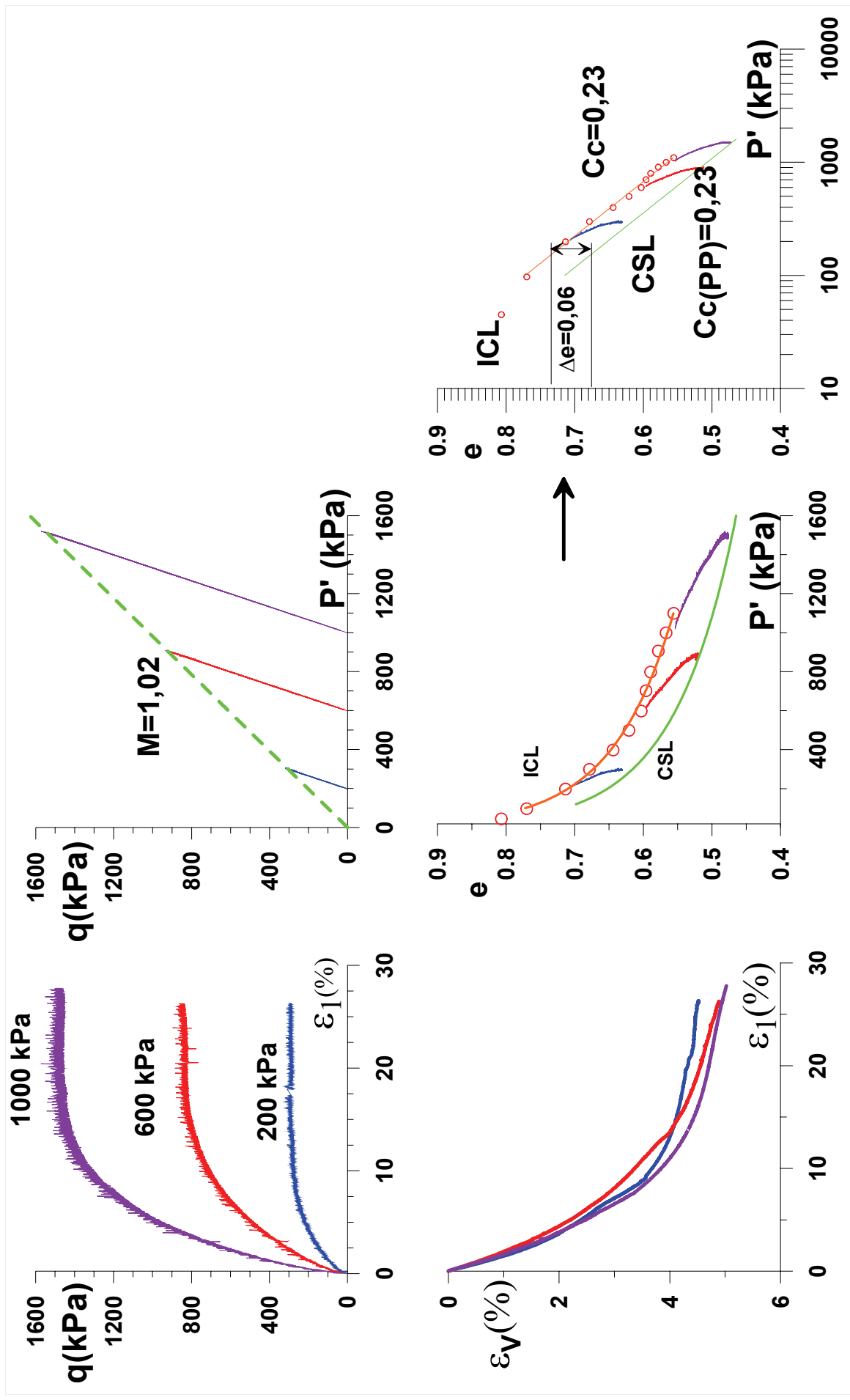


Figure (3.17) : comportement de la kaolinite P300 sur chemin CD à $\sigma'_3 = \text{constant}$

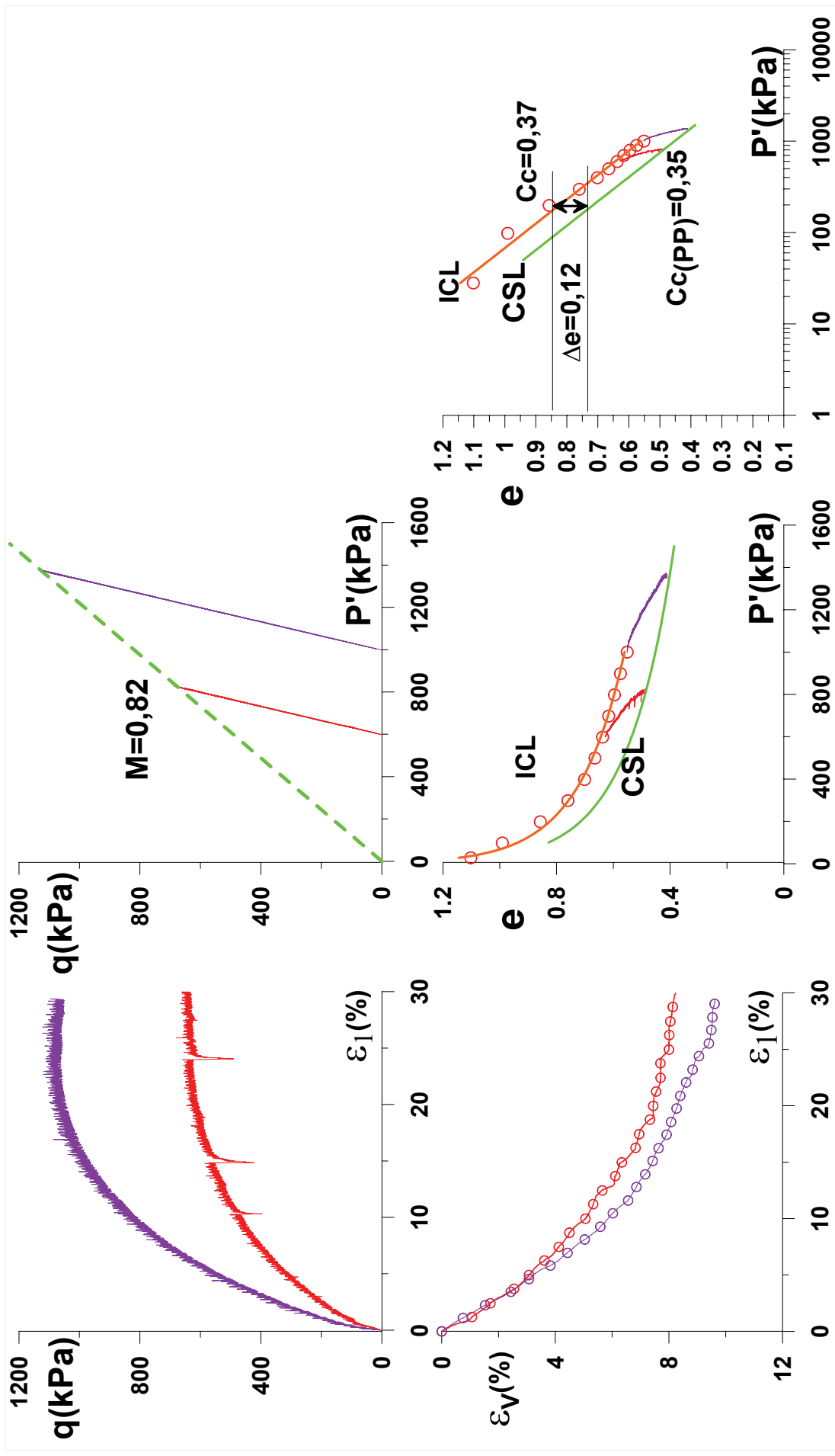


Figure (3.18) : comportement du mélange M10 sur chemin CD à $\sigma'_3 = \text{constant}$

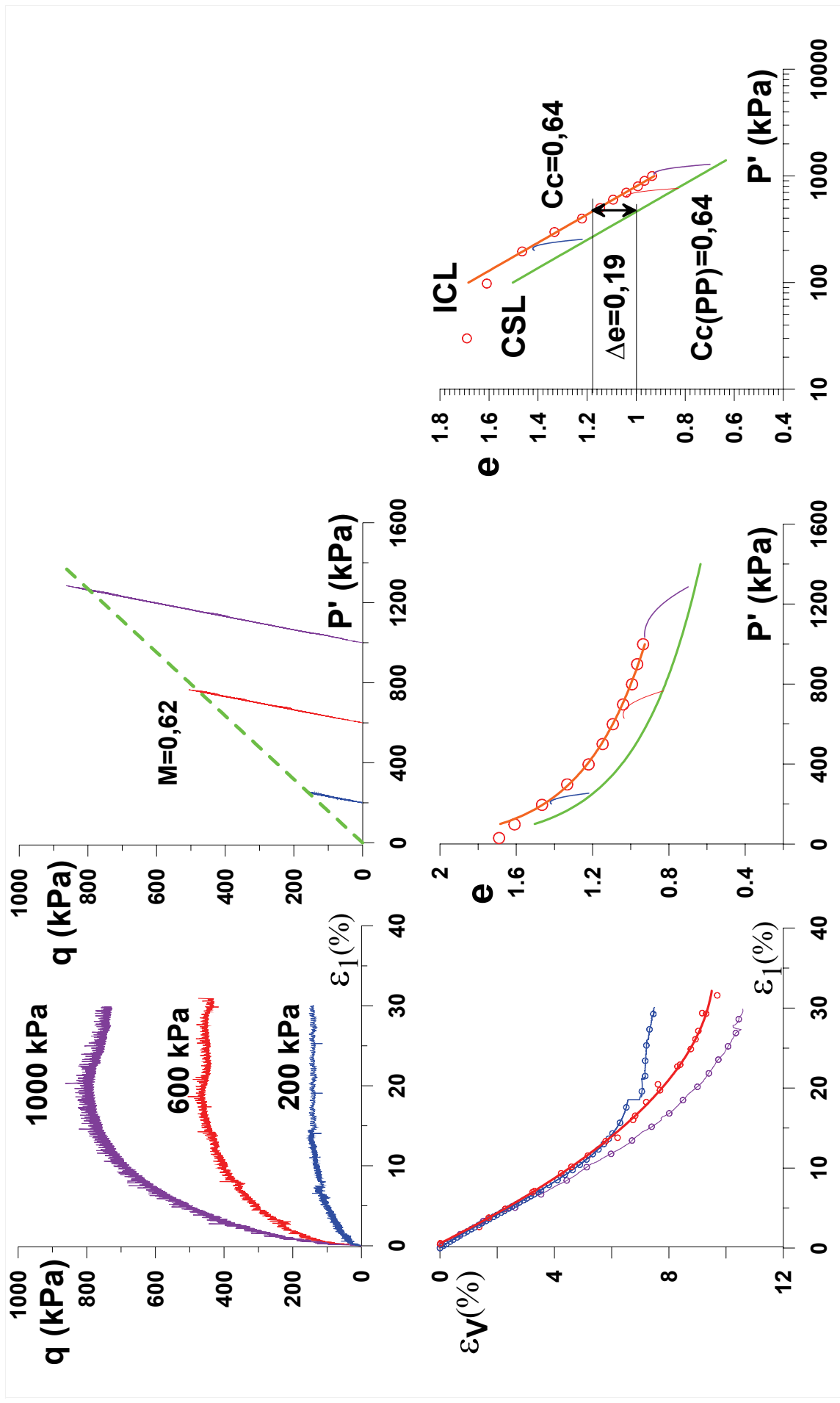


Figure (3.19) : comportement du mélange M35 sur chemin CD à $\sigma'_3 = \text{constant}$

1.2.2.4. M65

Nous avons montré dans les paragraphes (1.1.1.4) et (1.2.1.4) de ce chapitre que le mélange M65 sur chemins œdométrique et chemin isotrope montre un comportement différent de celui des mélanges dont l'indice de plasticité I_p est inférieur à 60 %. Cette différence est caractérisée par un changement de pente C_c à partir d'une contrainte autour de 580 kPa dans le plan $(\log p'-e)$.

De la même façon, nous pouvons aussi caractériser l'état de plasticité parfaite par deux droites parallèles aux droites représentatives de la consolidation isotrope dans le plan $(\log p'-e)$, l'écart entre les droites de consolidation isotrope et les droites de plasticité parfaite (Δe_f) étant quasi identique dans les deux domaines, il est égal à 0,25 (Fig. 3.20).

L'état de plasticité parfaite dans le plan $p'-q$ est caractérisé par une droite de pente $M = 0,58$, $\phi'_{pp} = 15,3^\circ$. Dans le plan $(\varepsilon_1- \varepsilon_v)$, on peut constater que le matériau continue à se déformer jusqu'à de grandes déformations axiales sans avoir un palier concret.

Pour l'essai à $p'_{ic} = 1000$ kPa, un léger pic est encore constaté malgré les précautions que nous avons prises par l'augmentation de l'épaisseur de la couche de graisse. Pour les mêmes raisons que pour le mélange précédent, les résultats de cet essai sont encore exploitables.

1.2.2.5. Montmorillonite

La montmorillonite sur chemin de consolidation isotrope et œdométrique montre un comportement similaire à celui du mélange M65 en termes de forme de courbe de consolidation et des deux pentes C_c , le changement de pente s'effectuant à $p'_i = 420$ kPa.

Sur chemin triaxial (Fig. 3.21), la montmorillonite montre un comportement différent de celui du mélange M65 : dans le plan $(\varepsilon_1- \varepsilon_v)$ le comportement reste contractant mais une inversion de la déformation volumique se produit, c'est-à-dire que la déformation volumique pour l'essai à $p'_{ic} = 1000$ kPa est inférieure à celle de l'essai à $p'_{ic} = 600$ kPa qui est à son tour inférieure à celle de l'essai $p'_{ic} = 200$ kPa, on peut constater aussi qu'il n'existe pas de palier réel de la déformation volumique.

En effet, il semble qu'il existe un domaine de contrainte à partir duquel la déformation volumique change de tendance. Bouziri (2007) a aussi observé ce phénomène dans le cas de la kaolinite P300 et a montré que la déformation volumique changeait de tendance dans certains domaines de contrainte de consolidation : la déformation volumique pour l'essai à $p'_{ic} = 1400$ était inférieure à celle pour l'essai à $p'_{ic} = 1000$ kPa. Le seuil de contrainte à partir duquel le changement est observé semble dépendre du type d'argile.

Plus de recherche sur des matériaux argileux de nature différente et dans des domaines de contrainte allant jusqu'à fortes contraintes de consolidation serait nécessaire pour éclaircir ce phénomène.

Dans le plan $-(\log p'-e)$, l'état de plasticité parfaite est aussi caractérisé par une courbe parallèle à la courbe de consolidation isotrope, mais la différence entre la montmorillonite et le mélange M65 est que l'écart entre la courbe de consolidation isotrope et l'état de plasticité parfaite n'est pas identique, il est Δe_f

= 0,35 dans le domaine inférieur à 420 kPa et $\Delta e_f = 0,27$ dans le domaine supérieur (pour l'essai à $\sigma'_3 = 600$ kPa).

Dans le plan (p'-q), cet état de plasticité est caractérisé par une droite de pente $M = 0,56$, $\phi'_{pp} = 14,8^\circ$, les essais réalisés par [Soemitro, \(1994\)](#) sur la montmorillonite en condition non drainé donnent des résultats similaires à nos résultats avec un angle de frottement interne $\phi'_{pp} = 15^\circ$.

L'essai à $p'_{ic} = 1000$ kPa montre encore un pic malgré toutes les précautions prises. Nous pensons qu'après certain temps l'efficacité du système anti-frittage diminue considérablement, nous avons essayé de voir à quel moment cette perte d'efficacité se produisait et nous avons constaté qu'après 123 jours le système perdait son efficacité. Plusieurs causes peuvent intervenir dont le type de graisse utilisée et les conditions ambiantes. Pour les essais triaxiaux sur des matériaux de très faible perméabilité, il faut penser au préalable au système d'anti-fretage, vu la longue durée des essais de 6 à 9 mois pour la montmorillonite.

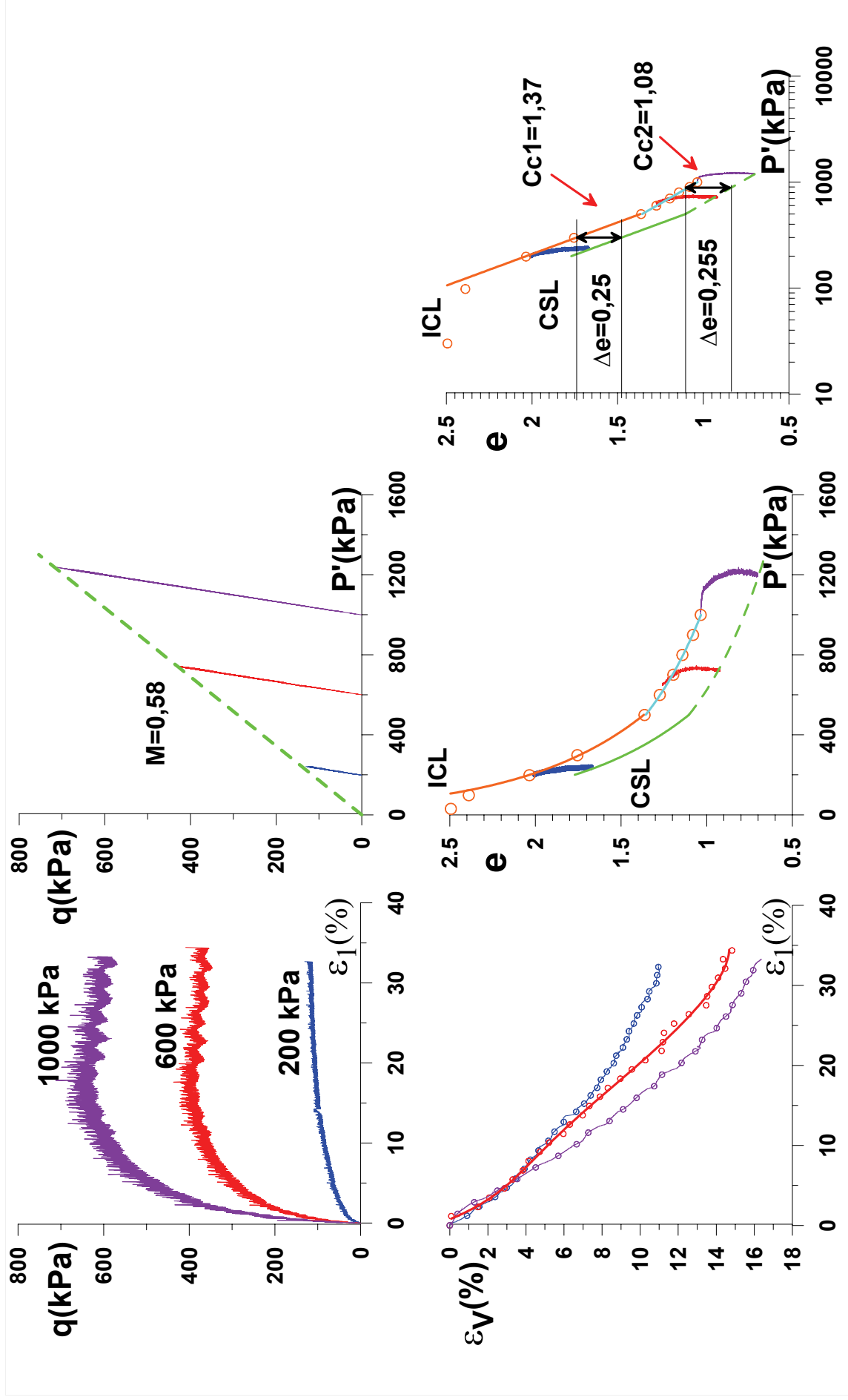


Figure (3.20) : comportement du mélange M65 sur chemin CD à $\sigma'_3 = \text{constant}$

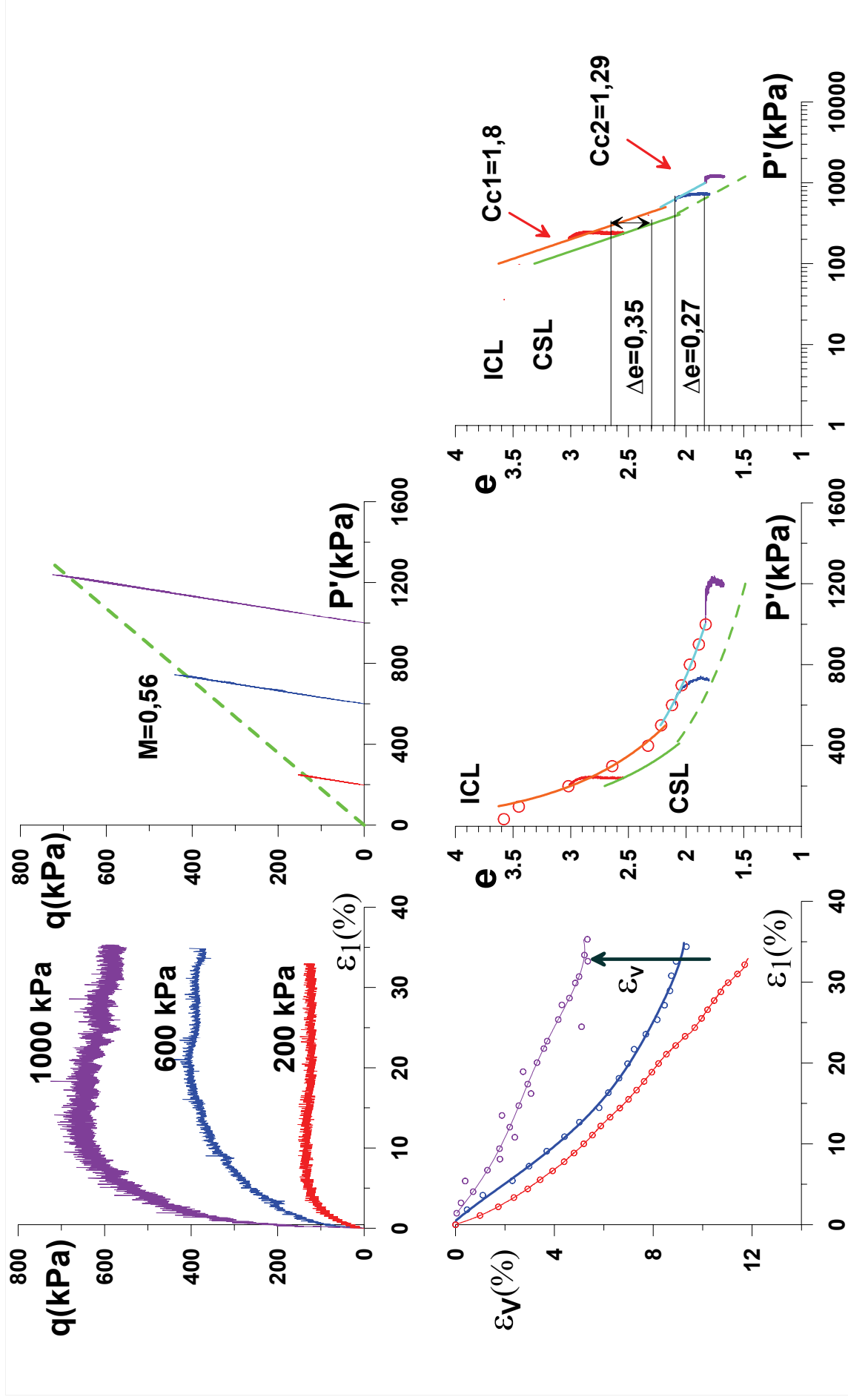
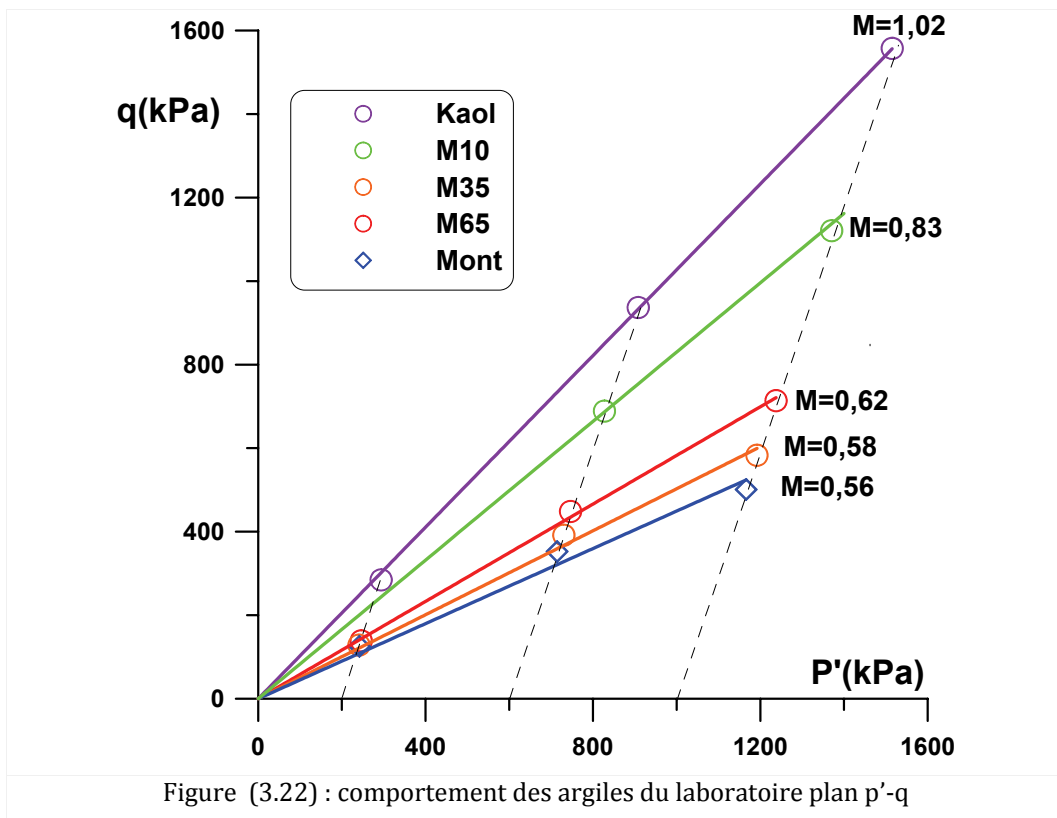


Figure (3.21) : comportement de la montmorillonite sur chemin CD à $\sigma_3 = \text{constant}$

1.2.3. ETAT DE PLASTICITE PARFAITE

Si nous présentons le comportement des matériaux dans le plan $p'-q$ (Fig. 3.22) nous pouvons voir que le comportement des mélanges est fortement influencé par la présence de la montmorillonite : la pente M diminue de 1,02 pour la kaolinite jusqu'à 0,83 pour le mélange M10, alors que ce comportement est complètement défini par la montmorillonite pour les mélanges M35 et M65 qui sont très proches de celui de la montmorillonite. [Charpentier, \(2000\)](#) constate que les propriétés de la montmorillonite dominent les propriétés du mélange à partir du 30 % de celle-ci dans le mélange, d'autres études montrent que le mélange 50 :50 entre la kaolinite et la montmorillonite a exactement le même comportement que la montmorillonite pure (voir chapitre 1, §1.3.2.2). En fait, ces études concernent plutôt les propriétés de nature et les propriétés de compression mais nous n'avons malheureusement pas trouvé d'études sur chemin triaxial pour pouvoir comparer nos résultats avec d'autres.

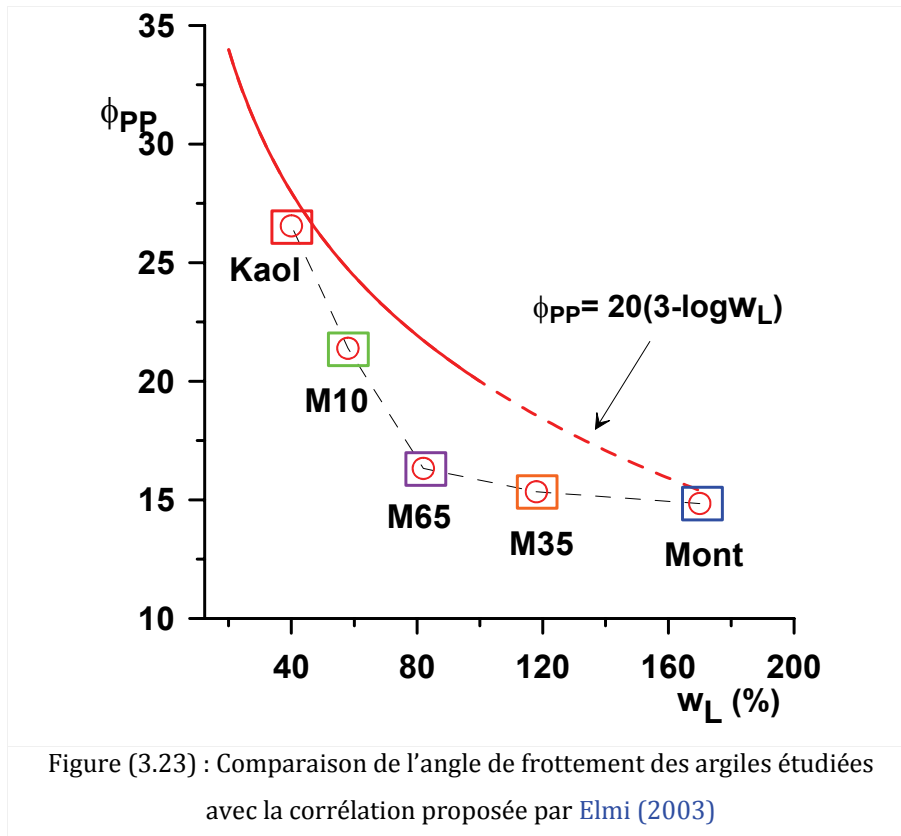


La figure (3.23) représente les angles de frottement interne obtenus dans cette étude dans la corrélation proposée par [Elmi \(2003\)](#) et [Favre \(2004\)](#) en se basant sur le tableau de [Biarez et Hicher \(1994\)](#), équation (3.4).

$$\phi'_{PP} = 20(3 - \log(w_L)) \dots \dots \dots (3.4)$$

Dans cette figure nous constatons que la corrélation donne une bonne estimation de l'angle de frottement de la kaolinite alors que, pour les mélanges, les valeurs de ϕ'_{PP} ne sont pas représentées par cette

corrélation. Notons que cette corrélation a été faite sur des argiles ayant des limites de liquidité jusqu'à 100 %. La continuité en pointillé représente le prolongement de la corrélation jusqu'à 170 %, la valeur obtenue par prolongement de la corrélation est proche de celle obtenue expérimentalement pour la montmorillonite.



Pour rechercher de la cause pour laquelle le comportement des mélanges M35 et M65 est dominé par celui de la montmorillonite, nous avons effectué des photos au MEB sur ces deux mélanges, et nous avons fait une analyse aux rayons X au niveau des plans du glissement, les résultats ont montré (Fig. 3.24a ; 3.24b) que les glissements se font au niveau des particules de montmorillonite. Celle-ci constitue un réseau englobant les particules de kaolinite : plus le réseau est complet, plus le comportement est guidé par la montmorillonite. Les ronds sur la figure (3.24) représentent les points d'analyse, les ronds rouges sont les points où se trouvent les particules de montmorillonite ($Si/Al \approx 2$), le rond vert représente une particule de la kaolinite ($Si/Al \approx 1$). Dans tous les cas, nous pensons que la présence de 35% de montmorillonite dans le mélange est suffisante pour que celle-ci impose ces propriétés, car celle-ci favorise l'organisation face à face des particules, qui est moins résistante aux contraintes qu'une organisation bord-face ou bord-bord (Fesser, 2004). Ceci conduit par conséquent à la dominance de la montmorillonite dans le comportement. Dans le cas où la présence de celle-ci n'est pas suffisante pour construire son réseau (cas du mélange M10), la résistance du mélange diminue par rapport à celle de la kaolinite mais elle n'est pas complètement dominée par la présence de la montmorillonite.

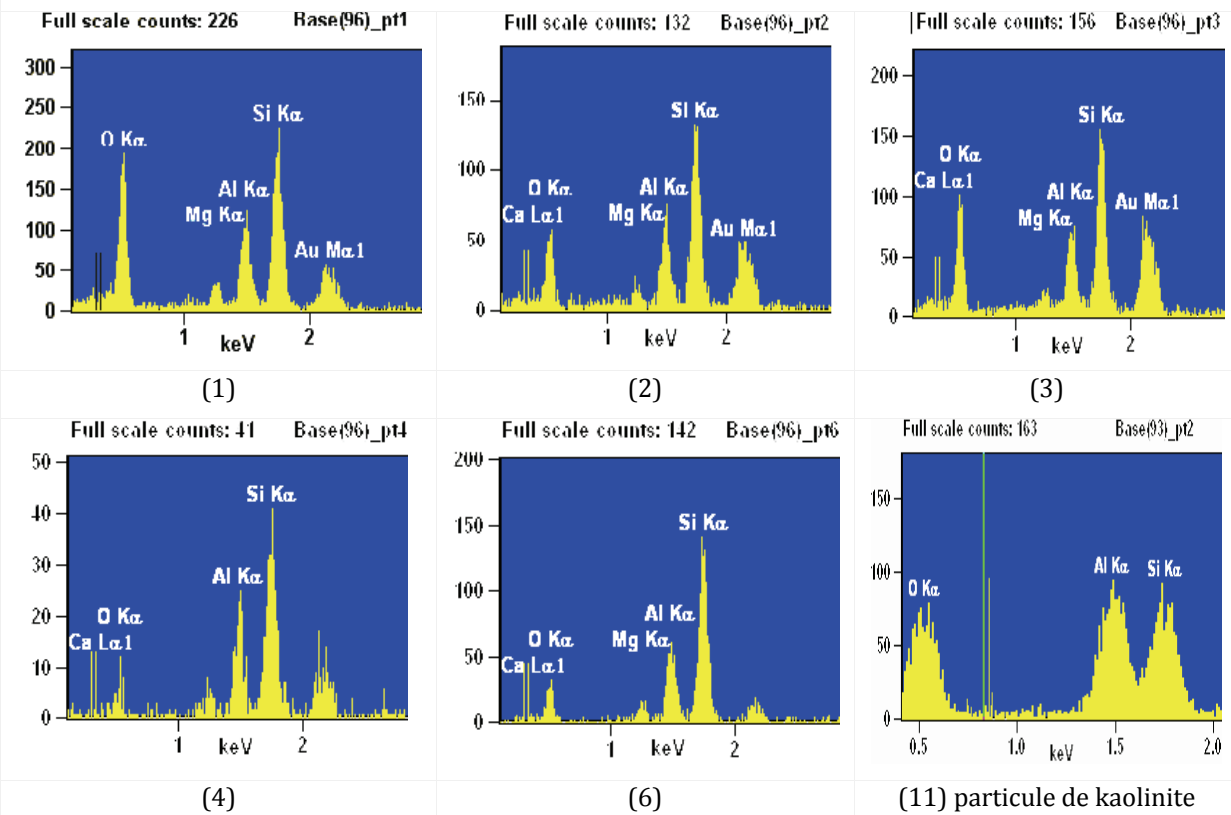
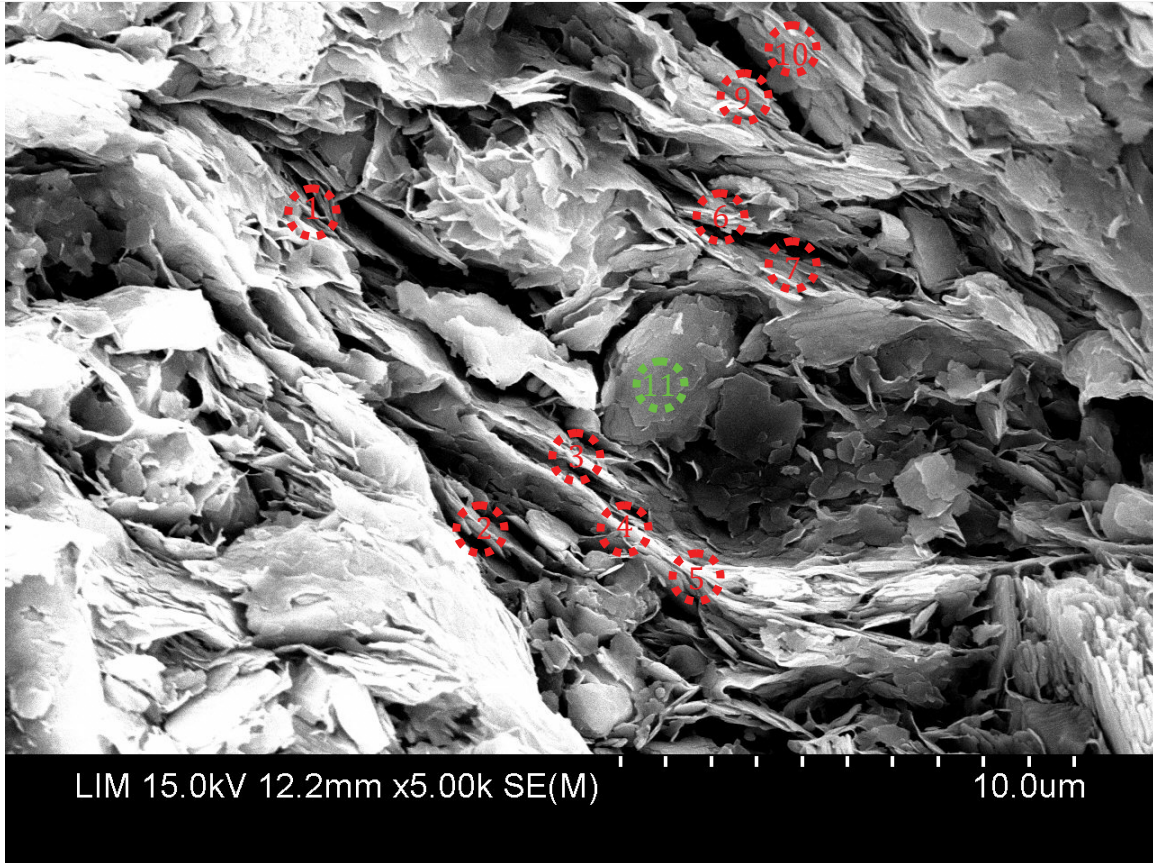


Figure (3.24a) : analyse des plans de glissement pour le mélange M35 dans l'essai CD ($\sigma'_3=200$ kPa)

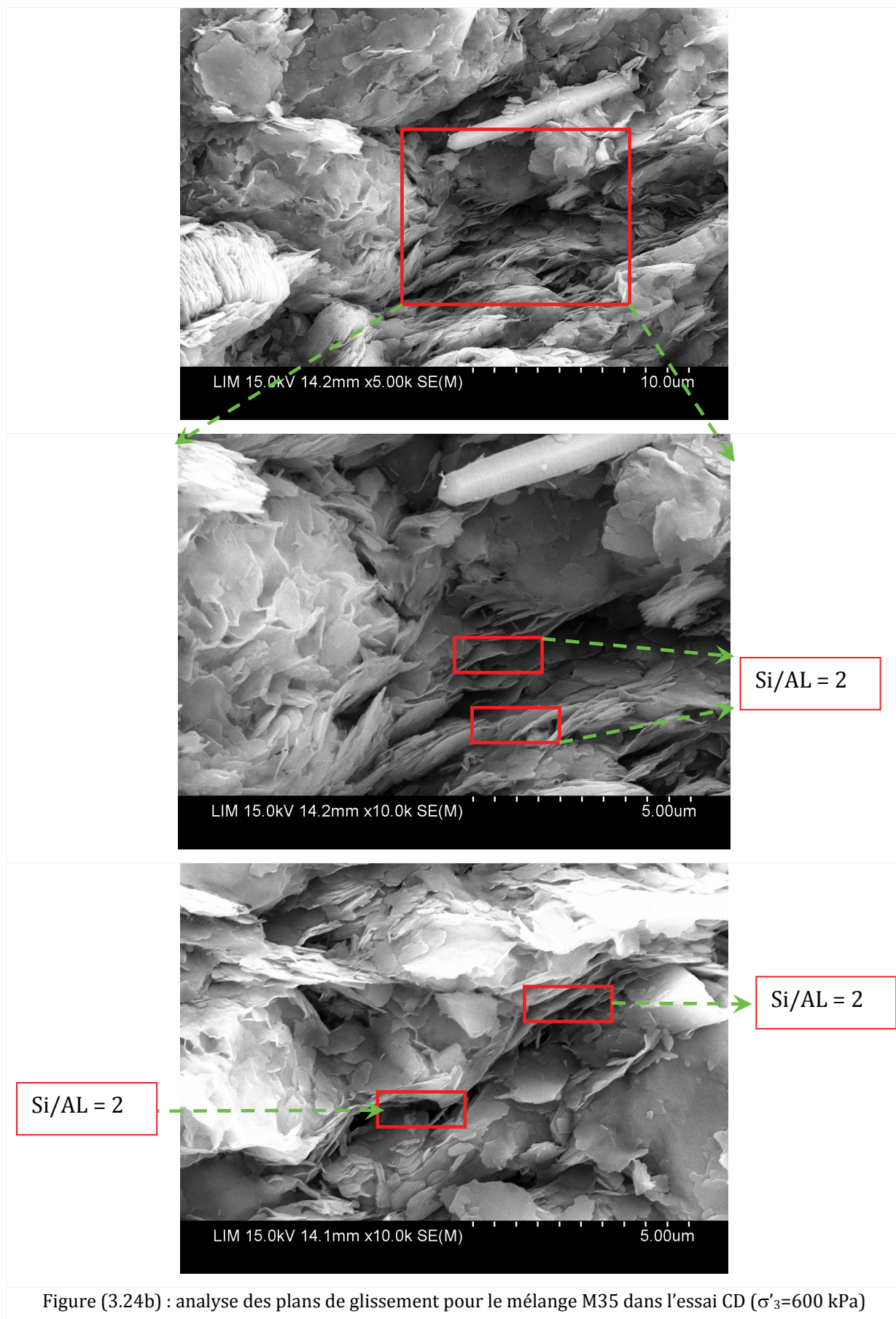


Figure (3.24b) : analyse des plans de glissement pour le mélange M35 dans l'essai CD ($\sigma'_3=600$ kPa)

1.2.4. VARIATION VOLUMIQUE

En présentant la déformation volumique en fonction de la déformation axiale (plan $(\varepsilon_1 - \varepsilon_v)$) de tous les matériaux pour les contraintes de confinement identiques (Fig. 3.25), nous trouvons que pour $\sigma'_3 = 200$ kPa, la contractance de la montmorillonite est plus grande que celle des mélanges M65, M35, M10 et de la kaolinite, respectivement.

Saim (1997) a constaté aussi, en comparant le comportement volumique des trois argiles, l'argile noire ($w_L=70, I_p=30$), l'argile blanche ($w_L= 60, I_p=30$) et l'argile simple ($w_L= 46, I_p = 24$), que l'argile simple était moins contractante que les deux autres argiles, avec une déformation volumique $\varepsilon_v = 4\%$ alors que celle-ci était de 5 % pour l'argile blanche et 8% pour l'argile noire, pour une contrainte de consolidation de 200 kPa.

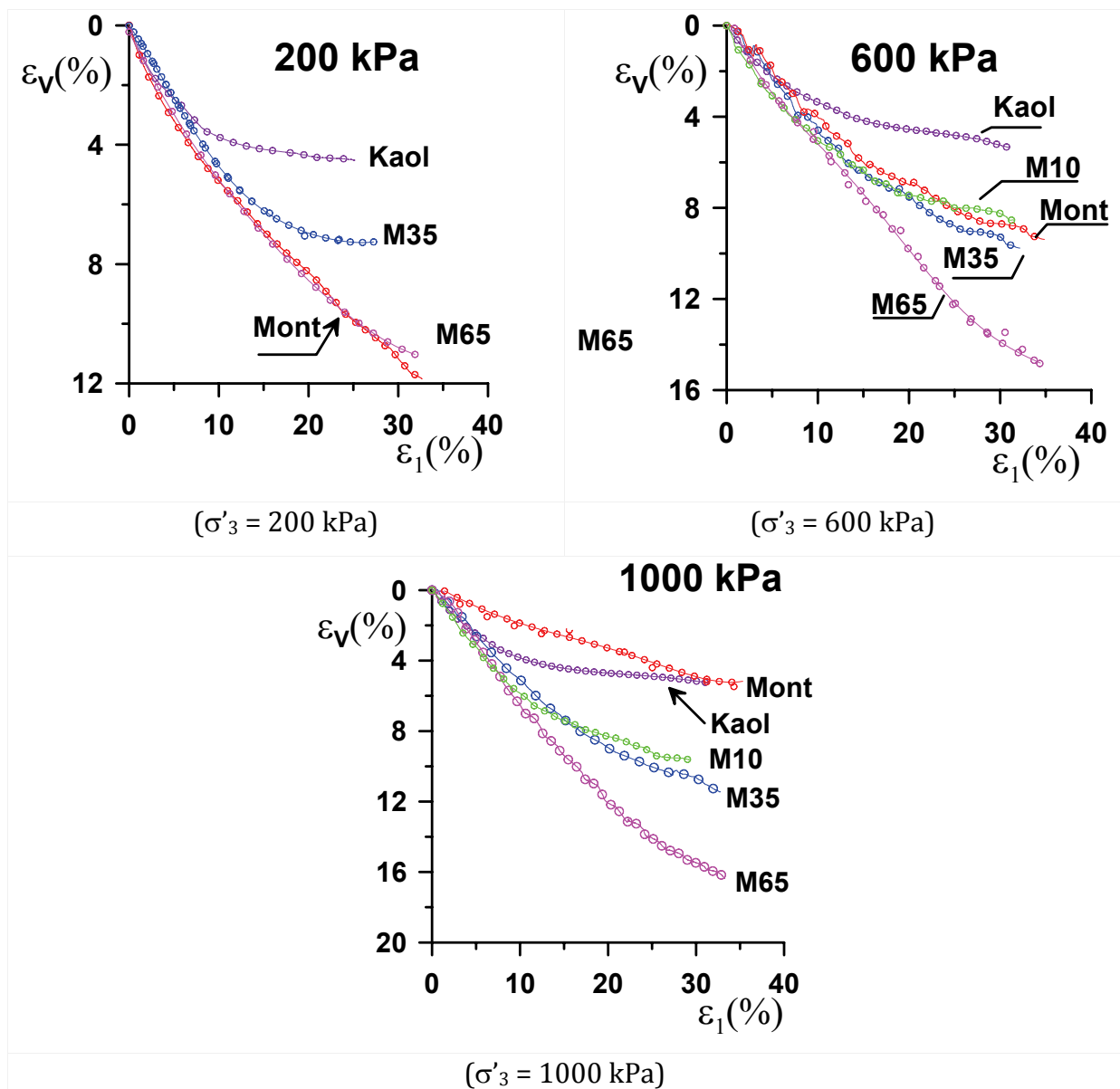


Figure (3.25) : variations de volume pendant la phase de cisaillement

Le tableau III.1 ([Annexe III](#)) montre la déformation volumique finale de nos matériaux pour chaque contrainte de consolidation isotrope.

Sur la figure (3.25), on observe que la kaolinite et les mélanges M10, M35 et M65 gardent toujours la même tendance pour les variations volumiques, avec une contractance qui augmente avec la contrainte de confinement et avec l'augmentation du pourcentage de montmorillonite dans le mélange.

La montmorillonite elle-même, dans l'essai à $\sigma'_3 = 600$ kPa et $\sigma'_3 = 1000$ kPa, change de comportement, et présente une déformation volumique moins importante que dans l'essai à $\sigma'_3 = 200$ kPa.

Les variations du volume peuvent être bien caractérisées dans le plan (log p'-e), en présentant la différence entre la valeur de l'indice des vides à la fin de la phase de consolidation isotrope et sa valeur à la fin de la phase de cisaillement : nous constatons que cette différence, appelée ici Δe_f , augmente avec l'augmentation de l'indice de plasticité (tableau (3.2)) et que, pour la montmorillonite, Δe_f a une valeur de 0,35 alors que celle-ci diminue à une valeur de 0,27 pour l'essai à $\sigma'_3 = 600$ kPa (l'essai à $\sigma'_3 = 1000$ kPa n'est pas pris en compte pour des raisons citées précédemment).

Tableau (3.2) : variations de Δe_f obtenus et calculé par la corrélation de [Zervoyannis \(1982\)](#)

Matériau	w_L (%)	w_p (%)	I_p (%)	Δe_f (corrélation)	Δe_f	
					Domaine_1	Domaine_2
M100	170	60	110	0,55	0,35	0,27
M65	118	42	76	0,36	0,25	0,255
M35	82	33,2	48,8	0,21	0,19	
M10	58	25	33	0,126	0,12	
K	40	20	20	0,055	0,06	

En ce qui concerne les variations de l'indice des vides dans essai triaxial drainé Δe_f , [Zervoyannis \(1982\)](#) a constaté aussi que celles-ci, croissaient avec l'indice de plasticité ou la limite de liquidité, et il a proposé la corrélation suivante (éq. 3.5 et 3.6) :

$$\Delta e_f = 0,0055(I_p - 10) \dots\dots\dots (3.5)$$

$$\Delta e_f = 0,004(w_L - 25) \dots\dots\dots (3.6)$$

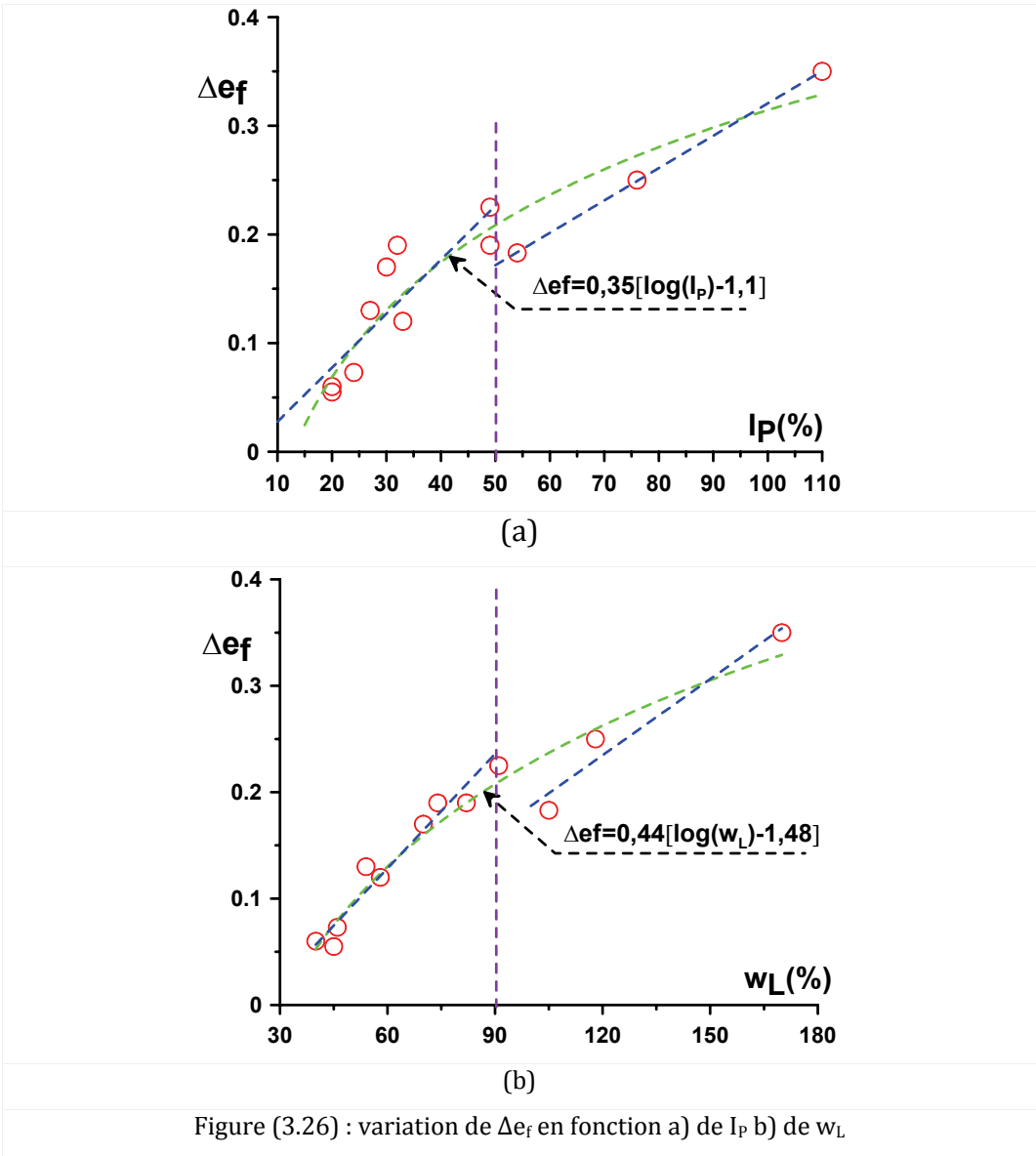
La comparaison entre cette corrélation et nos résultats (tableau 3.1) montre que celle-ci surestime Δe_f lorsque l'indice de plasticité est supérieur à 50%, alors qu'elle donne une bonne estimation lorsque l'indice de plasticité est inférieur à 50%.

Pour établir sa corrélation, [Zervoyannis](#) a introduit des résultats obtenus sur des argiles naturelles ([Annexe III](#)). Comme nous le savons, les argiles naturelles normalement consolidées ont une structure plus ouverte que les argiles remaniées préparées au laboratoire, ce qui entraîne que la valeur de Δe_f est plus grande pour l'état naturel. En excluant ces argiles de la corrélation et en retraçant la corrélation avec

les résultats que nous avons obtenus, cette corrélation devient (éq. 3.7 ; 3.8). La figure (3.26) représente les corrélations et les points expérimentaux, Sur cette figure nous constatons que Δe_f varie en fonction du logarithme de la limite de liquidité et de l'indice de plasticité, et non pas de façon linéaire, selon les équations (3.7) et (3.8)

$$\Delta e_f = 0,35[\log(I_p) - 1,1] \dots\dots\dots (3. 7) (R^2=0,91)$$

$$\Delta e_f = 0,44[\log(w_L) - 1,48] \dots\dots\dots (3. 8) (R^2=0,95)$$



L'évolution de l'indice des vides pendant la phase de cisaillement est une droite dans le plan $[\log(\eta_2/M_2) - e]$ pour les matériaux argileux pendant l'essai CID à $\sigma'_3 = \text{constant}$ (Saim, 1997). Les droites représentant les essais sont parallèles. Nous avons caractérisé la pente de ces droites, appelée C_d , pour plusieurs argiles remaniées (argile simple, argile noire, argile blanche) ainsi que pour nos matériaux. Les résultats sont

présentés sur la figure (3.27) et le tableau (3.3). Nous avons constaté que cette pente dépend largement de la nature de l'argile. En traçant la relation entre $I_p - C_d$, et $w_L - C_d$, on note que C_d se corrèle bien avec les propriétés de nature de l'argile (Fig. 3.28), à travers les corrélations suivantes (éq. 3.7 ; 3.8) :

$$C_d = 0,01(I_p + 13) \dots\dots\dots 3.7 (R^2=0.89)$$

$$C_d = 0,008(w_L - 13) \dots\dots\dots 3.8 (R^2=0.94)$$

Tableau (3.3) : identification de C_d pour différentes argiles

matériau	w_L	I_p	C_d
Argile noire	70	30	0,55
Argile simple	46	24	0,23
Argile blanche	61	30	0,6
Kaolinite	40	20	0,27
M10	58	33	0,46
M35	82	49	0,54
M65	118	76	0,93
Montmorillonite	170	110	1,147

Pourquoi présenter les résultats dans le plan $[\log (\eta^2/M^2)-e]$

La présentation dans ce plan permet de vérifier le bon déroulement de l'essai : par exemple, lorsqu'il y a un mauvais contact entre le piston et l'échantillon, la courbe dans le plan $[\log (\eta^2/M^2) - e]$ présente une pente inférieure à la pente lorsque l'échantillon est en bon contact.

En outre, une localisation de la contrainte pendant la phase de cisaillement conduit à une inversion de l'évolution, comme dans le cas de l'essai à $\sigma'_3 = 1000$ kPa sur la montmorillonite, où nous constatons une localisation très claire.

Un changement minéralogique ou la présence d'une colle entre les particules produira une variation de cette pente, ce qui permet de détecter ces phénomènes lors de l'évaluation des propriétés mécanique sur une colonne sédimentaire par l'essai triaxial.

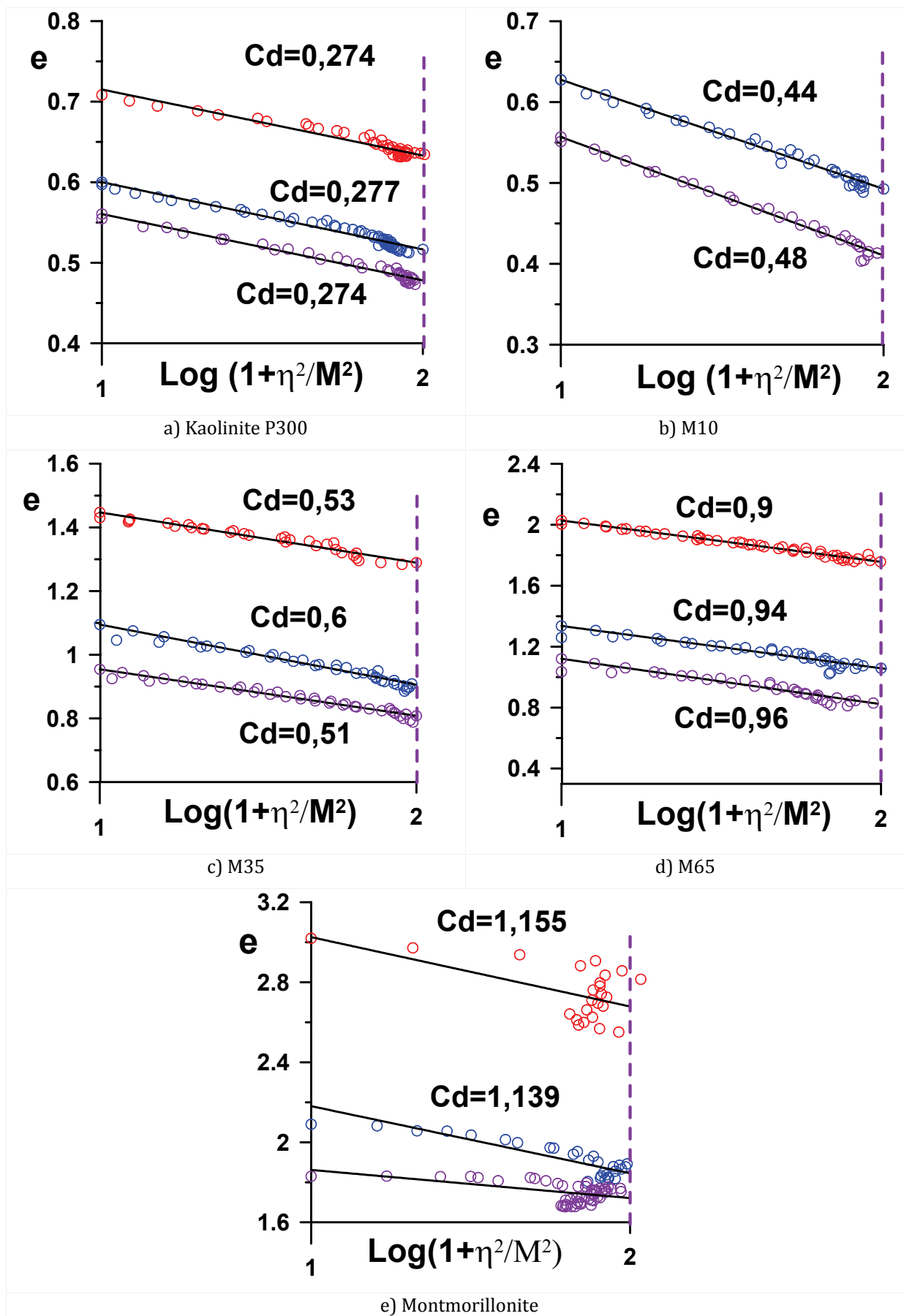
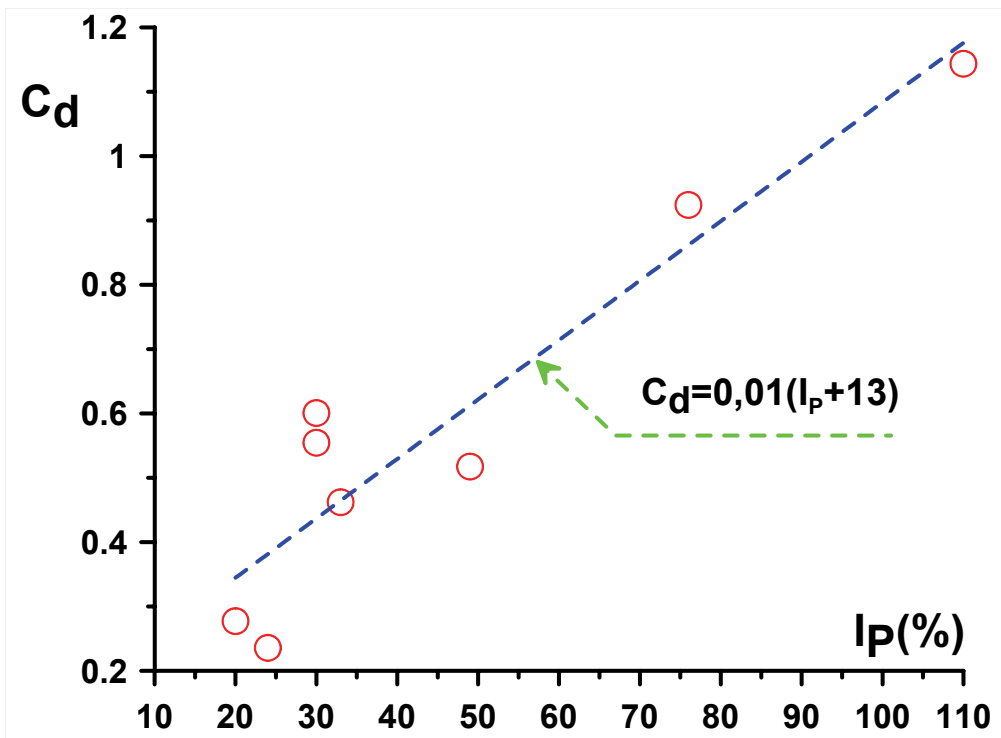
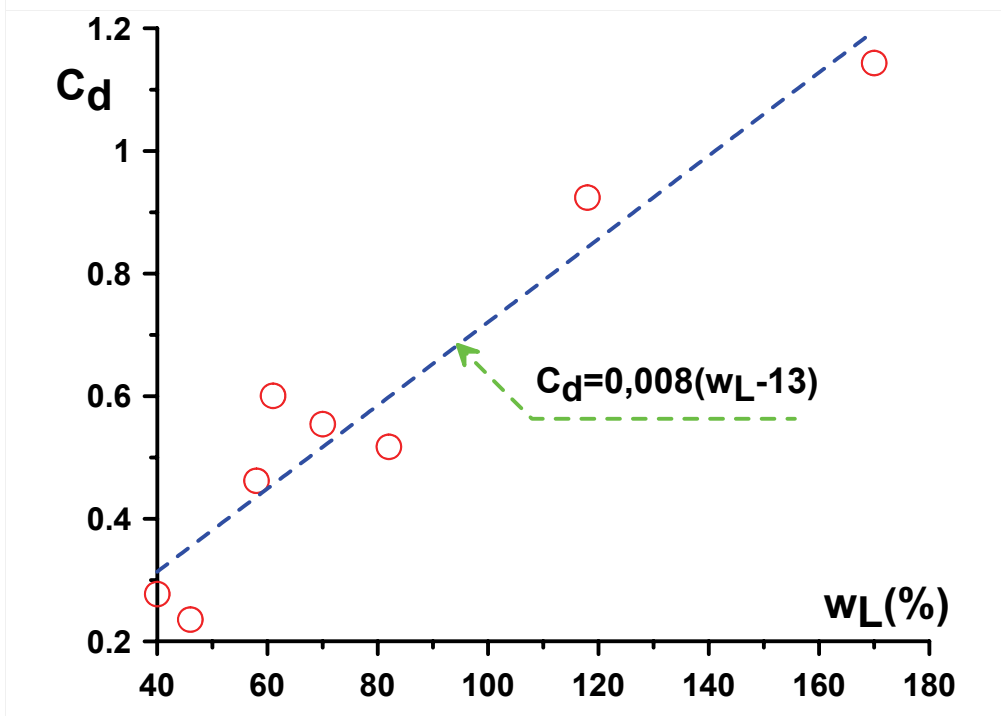


Figure (3.27) : comportement des matériaux dans le plan $\log(1 + \eta^2/M^2)$ - e



(a)



(b)

Figure (3.28) : C_d en fonction a) de I_p b) de w_L

2. EVOLUTION DE LA MICROSTRUCTURE

INTRODUCTION

L'étude de la microstructure du sol comporte l'étude de l'espace poral ainsi que de l'arrangement des particules solides (Collins & McGown, 1974). L'étude de l'espace poral peut être effectuée par la porosimétrie au mercure (Carlos A. León, 1998 ; Penumadu et Dean, 1999), tandis que l'utilisation du microscope électronique à balayage peut fournir des informations sur la forme, l'orientation et la concentration des particules (Hicher et al., 2000) ainsi que sur l'espace poral (Delage et Lefebvre, 1984). Ces derniers indiquent dans leur étude que l'utilisation en parallèle du microscope électronique à balayage et du porosimètre à mercure apparaît comme une approche intéressante pour l'étude de la structure des argiles. C'est dans cet esprit que nous avons décidé de coupler les résultats de ces deux méthodes pour étudier l'évolution de la microstructure des matériaux choisis.

Nous cherchons dans cette partie à mettre en évidence les modifications induites par les différents types de chargement œdométrique, isotrope et de cisaillement, pour définir les mécanismes régissant le comportement de ces matériaux. Pour cela, nous avons étudié l'évolution de l'espace poral et de son anisotropie ainsi que l'évolution de l'orientation des particules au cours des différents types de chargement.

2.1. ÉVOLUTION DE L'ESPACE PORAL

2.1.1. CHEMIN ŒDOMÉTRIQUE

Dans le but d'étudier l'évolution de l'espace poral des matériaux au cours du chargement œdométrique, nous avons effectué plusieurs essais œdométrique sur chaque matériau jusqu'aux contraintes de 35 kPa, 200 kPa, et 1000 kPa, ensuite les échantillon ont été récupérés et préparés selon les procédures indiquées dans le Chapitre 2 (§ 1.2). Dans ce qui suit nous présentons cette évolution pour chaque matériau, ainsi qu'une comparaison de l'espace poral pour tous les matériaux à une contrainte donnée.

Afin de pouvoir comparer les résultats obtenus par porosimétrie au mercure et par microscopie électronique à balayage, nous avons décidé de présenter d'abord les résultats par PAM dans le plan ($\log D_i - dV_i/V_{(total)}$), où $V_{(total)}$ représente le volume total introduit dans l'échantillon et dV_i représente l'incrément équivalent de diamètre des pores D_i . Avec cette présentation nous pouvons déterminer le pourcentage de participation de chaque famille porale dans l'espace poral total de l'échantillon.

En ce qui concerne les images traitées pour obtenir l'espace poral, la technique utilisée est décrite dans le Chapitre 2 (§ 1.2.4), le post-traitement de l'image consistant à définir les diamètres des pores identifiés dans l'image et, pour cela, nous allons émettre certaines hypothèses :

- a- La photo est considérée comme une surface élémentaire dont la partie noire représente les pores car il n'y a pas de réflexion des électrons secondaires et rétro diffusés, donc nous allons délimiter ces surfaces représentant des pores pour pouvoir ensuite effectuer le traitement cité au chapitre 2 (§1.2.4.1).
- b- nous allons considérer que les pores sont des ellipsoïdes et que l'image dans le plan vertical représente la projection frontale et, dans ce cas là, nous pouvons considérer que le diamètre des pores est représenté par la dimension la plus petite de l'ellipse.

La surface de chaque ellipsoïde peut être calculée, ainsi que la surface totale de ceux-ci, dans le traitement des photos au MEB, ce qui nous donne une porosité exprimée en terme de surface.

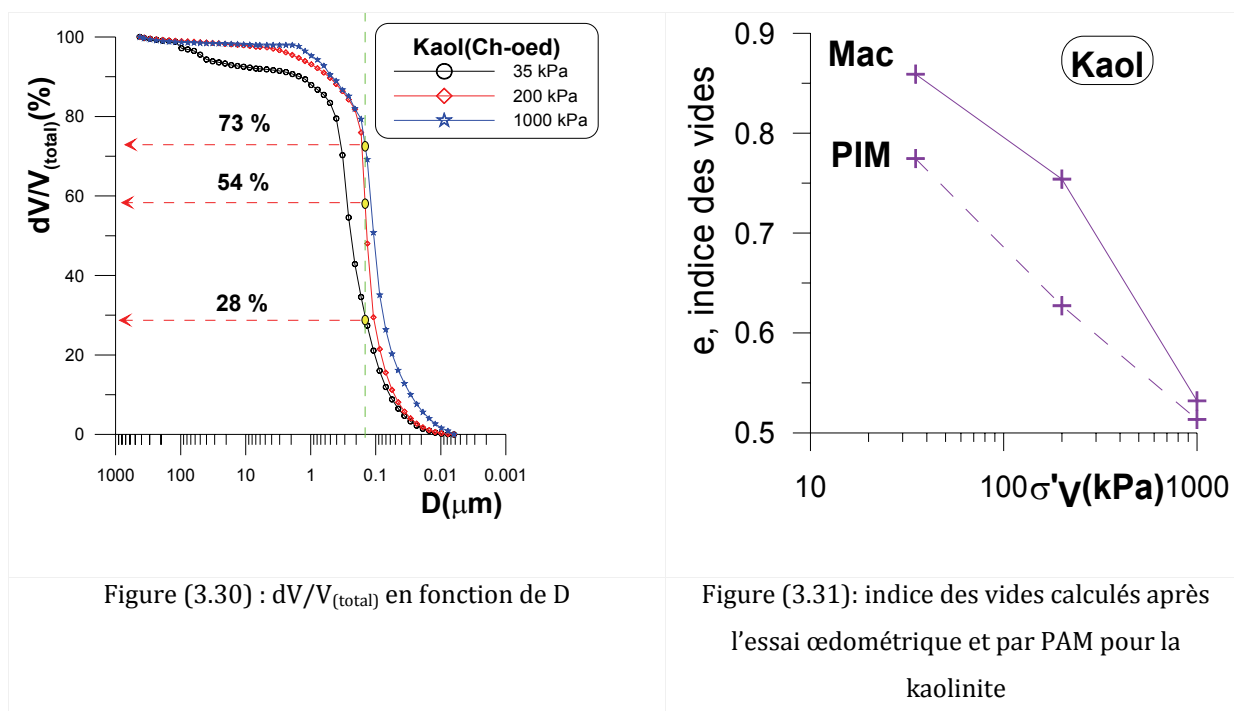
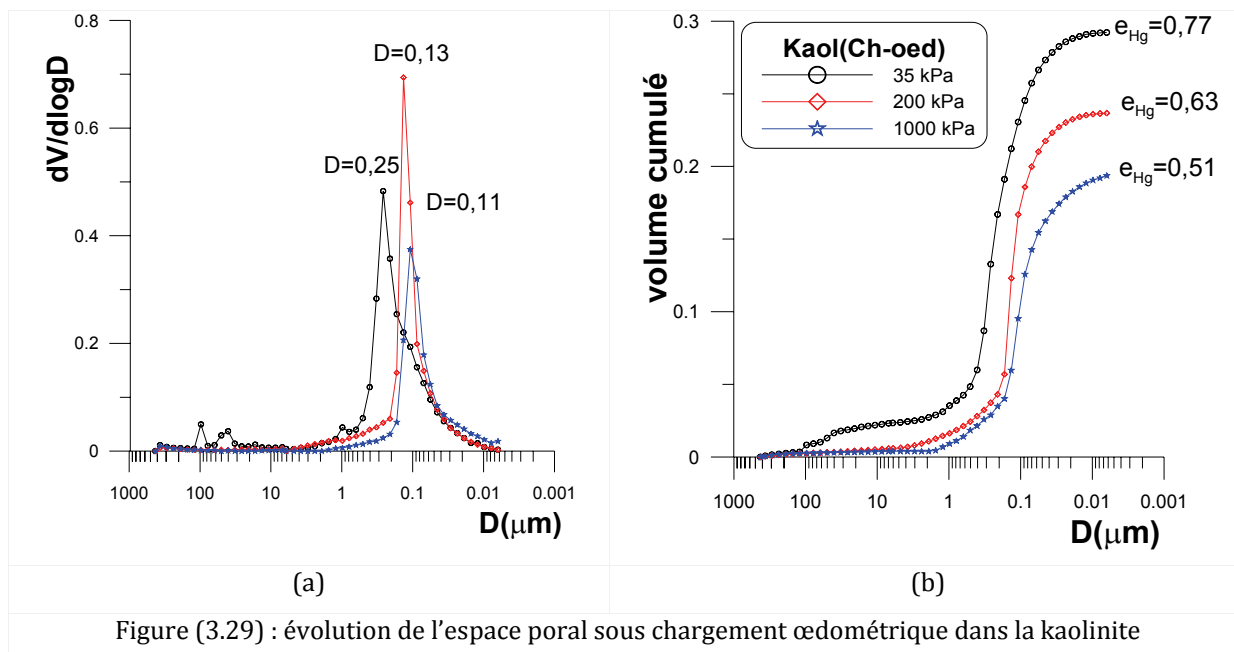
D'autre part nous allons établir la surface cumulée des pores identifiés dans l'image afin de les présenter dans le plan ($\log D - dS/d\log D$), ce qui nous permet de comparer d'une façon plus simple les diamètres des pores identifiés par PAM et ceux identifiés par MEB.

2.1.1.1. Kaolinite P300

L'évolution du diamètre d'accès pour la kaolinite est montrée sur la figure (3.29a), le diamètre le plus fréquent est égal à 0,25 μm pour une contrainte de 35 kPa avec un pourcentage 50% du volume total inférieur à ce diamètre, il diminue progressivement jusqu'à 0,11 μm pour une contrainte de 1000 kPa, passant par un diamètre de 0,13 μm à 200 kPa.

La figure (3.29a) montre un pic unique pour chaque essai. L'étalement du premier pic entre 1 et 0,01 μm , pour l'essai à 35 kPa, indique la présence de pores inter agrégats et intra agrégats. Le pourcentage de pores supérieurs à 0,15 μm , diamètre limite entre les domaines inter agrégats et intra agrégats selon la classification de Al-Mukhtar et al. (1977) (voir Chapitre 1, § 2.3) est égal à 72 %. Sur la (Fig. 3.30), on constate aussi que toutes les tailles de pores sont supérieures à 0,01 μm . Avec l'augmentation de la contrainte jusqu'à 200 kPa, l'étalement se réduit par l'élimination des grands pores supérieurs à 0,2 μm , qui se poursuit lorsque la contrainte augmente ; à la contrainte de 1000 kPa, 73% des pores sont inférieurs à 0,15 μm .

Le volume de mercure introduit dans l'échantillon diminue progressivement en fonction de l'augmentation de la contrainte en raison de la diminution de la porosité, la figure (3.29b) montre le volume cumulé de mercure introduit dans l'échantillon, les valeurs e_{Hg} représentent les indices des vides déduit à partir du volume introduit, l'évolution de ces indices des vides, ainsi que l'évolution de l'indice des vides calculé macroscopiquement dans l'essai œdométrique par la technique de double pesée sont présentées sur la figure (3.31). Il est clair que l'indice des vides calculé dans l'essai œdométrique est supérieur à celui calculé à partir du volume du mercure, cela signifie l'inaccessibilité de certains pores pour le mercure, le pourcentage des pores inaccessible est de 8,9 % à 35 kPa de contrainte, 14 % à 200 kPa, et 2,6% à 1000 kPa.



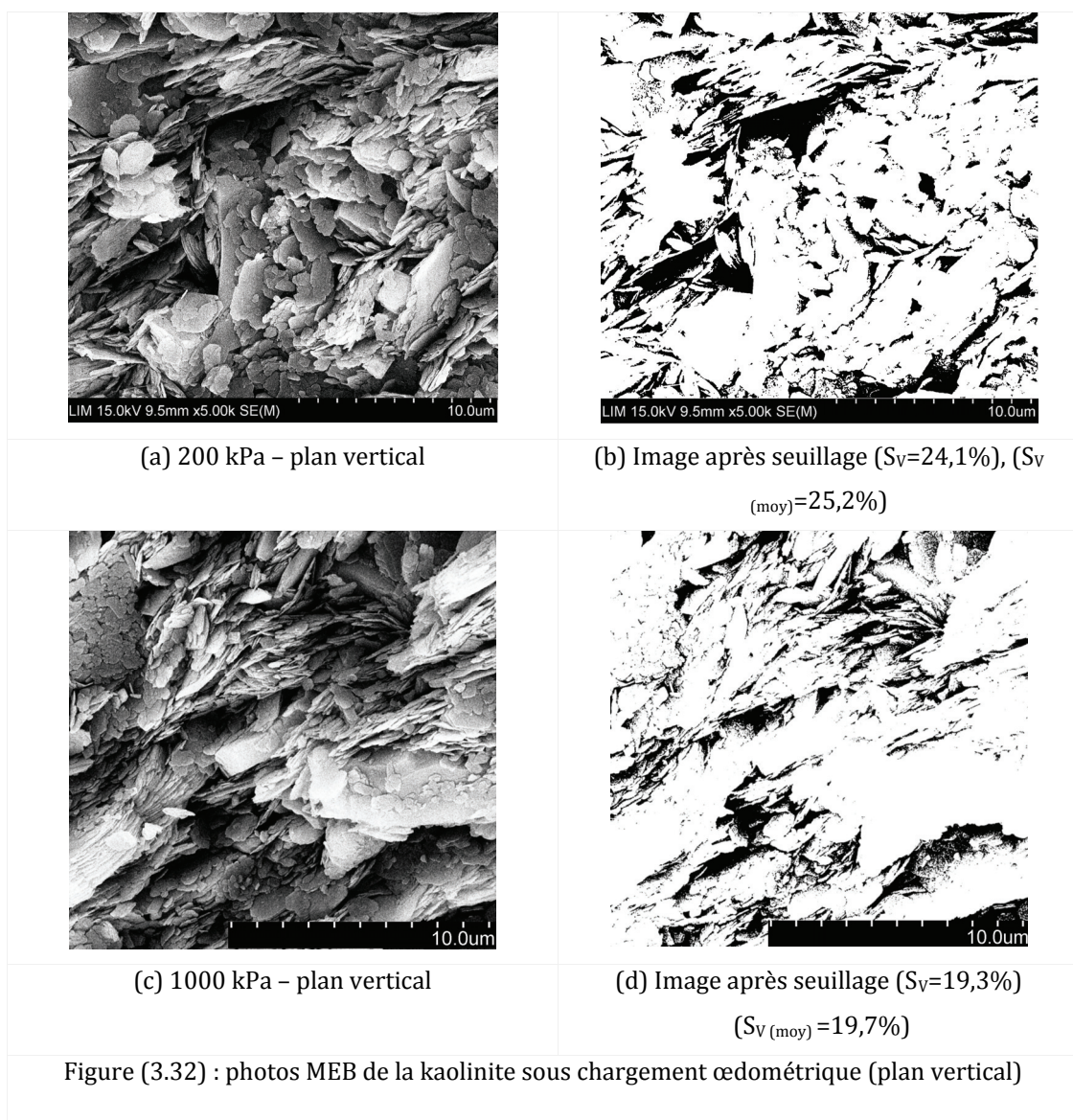
Nous présentons dans ce qui suit l'étude de l'évolution de l'espace poral à partir des photos prises au MEB. L'espace poral est considéré ici comme un pourcentage surfacique (S_V), c'est-à-dire le pourcentage de la surface occupée par les pores sur la surface totale de la photo. Les photos utilisées pour l'étude de l'espace poral sont les photos prises dans le plan vertical, car ce plan est le plan qui porte les informations. Pour avoir un S_V représentatif, nous avons réalisé le traitement sur plusieurs images prises dans le même plan, la moyenne des S_V obtenue est indiquée sur les légendes des figures avec le S_V de l'image présentée dans la figure. Les photos prises dans le plan horizontal peuvent donner une idée sur l'évolution de l'indice de forme des particules.

Sur La figure (3.32), les photos de la kaolinite dans le plan verticale sont présentées pour deux contraintes de consolidation $\sigma'_v = 200$ kPa (Fig. 3.32a) et $\sigma'_v = 1000$ kPa (Fig. 3.32c), les figures (3.32b et 3.32d) représentent les images après seuillage.

L'interprétation qualitative des images avant et après traitement (Fig. 3.32) montre généralement un bon accord avec les résultats de PAM.

La surface moyenne $S_{V(moy)}$ occupée par les pores représente 25,2 % de la surface totale sous une contrainte de 200 kPa, celle-ci diminue jusqu'à 19,7% en augmentant la contrainte jusqu'à 1000 kPa.

En calculant la surface cumulée S et en présentant $dS/d\log D$ en fonction du diamètre des pores « D » (Fig. 3.33), on peut avoir la distribution de l'espace poral, qui peut être comparée à la distribution obtenue par porosimétrie au mercure.



Nous constatons sur la figure (3.33) que la taille des pores est en accord avec les tailles mesurées par PAM : sur la figure (3.32), pour la contrainte de 200 kPa, les tailles varient entre 1 μm et 0,01 μm , et on

peut constater la présence de petits pores autour de $0,1 \mu\text{m}$. L'intervalle s'étend de $0,2$ à $0,01 \mu\text{m}$ à la contrainte de 1000 kPa , ce qui est en très bon accord avec les résultats obtenus par PAM.

Dans cette intervalle, on peut distinguer deux grandes familles porales : la première avec des tailles de pores autour de $0,3 \mu\text{m}$ située dans un intervalle entre 1 et $0,2 \mu\text{m}$, et la deuxième est située dans un intervalle de $0,2$ à $0,02 \mu\text{m}$. A 1000 kPa , les diamètres de la première famille diminuent alors que la deuxième reste presque invariable. La superposition des résultats des deux essais montre bien que la diminution de la taille se fait au niveau de la première famille porale (Fig. 3.33 droite).

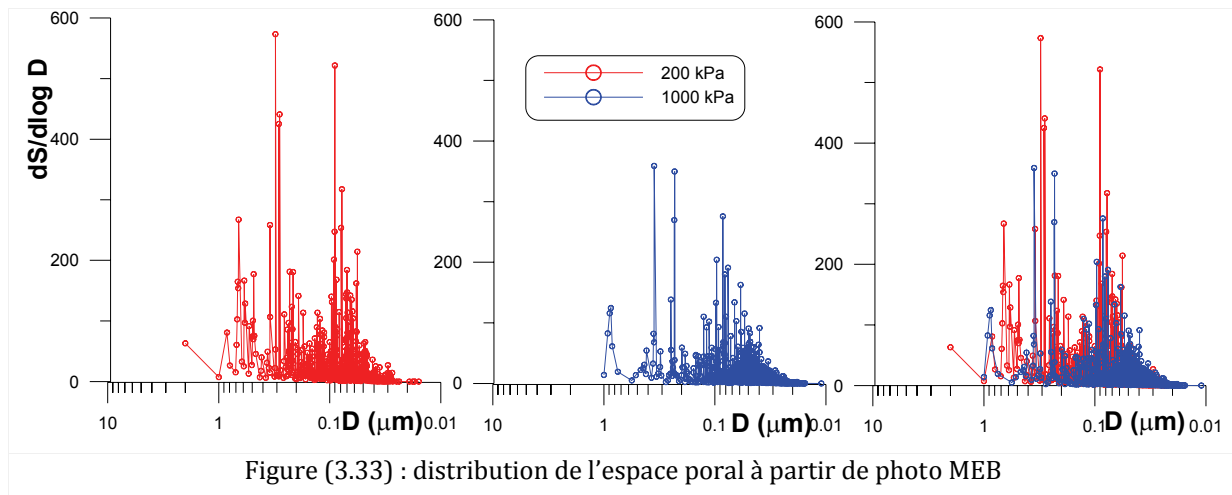


Figure (3.33) : distribution de l'espace poral à partir de photo MEB

Nous allons représenter l'évolution de l'orientation des pores entre les deux paliers de chargement œdométrique. La technique consiste à représenter le pourcentage des pores orientés selon une direction. L'indication de ce pourcentage comme le nombre des pores orientés selon une direction sur le nombre total des pores identifiés, ne donne pas une appréciation correcte de l'orientation car ce nombre peut être grand dans une direction mais la surface qu'il représente n'est pas significative, pour cette raison nous allons présenter dans ce qui suit le pourcentage des surfaces orientées selon une direction sur la surface totale des pores, ainsi que l'orientation des surfaces individuelles.

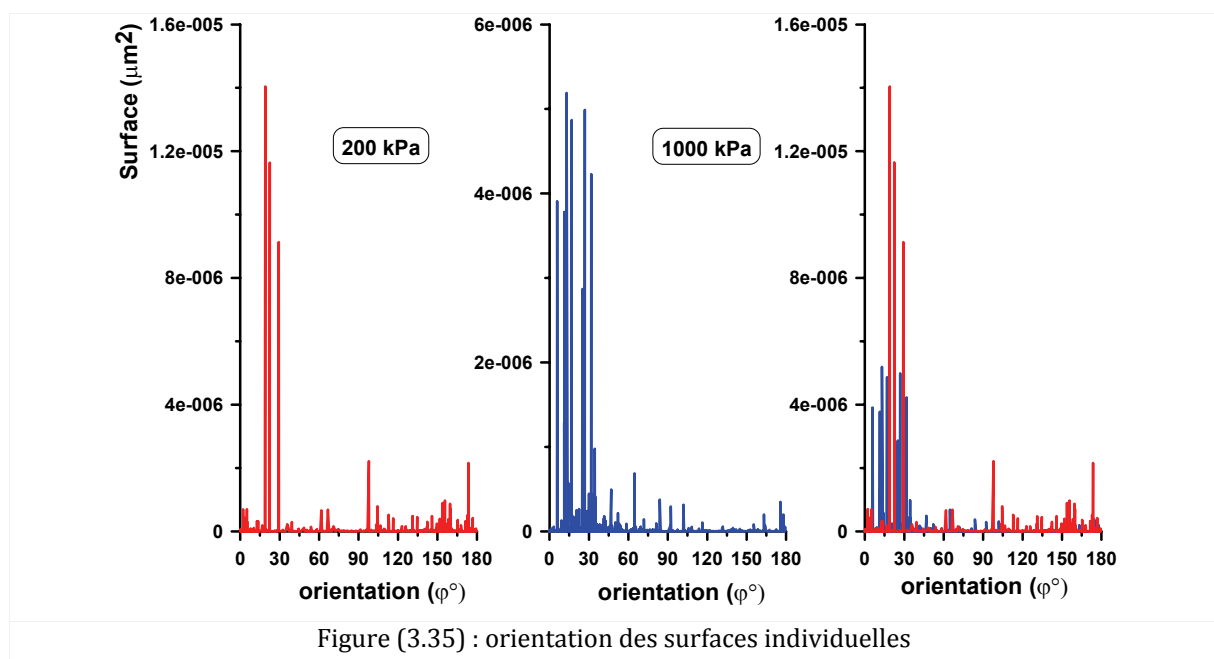
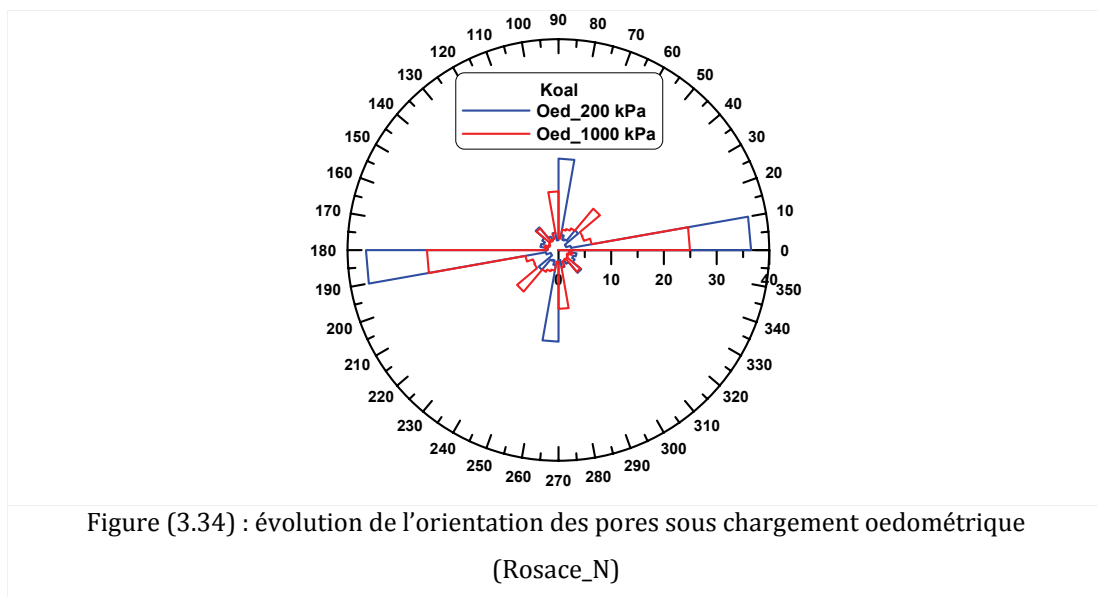
La figure (3.34) montre l'évolution de l'orientation définie par nombre des pores orientés sur le nombre total, sur cette figure on constate quatre orientations privilégiées, ces orientations sont entre $(0 - 10^\circ)$, $(40 - 50^\circ)$, $(80 - 90^\circ)$ et $(130-140^\circ)$ pour l'essai à 200 kPa . Pour l'essai à 1000 kPa , les orientations sont les mêmes sauf pour l'orientation entre $80-90^\circ$ pour laquelle on remarque une rotation de 10° , c'est-à-dire que cette orientation devient $90-100^\circ$, mais on peut constater aussi une diminution du pourcentage des pores orientés entre $0-10^\circ$ lorsque la contrainte verticale augmente de 200 kPa à 1000 kPa . Pour l'intervalle entre $40-50^\circ$, une augmentation du pourcentage des pores orientés selon cette direction apparaît pour l'essai à 1000 kPa .

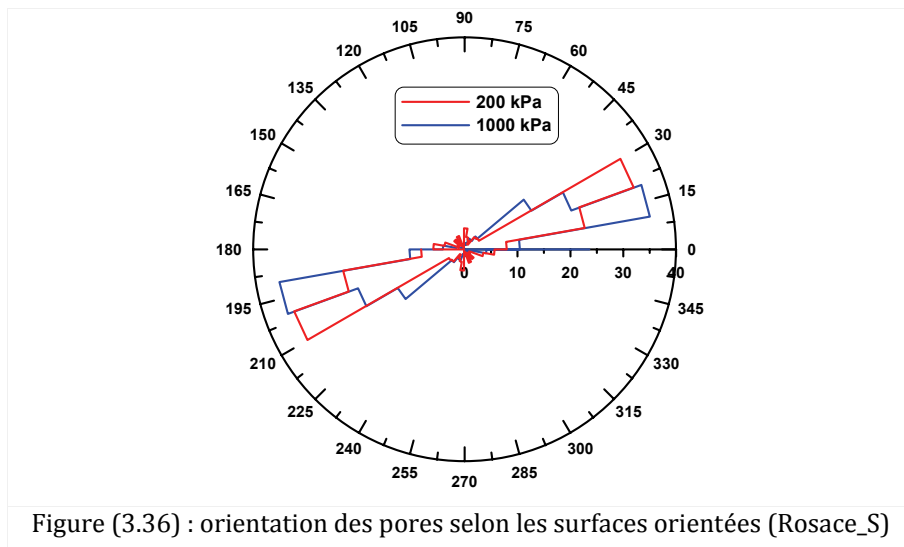
En revanche, l'identification qualitative par l'œil, ne nous donne pas l'impression des orientations trouvées par cette technique.

En présentant chaque surface identifiée selon sa direction nous obtenons la figure (3.35). Sur cette figure nous ne retrouvons pas les orientations privilégiées autour de 90° identifiées auparavant, cette présentation peut nous servir comme une technique de contrôle pour la définition des orientations.

En présentant maintenant les pourcentages comme les pourcentages des surfaces orientées selon une direction, cela nous donne la figure (3.36). Nous remarquons tout de suite que cette présentation est plus réaliste. Les pores sont orientés dans une direction de 20 à 30° à la contrainte de 200 kPa, cette direction tourne de 5 à 10° pour devenir entre 10 à 20° à la contrainte de 1000 kPa.

En conclusion, la présentation des rosaces représentant le pourcentage du nombre des pores orientés va nous servir d'une part à identifier les gros pores qui occupent une grande surface mais qui ne sont pas nombreux, d'autre part à identifier les petits pores qui ne présentent pas un grand pourcentage en surface, mais ils sont toujours présents. Nous allons présenter dans ce qui suit les deux rosaces, en désignant par (Rosace_N) le pourcentage du nombre de pores orientés et par (Rosace_S) le pourcentage des surfaces orientées.





2. 1.1.2. Mélange M35

L'évolution du diamètre d'accès pour le mélange M35 est présentée sur la figure (3.37a). Ce diamètre est égal à $0,31 \mu\text{m}$ pour une contrainte de 35 kPa, le pourcentage des pores supérieurs à ce diamètre représentant 58% du volume total, il diminue progressivement jusqu'à $0,11 \mu\text{m}$ pour une contrainte de 1000 kPa, passant par un diamètre de $0,18 \mu\text{m}$ à 200 kPa.

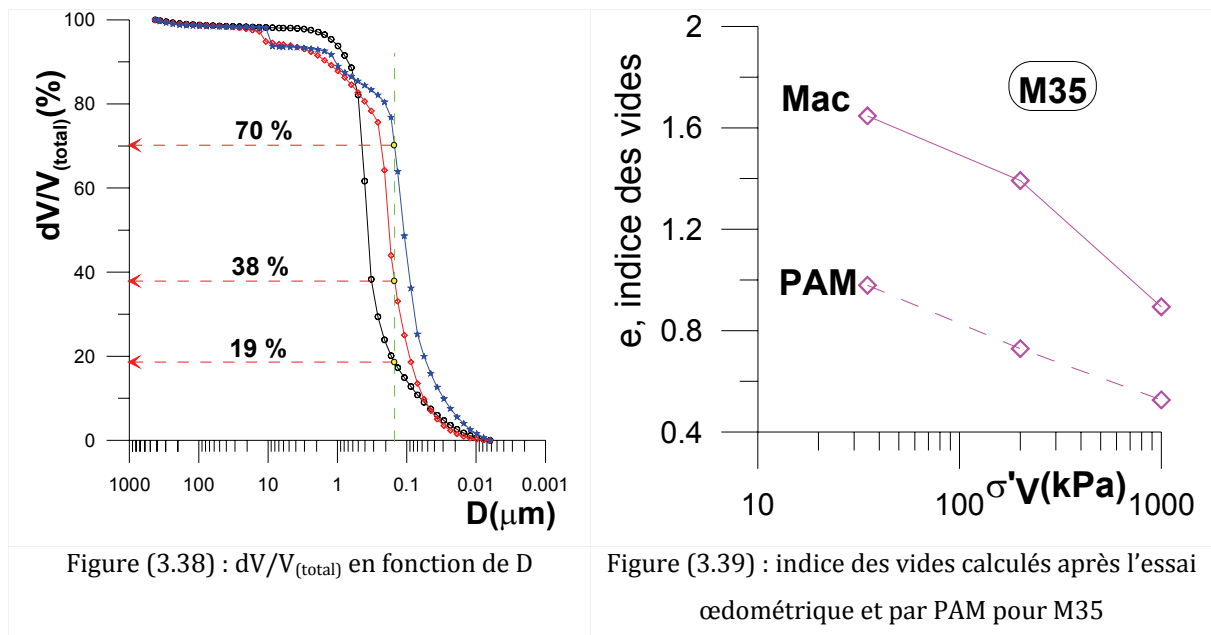
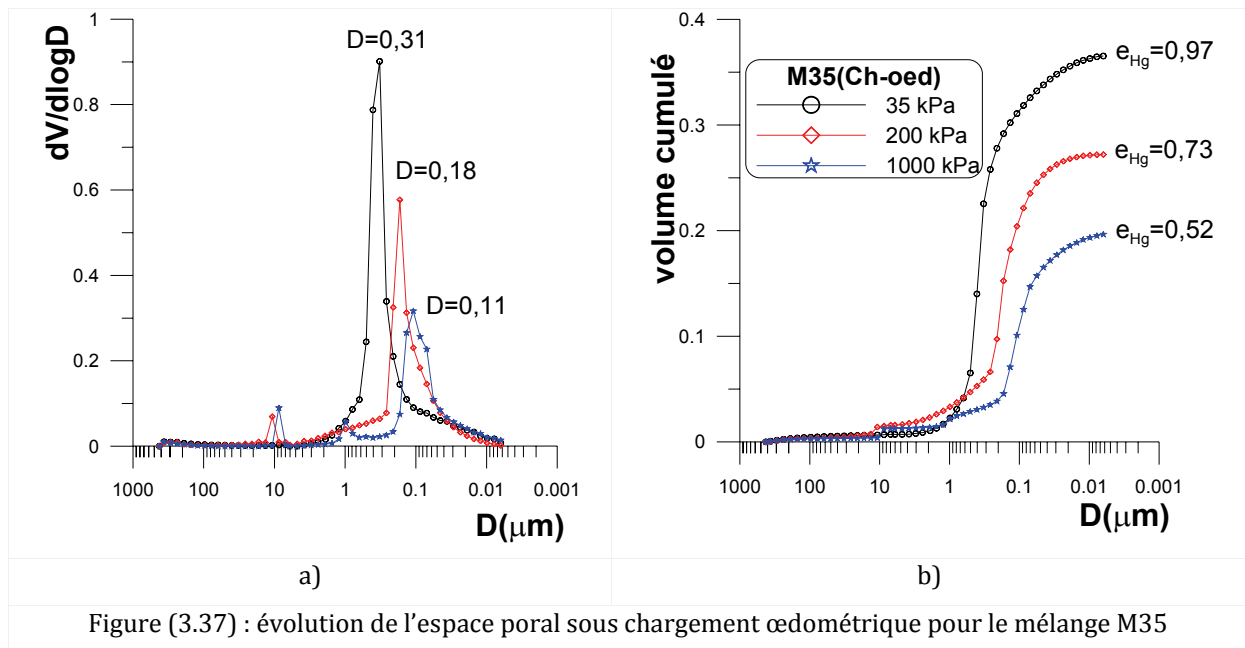
Le pic, pour l'essai à 35 kPa, semble s'étaler entre des diamètres de $1,3 \mu\text{m}$ et de $0,01 \mu\text{m}$, les familles porales qui peuvent exister sont les familles de pores inter-agrégats et des pores intra-agrégats. Le pourcentage des pores inférieurs à $0,15 \mu\text{m}$ représente 19% (Fig. 3.38). Avec l'augmentation de contrainte jusqu'à 200 kPa, l'intervalle se réduit par l'élimination des grands pores supérieurs à $0,28 \mu\text{m}$ et se situe entre $0,28$ et $0,01 \mu\text{m}$. L'intervalle se réduit encore (entre $0,18$ et $0,01 \mu\text{m}$) pour 1000 kPa de contrainte verticale effective, avec 70% des pores inférieurs à $0,15 \mu\text{m}$.

Cette évolution signifie que tous les pores inter-agrégats ne sont pas encore éliminés, il en reste un pourcentage de 30%, représentés par la présence des pores supérieurs à $0,15 \mu\text{m}$.

Sur la figure (3.37b), nous présentons aussi les volumes de mercure introduit pour chaque essai et les indices des vides correspondants, ainsi que l'évolution de l'indice des vides « e » et « e_{Hg} » dans la figure (3.39).

L'indice des vides calculé dans l'essai œdométrique est supérieur à celui calculé à partir du volume du mercure, avec un écart devient supérieur à celui pour la kaolinite (Fig. 3.39), 31 % des pores ne sont pas atteint par le mercure pour une contrainte de 1000 kPa.

Guillot (2001) a montré dans sa thèse que l'eau peut encore exister même si l'échantillon est lyophilisé, il a effectué son étude sur l'argile Foca qui est constituée d'un mélange de smectite et de kaolinite. Le fait qu'un certain pourcentage d'eau subsiste malgré la lyophilisation ainsi que les effets cités au chapitre 2 (§ 1.2.1) concernant l'essai PAM sont les causes responsables de ce phénomène.



L'interprétation des photos MEB du mélange M35 à trois paliers différents (Fig. 3.40) montre que la taille des pores est en accord avec la taille mesurée par PAM,

En ce qui concerne la porosité considérée ici comme pourcentage de surface, on constate sa diminution dans l'ordre suivant : 31% à 35 kPa ; 24,8% à 200 kPa et 19,9% à 1000 kPa.

La caractérisation des diamètres des pores est présentée sur le figure (3.41) : pour une contrainte de 35 kPa (Fig.40a ; b), la taille varie entre 1 μm et 0,01 μm , avec une faible présence des pores supérieurs à 1 μm . L'intervalle devient entre de 0,3 à 0,01 μm à une contrainte de 200 kPa (Fig. 3.40c ; 3.40d). Nous pouvons constater aussi la présence de pores supérieurs à 1 μm , à une contrainte de 1000 kPa, l'intervalle

se reserre et se situe entre 0,2 et 0,01 μm avec la présence de quelques pores supérieurs à cette taille (Fig. 3.40e ; 3.40f).

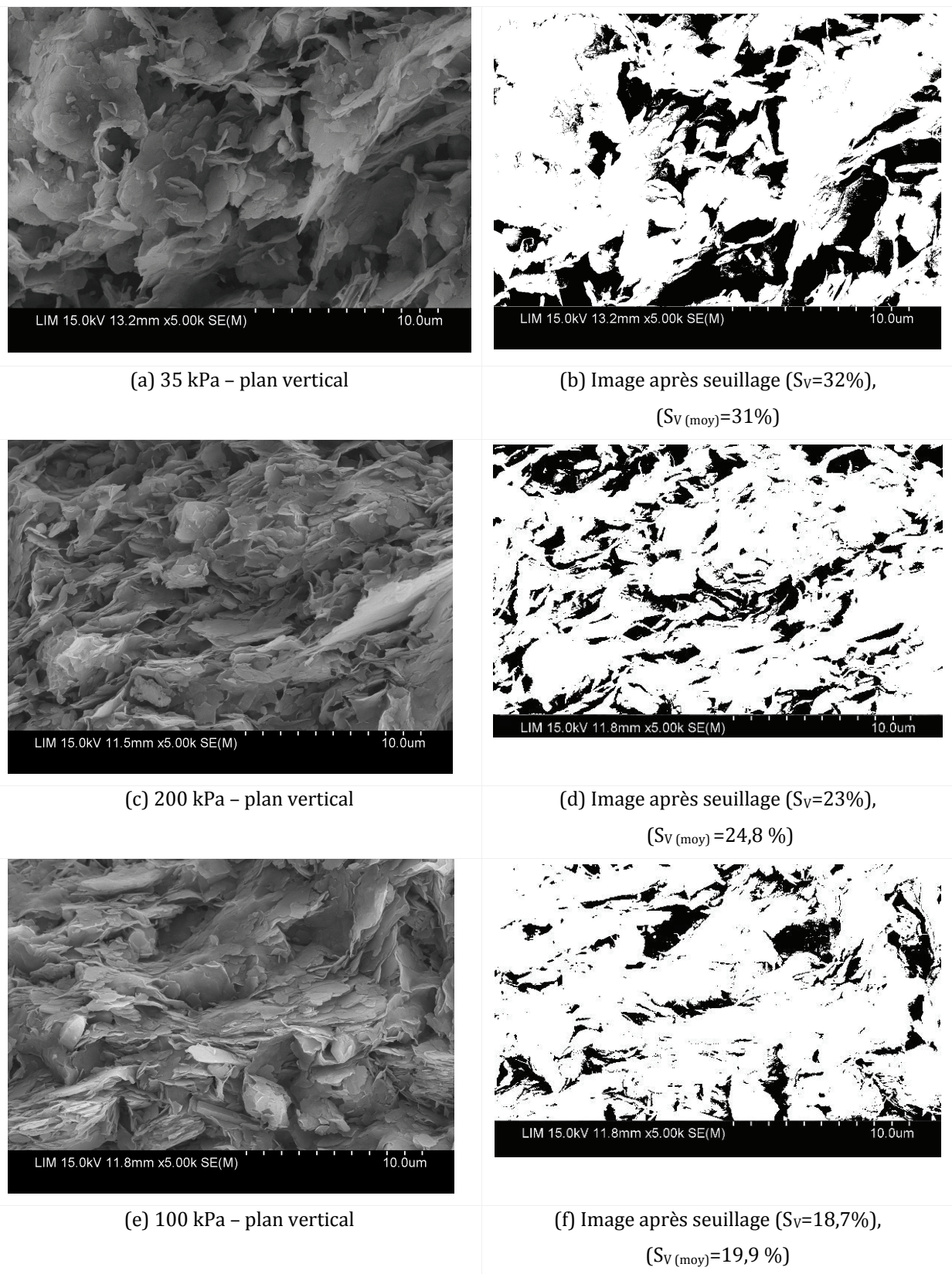
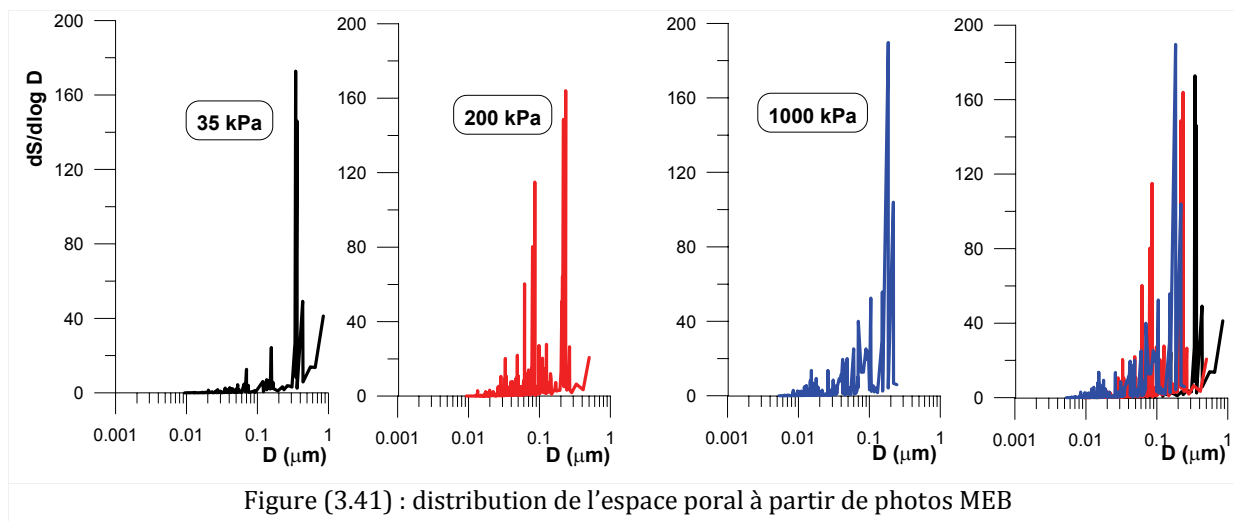


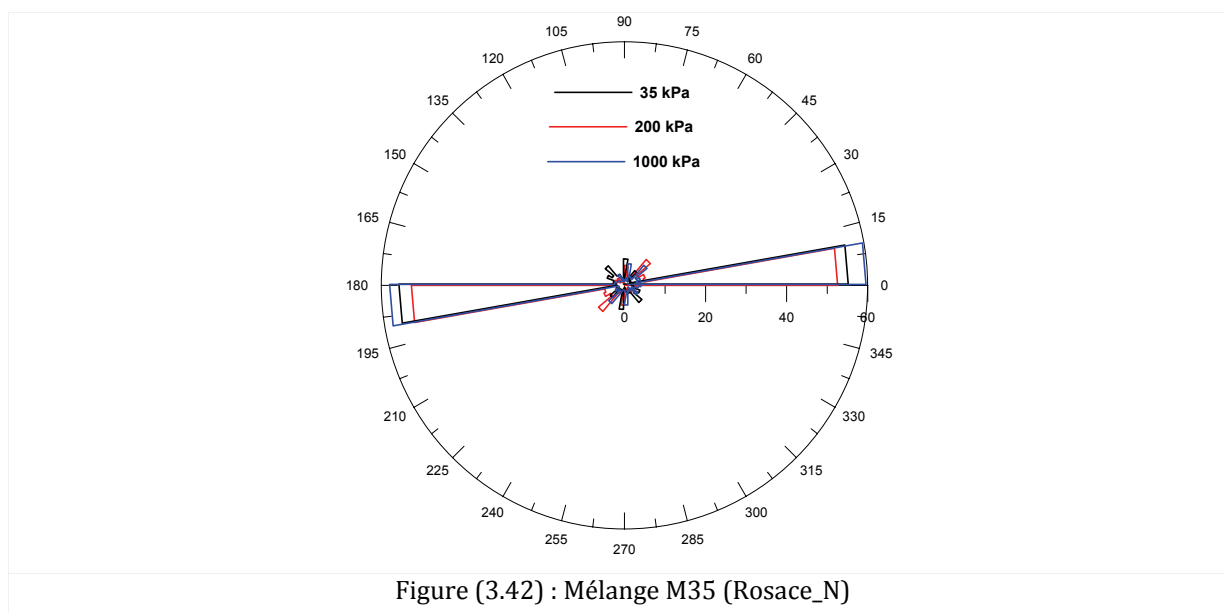
Figure (3.40) : photos MEB du mélange M35 sous chargement œdométrique (plan vertical)



L'évolution de l'orientation de l'espace poral en fonction de la contrainte est présentée sur la figure (3.42), nous constatons sur la rosace_N que les pores sont orientés selon une direction perpendiculaire à l'axe de chargement.

La représentation des orientations des pores individuels (Fig. 3.43) ne montre pas les mêmes orientations, ce qui est confirmé par les rosaces_S (Fig. 3.44) qui montrent une évolution en fonction de la contrainte de consolidation vers des orientations perpendiculaires à l'axe de chargement.

Les orientations privilégiées dans l'essai à 35 kPa se situent dans deux bandes principales 40-50° et 160-170°. Ces bandes diminuent considérablement dans l'essai à 200 kPa avec l'apparition d'une bande dominante (0-10°). A 1000 kPa, cette bande est encore présente mais nous constatons l'apparition de bandes secondaires à (30-40°) et (150-160°).



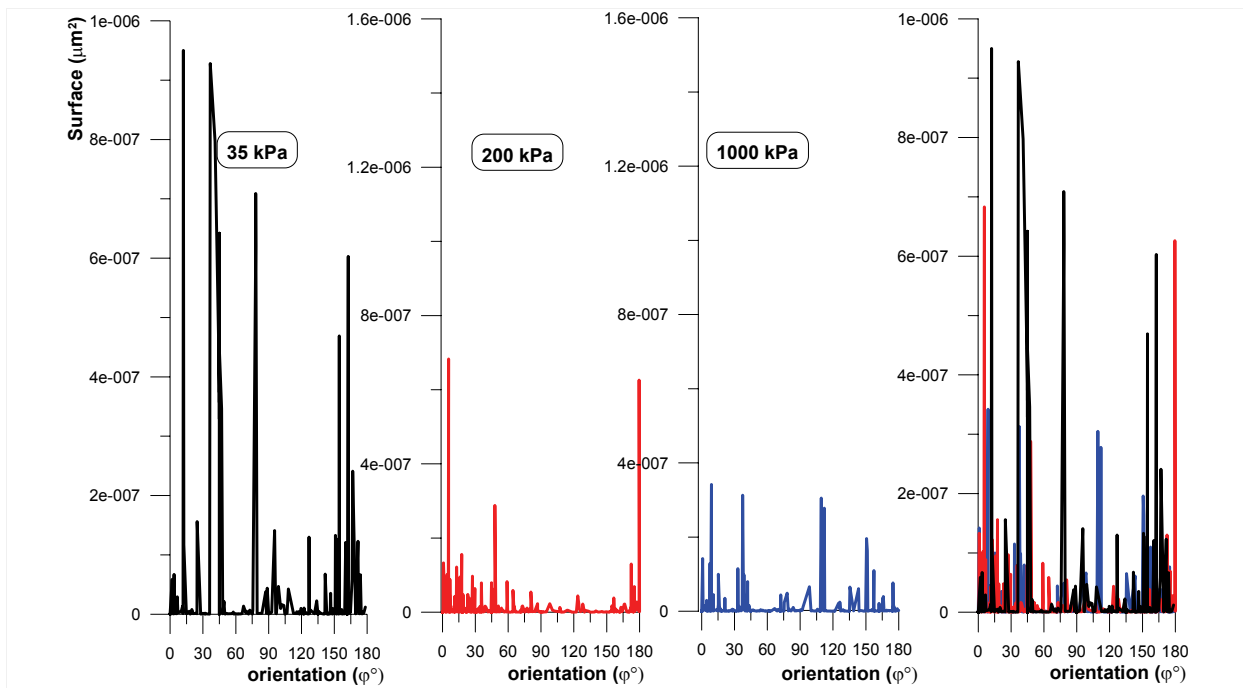


Figure (3.43) : évolution de l'orientation des pores individuels

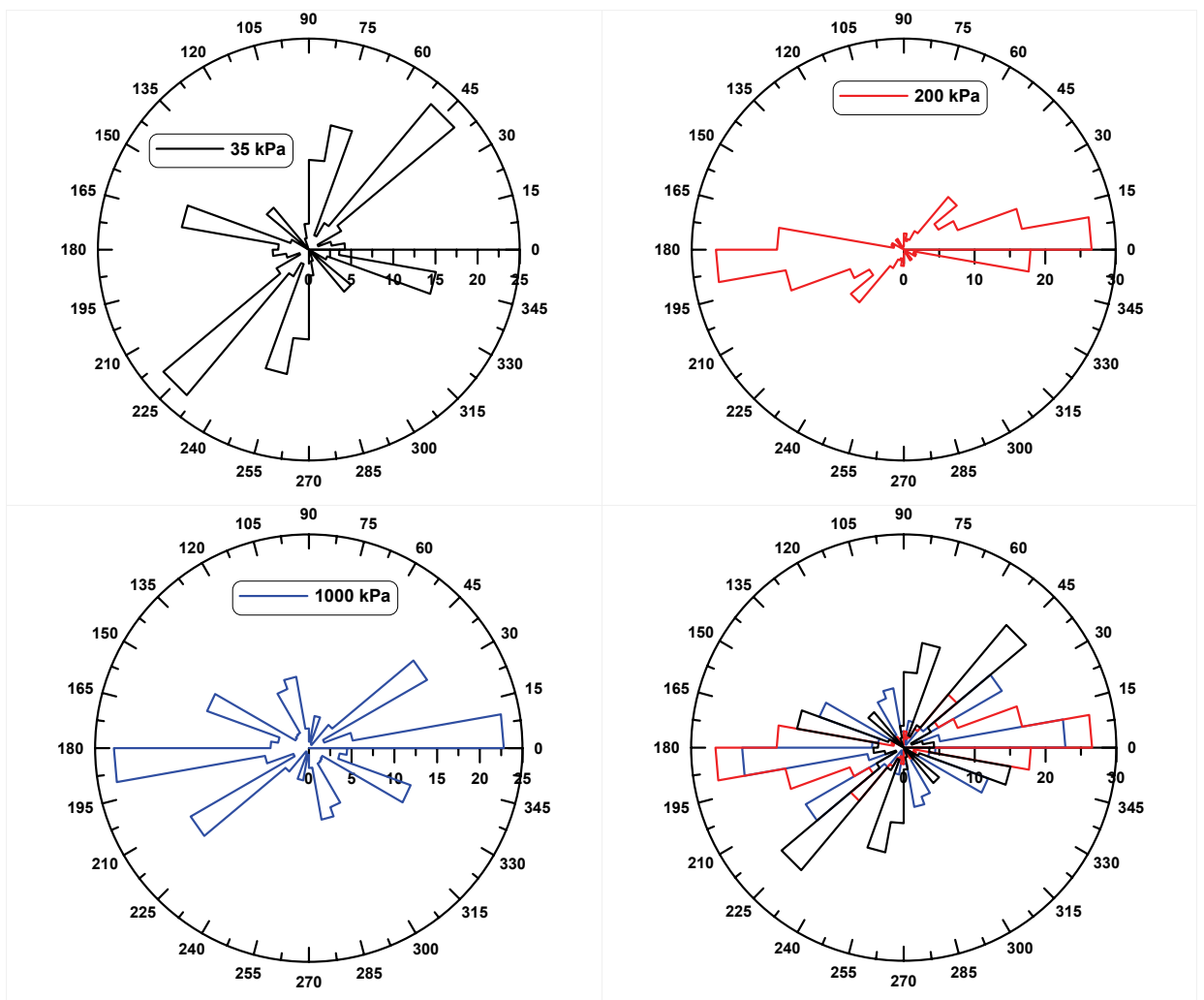


Figure (3.44) : orientation de l'espace poral Mélange M35 (Rosaces_S)

2.1.1.3 Mélange M65

L'évolution du diamètre d'accès pour le mélange M65 est présentée dans la figure (3.45a), ce diamètre est de 0,7, 0,35 et 0,11 μm pour des contraintes de 35 kPa, 200 et 1000 kPa respectivement.

On observe sur la figure (3.46) que le pic pour l'essai à 35 kPa est étalé entre des diamètres de 2 μm et des diamètres supérieurs à 0,1 μm , ce qui signifie que les pores les plus importants sont des pores inter-agrégats, les pores intra agrégats sont mineurs.

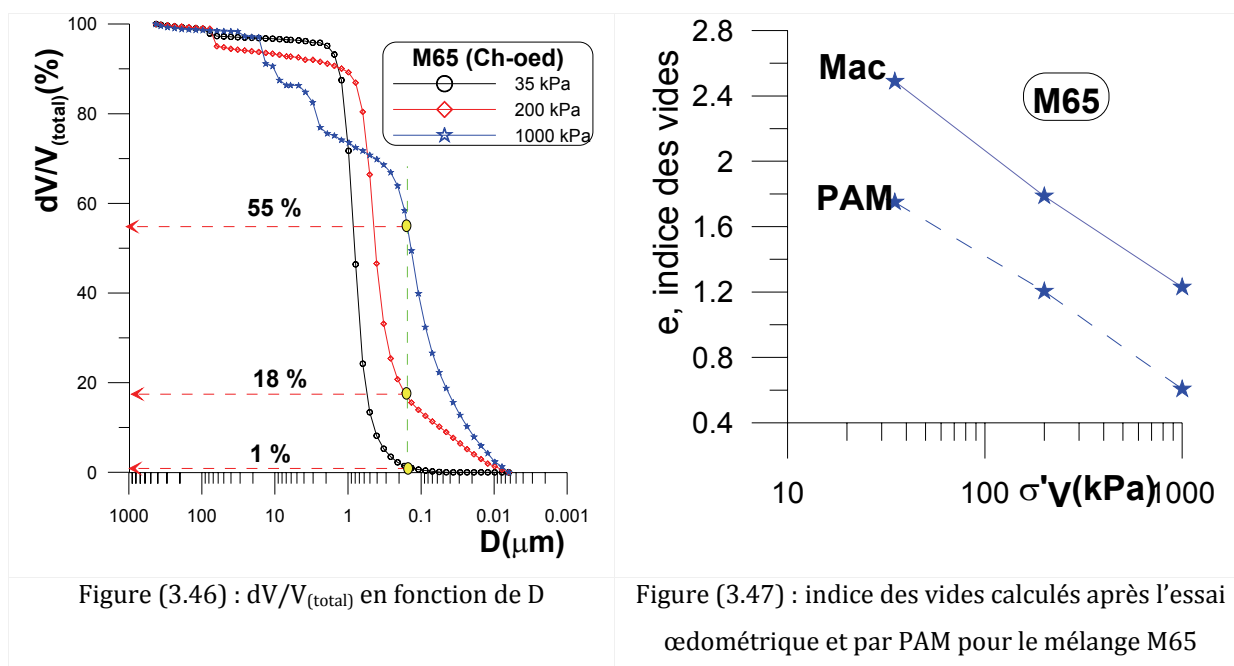
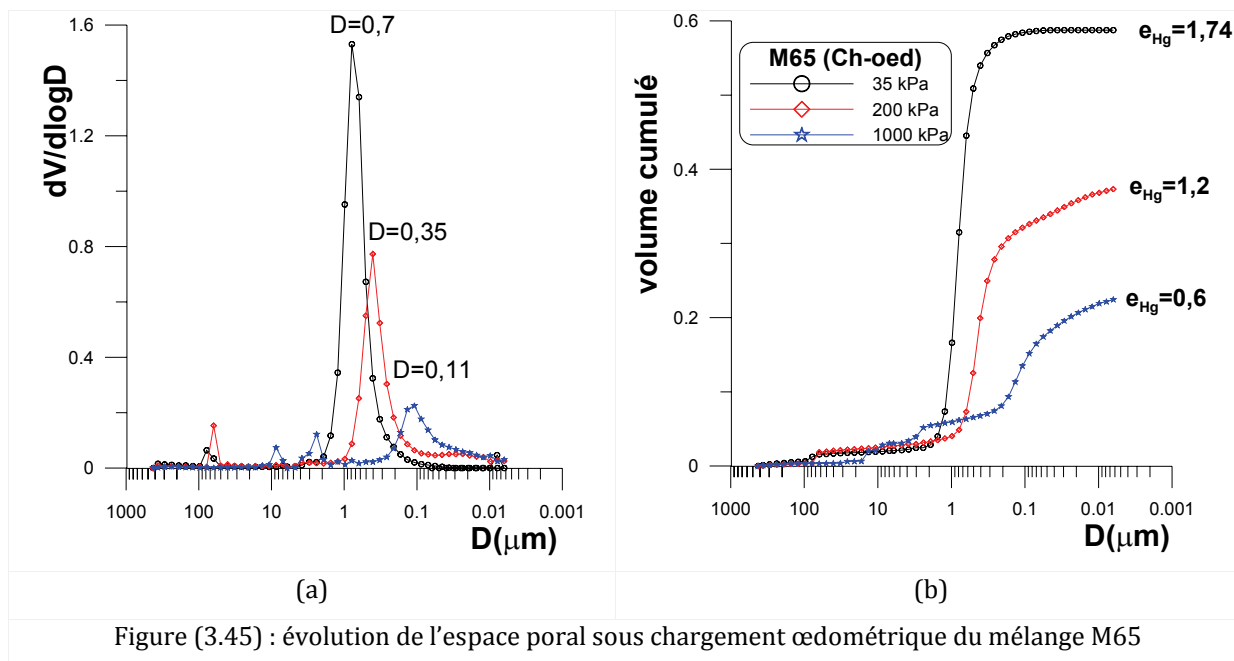
Le pourcentage des pores inférieurs à 0,15 μm est inférieur à 1%. Avec l'augmentation de contrainte jusqu'à 200 kPa l'intervalle se réduit en éliminant les grands pores supérieurs à 1 μm , et se situe entre 1 et 0,01 μm . Cet intervalle se réduit encore pour devenir de 0,2 à 0,01 μm pour 1000 kPa de contrainte verticale effective, avec un pourcentage de 55 % inférieur à 0,15 μm . Si l'on supprime les fluctuations qu'on suppose causées par les micro fissures produites lors de la préparation, ce pourcentage va représenter 80 %.

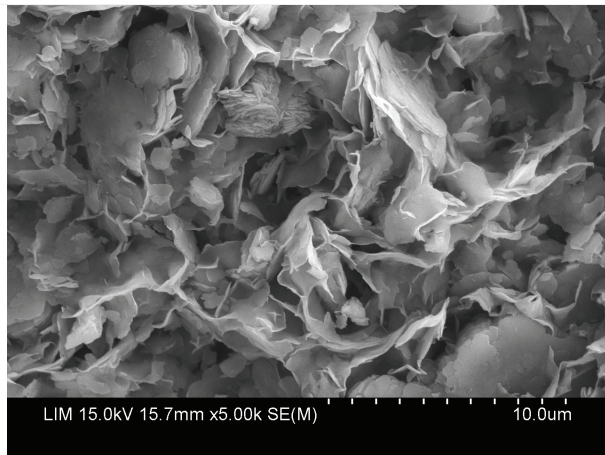
Sur la figure (3.47), nous présentons l'évolution de l'indice des vides calculé à partir du volume de mercure, ainsi que l'évolution de l'indice des vides calculé macroscopiquement.

L'indice des vides calculé dans l'essai œdométrique est toujours supérieur à celui calculé à partir du volume du mercure, l'écart devient de plus en plus important, pour la kaolinite, M35 et M65 respectivement.

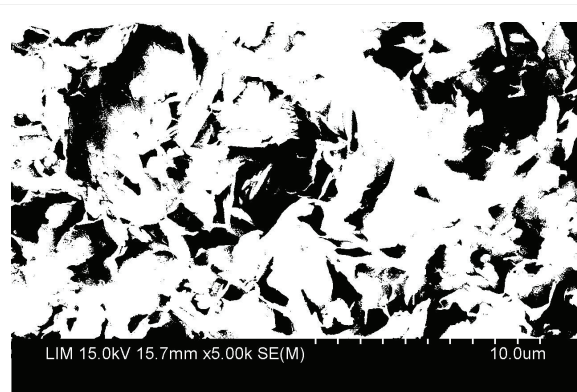
L'analyse des images MEB (Fig. 3.48) montre que l'espace poral diminue progressivement en fonction de la contrainte : $S_{V(\text{moy})}=38\%$ à 35 kPa; $S_V=29\%$ à 200 kPa et $S_V=24\%$ à 1000 kPa.

Le diamètre d'accès (Fig. 3.49) semble se situer dans l'intervalle entre 0,02 et 1 μm avec un pic entre 0,6 et 0,7 μm pour la contrainte de 35 kPa. A 200 kPa nous constatons qu'il reste encore des pores dans l'intervalle de 0,4 à 0,8 μm , avec un pic autour de 0,3 μm . A 1000 kPa la taille des pores diminue dans l'intervalle entre 0,2 et 0,02 μm , avec un pic à 0,18 μm ; nous constatons aussi qu'il existe encore des pores de taille supérieure. Les résultats du traitement des photos MEB semblent en bon accord avec les résultats obtenus par le porosimètre au mercure PAM.

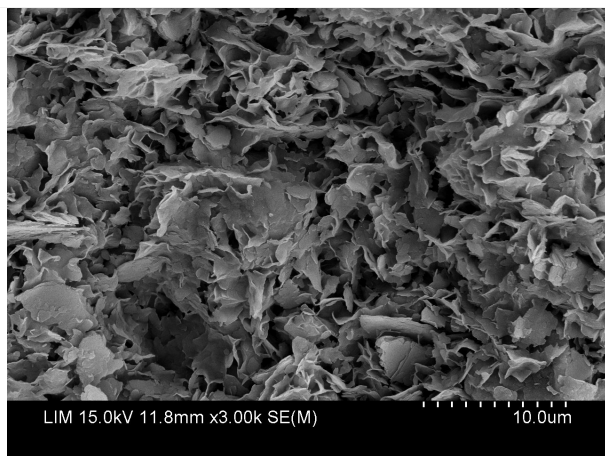




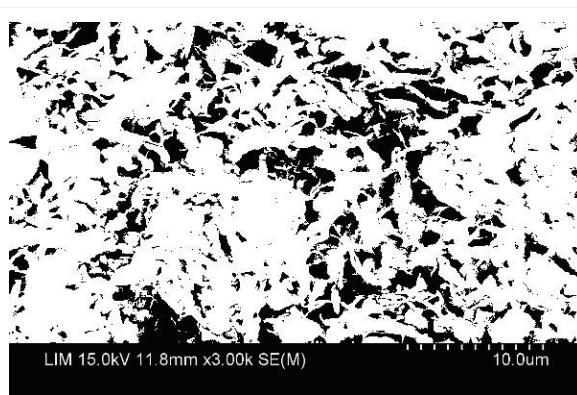
(a) 35 kPa – plan vertical



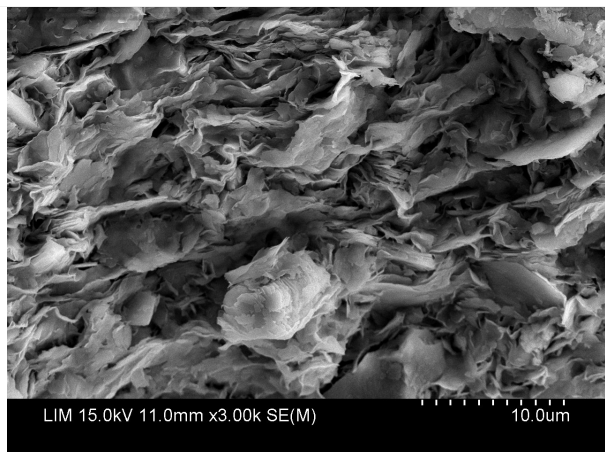
(b) Image après seuillage ($S_V=37,1\%$)
($S_{V(moy)}=38\%$)



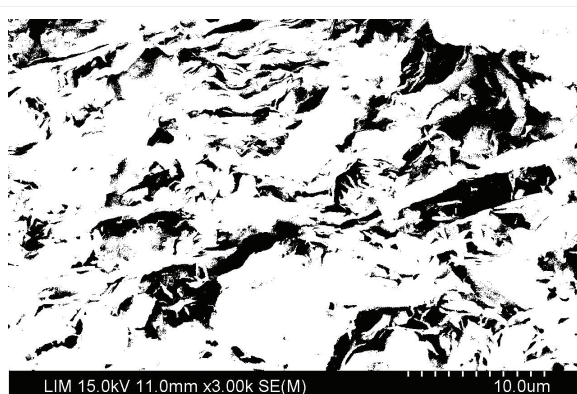
(c) 200 kPa – plan vertical



(d) Image après seuillage ($S_V=26,9\%$)
($S_{V(moy)}=29\%$)



(e) 1000 kPa – plan vertical



(f) Image après seuillage ($S_V=23,7\%$)
($S_{V(moy)}=24\%$)

Figure (3.48) : photos MEB du mélange M65 sous chargement oedométrique (plan vertical)

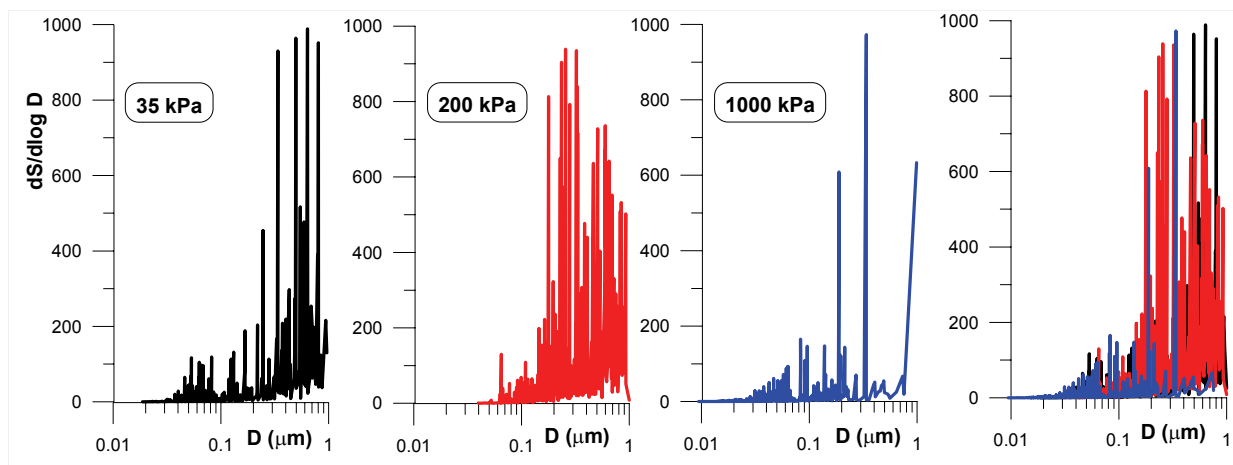


Figure (3.49) : distribution de l'espace poral à partir de photos MEB

La figure (3.50) montre les Rosaces_N du mélange M65, avec la même tendance d'orientation que pour les autres matériaux. Les orientations individuelles (Fig. 3.51) ne montrent pas cette tendance en terme de surface orientées. Ces orientations sont présentées dans les Rosaces_S (Fig. 3.52) qui montrent deux orientations principales pour l'essai à 35 kPa, l'une entre 40 et 60° et l'autre entre 160 et 170°. Ces orientations diminuent à 200 kPa pour donner place à des orientations entre 10 et 20°, ce qui indique une rotation vers l'axe horizontal. A 1000 kPa, malgré la présence de cette orientation entre 10 et 20°, on constate la présence d'autres orientations plus inclinées vers l'axe vertical.

S'il ne s'agit pas de l'effet statistique des mesures, nous pensons aux conditions du drainage comme cause possible, nous discuterons cet effet plus tard dans ce rapport.

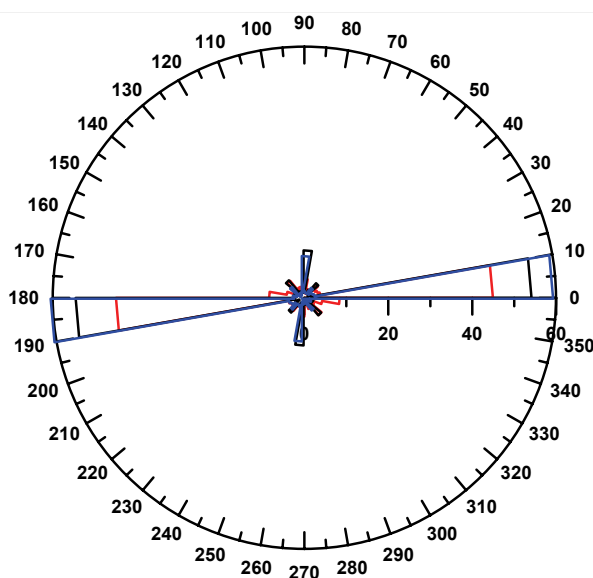


Figure (3.50) : Mélange M65 (Rosace_N)

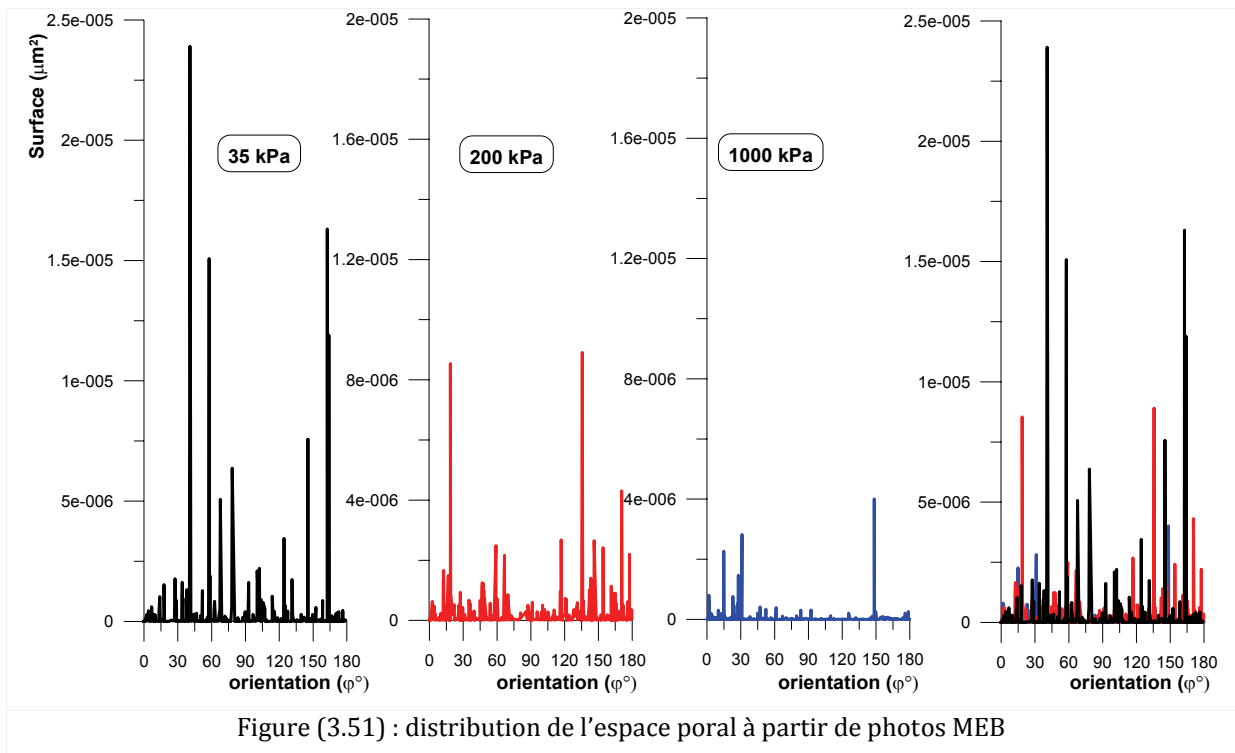


Figure (3.51) : distribution de l'espace poral à partir de photos MEB

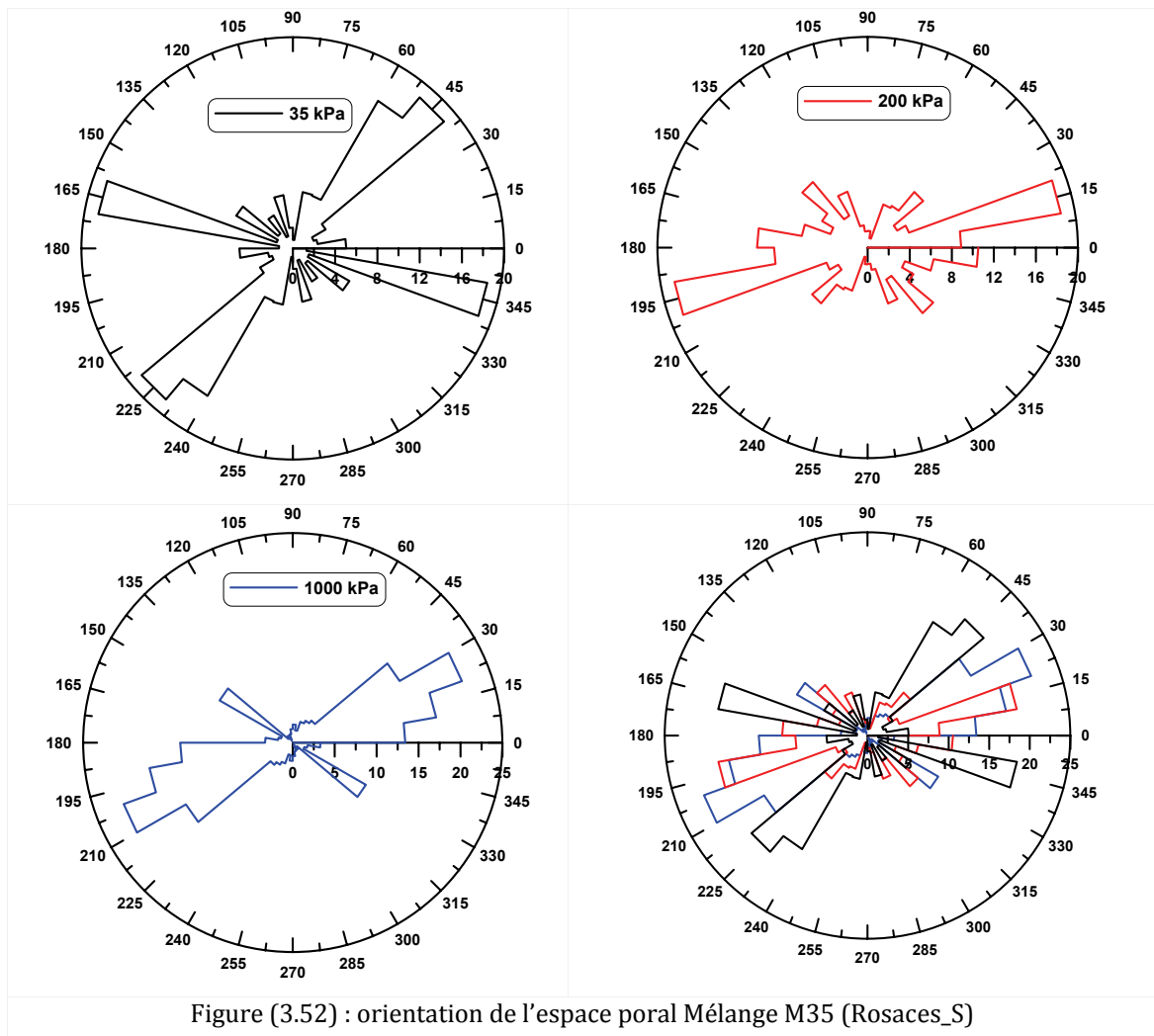


Figure (3.52) : orientation de l'espace poral Mélange M35 (Rosaces_S)

2.1.1.4 Montmorillonite

Le diamètre d'accès pour la montmorillonite évolue, sous la contrainte appliquée, de 1 μm pour une contrainte de 35 kPa à 0,5 μm pour 200 kPa et à 0,25 μm pour 1000 kPa (Fig. 3.53a). Pour tous les essais effectués sur la montmorillonite, on peut constater un petit pic caractérisant une famille porale vers des diamètres compris entre 0,04 et 0,01 μm .

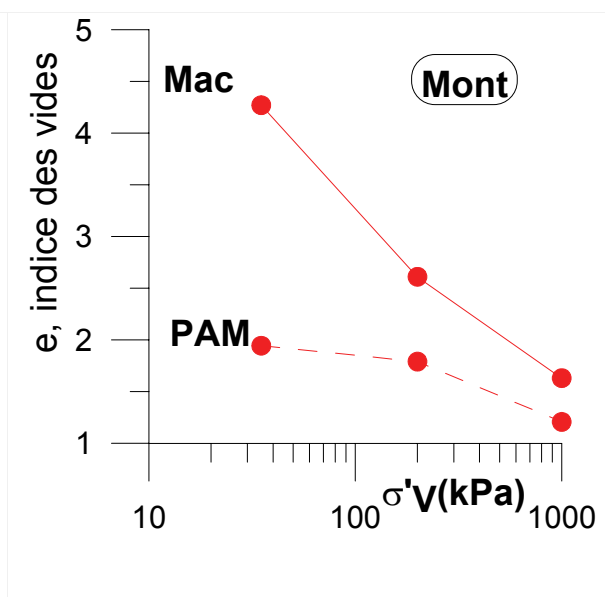
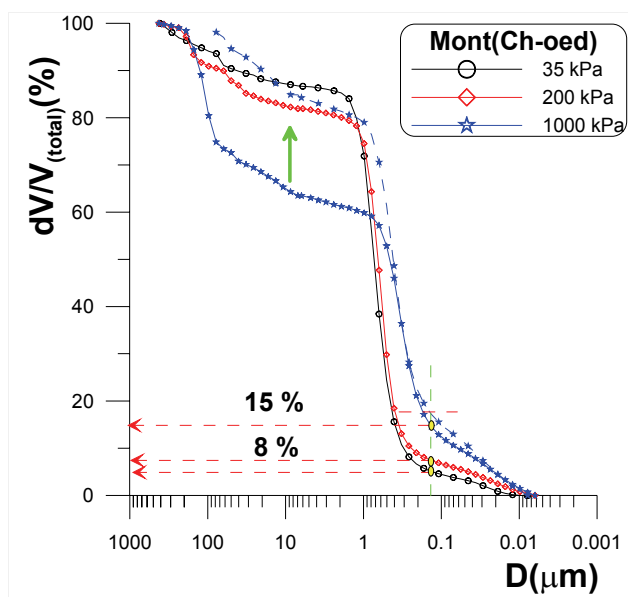
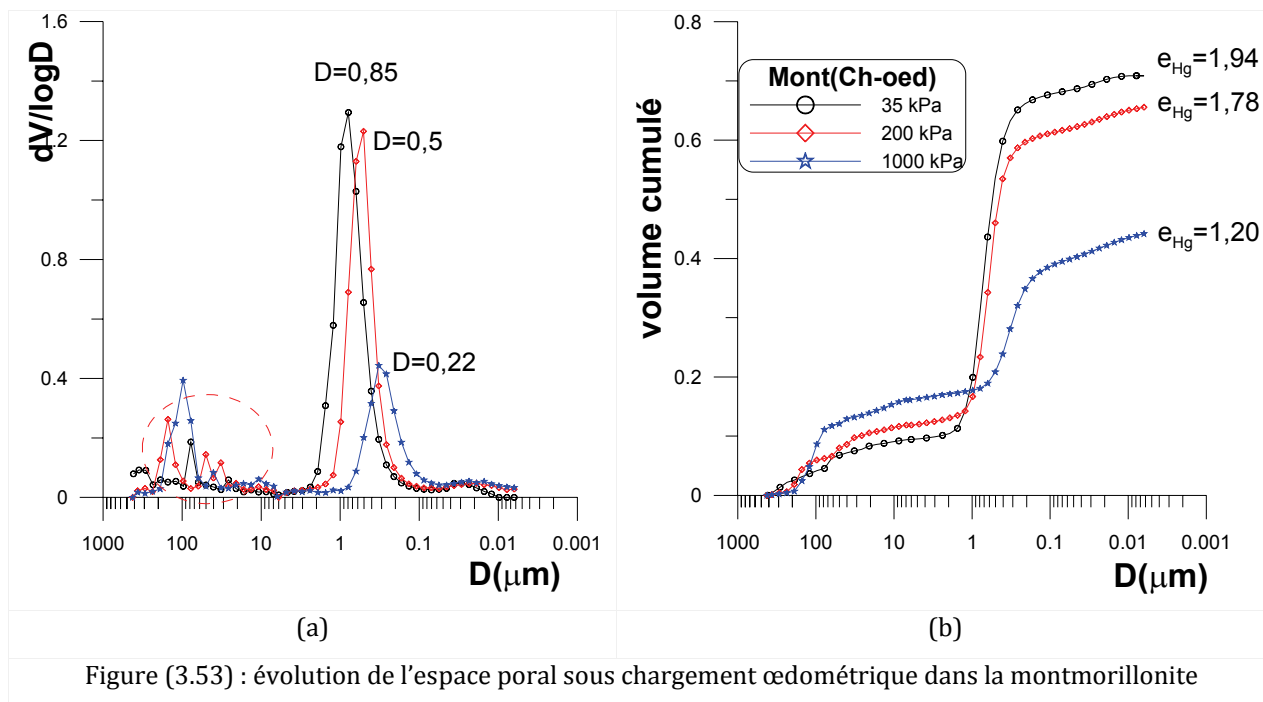
L'intervalle du pic majeur des pores à 35 kPa s'étale entre des diamètres de 2 et 0,2 μm , ce qui signifie que ces pores sont des pores inter-agrégats. Un très léger pic entre 0,04 et 0,01 μm , correspond à des pores intra-agrégats.

L'intervalle du pic majeur passe à 1,5 μm -0,18 μm à 200 kPa. La diminution des pores inter-agrégats se poursuit pour l'essai à 1000 kPa et l'intervalle devient de 0,7 à 0,07 μm .

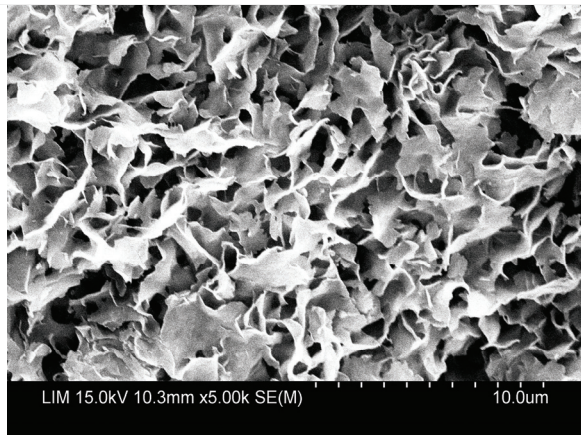
Le pourcentage des pores inférieurs à 0,15 μm augmente de 5 % pour l'essai à 35 kPa à 8 % pour l'essai à 200 kPa et finalement à 15% à 1000 kPa (Fig. 3.54).

La figure (3. 53b) représente les volumes cumulés pour les différents essais. Les indices des vides « e » et « e_{Hg} » (Fig. 3.55) sont inférieur à ceux calculés dans l'essai œdométrique, la différence entre les indices des vides macroscopiques et déduits de PAM devient beaucoup plus importante pour la montmorillonite que pour les autres matériaux.

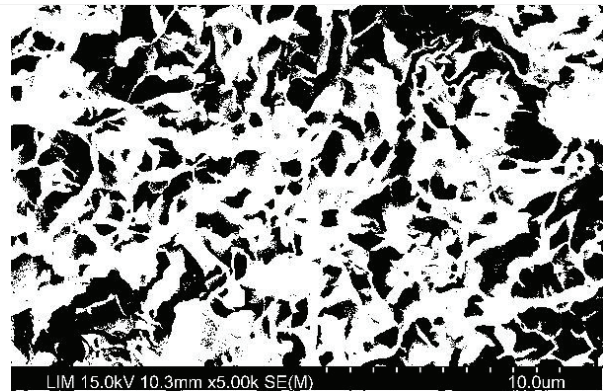
En effet, nous constatons sur la figure (3.53) la présence de pics qui apparaissent pour des diamètres élevés, vers 100 μm . Nous pensons que ces diamètres, entourés par un cercle, sont des fissurations produites lors de lyophilisation, ce qui signifie que leur contribution au volume total doit être corrigé ; les courbes en pointillés sur la figure (3. 54) représentent les courbes après correction. En éliminant ces perturbations, on peut constater que plus de 80% des pores sont inférieurs à 1 μm pour toutes les contraintes appliquées.



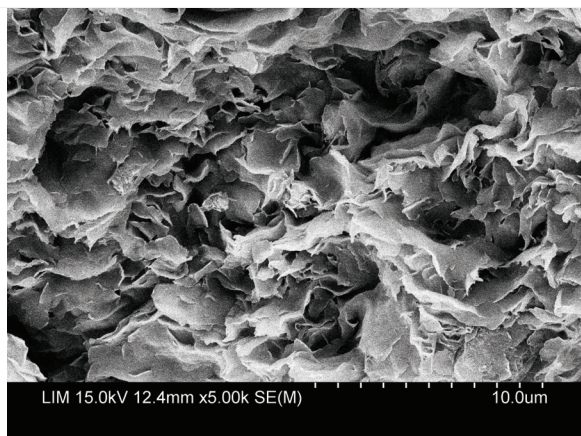
Les photos MEB prises à trois contraintes de consolidation (Fig. 3.56) montrent que la surface des pores évolue de 41% à 35 kPa jusqu'à 26,5% à 1000 kPa. L'identification des diamètres des pores (Fig. 3.57) montre que ceux-ci sont en bon accord avec ceux identifiés par la méthode de PAM.



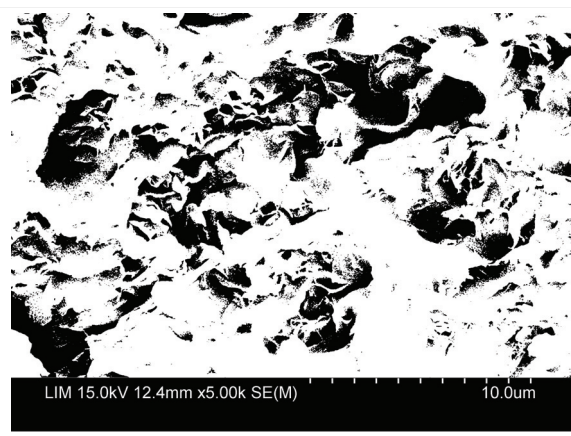
(a) 35 kPa – plan vertical



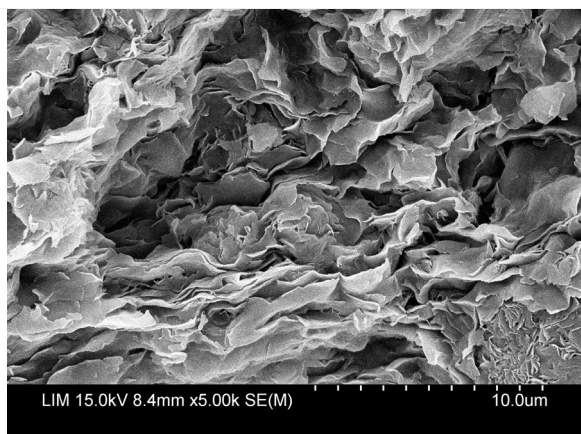
(b) Image après seuillage ($S_V=40\%$)
($S_{V(\text{moy})}=41\%$)



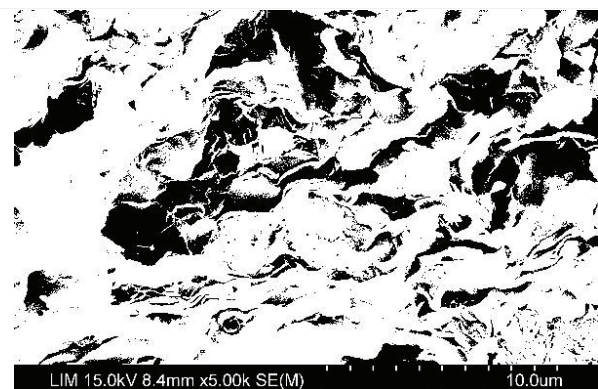
(c) 35 kPa – plan vertical



(d) Image après seuillage ($S_V=31\%$)
($S_{V(\text{moy})}=30,9\%$)



(e) 35 kPa – plan vertical



(f) Image après seuillage ($S_V=26\%$)
($S_{V(\text{moy})}=26,5\%$)

Figure (3.56) : photos MEB du mélange M35 sous chargement œdométrique (plan vertical)

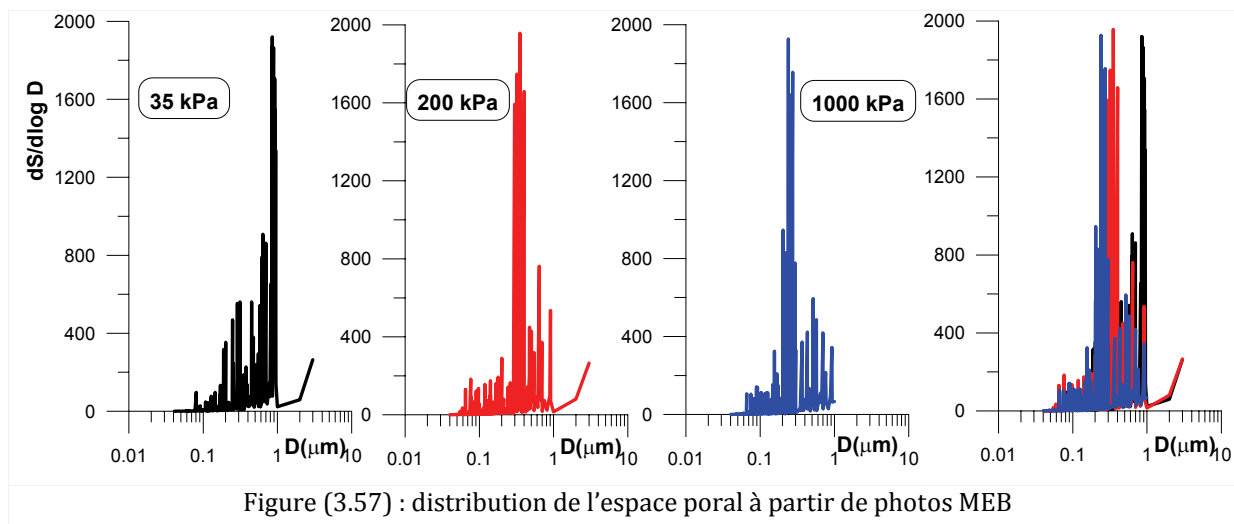


Figure (3.57) : distribution de l'espace poral à partir de photos MEB

La détermination des orientations par les rosaces_N (Fig. 3.58) montre que les pores sont orientés suivant la direction perpendiculaire à l'axe de chargement.

Les orientations individuelles (Fig. 3.59) montrent plutôt trois bandes d'orientations : pour l'essai à 35 kPa celles-ci se composent d'une bande majeure autour d'une orientation de 165°, avec deux bandes mineures, la première entre 15 et 30° et la deuxième entre 40 et 60°. Nous constatons aussi une évolution des orientations vers une direction perpendiculaire à l'axe de chargement avec l'apparition de deux bandes secondaires à 1000 kPa qui se situent autour des orientations de 120° et 45°, cette évolution est bien visibles dans les rosaces_S (Fig. 3.60).

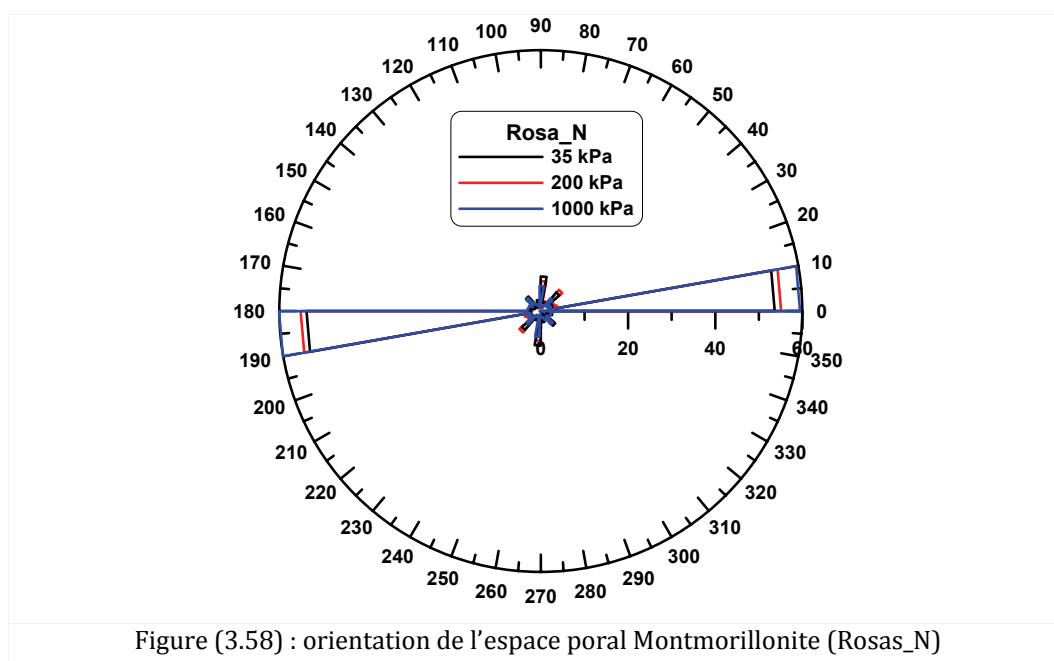


Figure (3.58) : orientation de l'espace poral Montmorillonite (Rosas_N)

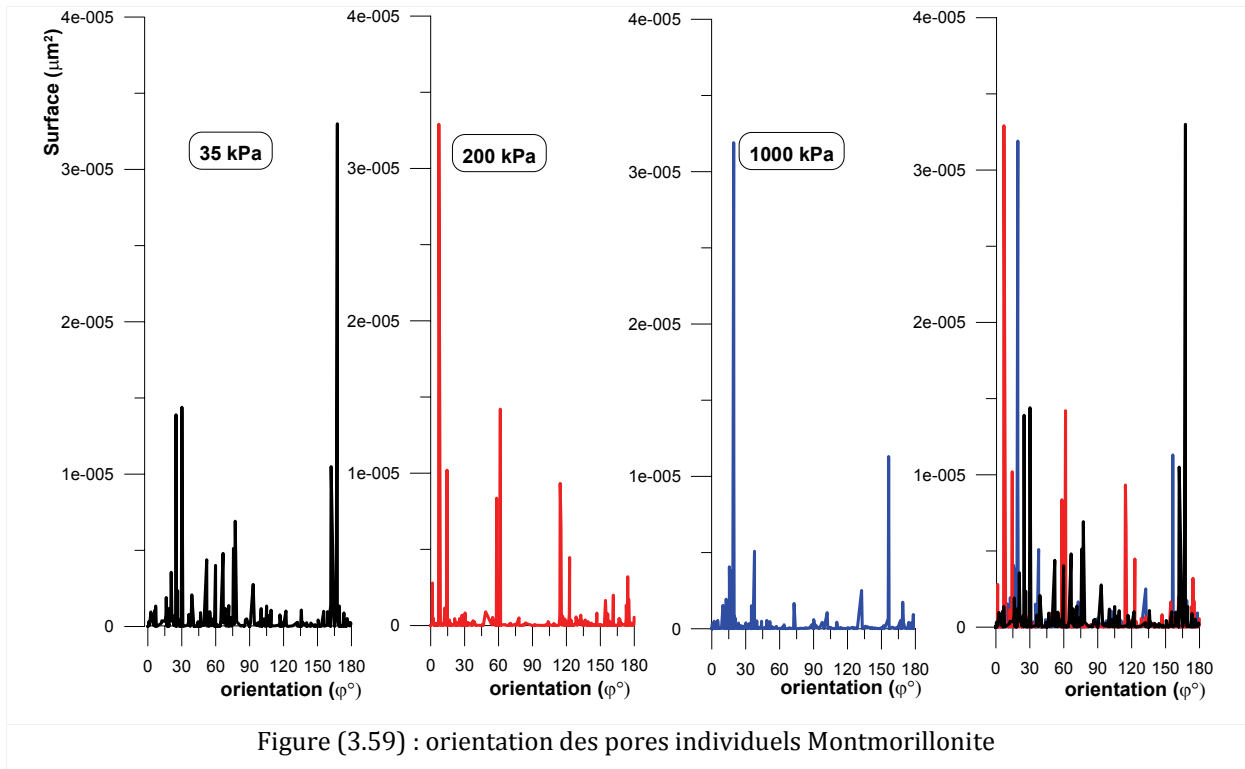


Figure (3.59) : orientation des pores individuels Montmorillonite

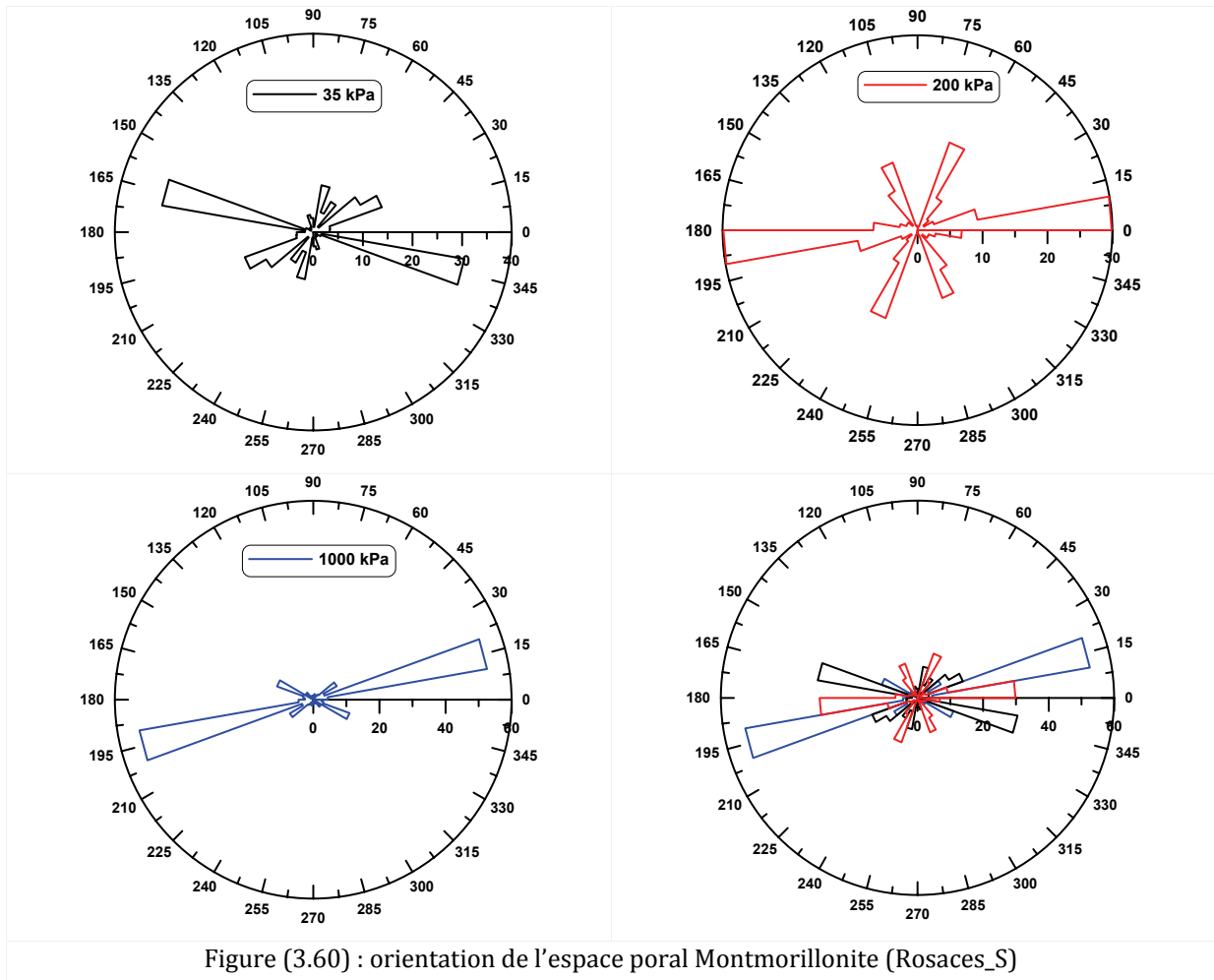


Figure (3.60) : orientation de l'espace poral Montmorillonite (Rosaces_S)

2.1.1.5 DISCUSSION DES RESULTATS DE L'ETUDE MICROSCOPIQUE

1. Espace poral

Les résultats du calcul de l'indice des vides à partir du volume de mercure injecté dans l'échantillon (Fig. 3.31 ; 39 ; 47 ; et 55) ont montré que celui-ci était une fonction linéaire du logarithme de la contrainte appliquée pour tous les matériaux,

En prenant en compte des conditions expérimentales qui peuvent introduire certaine dispersion sur les valeurs des indices des vides, on peut supposer qu'il existe un certain parallélisme entre les valeurs des indices des vides déterminés macroscopiquement (par double-pesée) et microscopiquement (par PAM).

2. Discussion de l'évolution du diamètre d'accès

La figure (3.61) représente l'évolution du diamètre d'accès à une contrainte donnée pour tous les matériaux. On constate que les diamètres d'accès des matériaux pour une contrainte de 35 kPa sont classés de telle manière que le plus grand correspond à la montmorillonite, et le plus petit à la kaolinite. L'augmentation de la contrainte jusqu'à 200 kPa affecte tous les matériaux, les plus grandes tailles sont les plus affectées, le diamètre d'accès de la montmorillonite devient presque égal à celui du mélange M65. En continuant l'augmentation de la contrainte, la diminution du diamètre d'accès se poursuit et la kaolinite et les mélanges M35 et M65 ont presque le même diamètre d'accès (0,1 μm) alors que la montmorillonite se distingue par un diamètre plus élevé de l'ordre de 0,22 μm .

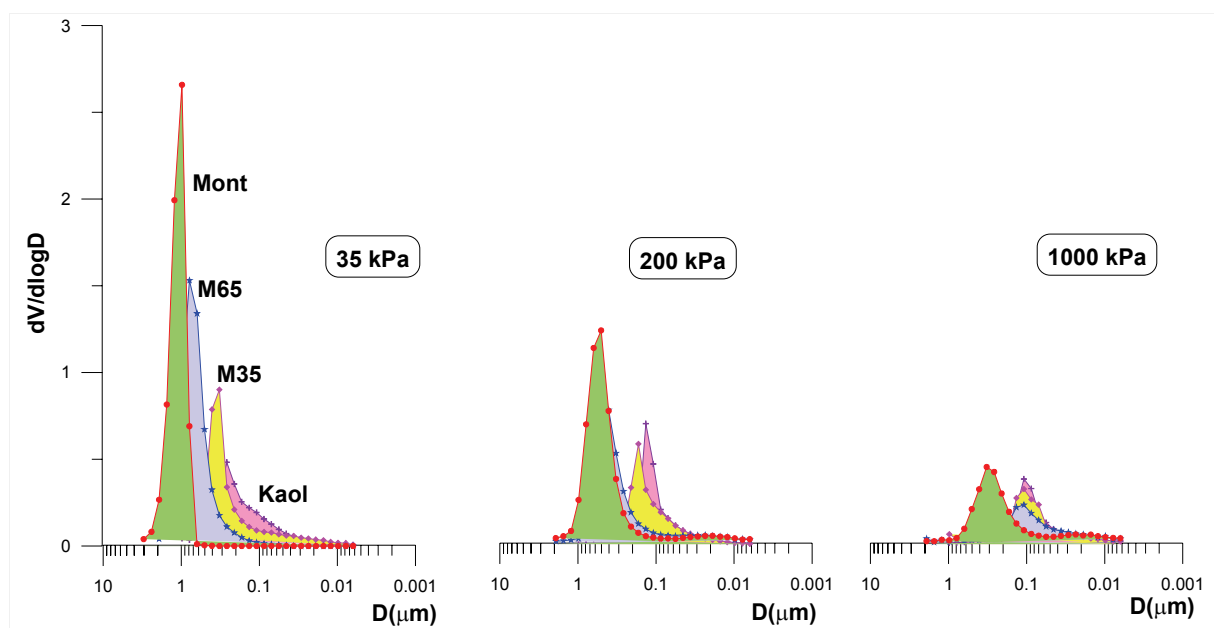


Figure (3.61) : Evolution du rayon d'accès pour une contrainte donnée

La figure (3.62) montre l'évolution des diamètres d'accès en fonction du pourcentage de montmorillonite dans le mélange à différentes contraintes. On constate que les diamètres pour la kaolinite et le mélange M35 (65% de la kaolinite) sont proches à la contrainte de 35 kPa (courbe en rouge), et qu'ils deviennent les mêmes pour une contrainte de 1000 kPa. On constate aussi que le grand changement du diamètre d'accès est pour la montmorillonite et le mélange M65.

Le diamètre d'accès dans tous les cas n'évolue pas linéairement en fonction du pourcentage de montmorillonite dans le mélange.

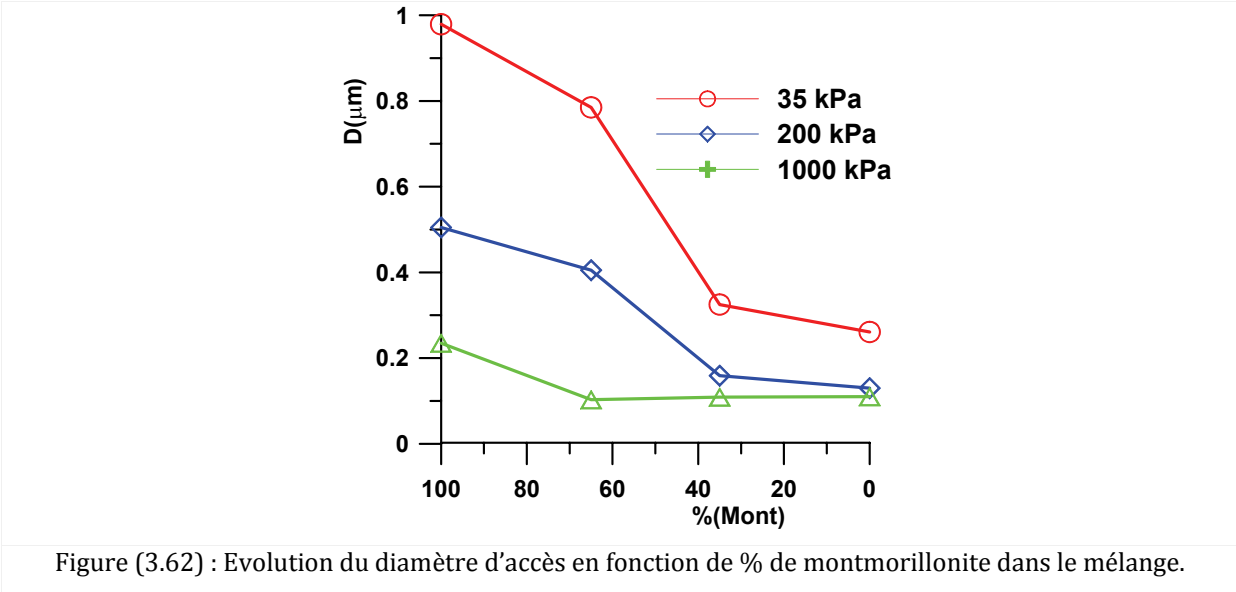


Figure (3.62) : Evolution du diamètre d'accès en fonction de % de montmorillonite dans le mélange.

Modèle d'évolution de l'espace poral sur chemin œdométrique

Sur la figure (3.63) nous présentons l'évolution des diamètres d'accès en fonction de la contrainte appliquée pour chaque matériau, les courbes continues représentent les diamètres d'accès mesurés par PAM. Nous constatons sur cette figure que ce diamètre est fonction linéaire du logarithme de la contrainte verticale effective (Grunberger et al., 1997 ; Al-Mukhtar et al., 1996).

Dans les domaines de contraintes étudiés par Ninjarav et al. (2007) (jusqu'à 1280 kPa) et par Delage et Lefebvre (1984) (jusqu'à 1452 kPa), ce sont les pores inter agrégats qui sont affectés.

Dans notre étude nous sommes allés jusqu'à 1000 kPa de contrainte verticale effective. Les résultats montrent la validité des résultats précédents, une implication des agrégats dans la déformation pour la kaolinite et le mélange M35 à partir de 200 kPa est possible. Notons aussi que l'ampleur de la fermeture des pores inter-agrégats varie en fonction de la minéralogie, elle est fonction du logarithme de la contrainte appliquée, et on peut la relier en quelques sortes à l'indice de compression Cc. Nous caractérisons cette évolution par l'équation (3.7) :

$$D = -m \cdot \log \left(\frac{\sigma'_V}{\sigma'_{Vf}} \right) + D_f \dots\dots\dots (3.7)$$

Dans cette équation D_f est le diamètre d'accès à la contrainte finale σ'_{vf} , « m » représente la pente de la courbe dans le plan (D -log σ'_v).

Nous avons constaté qu'il y avait une relation entre le diamètre d'accès défini comme le diamètre le plus fréquent représenté par le sommet du pic dans le plan (D - $dV/d \log D$) et la contrainte verticale effective, la pente de cette courbe étant reliée à l'indice de compression du matériau C_c par la corrélation suivante (éq. 3.8) :

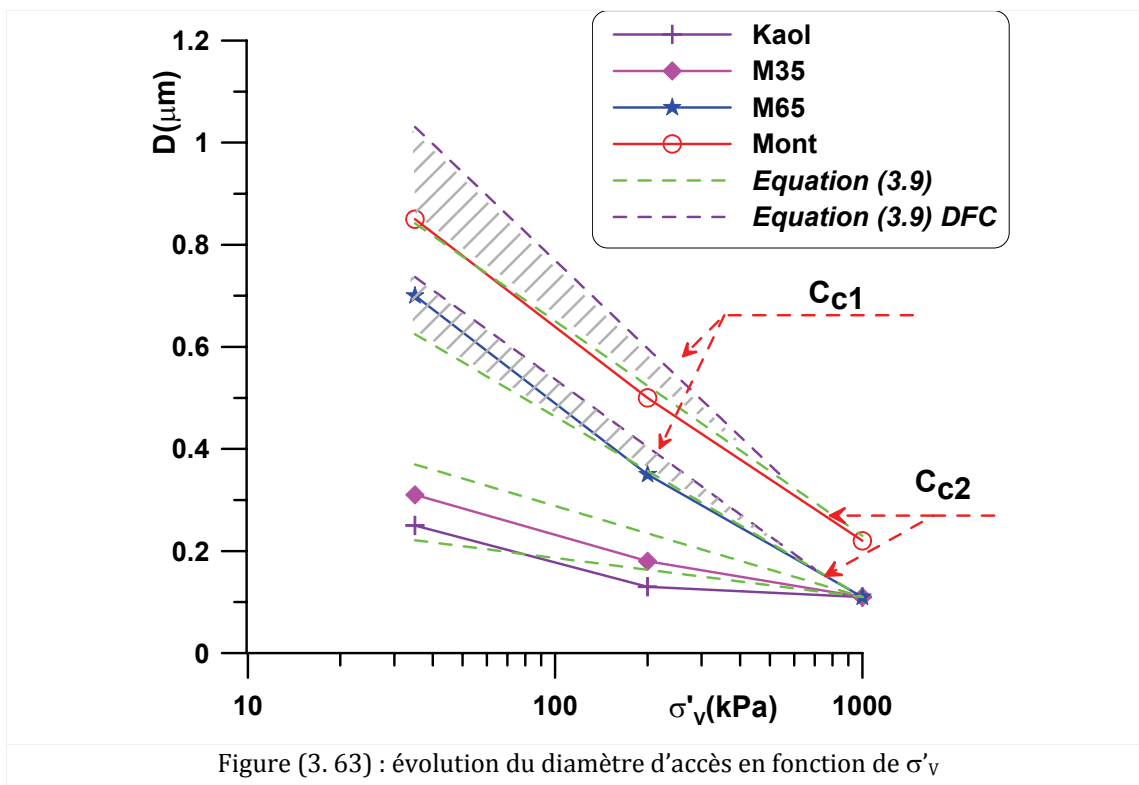
$$m = \frac{C_c}{3,14} \dots\dots\dots (3.8)$$

L'équation (3.7) devient (éq. 3.9):

$$D = -\frac{C_c}{3,14} \cdot \log\left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_{vf}}\right) + D_f \dots\dots\dots (3.9)$$

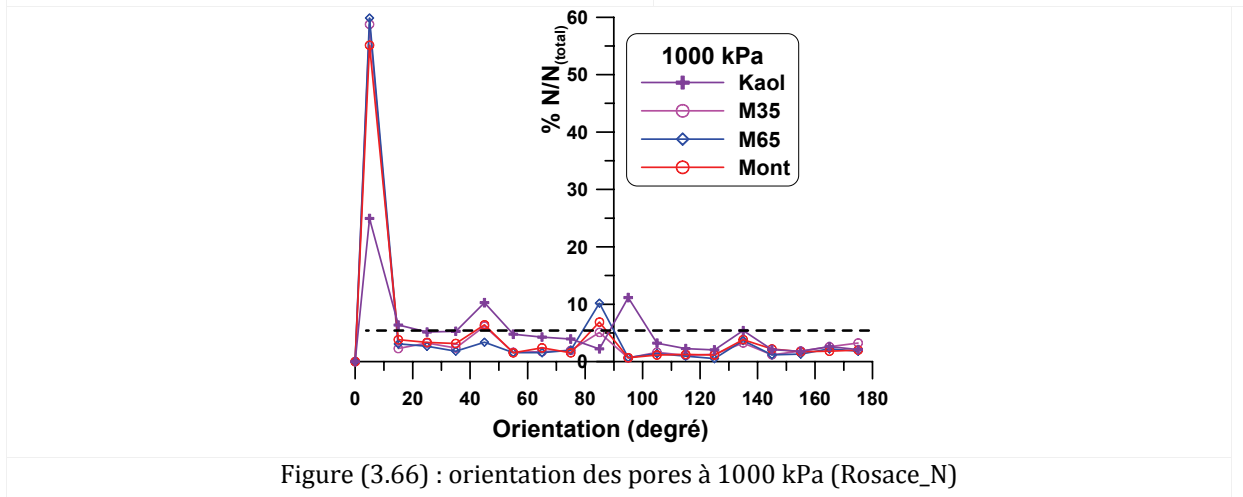
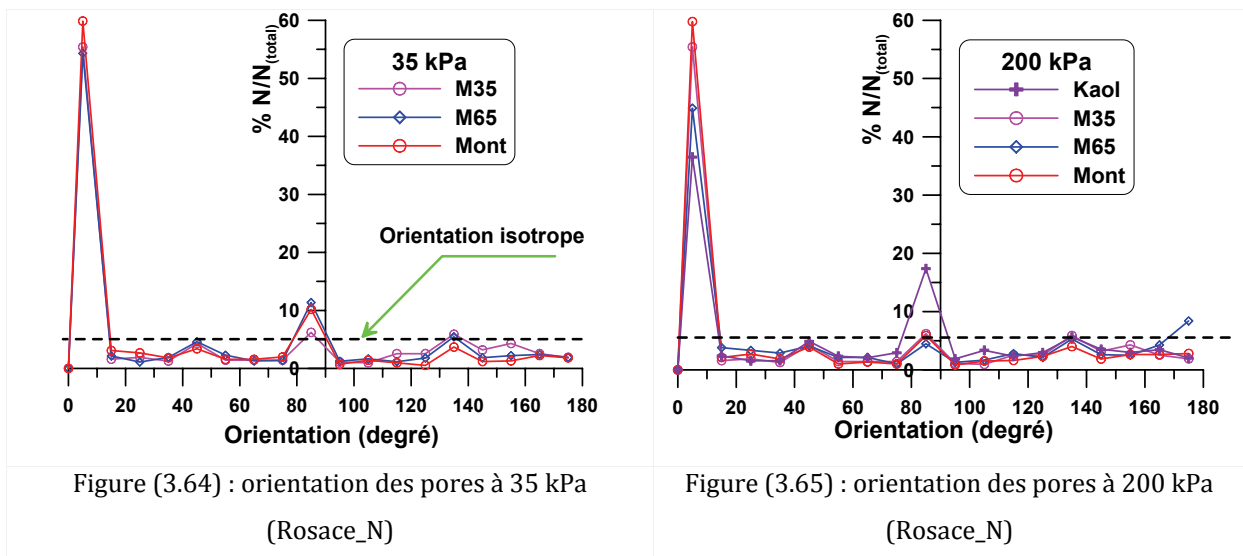
Les droites en vert tireté (Fig. 3.63) représentent les diamètres calculés à partir du modèle proposé (éq. 3.9). Pour les matériaux qui présentent deux valeurs de C_c (montmorillonite et M65), nous avons utilisé la valeur de C_c dans le domaine des faibles contraintes dans l'équation (3.9) - droite en violet tireté (fig.62) - et C_c dans le domaine des fortes contraintes - droite en vert tireté.

Les résultats du calcul du diamètre par l'équation (3.9) montrent un bon accord avec les résultats expérimentaux.



3. Discussion de l'évolution des orientations des pores

Les figures (3.64), (3.65) et (3.66) représentent le nombre des pores orientés selon une direction donnée à une contrainte donnée. Ces figures montrent que le plus grand nombre de pores est orienté selon une orientation perpendiculaire à l'axe de chargement pour les trois contraintes appliquées avec la présence d'un léger pic plus ou moins autour d'une orientation de 90°. Ces pores ont une taille petite car leur participation dans les orientations définies par les surfaces est petite (Fig. 3.67), (Fig. 3.68) et (Fig. 3.69), ce qui traduit la présence d'un réseau de pores de petite taille orientés perpendiculairement à l'axe de chargement, tandis que les pores plus grands ne sont pas orientés de la même façon. Sur ces figures, nous constatons qu'à 35 kPa les pores sont orientés dans des directions autour de la direction perpendiculaire à l'axe de chargement dans des intervalles entre (0-60°) et (145-180°). Ces intervalles se resserrent à la contrainte de 200 kPa (entre (0-30°) et (160-180°), avec deux bandes autour de 60° et 130°. Les intervalles se resserrent encore pour la contrainte de 1000 kPa pour se situer clairement dans l'intervalle 0-20°. A cette contrainte les deux bandes se décalent aussi pour arriver finalement autour des angles entre (30 et 40°) et (145-160°). Cette évolution montre qu'il existe une rotation entre 35 et 200 kPa de l'ordre de 20°, et de l'ordre de 15° entre 200 et 1000 kPa.



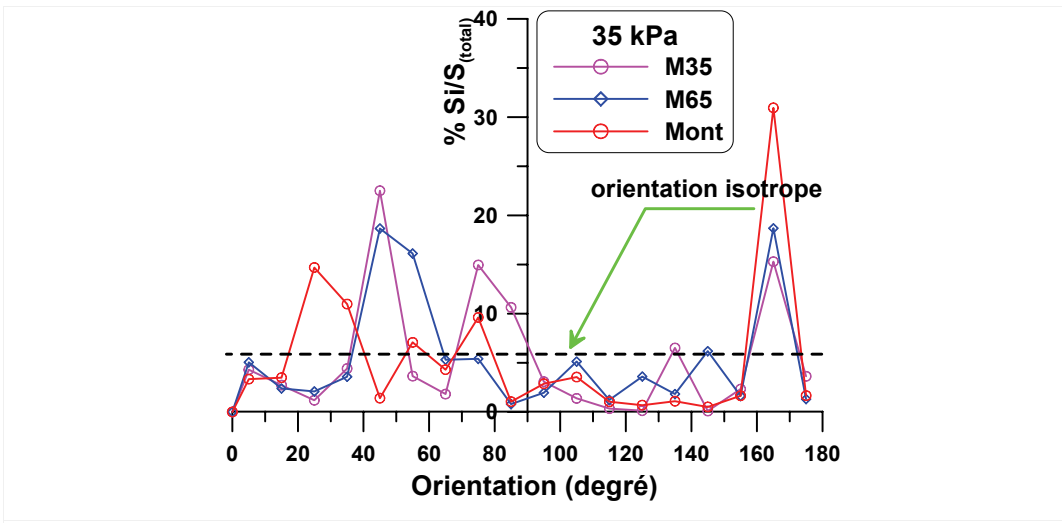


Figure (3.67) : orientation des pores à 35 kPa (Rosace_N)

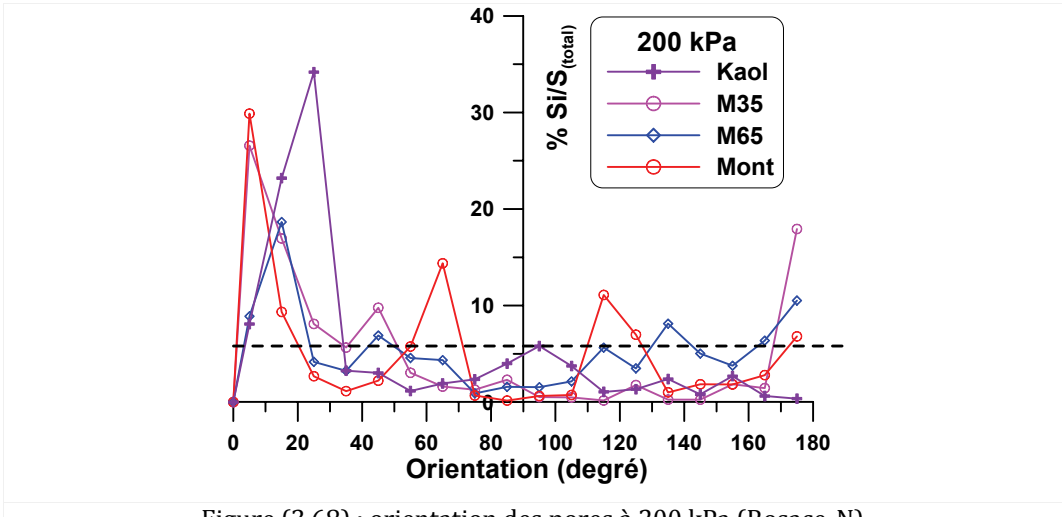


Figure (3.68) : orientation des pores à 200 kPa (Rosace_N)

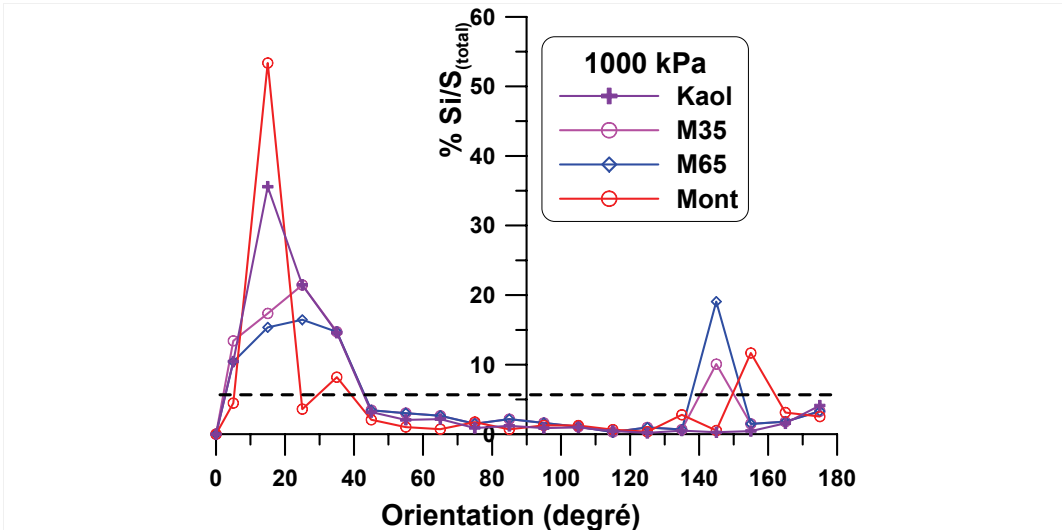


Figure (3.69) : orientation des pores à 1000 kPa (Rosace_S)

2.1.2 CHEMIN ISOTROPE

Nous allons étudier dans cette partie l'évolution de l'espace poral sur chemin de chargement isotrope à partir de l'état initial c'est-à-dire lorsque l'échantillon est sorti du consolidomètre et pré-consolidé selon les procédures décrites dans le chapitre 2 (§ 1.2.1 et 1.2.4.1).

Pour les mélanges, les contraintes isotropes auxquelles nous avons étudié la structure sont identiques aux contraintes à partir desquelles les essais de cisaillement ont démarré, c'est-à-dire $p'_{ic} = 200, 600$ et 1000 kPa. Pour la kaolinite et la montmorillonite sur chemin de chargement isotrope les observations sont effectuées sur les échantillons jusqu'à $p'_{ic}=200$ et 1000 kPa.

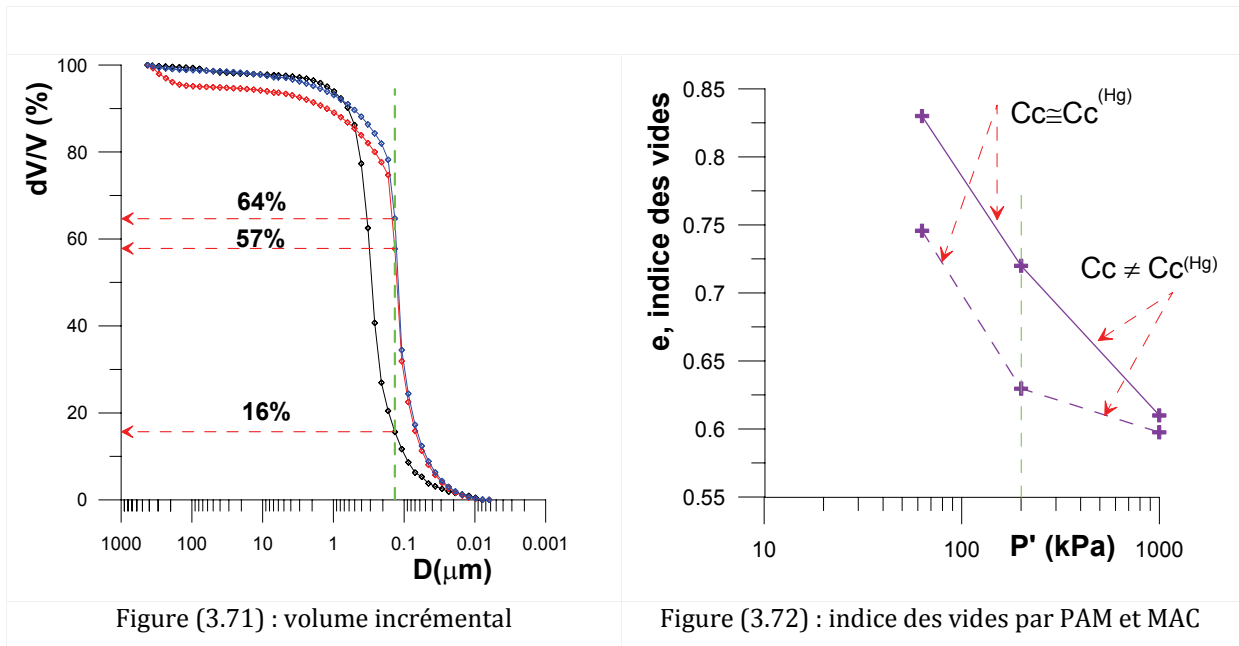
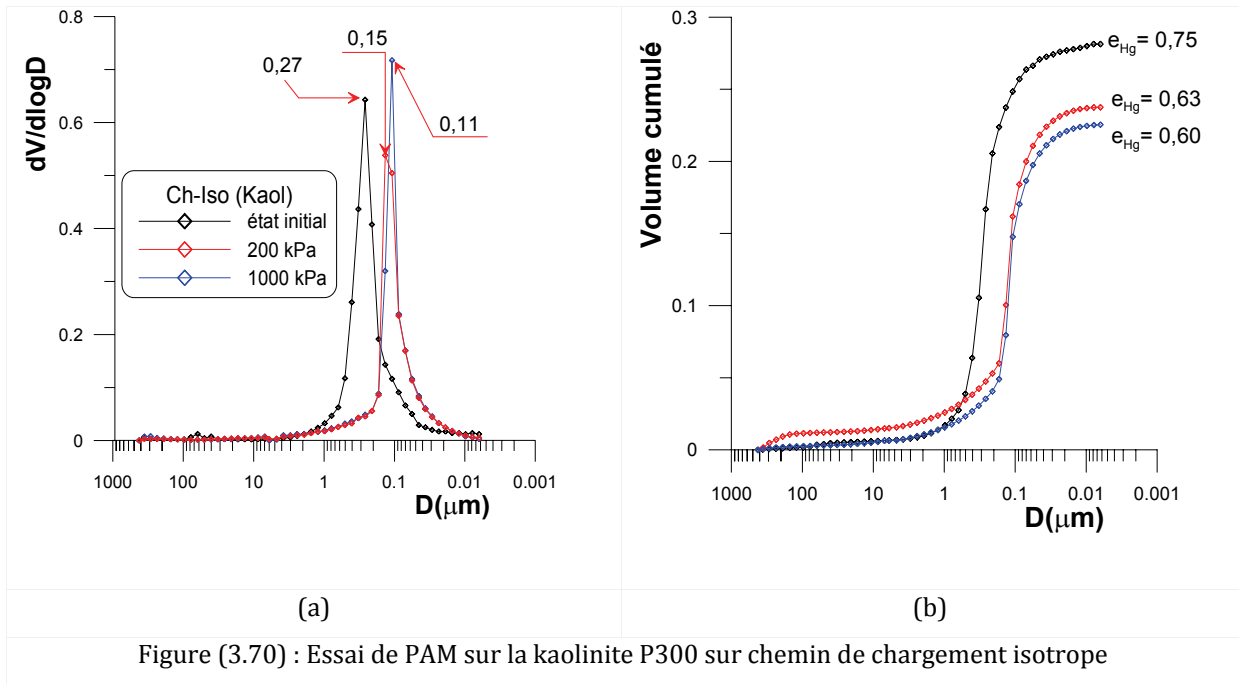
L'étude de l'évolution de l'espace poral sur chemin isotrope est effectuée de la même façon que pour le chemin œdométrique.

2.1.2.1 Kaolinite

L'évolution du diamètre d'accès pour la kaolinite sur chemin de consolidation isotrope est présentée sur la figure (3.70a). Le pic se situe autour de $0,27 \mu\text{m}$ pour l'échantillon à l'état initial ($\sigma'_v = 100$ kPa), ce pic diminue progressivement jusqu'à $0,15 \mu\text{m}$ pour une contrainte moyenne effective « p'_{ic} » de 200 kPa, et sa valeur est de $0,11 \mu\text{m}$ pour $p'_{ic} = 1000$ kPa.

Dans l'état initial, le premier pic est étalé entre des diamètres de $2 \mu\text{m}$ et de $0,02 \mu\text{m}$, ce qui indique la présence d'une famille porale étalée des pores inter-agrégats jusqu'aux pores intra-agrégats. Le pourcentage des pores supérieurs à $0,15 \mu\text{m}$, diamètre limite entre les domaines inter-agrégats et intra-agrégats est égal à 84% (Fig. 3.71). Sur cette figure, on constate aussi que toutes les tailles de pores sont supérieures à $0,01 \mu\text{m}$. Avec l'augmentation de la contrainte jusqu'à 200 kPa, l'intervalle se réduit par élimination des grands pores supérieurs à $0,2 \mu\text{m}$ malgré l'existence d'un faible pourcentage ($< 4\%$) de pores entre $0,9$ et $0,2 \mu\text{m}$, cela se continue avec l'augmentation de la contrainte et les grands pores sont toujours concernés. Leur présence diminue lorsque la contrainte augmente, tandis que le pourcentage de pores inférieurs à $0,15 \mu\text{m}$ augmente avec la contrainte. A $p'_{ic} = 1000$ kPa, on peut constater que 64% des pores sont inférieurs à $0,15 \mu\text{m}$.

Le volume de mercure introduit dans l'échantillon semble diminuer progressivement lorsque la contrainte augmente, ce qui est normal puisque l'indice des vides diminue. La figure (3.70b) montre le volume cumulé de mercure introduit dans l'échantillon, les valeurs e_{Hg} représentent les indices des vides déduits du volume introduit. L'évolution de ces indices des vides ainsi que l'évolution de l'indice des vides calculé macroscopiquement sont présentés dans la figure (3.72). Il est clair que l'indice des vides calculé dans l'essai de consolidation isotrope est supérieur à celui calculé à partir du volume du mercure injecté, le pourcentage des pores inaccessibles est de 10% à l'état initial, $12,5 \%$ à $p'_{ic} = 200$ kPa, et 2% à $p'_{ic} = 1000$ kPa



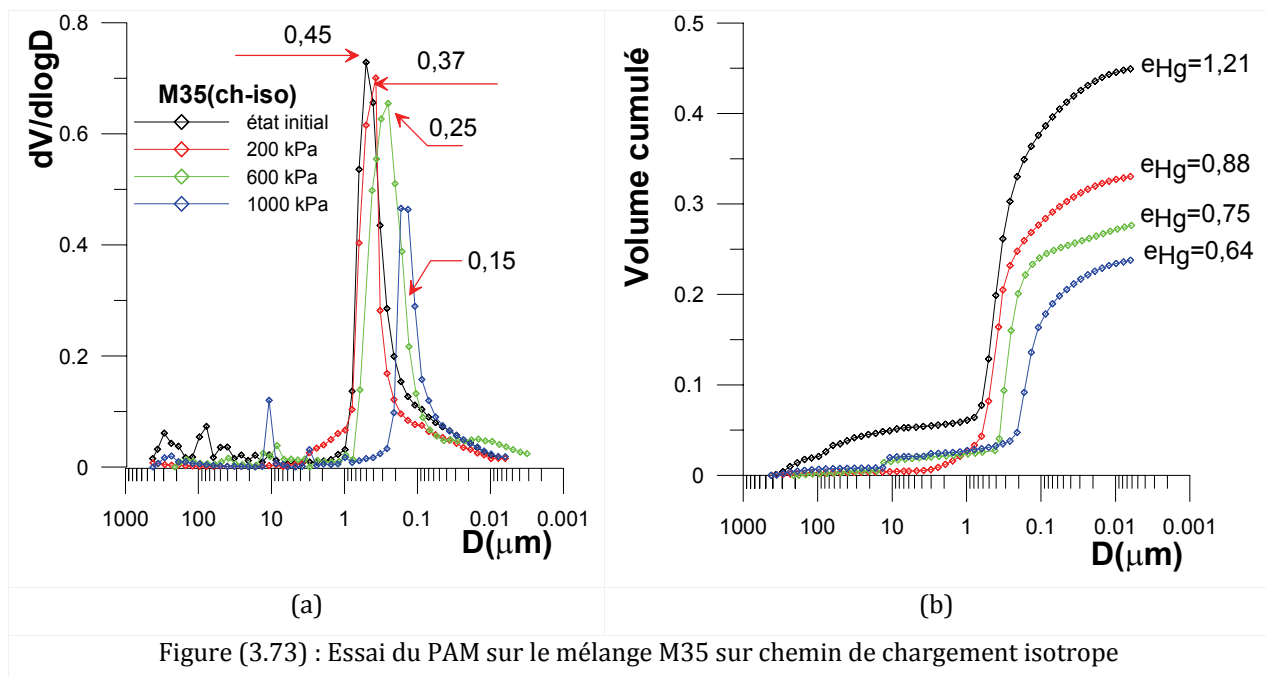
2.1.2.2 Mélange M35

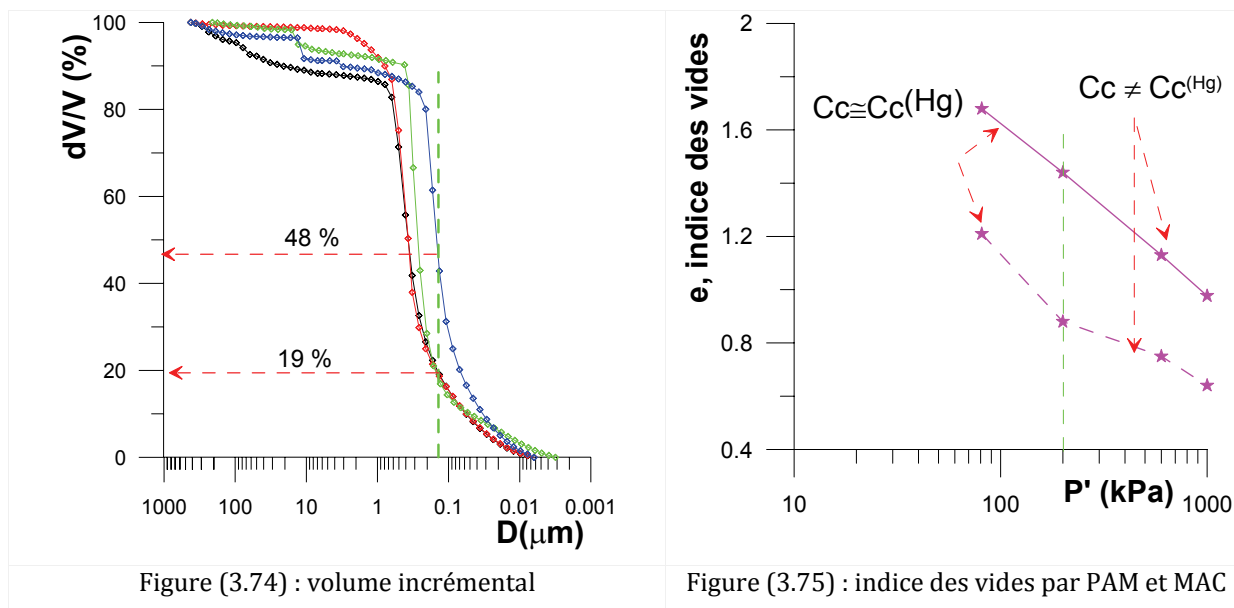
L'évolution du diamètre d'accès pour le mélange M35 sur le chemin de consolidation isotrope est présentée sur la figure (3.73a), le pic des diamètres se situe autour de 0,4 μm pour l'échantillon à l'état initial, le diamètre de ce pic diminue légèrement jusqu'à 0,35 μm pour l'échantillon consolidé à $p'_{ic} = 200$ kPa, il continue à diminuer jusqu'à 0,25 μm pour $p'_{ic} = 600$ kPa, et encore plus (0,15 μm) pour $p'_{ic} = 1000$ kPa.

Le premier pic pour l'état initial se situe dans un intervalle compris entre 1 μm et 0,15 μm , représentant les pores inter-agrégats, mais on peut constater qu'il existe des pores dont le diamètre est inférieur à 0,15 μm . Lorsque la contrainte augmente, on constate que cet intervalle se referme du coté gauche, ce qui veut dire que les pores inter-agrégat sont entrain de se fermer.

Le pourcentage de pores supérieurs à 0,15 μm est égal à 81% (Fig. 3.74). Avec l'augmentation de la contrainte jusqu'à $p'_{ic} = 1000 \text{ kPa}$, le pourcentage des pores inférieurs 0,15 μm augmente jusqu'à 48%.

La figure (3.73b) montre le volume cumulé de mercure introduit dans l'échantillon et les indices des vides e_{Hg} . Leur évolution ainsi que celle de l'indice des vides calculé macroscopiquement sont présentées sur la figure (3.75). On peut faire le même constat que précédemment quant aux différences entre les valeurs de l'indice des vides macroscopique et par porosimétrie. Sur la même figure nous remarquons aussi que, entre l'état initial ($\sigma'_v = 100 \text{ kPa}$) et une contrainte de consolidation isotrope de 200 kPa, il existe un certain parallélisme, ce qui, à notre avis, signifie qu'entre ces deux contraintes une faible réorganisation des particules se produit alors que au-delà de 200 kPa de consolidation isotrope, la réorganisation des particules devient plus importante, ce que nous essaierons de confirmer plus tard dans ce rapport par l'analyse des photos au MEB.



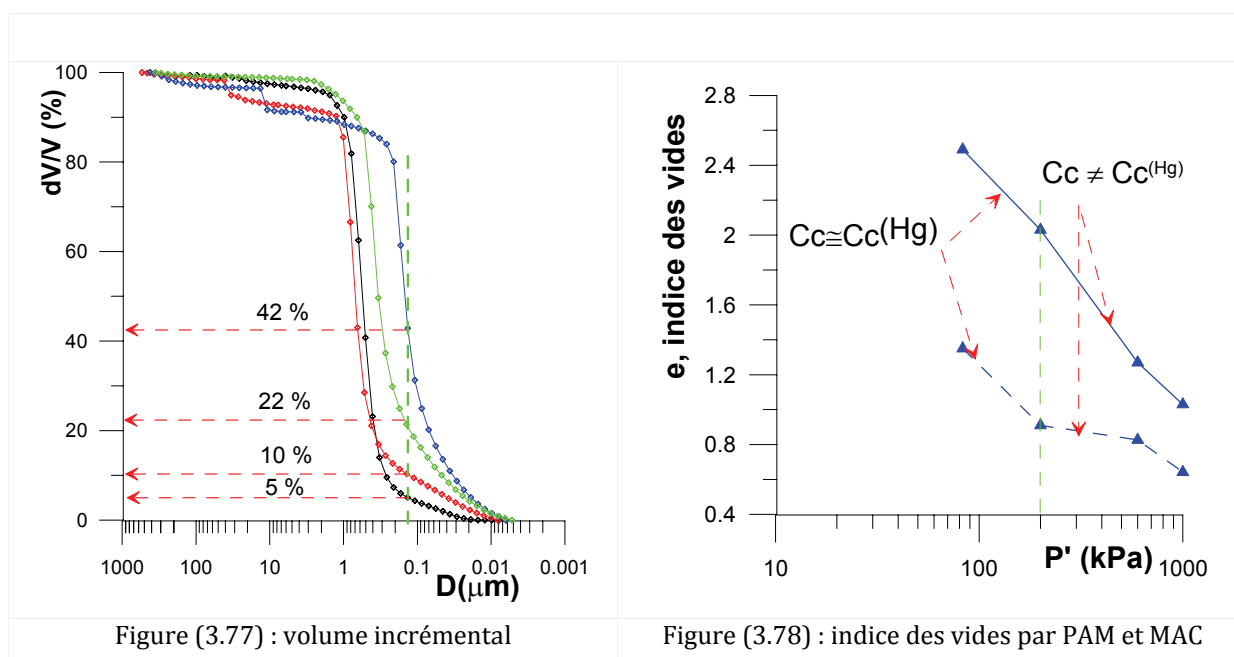
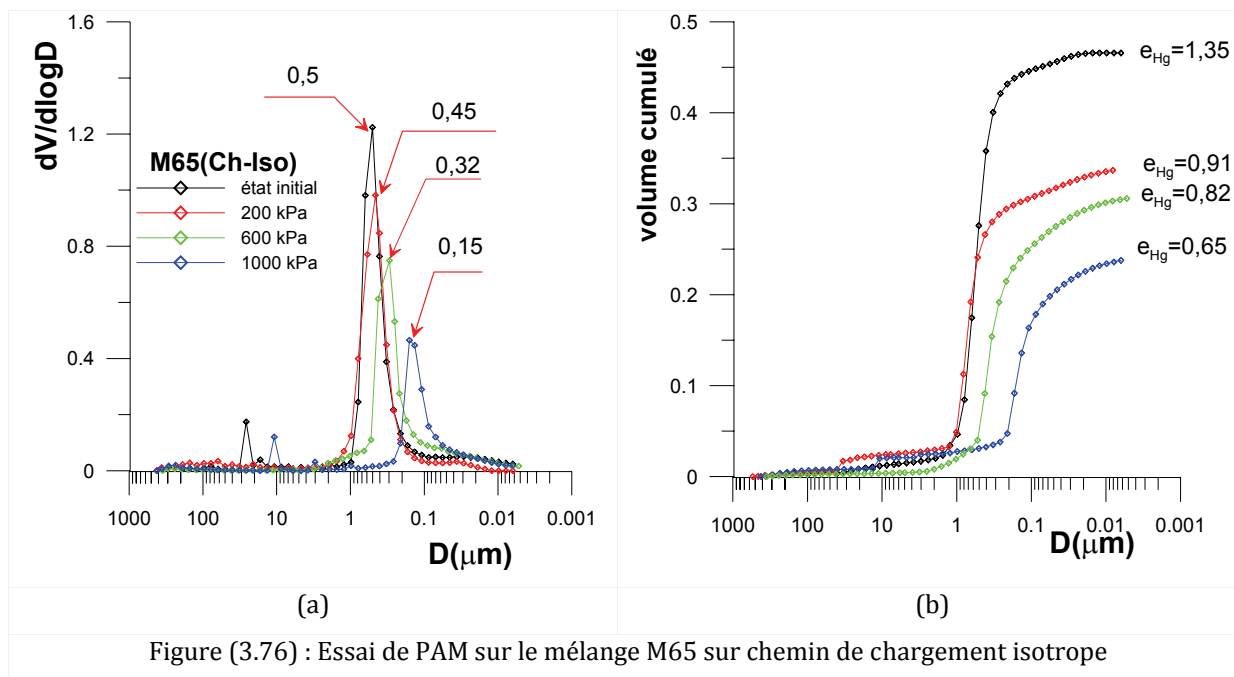


2.1.2.3 Mélange M65

La figure (3.76a) montre l'évolution du diamètre d'accès du mélange M65 sur chemin de consolidation isotrope. Le pic des diamètres se situe autour du 0,8 μm pour l'échantillon à l'état initial. Après la consolidation isotrope jusqu'à 200 kPa, le diamètre d'accès diminue jusqu'à 0,65 μm , cette diminution continue progressivement jusqu'à 0,32 μm pour $p'_{ic} = 600 \text{ kPa}$, et 0,15 μm pour $p'_{ic} = 1000 \text{ kPa}$.

Le pic pour l'état initial s'étale dans un intervalle compris entre 2 μm et moins de 0,2 μm . Les pores supérieurs à 0,15 μm (inter agrégats) disparaissent au cours du chargement, (Fig. 3.77). A $p'_{ic} = 1000 \text{ kPa}$ on peut constater que 42 % des pores sont inférieurs à 0,15 μm .

La figure (3.76b) montre le volume cumulé de mercure introduit dans l'échantillon et les indices des vides e_{Hg} . Leur évolution et celle de l'indice des vides calculé macroscopiquement sont présentées sur la figure (3.78). Nous constatons que, au dessous de 200 kPa les courbes des indices des vides ont la même pente $C_c = C_c(\text{Hg})$, nous pensons que, à ce niveau de contrainte, la réorganisation des particules n'a pas encore commencé. Au dessus de 200 kPa, la courbe des indices des vides tend à rejoindre la courbe des indices des vides calculés par double pesée, ce qui pourrait indiquer une réorganisation du matériau qui conduit à son tour à un réseau plus accessible au mercure.

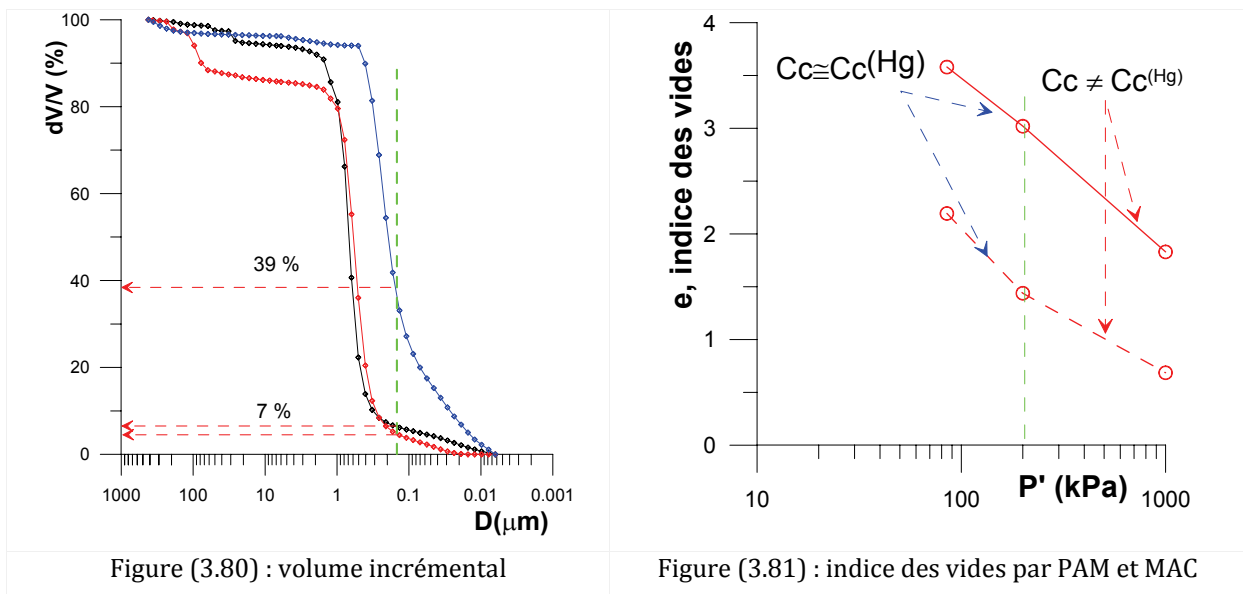
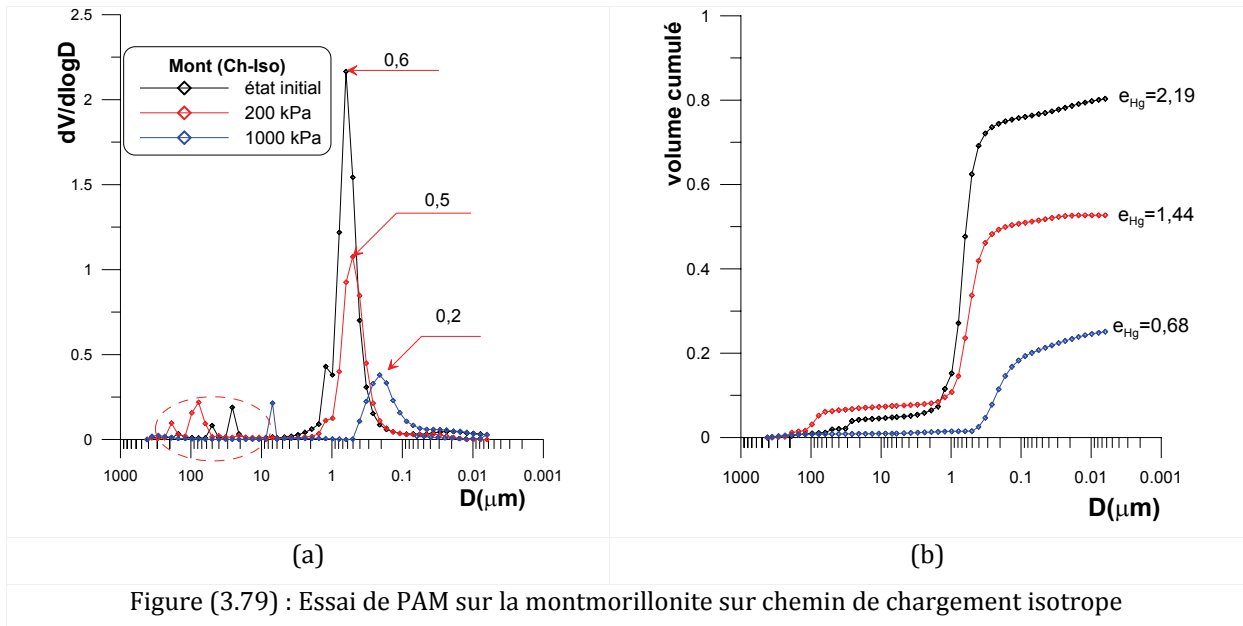


2.1.2.4 Montmorillonite

La montmorillonite montre la même évolution (Fig. 3.79) que celles décrites auparavant, la partie repérée par un cercle sur cette figure représentant les perturbations dues à la technique de préparation de l'échantillon.

L'évolution des diamètres d'accès est présentée sur la figure (3.79a). On constate que, même à une contrainte de consolidation isotrope de 1000 kPa, le diamètre d'accès le plus fréquent est de 0,2 μm , avec 39% de pores dont la taille est inférieure à 0,15 μm (Fig. 3.80). La montmorillonite montre aussi que, au dessous de 200 kPa (Fig. 3.81), un certain parallélisme existe entre la courbe des indices des vides calculés

à partir des volumes de mercure introduit et celle des indices des vides calculés dans l'essai de chargement isotrope. Au dessus de cette contrainte, on constate que la courbe pointillée tend à rejoindre la courbe de l'essai isotrope. Dans ce cas on peut donner aussi la même interprétation.



Modèle de l'évolution de l'espace poral sur chemin isotrope

En prenant le même modèle que celui proposé pour l'évolution des diamètres d'accès sur chemin œdométrique, et remplaçant la contrainte verticale effective par la contrainte de consolidation isotrope, l'équation (3.9) devient l'équation (3.10) :

$$D = -\frac{C_c}{3,14} \cdot \log\left(\frac{P'}{P'_{IC}}\right) + D_f \dots\dots (3.10)$$

La figure (3.82) montre les résultats des mesure de PAM - courbes continues - confronté au modèle (éq. 3.10) - courbes en pointillé -.

Il semble que le modèle soit encore valable pour présenter l'évolution des diamètres d'accès sur chemin isotrope. Les droites en violet pointillé représentent le domaine des faibles contraintes où l'indice de compression est C_{c1} .

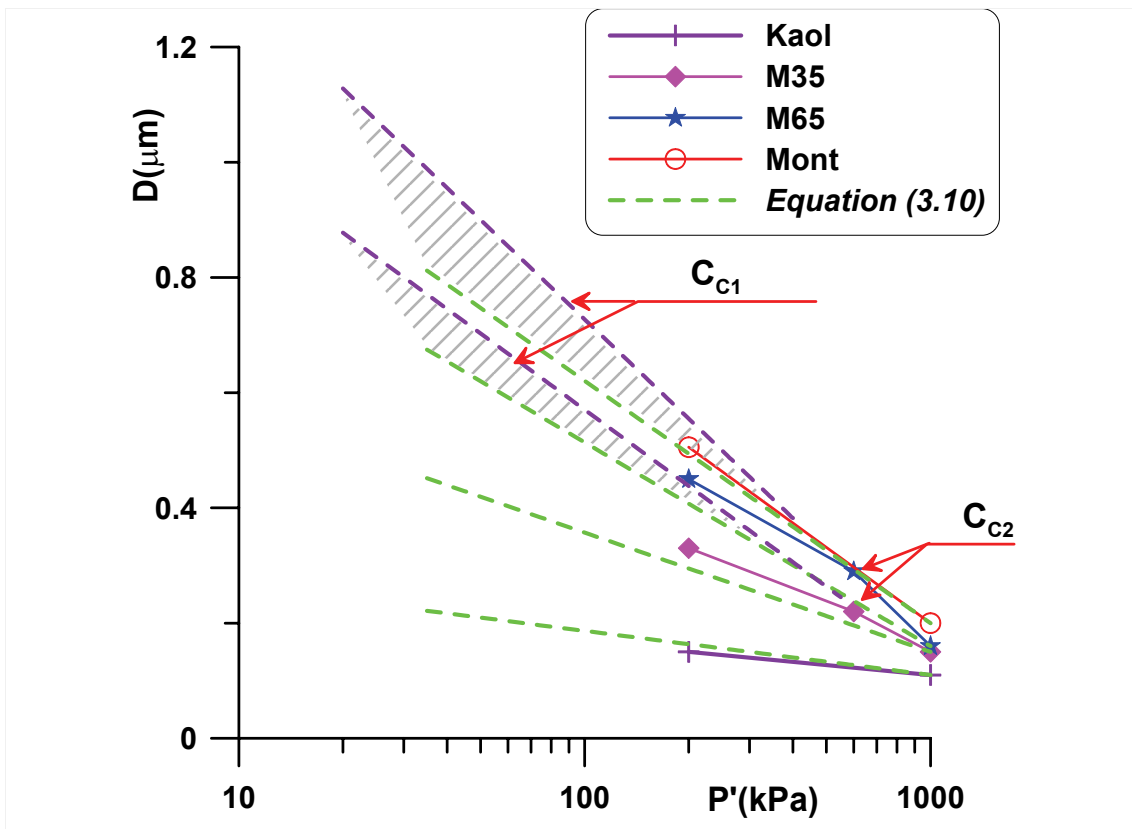
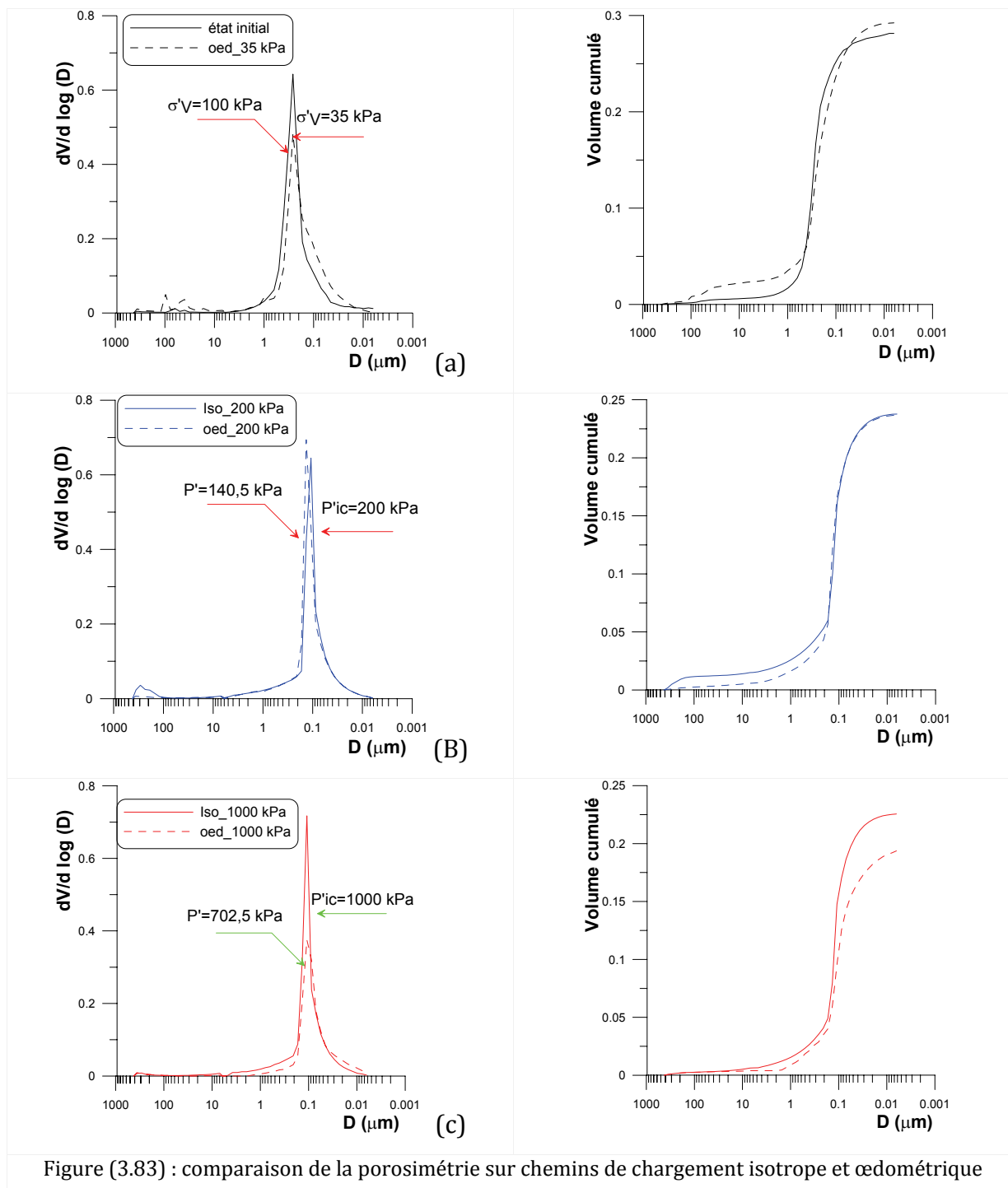


Figure (3.82) : évolution du diamètre d'accès sur chemin isotrope comparé au modèle proposé

Comparaison de l'espace poral sur chemins isotrope et œdométrique à partir des essais PAM et des photos MEB :

1- tailles des pores

La figure (3.83) montre une comparaison entre des résultats obtenus par PAM sur chemin isotrope et sur chemin œdométrique pour la kaolinite pour les autres matériaux les résultats sont reportés dans l'Annexe III (Fig. III. 2 ; III.3 ; III.4).



Malgré la différence des valeurs des contraintes appliquées, on peut retirer quelques conclusions : pour tous les matériaux, les résultats mettent en évidence que le chargement isotrope conduit à des pores de tailles plus grande que le chargement œdométrique.

2-Organisation de l'espace poral

La figure (3.84) montre des photos MEB du mélange M35, la première pour l'échantillon sorti du consolidomètre ($\sigma'_v = 100$ kPa) et les deux autres photos pour des échantillons ayant subi un chargement isotrope à $p'_{ic} = 200$ et 600 kPa.

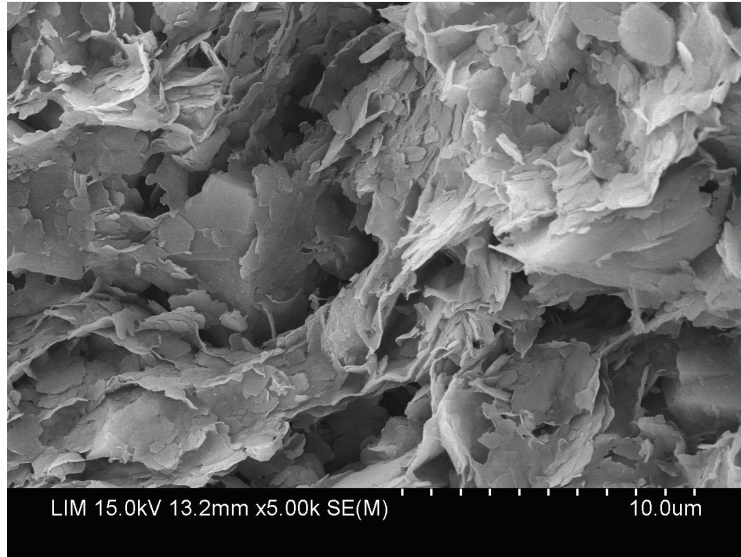
La caractérisation de l'espace poral par la méthode décrite précédemment montre que le chargement isotrope conduit à une réorganisation de l'espace poral donnant un réseau plus isotrope, les figures (3.85a) et (3.85b) montrent les rosaces_S obtenues à partir des photos MEB. Le réseau poral après le chargement unidimensionnel lorsque l'échantillon est sorti du consolidomètre et remis dans les conditions de chargement isotrope commence à se réorienter : plus on augmente la contrainte de consolidation isotrope, plus le réseau obtenu est isotrope (Fig.3.85).

La figure (3.85c) montre les orientations de l'espace poral dans un plan dont les abscisses sont les orientations variant de 0° jusqu'à 180° et les ordonnées sont les pourcentages de ces orientations. La ligne en noir pointillé représente l'isotropie parfaite pour laquelle chaque orientation représente $(100/18 = 5,5\%)$ car le pas selon lequel nous avons mesuré les orientations est de 10° .

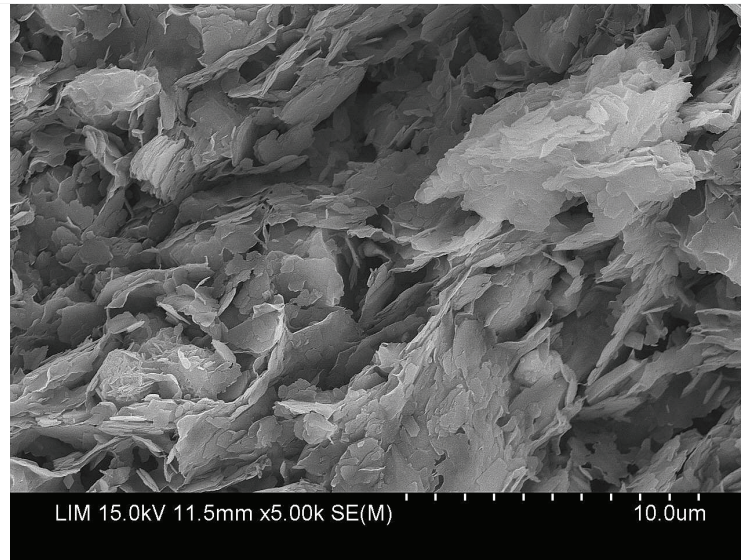
Nous constatons sur cette figure que, pour l'essai à $p'_{ic} = 200$ kPa, les orientations de l'espace poral sont légèrement modifiées, il existe encore des orientations autour de l'axe horizontal mais leur présence diminue lors du chargement isotrope. Si l'on augmente la contrainte isotrope jusqu'à 600 kPa, les orientations de l'espace poral deviennent plus isotropes et la courbe est plus proche de l'état d'isotropie parfaite.

La porosité obtenue par traitement d'image diminue lorsque la contrainte augmentede $S_{V(moy)} = 31$ pour l'état initial à 23 pour $p'_{ic} = 200$ kPa et 21 , pour $p'_{ic} = 600$ kPa.

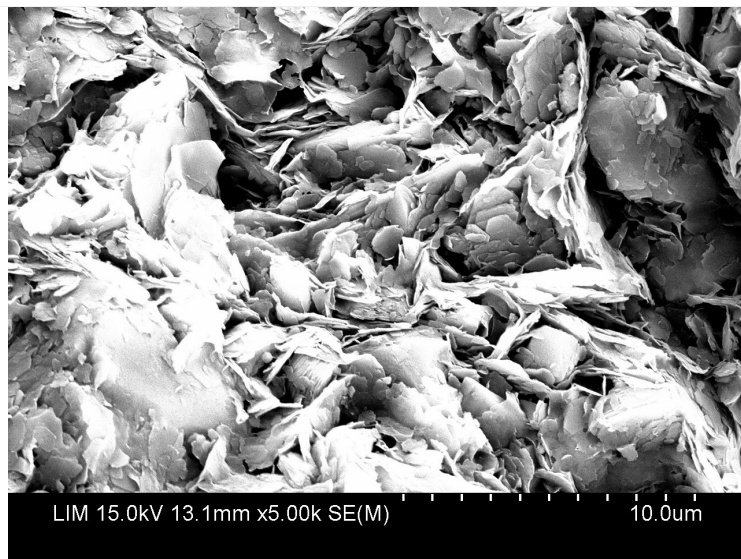
La comparaison entre les diamètres des pores obtenus par PAM et les diamètres obtenus par traitement d'image montre un bon accord. Dans la deuxième technique on obtient une famille de pores dont le diamètre est autour de $0,01 \mu\text{m}$, leur présence n'est pas très importante mais cette technique a permis de les détecter, en effet leur quantité ne change pas lors de l'augmentation des contrainte, ce qui confirme que la déformation, dans le domaine de contrainte étudié, se fait au niveau des pores inter- agrégats.



Etat initial
 $\sigma'_v = 100$ kPa
Plan vertical



$P'_{ic} = 200$ kPa
Plan vertical



$P'_{ic} = 600$ kPa
Plan vertical

Figure (3.84) : Photo MEB du mélange M35 sur chemin isotrope $p'_{ic} = 200$ et 600 kPa

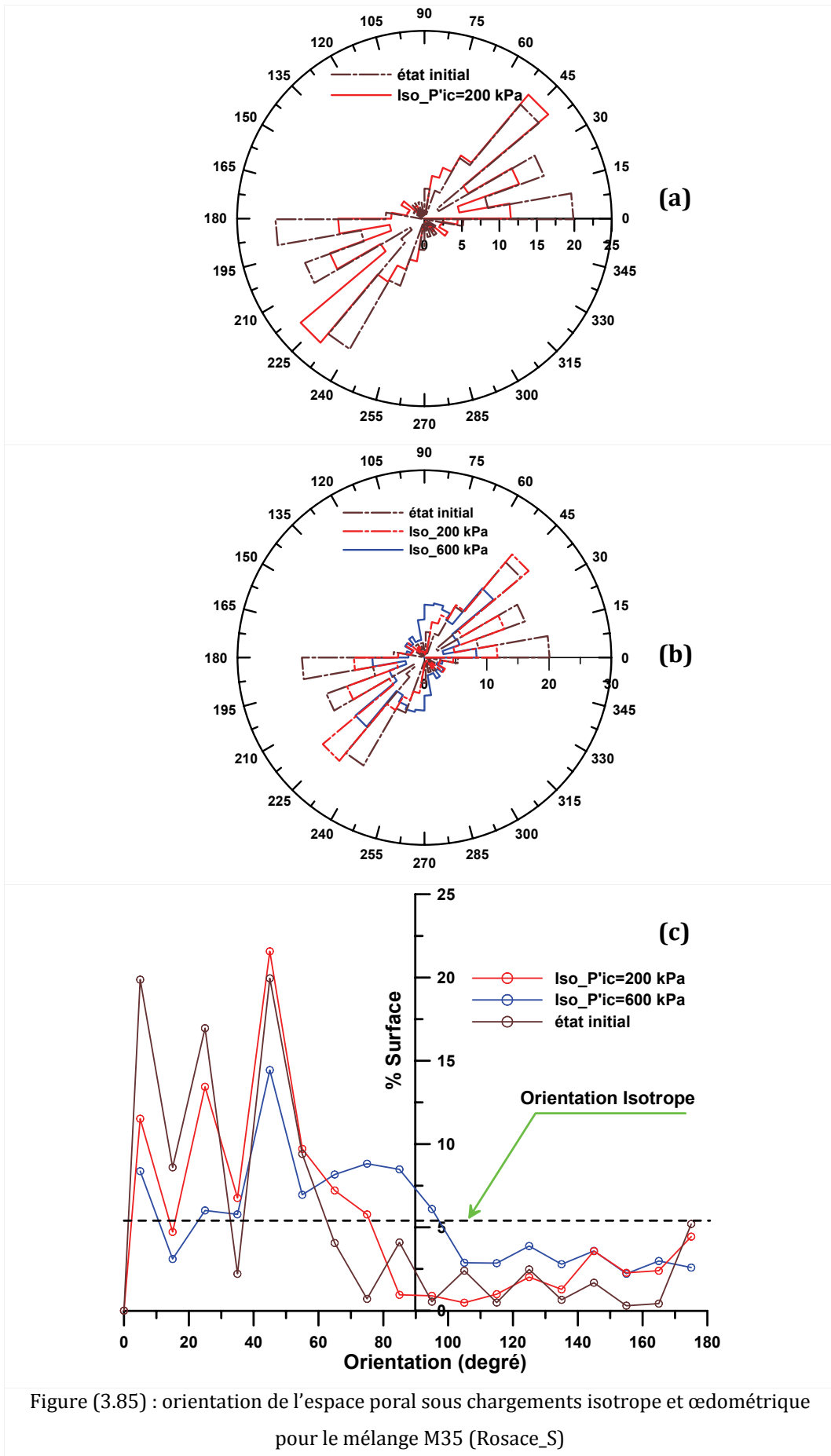


Figure (3.85) : orientation de l'espace poral sous chargements isotrope et oedométrique pour le mélange M35 (Rosace_S)

2.1.3 CHEMIN TRIAXIAL A $\sigma'_3 = \text{CONSTANT}$

Pour l'étude de l'évolution de l'espace poral sur chemin de cisaillement, nous avons mesuré celui-ci à la fin de l'essai triaxial pour une déformation axiale égale à 30% pour la kaolinite et la montmorillonite, aux contraintes de confinement de 200 et 1000 kPa. Pour le mélange M35 le mesure est effectuée à deux contraintes de confinement, 200 et 600 kPa à la fin de l'essai ($\epsilon_1=30\%$), mais une mesure supplémentaire a été faite à une déformation axiale égale à 10% pour la contrainte de confinement de 600 kPa. Les mesures sur le mélange M65 sont effectuées à une contrainte de confinement de 600 kPa pour deux valeurs de déformation axiale ($\epsilon_1=10\%$ et 30%).

2.1.3.1 Kaolinite

La figure (3.86) montre l'évolution de l'espace poral entre la fin de la consolidation isotrope ($p'_{ic}=200$) et la fin de la phase de cisaillement ($\epsilon_1=30\%$). On note une diminution remarquable du diamètre d'accès, de $0,15 \mu\text{m}$ à $0,08 \mu\text{m}$, la famille des pores inter agrégats semble fortement diminuer dans cette phase.

La figure (3.87) montre la comparaison entre l'état isotrope à 1000 kPa et à la fin de la phase de cisaillement. On peut remarquer que la famille des pores inter-agrégats est fortement réduite pendant la phase de consolidation isotrope ; pendant la phase de cisaillement l'espace poral diminue encore mais cette fois la famille des pores intra agrégat est fortement impliquée.

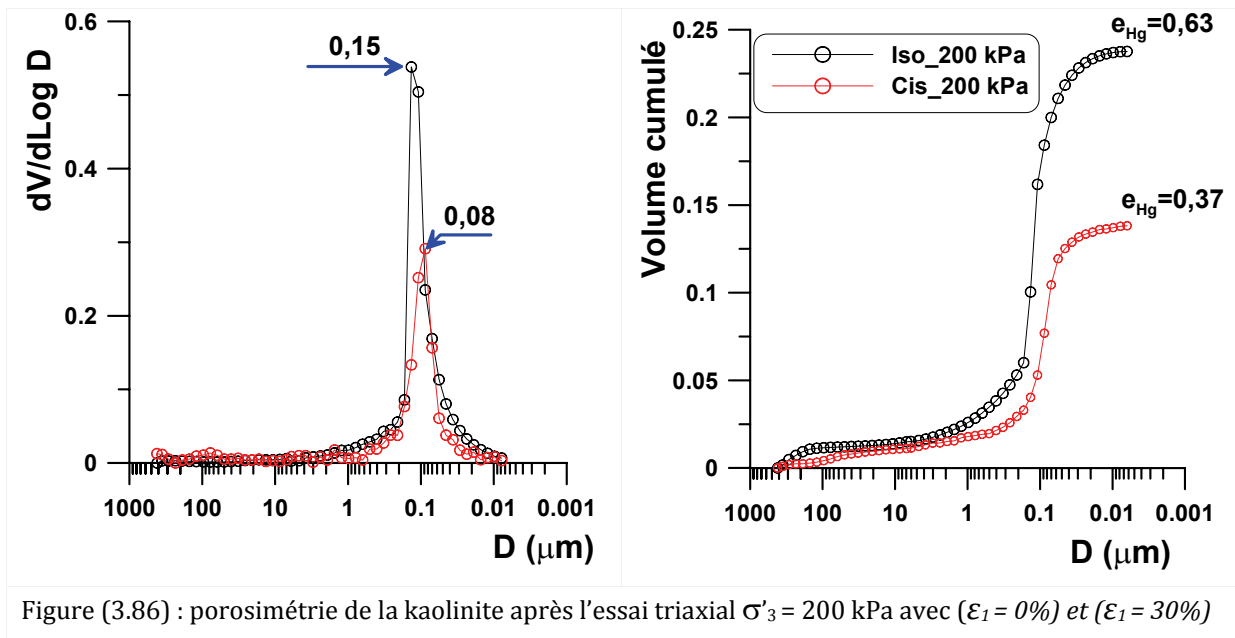


Figure (3.86) : porosimétrie de la kaolinite après l'essai triaxial $\sigma'_3 = 200 \text{ kPa}$ avec ($\epsilon_1 = 0\%$) et ($\epsilon_1 = 30\%$)

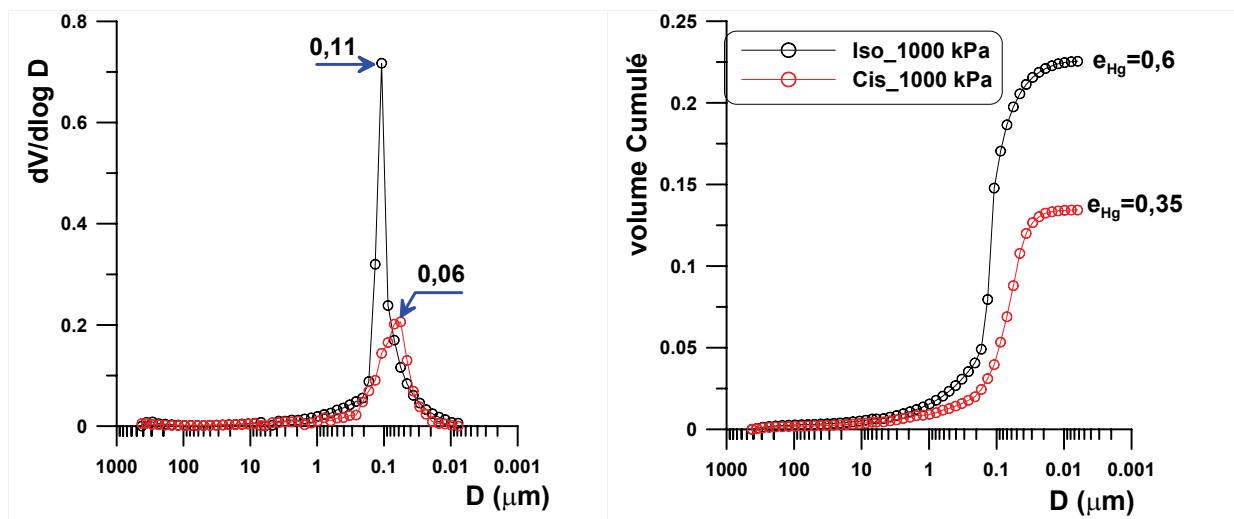


Figure (3.87) : porosimétrie de la kaolinite après l'essai triaxial $\sigma'_3 = 1000$ kPa avec ($\varepsilon_1 = 0\%$) et ($\varepsilon_1 = 30\%$)

2.1.3.2 M35

La taille des pores diminue brutalement entre la fin de consolidation et la fin du cisaillement dans l'essai à $\sigma'_3 = 200$ kPa, le diamètre d'accès passant de $0,40 \mu\text{m}$ à $0,13 \mu\text{m}$ (Fig. 3.88), avec une disparition quasi complète des pores supérieurs à $0,2 \mu\text{m}$.

Dans l'essai à $\sigma'_3 = 600$ kPa, nous avons effectué trois mesures (Fig. 3.89) : à la fin de la consolidation isotrope ($\varepsilon_1 = 0\%$), pendant la phase de cisaillement à ($\varepsilon_1 = 10\%$) et à ($\varepsilon_1 = 30\%$). A la fin de la phase de consolidation isotrope, le diamètre moyen d'accès est de l'ordre de $0,25 \mu\text{m}$, celui-ci diminue jusqu'à $0,18 \mu\text{m}$ à 10% de déformation axiale et termine à $0,08 \mu\text{m}$ à la fin de la phase de cisaillement. Entre $\varepsilon_1 = 10\%$ et $\varepsilon_1 = 30\%$, les tailles des pores continuent à diminuer, étant donné que les déformations volumiques n'ont pas encore atteint le palier (Voir figure 3.19 et figure 3.25).

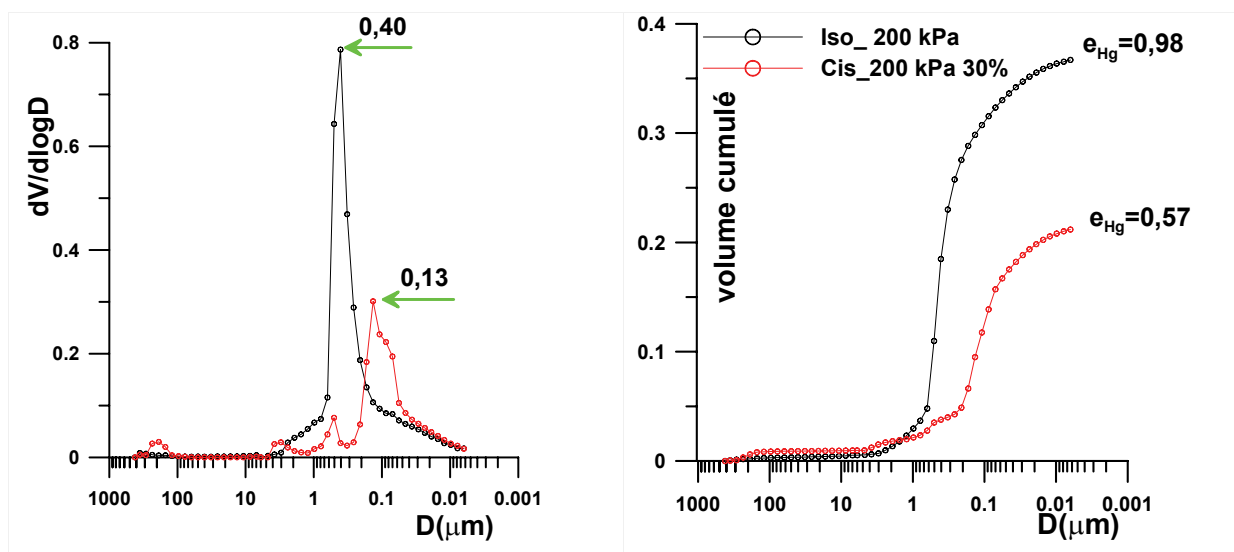


Figure (3.88) : porosimétrie du mélange M35 après l'essai triaxial $\sigma'_3 = 200$ kPa avec $\varepsilon_1 = 0\%$ et $\varepsilon_1 = 30\%$

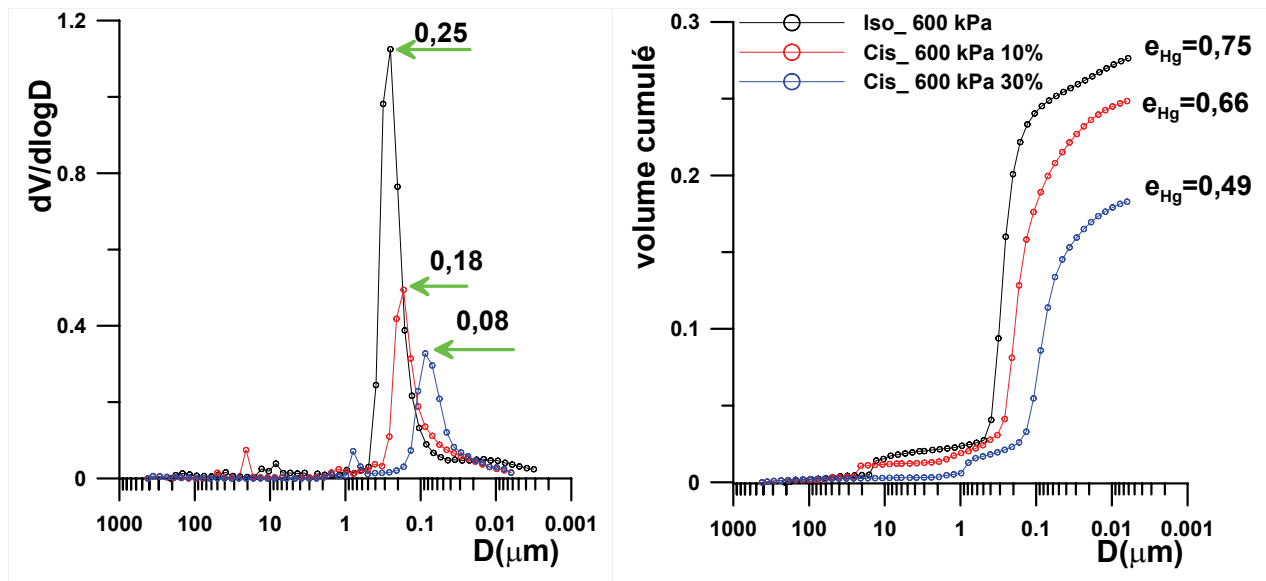


Figure (3.89) : porosimétrie du mélange M35 après l'essai triaxial $\sigma'_3=600$ kPa avec $\epsilon_1=0\%$, $\epsilon_1=10\%$ et $\epsilon_1=30\%$.

2.1.3.3 M65

Les essais réalisés sur le mélange M65 sont présentés sur la figure (3.90), le diamètre d'accès diminue jusqu'à $0,2 \mu\text{m}$ pour une déformation axiale égale à 10%, et jusqu'à $0,12 \mu\text{m}$ à la fin de la phase de cisaillement.

Nous constatons l'apparition de pics autour des grandes tailles $> 10 \mu\text{m}$, qui correspondent à des fissurations liées au mode de préparation, les courbes en pointillé représentent les mêmes essais après suppression de ces perturbations.

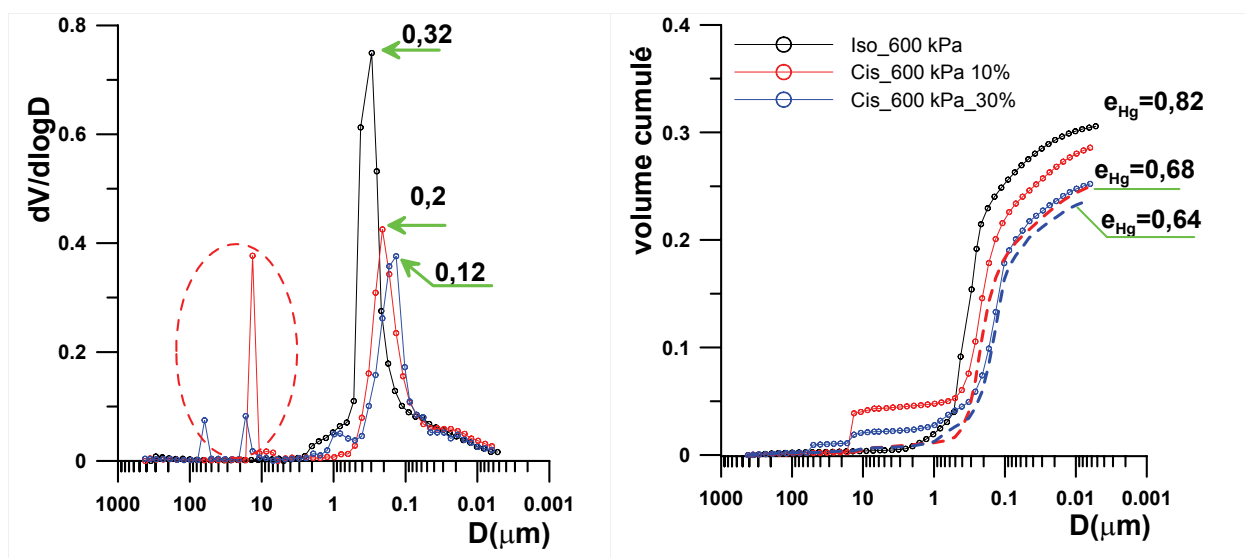


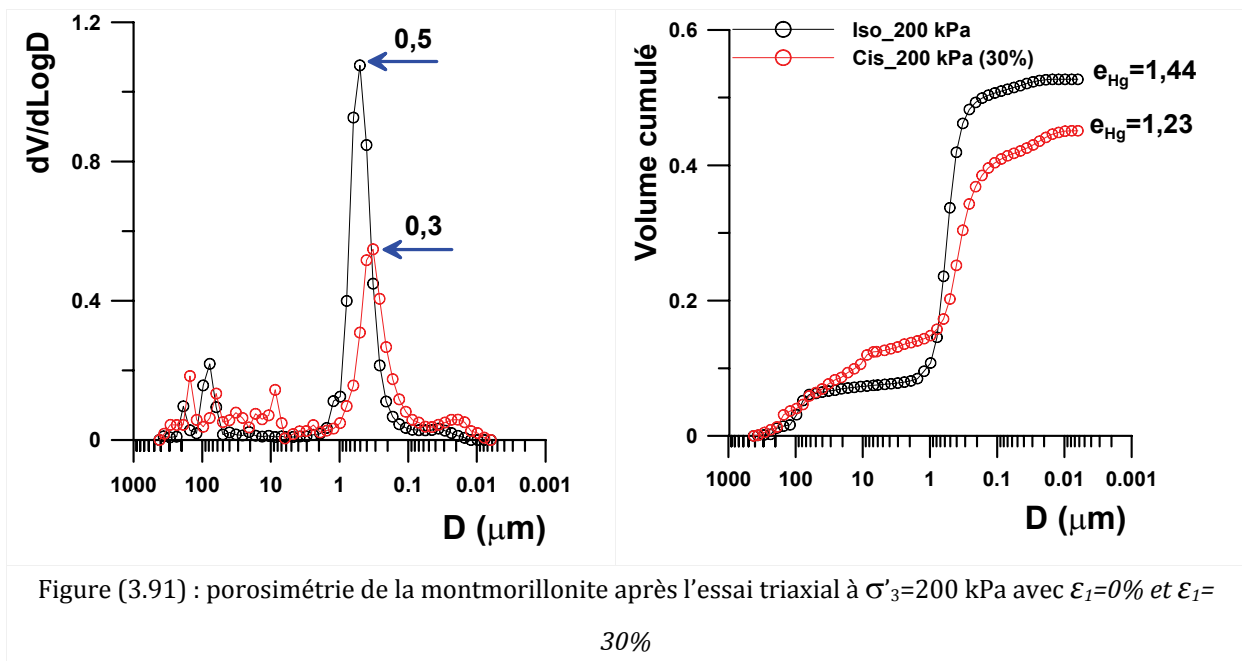
Figure (3.90) : porosimétrie du M65 après l'essai triaxial $\sigma'_3=600$ kPa avec $\epsilon_1=0\%$, $\epsilon_1=10\%$ et $\epsilon_1=30\%$.

2.1.3.4 Montmorillonite

Dans l'essai de consolidation isotrope à 200 kPa (Fig. 3.91), La montmorillonite montre une double porosité, la première entre 2 et 0,2 μm et la deuxième entre 0,06 et 0,02 μm . Pendant la phase de cisaillement, la première porosité semble la plus concernée et l'intervalle devient entre [1 à 0,1 μm], la deuxième famille est légèrement décalée vers un intervalle compris entre 0,05 et 0,01 μm .

Dans l'essai à 1000 kPa (Fig. 3.92) la première famille s'est déjà refermée pendant la phase de consolidation isotrope, tandis que, pendant la phase de cisaillement, c'est la famille des pores intra-agrégats qui est impliquée, mais sa présence ne dépasse pas (0,68-0,26/2,19 =19%) de la porosité totale ce qui peut expliquer le phénomène d'inversion de la déformation volumique (ε_v à 1000 kPa < ε_v à 200 kPa).

Pour tous les essais réalisés sur la montmorillonite, quel que soit le chemin de contrainte, nous avons constaté des perturbations liées à la fissuration survenue lors de la préparation des échantillons surtout pour les échantillons soumis à forte compression. Ces fissurations sont moins présentes dans les autres matériaux.



Sur la figure (3.92), la courbe en tirets représente le résultat de l'essai après l'élimination de l'effet de la fissuration.

La figure (3.93) montre des photos MEB prises à la fin de la phase de cisaillement sur le mélange M35, à deux contraintes de confinement $\sigma'_3=200$ et 600 kPa. La porosité moyenne S_v diminue de 23% à l'état isotrope jusqu'à 16,9% à la fin de la phase de cisaillement pour l'essai à 200 kPa, de 22% jusqu'à 14% pour l'essai à 600 kPa. On constate sur la figure l'apparition d'une bande de cisaillement autour de laquelle les pores sont orientés d'une façon parallèle, les tailles des pores autour de cette bande de cisaillement sont plus grandes dans l'essai à 200 kPa que dans l'essai à 600 kPa.

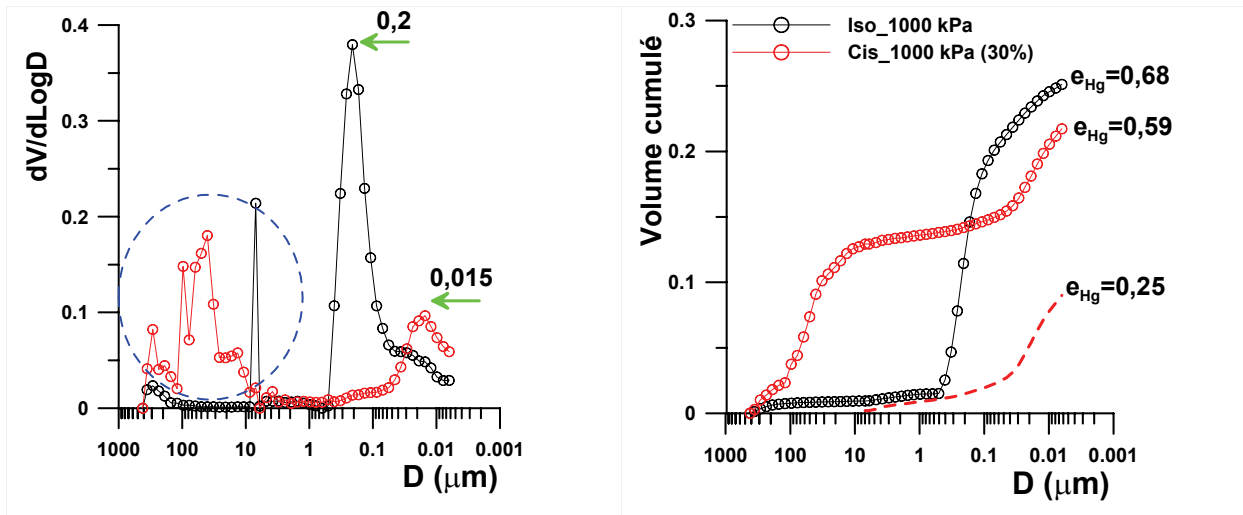


Figure (3.92): porosimétrie de la montmorillonite après l'essai triaxial à $\sigma'_3=1000$ kPa avec $\epsilon_1=0\%$ et $\epsilon_1=30\%$

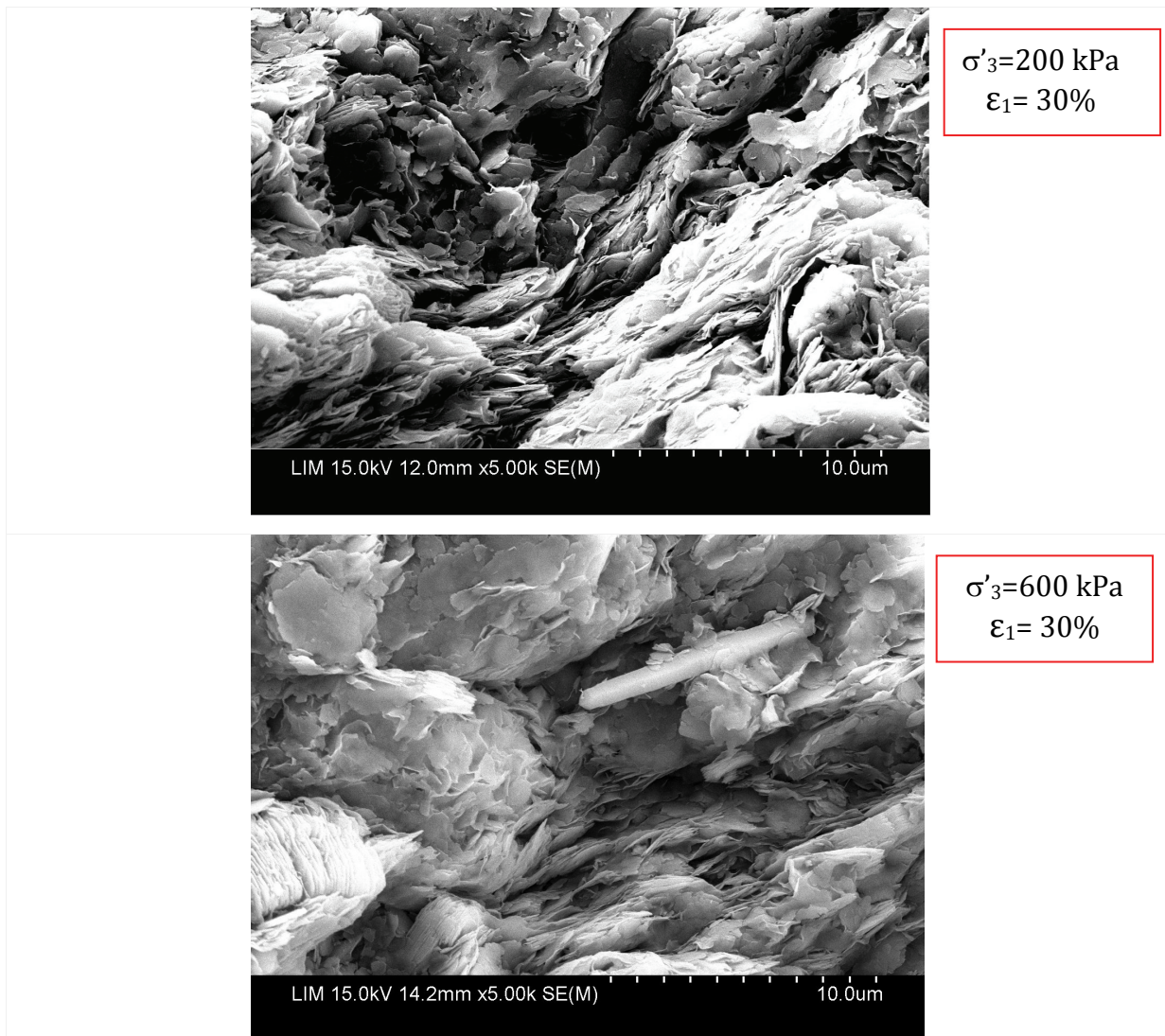


Figure (3.93) : photos MEB du mélange M35 à la fin de la phase de cisaillement pour deux valeurs de σ'_3

L'analyse des photos MEB est présentée sur la figure (3.94). L'évolution des orientations de l'espace poral entre l'état de consolidation isotrope et à la fin de la phase de cisaillement (Fig. 3.94a) montre que la structure étant influencée par l'état initial (consolidomètre) la consolidation isotrope à 200 kPa n'a pas pu annuler les orientations préférentielles. A la fin de la phase de cisaillement, on observe l'apparition de la bande de cisaillement avec des orientations comprises entre 30-45°.

Dans l'essai à 600 kPa, la consolidation isotrope a pu changer la structure initiale due à la consolidation unidimensionnelle et l'on constate bien que la structure à $p'_{ic} = 600$ kPa est plus isotrope qu'à $p'_{ic} = 200$ kPa. Pendant la phase de cisaillement, une bande de cisaillement apparaît autour de 45°. Autour de cette bande les pores sont parallèles à celle-ci. Les résultats montrent que la bande de cisaillement apparaît autour des orientations préférentielles. Entre la fin de consolidation isotrope et la fin du cisaillement on remarque une rotation de 10° à 15° (Fig. 93)

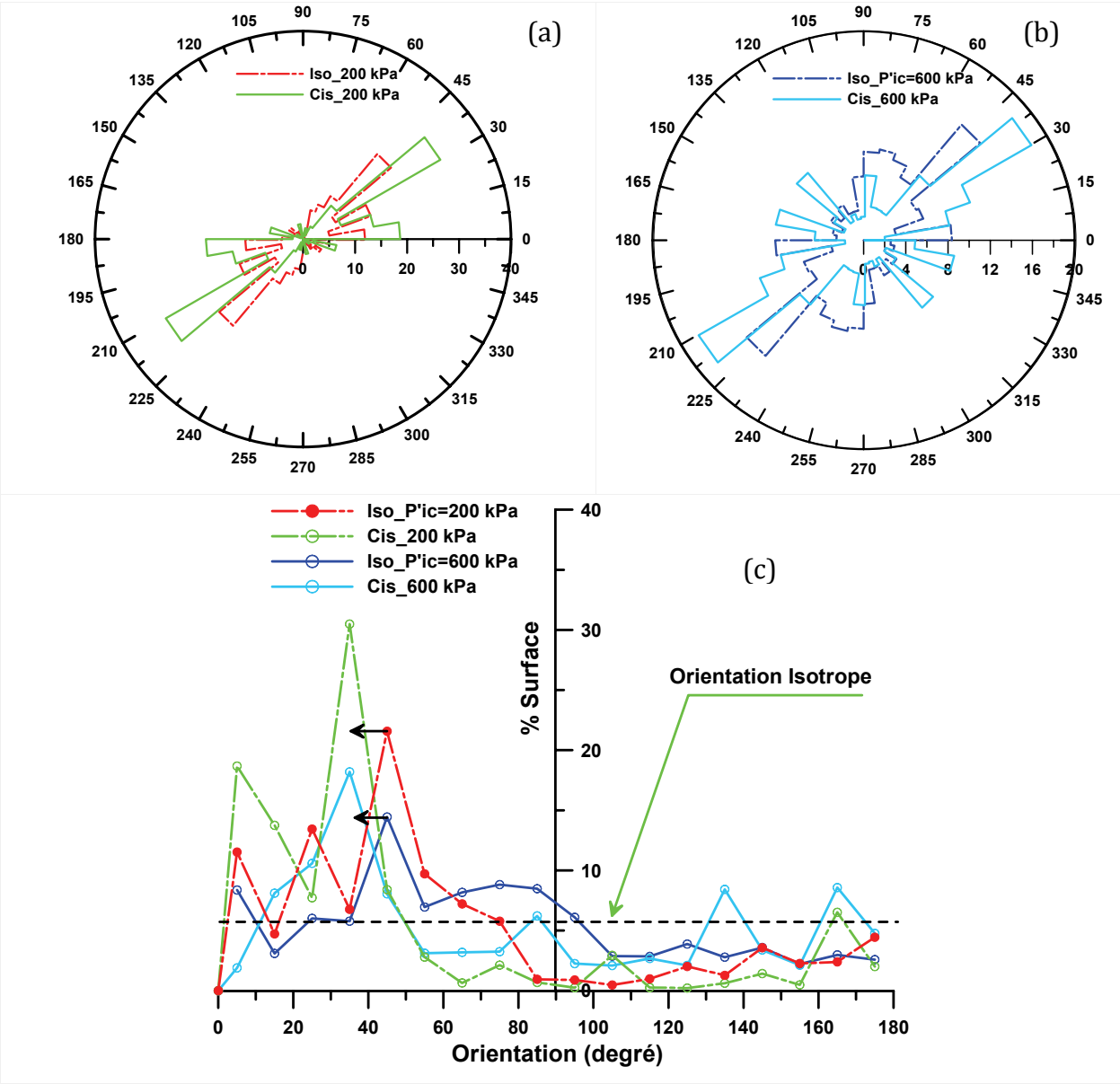


Figure (3.93) : Evolution de l'orientation de l'espace poral entre $\epsilon_1=0\%$ et 30% pour $p'_{ic} = 200$ et 600 kPa

2.2. ÉVOLUTION DE L'ORIENTATION DES PARTICULES

Nous avons caractérisé dans la partie précédente l'espace poral, ses dimensions, son orientation préférentielle pour les différents types de chargement.

Nous allons caractériser dans cette partie l'évolution de l'orientation des particules lors des différents chargements, et ensuite essayer d'en dégager les paramètres de la microstructure et définir les mécanismes de déformation à l'échelle microscopique.

2.2.1 CHEMIN OEDOMETRIQUE

La technique utilisée pour définir des orientations des particules est décrite dans le chapitre 2 (§ 1.2.4). Celle-ci consiste à définir les bords des particules que l'on considère comme des ellipsoïdes. Dans le plan vertical, on peut considérer que l'axe principal de l'ellipsoïde représente la taille de la particule ou de l'agrégat et l'axe secondaire, l'épaisseur de la particule ou de l'agrégat. Dans le plan horizontal, ceux-ci représentent respectivement la longueur et la largeur de la particule ou de l'agrégat.

2.2.1.1 La kaolinite

Nous caractérisons l'évolution des orientations des particules pour la kaolinite après deux paliers de chargement vertical (200 et 1000 kPa).

La figure (3.94) présente les photos MEB de la kaolinite et les rosaces_L représentant le pourcentage des longueurs des particules dans une direction donnée par rapport à la longueur totale de toutes les particules. Ces rosaces ont été établies en considérant les résultats du traitement de quatre photos.

Nous constatons que les particules de kaolinite s'orientent dans une direction perpendiculaire à l'axe de chargement : 27% des particules sont orientées dans une bande de 0 à 10° et autour de 5% des particules sont orientées dans une bande de 170 à 180° à la contrainte de 200 kPa.

Une rotation des particules vers le plan horizontal se produit lorsque la contrainte augmente jusqu'à 1000 kPa, le pourcentage des particules dans la bande 0 à 10° devenant égal à 36%.

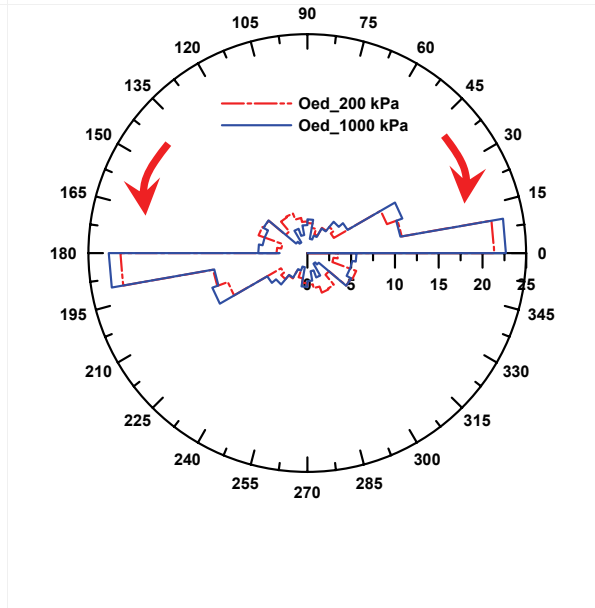
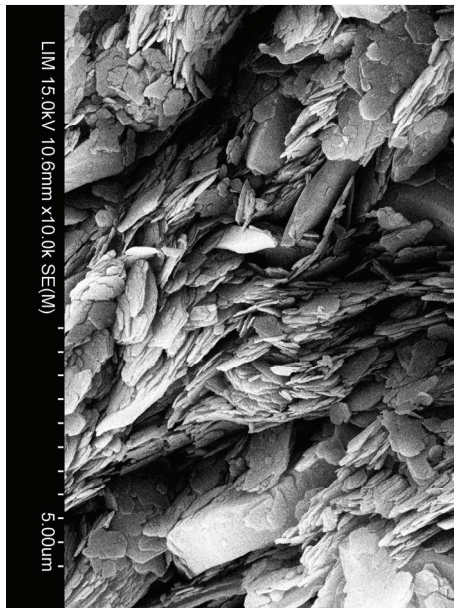
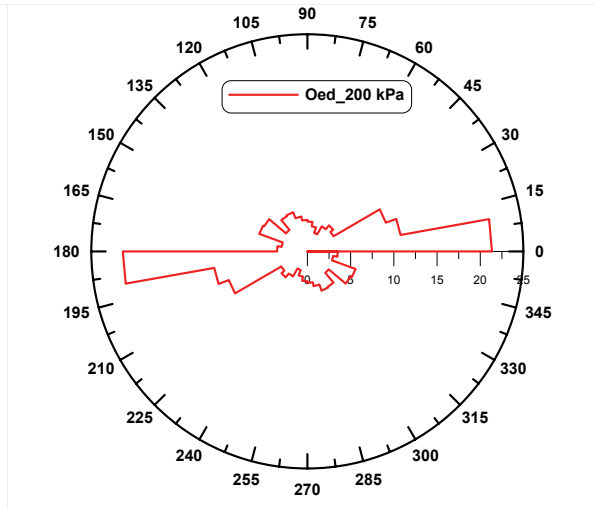
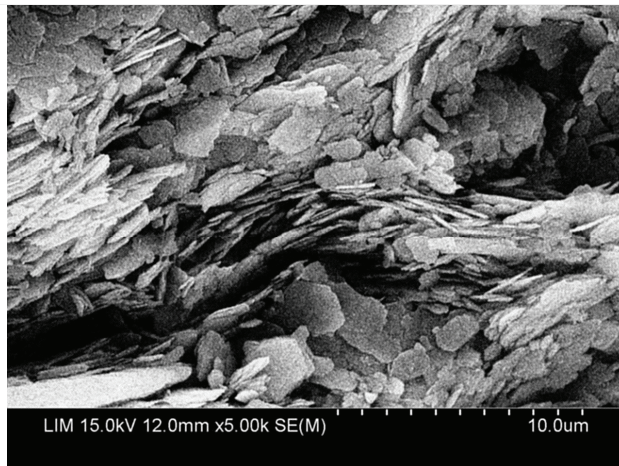


Figure (3.94) : organisation des particules de kaolinite sur chemin œdométrique

2.2.1.2 Mélange M35

La même tendance à la rotation des particules que pour la kaolinite est observée dans le cas du mélange M35 sur la figure (3.95), le pourcentage des particules orientées dans la bande de 0 à 10° augmentant progressivement avec la contrainte de consolidation de 25% à 27% et 34% lorsque la contrainte passe de 35 à 200 puis à 1000 kPa.

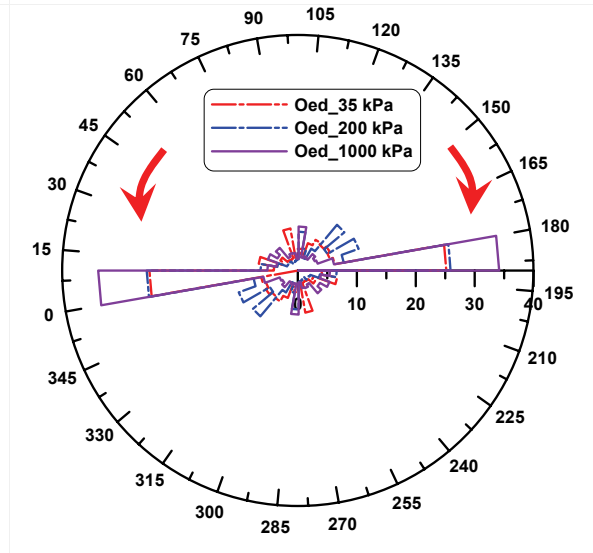
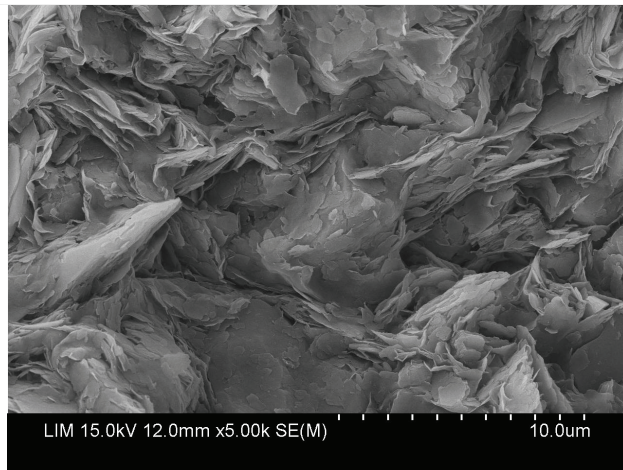
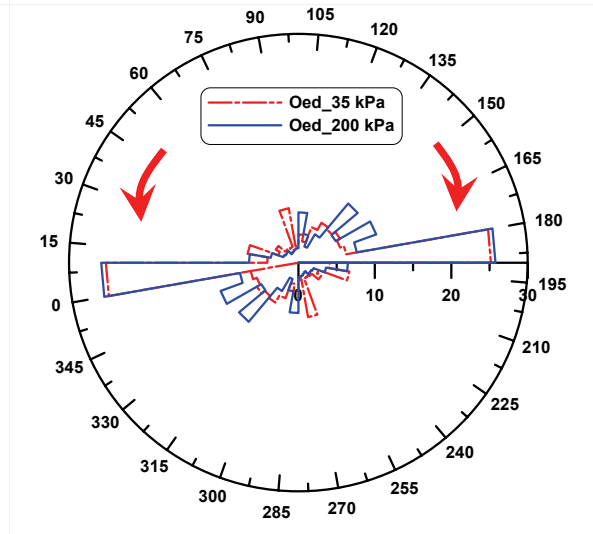
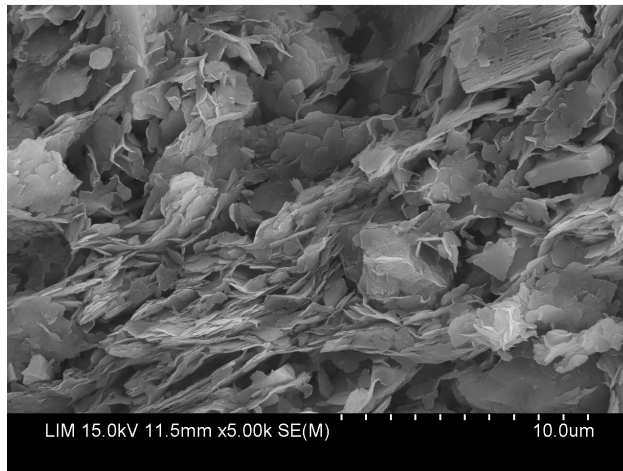
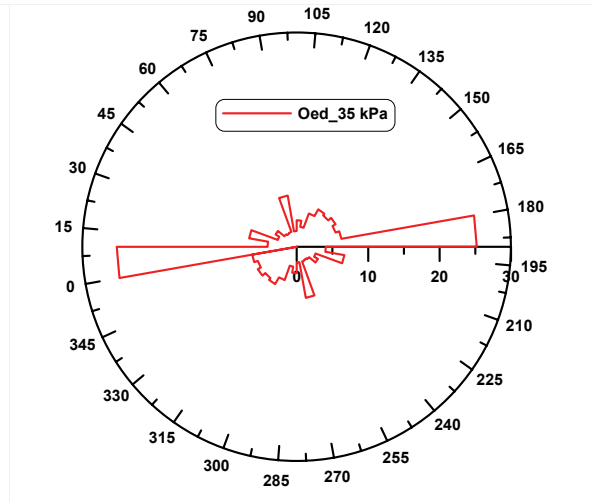
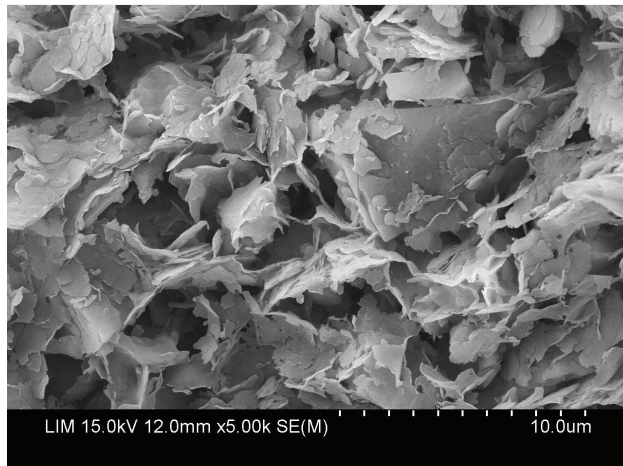


Figure (3.95) : organisation des particules du mélange M35 sur chemin œdométrique

2.2.1.3 Mélange M65

Les orientations des particules pour le mélange M65 montrent quelques différences par rapport aux matériaux précédents. A la contrainte de 35 kPa, il n'y a que 18% des particules qui sont orientées dans la

bande de 0 à 10°. Ce pourcentage augmente jusqu'à 25% lorsque la contrainte augmente jusqu'à 1000 kPa mais reste encore inférieur aux pourcentages des orientations déterminés pour le mélange M35 et la kaolinite.

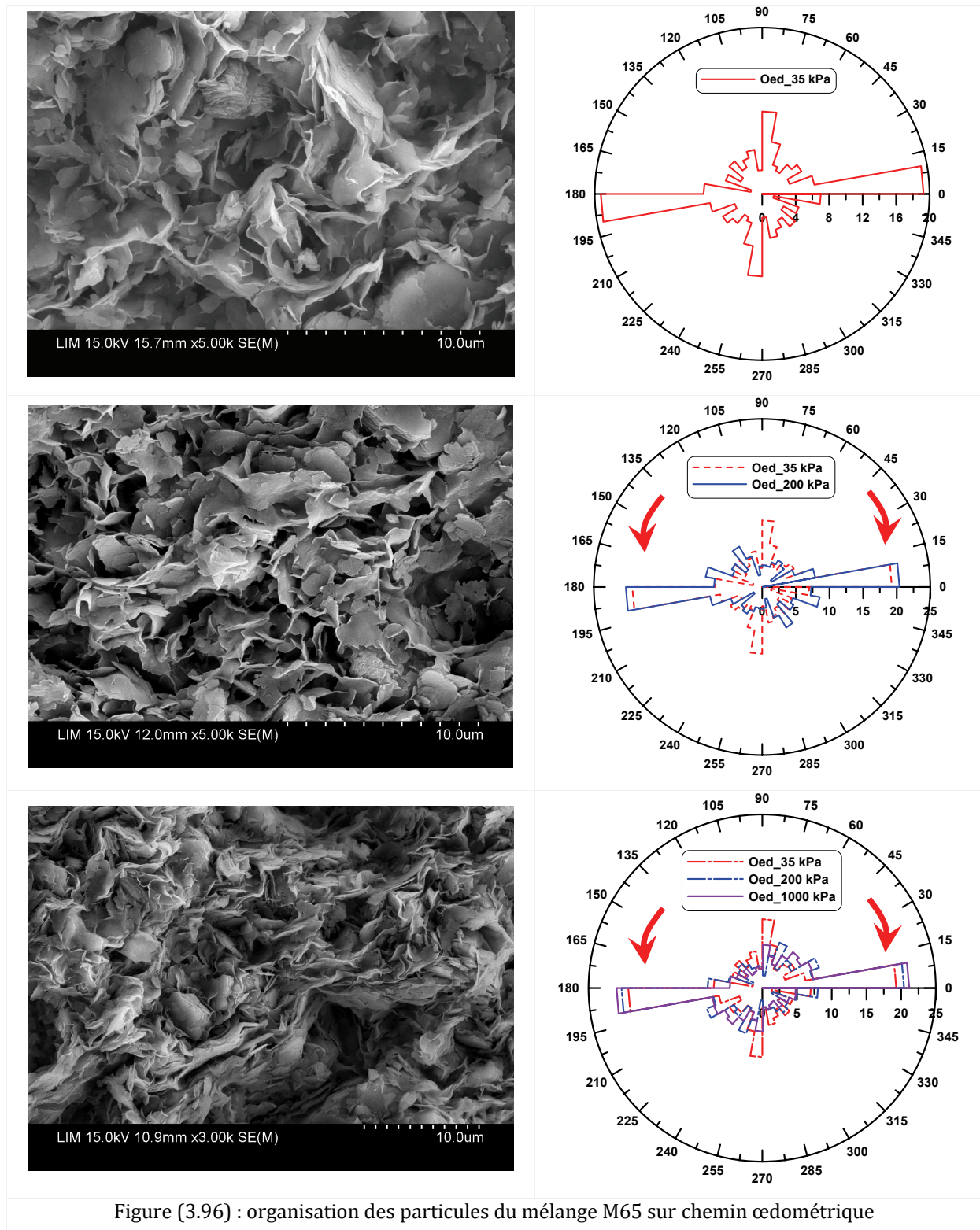


Figure (3.96) : organisation des particules du mélange M65 sur chemin œdométrique

2.2.1.4 Montmorillonite

Les particules de montmorillonite forment un réseau tridimensionnel (Tessier et al., 1976), que l'on retrouve bien sur la figure (3.97) à la contrainte de 35 kPa, où la particule de montmorillonite a une forme de pieuvre. La présence de ce réseau rend difficile l'attribution d'une seule orientation à une particule tridimensionnelle. La rosace_L représentée sur la figure (3.97) montre les orientations de ce réseau.

Pour résoudre ce problème et définir les orientations, nous avons ajouté deux étapes : la première en faisant un seuillage inverse avant de définir les bords des particules, dont le but est d'identifier la matrice argileuse ; la deuxième pour éliminer les différentes orientations de la particule de la montmorillonite afin de la représenter par un seul polygone. Cette étape est effectuée par une comparaison de la photo obtenue par seuillage inverse avec la photo sur laquelle sont définis les bords. Entre ces deux étapes nous avons suivi la même méthodologie qu'auparavant (étape 6 voir Fig. 2.15 Cf. chapitre 2 § 2.3.3.2)

La validité des résultats obtenus est limitée par le fait que nous considérons la particule de montmorillonite comme représentée par un polygone dont l'orientation préférentielle est celle de la diagonale la plus grande.

En augmentant la contrainte, ce réseau tridimensionnel a tendance à se resserrer et prendre une forme plus plate, ce qui permet de définir les orientations plus facilement.

Pour la montmorillonite, on peut remarquer le même phénomène que celui observé pour le mélange M65 : le pourcentage des particules orientées dans la bande de 0 à 10° est inférieur aux pourcentages pour les mélange M35 et M65 et la kaolinite sous les mêmes contraintes. Cependant, la tendance générale d'orientation dans le plan perpendiculaire à l'axe de chargement est maintenue.

Wijeyesekera et Freitas (1976) ont réalisé des observations microscopiques sur des échantillons de kaolinite, après des essais de compaction dans un appareil spécial (Cf. chapitre 1 § 2.6) dans lequel le drainage n'était autorisé que par l'extrémité basse. Ils ont constaté une différence d'orientation entre l'extrémité drainée et l'extrémité non drainée, la microstructure étant moins orientée à l'extrémité non drainée. Ils ont conclu que, sous l'effet du drainage jusqu'à $\Delta u=0$, la migration de l'eau avait obligé la microstructure à prendre certaines configurations. Ce constat est également fait par Sivakumar (1996), qui a attribué l'orientation des particules parallèlement au plan horizontal aux conditions de drainage vertical des échantillons consolidés de façon isotrope à partir d'une boue.

Nous avons montré précédemment que la perméabilité du mélange M65 et de la montmorillonite diminuait considérablement avec l'augmentation de la contrainte de consolidation, ce qui rendait la dissipation de la pression interstitielle plus lente, et imposait à la microstructure de s'adapter en conséquence.

La tendance générale des particules du mélange M65 et de la montmorillonite à s'orienter dans le plan horizontal lorsque la contrainte augmente est toujours observée, elle est simplement modifiée pour la raison que nous venons de citer auparavant.

Dans le but de mieux comprendre l'évolution de la microstructure, y-compris l'organisation des particules et l'organisation de l'espace poral, nous allons confronter ces deux aspects dans ce qui suit.

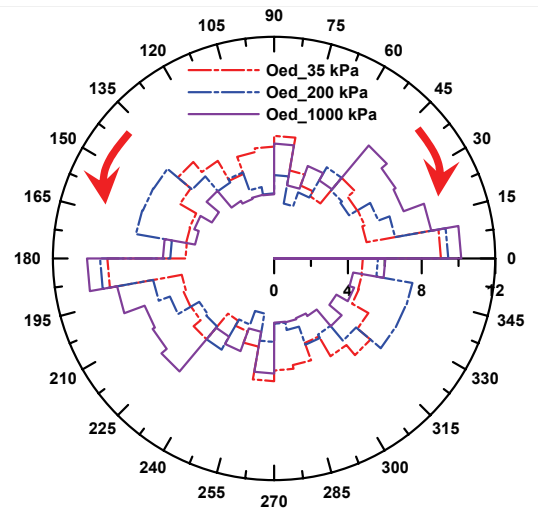
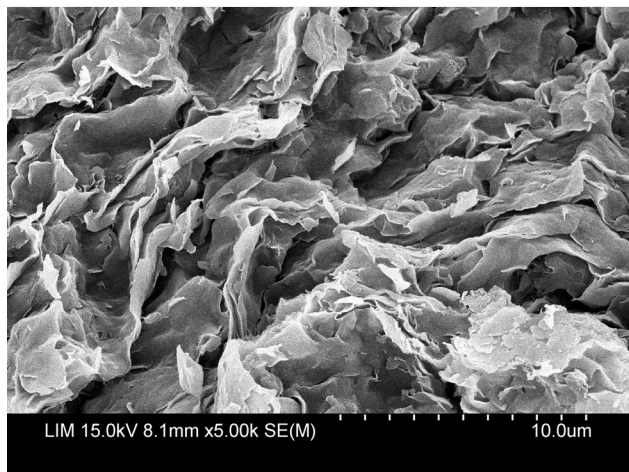
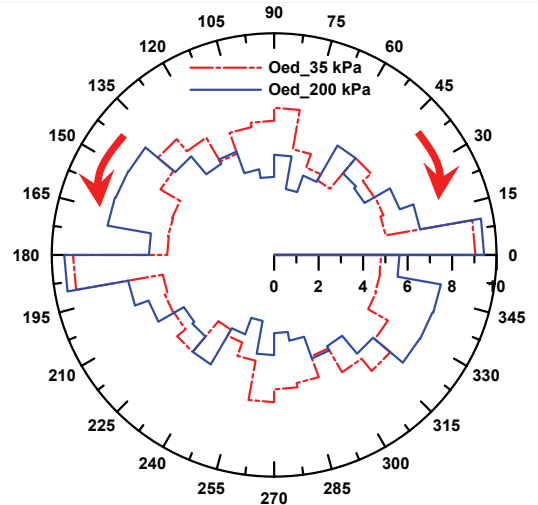
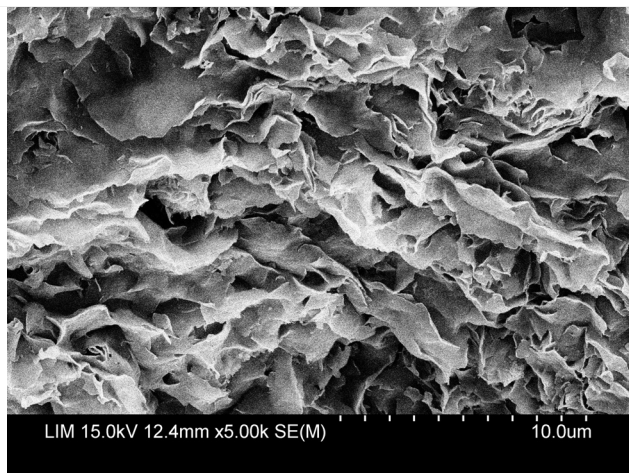
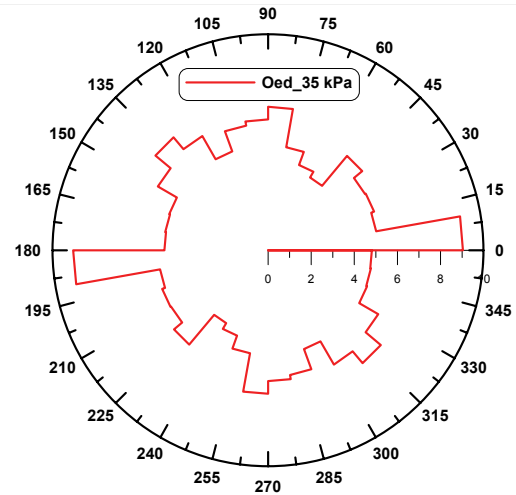
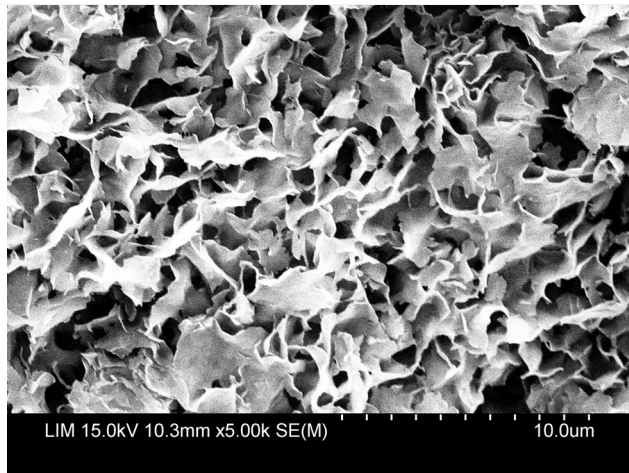


Figure (3.97) : organisation des particules de montmorillonite sur chemin œdométrique

2.2.2. CHARGEMENT ISOTROPE

Les résultats expérimentaux sur des échantillons de kaolinite consolidée sous contrainte isotrope ont montré que celle-ci tendait à augmenter l'isotropie de la microstructure (Hicher et al., 2000 ; Hattab et al., 2010).

La figure (3.98) montre l'état initial de l'échantillon sorti du consolidomètre. À partir de cet état nous avons réalisé des essais de consolidation isotrope sur le mélange M35 jusqu'à deux contraintes $p'_{ic} = 200$ kPa et $p'_{ic} = 600$ kPa. Les photos au MEB (Fig. 3.99) confirment les résultats précédents, à savoir que lorsqu'on augmente la contrainte de consolidation isotrope jusqu'à 600 kPa, la microstructure est presque tout à fait isotrope alors qu'à une contrainte de 200 kPa, celle-ci reste influencée par la structure initiale résultant de la consolidation unidimensionnelle réalisée dans le consolidomètre. La figure (3.100) montre la microstructure du mélange M65 consolidé sur chemin isotrope jusqu'à 600 kPa.

Ces résultats peuvent expliquer le parallélisme que nous avons observé pour les indices des vides déduits de l'essai de PAM au dessous de 200 kPa pour tous les matériaux, car le changement de la structure n'est pas encore suffisant pour modifier ce comportement. En revanche, pour les contraintes plus élevées, nous constatons sur les figures (3.71 ; 3.74 ; 3.77 ; 3.80) un changement brutal de la pente de la courbe dans le plan ($\log p' - e$). Nous pensons que cela peut être dû au changement d'organisation de la microstructure du sol qui tend vers l'isotropie, que ce soit pour l'espace poral où pour les particules. Ce changement pourrait améliorer la perméabilité et rendre les pores plus accessibles au mercure et, par conséquent, augmenter le volume de mercure introduit dans l'échantillon en donnant des indices des vides e proches des valeurs obtenues lors de l'essai par double pesée.

Nous constatons aussi que, dans la partie supérieure des rosaces_L, l'évolution de l'orientation des particules diverge de l'axe vertical pendant la consolidation œdométrique alors que, pendant la consolidation isotrope, une tendance vers une organisation isotrope est constatée, l'effet de l'anisotropie causée par la consolidation unidimensionnelle s'annule lorsque la contrainte de consolidation isotrope augmente.

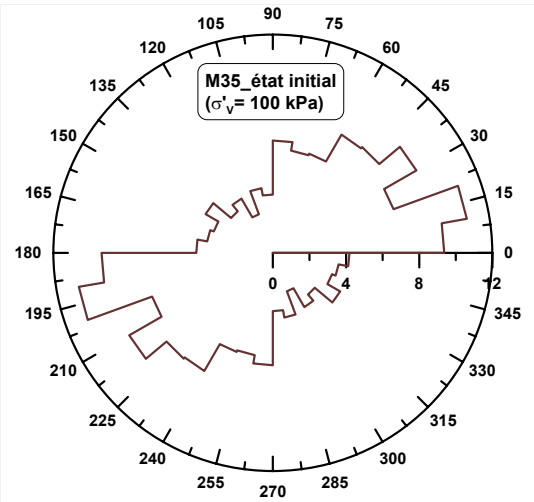
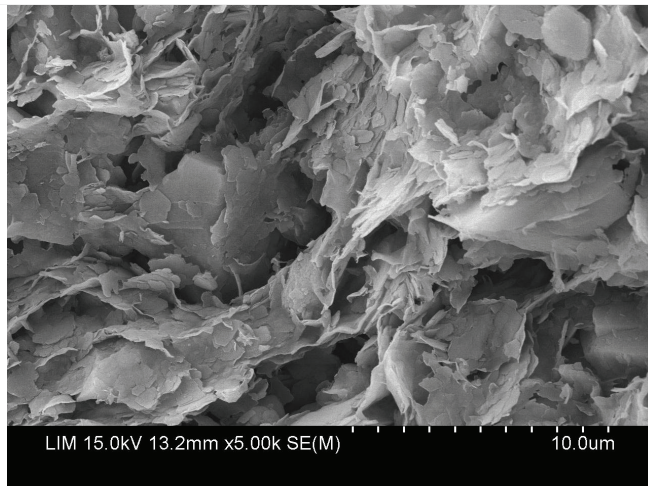


Figure (3.98) : organisation des particules du mélange M35 à l'état initial ($\sigma'_v = 100$ kPa)

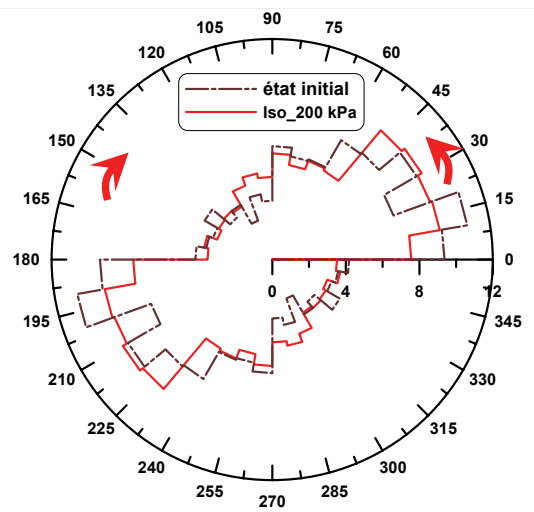
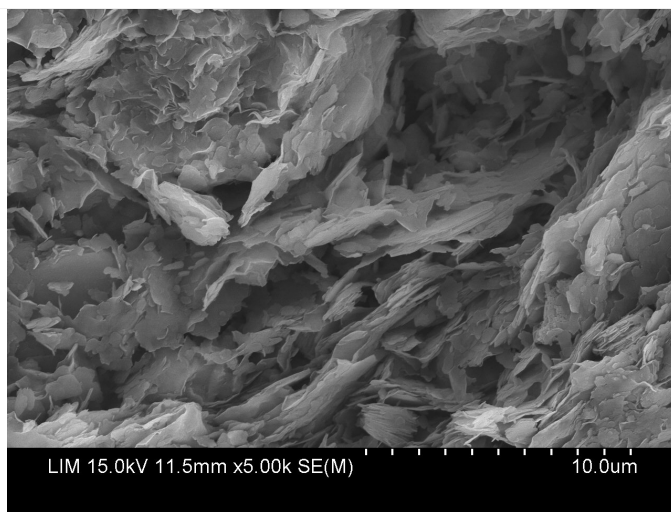


Figure (3.99a) : organisation des particules du mélange M35 sur chemin isotrope

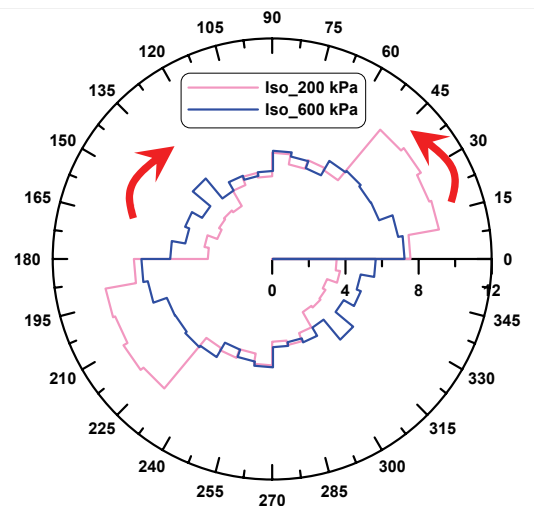
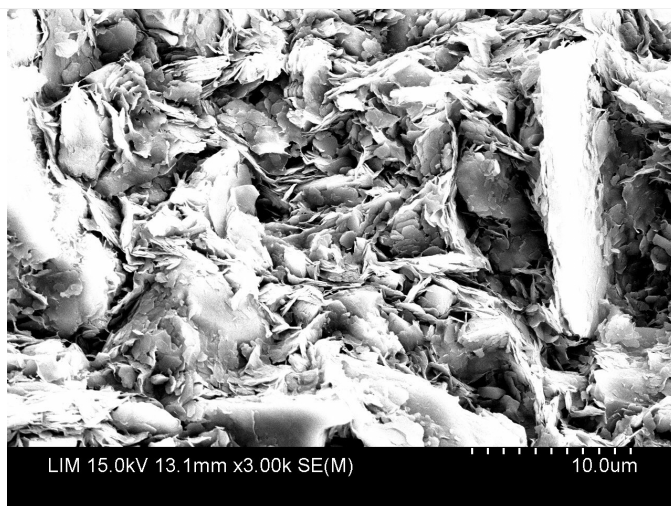


Figure (3.99b) : organisation des particules du mélange M35 sur chemin isotrope

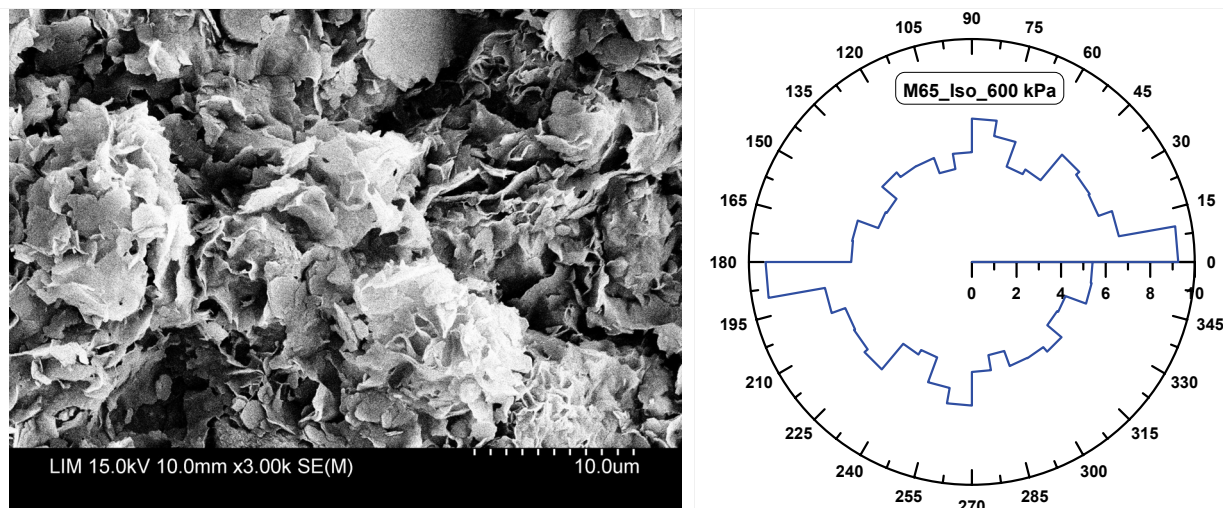


Figure (3.100) : organisation des particules du mélange M65 sur chemin isotrope

2.2.3. CISAILLEMENT

La figure (3.101) représente la microstructure du mélange M35 à la fin de la phase de cisaillement ($\varepsilon_1 = 30\%$) après les essais triaxiaux CD à $\sigma'_3 = 200$ kPa et à $\sigma'_3 = 600$ kPa (fig. 3.101 : a et b). La figure (3.101c) représente la microstructure du mélange M65 pour $\sigma'_3 = 600$ et $\varepsilon_1 = 30\%$.

Les photos montrent l'apparition d'une bande de cisaillement, dont la pente est la même pour les deux essais (ligne rouge tiretée). Autour de cette bande, les particules sont orientées parallèlement à celle-ci ; en dehors de la bande, leur orientation se fait plutôt dans un plan horizontal. En effet, les photos reflètent également l'influence de la microstructure à la fin de la consolidation isotrope, plus des particules orientées pour l'essai à $\sigma'_3 = 200$ kPa.

Nous constatons aussi que l'orientation de la bande de cisaillement pour le mélange M65 est la même que pour le mélange M35 ; en dehors de cette bande, les particules ont une orientation différente.

Nous avons montré auparavant par des analyses DRX (paragraphe (1.2.3) de ce chapitre) que le glissement se faisait au niveau des particules de montmorillonite. Cela est la raison de la dominance de la montmorillonite sur le comportement des mélanges.

Dans un essai triaxial consolidé drainé à $\sigma'_3 = \text{constant}$ le déviateur « q » augmente en fonction de la déformation axiale « ε_1 » avant de se stabiliser autour d'un palier, tandis que la déformation axiale continue à croître. Cette partie de la courbe ($\varepsilon_1 - q$) s'accompagne d'une réorganisation des particules jusqu'à l'arrivée à l'état critique dans lequel un plan de cisaillement commence à apparaître. Ce comportement est bien mis en évidence par les résultats que nous venons de montrer.

(Fesser, 1986, cité par Bock et al., 2006) a montré que les contacts de type face-face entre les particules sont les moins résistants. Lorsque la montmorillonite est présente dans un mélange, ses particules forment des plans de faiblesse. Sur la figure (3.101), on voit clairement que le type de contact dans le plan de cisaillement est face à face. Le parallélisme entre les bandes de cisaillement pour le mélange M35 et le

mélange M65 confirme cette hypothèse. De plus, le fait que les orientations des particules en dehors de ces bandes ne soient pas parallèles à celles-ci confirme que les points de faiblesse se situent dans ces zones.

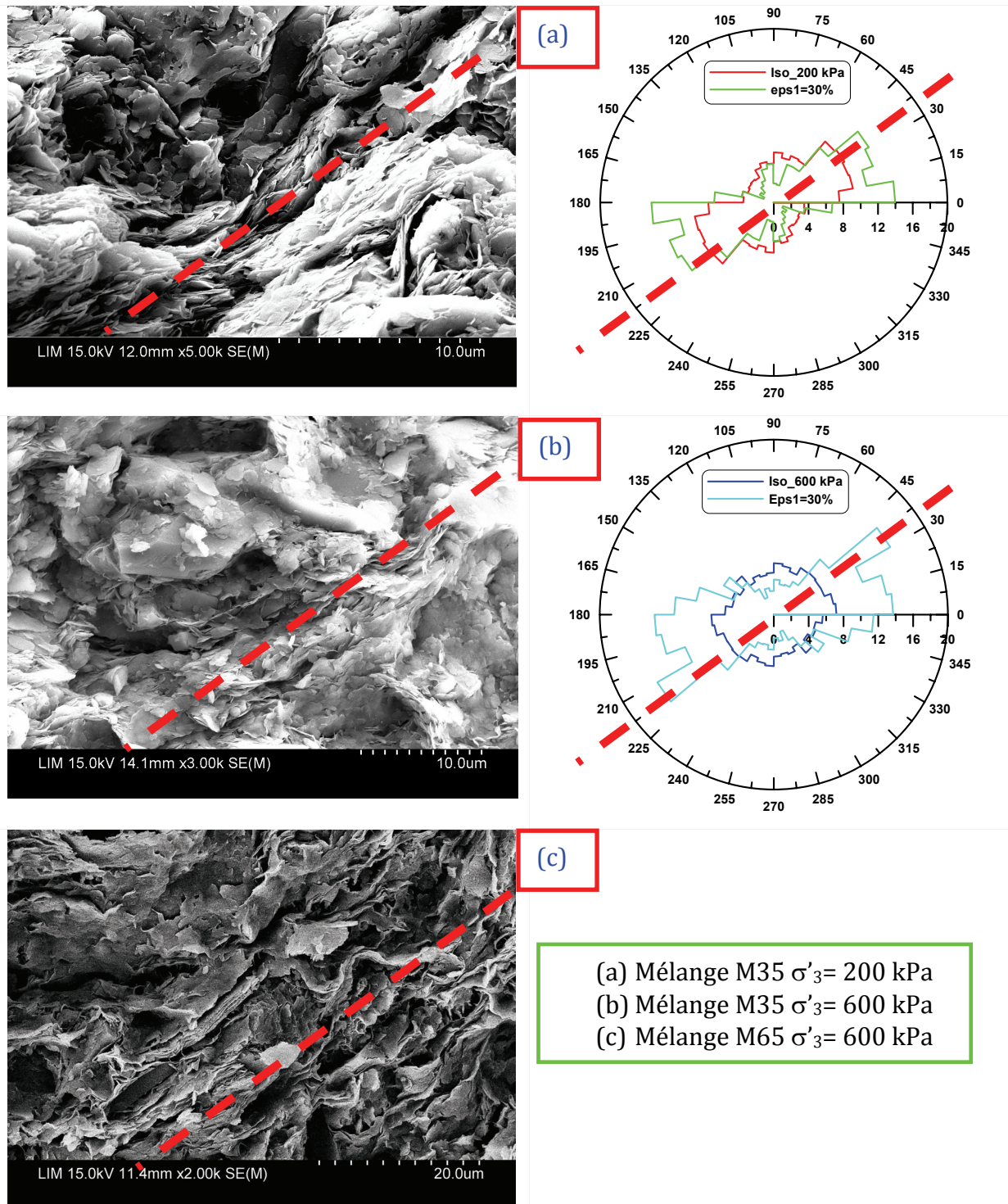


Figure (3.101) : organisation des particules des mélanges M35 et M65 sur chemin de cisaillement ($\epsilon_1 = 30\%$)

2.3. SYNTHÈSE DE L'ÉVOLUTION DE L'ORIENTATION DE L'ESPACE PORAL ET DES PARTICULES

La comparaison entre l'orientation de l'espace poral et celle des particules, pour tous les matériaux en chargement œdométrique (Fig. 3.102), montre que le réseau poral n'a pas les mêmes orientations que les particules mais qu'ils évoluent de façon identique vers une direction perpendiculaire à l'axe de chargement lorsque la contrainte augmente. Les particules sont plus orientées dans cette direction, ce qui conduit les espaces poraux à s'orienter de façon à permettre la dissipation de la pression interstitielle et se traduit par un décalage de l'orientation.

Pendant la phase de chargement isotrope (Fig. 3.103) la microstructure tend vers l'isotropie, les particules sont orientées d'une façon plus isotrope que les espaces poraux. Pour ces derniers il existe toujours une orientation préférentielle, autour de 45°.

Cette direction de l'espace poral est observée depuis l'état initial jusqu'à 600 kPa de contrainte isotrope. Les autres directions résultant de la consolidation unidimensionnelle dans le consolidomètre diminuent pour donner une distribution plus isotrope.

Dans la phase de cisaillement les orientations préférentielles s'inclinent vers une orientation comprise entre 30° et 40° (Fig. 3.103) parallèle à la bande de cisaillement. La matrice argileuse montre la même tendance, une partie des particules étant orientée parallèlement à la bande de cisaillement.

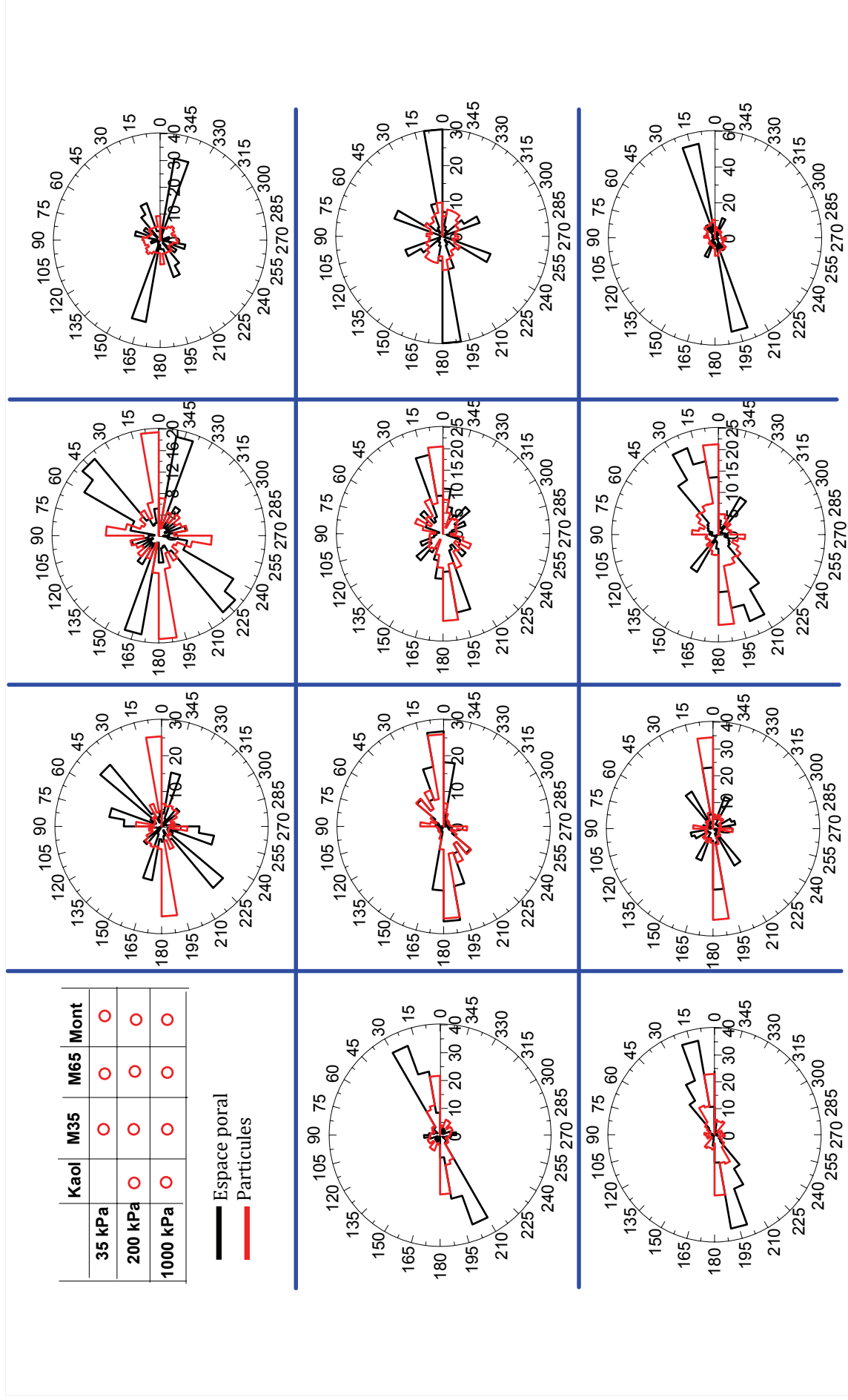
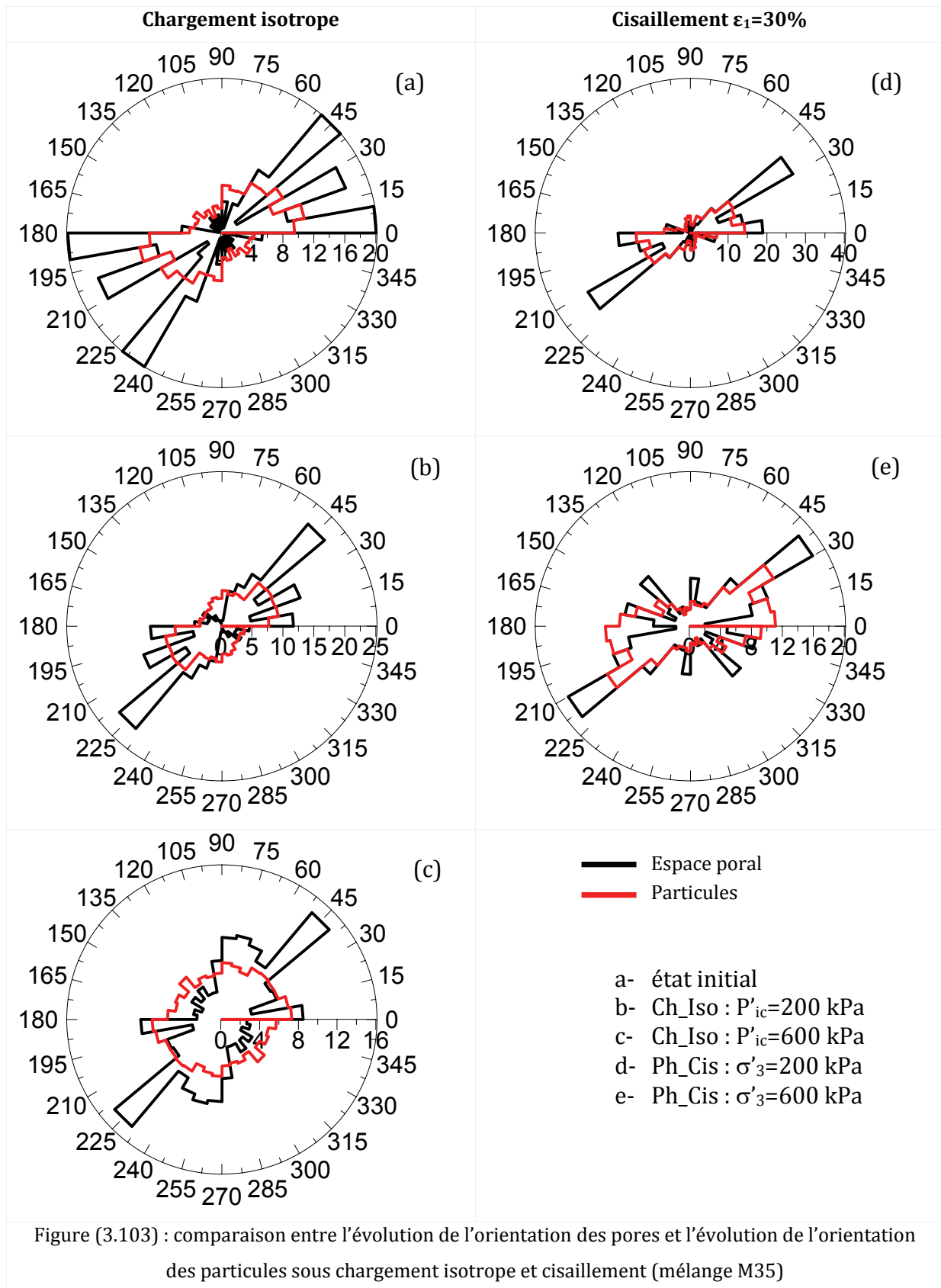


Figure (3.102) : comparaison entre l'évolution de l'orientation des pores et l'évolution de l'orientation des particules sous chargement oedométrique



3. CONCLUSIONS

L'étude du comportement de plusieurs mélanges argileux, avec des propriétés de nature différentes, nous a permis de préciser le comportement de ces matériaux à la fois au niveau global et au niveau local.

Les comportements du mélange M65 et de la montmorillonite diffèrent du comportement généralement observé sur les argiles avec $I_p < 60\%$. Ce comportement n'est plus linéaire sur chemin oedométrique et isotrope, il montre une évolution de l'indice de compressibilité C_c au cours du chargement, qui diminue à partir d'une certaine valeur de contrainte : 500 kPa pour la montmorillonite et 700 kPa pour le mélange M65.

L'analyse des essais œdométriques a montré qu'il se produisait à cette valeur de contrainte une diminution plus importante du coefficient de consolidation (C_v). En revanche, les autres mélanges M10 ; M35 et la kaolinite ne mettent pas en évidence de différence par rapport au comportement général des argiles.

Sur chemin triaxial, la présence de la montmorillonite dans le mélange, même à faible pourcentage, influence le comportement de celui-ci ; l'angle de frottement interne diminue. Dès la présence de 35% de montmorillonite, le comportement du mélange est complètement défini par celle-ci.

L'étude microscopique par MEB et par analyse DRX a permis de mettre en évidence que le plan de cisaillement se développe au niveau des particules de montmorillonite ce qui conduit celle-ci à imposer ses propriétés.

Nous avons aussi mis en évidence que les variations de volume au cours de l'essai triaxial à $\sigma'_3 = \text{constant}$ dépendait de la nature de l'argile, c'est-à-dire que Δe_f est fonction de I_p . Une corrélation basée sur une collecte bibliographique ainsi que sur les résultats de notre recherche est proposée pour déterminer Δe_f en connaissant le I_p ou w_L de l'argile.

Les études intérieures ont montré que la représentation de l'indice des vides « e » en fonction de $\log(1 + \eta^2/M^2)$ était une droite. Une recherche bibliographique et nos résultats nous ont permis d'établir une corrélation entre la pente de cette droite et les propriétés de nature du sol. Cette présentation permet de vérifier le bon déroulement de l'essai et de visualiser l'effet de la minéralogie lors de l'essai triaxial.

Une étude détaillée de l'évolution de l'espace poral a été réalisée par deux moyens : l'injection de mercure PAM et les images prises par le MEB et traitées selon la technique proposée dans le chapitre 2 qui permet de visualiser toutes les familles de pores au sein d'un échantillon.

Les résultats ont montré que, lors du chargement oedométrique, dans le domaine de contrainte étudié (jusqu'à 1000 kPa), la famille des grands pores $> 0,1 \mu\text{m}$ était concernée, tandis que les familles de taille inférieure ne semblaient pas impliquées dans ce domaine de contrainte.

Nous avons montré que l'évolution du diamètre d'accès était une fonction du logarithme de la contrainte appliquée, nous avons constaté qu'il existait une relation entre ce diamètre et la compressibilité du matériau, un modèle a été proposé dont l'application à la détermination du diamètre d'accès à une contrainte donnée montre un bon accord avec les résultats expérimentaux. Nous avons constaté que ce modèle était encore applicable pour le chemin de chargement isotrope et donnait de bons résultats.

Dans le but d'établir une base de données pour la modalisation microscopique, nous avons aussi caractérisé l'évolution de l'orientation de l'espace poral au cours des différents types de chargement. Les résultats montrent que, sur chemin oedométrique celui-ci tend à s'orienter vers une direction perpendiculaire à l'axe de chargement. Sur chemin isotrope, une tendance vers un espace poral plus isotrope est constatée, surtout lorsque la contrainte de consolidation isotrope est plus grande. Sur le chemin de cisaillement, la plupart des pores sont orientés dans une direction parallèle à la bande de cisaillement.

L'orientation des particules au cours des différents types de chargement conduit à peu près aux mêmes conclusions, sauf que nous constatons un certain décalage entre l'orientation de l'espace poral par rapport à la matrice argileuse. On peut penser que l'espace poral adopte cette configuration pour permettre la dissipation de la pression interstitielle.

La méthodologie proposée dans cette recherche pour le traitement des images, que ce soit pour l'espace poral ou pour les orientations des particules, donne de bons résultats, en accord avec les résultats obtenus par PAM. Cette méthode ouvre la voie pour plus de recherches afin d'optimiser les informations obtenues par les photos MEB, de définir d'une manière quantitative l'évolution de la microstructure et de fournir des données pour la modélisation au niveau microscopique.

CHAPITRE 4 : COMPORTEMENT DE L'ARGILE DU GOLFE DE GUINEE

SOMMAIRE

1. INTRODUCTION.....	216
2. COMPORTEMENT GLOBAL.....	217
1.1. CHEMIN OEDOMETRIQUE.....	217
1.1.1. ARGILE DU GOLFE DE GUINEE DANS L'ETAT INTACT.....	217
1.1.2. ARGILE DU GOLFE DE GUINEE DANS L'ETAT REMANIE.....	219
1.1.3. EVOLUTION DES PROPRIETES AVEC LA PROFONDEUR.....	220
1.1.3. CAUSES DE LA SURCONSOLIDATION APPARENTE.....	221
1.2. CHEMIN TRIAXIAL	229
1.2.1. ETAT REMANIE RECONSTITUE.....	229
1.2.2. ETAT INTACT.....	235
2. EVOLUTION DE LA MICROSTRUCTURE.....	246
2.1. EVOLUTION DE L'ESPACE PORAL	246
2.1.1. CHEMIN OEDOMETRIQUE.....	246
2.1.2. CHEMIN ISOTROPE.....	251
2.1.3. CHEMIN DE CISAILLEMENT.....	252
2.2. ORGANISATION DE LA MICROSTRUCTURE	254
3. CONCLUSION.....	265

INTRODUCTION

La région du Golfe du Guinée revêt un intérêt particulier pour l'industrie pétrolière grâce à la présence de plusieurs gisements pétroliers. De ce fait l'étude des sédiments marins dans cette région a attiré beaucoup d'attention, vu l'importance d'une parfaite reconnaissance des sédiments et des fonds marins, car toutes les installations pétrolières (plateformes marines, pipelines, et équipements de production) sont en contact avec ces sédiments pendant toute la durée de l'exploitation.

La région d'intérêt pétrolier se trouve sur l'escarpement continental de l'Atlantique sud au large des côtes du Congo, du Zaïre et du Niger, à des profondeurs allant de 700 jusqu'à 1500 m.

Les études sédimentologiques ont montré que les derniers mètres de sédiments se sont déposés après la dernière glaciation il y a 20000 ans lorsque le niveau marin était à 120 m au dessous de l'actuel. Les sédiments de la période post - glaciaire se déposaient plus rapidement sur la pente continentale, le taux de sédimentation a connu plusieurs fluctuations au cours de cette période, il a diminué au cours des 16000 dernières années, pour atteindre le niveau actuel. Les sédiments sont apportés principalement par le fleuve de Congo (Zaïre) sur une zone de 300 km².

Ces sédiments sont constitués principalement d'un mélange de plusieurs argiles. Les composants principaux de la fraction argileuse sont la smectite (40 à 60%) et la kaolinite, la fraction argileuse elle-même constituant plus de 50% du matériau (Thomas et al., 2005). Ces sédiments sont caractérisés par la présence de débris coquillés ainsi que par des éléments indiquant l'activité biologique, avec un pourcentage de matière organique variant entre 2 et 6%. Des éléments carbonatés ainsi que de la pyrite sous forme framboïdale et sous forme dispersée sont aussi abondants.

Les propriétés de nature telles que les limites d'Atterberg de la carotte fournie à l'Ecole Centrale par la société FUGRO-France, varient entre 110 et 160% pour la limite de liquidité et entre 40 et 90% pour la limite de plasticité, la teneur en eau naturelle dans le premier mètre dépasse la limite de liquidité et arrive aux valeurs de 180% dans la couche supérieure (Puech et al., 2005 ; Favre et Hattab, 2006). Ces sédiments sont normalement consolidés car ils n'ont pas connu pendant leur histoire des contraintes supérieures à la contrainte actuelle.

Dans ce chapitre nous présentons dans la première partie une étude approfondie du comportement de ces sédiments sur différents chemins de contrainte, dans l'état naturel (intact) et dans l'état remanié reconstitué afin de mettre en évidence l'effet de la structure et de la cimentation qui se sont développées pendant les processus de sédimentation. Dans la deuxième partie nous proposons une étude au niveau microscopique par les deux moyens PAM et MEB, dans le but de définir les mécanismes de déformation au niveau local.

1. COMPORTEMENT GLOBAL

1.1. COMPORTEMENT ŒDOMÉTRIQUE

1.1.1 ARGILE DU GOLFE DE GUINEE (GOG) DANS L'ÉTAT INTACT

Les éprouvettes de l'argile GoG sont prélevées dans la carotte et ensuite taillées soigneusement puis placées dans l'œdomètre. Le mode opératoire de l'essai œdométrique et la référence donnée pour chaque courbe sont présentés dans le Chapitre 2 (§ 1.13 ; 1.1.4 ; 2.2).

Sur la figure (4.1) nous présentons le comportement des échantillons intacts : l'argile GoG montre une compressibilité élevée, les valeurs de C_c déduites des corrélations de Skempton (1953) [$C_c=0,009(w_L-10)$] et de Rudelle et Biarez (1977) [$C_c=0,011(w_L-13)$] sont inférieures aux valeurs expérimentales, l'examen de la corrélation proposée dans cette recherche [$C_c = 0,014 (w_L-18)$] (voir chapitre 1, § 1.3.1.2B) donne des valeurs de C_c plus proches des valeurs expérimentales (Fig. 4.2).

La droite en violet sur la figure (4.1) représente la corrélation de Biarez et Hicher (1994), les valeurs e_L et e_P sont calculées à partir d'une valeur moyenne des limites d'Atterberg. On voit que certaines courbes rejoignent la corrélation pour des niveaux élevés de contrainte. Si on présente cette corrélation pour chaque essai avec les limites d'Atterberg (ou e_L et e_P) appropriées, on constate que la courbe œdométrique rejoint systématiquement les corrélations dans le domaine des fortes contraintes.

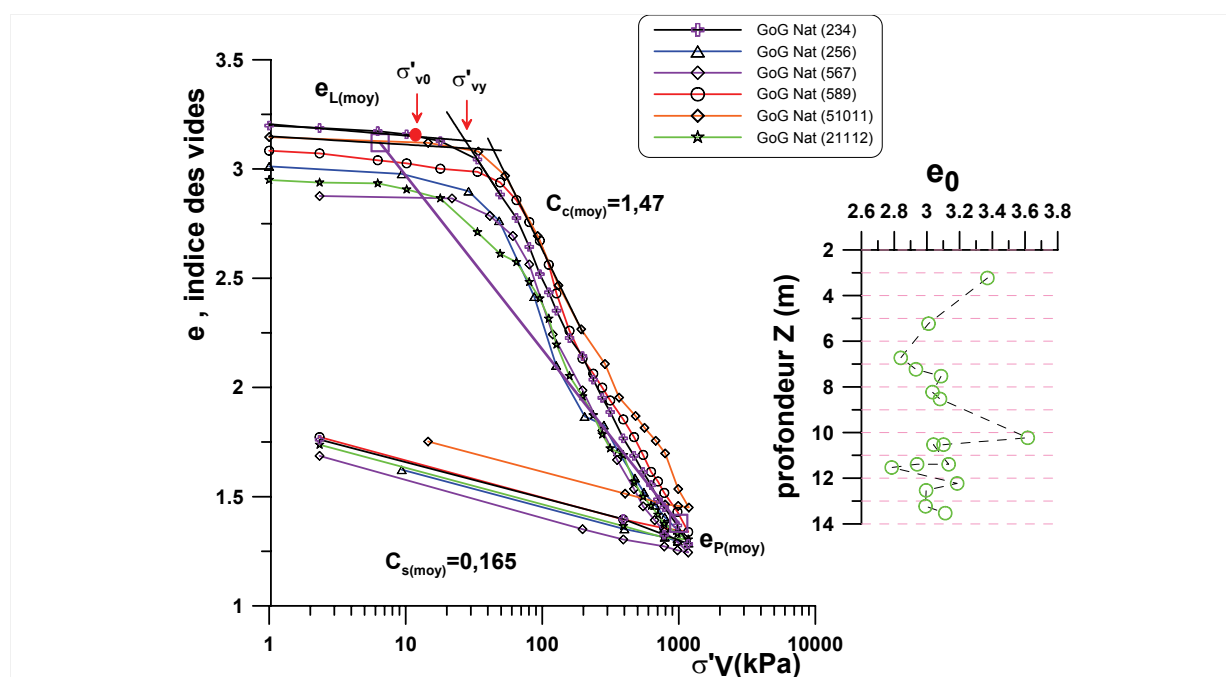
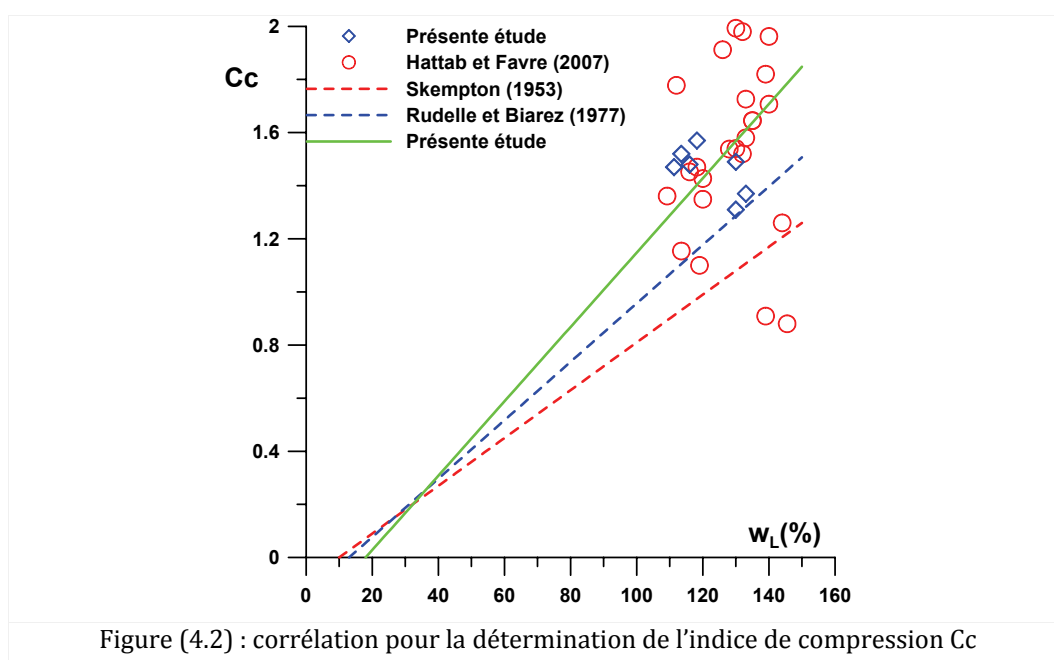


Figure (4.1) : comportement de l'argile GoG sur chemin œdométrique (état intact)

Les valeurs de $C_c = 1,49$ et $C_s = 0,165$ présentées dans la figure (4.1) sont des valeurs moyennes, on note aussi que les valeurs de l'indice de gonflement sont assez importantes.

Ce comportement est caractéristique d'une dégradation progressive de la structure, ce que [Leroueil et al. \(1979\)](#) appellent phénomène de déstructuration.

Nous définissons aussi l'indice de recompression C_r qui représente la pente de la courbe œdométrique avant l'écoulement plastique, qui a une valeur moyenne de 0,09 [les valeurs obtenues par [Hattab et Favre \(2007\)](#) sont aussi prises en compte], la valeur de C_r/C_c est de l'ordre de 0,06 qui est dans le domaine [0,01 - 0,2] identifié par [Mesri et Choi \(1985\)](#) pour les argiles naturelles. Pour ces argiles, selon les auteurs, la faible valeur de C_r correspond à une argile âgée fortement structurée avec une colle fragile alors que les fortes valeurs de celui-ci correspondent aux argiles très plastiques.



La caractérisation de la contrainte de préconsolidation σ'_p montre des valeurs supérieures aux valeurs de la contrainte de consolidation in situ σ'_{v0} (la contrainte verticale in situ est calculée à partir des poids déjaugés des couches supérieures $\sigma'_{v0} = \sum \gamma' \cdot Z$ d'où γ' est le poids propre déjaugé de sol et Z est la profondeur). Notons que l'argile GoG est une argile normalement consolidée, les campagnes de reconnaissance du site excluant l'hypothèse de glissement du terrain ([Puech et al., 2004](#)). Le taux de surconsolidation observé dans les essais est dû alors à la structure (arrangement + cimentation) qui s'est développée pendant et après les processus de sédimentation.

[Burland \(1990\)](#) propose d'utiliser un autre terme pour indiquer l'effet de la structure causant l'apparition d'une surconsolidation pour les argiles normalement consolidées géologiquement, qui est appelée par plusieurs auteurs la consolidation apparente ([Rudelle et Biarez, 1977](#) ; [Richards, 1977](#) ; [Hattab et Favre, 2007](#) ; et d'autres). On utilise également le terme anglais (YS : yield stress), en remplaçant la contrainte de « préconsolidation (σ'_p) » par « l'écoulement plastique (σ'_{vy}) » ; et le degré de « surconsolidation

($OCR = \sigma'_p / \sigma'_{v0}$) » par le « Yield Stress Ratio » (YSR). Celui-ci représente le rapport de σ'_{vy} déduit des essais oedométriques à la contrainte de consolidation in-situ σ'_{v0} (Fig. 4.3). La figure (4.3) montre que le YSR est plus élevé dans les premiers mètres, il diminue pour rejoindre l'unité lorsque la contrainte et la profondeur augmentent. La figure (4.3) inclue aussi les résultats obtenus par Hattab et Favre (2007).

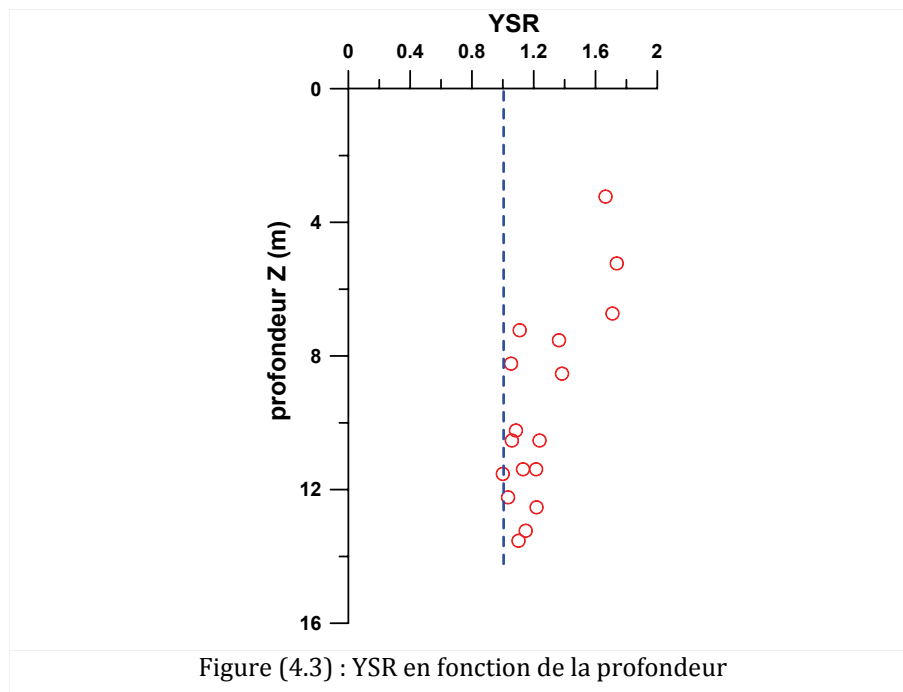


Figure (4.3) : YSR en fonction de la profondeur

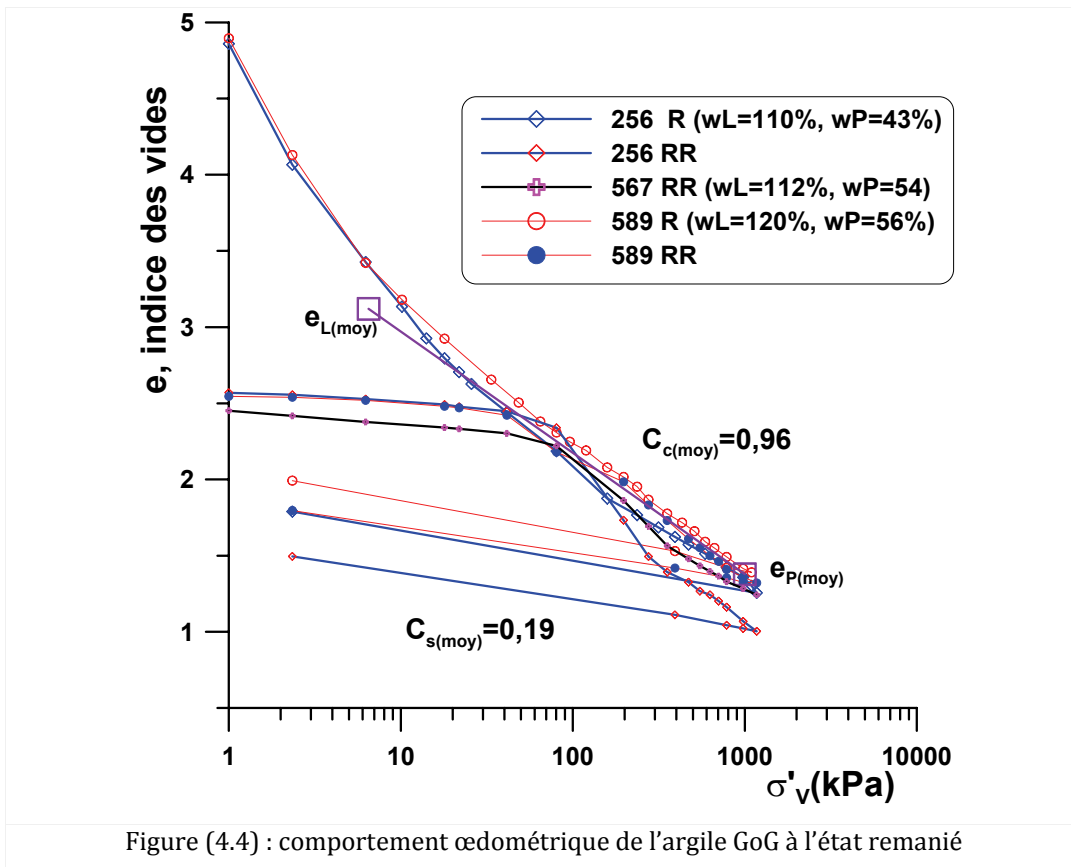
Pour s'assurer que la diminution de YSR en fonction de la profondeur n'est pas due à un remaniement du matériau lors de la préparation, l'état des échantillons a été vérifiée selon le critère de Lune et al. (1998). L'indice de remaniement ($I_r = \Delta e / e_0$) permet de caractériser l'état de remaniement des échantillons intacts (voir annexe IV, tableau IV.1), Δe étant la variation de l'indice des vides dans l'essai oedométrique pour un échantillon consolidé jusqu'à la contrainte in situ et e_0 l'indice des vides in situ. L'examen par cette méthode de nos échantillons montre que les valeurs du paramètre I_r sont toutes inférieures à 0,055 ce qui montre que les échantillons sont en bon à très bon état (tableau 2 dans l'annexe IV).

1.1.2 ARGILE DE GOLFE DE GUINEE DANS L'ETAT REMANIE

Les essais réalisés sur les mêmes argiles dans l'état remanié reconstitué (Fig. 4.4) (procédure § 1.1.4.4 chapitre 2) montrent que la pente C_c notée dorénavant C_c^* pour la distinguer de C_c de l'argile naturelle (état intact) a une valeur unique autour de 0,96. Cette valeur correspond à la valeur de la pente C_c de l'argile sur des échantillons intacts mais dans le domaine des fortes contraintes.

La droite en violet représente la corrélation de Biarez et Hicher (1994), toutes les courbes rejoignent la corrélation sauf celle de l'essai réalisé sur l'échantillon 256(RR) préconsolidé dans le consolidomètre jusqu'à une contrainte verticale effective de 80 kPa. Cet essai montre une forte compressibilité après le seuil de la contrainte de préconsolidation puis se stabilise avec une pente égale aux autres pentes ; la

courbe dans cette partie est parallèle aux autres courbes œdométrique. Comme cela n'est pas constaté sur l'autre échantillon (256 R) consolidé à partir de la boue, on peut alors penser à l'hétérogénéité du matériau.



1.1.3 EVOLUTION DES PROPRIETES EN FONCTION DE LA PROFONDEUR

En utilisant le système d'équations (2.21-2.26 ; § 2.7) du chapitre 2, on peut présenter l'évolution des propriétés en fonction de la profondeur. Nous avons présenté sur la figure (4.5) l'évolution de la contrainte verticale effective, de la densité déjaugée des matériaux, de l'indice des vides et de la teneur en eau en fonction de la profondeur d'enfouissement. Pour les calculs, le poids volumique de l'eau considéré est celui de l'eau de la mer soit 1039 kg/m³. Dans cette figure, l'effet de la salinité n'est pas pris en compte. Maintenant, si l'on prend en compte l'effet de la salinité sur les argiles étudiées en utilisant les corrections proposées par Kay el al. (2005) présentées par le système d'équation (§ IV. 3) et la figure (IV.1) dans l'Annexe IV, on constate clairement que, avec ou sans correction due à la salinité, les valeurs mesurées de l'argile GoG se situent dans l'intervalle des mélanges M35, M65 et la montmorillonite dans les premiers 8 m, alors que celles-ci se décalent vers la montmorillonite dans la couche inférieure.

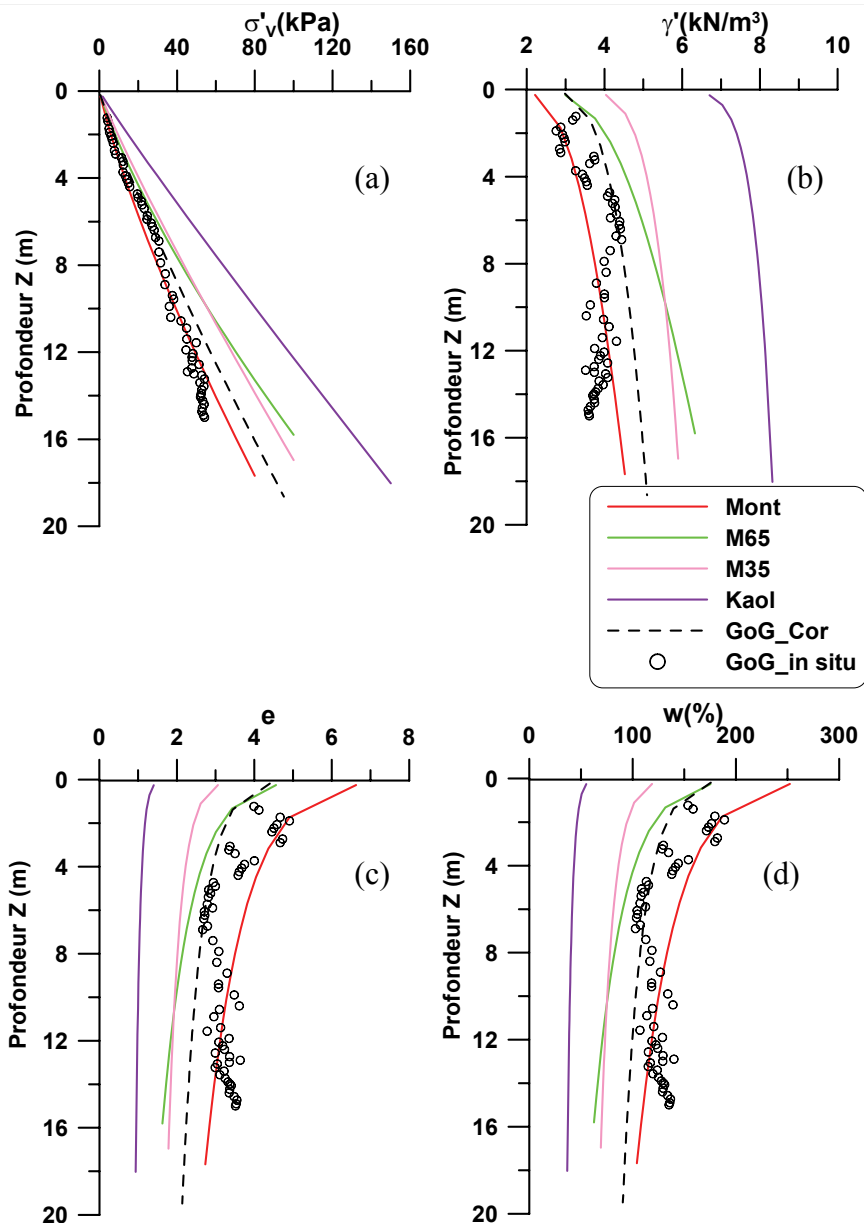


Figure (4.5) : évolution des propriétés de l'argile GoG en fonction de la profondeur sans correction de l'effet de la salinité

1.1.4 CAUSES DE LA SURCONSOLIDATION APPARENTE

1. Effet de la structure

Le comportement des sédiments naturels diffère de celui du sol remanié reconstitué par l'effet de la structure qui peut se développer pendant et après les processus de sédimentation. Le terme structure définit l'effet de l'arrangement spatial des particules ainsi que les forces de liaison entre les particules (Mitchell et Soga, 2005). Plusieurs facteurs peuvent modifier cette structure (facteurs environnementaux ; facteurs physico chimique ; facteurs biologiques et facteurs mécaniques). Les propriétés du sol à l'état

remanié reconstitué sont considérées comme des propriétés intrinsèques du sol (Burland, 1990), la comparaison de celles-ci avec les propriétés de l'argile naturelle donne une bonne estimation de l'effet de la structure sur le comportement de l'argile naturelle. Selon Biarez et Favre (1977) les argiles remaniées dans le plan ($\log \sigma'_v - I_L$) se situent sur une courbe appelée (NCRS) : la courbe simplifiée de l'argile remaniée normalement consolidée (éq. 4.1). Les argiles naturelles ayant une structure sédimentaire se situent à droite de cette courbe.

$$I_L = \frac{w - w_P}{w_L - w_P} = 0,46 [3 - \log(\sigma'_v)] \quad (4.1)$$

w ; w_L et w_P sont respectivement la teneur en eau et les limites d'Atterberg.

Plus récemment, Burland (1990) a proposé un indice des vides normalisé I_V (éq. 4.2) pour pouvoir évaluer l'effet de la structure sur le comportement des argiles naturelles (voir § 1.3.1.2 chapitre 1), dans le plan ($\log \sigma'_v - I_V$).

$$I_V = \frac{e - e_{100}^*}{e_{100}^* - e_{1000}^*} \quad (4.2)$$

où e est l'indice des vides in situ, e_{100}^* et e_{1000}^* sont les indices des vides de l'argile remaniée aux contraintes verticales effectives de 100 et 1000 kPa.

Les argiles remaniées reconstituées se situent sur une courbe appelée la courbe de compression intrinsèque (ICL). Dans le même plan les argiles naturelles se situent à la droite de cette courbe, sur la courbe de sédimentation SCL (sedimentation compression line) qui est quasi parallèle à ICL ; la position des argiles dépend de leur sensibilité (Cotecchia et Chandler, 2000), ce qui permet de tracer la courbe de sédimentation en connaissant sa sensibilité. Les mêmes auteurs ont proposé de redéfinir la sensibilité comme le rapport $\sigma'_{vy}/\sigma'^*_{ve}$, où σ'^*_{ve} est la contrainte de l'argile remaniée pour le même indice des vides (Fig. 4.6).

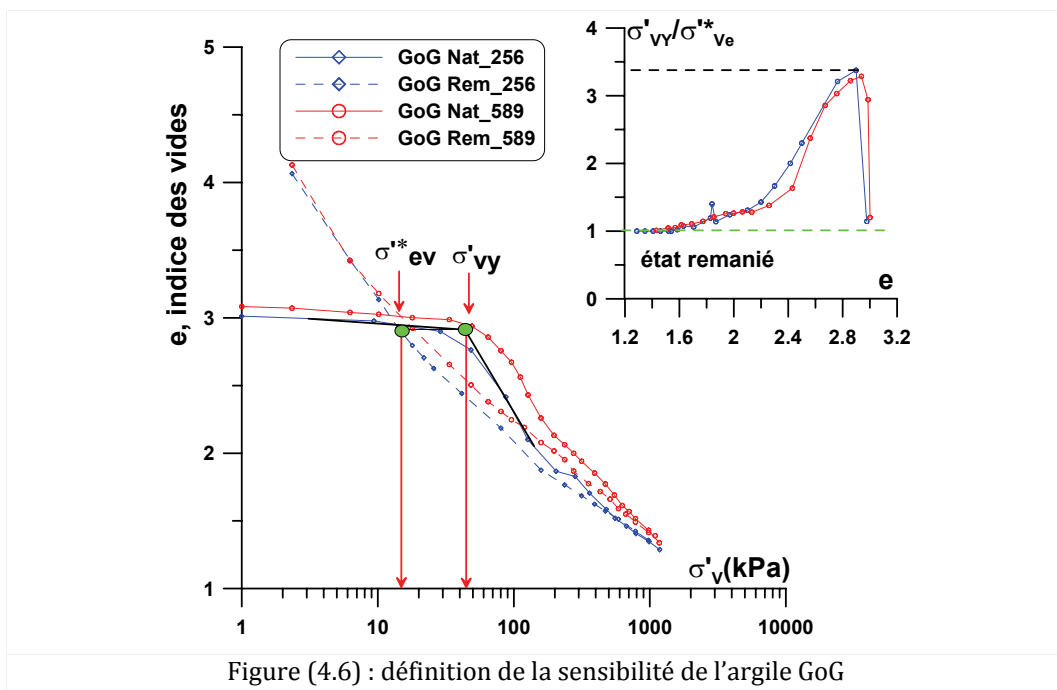
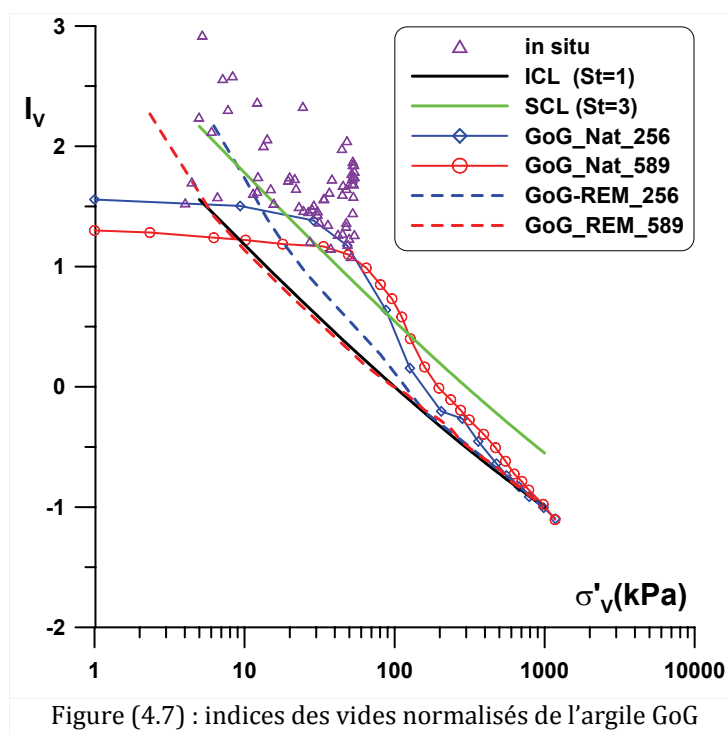


Figure (4.6) : définition de la sensibilité de l'argile GoG

La sensibilité de l'argile GoG est de l'ordre de 3,4, valeur en accord avec les valeurs obtenues par Manh Le (2008). La sensibilité diminue au cours du chargement pour devenir égale à l'unité dans le domaine des fortes contraintes (Fig. 4.6).

Nous allons présenter dans ce qui suit une comparaison entre les modèles (Biarez et Favre 1977 ; Rudelle et Biarez, 1977 ; Burland, 1990) à partir des résultats sur chemin œdométrique de l'argile GoG.

Dans le plan ($\log \sigma'_v - I_v$) de la figure (4.7) l'état de consolidation du matériau est représenté par I_{v0} (triangles) correspondant à I_v in situ. Les valeurs de I_{v0} sont calculées par les équations données par Burland (1990) (Cf. chapitre 1). Nous avons tracé dans ce même plan la courbe de sédimentation correspondant à une sensibilité $St=3$, les points de I_{v0} se situe plutôt au dessus de la courbe de $St=3$, l'effet de la structure est bien visible sur cette représentation, les courbes des échantillons remaniés rejoignant ICL alors que les courbes des échantillons intacts ne rejoignent celle-ci qu'après la destruction de la structure sédimentaire dans le domaine des fortes contraintes.



La figure (4.8) montre l'évolution de l'indice de liquidité sur chemin œdométrique, confronté aux corrélations de Biarez et Favre (1977) pour les argiles remaniées reconstituées (NCRS) et celle de Rudelle et Biarez (1977) pour les argiles marines (SNC). Dans le domaine des fortes contraintes les deux corrélations se rapprochent, vu la diminution de la sensibilité avec l'indice de liquidité (Eden et Kobota, 1961).

Les résultats montrent qu'au départ de l'essai l'indice de liquidité est proche celui de la corrélation de Rudelle et Biarez, il diminue au cours de l'essai pour rejoindre celui de l'état remanié à la fin de l'essai. Les essais réalisés sur l'argile remaniée sont en accord avec la corrélation de Biarez et Favre (1977).

La comparaison entre les modèles de Biarez et Favre, Rudelle et Biarez et Burland montre que le dernier représente bien les conditions expérimentales car il est basé sur les valeurs expérimentales des paramètres normalisés (e^*_{100} et e^*_{1000}), de même qu'il peut représenter la courbe de sédimentation par la connaissance de la sensibilité de l'argile. Le modèle de Rudelle et Biarez peut bien représenter la courbe de consolidation in-situ alors que celui de Biarez et Favre représente bien les argiles remaniées normalement consolidées. Une combinaison entre les deux derniers modèles peut constituer une approche très utile pour prendre en compte l'effet de la structure. Il reste à connaître comment évolue la sensibilité en fonction de l'indice de liquidité, et si le modèle de Rudelle et Biarez (SNC) peut se traduire par une courbe unique pour les argiles naturelles de différentes sensibilités.

En revenant sur les résultats de Bjerrum (1954) et de Eden et Kubota (1961) qui montrent que la sensibilité augmente avec l'indice de liquidité selon une relation logarithmique, l'analyse des données récupérées dans plusieurs sites marins (Cf. annexe I) montre que les valeurs de I_L se situent autour de la courbe SNC. Cela n'est pas étonnant car les paramètres normalisés pour I_L sont des propriétés de nature (w_L et w_p). L'avantage de ce modèle SNC est qu'il prend en compte la diminution de la sensibilité avec l'augmentation de la contrainte alors que I_v suppose que la courbe de sédimentation est parallèle à ICL et que sa position dépend de la sensibilité. De ce fait on trouve que le modèle de Rudelle et Biarez peut représenter les conditions in situ avec une courbe unique ; la consolidation in situ va diminuer la sensibilité de l'argile et la valeur de I_L in situ va se déplacer vers le bas de la courbe (SNC). En revanche, un remaniement ou une sollicitation mécanique va diminuer la sensibilité et la courbe rejoindra celle de l'argile remaniée NCRS de Biarez et Favre.

Le modèle de Burland semble bien adapté pour montrer l'effet de la structure car il classe les argiles naturelles d'après leur sensibilité, et rend par conséquent bien visible l'effet de la structure pendant le chargement mécanique.

En conclusion, la sensibilité est un bon paramètre pour montrer l'effet de la déstructuration quel que soit le modèle employé.

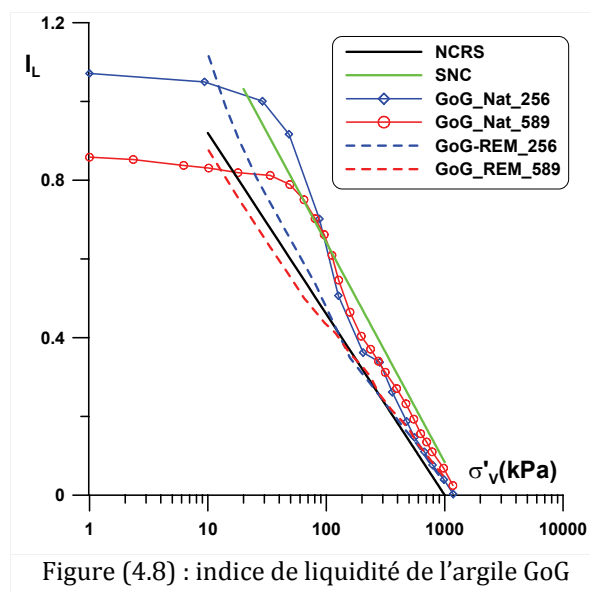


Figure (4.8) : indice de liquidité de l'argile GoG

2. Effet de l'âge des sédiments

L'effet de l'âge des sédiments peut être étudié à titre indicatif par la formule de [Ladd, \(1971\)](#) présentée dans l'équation (4.3). Pour cette formule nous avons besoin de caractériser C_r/C_c et C_α/C_c où C_α est le coefficient de consolidation secondaire. Dans notre étude nous n'avons pas effectué d'essais de fluage pour déterminer C_α , mais nous pouvons utiliser les résultats obtenus au CERMES par [De Gennaro \(2004\)](#) et par [Manh Le \(2008\)](#) qui donnent des valeurs entre 0,01 et 0,02.

$$OCR_\alpha = \left[\frac{t}{t_{100}} \right]^\beta \quad \text{D'où } \beta = \frac{C_\alpha/C_c}{1 - C_r/C_c} \quad (4.3)$$

OCR_α : est la préconsolidation induite par l'âge

t_{100} : est le temps de consolidation primaire qui est autour de 8 heures pour l'argile GoG intacte, t : temps plus grand que t_{100} , C_α : coefficient de compression secondaire, C_c et C_r : sont respectivement les coefficients de compression et de recompression

En tenant compte de l'étude de [Mesri et Choi \(1985\)](#) qui suggèrent une relation unique entre C_c et C_α , on peut calculer la surconsolidation induite par l'âge du sédiment. En se basant sur les vitesses de sédimentation définies dans le Golfe de Guinée ([Giresse et al., 1982](#)) présentées dans l'annexe IV, on peut calculer l'épaisseur des sédiments déposés au fond pendant les différentes périodes.

Après la dernière glaciation et pendant les 16000 ans précédents, environ 6,9 m de sédiments se sont déposés.

Les résultats du calcul selon la méthodologie précédente dans la couche supérieure (< 7 m) montre que l'on peut avoir une surconsolidation due à l'âge du sédiment comprise entre 1,35 et 1,11. Les valeurs de YSR obtenues dans les essais œdométriques sont supérieures à ces valeurs de OCR_α ce qui indique que l'âge des sédiments participe à l'apparition de surconsolidation apparente mais qu'il n'en est pas la seule cause.

3. Effet de la salinité

Ici, nous faisons appel aux résultats obtenus par [De Gennaro et al. \(2004\)](#), qui ont réalisé une campagne d'essais œdométriques sur des échantillons d'argile GoG balayés par des solutions salines (NaCl) avec plusieurs concentrations (0 g/l eau distillée; 38,6 g/l - salinité naturelle- et 77,2, valeur double de la salinité naturelle). Les processus de lessivage sont considérés comme terminés lorsque la concentration du sel dans l'eau d'imbibition se stabilise.

Les résultats ont montré que le changement de la salinité affectait très peu la compressibilité de l'argile GoG qui est quasi identique dans tous les essais. En revanche la contrainte d'écoulement plastique (σ'_{vy})

augmente légèrement avec la salinité, les valeurs de σ'_{vy} obtenues étant respectivement de 19 pour l'eau distillée, 23 pour la solution saline à 38,6 g/l et 29 pour le double de salinité. Dans tous les cas, le calcul de la sensibilité pour ces échantillons à $\sigma'_{v0} = 14,5$ kPa montre des valeurs de St respectivement de 1,3, 1,58 et 2. Ces valeurs de sensibilité sont inférieures aux valeurs obtenues précédemment pour cette argile (de l'ordre de 3,4). On peut donc en conclure que la variation de la salinité seule ne peut pas expliquer la surconsolidation apparente.

Notons aussi que, dans l'eau interstitielle, il existe plusieurs types de sels qui, eux aussi, peuvent intervenir, rendant d'autant plus complexes les processus physicochimiques au cours de la sédimentation.

4. Effet de l'arrangement des particules

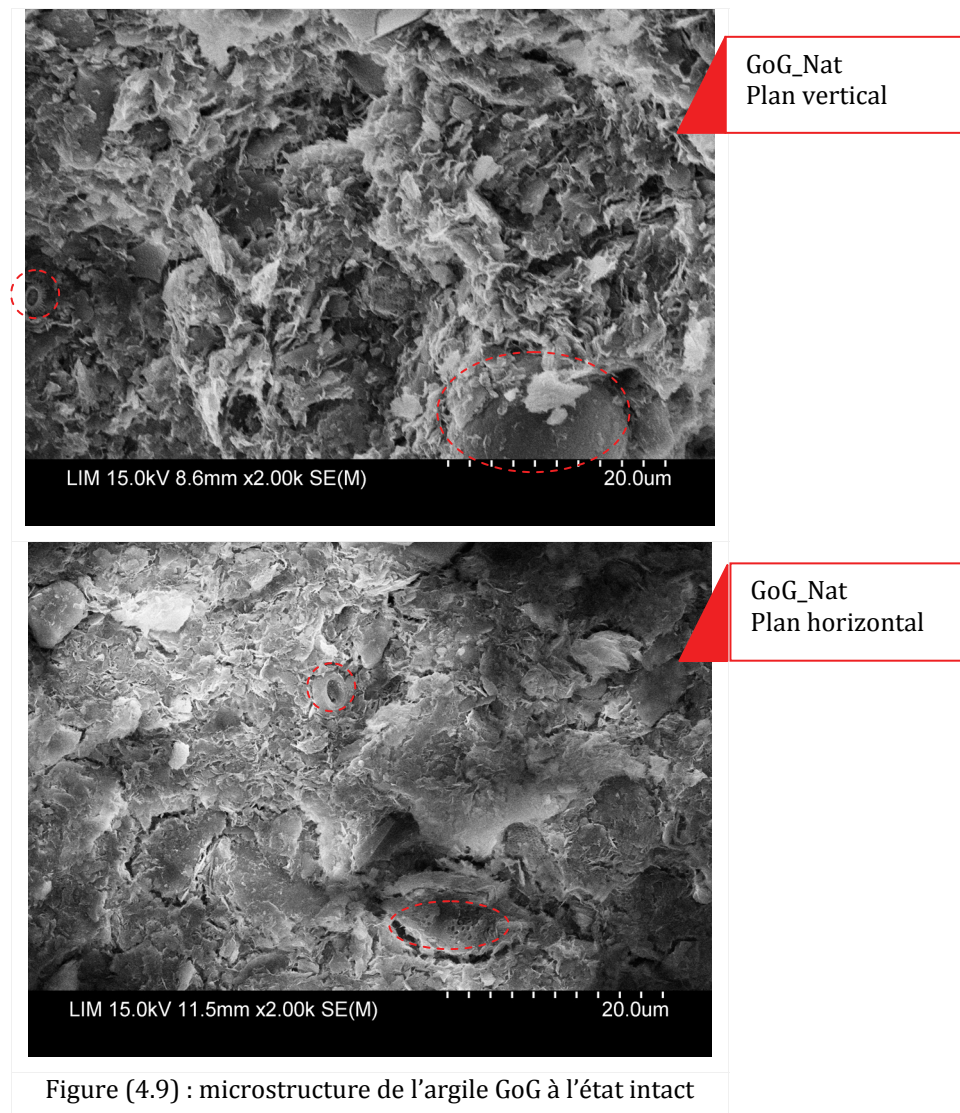
L'effet d'une organisation métastable des particules a été évoquée comme une des causes possibles de la sensibilité des sols naturels (Mitchell et Soga, 2005 ; Terzaghi et Mesri, 1996), le type de contact entre les particules étant aussi important. Fesser (2000) montre que la résistance d'une structure où les contacts sont de type face-face est moins importante que celle d'une organisation de type bord-face où bord-bord.

Les photos MEB prises dans les plans vertical et horizontal sur un échantillon intact de l'argile GoG de profondeur 8,9 m sont présentées dans la figure (4.9). A cette profondeur la contrainte σ'_{v0} est de l'ordre de 36,6 kPa. Ces photos montrent une structure en agrégats. La taille des agrégats peut atteindre une vingtaine de microns (voire plus) et les contacts entre ces agrégats ne sont pas ordonnés, il sont plutôt de type bord-face (EF) ; les particules individuelles quant à elles ne sont pas organisées dans une direction parallèle à l'axe horizontal comparées aux particules des argiles remaniées reconstituées consolidées dans un œdomètre jusqu'à une contrainte de 35 kPa (voir chapitre 3). Ce type de structure pourrait être une des raisons de l'apparition de la surconsolidation apparente dans des argiles naturelles. La dégradation de la microstructure (déstructuration) sous chargement œdométrique sera présentée dans la deuxième partie de ce chapitre.

En effet, jusqu'à présent les paramètres de l'état initial au niveau microscopique et leur influence sur le comportement de l'argile sur les différents chemins de contrainte ne sont pas bien connus. Du point de vue de la modélisation, la plupart des études ont été menées sur des milieux granulaires. Pour les argiles, Chang et Hicher (2009) considèrent que l'argile est composée au niveau microscopique d'une collection de clusters, et que la déformation résulte de l'interaction de ces clusters.

Anandarajah et Lavoie (2002) ont étendu aux milieux cohésifs la méthode des éléments discrets DEM proposée par Cundall et Strack (1979) pour modéliser les milieux granulaires. Pour simuler le comportement des sédiments composés essentiellement de silt et d'argile, ils sont partis de l'identification de la microstructure par des images au microscope électronique à transmission (TEM) et ils ont ensuite injecté les paramètres tirés du traitement d'image dans un modèle avec certaines simplifications. L'effet de cimentation peut être abordé par l'introduction de paramètres appelés paramètres de composition.

Ainsi, il nous paraît important de définir des paramètres permettant d'évaluer l'effet de différentes organisations des particules sur le comportement macroscopique du sol.



5. Effet de la cimentation

L'effet de la présence d'une colle entre les particules est souvent évoqué pour interpréter le comportement des argiles naturelles qui montrent une résistance plus élevée que les argiles remaniées (voir chapitre 1, § 1.3.1.2).

Les sources de cimentation possibles dans l'argile GoG pourraient être la précipitation des carbonates, de silice et de sulfate de fer. Une étude pétrographique pourrait nous aider à identifier les différents ciments présents et à préciser leur origine. Ici nous décrivons quelques exemples à titre indicatif.

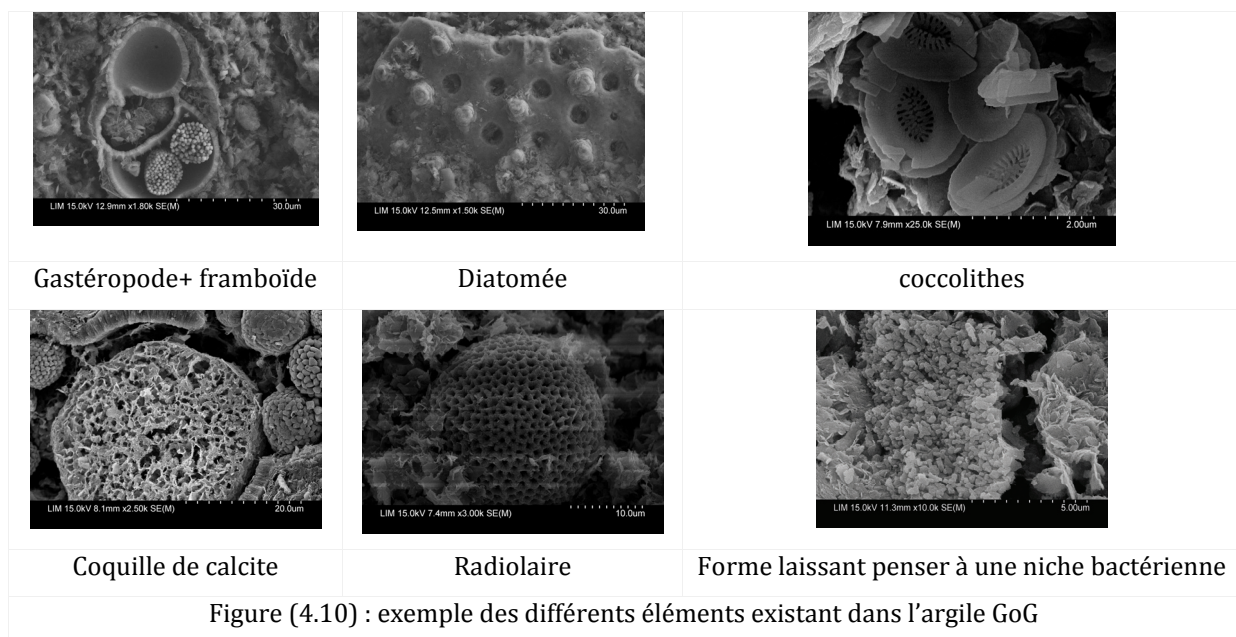
Dans l'argile GoG on note la présence de pyrite sous forme framboïdale dans les loges des tests calcaires ou dans les tests des foraminifères (Fig. 4.10), et sous forme dispersée avec une forme plutôt cubique.

La pyrite sous forme framboïdale peut avoir plusieurs origines : biogénique, par des fossiles et aussi par une synthèse inorganique (Chen, 1978). Celle-ci se développe en milieu réducteur, les formes de ces framboïdes et leur taille ressemblent à ceux décrits dans les sédiments de la mer rouge et signalés comme étant d'origine diagénétique (Pierret et al., 2000). Nous avons observé aussi dans quelques photos des formes qui nous laissent penser à des restes de bactéries. Le mécanisme le plus simple expliquant la formation précoce des pyrites est l'influence de la réduction bactérienne des sulfates lors des premiers mètres d'enfouissement, comme cela est observé dans la majorité des sédiments marins contenant de la matière organique réactive (Golddhaber, 2002 cité par Guihem, 2006). Dans tous les cas, la présence abondante de ceux-ci indique un sédiment riche en matière organique (il n'existe pas nécessairement une relation simple entre la teneur en pyrite et la teneur en MO selon Pierret et al., (2000)).

On note ainsi la présence d'éléments siliceux et carbonatés quelques fois bien conservés dans les sédiments GoG, quelques éléments repérés par des ronds dans la figure (4.9), d'autres qui sont présentés dans la figure (4.10).

La cimentation peut être le résultat d'une recristallisation de carbonates biogéniques en calcite inorganique au cours de la diagenèse, qui résulte de la solubilité des carbonates biogéniques (calcites magnésiennes, aragonite). Ce phénomène, couramment décrit dans les sédiments marins (Elderfield, 1986 ; Gieskes et al., 1986), opère dès les premiers mètres d'enfouissement (Tribble, 1993).

En effet quel que soit les processus de diagenèse, on note la présence abondante de ces éléments, leur présence est caractéristique des deux premiers stades de diagenèse où l'activité biologique est importante. Cette activité biologique, dans le site où a été prélevée la carotte livrée à l'Ecole Centrale Paris, a été aussi démontrée par des scanners radiographiques effectués à l'IFP. Les résultats ont montré que celle-ci est plus élevée que dans les autres sites de prélèvement. Les processus des premiers stades de diagenèse pourraient développer une cimentation dans la structure argileuse.



1.2. COMPORTEMENT SUR CHEMIN TRIAXIAL

Avant d'étudier le comportement de l'argile GoG sur chemins triaxial dans l'état intact (non remanié), nous allons d'abord étudier celui-ci dans l'état remanié afin de fixer les propriétés intrinsèques de l'argile (Biarez et Favre, 1977 ; Burland, 1990). La déformation dans cet état (remanié normalement consolidé) ne dépend que du tenseur des contraintes appliquées (Biarez et Hicher, 1994 ; Hattab et Hicher, 2004).

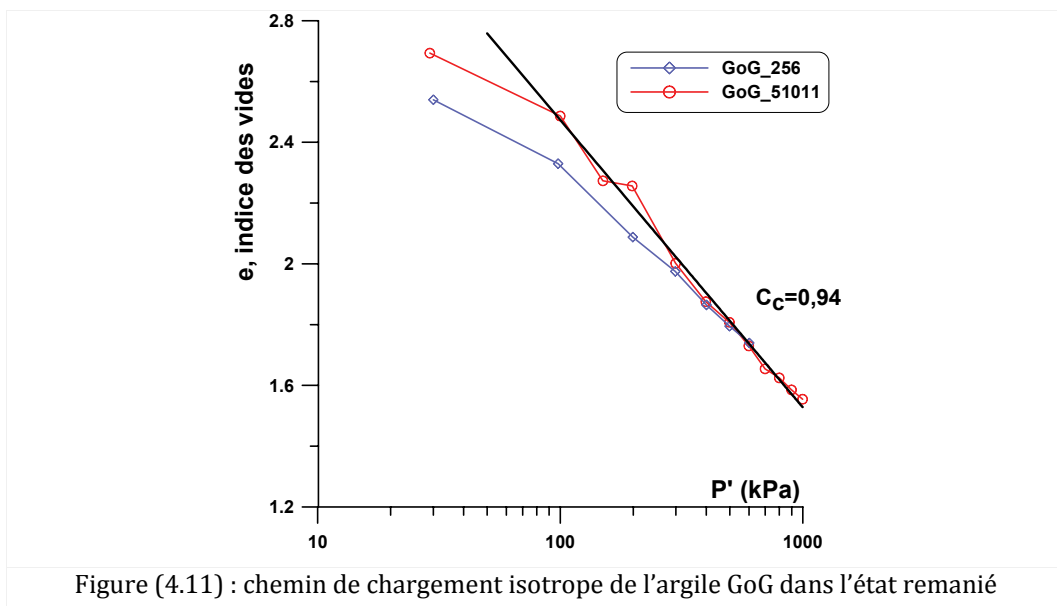
1.2.1 COMPORTEMENT DE L'ARGILE GOG A L'ETAT REMANIE RECONSTITUE

L'argile GoG a été remaniée et préparée selon les procédures décrites dans le chapitre 2 (§ 1.1.4.4). L'argile intacte est soigneusement et progressivement remaniée en ajoutant de l'eau distillée pour obtenir une teneur en eau finale de $1,5w_L$, ensuite la boue obtenue est versée dans un consolidomètre de 40 mm de diamètre, et consolidée jusqu'à 80 kPa de contrainte verticale effective. Les échantillons destinés aux essais triaxiaux ont été préparés sous la forme d'éprouvettes cylindriques de 35 mm de diamètre et 53 mm de hauteur.

Plusieurs essais en condition drainée ont été réalisés à trois contraintes de consolidation isotrope, 100, 200 et 600 kPa, et un essai CIU a été réalisé à une contrainte de consolidation isotrope de 200 kPa. La vitesse d'écrasement appliquée pour les essais drainés est égale à 0,0002 mm/min ; pour l'essai non drainé celle-ci est égale à 0,001 mm/min.

1. Consolidation isotrope

Deux essais de consolidation isotrope (Fig. 4.11) ont été réalisés afin de fixer les paramètres du comportement isotrope : l'indice de compression C_c est égal à 0,94, valeur très proche de la valeur obtenue sur chemin œdométrique.



2. Cisaillement à $\sigma_3 = \text{constant}$

Plusieurs essais ont été réalisés sur des échantillons de bonne qualité. Le comportement dans les différents plans est présenté sur la figure (4.12) : dans le plan ($\varepsilon_1 - \varepsilon_v$) l'argile montre une importante contractance, avec un comportement analogue à celui de la montmorillonite, c'est-à-dire que la déformation volumique est moins importants pour une contrainte de consolidation isotrope plus importante [$\varepsilon_v(100 \text{ kPa}) > \varepsilon_v(600 \text{ kPa})$]. Ce comportement contractant est confirmé par l'essai non drainé qui montre une augmentation importante de la pression interstitielle.

Les essais drainés et non drainés nous permettent de déterminer les paramètres de l'état critique, défini par une droite de pente $M = 1,0$ dans le plan ($p'-q$) (Fig. 4.12) qui correspond à un angle de frottement de $25,4^\circ$. Dans le plan ($\log p' - e$) cet état correspond à une droite d'état critique (CSL) parallèle à la droite de consolidation isotrope (ICL).

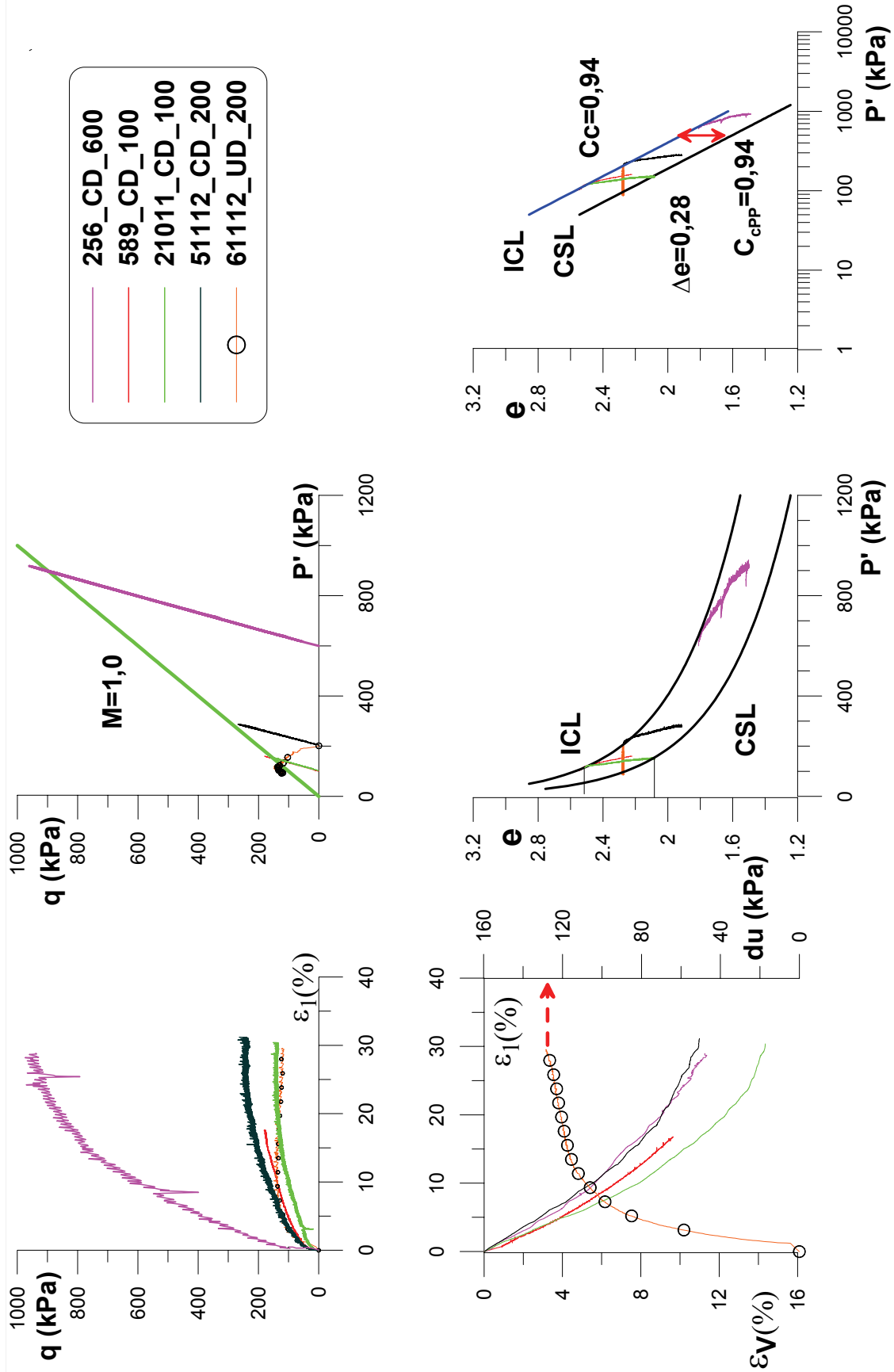
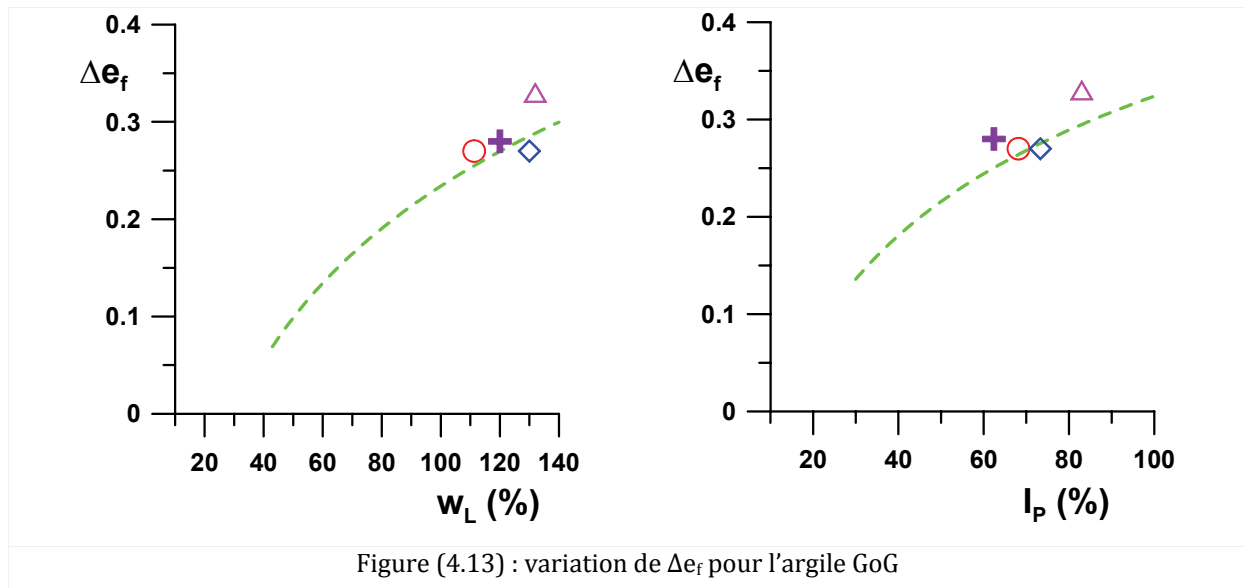


Figure (4.12) : comportement de l'argile GoG sur chemin triaxial drainé à σ_3 = constant

3. Discussion

a. Déformation

En déterminant les valeurs de Δe_f dans chaque essai, et en les comparant avec la corrélation proposée dans cette étude (Cf. Chapitre 3), on obtient la figure (4.13) qui montre qu'en termes de déformation volumique, le comportement de l'argile GoG présente la même tendance que le mélange dominé par la montmorillonite.

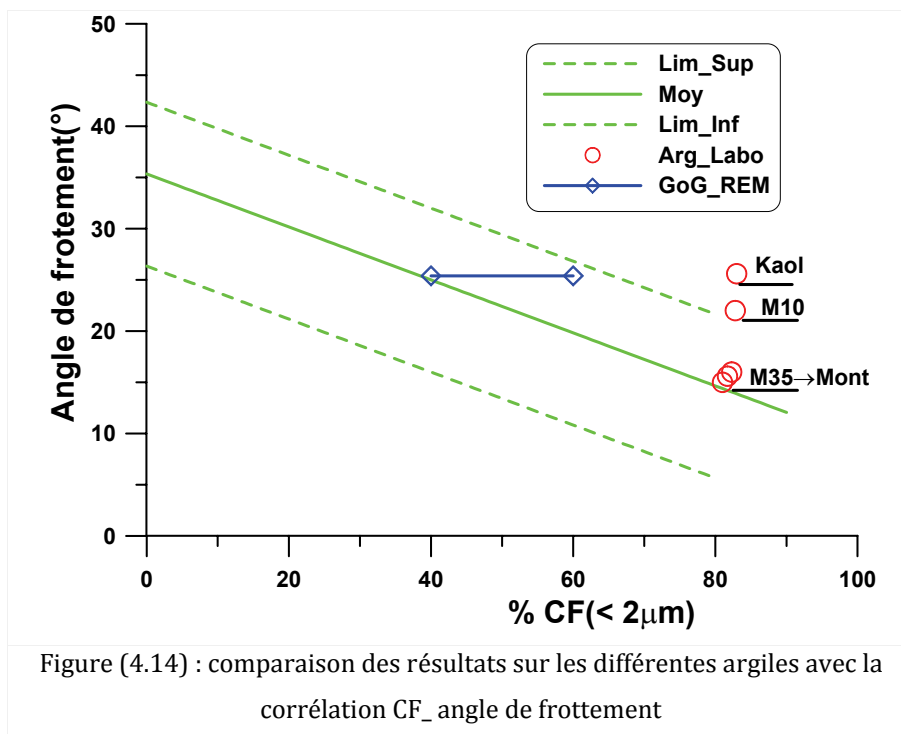


b. Résistance

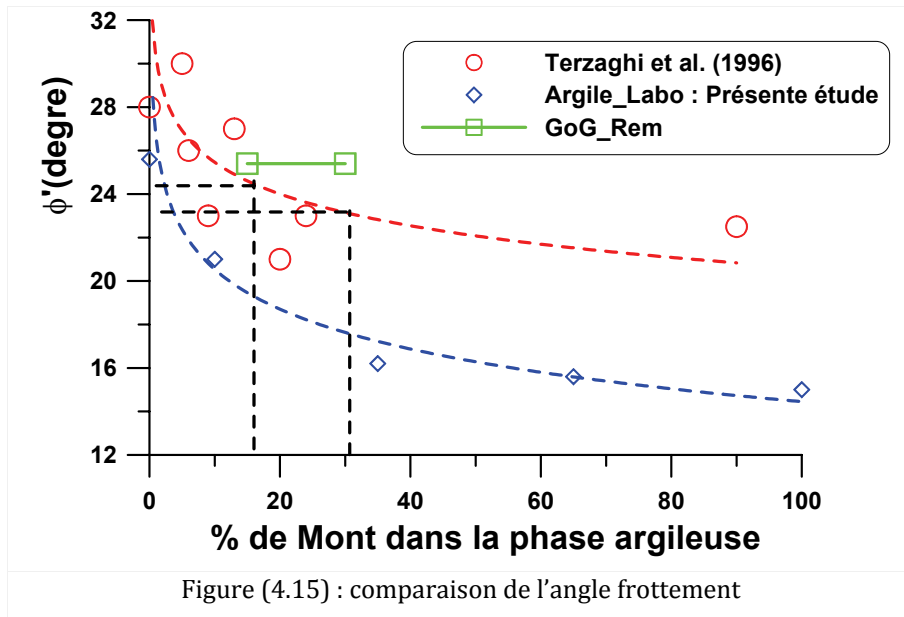
En termes de résistance, l'argile GoG à l'état remanié reconstitué présente une résistance plus élevée que les argiles de laboratoire présentées dans cette étude (§ 1.2.2 chapitre 3). Plusieurs causes peuvent être responsables de cette différence, les différences granulométriques et minéralogiques nous semblent les plus importantes dans ce cas. L'argile GoG contient beaucoup de minéraux différents qui peuvent probablement influencer sur le comportement et expliquer ces différences. Par ailleurs, la fraction argileuse dans l'argile GoG représente 40 à 60% du matériau alors que pour les argiles du laboratoire celle-ci représente plus de 80%. Nous avons présenté l'évolution de l'angle de frottement en fonction du pourcentage de fines dans le matériau à partir des valeurs tirées de la littérature (voir § 1.2.1A chapitre 1). A partir de cette présentation nous pouvons proposer la corrélation donnée par (éq. 4.4) où (a) et (c) représentent la limite supérieure et la limite inférieure des variations de l'angle de frottement, respectivement, et (b) représente la corrélation des valeurs moyennes :

$$\left. \begin{aligned}
 \phi' &= 0,258.CF - 42,35 & (a) \\
 \phi' &= 0,258.CF - 35,35 & (b) \\
 \phi' &= 0,258.CF - 26,35 & (c)
 \end{aligned} \right\} (4.4)$$

Nous avons indiqué que la fraction argileuse de l'argile GoG représentait 40 à 60 % du matériau, nous pouvons voir sur la figure (4.14) que l'angle de frottement de l'argile GoG à l'état remanié est bien encadré par cette corrélation, il se situe dans la partie supérieure de celle-ci.

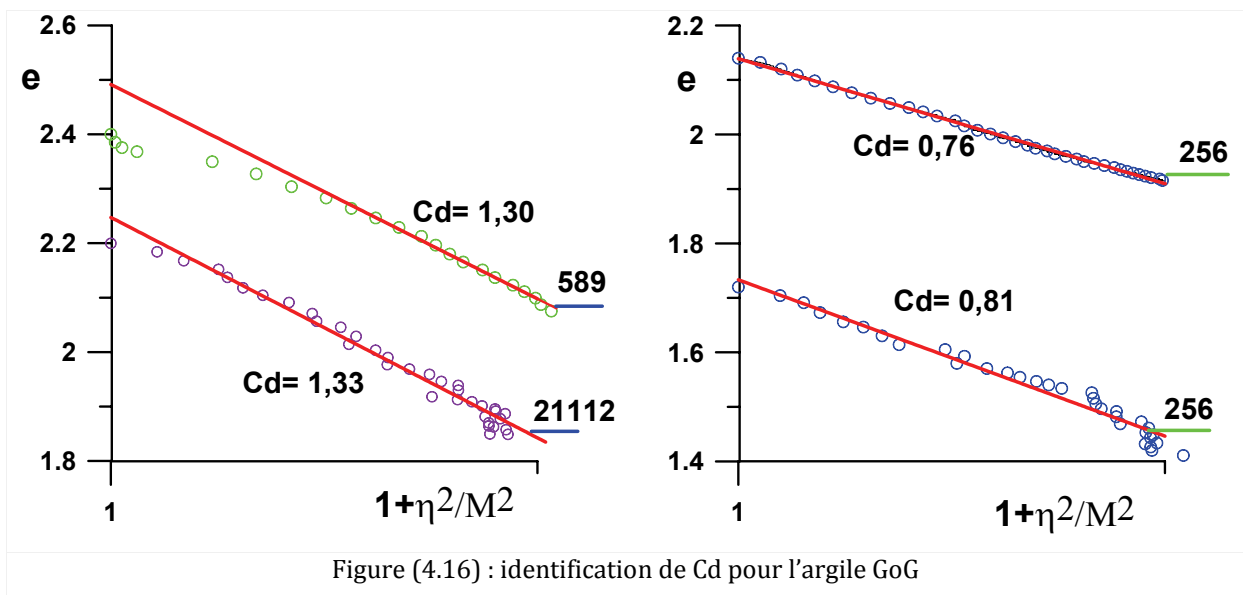


Nous avons voulu aussi voir l'effet de la présence de la montmorillonite dans la composition minéralogique de l'argile. A travers les valeurs que nous avons pu trouver dans la littérature, nous pouvons voir sur la figure (4.15) que la valeur de l'angle de frottement obtenue pour l'argile GoG est proche des valeurs trouvées dans la littérature, présentées en fonction du pourcentage de montmorillonite dans la composition minéralogique, et supérieure aux valeurs obtenues dans le cas des argiles préparées au laboratoire.



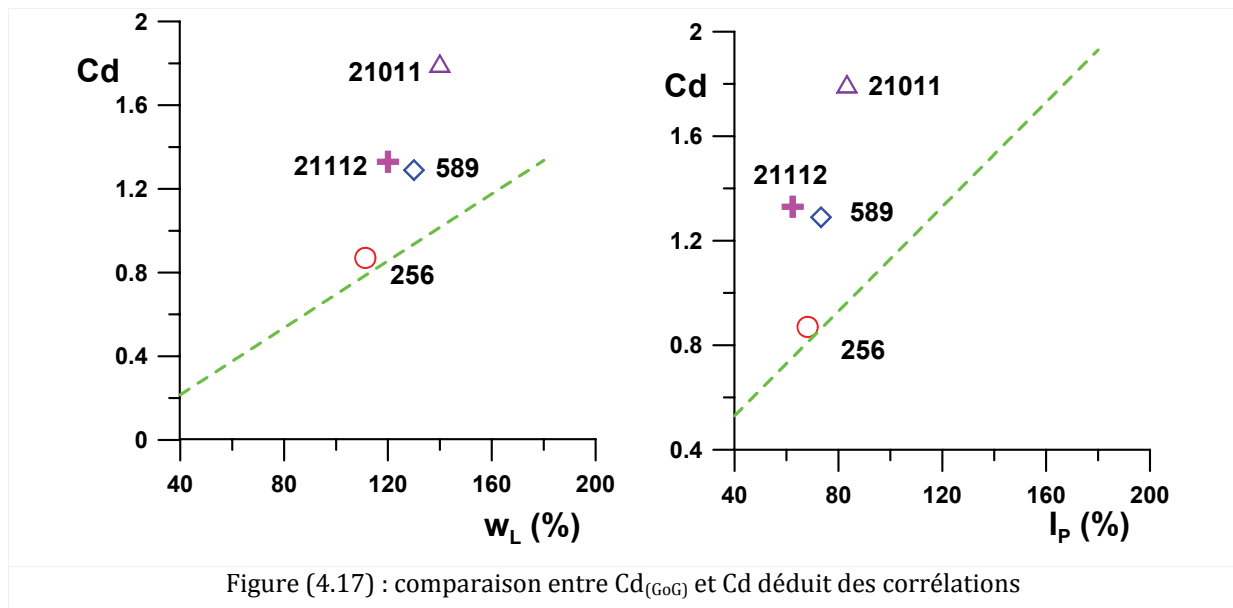
Nous avons montré dans le chapitre précédent (chapitre 3) que la pente C_d de la courbe $(\log 1+\eta^2/M^2-e)$ restait la même pour une argile donnée et que cette pente était fonction des propriétés de nature du matériau.

L'identification de la pente C_d de l'argile GoG dans son état remanié (Fig. 4.16) montre que celle-ci n'est pas identique pour toutes les éprouvettes : les essais réalisés sur l'éprouvette 256 montrent une pente inférieure à la pente identifiée pour les autres éprouvettes (589, 21112), ce résultat est en bon accord avec les résultats d'identification (valeur au bleu de méthylène qui montrent des valeurs autour de 3,5 jusqu'à 7 m de profondeur et autour de 5 au delà de cette profondeur). Il faut noter que les 7 m supérieurs de sédiments ont été déposés pendant la période post glaciation durant les 20 000 dernières années.



La comparaison des valeurs de C_d avec la corrélation proposée dans le chapitre 3 (Fig. 4.17) montre que les valeurs $C_{d(GoG)}$ sont supérieures aux valeurs prévues par la corrélation, tandis que l'éprouvette 256

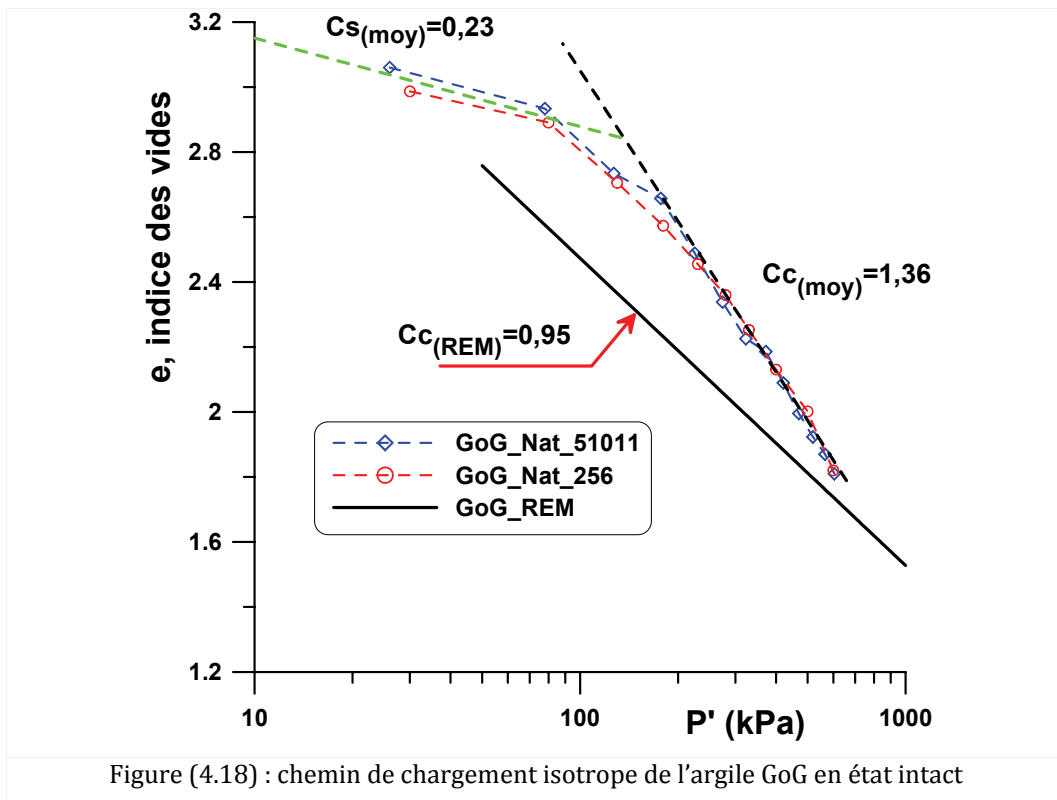
montre une valeur proche de la corrélation. Les valeurs de C_d pour les argiles de laboratoire étudiées dans le chapitre 3, sont respectivement de 0,54 ; 0,93 et 1,14 pour M35 ; M65 et la montmorillonite.



1.2.2 COMPORTEMENT DE L'ARGILE GOG A L'ETAT INTACT

1. Chargement isotrope

Le comportement des échantillons intacts sur chemin de chargement isotrope est présenté sur la figure (4.18) dans le plan $(\log p'-e)$. La courbe montre un seuil, autour de $P'_0 = 76$ kPa, à partir duquel la dégradation de la structure commence. La détérioration de la cimentation est progressive. En effet jusqu'à une contrainte de consolidation de 600 kPa, les courbes n'atteignent pas l'état remanié alors que, sur chemin œdométrique, nous avons vu que les courbes rejoignaient l'état remanié, ce qui veut dire que la partie déviatorique de la contrainte sur chemin œdométrique induit un endommagement plus rapide de la structure. La compressibilité sur les deux chemins est similaire.



2. Comportement sur chemin triaxial à $\sigma_3 = \text{constant}$

Les essais ont été réalisés sur chemin drainé et non drainé avec des contraintes de consolidation isotrope qui varient entre 10 et 600 kPa pour les essais drainés, et entre 15 et 50 kPa pour les essais non drainés. La vitesse d'écrasement a été calculée de la même façon que pour les autres matériaux (chapitre 2), elle est égale à 0,02 mm/h pour les essais drainés et 0,1 mm/h pour les essais non drainés.

Pour la présentation des résultats nous avons choisi de diviser les essais en deux domaines, un premier qui est le domaine des faibles contraintes dans lequel les contraintes de consolidation isotrope sont très petites, de l'ordre de la contrainte in situ ou un peu au dessus, et un deuxième domaine qui est le domaine des fortes contraintes où les contraintes appliquées sont nettement supérieures aux contraintes in situ. Dans le premier domaine on montre que la cimentation n'est pas détruite par la phase de consolidation isotrope tandis que dans le second domaine, la consolidation isotrope provoque une déstructuration progressive.

La figure (4.18) montre les résultats des essais drainés (Fig. 4.19a) dans les plans $(\varepsilon_1 - q)$ et $(\varepsilon_1 - \varepsilon_v)$ et ceux des essais non drainés (Fig. 4.19b) dans les plans $(\varepsilon_1 - q)$ et $(\varepsilon_1 - \delta u)$ pour l'argile GoG intacte dans le domaine des faibles contraintes.

Dans le plan (ε_1 - q) de la figure (4.19a), nous constatons qu'un seul essai (Dr_589_40kPa) montre un pic suivi par un palier, dans les autres essais les contraintes déviatoriques évoluent jusqu'à de grandes valeurs de déformation axiale, ce qui signifie que l'endommagement de la cimentation se fait progressivement. Ce genre de comportement a été observé par plusieurs auteurs qui ont traité des argiles marines (Axelsson, 1977 ; Ahmed et al., 1977) et d'autres argiles naturelles (Cotecchia et Chandler, 2000) voir chapitre 1 (§ . 1.3.2.2B) Dans le plan (ε_1 - ε_v) le comportement est contractant, et l'argile GoG présente une grande déformation volumique.

La présence d'une cimentation se traduit sur le chemin non drainé par l'apparition d'un léger pic du déviateur (Fig. 4.19b) spécialement dans les essais UD_489_33 kPa et UD_389_40 kPa signalés par (*) dans la figure (4.19b). Dans le plan (ε_1 - δu) la pression interstitielle augmente d'une façon considérable pendant l'essai (Hattab et Favre, 2005).

Dans le domaine des faibles contraintes l'argile GoG a une cohésion de l'ordre de 8 kPa (Fig. 4.20). Sur cette figure, si l'on considère la droite en noir tiretée représentant la droite M de l'état critique définie pour l'argile GoG dans en état remanié, tous les essais sont au dessus de cette droite.

Nous constatons aussi que la résistance de l'essai UD_113 kPa est inférieure à celle correspondant aux contraintes de consolidation isotrope inférieures à 100 kPa (Dr_512 ; Dr_567 ; Dr_589 et UD_33 ; UD 40 etc...) ce qui veut dire que la dégradation de la structure a commencé.

Dans le plan ($\log p'$ - e), la contrainte de consolidation n'ayant pas dépassé la contrainte seuil de consolidation isotrope, tous les essais sauf UD_113 se situent sur la partie Cs de la courbe de consolidation isotrope, les droites, Cs_Nat ; ICL_Nat ; ICL_REM et CSL_REM représentent respectivement la courbe de consolidation isotrope de l'argile GoG intacte avant la contrainte seuil, la courbe de consolidation isotrope de l'argile GoG intacte après la contrainte seuil, la courbe de consolidation isotrope de l'argile GoG remaniée reconstituée et la courbe d'état critique déterminée dans l'état remanié de l'argile GoG.

Les résultats dans ce plan montrent que les essais réalisés sur l'argile GoG intacte n'atteignent pas l'état critique malgré la grande déformation axiale.

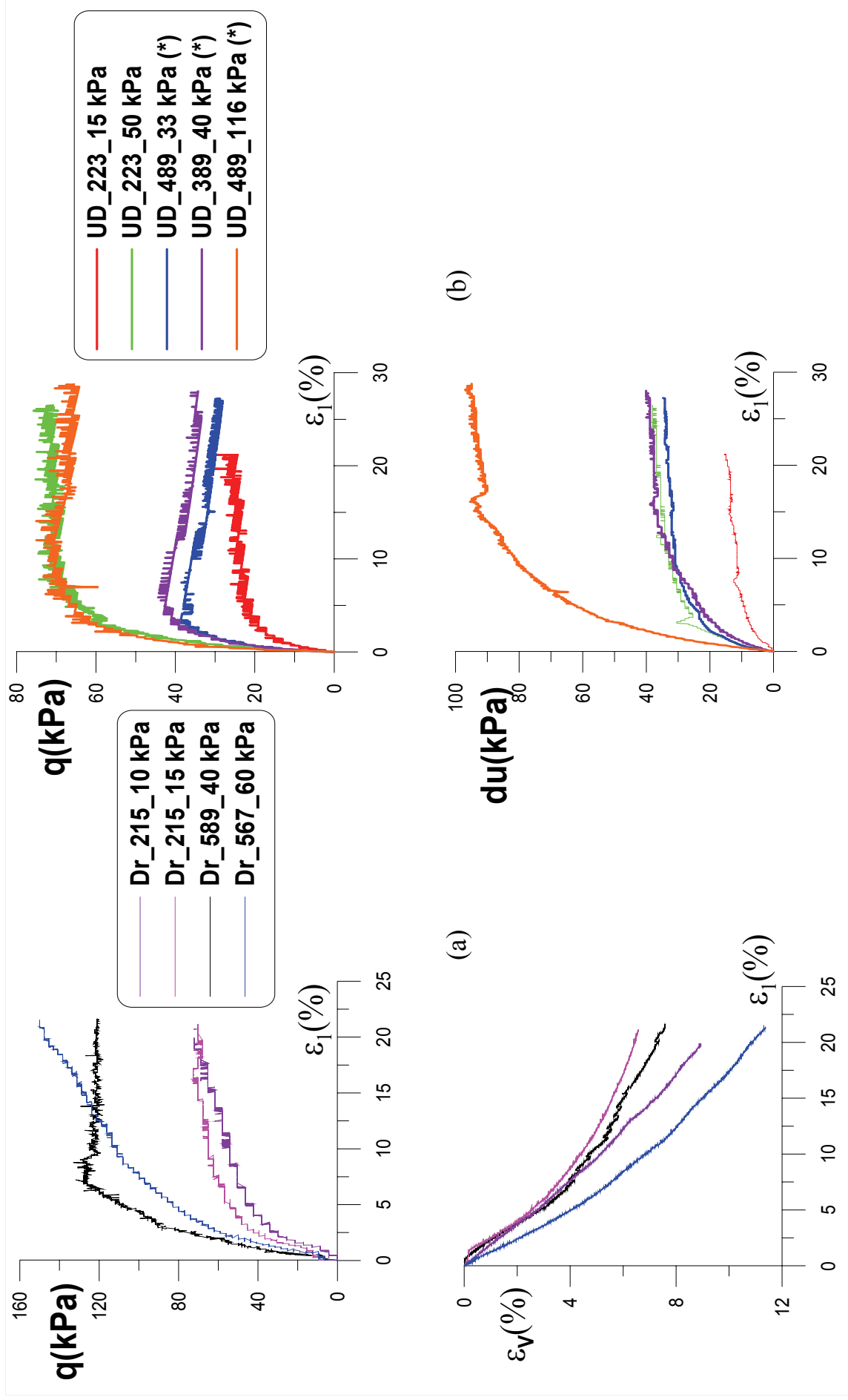
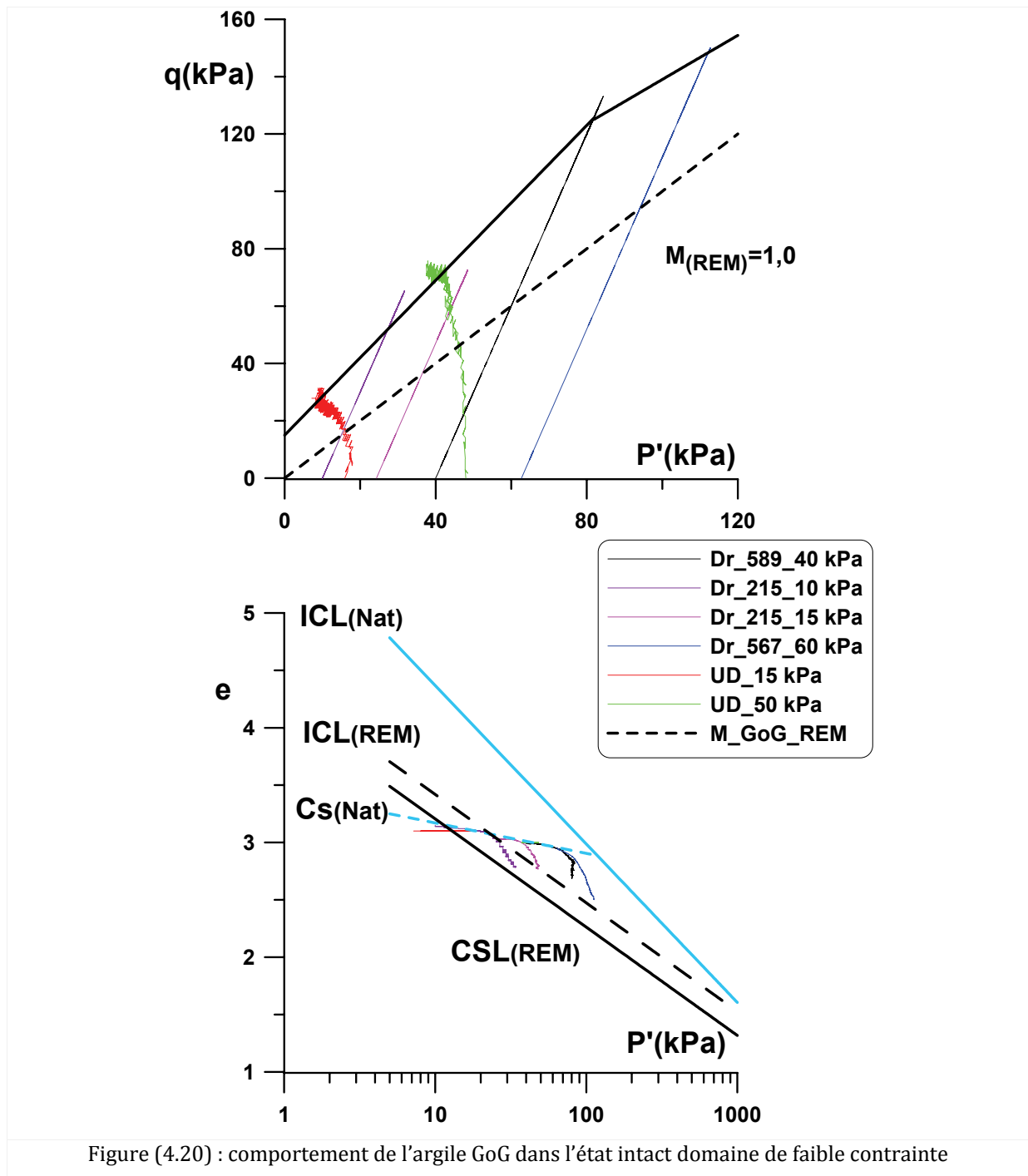


Figure (4.19) : comportement de l'argile GoG à l'état intact sur chemin drainé et non drainé dans le domaine des faibles contraintes < 100 kPa



La figure (4.21) représente le comportement de l'argile GoG dans le domaine des fortes contraintes, la droite d'état critique de GoG remaniée est reportée sur cette figure dans les plans (p'-q) ; (p'-e) et (log p'-e).

Dans le plan (p'-q) nous constatons que la résistance de GoG intact se situe au dessus de la ligne M, l'endommagement commence dans la phase de consolidation isotrope et se poursuit dans la phase de cisaillement.

La déformation volumique n'atteint pas un palier de stabilisation, elle continue à augmenter jusqu'à des grandes valeurs de la déformation axiale, dépassant les 12%.

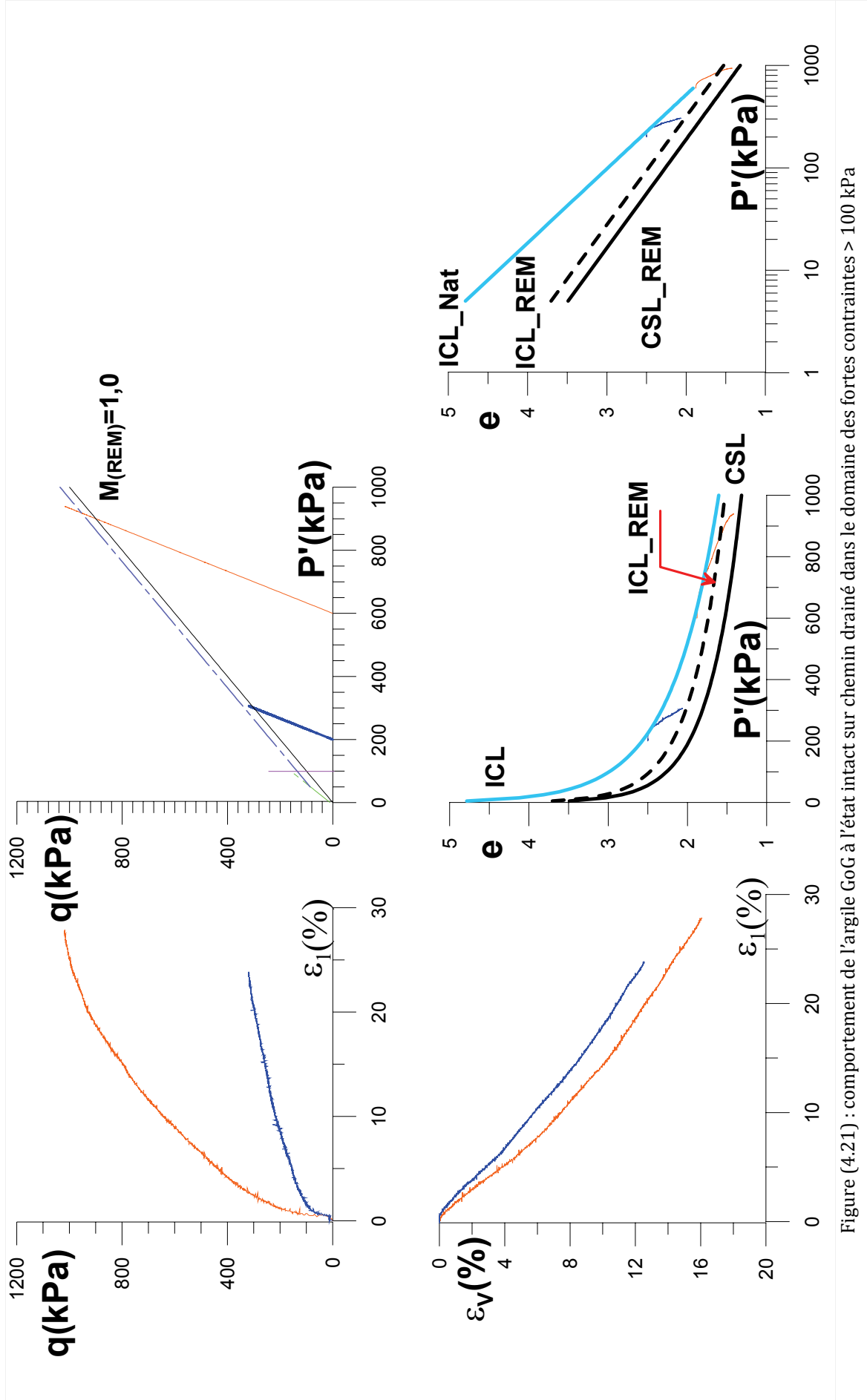
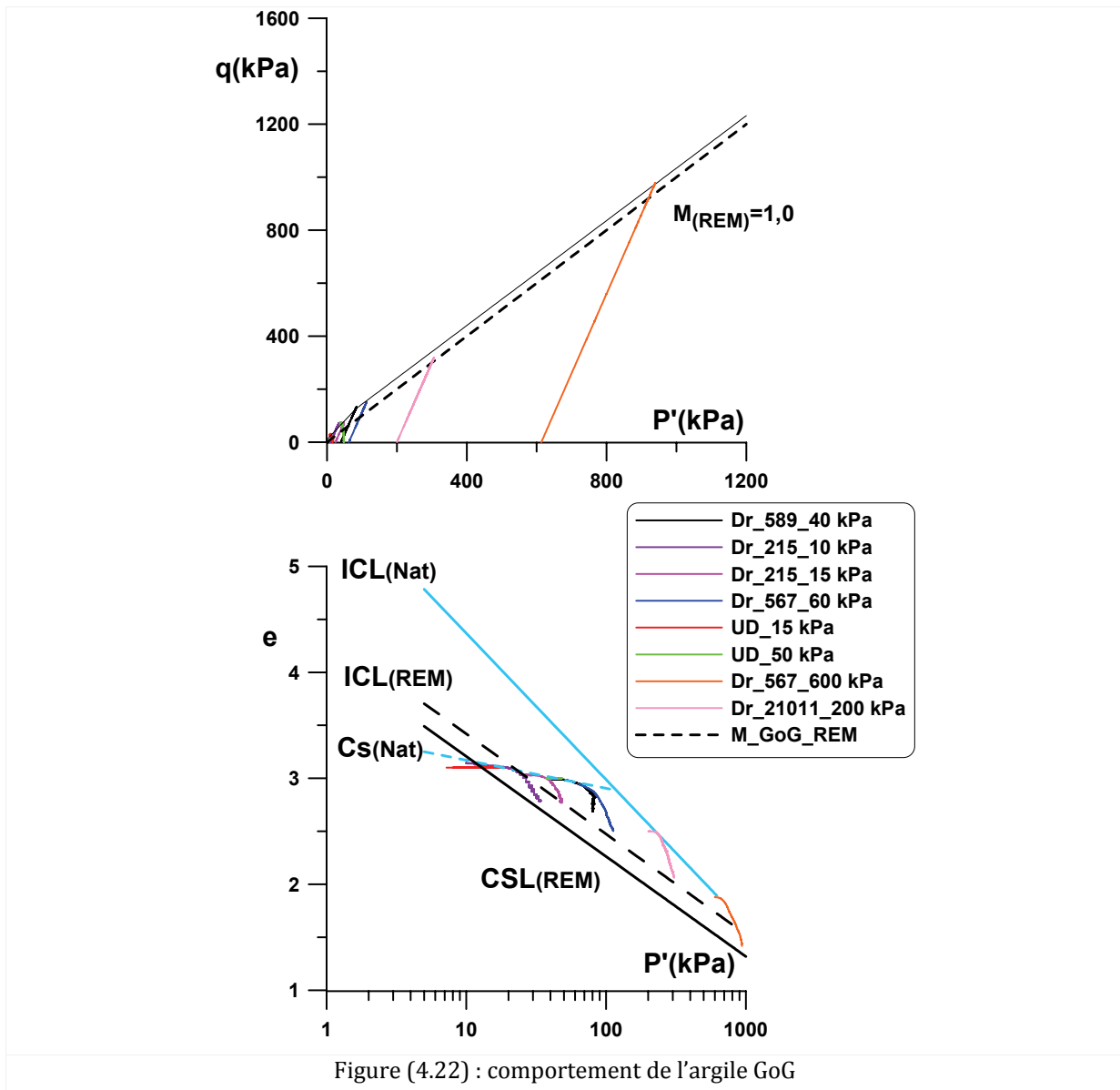


Figure (4.21) : comportement de l'argile GoG à l'état intact sur chemin drainé dans le domaine des fortes contraintes > 100 kPa

3. Synthèse

En regroupant tous les essais dans les domaines des faibles et fortes contraintes de consolidation, et en présentant les paramètres d'état critique définis dans l'état remanié M et CSL, on constate dans le plan ($p'-q$) (Fig. 4.22) que lorsque la contrainte de consolidation isotrope est inférieure à la contrainte seuil, la structure n'est pas encore endommagée, et l'endommagement est principalement effectué dans la phase de cisaillement. Les courbes montrent l'existence d'une cohésion de l'ordre de 8 kPa (les valeurs obtenues pour la cohésion non drainée de l'argile GoG varient entre 5 et 25 kPa selon la profondeur). Lorsque la contrainte de consolidation isotrope dépasse la contrainte du seuil (76 kPa), l'endommagement commence dans la phase de consolidation isotrope et continue dans la phase de cisaillement, jusqu'à une contrainte de consolidation de 600 kPa appliquée sur l'argile intacte, toute la cimentation n'est pas encore détruite. Dans le plan ($\log p'-e$) de la figure (4.22), les essais dans le premier domaine commencent à partir de la courbe Cs, alors que dans le deuxième domaine (fortes contraintes de consolidation) où la colle est déjà endommagée, les essais commencent à partir de la courbe Cc.

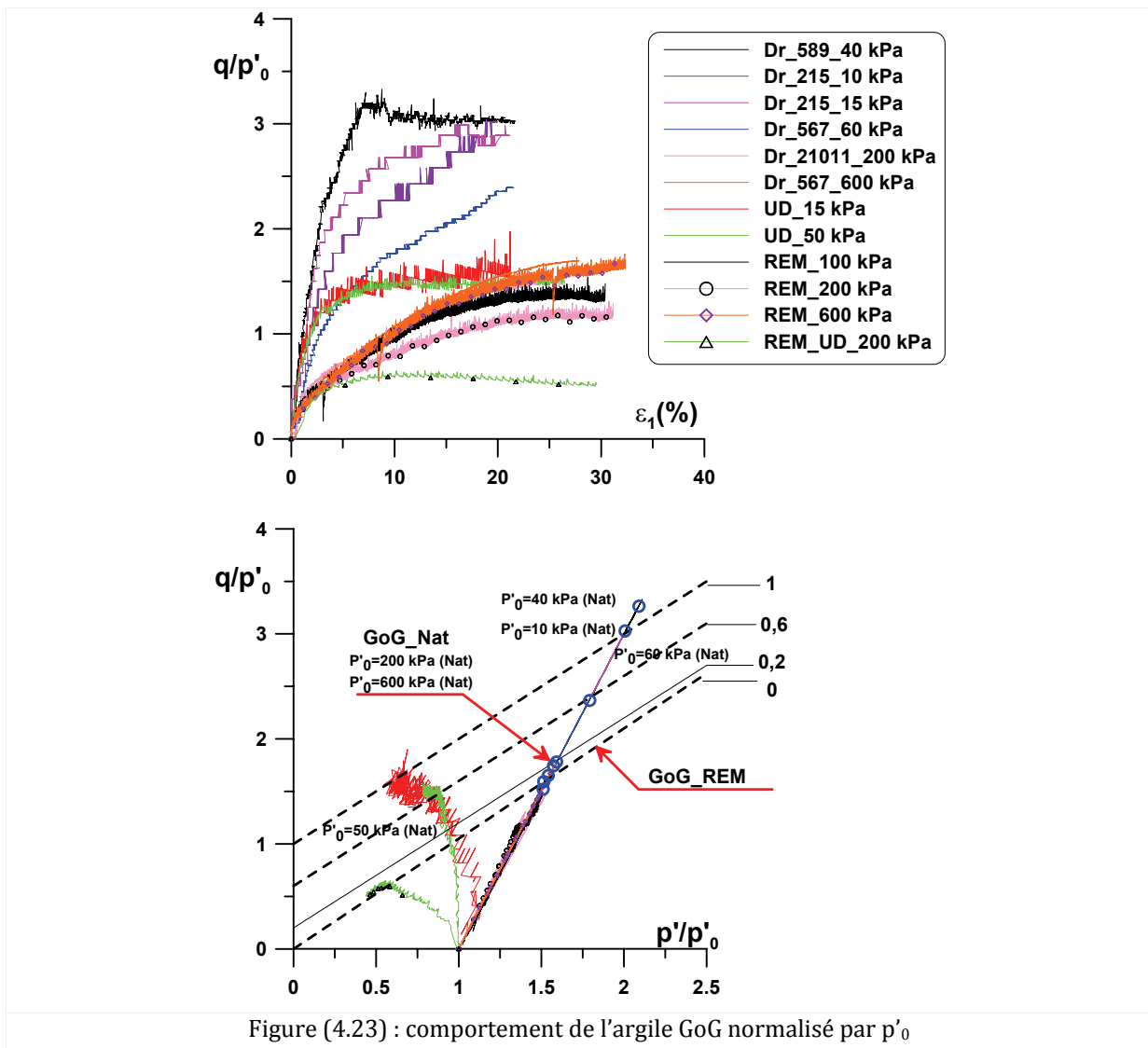


4. Discussion

a. Résistance

La figure (4.23) montre les résultats des essais dans les plans $(\varepsilon_1 - q/p'_0)$ et $(p'/p'_0 - q/p'_0)$, où la contrainte est normalisée par « p'_0 » contrainte de consolidation isotrope. Dans le premier plan on peut clairement constater l'état de l'endommagement atteint par le matériau après chargement mécanique. Les résultats confirment l'analyse précédente, on voit que pour une grande valeur de p'_0 les courbes (Dr_21011_200 ; Dr_567_600) se rapprochent du comportement remanié ce qui indique l'état avancé d'endommagement.

Dans le deuxième plan on voit que l'état de l'endommagement est gradué entre 1 et 0, la valeur 1 représentant l'argile intacte dans laquelle la structure n'est pas endommagée par la contrainte de consolidation isotrope, la valeur 0 correspondant à l'état remanié : les essais se situent entre ces deux limites, en fonction de leur état d'endommagement.



b. Déformation

Nous avons vu dans le chapitre précédent que les variations volumiques traduites dans le plan ($\log p'-e$) par les variations de l'indice des vides sont corrélées avec les propriétés de nature du matériau (w_L , I_p), et nous avons proposé une corrélation permettant de prévoir la valeur de Δe_f pour les argiles remaniées normalement consolidées en connaissant leurs propriétés de nature.

Pour les argiles naturelles la littérature offre peu de résultats présentés dans le plan ($\log p'-e$). A partir des résultats que nous avons trouvés, nous avons tracé sur la figure (4.24) la corrélation proposée pour les argiles remaniées en vert tireté, les Δe_f de la littérature par les ronds rouge, les valeurs de ceux-ci sont présentées dans le tableau (4.1), ainsi que les Δe_f obtenus pour l'argile GoG à la fin des essais sachant que celle-ci n'a pas atteint son état critique.

Nous constatons sur cette figure que les Δe_f des argiles naturelles sont supérieurs à ceux des argiles remaniées, et qu'il existe une corrélation entre ces valeurs (éq. 4.1 et 4.2). Les Δe_f de l'argile GoG à l'état intact sont supérieurs à ceux de l'état remanié reconstitué, ils se situent autour de la corrélation de l'argile naturelle.

Tableau 4.1 : Δe_f des argiles naturelles

Argile	w_L (%)	I_p (%)	Δe_f	auteurs
Bangkok	120	80	0,45	Balasubramaniam & Hwang, (1980)
Lagunillas	69	41	0,335	Lamb & Whitman, (1969)
Kawasaki II	93	59	0,307	
Kawasaki III	48	26	0,235	
Piza	76	47	0,19	Bishop & Lovenbry, (1969)
Drammen	33	15	0,08	Simons, (1960)
Grunide	55	30	0,12	Lade & Musante, (1978)
Guiche	63	34	0,22	Khemissa, (1992)

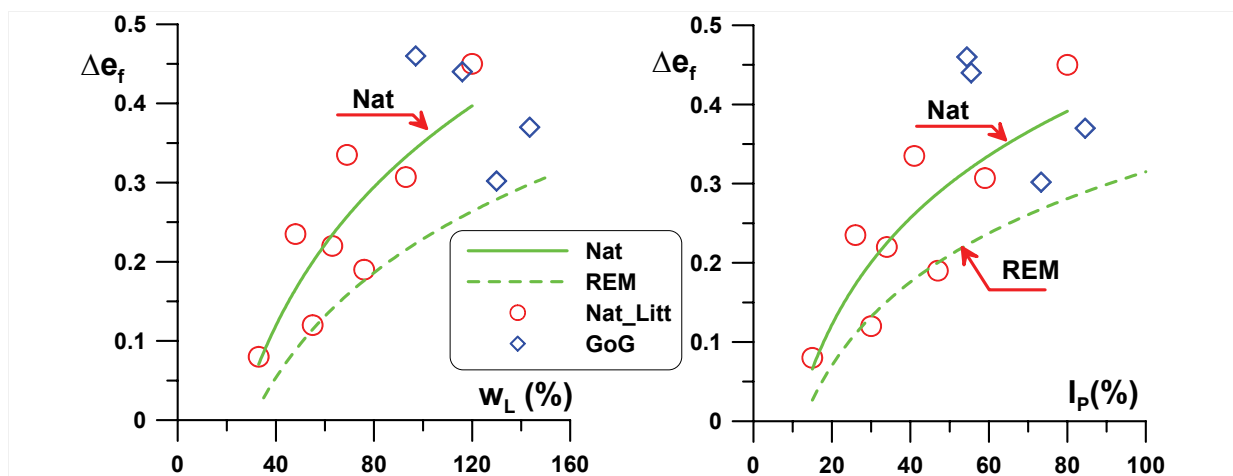


Figure (4.24) : corrélation entre les propriétés de nature et les valeurs de Δe_f pour les argiles naturelles et remaniées

L'indice des vides est une propriété qui reflète les propriétés d'arrangement. De ce fait la structure plus ouverte des argiles naturelles conduit à une déformation plus importante et par conséquent à des Δe_f plus grands, mais on constate que ceux-ci restent corrélables aux propriétés de nature w_L et I_p . Plus de résultats permettraient d'affiner les corrélations et peut-être de proposer une plage de variation de ce paramètre lors du chargement axial pour les argiles de différentes natures minéralogiques.

c. Anisotropie

L'anisotropie de la texture dans les argiles est due à l'effet de la gravité sur les conditions de sédimentation. Plusieurs auteurs ont signalé que l'effet de celle-ci sur la pression interstitielle est important. En faisant des essais sur l'argile d'Osaka depuis de la direction verticale jusqu'au plan horizontal, [Adachi et al. \(1991\)](#) ont montré que, dans tous plans, le matériau atteignait le même point final.

Dans le but d'étudier cet effet sur l'argile GoG, nous avons réalisé deux essais non drainés à σ_3 constant, sur le même sous-tronçon : dans le premier, une éprouvette a été découpée dans le plan vertical avec $H = 53$ mm et $D = 35$ mm, alors que la deuxième a été découpée dans le plan horizontal avec les mêmes dimensions. La figure (4.25) montre les résultats obtenus dans les plans (ε_1-q) ; $(p'-q)$; $(\varepsilon_1- du)$; $(\log p'-e)$; (ε_1-q/p'_0) et $(p'/p'_0-q/p'_0)$.

A partir de ces résultats nous pouvons constater que l'effet de l'anisotropie n'est pas remarquable, dans les plans (ε_1-q) ; $(p'-q)$; $(\varepsilon_1- du)$; $(\log p'-e)$, les deux essais atteignant le même état final. C'est seulement dans les plans normalisés que l'on peut voir une légère différence. Les résultats de [Lumb \(1997\)](#) sur l'argile marine de Hong Kong montrent que statistiquement cette différence n'est pas significative.

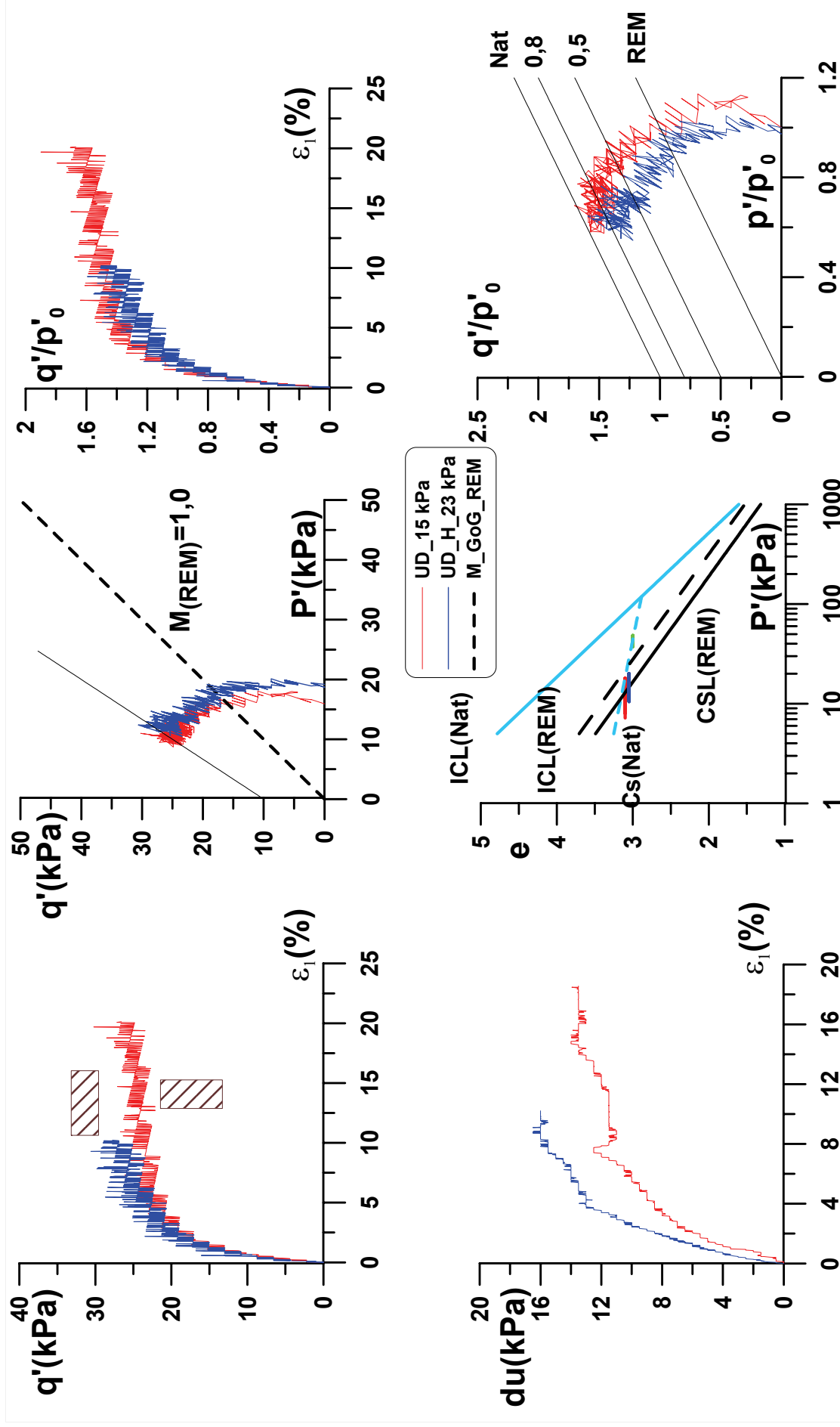


Figure (4.25) : effet le anisotropie sur le comportement de l'argile GoG

2. EVOLUTION DE LA MICROSTRUCTURE

L'étude au niveau local (micro) a été effectuée par porosimétrie au mercure (PAM) et par microscopie électronique à balayage (MEB) dans le but de définir les mécanismes de déformation au sein de l'argile GoG à l'état intact et à l'état remanié reconstitué sur les différents chemins de contrainte, œdométrique, isotrope et de cisaillement. Cela permettra également de vérifier l'approche de [Biarez et al. \(2000\)](#) qui considère les argiles naturelles comme des grains (agrégats) liés par une cimentation (colle). Les techniques de préparation sont indiquées en détail dans le chapitre 2 (§ 1.2.1).

Nous allons suivre la même méthodologie que dans le chapitre 3 pour décrire l'évolution de l'espace poral ainsi que de l'arrangement des particules (agrégats).

2.1. ETUDE DE L'ESPACE PORAL

2.1.1 CHEMIN ŒDOMETRIQUE

Pour pouvoir comparer les différents matériaux étudiés nous avons choisi d'étudier la microstructure de l'argile GoG à l'état intact et remanié reconstitué sous les mêmes contraintes que pour les argiles de laboratoire (chapitre 3), c'est-à-dire sous des contraintes verticales effectives de 35, 200 et 1000 kPa. A la fin de chaque essai œdométrique l'éprouvette est soigneusement récupérée et soumise aux mêmes procédures de préparation. Pour GoG à l'état intact nous avons comparé avec un échantillon dans l'état initial prélevé directement dans la carotte et soumis à une contrainte en place de 36,6 kPa.

a) GoG à l'état intact

Les trois échantillons prélevés directement et délicatement dans la carotte et destinés à l'étude microscopique sont : un échantillon pour étudier la microstructure dans l'état initial (consolidation in situ) ; deux autres échantillons pour l'étude sur chemin œdométrique à 200 et à 1000 kPa.

La figure (4.26) montre une porosité bimodale de l'argile GoG : la première est la porosité inter agrégat située autour d'un diamètre moyen de 1 μm et qui représente plus de 92% de la porosité totale dans l'état initial sous la contrainte in situ $\sigma'_{v0} = 36,6$ kPa (Fig. 4.27), et la deuxième est la porosité intra-agrégats située autour d'un diamètre moyen de 0,07 μm . Sous la contrainte œdométrique la déformation se fait au niveau de la porosité inter-agrégats, dont la participation à la porosité totale diminue en fonction de la contrainte appliquée : 68% à 1000 kPa. La porosité intra agrégats reste inchangée dans ce domaine de contraintes.

La comparaison des indices des vides calculés pendant l'essai œdométrique et par le volume de mercure injecté e_{Hg} (Fig. 4.26) dans le plan ($\log \sigma'_{v-e}$) montre un quasi parallélisme entre les deux courbes.

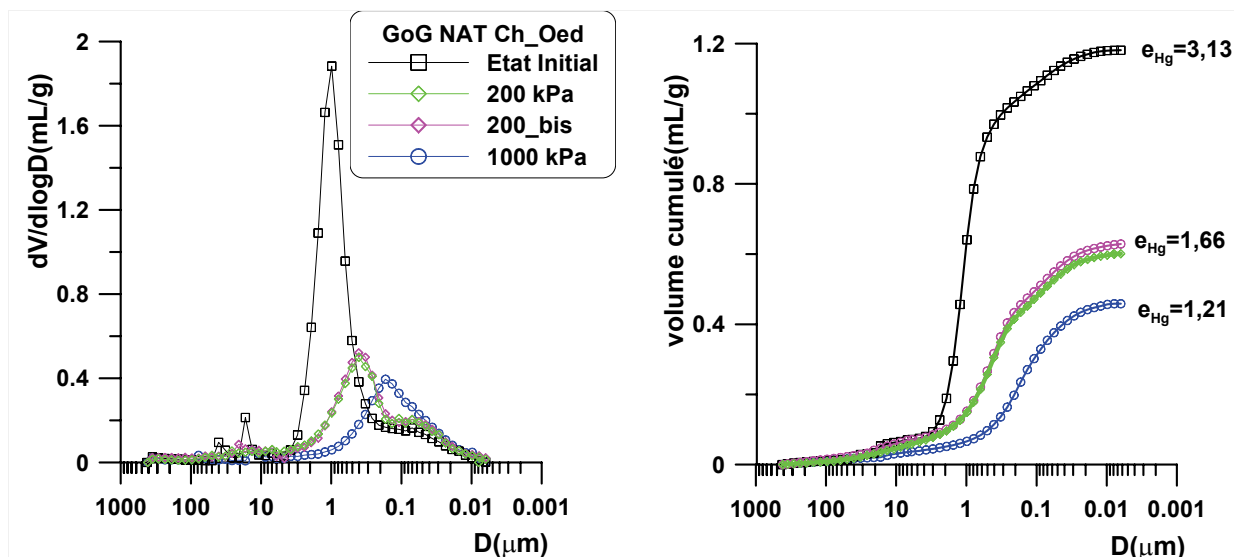


Figure (4.26) : évolution de l'espace poral de l'argile GoG intacte sous chargement œdométrique

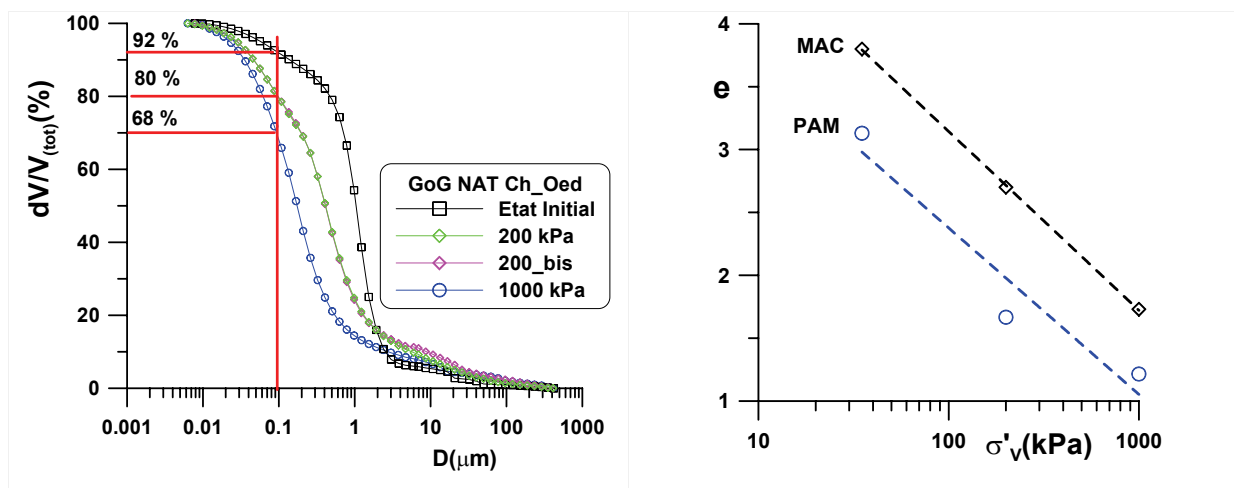


Figure (4.27) : $dV/V_{(tot)}$ en fonction de D

Figure (4.28) : indices des vides MAC et PAM

b) GoG à l'état remanié reconstitué

De même l'argile GoG remaniée montre une porosité bimodale inter et intra agrégats (Fig. 4.29), avec presque la même évolution du diamètre d'accès sous contrainte œdométrique, les variations peuvent venir de l'hétérogénéité du matériau. La figure (4.30) montre l'évolution la participation de chaque type de porosité dans la porosité totale: la participation de la porosité inter agrégats diminue avec l'augmentation de la contrainte appliquée, l'évolution de l'indice des vides e_{Hg} montre un quasi parallélisme avec e_{MAC} , sauf pour l'essai à 35 kPa où la valeur de PAM est plus faible.

Les résultats obtenus sur les différents matériaux analysés dans cette étude montrent que la déformation dans le domaine de contrainte jusqu'à $\sigma'_v = 1000$ kPa se fait au niveau des grands pores, et que les petits pores ne sont pas encore concernés

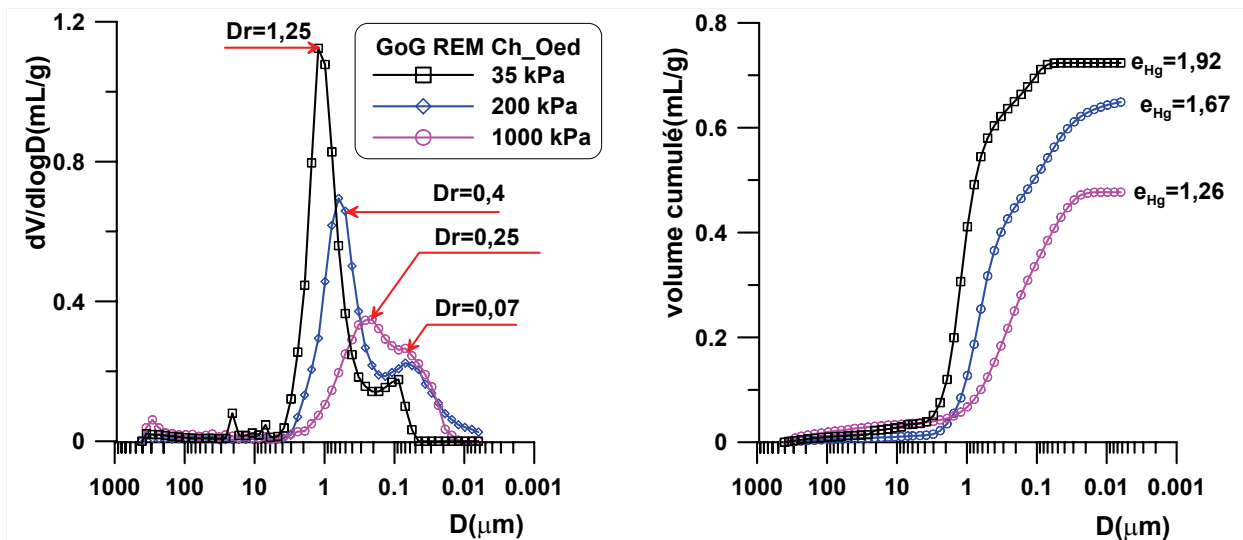


Figure (4.29) : évolution de l'espace poral de l'argile GoG remaniée sous chargement œdométrique

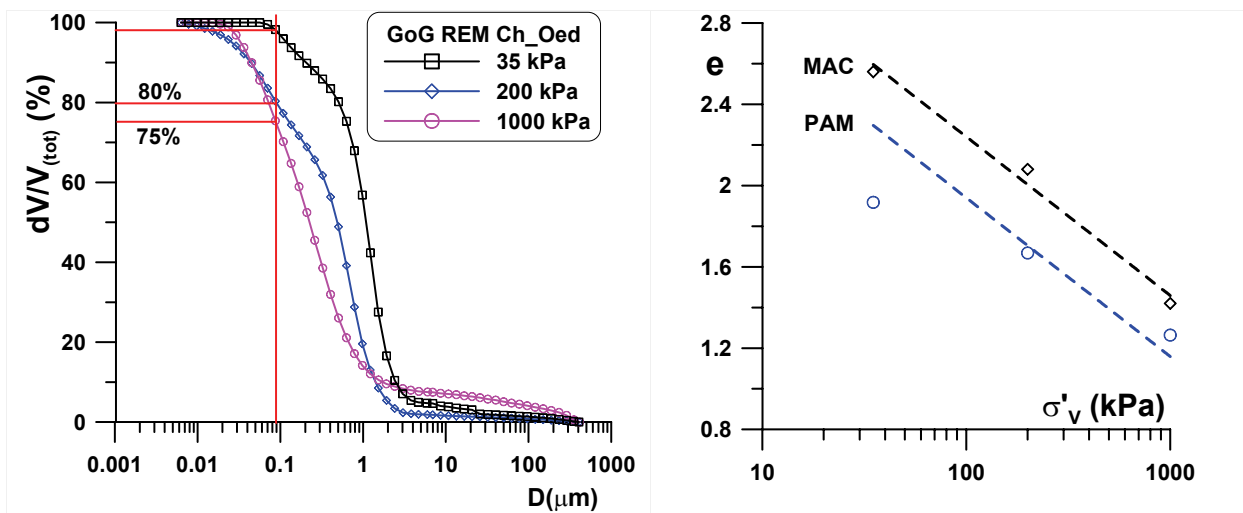


Figure (4.30) : $dV/V_{(tot)}$ en fonction de D

Figure (4.31) : indices des vides MAC et PAM

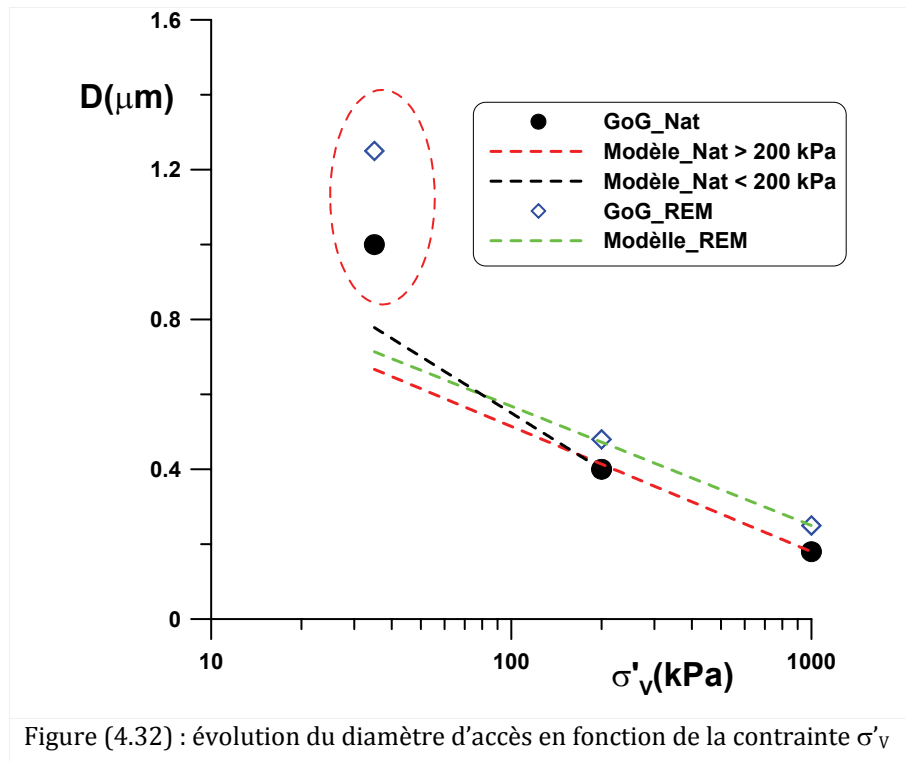
c) Discussion

1. Test du modèle proposé pour l'évolution du diamètre d'accès aux pores Dr pour l'argile GoG intacte et remaniée

Nous avons proposé dans le chapitre 3 (§ 2.1.2) un modèle expérimental permettant de calculer l'évolution du diamètre d'accès pendant le chargement œdométrique. Nous avons appliqué ce modèle à l'argile GoG dans les deux états intact et remanié, en nous basant sur le fait que la déformation se fait au niveau des pores inter-agrégats et que la porosité intra-agrégats reste constante. La figure (4.32) montre que ce modèle représente bien l'évolution du Dr (les indices de compression utilisés pour l'état intact sont

les indices Cc_1 entre σ'_{vy} et 200 kPa et Cc_2 entre 200 et 1000 kPa), mais que la valeur de D_r de l'état intact initial est légèrement supérieure à la valeur prévue par le modèle.

Pour GoG remaniée, le modèle est valable pour une contrainte de consolidation supérieure ou égale à 200 kPa ; pour l'essai à 35 kPa, le D_r est très loin de la valeur prévue par le modèle.



2. Indice des vides et diamètre d'accès

La représentation de l'indice des vides en fonction du diamètre d'accès moyen (Fig. 4.33) montre que l'évolution de celui-ci est linéaire dans le plan ($\log D_r - \log e$), et que la relation entre ces deux paramètres a la forme suivante (éq. 4.5) :

$$e = \alpha \cdot \left(\frac{D_r}{D_{r0}} \right)^\beta \quad (4.5)$$

α est l'indice des vides initial égal à e_0 lorsque le diamètre moyen D_r est égal au diamètre moyen initial D_{r0} , β est la pente de la courbe.

La caractérisation des paramètres α et β pour les argiles étudiées nous a montré qu'il existait une corrélation entre ces paramètres et les propriétés de nature w_L et I_p (Fig. 4.34). On peut définir ces corrélations par les systèmes d'équations suivants (éq. 4.6) :

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0,02(w_L + 38) \\ \alpha = 0,03(I_p + 31,6) \end{array} \right\} \mapsto (a) \quad \left. \begin{array}{l} \beta = 0,0016w_L + 0,233 \\ \beta = 0,0023I_p + 0,248 \end{array} \right\} \mapsto (b) \quad (4.6)$$

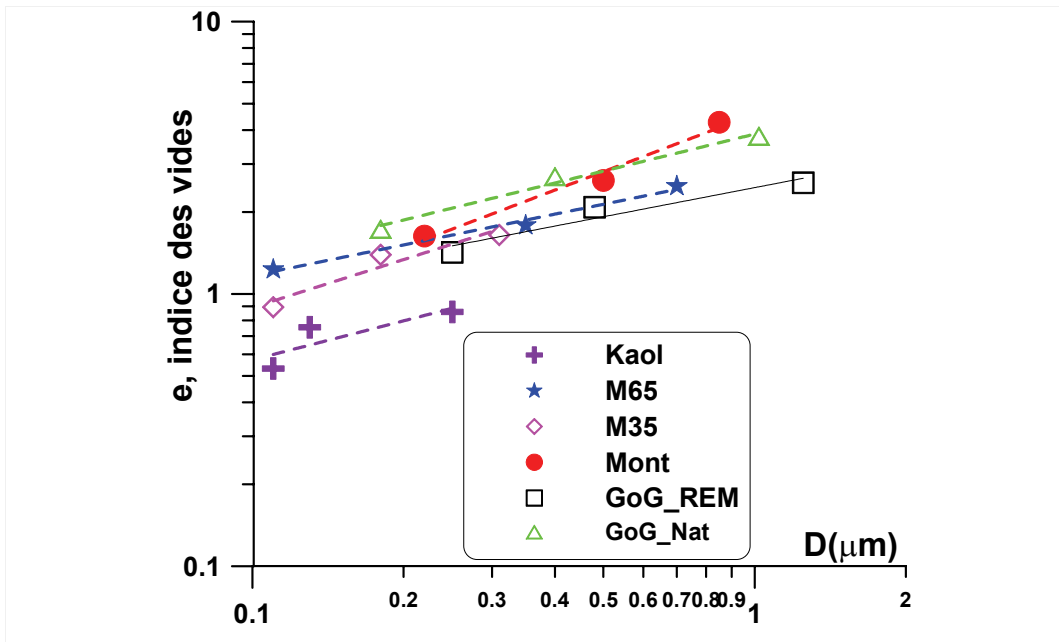


Figure (4.33) : indice des vides en fonction du diamètre d'accès

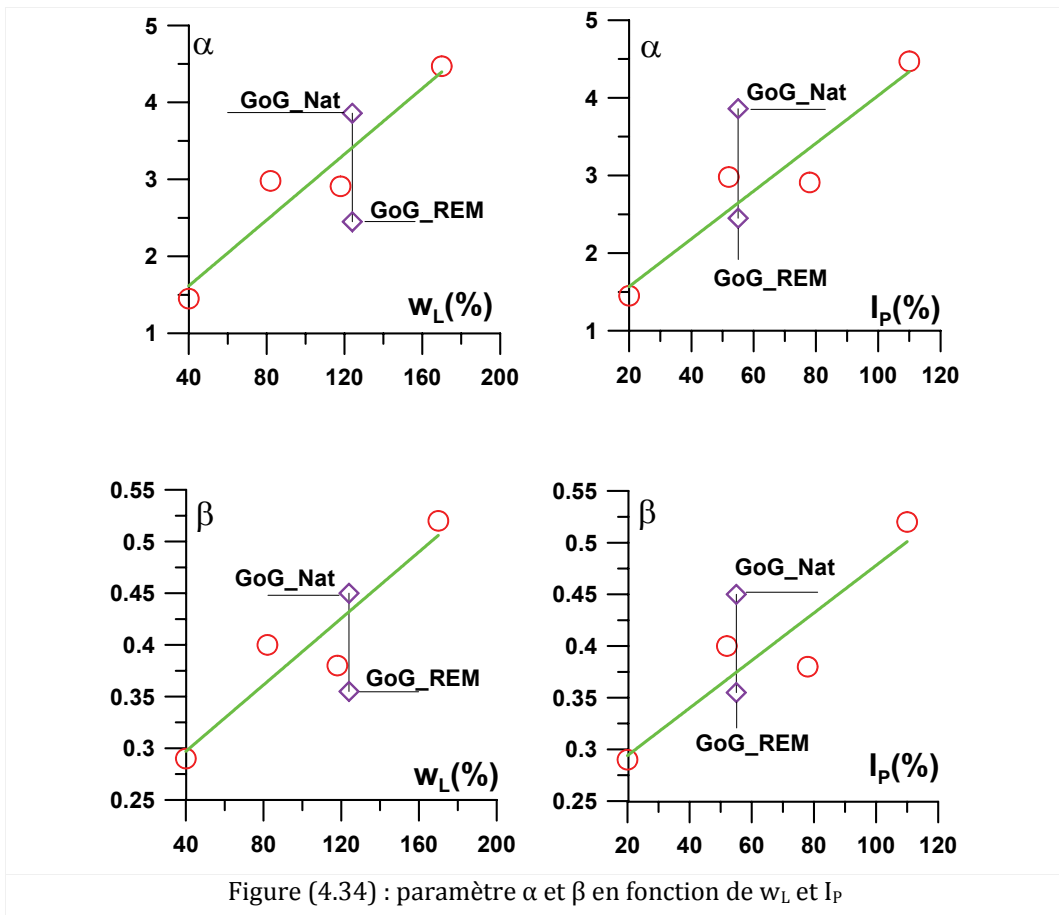


Figure (4.34) : paramètre α et β en fonction de w_L et I_p

2.1.2. CHEMIN ISOTROPE

Nous comparons ici l'évolution de l'espace poral entre l'argile GoG intacte et remaniée sur chemin de consolidation isotrope à partir de l'état initial de chaque matériau (Fig. 4.35). A l'état initial, pour les deux matériaux, la porosité bimodale est bien visible, et la porosité totale à l'état intact est plus importante que celle à l'état remanié.

Le chargement isotrope conduit dans les deux cas à la diminution de la porosité inter-agrégats qui diminue jusqu'à 71% pour GoG intacte et jusqu'à 58% pour GoG remaniée (Fig. 3.36).

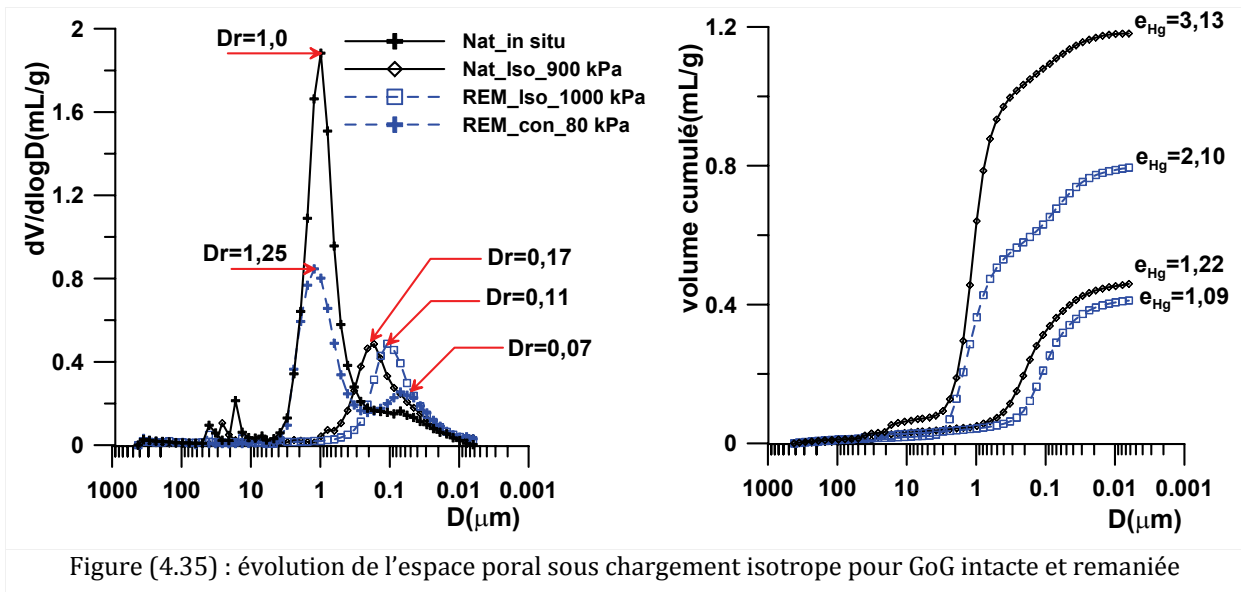


Figure (4.35) : évolution de l'espace poral sous chargement isotrope pour GoG intacte et remaniée

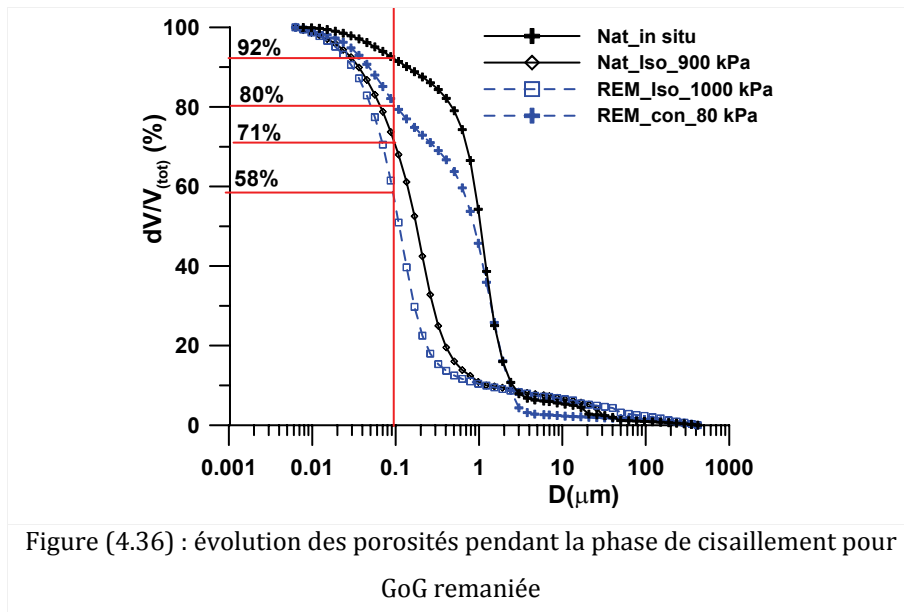


Figure (4.36) : évolution des porosités pendant la phase de cisaillement pour GoG remaniée

2.1.3. CHEMIN DE CISAILLEMENT A $\sigma'_v = \text{CONSTANT}$

Les échantillons ont été prélevés après la phase de cisaillement dans l'appareil triaxial aux déformations axiales de 20% pour GoG intacte et de 28% pour GoG remaniée reconstituée.

GoG à l'état intact

On observe toujours l'existence d'une double porosité pour les différents niveaux de contrainte appliquée, la porosité intra-agrégats ($< 0,15 \mu\text{m}$) ne semble pas être influencée, alors que la porosité inter-agrégats subit une réduction importante pendant la phase de cisaillement (Fig. 4.37). Pour l'essai à $P'_0 = 40 \text{ kPa}$, nous sommes encore dans le domaine élastique, la phase de chargement isotrope n'a pas encore cassé la cimentation, la phase de cisaillement conduit à une diminution de l'espace inter agrégat de 92% à l'état initial jusqu'à 87% à la fin de la phase de cisaillement (Fig. 4.38). Pour les essais à 200 et 600 kPa de contrainte isotrope, nous avons déjà dépassé la contrainte d'écoulement plastique, et la réduction de la porosité commence dans la phase de consolidation isotrope et continue pendant la phase de cisaillement.

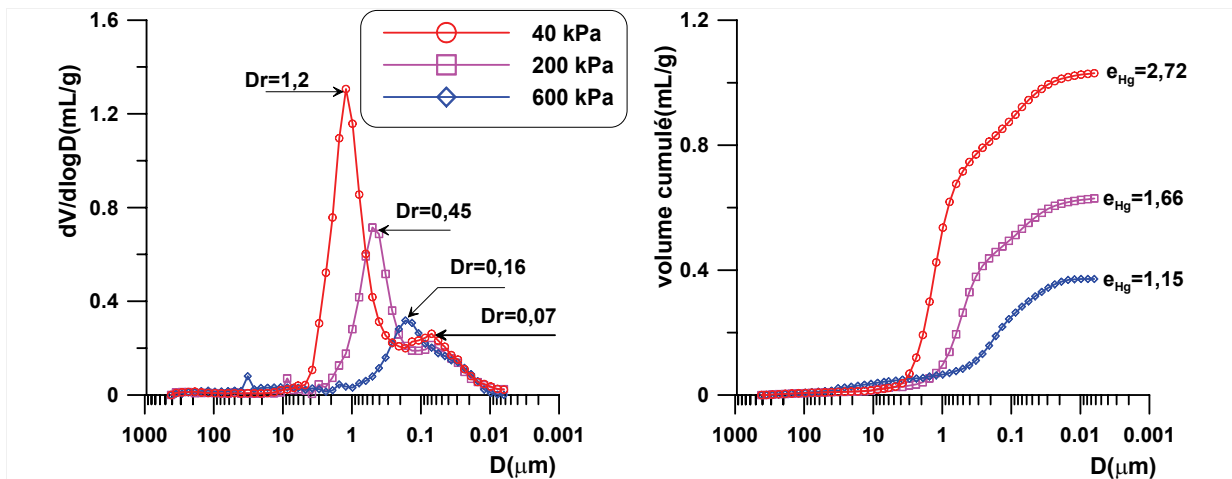


Figure (4.37) : évolution de la porosité pendant la phase de cisaillement pour GoG intacte

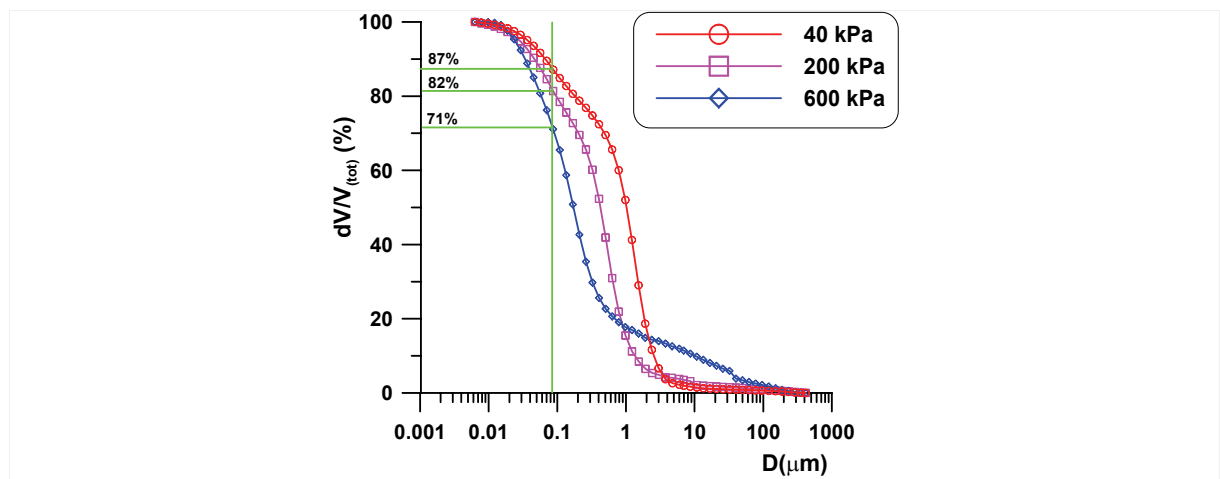


Figure (4.38) : évolution des porosités pendant la phase de cisaillement pour GoG intacte

GoG à l'état remanié

L'argile GoG à l'état remanié sur chemin triaxial montre le même type de comportement que l'argile intacte : la déformation affecte les pores inter-agrégats (Fig. 4.39), la porosité est plus réduite dans cet état (Fig. 4.40) (l'espace poral et le diamètre d'accès à l'état remanié sont inférieurs à ceux dans l'état intact pour une contrainte de consolidation égale), ce qui vient du fait que les échantillon intacts pendant la phase de cisaillement n'atteignent pas l'état remanié.

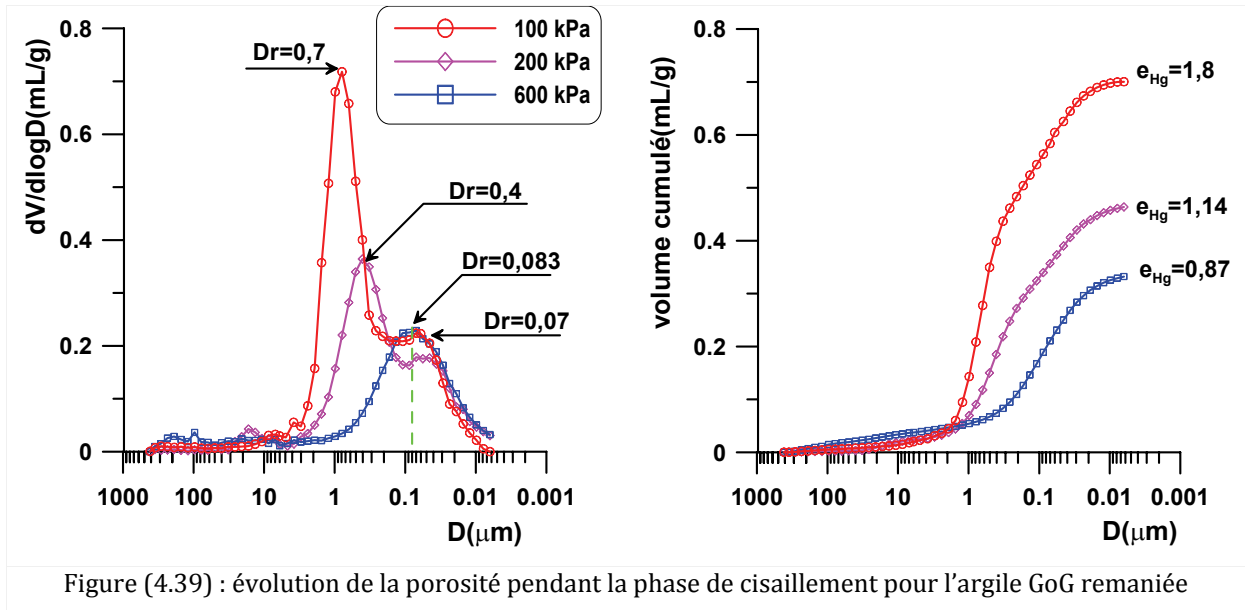


Figure (4.39) : évolution de la porosité pendant la phase de cisaillement pour l'argile GoG remaniée

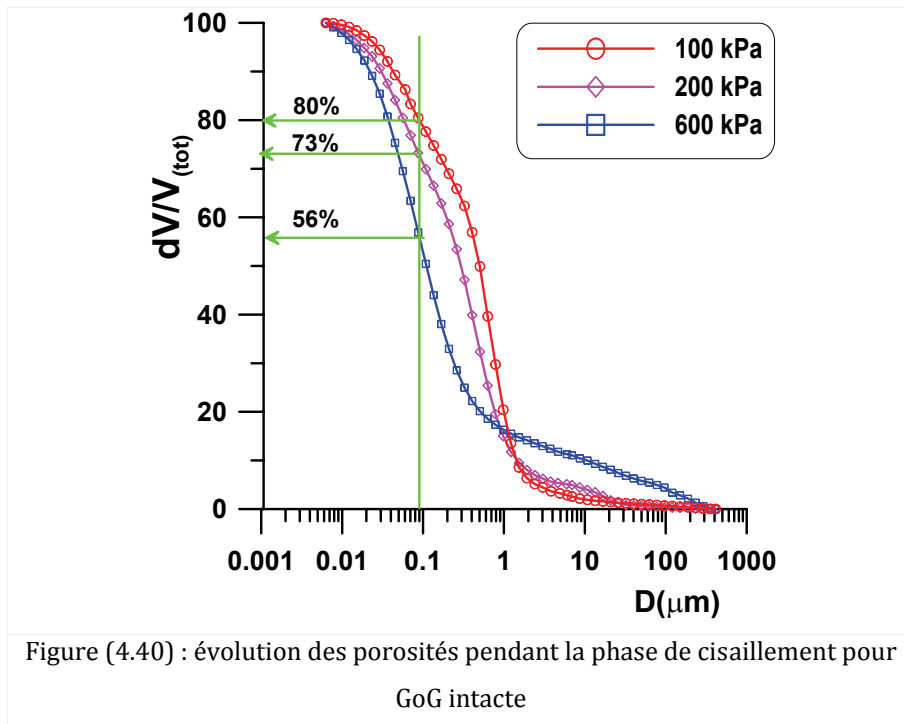


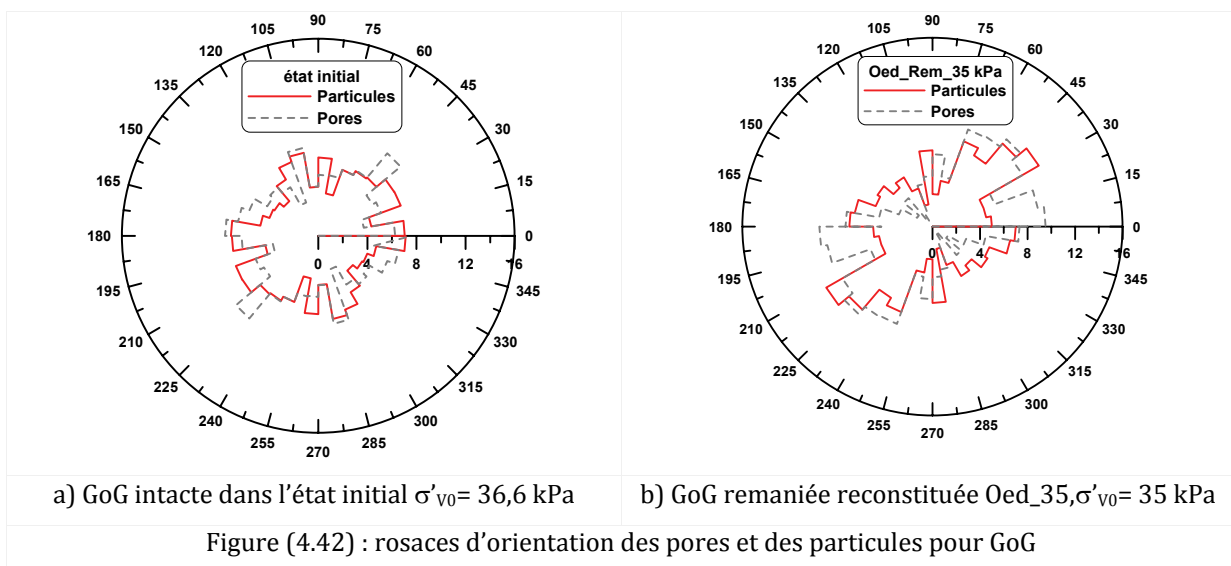
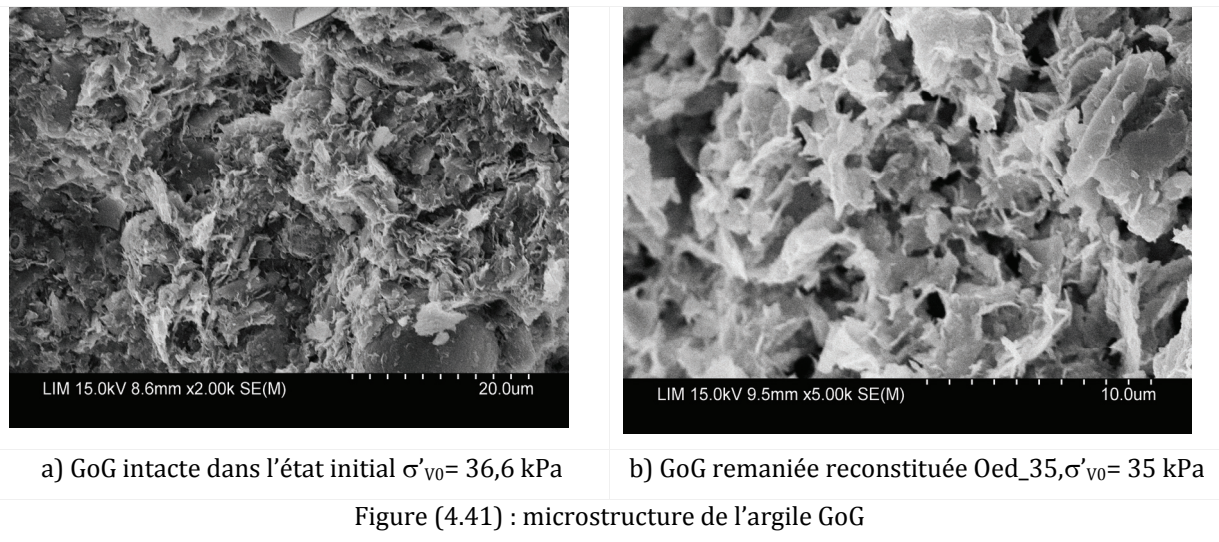
Figure (4.40) : évolution des porosités pendant la phase de cisaillement pour GoG intacte

2.2. ORGANISATION DE LA MICROSTRUCTURE

Même s'il existe une grande variété dans la structure de l'argile marine GoG, l'analyse d'un grand nombre de photos au MEB nous permet d'extraire les différents paramètres de l'évolution de la microstructure. Pour l'identification de celle-ci une interprétation qualitative est nécessaire pour pouvoir isoler les agrégats et définir leur taille et leur orientation. L'analyse quantitative a été faite sur deux photos MEB de taille 25,6x19,20 μm . Les rosaces qui seront présentées dans la suite sont la moyenne de ces deux analyses.

1. *Etat initial*

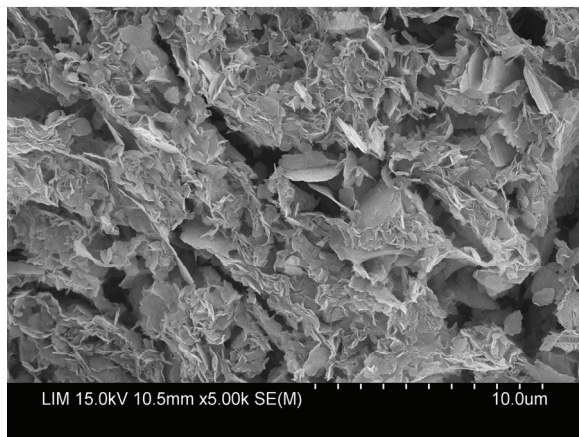
L'analyse des photos au MEB indique que la porosité est constituée d'un réseau régulier dans l'état intact (Fig. 4.41), on n'observe pas d'orientation préférentielle vers la direction horizontale (Fig. 4.42). En revanche, la différence avec GoG remaniée consolidée dans un œdomètre est remarquable. Dans ce cas, la structure apparaît comme un paquet d'agrégats séparés par de larges pores, dont les orientations sont légèrement déclinées vers l'horizontale.



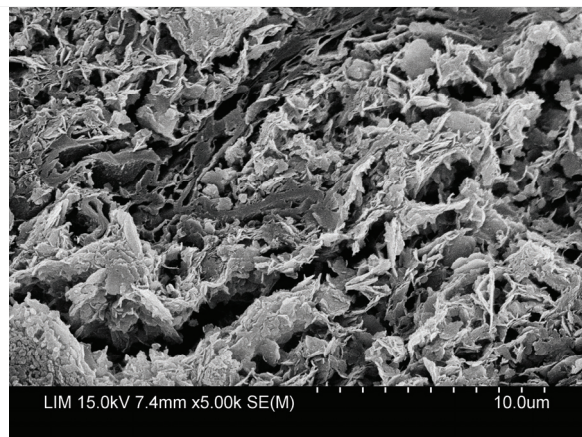
2. Chemin œdométrique

Les observations après chargement œdométrique à $\sigma'_v = 200$ kPa et 1000 kPa (Fig. 4.43) révèlent une organisation des particules orientées dans la direction horizontale ; avec l'augmentation de la contrainte de chargement œdométrique, la structure devient de plus en plus orientée dans la direction perpendiculaire à l'axe de chargement (Fig. 4.44). Les agrégats de l'argile GoG à l'état intact sont plus stables que ceux pour l'état remanié, ils sont encore bien définis à une contrainte verticale effective de 200 kPa. La réorientation de la microstructure pendant le chargement œdométrique est plus prononcée dans l'état remanié, le pourcentage des particules inclinées est plus élevé dans l'état remanié que dans l'état intact.

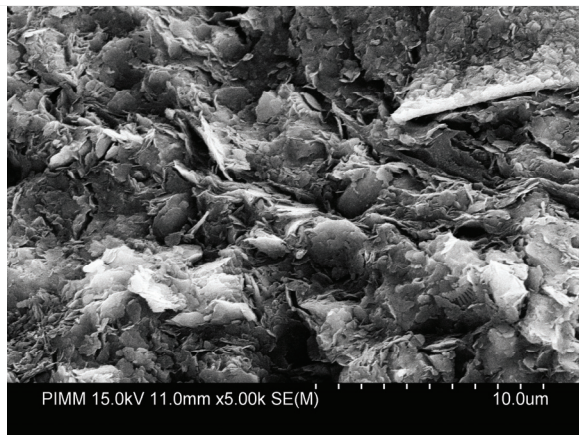
Nous avons comparé l'évolution de la microstructure de l'argile GoG dans son état intact et remanié avec celles des argiles de laboratoire étudiées dans le chapitre précédent. Sur chemins œdométrique, la réorientation (pourcentage des particules orientées autour de l'axe horizontal) est plus prononcée pour les argiles de laboratoire que pour l'argile GoG remaniée ou intacte.



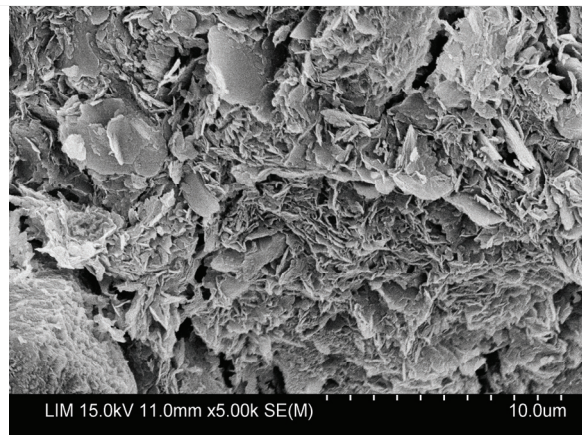
a) Oed_GoG_Nat : $\sigma'_v = 200$ kPa



c) Oed_GoG_Rem : $\sigma'_v = 200$ kPa

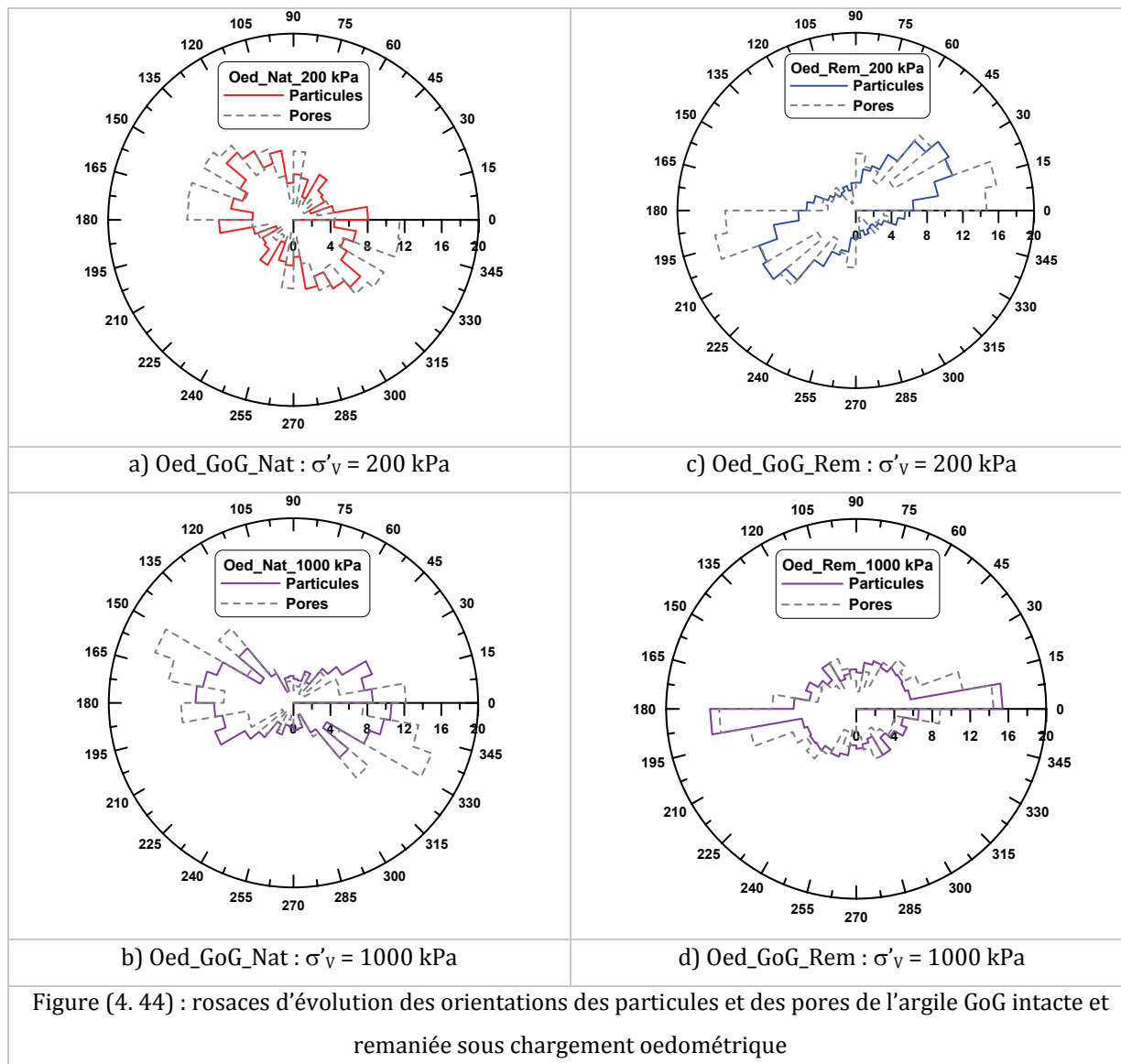


b) Oed_GoG_Nat : $\sigma'_v = 1000$ kPa



d) Oed_GoG_Rem : $\sigma'_v = 1000$ kPa

Figure (4.43) : évolution de la microstructure sur chemin œdométrique de l'argile GoG pour des échantillons intacts et remaniés



L'identification des tailles des pores par traitement d'image selon la même méthodologie exposée dans les chapitres (2 et 3) est en bon accord avec les résultats obtenus par PAM. Nous donnons ici un exemple, les autres résultats ayant été reportés dans les figures (IV.2 ; IV.3) de l'annexe IV. La figure (4.45) montre un bon accord entre l'évolution des tailles de pores déduites du traitement d'image pendant le chargement oedométrique de l'argile GoG remaniée et celle déduite de PAM.

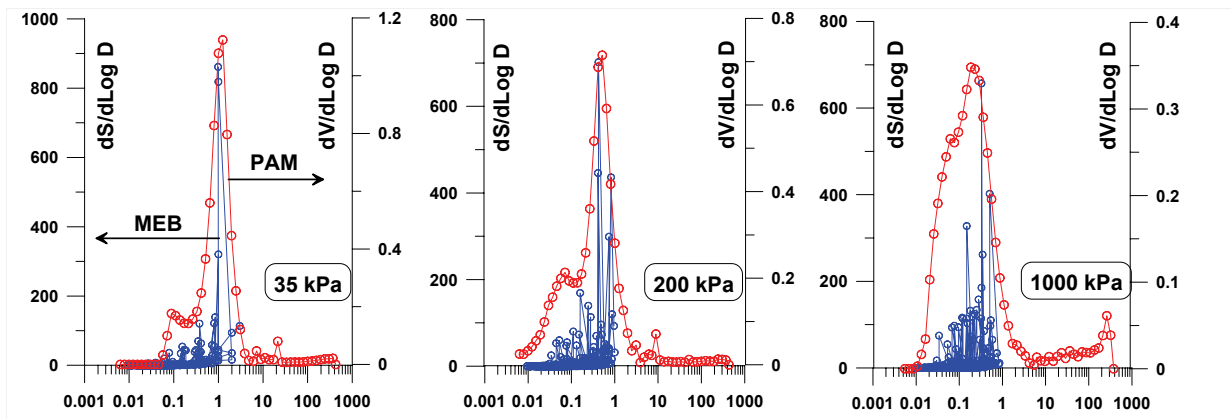
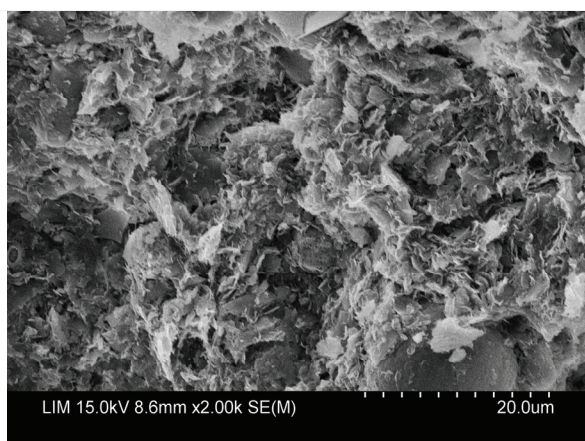


Figure (4.45) : caractérisation des tailles des pores par traitement d'image et par PAM pour l'argile GoG_Rem

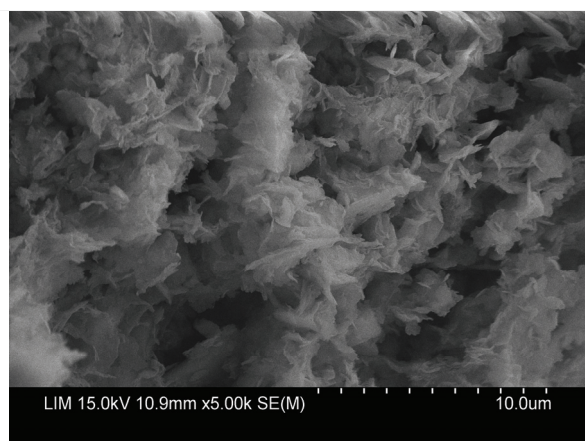
3. Chemin isotrope

L'analyse des images MEB est en accord avec les résultats obtenus par PAM, mais révèle une différence de structure (Hattab et al, soumis 2010) entre les deux matériaux (Fig. 4.46a et 4.46b). L'état initial pour l'argile GoG intacte correspond à un échantillon extrait directement de la carotte, alors que l'argile GoG remaniée a été reconstituée dans un consolidomètre et consolidée jusqu'à une contrainte $\sigma'_v=80$ kPa.

Dans l'état initial, pour l'argile GoG remaniée, les particules sont légèrement inclinées vers l'horizontale alors que celle-ci ne montre pas cette tendance dans l'état intact (Fig. 4.47). A la fin de la phase de consolidation isotrope, les photos MEB dans l'état intact montrent une structure isotrope alors que dans l'état remanié, il existe une tendance vers une structure isotrope mais l'effet de la consolidation unidimensionnelle dans le consolidomètre avant la phase de consolidation isotrope n'est pas encore tout à fait effacé.

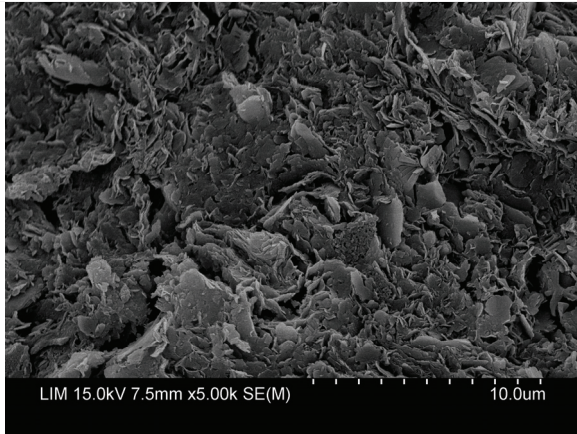


Etat initial : $\sigma'_{v0}= 36,6$ kPa

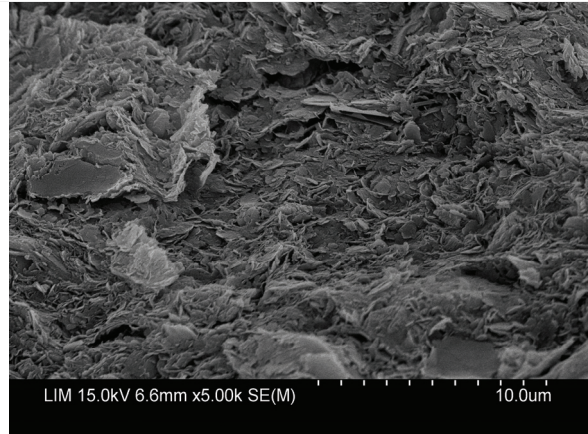


Etat initial (consolidomètre) : $\sigma'_{v0}= 80$ kPa

Figure (4. 46a) : microstructure de l'argile GoG pour des échantillons intacts et remaniés dans l'état initial

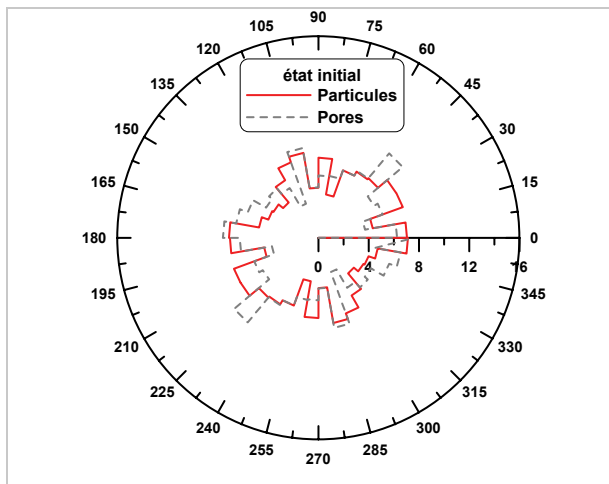


Iso_GoG_Nat : $P'_0 = 900$ kPa

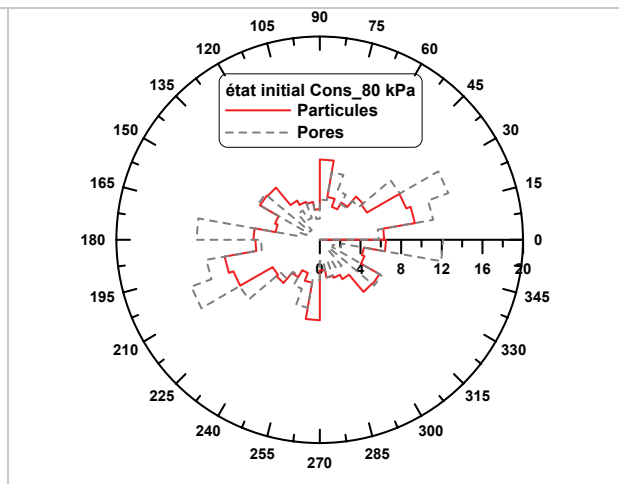


Iso_GoG_Rem : $P'_0 = 1000$ kPa

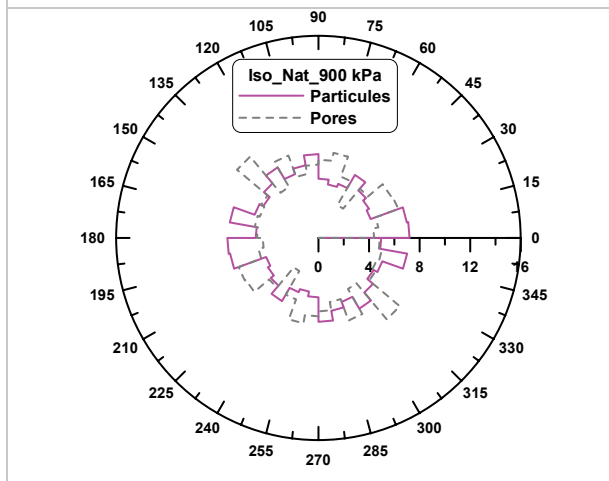
Figure (4. 46b) : évolution de la microstructure de l'argile GoG pour des échantillons intacts et remaniés sur chemin isotrope



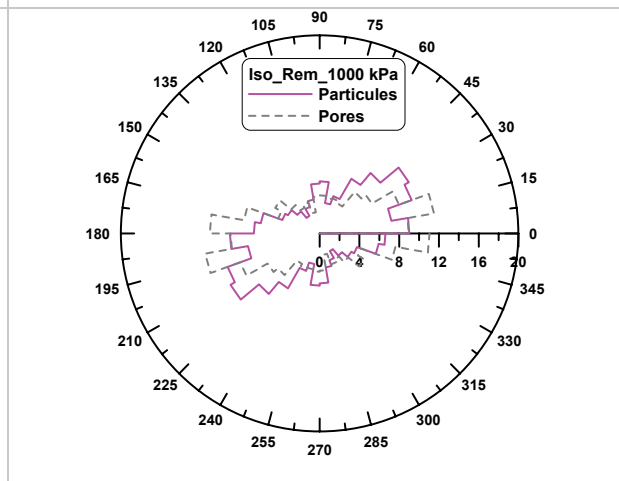
a) GoG intacte dans l'état initial $\sigma'_{v0} = 36,6$ kPa



c) GoG remaniée dans l'état initial $\sigma'_{v0} = 80$ kPa



b) GoG intacte après ch_isotrope $P'_{i0} = 900$ kPa

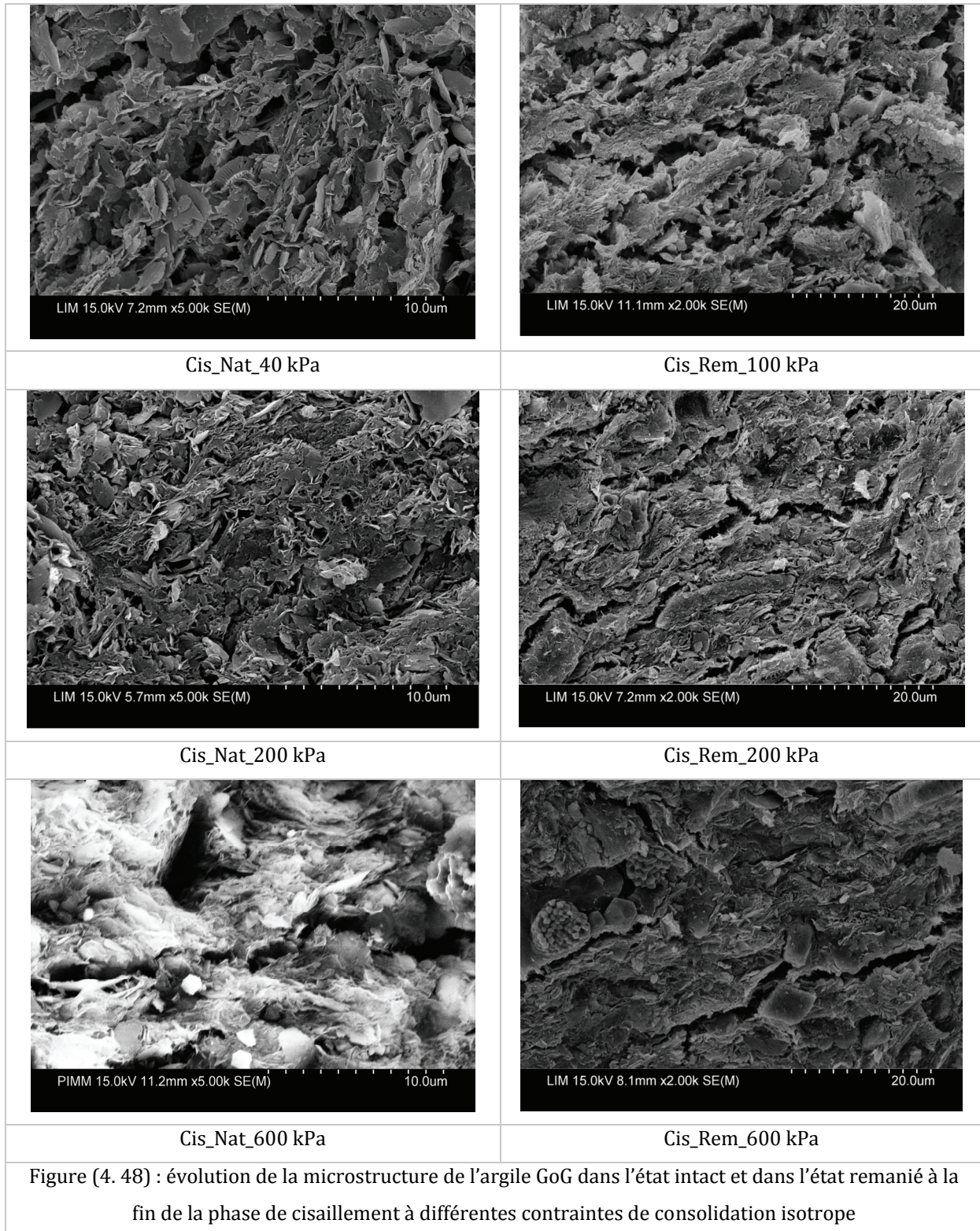


d) GoG remaniée après ch_isotrope $P'_{i0} = 1000$ kPa

Figure (4. 47) : rosaces d'évolution des orientations des particules et des pores de l'argile GoG intacte et remaniée sous chargement isotrope

4. Chemin de cisaillement drainé à $\sigma_3 = \text{constant}$

Les photos MEB dans l'état remanié (fig. 4.48) montrent des bandes successives de particules clairement orientées, bandes séparées par des fissures plus ouvertes (les fissures apparaissent ouvertes probablement à cause de la décompression) lorsque la contrainte de consolidation est plus petite.



Les bandes de cisailement sont de plus en plus visibles dans l'état intact lorsque la contrainte de consolidation isotrope est plus forte (Fig. 4.49).

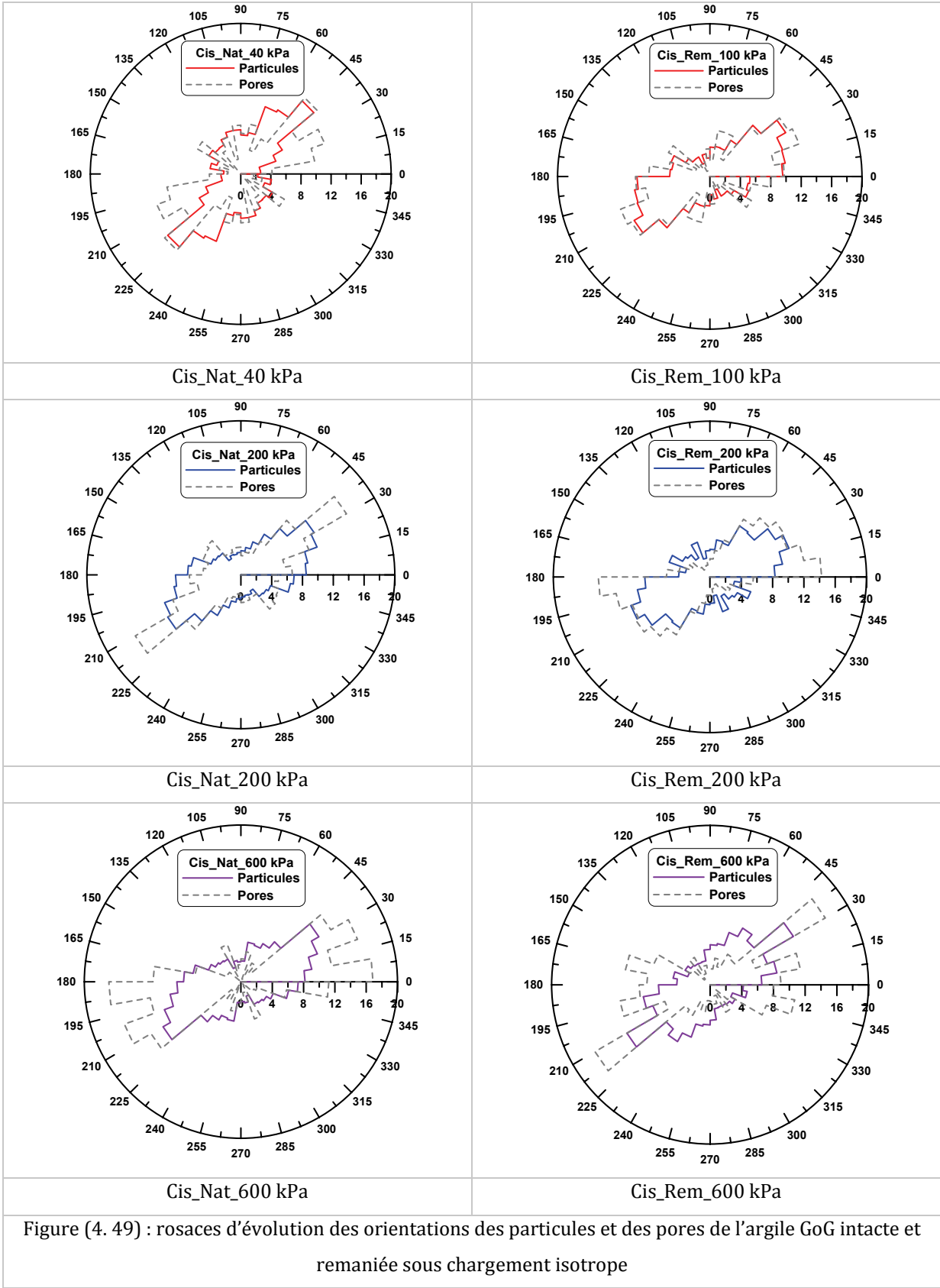
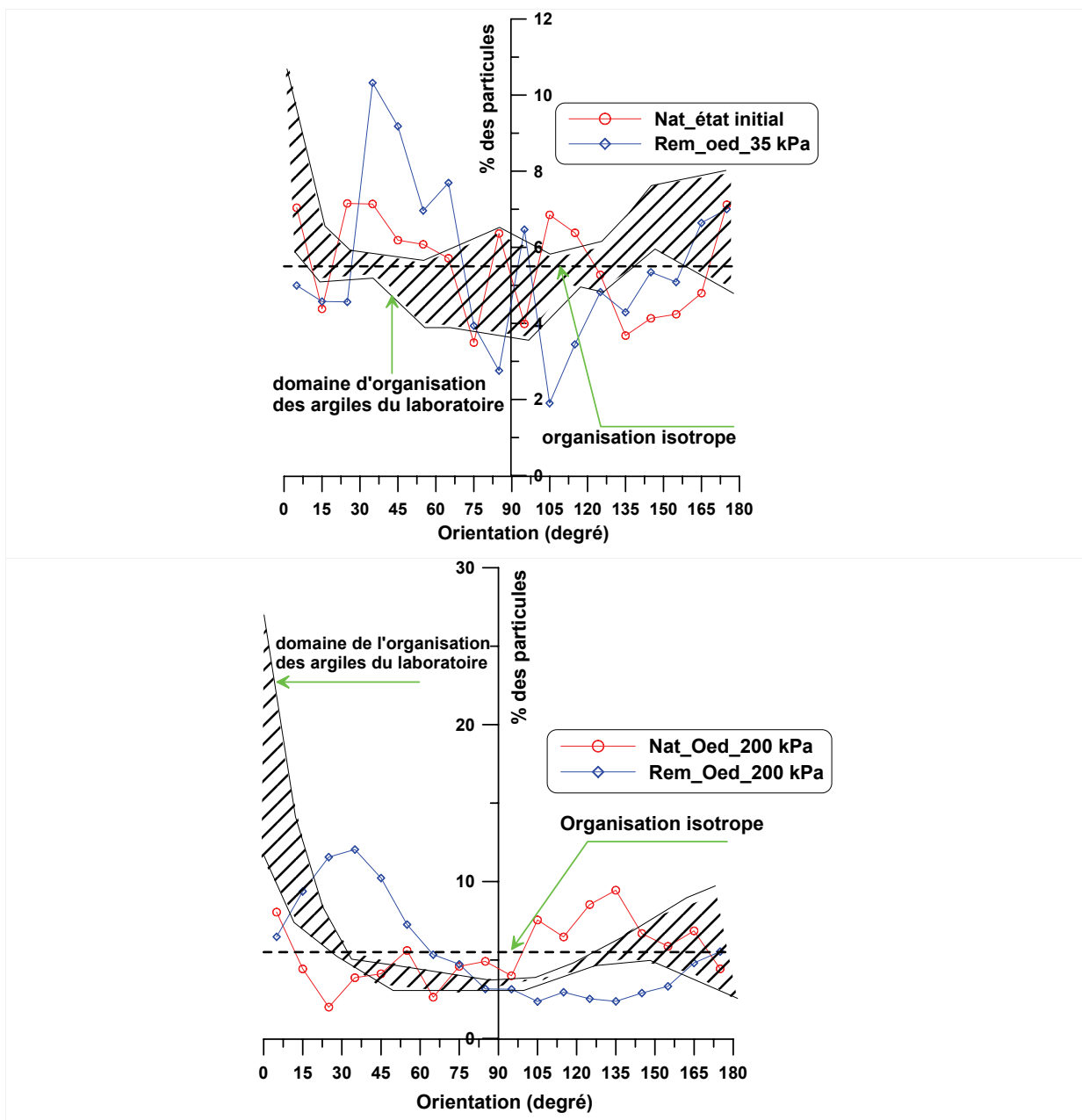


Figure (4. 49) : rosaces d'évolution des orientations des particules et des pores de l'argile GoG intacte et remaniée sous chargement isotrope

L'inclinaison de ces bandes de cisaillement vers l'horizontale est moins marquée dans l'état intact que dans l'état remanié, ce qui signifie que l'argile GoG dans l'état intact n'a pas encore rejoint son état ultime.

5. Mécanismes de réorientation des particules

A partir de l'étude effectuée sur plusieurs matériaux au cours de cette recherche, nous avons constaté que les mécanismes de réorientation des particules sont plus actifs dans les argiles de laboratoire que dans l'argile GoG remaniée et plus encore dans l'argile GoG intacte. La figure (4.50) montre l'évolution de l'organisation des particules pendant le chargement œdométrique où nous constatons clairement que les particules des argiles de laboratoire ont subi une réorientation plus importante vers l'horizontale.



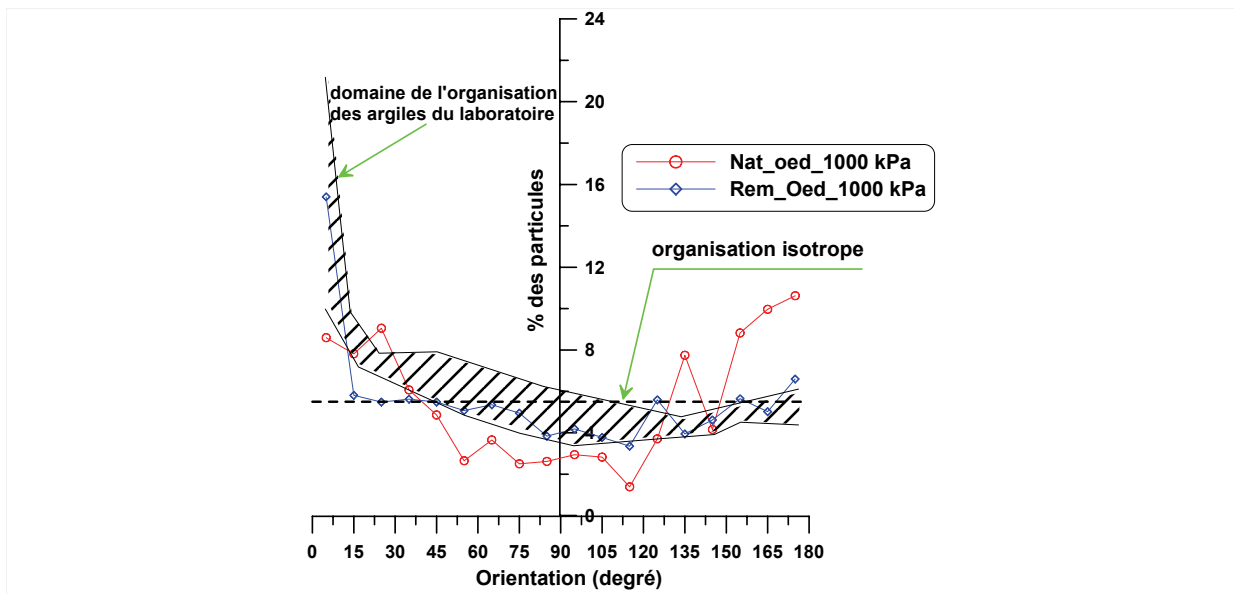


Figure (4.50) : organisation des particules au cours du chargement œdométrique

Il faut noter que la fraction argileuse dans les argiles de laboratoire représente un pourcentage considérable (80%), les particules et les groupes de particules qui présentent une plus grande homogénéité en terme de dimension peuvent se réorienter plus facilement que dans l'argile GoG remaniée.

On peut encore constater cela lors du chargement isotrope où l'on constate que pour les argiles de laboratoire préconsolidées jusqu'à $\sigma'_v = 100$ kPa, la contrainte de consolidation isotrope arrive à effacer l'effet de la consolidation unidimensionnelle alors que, pour l'argile GoG à l'état remanié, préconsolidée jusqu'à $\sigma'_v = 80$ kPa, même à une contrainte de consolidation isotrope de 1000 kPa, l'effet de la consolidation unidimensionnelle n'est pas complètement effacé (Fig. 4.51).

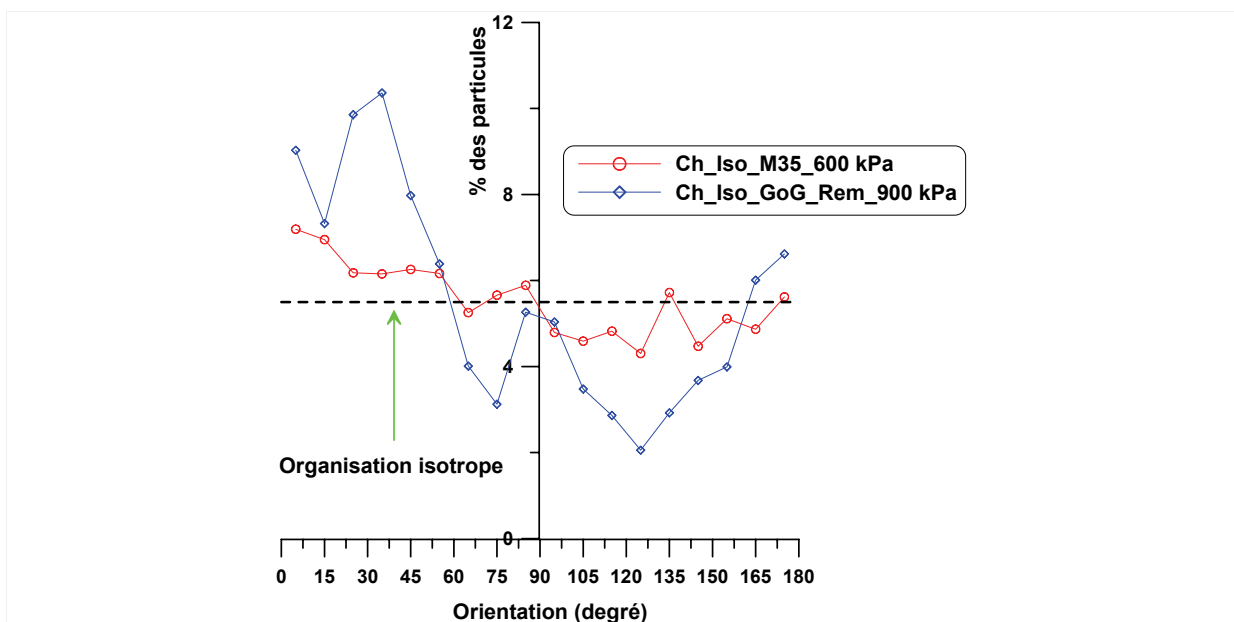
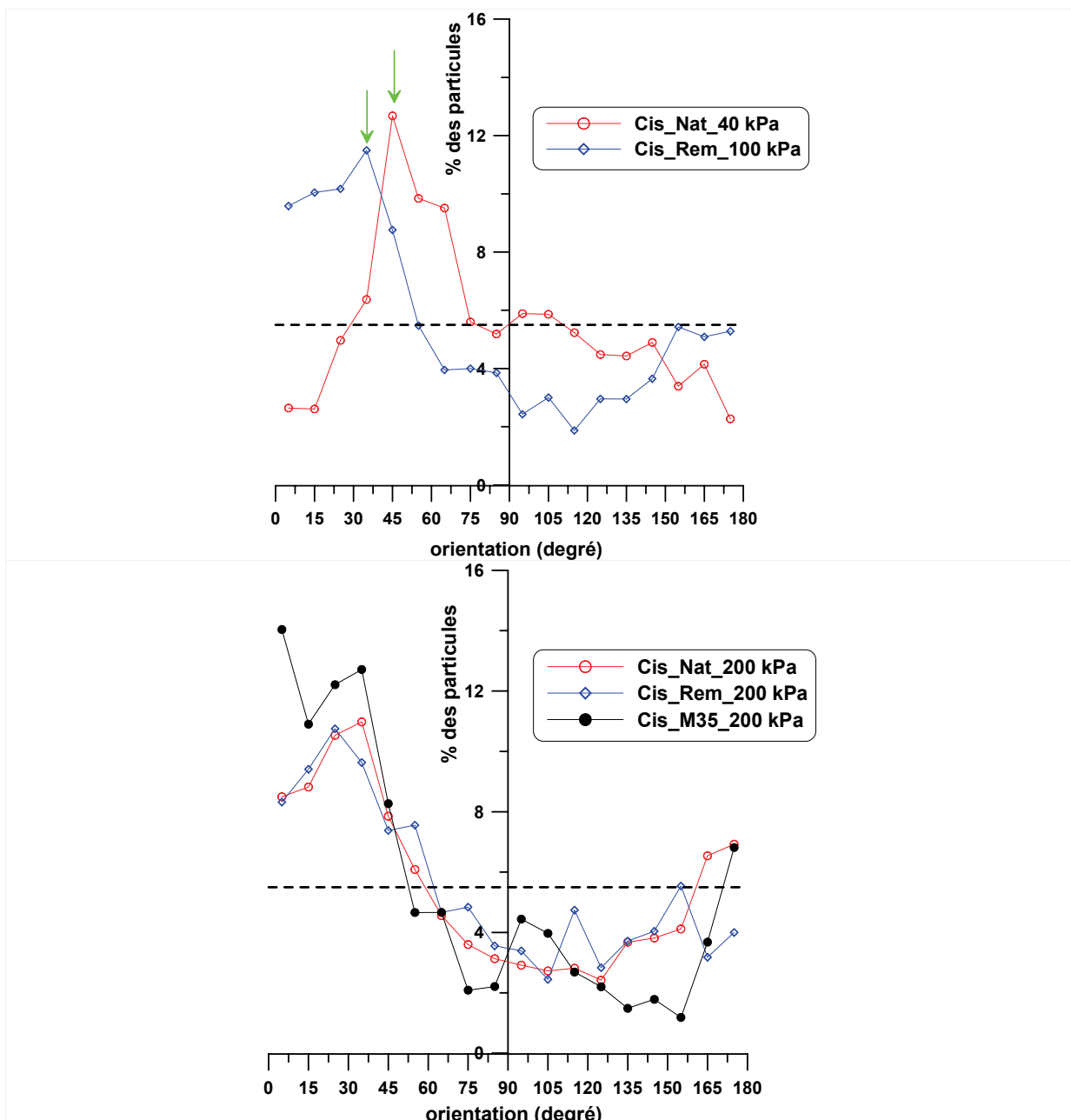


Figure (4.51) : organisation des particules au cours du chargement isotrope

Ces résultats mettent en évidence l'effet important de l'état initial et permettent d'interpréter les propriétés mécaniques observées à l'échelle macroscopique comme par exemple la résistance au cisaillement.

En ce qui concerne l'état ultime, il apparaît que, dans les argiles de laboratoire et dans l'argile GoG remaniée, il se forme des plans de cisaillement, tous plus ou moins dans la même direction alors que dans l'argile GoG à l'état intact, ces plans ne se forme que lorsque la contrainte de consolidation isotrope augmente (Fig. 4.52). La différence constatée est que le pourcentage des particules orientées dans la direction des plans de cisaillement pour l'argile GoG remaniée est inférieur à celui des argiles de laboratoire, ce qui confirme la plus grande facilité du réarrangement des argiles de laboratoire.



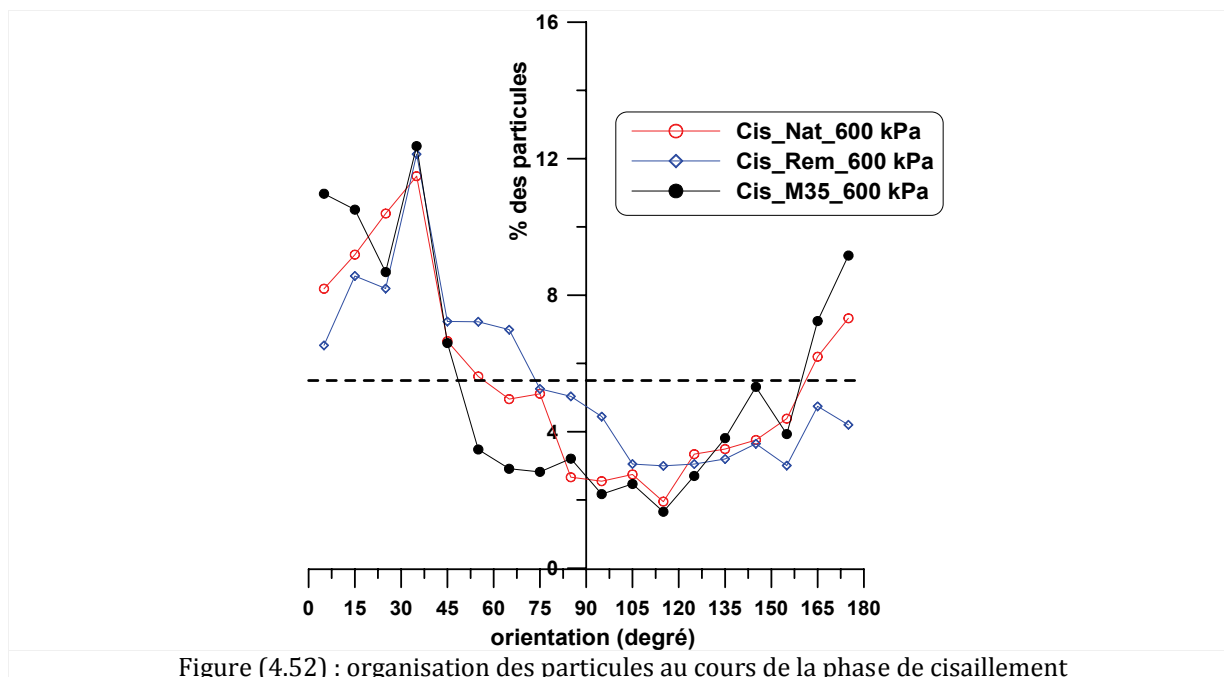


Figure (4.52) : organisation des particules au cours de la phase de cisaillement

Plusieurs études ont montré que la résistance était directement reliée à la granulométrie. Notre étude à l'échelle microscopique montre comment celle-ci peut intervenir par le fait que lorsque la structure est formée d'un mélange hétérogène (cas de l'argile GoG remaniée), les mécanismes de réorientation sont moins actifs que lorsque la structure est plus homogène (cas des argiles du laboratoire). Pour les argiles naturelles intactes, il vient s'ajouter l'effet de la cimentation qui sert comme un liant entre les particules (agrégats) qui diminue encore l'effet de ces mécanismes.

Biarez avait proposé de considérer les argiles naturelles comme une association d'agrégats liés par une colle. Ces résultats justifient cette hypothèse dans le cas où l'on peut considérer les agrégats comme des grains (dans le domaine étudié) et où ceux-ci sont conservés.

3. CONCLUSION

Une étude approfondie du comportement mécanique de l'argile GoG a été effectuée sur différents chemins de contrainte dans le but de décrire et quantifier le comportement phénoménologique de cette argile : par la mesure des propriétés dans l'état remanié définies comme des propriétés intrinsèques sur chemins œdométrique, isotrope et de cisaillement, et par l'étude de ces propriétés dans l'état intact.

Le comportement des échantillons intacts se différencie de celui des échantillons remaniés sur chemins œdométrique et isotrope par l'effet de la structure développée pendant les processus de sédimentation, qui décale la contrainte d'écoulement plastique vers la droite de la courbe remaniée. Lorsqu'on poursuit le chargement, l'endommagement de la structure continue progressivement et la courbe $e(\sigma'_v)$ ou $e(p')$ finit par rejoindre la courbe remaniée dans le domaine des fortes contraintes.

Dans les essais triaxiaux nous distinguons deux domaines d'effet de la contrainte de consolidation isotrope : le premier où la contrainte de consolidation isotrope est inférieure à la contrainte d'écoulement plastique : dans ce domaine on suppose que la cimentation n'est pas détruite par la contrainte de consolidation, la déstructuration est alors produite dans la phase de cisaillement. Dans le deuxième domaine, les contraintes de consolidation isotrope sont nettement supérieures aux contraintes d'écoulement plastique : dans ce domaine l'endommagement a déjà commencé pendant la phase de consolidation et continue pendant la phase de cisaillement. Dans les essais réalisés l'argile à l'état intact n'a pas rejoint l'état critique, ce qui peut être dû au fait que la contrainte de chargement isotrope n'a pas complètement détruit la cimentation. La résistance au cisaillement du matériau dépend de l'état d'endommagement de sa structure initiale, et cela est bien visible dans les plans $(p'/p'_{0-q}/p'_{0-q})$ et $(\varepsilon_{1-q}/p'_{0-q})$.

La déformation volumique dans les deux états atteint des valeurs importantes mais cela reste dans le domaine attendu pour ce type d'argile.

Les résultats d'analyse de la microstructure à l'état initial montre une porosité bimodale dans les deux états intact et remanié, la première famille correspondant aux pores inter-agrégats et la deuxième aux pores intra-agrégats ; cette dernière possède le même diamètre d'accès pour les deux états.

Les variations de volume mesurées macroscopiquement apparaissent comme le résultat de la réduction des pores inter-agrégats dans les deux états, la porosité intra-agrégats restant inchangée. De ce fait nous avons pu montrer que le modèle d'évolution du diamètre d'accès proposé dans cette étude apparaît intéressant pour présenter cette évolution. Nous avons montré aussi que la relation entre l'indice des vides et le diamètre moyen d'accès était linéaire dans un plan logarithmique, nous avons proposé aussi une équation pour présenter cette relation, mais plus de recherches sont nécessaires pour déterminer les paramètres de cette équation.

L'étude révèle aussi que les mécanismes de réorientation des particules sont plus actifs dans l'état remanié. La comparaison avec les argiles de laboratoire où la réorientation est plus prononcée met ces mécanismes en évidence.

De ce fait, l'approche, proposée par Biarez consistant à considérer les argiles naturelles comme une association d'agrégats liés par une colle semble valable dans le cas de l'argile GoG et permet d'envisager une voie de modélisation micromécanique.

CONCLUSION GENERALE

Cette étude a porté sur une argile marine prélevée dans le Golfe de Guinée dans le cadre d'un projet Offshore d'exploitation pétrolière. Les campagnes de reconnaissance ont montré que la fraction argileuse (de l'ordre de 40 à 60 % du matériau) était constituée principalement d'un mélange de kaolinite et de smectite. L'identification de la carotte « sujet de l'étude » par les mesures de w ; VBM ; Cu par Fall cone, et par scissomètre a montré une variation de la minéralogie avec la profondeur, qui n'était pas due à un glissement de terrain, mais aux variations du pourcentage des composants argileux sous l'effet des variations des apports à l'océan.

Dans le but de comprendre le comportement de cette argile, ses propriétés ont été étudiées dans son état naturel, ainsi que dans son état remanié reconstitué pour déterminer ses propriétés intrinsèques.

Pour cela l'étude des sédiments naturels a été effectuée dans deux domaines différents :

la première dans le domaine des faibles contraintes de l'ordre des contraintes in situ,

la deuxième dans le domaine des fortes contraintes, nettement supérieures aux contraintes in situ.

Dans le but d'explorer l'effet de la variation de la minéralogie sur le comportement deux types d'argiles de laboratoire ont été choisis : la kaolinite P300 et l'argile grecque composée de smectite, plusieurs mélanges de ces deux argiles ont été confectionnés (M10, M35, M65) et soumis à différents chemins de contrainte.

L'étude du comportement de ces différents matériaux (argile GoG, argiles du laboratoire) a été effectuée à deux échelles :

- à l'échelle macroscopique (global) sur chemins oedométrique et triaxial (isotrope et cisaillement à $\sigma_3 = \text{constant}$)

- à l'échelle microscopique au moyen du porosimètre au mercure (PAM) et Microscope Electronique à Balayage (MEB)

Le but de cette étude multi-échelle est de mettre en évidence les différents mécanismes opérant au niveau local.

L'étude des argiles du laboratoire a montré que :

- les comportements de l'argile grecque (montmorillonite) et du mélange M65 (65% de montmorillonite) diffèrent de ceux de la kaolinite et des mélanges M10 et M35. Dans le premier cas, on observe une diminution de l'indice de compression C_c au cours du chargement causée par une diminution de la perméabilité lorsque la contrainte verticale effective devient supérieure à un seuil (500 kPa pour la montmorillonite et 700 kPa pour M65) ; celle-ci est due à la diminution de la quantité d'eau libre dans l'espace poral lors du chargement.

- Sur chemin triaxial, le comportement des mélanges est complètement défini par celui de la montmorillonite à partir de 35 % de celle-ci dans le mélange ($\phi_{PP} = 26^\circ$ pour la kaolinite, $21,4^\circ$ pour le

mélange M10) et ($\phi_{pp} = 16,3^\circ, 15,3^\circ, 15^\circ$) pour les mélanges M35, M65 et la montmorillonite, respectivement. L'étude par MEB et par analyse DRX a mis en évidence que, dans les mélanges, les plans de glissement sont créés au niveau des particules de montmorillonite. Lorsque le pourcentage de montmorillonite dans le mélange n'est pas suffisant pour que celle-ci s'organise en réseau connecté, le comportement de ce mélange n'est pas guidé par la montmorillonite mais il est fortement influencé par celle-ci.

- L'utilisation parallèle de la PAM et du MEB constitue une très bonne approche pour l'étude de la microstructure des argiles. L'utilisation de ces deux méthodes, et l'application de la méthode proposée pour le traitement d'image, a mis en évidence que la déformation se fait au niveau des gros pores (inter-agrégats) avant que les autres pores (plus petits) ne soient touchés, cette déformation s'accompagne d'un réarrangement des particules, conditionné par le tenseur de contrainte (par exemple les contraintes isotropes conduisent à une organisation isotrope). Sur chemin de cisaillement à $\sigma_3 = \text{constant}$, la réorganisation se produit jusqu'à l'arrivée à une configuration des particules permettant l'apparition de plans de cisaillement. Après la formation de ces plans, la déformation se fait par des glissements qui se traduisent par un palier de la déformation volumique. Dans le cas de la montmorillonite, on n'arrive pas à un palier. Cela est dû à la déformabilité des particules de montmorillonite liée leur état d'hydratation (la sensibilité des particules à la présence d'eau).

L'argile GoG est une argile normalement consolidée, elle présente une surconsolidation apparente. L'analyse des différentes causes possibles de cette surconsolidation (cimentation, âge, texture, salinité) montre que celle-ci n'est pas due à une seule cause mais qu'elle pourrait être due à l'ensemble de celles-ci. La compressibilité de cette argile sur chemin oedométrique est plus élevée que sa compressibilité lorsqu'elle remaniée, ce qui fait que les corrélations existante ne donnent pas une bonne estimation de Cc. La corrélation proposée dans cette étude s'avère mieux représenter les argiles marines.

L'étude sur chemin triaxial à $\sigma_3 = \text{constant}$, dans l'état remanié a permis de fixer les caractéristiques de l'état critique de cette argile comme suit : $\phi'_{pp} = 25,6^\circ$, $M = 1$. A l'état naturel, dans le domaine des faibles contraintes où la cimentation n'est pas détruite par la contrainte de consolidation isotrope, l'argile montre une résistance plus élevée que sa résistance à l'état remanié. Sur chemin drainé, le déviateur n'atteint pas un palier même pour de grandes déformations. Avec l'augmentation de la contrainte de consolidation (domaine des fortes contraintes), la résistance de l'argile diminue mais reste supérieure à la résistance de l'argile dans l'état remanié, même à une contrainte de consolidation isotrope $p'_{ic} = 600 \text{ kPa}$. Ceci nous fait penser à une colle de type ductile (visqueuse).

L'étude à l'échelle microscopique a mis en évidence une structure avec double porosité, inter-agrégats et intra-agrégats dans les deux états naturel et remanié. L'étude de l'évolution de l'espace poral au cours du chargement a confirmé les résultats précédents sur les argiles de laboratoire et a montré que la porosité intra-agrégats n'a pas changé dans le domaine de contrainte étudié, ce qui nous a permis d'appliquer le

modèle microscopique proposé dans cette étude pour les argiles du laboratoire à l'argile GoG. Les résultats montrent la validité de ce modèle dans le domaine des fortes contraintes.

Les plans de cisaillement sont bien mis en évidence par les images MEB dans le cas de l'argile GoG dans l'état remanié, mais ceux ne sont pas bien clairs dans l'état intact, ce qui explique la non-stabilisation du déviateur. Ce comportement peut être dû d'une part à la cimentation qui essaie de maintenir la liaison entre les particules et les agrégats, d'autre part à l'effet de la granulométrie (hétérogénéité) qui peut entraver la réorganisation des particules.

La variation des diamètres des pores en fonction de l'indice des vides est une relation linéaire dans le plan logarithmique, dont l'évolution dépend des propriétés de nature du sol (w_L et I_P). Une corrélation est proposée pour déterminer cette relation.

Cette étude a montré que la variation de l'indice des vides pendant la phase de cisaillement (Δe_f) dans l'essai NCD à $\sigma_3 = \text{constant}$, n'avait pas toujours la même valeur et dépendait des propriétés de nature. Une modification de la corrélation de Zervoyannis (1982) a été proposée. Nous avons aussi montré que la présentation des résultats de l'essai dans le plan $[e - \log 1 + \eta^2/M^2]$ était très intéressante et permettait de montrer une éventuelle variation minéralogique du fait que la pente de la courbe dans ce plan est relié aux propriétés de nature.

RÉFÉRENCES

A:

Adachi T., Oka F., Htrata T. and Hashimoto T. (1991): Triaxial and torsional hollow cylinder tests of sensitive natural clay and un elasto-viscoplastic constitutive model, X ECSMFE, V-1, PP 3-6

Adachi K., Todo H., Mizuno H. (1981): Quality of samples of soft cohesive soil, Proc. of the tenth Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 2, PP. 409-412

Ahmed S., Lovell C.W. and Diamond S. (1974) : Pore size and strength of compacted clay. ASCE J. Eng. Geotech. Div. Vol. 100, PP 407-425.

Al- Mukhtar M., Belanteur N., Tessier D. and Vanapalli S.K. (1996): The fabric of clay soil under controlled mechanical and hydraulic stress states. Applied Clay Science, Vol. 11, PP 99-115

Alonso E. E., Onate E., and Casanovas J.S. (1981): an investigation into sampling disturbance. X ICSMFE, Stockholm, Vol. 2, PP 419-422

Arulrajah A., Nikraz H., and Bo M. W. (2006): In situ pore water pressure dissipation testing of marine clay under reclamation fills. Géotechnical and Geotechnical Engineering, Vol. 24, PP 29-43.

Arulrajah A. and Bo M. W. (2008): Characteristics of Singapore Marine Clay at Changi, Geotech Geol. Eng, Vol. 26, PP 431-441

Asaoka A., Nakano M., Noda T. and Kaneda K. (2000): Delayed compression/ consolidation of natural clay due to degradation of soil structure. Soil and Foundation, Vol. 40, No. 3, 75-85

Atkinson J. (2007): the mechanics of soils and foundations. 2nd edition, Taylor & Francis, London and New York, PP-47

Atkinson J. H. and Kubba L. M. (1981): Some effects of sample disturbance on soft clay. X ICSMFE, Stockholm, Vol. 2, PP 423-426

Axelsson K., Yao Y. and Westerberg B. (1994): Behaviour and modelling of Swedish natural soft clays. XIII ICSMFE, New Delhi, Vol. 1, PP 57-60.

B:

- Balasubramanian A. S. (1973): Stress History effects on stress-strain behaviour of saturated clay, Geotechnical Engineering, Vol. 4, PP 91-111
- Baudet B. A. and Stellabrass S. E. (2004): A constitutive model for structured clays. Géotechnique, Vol. 54, N° 4, Pp 269-278.
- Berardi G., Caroti L., Giunta G., Jamiolkowski M. and Lancellotta R. (1991): Mechanical properties of upper Pisa clay. X ECSMFE, Vol. I, PP 7-10
- Bergaya F. and Lagaly G. (2006): General introduction: clays, clays minerals, and clay science. Handbook of Clay Science, Developments in Clay Science, Vol. 1, PP 1-18
- Berthaux Y.; Buhan P.D; Schmitt N. (2008) : Aide-mémoire de mécanique des sols concepts. Applications. Dumond, Paris, PP61-66
- Biarez J. and Hicher P. Y. (1994): Elementary mechanics of soil behaviour: Saturated remoulded soils, A.A. Balkema, Rotterdam.
- Biarez J., Favre J.L. (1977): Statistical estimation and extrapolation from observation. Report of organiser, Spec. Session 6. IXICMFE, Tokyo, Vol.3, pp 205-509
- Biarez J., Favre J.L. (1975): Parameters fitting and statistical analysis of data in soils mechanics. Proc. 2nd Int. Conf. Applic. Stat Prob. Soils struct. Eng., Aachen, edit. Deutsche Gesellschaft für Erd-und Grundbau e.V., Vol.3, pp 249-264
- Biarez J., Fayad T., Bougriou Z., Liu H., Taidi S. and Tailliez S. (2000) : Les terrains naturels argileux non remaniés comparés avec les sols remaniés « grains avec et sans colle », Rapport d'étude, Ecole Centrale Paris.
- Bishop A. W. and Wesley L. P. (1975): A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing. Géotechnique, 25, N° 4, PP 657-670
- Bjerrum L. (1954): Geotechnical properties of Norwegian marine clays. Géotechnique, Vol 4, PP 49-69
- Bjerrum L. (1967): Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as relating to settlements of buildings. Géotechnique, 17, PP 81-118

Bock H., Blumling P. and Konietzky H. (2006): Study of the micro-mechanical Behaviour of the Opalinus clay: an exemple of co-operating across the ground engineering disciplines, Bull Eng Geol Env, Vol. 65, PP 195-207.

Borel D., Puech A., Dendani H. and Colliat J.L. (2005): Deepwater geotechnical site investigation practice in Gulf of Guinea. Frontiers in Offshore Geotechnics: ISFOG, Gourvenec & Cassidy.

Bouziri S. (2007) : Etude des mécaniques de déformation dans les argiles surconsolidées. Thèse de doctorat. Ecole centrale Paris.

Brigatti M.F., Galan E. and Theng B.K.G. (2006): Structure and Mineralogy of Clay Minerals, Handbook of Clay Science, Vol. 1. PP 19-71

Burland J.B. (1990): On the compressibility and shear strength of natural clays, Géotechnique 40, No. 3, 329-378

C:

Carrado K.A., Decareau A., Petit S., Bergaya F. and Lagaly G. (2006): Synthetic clay minerals and purification of natural clays, Handbook of clay Science, Vol. 1, PP 115-131.

Casagrande A. (1947): Classification and identification of soils. American Society of Civil Engineers, 2351, PP 901-929

Chai J.C. (2001): Linear $\ln(e+e_c)-\ln(P')$ relation of structured natural clay. XVth ICSMGE, Istanbul, Vol. 1, PP 59-62

Chamley H. (1989): Clay Sedimentology, Berlin (Springer-Verlag).

Chandler R.J., De Freitas M.H. and Marinos P. (2004): Geotechnical characterisation of soils and rocks : A geotechnical perspective, In: R.J. Jardine D. M. Potts, and K. G. Higgins (Eds.) Advances in Geotechnical engineering , The Skempton Conference, Thomas Telford, London, Vol. 1, Pp. 67-102

Charpentier S. (1997) : Comportement hydrodynamique de mélanges kaolinite-montmorillonite en conditions sodique. Influence de la salinité. Agronomie, Vol. 17, PP 205-218

Chen F.H. (1988): Foundations on expansive soils, Developments in Geotechnical Engineering. Elsevier Publishing Co, Amsterdam, PP 454- 464

Christidis G. E., Blum A. E., Eberl D.D. (2006): Influence of layer charge and charge distribution of smectite on the flow behaviour and swelling of bentonites. Applied Clay Science, Vol. 34, PP 125-138

Clayton C. R. (1983): The influence of diagenesis on some index properties of chalk in England. Géotechnique, Vol. 33, N° 3, PP 225-241

Collins K. and McGown A. (1974): The form and function of microfabric features in a variety of natural soils. Géotechnique, Vol. 24, N° 2, PP 223-254.

Collins K. (1984): Characteristics of expansive soil microfabric. Proc 5th Int. Conf on expansive soils Adelaide, PP 37-43

Cotecchia F. and Chandler R.J. (1997): The influence of structure on the pre-failure behaviour of a natural clay. Géotechnique, Vol. 47, No. 0, PP 523-544

Cotecchia F. and Chandler R.J. (2000): A general framework for the mechanical behaviour of clays. Géotechnique, Vol. 50, N° 4, PP 431-447

D:

Dakshanamurphy V., Raman V. (1973): A simple method of identifying an expansive soil. Soils and Foundations, Vol.13, PP 97-104

Davis J.C. (1986): Statistics and data analysis in geology. Wiley, New York.

De Gennaro V., Delage P. and De laure E. (2004) : Comportement des sols marins grande profondeur. Rapport d'étude. Clarom.

De Gennaro V., Delage P. and Puech A. (2005): On the compressibility of deepwater sediments of the Gulf of Guinea. Frontiers in Offshore Geotechnics: ISFOG, Gourvenec et Cassidy.

Delage P., Lefebvre G. (1984): Study of the structure of a sensitive Champlain clay and of its evolution during consolidation. Can. Geotech. J., Vol. 21, PP 21-35

Delage P. et Pellerin F.M. (1984) : Influence de la lyophilisation sur la structure d'une argile sensible du Quebec. Clay minerals, Vol. 19, PP 151-160.

Delage P. et Le Bihan J.P. (1986) : Microstructure et compressibilité d'argiles molles sensible de l'est Candien, C. R. Acad. Sc. Paris, 303, série II, N° 19, PP1697-1702.

Demars K.R. (1975) : Strength and stress-strain behaviour of deep ocean carbonated soil. Ph. D. thesis, University of Rhode Island.

Desvareux P. et Biarez J. (1977) : Mécanique des sols en mer profonde, PP 1-56

Diamond S. (1970) : Pore size distribution in clays. Clays and Clay Minerals, Vol. 18, PP 7-23.

Diamond S. (1971): Microstructure and pore structure of impact-compacted clays. Clays and Clay Minerals, Vol. 19, PP 239-249.

Di Maio C. and Fenelli G.B. (1994): Residual strength of kaolin and bentonite : the influence of their constituent pore fluid. Géotechnique, Vol. 44, N° 4, PP 217-226.

Di Maio C. (1996) : Exposure of bentonite to salt solution: osmotic and mechanical effects. Géotechnique, Vol. 46, N° 4, PP 695-707.

Dixon J. B. and Weed S. B. (1989): Minerals in soil Environments, 2nd ed. Soil Science Society of America, Madison, WI.

Droz L., Marsset T., Ondreas H., Lopez M. Savoye B., Cochonat P., Nouze H., Le Formal J.P., et Petit de la Villeon L. (1999) : Architecture et évolution quaternaire de l'éventail du Zaire, Golfe de Guinée. 7^{ème} Congrès Français de Sédimentology, Publ. ASF, Paris N° 33, PP 129-130.

E:

Eden W. J. and Kubota J. K. (1961): Some Observations on the measurement of sensitivity of clays, Proc. Of thr A.S.T.M., Vol. 61, PP 1239-1249

Elderfield H. (1986) : Strontium isotope stratigraphy. Palaeogeography, Palaeoclimatology, Palaeoecology, 57, 71-90.

Ehlers C. J. and Chen J. (2005): The origin of near seafloor “crust zones” in deepwater, *Frontiers in Offshore Geotechnics*; ISFOG, Taylor and Francis Group, London, Pp 927-933

Elmi F. (2003): Détermination des propriétés des sols marins par reconnaissance géophysique et géotechnique: integration total des données. Thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris.

F:

Fairbridge W. R. (1967): Phase of diagenesis and authigenesis, developments in sedimentology, Elsevier publishing, Amsterdam, London, New York. Vol. 8, PP. 19-89

Fang H. Y., Thomas D. and Owen, JR. (1977): Fracture –Swelling – Shrinkage of soft marine clays *Geotechnical Aspects of Soft clays*, ISSC, International symposium of soft clay, Bangkok, PP 15-25.

Favre J.L. (2004) : Sécurité des ouvrages Risques modélisation de l'incertain, fiabilité, analyse des risques PP 30-44

Favre J.L., Biarez J. et Mekkaoui S. (2002) : Modèles de comportement, grandes déformations des sables et des argiles remaniées à l'oedomètre et au triaxial, paramètres de calcul géotechnique. Magnan (ed.) 2002, presse de ENPC/LCPC, Paris

Favre J.L., Hattab M. (2006) : Propriétés des argyles marines de grande profondeur. *Revue Française de Géotechnique* N° 116, 3-13.

Favre J. L. and Hattab M. (2008): Analysis of the “Biarez-Favre” and “Burland” models for the compressibility of remoulded clays, *Geoscience* (voir Volume, Pp) ...

Feeser V. (1986): Geomechanical concept of the development of the fabric and stress history of glacially deformed clays (in German). Phd thesis, Technical University, P 127.

Feng T. W. (2000): fall cone penetration and water content relationship of clays, *Géotechnique*, 50, No. 2, 181-187

Fies J.C. (1984) : Analyse de la repartition du volume des pores dans les assemblages argyle-squelette : comparaison entre un modèle d'espace poral textural et les données fournies par la porosimétrie au mercure. *Agronomie*, Vol. 4, N° 9, PP 891-899.

Fisk H.N. and Mc Clelland B. (1959): Geology of continental shelf of Louisiana: its influence on offshore foundation design, Bulletin of the Geological Society of America, Vol. 70, PP 1369-194

Flavigny E. et Thanh N. (2005): Etude et essais de comportement d'argile de grands fonds marins. Rapport d'étude. Clarom

Fleureau J.M, Kheirbek-Saoud S., Soemitro R., and Taibi S. (1993): Behaviour of clayey soils on drying-wetting paths. Canadian Geotechnical Journal. 30, N° 2, PP 287-296.

Frost J.D. and Yang C. (2003): Effect of end platens on microstructure evolution in dilatant specimens. Soil and Foundations, Vol. 43, No. 4. PP 1-11.

G:

Gagnon Ch., Mucci A. and Pelletier E. (1996): Vertical distribution of dissolved sulphur species in costal marine sediments. Marine Chemistry, Vol. 52, PP 195-209

Gens A. (1993): Constitutive modelling of expansive soils, Porc of Civil Eng. European courses programme of Continuing Education, unsaturated soils: recent developments and applications, Barcelona, Spain.

Georgiannou V. N., Burland J. B. and Hight D. W. (1990): The undrained behaviour of clayey sands in triaxial compression and extension. Géotechnique, Vol. 40, N° 3, PP 431-449

Giresse P., Bongo-Passi G., Delibrias G. et Duplessy J.C. (1982) : La lithostratigraphie des sédiments hémipélagiques du delta du fleuve Congo et ses indications sur les paléoclimats de la fin du Quaternaire. Bull. Soc. Géo. France, (7), t. XXIV ; N°4, PP 803-815.

Griffiths F.J. and Joshi R.C. (1990): Clay fabric response to consolidation. Applied Clay Science, Vol. 5, PP 37-66.

Gieskes, J.M., Elderfield, H., et Palmer, M.R, (1986) : Strontium and its isotopic composition in interstitial waters of marine carbonate sediments. Earth Planet. Sci. Lett. 77, 229-235.

Goldhaber M.B. (2002) : Sulfur-rich sediments. In MacKenzie, F.T. (Ed.), Treatise on Geochemistry, 7, pp. 257-288.

Guillot X., Al-Mukhtar M., Bregaya F. and Fleureau J.M. (2002) : Estimation de la porosité dans un matériau argileux, Géoscience, Vol. 334, PP 105-109

Grunberger D., Djeran-Maigre I., Velde B. and Tessier D. (1994) : Mesure de la réorientation des particules de kaolinite lors de la compaction par observations directes, C. R. Acad. Sci. Paris série II. PP 627-633.

H:

Hammad T. et Hattab M. (2008) : Comportement de mélange montmorillonite-kaolinite sur chemins oedométriques et triaxiaux, JNGG'08, NANTES, 637-645

Harison J. A. (1988) : Using the BS cone penetrometer for the determination of plastic limit of soils. Géotechnique, Vol. 38, No. 3, PP 733-738.

Hattab M. (1994) : Etude expérimentale du comportement dilatant des argiles surconsolidées, thèse de doctorat, ECP

Hattab M. Favre J.L. (2005) : Propriétés des sédiments marins grande profondeur. Rapport d'étude. Clarom.

Hattab M. et Favre J.L. (2010): Analysis of the experimental compressibility of deep water marine sediments from Gulf of Guinea, Marine and Petroleum Geology, Vol. 27, PP 486-499.

Hattab M. Bouziri-Adrouche S. and Fleureau J. M. (2010) : Evolution de la microstructure d'une matrice kaolinitique sur chemin triaxial axisymétrique, Can. Géotech. J. Vol. 47, 1-15

Hattab M., Hammad T., Fleureau J-M and Hicher P – Y (2010): Behaviour of a sensitive marine sediment – Microstructural investigation, Soumis Géotechnique.

Hernández A., Calvo J.I., Prádanos P., Palacio L., Rodriguez M.L. and Saja J.A. (1997) : Surface structure of microporous membranes by computerized SEM image analysis applied to Anopore filters. Journal of Membrane Science, Vol. 137, PP 89-97.

Heselton L. R. (1969): The continental shelf, center for naval analysis, research contribution 106, Arlington, VA (AD 686-703)

Hicher P. Y., Wahyudi H. and Tessier D. (2000): Microstructural analysis of inherent and induced anisotropy in clay. Mech. Cohes.-Frict, Vol 5, PP 341-371

Hight D. W., Bond A.J. and Legge J.D. (1992): Caractérisation of Bothkennar caly: an overview. Géotechnique, Vol. 42, N°2, PP 303-347

Hoareau G. (2009): Relations sulfates/carbonates pendant la diagenèse des sédiments marins: étude sédimentologique du delta éocène du Sobrarbe (Espagne) et modélisation thermodynamique des données ODP/IODP. thèse de doctorat, université de Toulouse.

K:

Karlsson R. (1961): Suggested improvements in the liquid limit test, with reference to flow properties of remoulded clays. Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Paris, Vol. 1, PP 171-184.

Karstunen M. and Koskinen M. (2008) : Plastic anisotropy of soft reconstituted clays. Can. Geotech. J. Vol. 45, PP 314-328

Karunaratne G. P., Chew S. H., Sinha A. N. and Lee S. L. (2001): consolidation behaviour of bentonite-kaolinite mix, XVth ICSMGE, Istanbul, Vol 1, PP151-154

Katti R. K.; Humad S.; Dewaikar D. M. (1977): Characteristic of Bomabay marine clay in Twin city area, Geotechnical Aspects of Soft clays, ISSC, Internation symposium of soft clay, Bangkok, PP 27-43

Kay S., Goedemoed S.S. and Vermeijden C.A. (2005): Influence of salinity on soil properties, Frontiers in Offshore Geotechnics: ISFOG 2005- Gourvenec & Cassidy (eds), Taylor & Francis Group, London, ISBN, PP 1087-1093

Keller G. H. and Lambert D. N. (1972): Geotechnical properties of submarine sediments, Mediterranean Sea, ed. By D. J. Stanley, Dowden, Hutchinson & Ross Inc., Stroudsboung Pa, PP401-415

Khemissa M. (1992) : Recherche expérimentale sur les propriétés mécanique d'une argile molle naturelle. Thèse de doctorat, Ecole national des ponts et Chaussées

Konard J. M. and Sawitzki D.G. (1994): undrained behaviour of clay-silt mixtures in triaxial compression, XIII ICSMFE, New Delhi, Vol. 1, PP33-38

Kondo F. and Torrance K. (2005): Effects of Smectite, salinity and water content on sedimentation and self-weight consolidation of thoroughly disturbed soft marine clay, Paddy Water Environ 3: 155-164

Koumoto T. and Houlby G.T. (2001) : Theory and practice of fall cone test. Géotechnique, Vol. 51, No. 8, PP 701-712.

L:

Ladd C.C. and Bailey W.A. (1964): Discussion on "the behaviour of saturated clays during sampling and testing", Géotechnique, Vol. 14, N° 4, PP 353-358.

Ladd C.C. (1971): Strength parameters and stress-strain behaviour of saturated clays Res. Rep R71-23 MIt, Cambridge

Laird D. A. (2006): influence of layer charge on swelling of Smectite, applied clay science 34, PP 74-87

Lawrence J.P. (1978): Stability of soil pores during mercury intrusion porosimetry. J. Soil Sci. Vol. 29, PP 299-304.

Lawrence G.P. (1978): Stability of soil pores during mercury intrusion porosimetry. J. Soil Sci. Vol. 29, PP 299-304.

Lawrence G.P., Payne D. and Greenland D.J. (1979): Pore size distribution in critical point and freeze dried aggregates from clay subsoils. Journal of Soil Science, Vol. 30, PP 499-516.

León y León C.A. (1998) : New perspective in mercury porosimetry. Advances in Colloid and interface Science, 76-77, PP 341-372

Leroueil S. and Le Bihan J.P. (1996): Liquid limits and fall cones. Can. Geotech. J. Vol. 33, PP 793-798

Leroueil S., Vaughan P.R. (1990): The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks, Géotechnique 40, 3, PP 467-488

Lessard C. Mitchell J. K (1985): The cause and effets of aging in quick clays, Can. Geotech. J. Vol. 22, 335-346

Liu H. (1999) : Etude des comportements de sols naturels et des sols reconstitués au laboratoire, thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris.

Locat J. and Lee, H. (1998): The Role of Bioturbation and Rapid Sedimentation in Shear Strength Development: Comparison between the Eel River Margin (California) and Saguenay Fjord (Québec) sediments. *Rapport d'étude. (Poster disponible sur le site: <http://www.saguenay.ggl.ulaval.ca/publications2.html>)*

Locat J., Lee H., Kayen R., Ken I., Savoie M.C., Boulanger E. (2002): Shear Strength development with burial in Eel River margin slope sediments. *Marine Georesources and Geotechnology*, Vol. 20, PP 111-135.

Lombard M., Suchon E. Puech A., Borel D. (2004) : Projet CEP & M, Caractérisation des sols grands fonds, état de connaissances et des besoins dans le golfe de Guinée, Fugro France

Low H. E. and Phoon K. K. (2008): Effect of cementation on the compressibility of Singapore upper marine clay, *Can Geotech. J.*45: 1018-1024

Lunne T., Berre T. and Strandvik S. (1998): Sample disturbance effects in deep water soil investigations. *Offshore site investigation and foundation behaviour.*

Lumb P. (1977): the marine soils of Hong Kong and Macau, *International Symposium On Soft Clay*, Bangkok, Thailand, PP 45-57

Luo D., Macleod J. E. S., Leng X. and Smart P. (1992): Automatic orientation analysis of particles of soil microstructures. *Geotechnique*, Vol. 42, N°. 1, PP 97-107.

M:

Malkawi A. I. H., Alwaneh A.S. and Abu Safaqaq O. T. (1999): Effects of organic matter on the physical and physicochemical properties of illitic soil. *Applied Clay Science*, Vol. 14, PP 257-278.

Mangan J. P. et Youssefien G. (1989) : Essais au bleu de méthylène et classification géotechnique des sols, *Bull. Liaison labo P. et Ch.* 159- Janv-Févr. Réf. 3378

Magnan J. P. (2000) : *Cours de Mécanique des sols et des roches.* Ecole Nationale des Ponts et Chaussées

Manh Le. (2008) : *Caractérisation physique et mécanique des sols marins d'Offshore profond*, Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées .

Marcial D., Delage P. and Cui Y. J. (2002): On the high stress compression of bentonites. *Can. Geotech. J.* Vol. 39, PP 812-820

Martinez-Nistal A., Veniale F., Setti M. and Cotecchia F. (1999) : A scanning electron microscopy image processing method for quantifying fabric orientation of clay geomaterials. *Applied Clay Science*, Vol. 14, PP 235-243.

Masselin I., Durand-Boulier L., Laine J.M., Sizaret P.Y., Chasseray X. and Lemordant D. (2001) : Membrane characterization using microscopic image analysis. *Journal of Membrane Science*, Vol. 186, PP 85-96.

Matthew Y-H. K. and Malcolm D. B. (2009): Soil characterization of deep sea west African clays: is biology a source of mechanical strength?. *Proceeding of the nineteenth international offshore and polar engineering conference*, Osaka, Japon, June 21-26, PP 488-494

Menéndez B., David C., Martinez Nistal A. (2001) : Confocal scanning laser microscopy applied to study of pore and crack networks in rocks. *Computers & Geoscience*, Vol. 27, PP 1101-1109.

Meunier J. et Nauroy J.F. (2003) : Projet "sols marins grande profondeur », Rapport d'étude, IFP, Ifremer, Clarom.

Meunier J. et Nauroy J.F. (2004) : Recommandations pour les essais de laboratoire, projet "sols marins grande profondeur », Rapport d'étude, IFP, Ifremer, Clarom.

Meunier J., Dendani H., Nauroy J.F., Puech A. (2004) : Caractérisation mécanique des sols marins grande profondeur, *Sea Tech Week*, 21-22 oct.

Mesri G., and Choi Y. K. (1985): Settlement analysis of embankment on soft clay, *Journal of Geotechnical engineering*, Vol 111,4 , PP 441-464

Middelburg J.J., Vlug T. and Van der Nat F.Jaco W.A. (1993): Organic matter mineralization in marine systems, *Global and Planetary Change*, Vol. 8, PP 47-58.

Mitchell J.K. (1976): *Fundamentals of soil behaviour*, John Wiley & Son Inc., New York, PP 422; PP 112.

Mitchell J. K. and Soga K. (2005): *Fundamentals of soil behaviour*, 3rd ed, John Wiley & Son Inc., Hoboken, New Jersey.

Michel F. et Courard L. (2006) : Apport de la granulométrie laser dans la caractérisation physique des fillers calcaires, 7^{ième} édition des journées scientifique du regroupement francophone pour la recherche et la formation sur le béton, à Toulouse

Mohan D. and Bhandari R. K. (1977): Analysis of some indian marine clays, Geotechnical aspect of soft clays, Proc. Int. Symp. Of Soft Clay.ISSC, Bangkok, PP 59-74

Montargès R. (1993) : Mers profondes. Rapport d'étude de l'IFP.

Moriwaki T. and Wada Y. (2001): Quantitative evaluation of microstructure of clays. Proc. Of the International Symposium on Suction, Swelling, Permeability and Structure of Clays, Pp 411-418

Moulin G. (1988) : Etat limite d'une argile naturelle, l'argile de Pornic, thèse de doctorat, ENSM Nantes.

Murashev A. K. (1997): Effect of age-strengthening on initial stiffness and settlements of soils, Proceeding of the Fourteenth international conference on soil mechanics and foundation engineering, Hamburg, Vol. 1, PP 167-173.

Muri O., Holm J.V. & Hamre L. (2001): Grain size distribution for silt and clay by means of laser diffraction, XVth ICSMGE, Istanbul, Vol-1, PP 211-214

Murray R.S. and Quirk J.P. (1980): Freeze-dried and critical point dried clay: a comparaison. Soil Sci. Soc. Am. J. Vol.44, PP 232-234

N:

Nagaraj T.S., Norihiko M., Chung S. G. and Nagendra P. (2003): Analysis and assessment of sampling disturbance of soft sensitive calys. Géotechnique 53, No. 7, 679-683

Naskos N. A. (1985) : Quelques aspects du comportement mécanique de l'argile saturée consolidée sous fortes pressions. Thèse de doctorat, ECP

Noorany I. (1984): Phase relation in Marine Soils., ASCE Journal of Geotechnical Engineering. 110(4): 539-543

Noorany I. and Gizienski S. F. (1970): Engineering properties of submarine soils: state of the art review, Journal of the soil and foundations division, Proc ASCE, PP 1735-1762.

Norrish K. (1954): the swelling of montmorillonite, Division of soils, C.S.I.R.O., Adelaide, Australia, PP 120-134.

Nova R. (2005) : Fondements de la mécanique des sols, Lavoisier, Paris PP-17

O:

Ohtsubo M., Egashira K. and Kashima K. (1995): Depositional and post- depositional geochemistry, and its correlation with the geotechnical properties of marine clays in Ariake Bay, Japon, Géotechnique 45, No. 3, 509-523

Oi J. and Xie D. (2001): soil structure and its quantitative parameter, XVth ICSMGE, Istanbul, Vol. 1, PP 239-242

O'Kelly B. C. (2006): Compression and consolidation anisotropy of some soft soils. Geotechnical and Geotechnical Engineering, Vol. 24, PP 1715-1728.

P:

Pabst W., Kunes K., Havrda J. and Gregorova E. (2000): A note on particle size analyses of kaolins and clays, Journal of the European Ceramic Society, Vol. 20, PP 1429-1437.

Paul M.A and Barras B.F. (1999): Role of organique material in the plasticity of Bothkennar clay. Géotechnique 49, No 4, 529-535

Perret D., Locat J. and Leroueil S. (1995): Strength development with burial in fine grained sediments from Saguenay Fjord, Quebec, Can. Geotech. J. 32, 247-262

Penumadu D. and Dean J. (2000): Compressibility effect in evaluating the pore size distribution of kaolin clay using mercury intrusion porosimetry. Can. Geotech. J. Vol. 37, PP 393-405.

Pierret M. C., Blanc G. and Nobert C. (2000) : Sur l'origine de la pyrite framboïdale dans les sediments de la fosse Suakin (mer Rouge), C. R. Acad. Sci. Paris, Science de la terre et des planets, 330, PP 31-38.

Polidori E. (2003): Proposal for new plasticity chart, Géotechnique 53, No 4, 397-406

Polidori E. (2007): Relationship between the Atterberg limits and clay content, Soils and Foundations, Vol. 47, No. 5, 887-896

Pons C.H. (1980) : Mise en évidence des relations entre la texture et la structure dans les systèmes eau smectites par diffusion aux petits angles du rayonnement synchrotron. *Thèse de l'Université d'Orléans, France.*

Prashant A. and Penumadu D. (2007): Effect of microfabric on mechanical behaviour of kaolin clay using cubical true triaxial testing, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering ASCE/ April 2007, PP433-443*

Prakasha K. S. and Chandrasekaran V. S. (2005): Behaviour of marine sand-clay mixtures under static and cyclic triaxial shear, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, February, PP 213-222*

Puech A., Borel D., Lombard M., Suchon E. (2004) : Caractérisation des sols grands fonds "Etat des connaissances et des besoins dans le Golfe de Guinée", rapport d'étude, Fugro France.

Puech A., Colliat J.L., Nauroy J.F. and Meunier J. (2005): Some geotechnical specificities of Gulf of Guinea deepwater sediments, *Frontiers in Offshore Geotechnics: ISFOG, Gourvenec & Cassidy,*

Pusch R. (2006): Mechanical Properties of Clay Minerals, *Handbook of Clay Science, Vol. 1, PP 247-259*

Pusch R. (1982): Mineral-water interactions and their influence on the physical behaviour of highly compacted Na bentonite. *Can. Geotechn. J., 19: 381-387.*

Q:

Quemeneur Ph. (1996) : Caractérisation géotechnique en zone « d'Offshore » profond, thèse de doctorat, Ecole National Supérieure de Géologie de Nancy.

Quiros G. W. and Little R.L. (2003): Deepwater soil properties and their impact on the Geotechnical program. *Offshore Technology Conference, Houston, Texas, Oct 15-26.*

R:

Rasband W.S (1997-2009) : ImageJ, U. S. National Institute of Health, Bethesda, Maryland, USA, <http://rsb.info.nih.gov/ij/>.

Rateev M. A., Sadchikova T. A., and Shabrova V. P. (2008): Clay minerals in recent sediments of world ocean and their relation to types of lithogenesis, Lithology and mineral resources, Vol. 43, No. 2, PP 125-135

Richards A.F. (1962): Investigation of deep sea sediments cores, II Mass physical properties, Technical report, U.S. Navy Hydrographic office, Washington D. C., PP 146

Richards A. F., Palmer H. D. and Perlow M. JR. (1975): Review of continental shelf marine geotechnics: Distribution of soils, measurement of properties and environmental hazards, Marine Geotechnology, Vol. 1, N°. 1, PP33-66

Richardson M. D., Briggs K. B. and Young D. K. (1985): Effect of biological activity by abyssal benthic macroinvertebrates on a sedimentary structure in the Venezuela basin, Marine Geology, Vol. 68, PP 248-267.

Rudelle M. et Biarez J. (1977) : Mécanique des sols en mer profonde, Connaissance des sédiments, techniques de reconnaissance, traficabilité, Centre National pour l'exploitation des océans.

Rutgers van der Loeff M.M. and Boudreau B. (1997): The effect of resuspension on chemical exchanges at the sediment-water interface in the deep sea – A modelling and natural radiotracer approach. Journal of Marine Systems, Vol. 11, PP 305-342.

S:

Saim R. (1997) : Des comportements repères des grains sans colle à un exemple de sol réel. Thèse de doctorat, ECP

Schlosser F. (2003): Elements de mécanique des sols, Presse de l'école nationale des Pont et Chaussées.

Schoonheydt R.A. and Johnston C. T. (2006): Surface and Interface Chemistry of Clay Minerals, Handbook of Clay Science, Vol. 1, PP 87-109

Seed H. B., Woodward R. J., and Lundgren R. (1964): Clay mineralogical aspects of the Atterberg limits, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 90, No. SM 4, PP. 107-131.

Sergeyev et Osipov (1977): Structural aspects of shearing resistance of clays, IX ICSMFE, Tokyo, Vol. 1, PP 293-294

Shaheen A. A. and Peaker K. R. (1977): Geotechnical properties of soft Singapore clay, Geotechnical Aspects of Soft clays, ISSC, International symposium of soft clay, Bangkok, PP 3-14

Skempton A. W. (1954): Discussion of the structure of inorganic soil, proceedings of ASCE, Soil Mechanics and Foundations Division. Vol. 80, PP 19-22.

Skempton A. W. (1948): study of the geotechnical properties of some post glacial clays. Géotechnique, 1948, Vol. 1, PP 7-22.

Skempton A. W. (1953): The Colloidal "Activity" of clays, Proc 3rd Int. Conf. Soil Mech., Zurich, Vol. 1, PP 57-61

Skempton A. W. (1970): The consolidation of clays by gravitational compaction, Q. J. Geol. Soc. Lond., Vol. 125, PP 373-412.

Skempton A.W. and Northey R.D. (1953): The sensitivity of clays. Géotechnique, Vol. 3, No.1, PP 30-53.

Simms P.H. and Yanful E.K. (2004): A discussion of the application of mercury intrusion porosimetry for the investigation of soils, including an evaluation of its use to estimate volume change in compacted clayey soils. Géotechnique, Vol. 54, N° 6, PP 421-426.

Soemiro R. (1994): Contribution à l'étude du rôle de la pression interstitielle négative dans le gonflement et d'autres aspects du comportement des sols non saturés. Thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris.

Souli H., Fleureau J.M., Trabelsi Ayadi M., Besnard M. (2008): Physicochemical analysis of permeability changes in the presence of zinc, Geoderma 145, PP 1-7

Souli H., Fleureau J.M., Soemiro R. (2007) : Apport de la physico- chimie à l'étude du retrait-gonflement d'une argile plastique compactée, Revue Française de Géotechnique N° 120-121, 4^e trimestre, PP 131-142

Sridharan A. and Jayadeva M. S. (1982): Double layer theory and compressibility of clays, Géotechnique, Vol. 32, No. 2, PP133-144

Stone K.J.L. & Kyambadde B.S. (2005): The determination of undrained shear strength and plasticity properties from quasi-static penetration tests, Frontiers in offshore Geotechnics: ISFOG 2005- Gourvenec & Cassidy (eds), Taylor & Francis Group, London, PP 1095-1099

Sultan N., Cochonat P., Dennielou B., Bourillet J.F., Savoye B. and Colliat J.L. (2000) : Surconsolidation apparente et pression osmotique dans un sédiments marin. C. R. Acad. Sci. Paris, PP 379-386

T:

Takeo E., Rwaichi J. A. M., Takako N., Yoshio O., Abhijit C. (2005): Correlation of hydraulic conductivity of clay- sand compacted specimens with clay properties, Applied Clay Science, 26, PP 3-12

Tanaka H. and Locat J. (1999): Microstructural investigation of Osaka Bay caly: the impact of microfossils on its mechanical behaviour, Can. Geotech. J., Vol. 36, PP 493-508

Tanaka H., Locat J., Shibuya S., Soon T. T. and Shiwakoti D.R. (2001): Characterization of Singapore, Bangkok, and Ariake Clays, Can. Geotech. J., Vol 39, PP 378-400.

Tanaka H., Shiwakoti D.R., Omukai N., Rito F., Locat J. and Tanaka M. (2003): Pore size distribution of clayey soils measured by mercury intrusion porosimetry and its relation to hydraulic conductivity, Soil and Foundations, Vol. 43, N° 6, PP 63-73.

Tan S. B. and Lee K. W. (1977): Engineering geology of the marine member of the kallang formation in Singapore, Geotechnical aspect of soft clays, Proc. Int. Symp. Of Soft Clay.ISSC, Bangkok, PP 75-88

Tavenas F. and Leroueil S. (1977): Effect of stress and time on yielding of clays, IX ICSMFE, Tokyo, Vol. 1, PP 319-326.

Terzaghi k., Ralph B. P. and Mesri Gh. (1996): Soil mechanics in engineering practice, third edition, John Wiley & Sons, Inc, New York., Article 16, PP 100-122

Terzaghi, K. (1944): Ends and means in soil mechanics, Engineering journal of Canada, Vol. 27, PP 608

Tessier D., Pedro G. (1976): Evolution des principes argiles Ca au cours de phénomène de retrait. I.N.R.A, station de science du sol, CNRA de Versailles.

Tessier D. & Berrier J. (1978): Observation d'argiles hydrates en microscopie electronique à balayage. Importance et choix de la technique de préparation. Proc. Vth Int. Work-Meet. Soil Micromorphology, Canada, PP117-135

Tessier D. (1984): Etude expérimentale de l'organisation des matériaux argileux. Hydratation, gonflement et structuration au cours de la dessiccation et de la réhumectation, INRA, thèse de doctorat d'état, Université de Paris VII.

Tessier D., Lajudie A., and Petit J. C. (1992): Relation between the macroscopic behavior of clays and their microstructural properties, Applied Geichemistry, N°1, PP 151-161

Ting W. H. and Ooi T. A. (1977): some properties of the coastal alluvia of Peninsular Malaysia, Geotechnical aspect of soft clays, Proc. Int. Symp. Of Soft Clay. ISSC, Bangkok, PP 89-101

Thomas F., Rebours B., Nauroy J.F., Meunier J. (2005): Mineralogical characteristics of the Gulf of Guinea deep water sediments. Frontiers of Offshore Geotechnics: ISFOG, Gourvenec & Cassidy

Tombacz E. and Szekeres M. (2006): Surface charge heterogeneity of kaolinite in aqueous suspension in comparaison with montmorillonite, applied clay science, 34, PP105-124

Touret O., Pons C.H., Tessier D., Tardy Y. (1990) : Etude de la répartition de l'eau dans les argiles saturées Mg 2+ aux fortes teneurs en eau, Clay minerals, 25, PP 217-233.

Tovey D. & Wong K.Y. (1973): The preparation of soils and other geological materials for the S.E.M. Proc Int. Symp. Soil Structure, Gothenburg, PP 59-67.

Tovey N. K. and Dadey K. A. (2002): Quantitative orientation and microporosity analysis of recent marine sediment microfabric. Quaternar International, Vol. 92, PP 89-100

Tribble G. (1993) : Organic matter oxidation and aragonite diagenesis in a coral reef. Journal of Sedimentary Geology, 63, 523-527.

Trueba V.L. (1988) : Etude du comportement mecanique des argyles saturées sous sollicitation tridimensionnelles, Thèse de Doctorat, ECP.

Tsuchida T. (1994): a unified concept of e-log p relationship of clays, XIII ICSMFE, New Delhi, Vol. 1, PP 71-74

Tsuchida T. & Hong A. (2001): evaluation of structure of aged marine deposits by means of standard compression curve, XVth ICSMGE, Istanbul, Vol. 3, PP 2253-2256

V:

Van Olphen H. (1977): An introduction to clay colloid chemistry, 2nd ed., Wiley interscience, New York.

Vernant A.M., Lacaze M.C., Laribi S., Favre J.L. (2004) : Analyse des sédiments marins: étude d'une argile "grands fonds". Rapport d'étude, ECP, IFP.

W:

Wahyudi H. (1991) : Etude des propriétés mécaniques des matériaux argileux en relation avec leur organisation à différentes échelles. Thèse de doctorat, ECP.

Wantanaphong J., Mooney S.J. and Bailey E.H. (2006): Quantification of pore clogging characteristics in potential permeable reactive barrier (PRB) substrates using image analysis. Journal of contaminant Hydrology, Vol. 86, Pp 299-320

Wasti Y. and Bezirci M.H. (1986): Determination of the consistency limits of soils by the fall cone test. Can. Geotech. J. Vol. 23, PP 241-246

Webb P.A., Orr C., Camp R., Olivier J.P. and Yunes Y.S. (1997): Analytical methods in fine particle technology, Micromeritics Instrument Corp. Norcross, USA, PP 155-191.

Wetzel A. (1993): The transfer of river load to deep sea fans: A Quantitative approach. The american Association of Petroleum Geologists Bulletin, Vol. 77, N° 10, PP 1679-1692

Wijeyesekera D. C. and De Freitas M. H. (1976): High pressure consolidation of kaolinitic caly, Geologic notes, The American Association of Petroleum Geologists, PP293-298

Won J. Y. and Chang P. W (2007): the cause of apparent overconsolidation in the Namak marine deposit korea, Géotechnique 57, No. 4, Pp 355-369

Y

Yin J.H. and Zhu J.G. (1999): Measured and predicted time-dependent stress-strain behaviour of Honk Kong marine deposits. Can. Geotech. J. 36. PP 760-766.

Yin J.H., Liao H.J., Zhou C., et Cheng C.M. (2003): Estimation of marine soil parameters for preliminary analysis of geotechnical structures in the Taiwan strait connection project, Marine geosciences and geotechnology, 21: 167-192

Ying-Dong Q, Cheng-Song C., San-Ben C. and Jin-Quan L. (2005): A fast subpixel edge detection method using Sobel–Zernike moments operator, Image and vision computing, Vol. 23, PP 11-17.

Z:

Zaruba Q. and Mencl V. (1976): Engineering Geology, Developments in Geotechnical Engineering V-10, PP 145-162

Zervoyannis C. (1982) : Etude synthétique des propriétés mécaniques des argiles saturées et des sables sur chemin oedométrique et triaxial de révolution. Thèse de doctorat, ECP

Sites Internet :

Université du Liège, Belgique

Université Laval, Canada

Site ImageJ.

Normes

NF P 94-074 : Essai à l'appareil triaxial de révolution, Octobre (1994)

NF P 94-070 : Essai à l'appareil triaxial de révolution, Octobre (1994)

XF P 94-090-1 : Essai œdométrique, (1997)

NF P 94-051 : Détermination des limites d'Atterberg, limite de liquidité à la coupelle- limite de plasticité au rouleau, Mars (1993)

NF P 94-052-1 : Détermination des limites d'Atterberg, Limite de liquidité- Méthode de cône de pénétration, Novembre (1995).

LES ANNEXES

Annexe Chapitre I

1. Sédiments marins.....	294
2. Propriétés géotechniques.....	294
3. Angle de frottement interne.....	298

Annexes Chapitre II

1. Identification granulométrique	299
2. Caractérisation des paramètres de la relation Cu-w.....	300
3. Précision des GDS.....	301
4. Comparaison entre deux méthodes de traitement d'image.....	302
5. Minéralogie de l'argile GoG	302
6. Le programme pour l'observation microscopique	307
7. Carottier STACOR.....	309
8. Cohésion non drainée de l'argile GoG (Site A et Site B)	310

Annexe Chapitre III

1. Variation du volume pendant la phase de consolidation isotrope	311
2. Variation de la déformation volumique pendant la phase de cisaillement...	312
3. Variation de l'indice des vides pendant la phase de cisaillement.....	312
4. Comparaison des porosités œdométrique et isotrope.....	313
5. Evolution de la microstructure des argiles du laboratoire sur les différents chemins de contrainte.....	316

Annexe Chapitre IV

1. Indice de remaniement	322
2. Vitesse de sédimentation dans le Golfe de Guinée.....	322
3. Correction due à la salinité	322
4. Identification des diamètres des pores par traitement d'image.....	324

Annexes I

1. Sédiments marins

La nature du sol (ex : la minéralogie, taille et forme des grains) est largement déterminée par la nature de l'altération et le mode de transport. L'état du sol et sa structure sont déterminés par l'environnement de dépôt ainsi que par les processus géologiques (Atkinson, 2007).

Composition des argiles marines de grande profondeur (Rudelle et Biarez, 1977)

- a- minéraux argileux ($< 2\mu\text{m}$) : lors du dépôt le plus important est l'illite dans les océans de hautes latitudes, la kaolinite et la chlorite sont moins abondantes, La kaolinite et la montmorillonite sont plus abondantes dans les zones tropicales, le pourcentage variant selon la profondeur.
- b- quartz et feldspath : on en trouve un faible pourcentage, le quartz provient des apports éoliens ou des icebergs ; ils sont en général d'origine volcanique.
- c- carbonates : proportion faible, quelque fois importante par endroit.
- d- silice amorphe et alumine : on les retrouve lorsqu'il y a un mélange avec des boues siliceuses (radiolaires, diatomées).
- e- matériaux pyroclastiques : ce sont des cendres de volcan qui sont entraînées par les vents ; ils peuvent se déposer partout.
- f- matière organique : on en trouve en faible pourcentage, jusqu'à 5% dans certains sites.

2. Propriétés géotechniques

Le tableau (I. 1) montre les propriétés géotechniques de quelques argiles terrestres et marines. Dans le tableau (I.2), nous présentons les propriétés géotechniques des argiles prélevées dans plusieurs sites marins. Les propriétés sont organisées en trois groupes selon les principes de Biarez et Hicher (1994). Nous tentons de confronter les propriétés collectées à travers la littérature avec les corrélations existantes proposées pour les argiles.

Significations des symboles dans les tableaux (I.1) et (I. 2)

- Ariake_1 : profondeur de prélèvement 3-12m, Ariake_2 : profondeur de prélèvement 12-16m
- Singapour ⁽¹⁾ : , Singapour ⁽²⁾ : profondeur de prélèvement 14-18m
- Bangkok ⁽¹⁾ : , Bangkok ⁽²⁾ : profondeur de prélèvement 5-12m, Bangkok ⁽³⁾ : profondeur de prélèvement 12-14m
- CS : Couche superficielle

Tableau (I. 1) : les propriétés géotechniques des argiles relevées de la littérature

site	CF %	w _L (%)	w _p (%)	I _p (%)	φ' (°)	C' (kPa)	auteur
Boston Blue	40	34	17		30		
St. Hilaire	77	55	23		26		
Berthieville	36	46	24		27		
La Grande	52	64	26		28		Terzaghi et al. 1996
Vasby	67	121	40		23		
Pisa-Pancone	72	86	35		23		
Mexico City	27	500	150		45		
Argile Blanche	70	61	30		25		Trueba, (1988)
Argile Noire	54	70	40		21		
Grande Baieine	50	38	25		26,5		Zervoyannis, (1982)
Bentonite Verte	67	100	46		22,5		Wahyudi, (1991)
Argiles Marines							
Port Klang	48	100-140	53-93	47	18	-	
Prai	40	70	20	23-46	24,5	-	
Muar	50	90	25	52	26,8 8 REM	34,5	Ting et Ooi, (1977)
Penang	97	90	30	56	20 Nat 15 REM	-	
Singapore clay	60-70	50-90	18-22	30-50	18		Shaheen et al. (1977)
James Bay marine clay		26-38	14-18	5-18	30-32		
Leda clay Ottawa (Canada)		20-45	18-24	5-20	25-30		Soderman and Quigley, 1965
Neweigien clay	45-70	25-36	17-20	6-20	26-30		Bjerrum, 1954; 1955
Bombay marine clay in Twin City	35-55	65-75		20-25	22		
	40-65	50-70		25-40	14		
	60-80	55-85		25-40	10		Katti et al. (1977)
	35-75	60-100		30-55	15-25		
Hong Kong and Macau marine Clay (Groupe A)		Autour de 70	Autour de 25				Lumbe, (1977)
Indian marine Clay (site Visakhapatnam)	40-70	65-97	40-45	24-55	18,5	0,2-0,4	Mohan et Bhandari, 1977
Golfe du Maine	56	124	47	78			
San Diego	35	111	47	64			Richards et al. 1975

Tableau (I.2) : propriétés géotechniques de argiles marines

site	Propriétés de Nature (B)				Arrangement (C)				Déformabilité (D)				Auteurs
	Minér	CF%	w _L %	w _p %	I _p %	w _{nat} %	I _L	e ₀	Cu kPa	Cc	OCR	YSR	
A	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	E
Osaka Bay	-	-	80-111	31-52	59-68	49-82		1,37-2,13	-	1,10	NC	1,15-1,2	Oda et al, 2005
Changi (Singapore)		35-55	80-95	20-28	50-75	70-88		1,8-2,2		0,6-1,5	NC	1,5-2,5	Arulrajah, 2006
		35-40	50	18-20	30-32	10-35		0,7-0,9		0,2-0,3	NC	3-4	
		45-55	65-90	20-30	35-70	40-60		1,1-1,5		0,6-1,0	NC	2,00	
Bangkok ⁽¹⁾			39-79	21-37	20-76	43-98			13-25	1,14	NC	-	Horpibuulsuka, 2005
Singapore ⁽¹⁾		60-70	50-98	20-30	30-50	50-85		1,8-2,6	14-72		NC		Shaheen et al, 1977
Bombay		35-80	50-100	30-45	20-55	60-125	-	-	-	0,8-1,3	NC		Katti et al, 1977
Hong Kong & Macau		60-70	65-75	25-30		55-70					NC		Lumb, 1977
Visakhapatnam (India)		40-70	65-97	40-45	24-55	80-90		2,47-2,57	20-40	0,82-0,88	NC		Mohan et Bhandari, 1977
Kandla (India)		30	55-80	20-35	20-50	35-75		1,10	17-35	0,30	NC		
Cochin (India)		53	109	40	69	75		2,18	5-15	0,8	NC		
Bermerhave (Germany)	Chl+illite	30-33	97-99	48-50		65-95					NC		Rizkalah et Blumel, 1977
Singapore Kalang & Geylang	koalinite	75-95	25		50-70	60-75	0,5-0,8	1,78-1,98	4,3-6,5	0,72-0,8	NC		Tan et Lee, 1977
		70-85	10-25		45-75	50-60	0,4-0,6		5,1-10,5		NC		
Port Klang	Smeect+ illi St 2-5		100-140	53-93	47	90-145					NC	0,5- CS 1,12	
Prai			70	20	23-46	50-120					NC	0,79- CS 1,84	Ting et Ooi, 1977
Muar			90	25	52	45-100					NC	0,83- CS 4	
Penang			90	30	56	20-110						CS 3,0	
Cap Vert	Kaol	60-70	55-68	30-42	13-38	70-85	1,25-1,79	1,9-2,5	3-8		NC		Buchan et al,
Djuperma		6-74 (55)	34-132 (92)	19-52 (34)	15-92 (58)	31-207 (105)	0,81-1,51 (1,04)		0,05-4,10 (t/m ²)(0,9)				Richards, 1975
Raudyrenna		14-83 (58)	33-136 (68)	16-52 (27)	15-84 (41)	31-145 (67)	0,67-2,13 (1,19)		0,24-3,10 (1,14)				Richards, 1975
Dramsforden		7-63 (40)	29-58 (47)	20-31 (24)	8-33 (22)	36-197 (73)	1,03-2,88 (1,69)		0,06-1,40 (0,63)				Richards, 1975

A	1	2	3	4	5	6	7	8	9		10	11	12	E
Wecoma		31-73	20-31		9-37	31-73								Locat et al, 2002
Namak_1		32-53 (41,8)	52-67,4		24,5- 41,3 (31,7)	47-69,8 (55,2)		1,22- 1,57 (1,37)						Won and Chang, 2007
Namak_2		26,5- 49,0 (36,2)	43,7- 63,2 (52,3)		20,9- 35,6 (28,0)	32,9- 72,9 (51,1)		1,09- 1,49 (1,27)						Won and Chang, 2007
Ariake 1	Smectite	50	105-130		60-100	120-150	1,2-1,5						1,2-1,5	
Ariake 2	smectite	50	65-95		40-50	90-100	1,1-1,7						1,5	
Singapore ⁽²⁾	kaolinite	65	65-80		40-60	50-60	0,60-0,8					1,1- 1,4		Tanaka, 2001
Bangkok ⁽²⁾	smectite	50	45-85		30-70	55-80	0,6-1,1					1,3		
Bangkok ⁽³⁾	smectite	50	80-85		60	60	0,6					1,6- 1,7		
Δ de Mississippi_1			32-85		23-35	28-73	0,44-0,8	0,75-2	U	Van	0,24-0,98			
Mississippi_2			63-83		20-26	42-60	0,37-0,9	1,14- 1,64	6,4- 66,5	10,7- 34,3				
Mississippi_3			53-77		21-23	51-61	0,7-0,97	1,4-1,7	5,4- 234	13,9- 40,7	0,53-0,93			
Mississippi_4			36-71		22-27	35-62	0,33-1,1	0,94- 1,43	3,2- 7,5	7,5- 132,9	0,41-0,62			
Mississippi_5			68-98		21-26	43-77	0,7-0,97	0,94- 1,43	7,5- 160	6,4	0,33-0,62			
Mississippi_6			66-83		23-32	48-67	0,56-0,7	1,36- 1,8	2,1- 39,7	8,6-99	0,37-0,73			
Mississippi_7			41-82		21-28	31-81	0,5-0,98	0,93- 2,18	3,2- 24	23,6- 75	0,46-0,65			McClelland, 1967
Mississippi_8			79-85		32	57-68	0,6-0,68	1,56- 1,9	16-75		0,21-1,09			
Mississippi_9			41-83		22-27	39-57	0,43-0,9	1,56- 1,9	27-53	37	0,81-0,87			
Mississippi_10			52-91		23-30	33-64	0,4-0,96	1,26- 1,38	36,5- 65,4	37,5- 77	0,31-0,84			
Mississippi_11			46-79		22-36	30-71	0,3-0,6	0,78- 1,86	32- 133	43,132	0,33-0,65			
Mississippi_12			48-78		26-28	50-53	0,5-1,09	1,35- 1,45	21,5- 160,8	25,7- 155,5	0,20-0,81			
Golfe de Maine		56	124	47	78				25,7- 61,13	40,7- 64,2	0,66-0,76			
San Diago		35	111	47	64									Richards, 1967

3. Angle de frottement interne

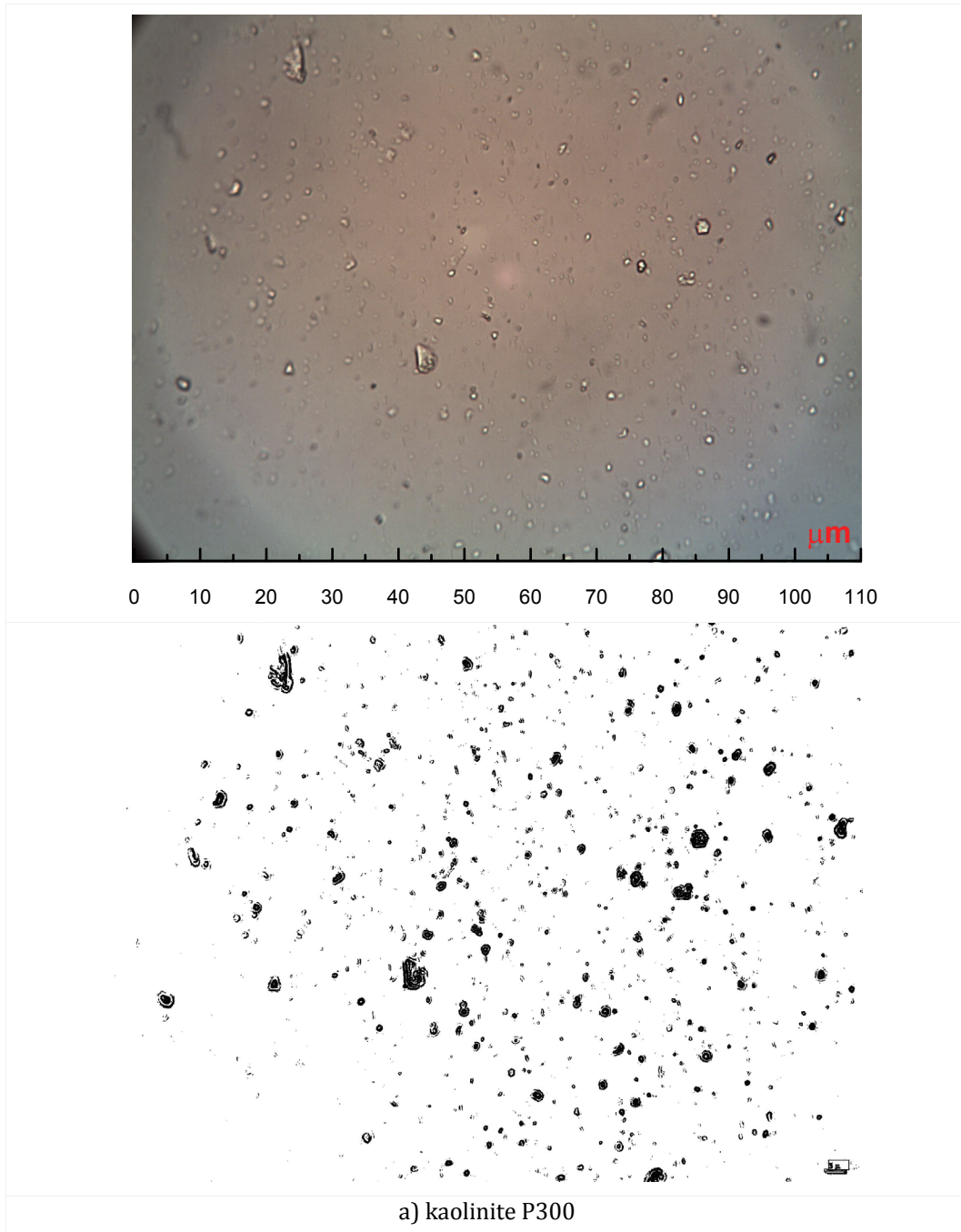
Le tableau (I.3) présente la composition de la fraction argileuse de quelques sites et l'angle de frottement interne

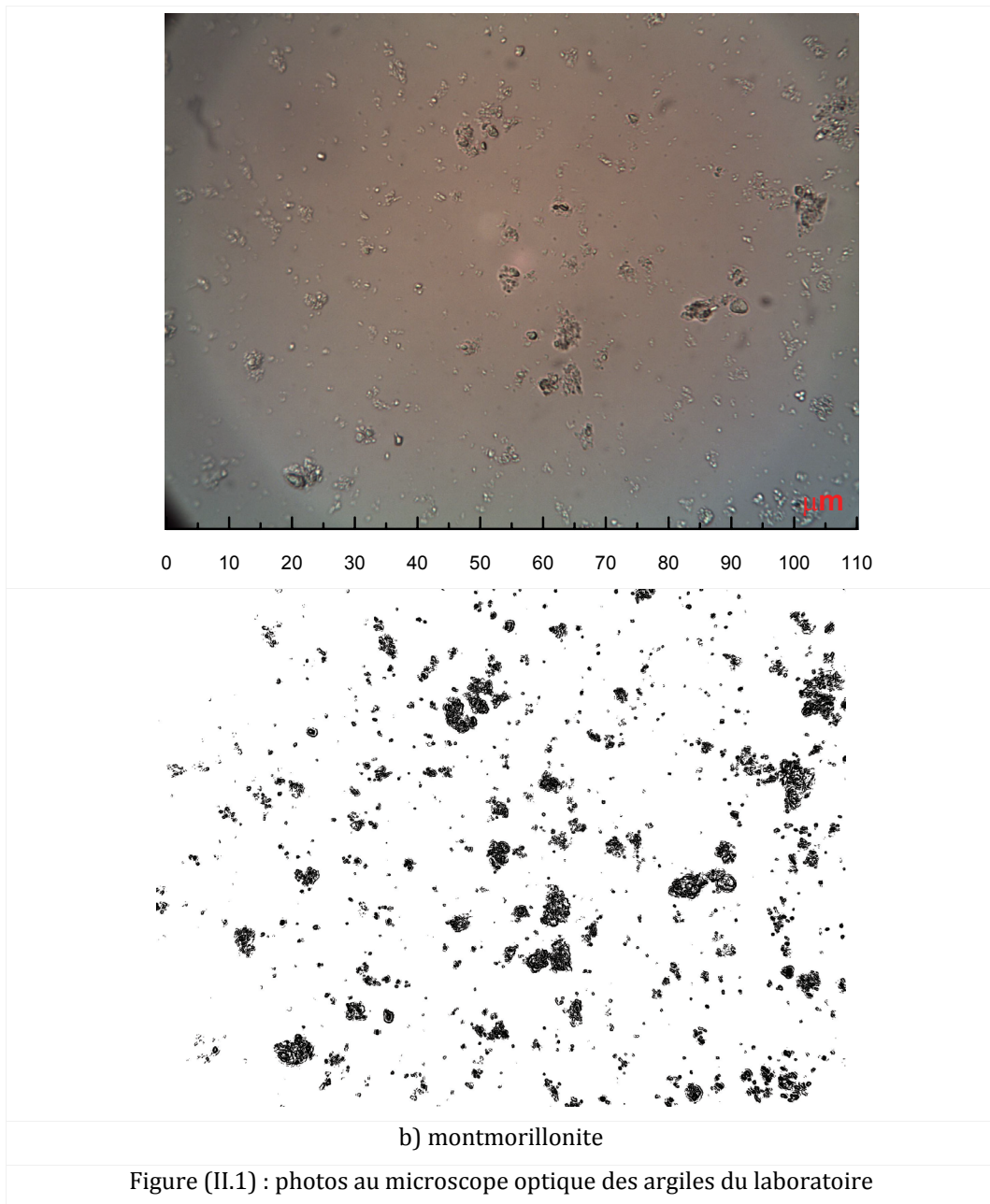
Tableau (I.3) : composition de la fraction argileuse avec ϕ'

Argile	% <2 μ m	w _L	w _p	illite	chlorite	montmorillonite	kaolinite	ϕ' (°)
Boston Blue clay	40	34	17	74	21	5	-	30
St. Hilaire	77	55	23	55	39	6	-	26
Berthieville	36	46	24	53	34	13	-	27
La Grande	52	64	26	70	30	0	-	28
Vasby	67	121	40	67	14	9	-	23
Pisa	72	86	35	60	16	24	-	23
Argile Noire	54	70	40	20			76	21
Bentonite Verte	69	100	46	-	-	> 90		22,5

Annexes II

1. Identification granulométrique





2. Caractérisation des paramètres de la relation Cu-w

Le tableau 2.1 montre les valeurs des paramètres a et b de la relation reliant la cohésion non drainée à la teneur en eau pour différents sols. La connaissance de ces paramètres permet de tracer la courbe Cu-w et ensuite de déterminer la valeur de la limite de plasticité du matériau en utilisant le concept de Skempton et Northey (1953).

Tableau (II. 1) : détermination des paramètres a et b de la relation Cu-w

Matériau	w _L	a	b	auteurs
Yagusa clay	66.7	27.26	0.2	Koumoto et Houlsbey (2001)
Ariake clay	120	60.51	0.16	Koumoto et Houlsbey (2001)
Ariake clay	130.9	39	0.24	Koumoto et Houlsbey (2001)
Ariake clay	140	29.54	0.33	Koumoto et Houlsbey (2001)
Caly mixture	74	44.34	0.17	Koumoto et Houlsbey (2001)
Caly mixture	178	39.97	0.34	Koumoto et Houlsbey (2001)
Caly mixture	180	38.14	0.336	Koumoto et Houlsbey (2001)
Caly mixture	190.5	38.82	0.41	Koumoto et Houlsbey (2001)
Bentonite	334.2	32.45	0.54	Koumoto et Houlsbey (2001)
Bentonite	402	31.72	0.56	Koumoto et Houlsbey (2001)
Sinjun clay	36	18	0.16	Feng (200)
Taipei clay	43	22	0.16	Feng (200)
Panama Clay	125	66	0.16	Feng (200)
Kaolin	50	29	0.15	Feng (200)
Bentonite	423	30	0.5	Feng (200)
Shellhanven clay	97	40	0.18	Skempton & Northey (1953)
London clay	73	30	0.21	Skempton & Northey (1953)
Horten clay	30	17	0.13	Skempton & Northey (1953)
Gasport clay	80	40	0.22	Skempton & Northey (1953)
Swedich clay	83	40	0.21	Karlsson (1961)
Swedich clay	70	32	0.18	Karlsson (1961)
Swedich clay	63	26	0.18	Karlsson (1961)
Swedich clay	54	24	0.16	Karlsson (1961)
Bentonite	526	35	0.5	Wasti (1986)
Turkey soil	110	32	0.29	Wasti (1986)
Turkey soil	52	28	0.17	Wasti (1986)
Bandung clay	100	52	0.16	Harisson (1988)
Bandung clay	86	50	0.17	Harisson (1988)
Bandung clay	78	46	0.16	Harisson (1988)
Bandung clay	72	44	0.15	Harisson (1988)
Bandung clay	65	42	0.12	Harisson (1988)
Bandung clay	63	42	0.12	Harisson (1988)
Bandung clay	59	40	0.11	Harisson (1988)

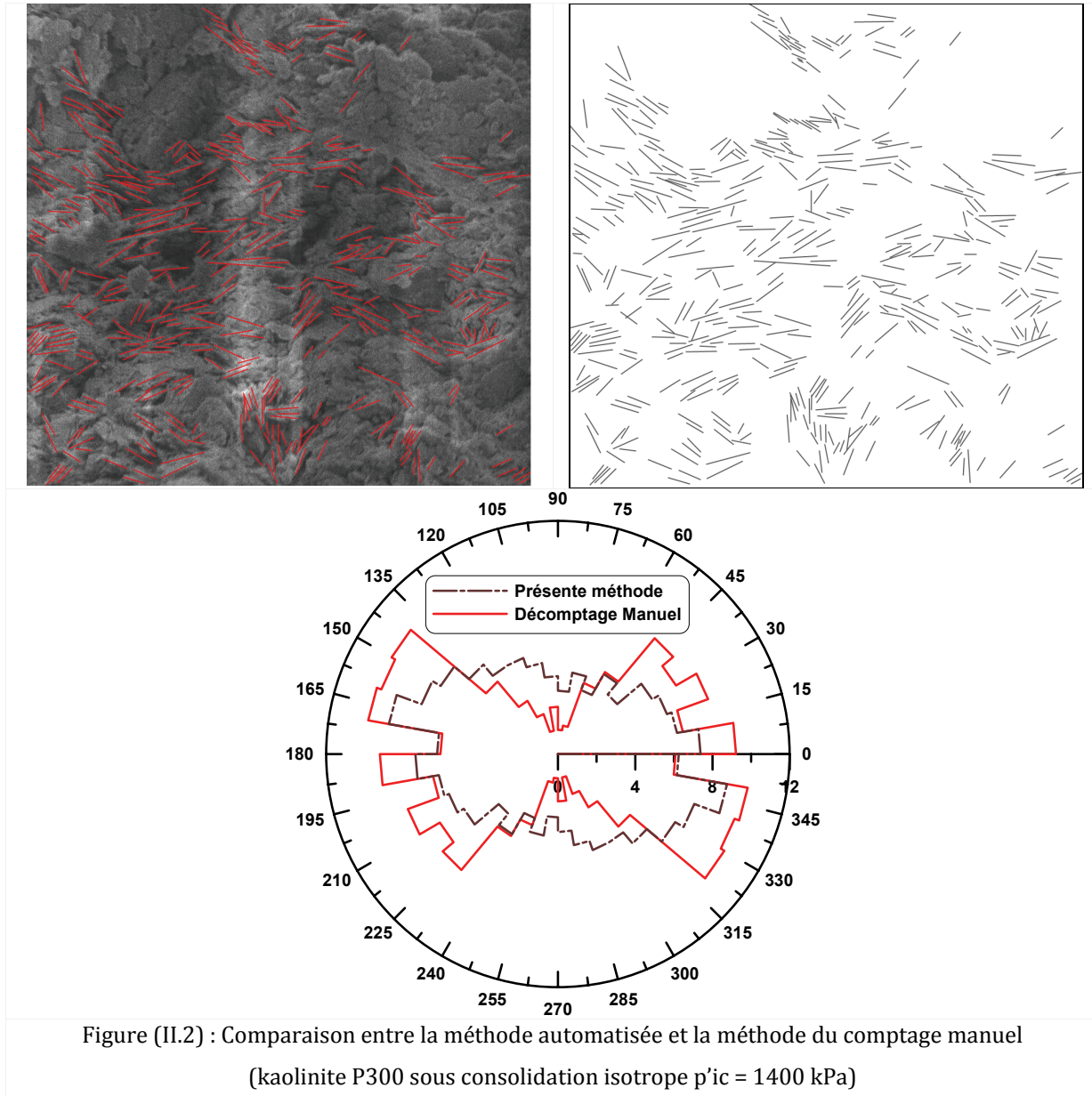
3. Précision des GDS

Tableau (II.2) : précision des GDS

Mesure	Erreur caractéristique	Erreur environnementale	affichage	mesuré
Pression	0.1% intervalle complète 0.05% valeur mesurée	0.025%/C° Valeur mesurée	1 kPa	1 sur 10,000
Variation de volume	0.25% Valeur mesurée	0.02%/C° +0.2%/MPa	1 mm ³	1 mm ³

4. Comparaison entre la méthode du décomptage manuel et la méthode présentée dans notre étude.

La figure (II.2) présente une comparaison entre deux méthodes du traitement d'image, la première est élaborée par notre équipe et utilisée par Bouziri (2007) dans sa recherche, et la deuxième la méthode automatisée proposée dans cette étude.



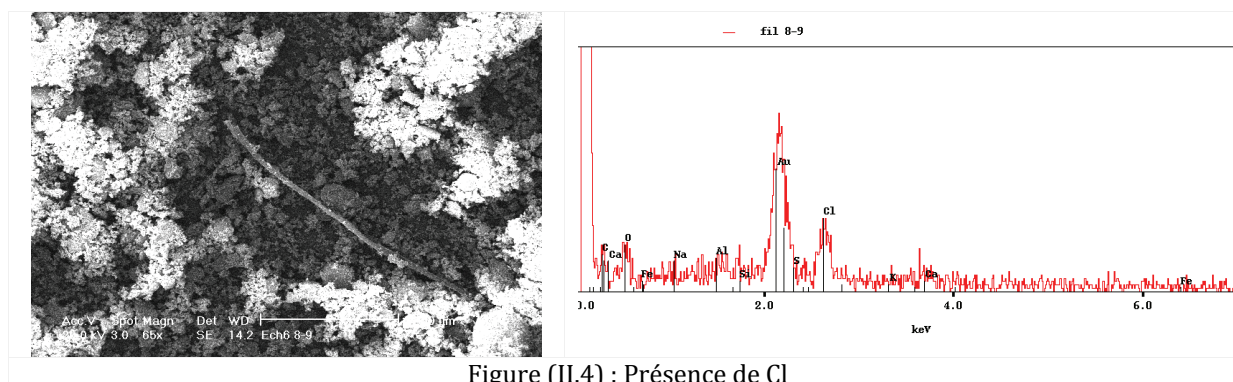
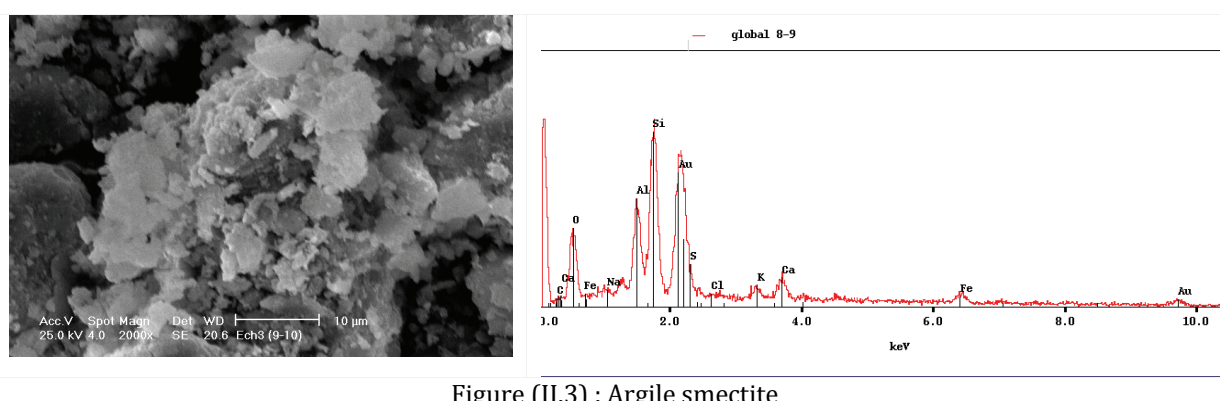
5. Minéralogie de l'argile GoG

Vernant et Laribi (2004) ont effectué des analyses par microscope électronique à balayage et DRX sur la partie de carottes entre 8-15 m, qui ont permis d'identifier les éléments suivants : tableau (II.3) :

Tableau (II. 3) : analyse de la composition minéralogique des sédiments GoG entre 8 et 15m

Niveau (m)	Eléments identifiés
8-9	Argile Smectite, Eléments Siliceux, Pyrite, et Eléments Organiques
9-10	Argile Smectite, Eléments Siliceux, Eléments Carbonatés
10-11	Argile Smectite, Eléments Siliceux, Eléments Carbonatés
13-14	Argile Smectite, Eléments Siliceux, Pyrite Eléments Organiques
14-15	Argile Smectite, Eléments Siliceux, Pyrite

Les figures suivantes montrent les différents éléments identifiés



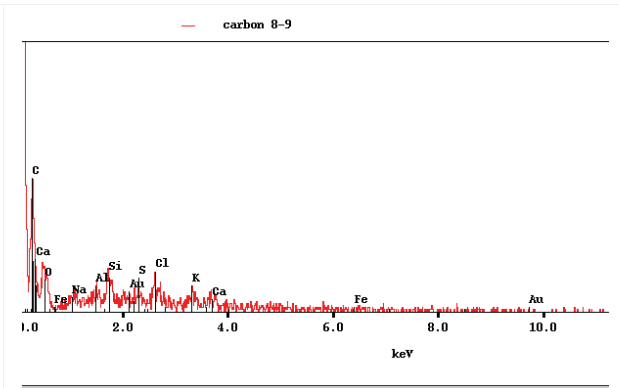
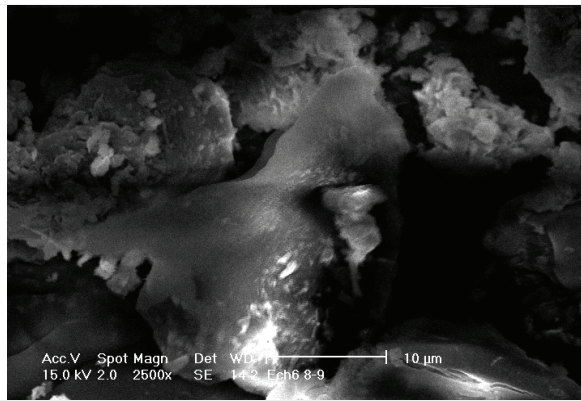


Figure (II.5) : Présence de matière organique

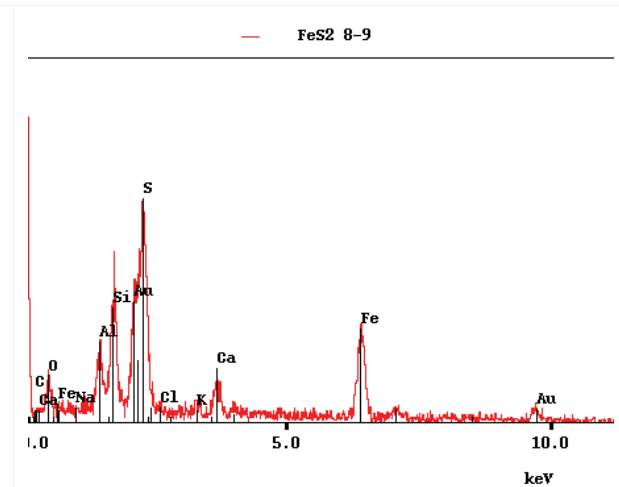
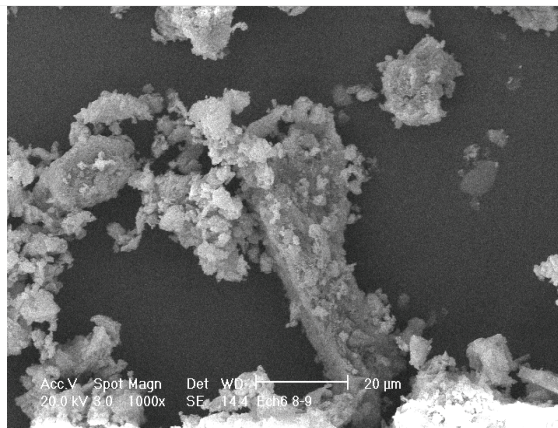


Figure (II.6) : élément composé de fer et de soufre, le rapport donne la formule FeS_2 qui est représentatif de la pyrite.

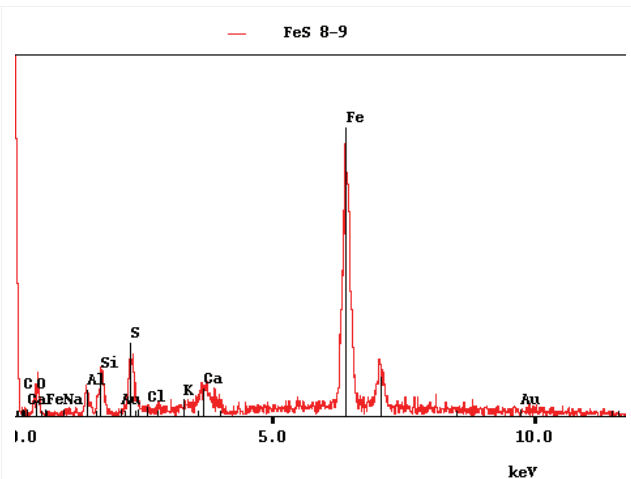
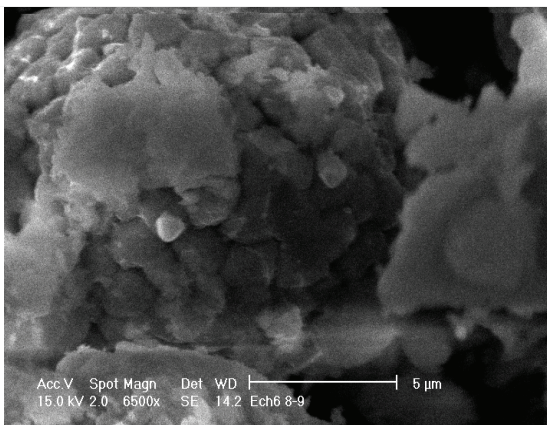


Figure (II.7) : pyrite

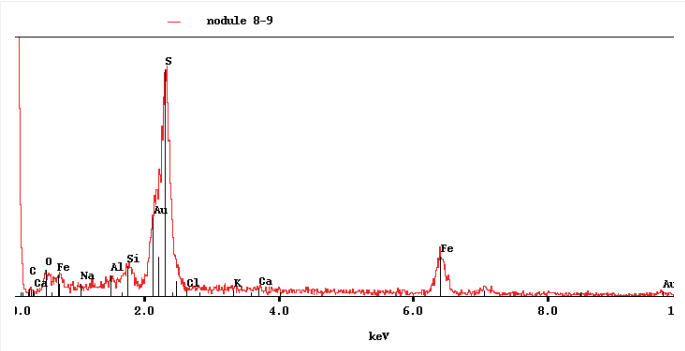
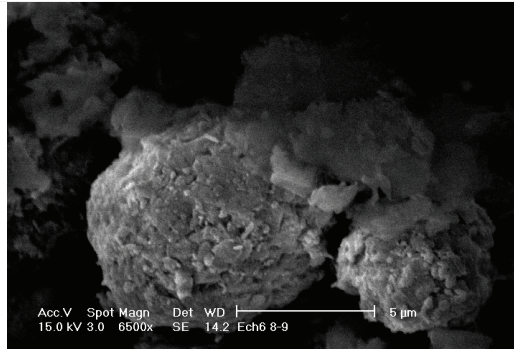


Figure (II.8) : nodule

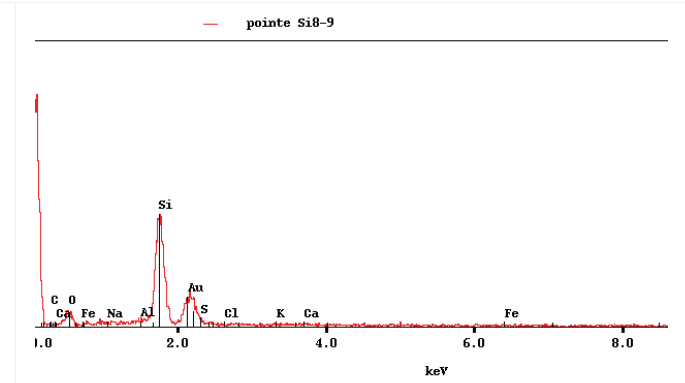
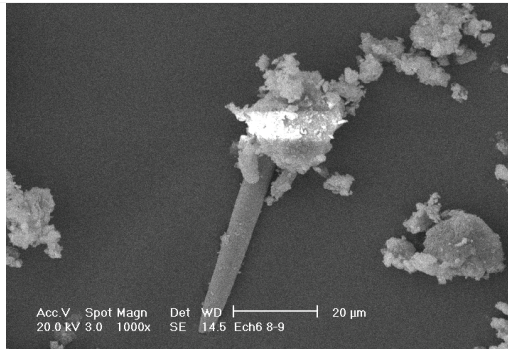


Figure (II.9) : Composé siliceux

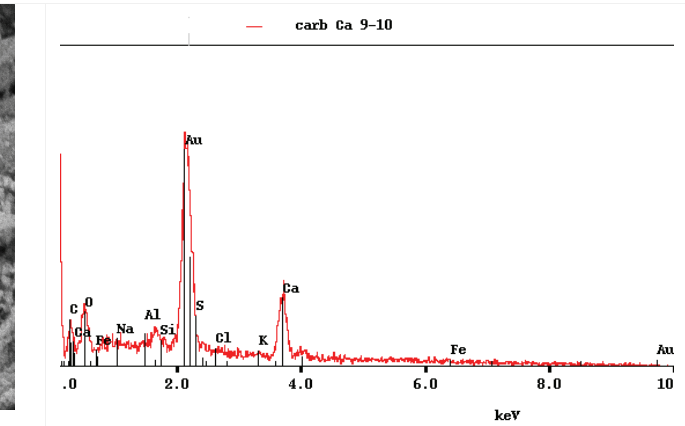
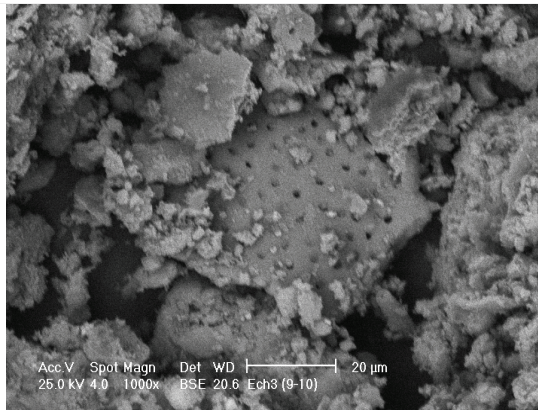


Figure (II.10) : Composé carbonaté

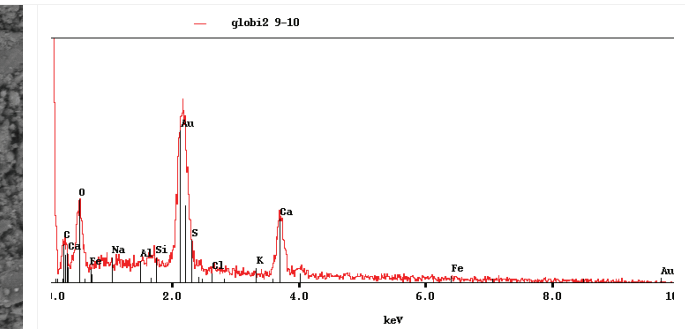
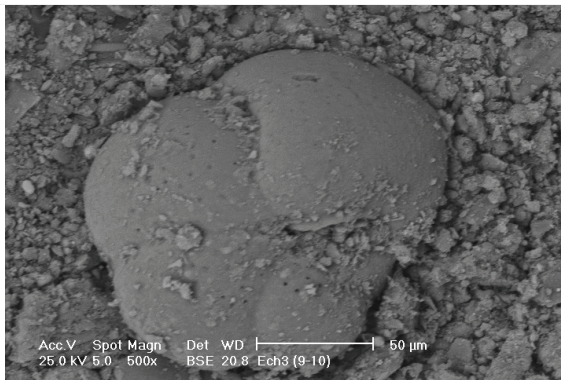


Figure (II.11) : Composé calcique

Le Tableau (II. 4) montre les résultats d'analyses faites par l'IFP sur deux carottes des sites A (1300 m de profondeur d'eau) et B (700 m de profondeur d'eau).

Tableau (II. 4) : analyse minéralogique de l'argile GoG par (IFP)

Site	B (700 M)			A (1300 m)		
	4,8 m	7,0 m	11,0 m	0,6 m	4,13 m	14,18 m
Quartz SiO ₂	30	35	35	15	15	15
Kaolinite Al ₂ (Si ₂ O ₅)(OH) ₄	20	15	15	25	25	40
Muscovite K ₂ (AlFe)(Si ₆ Al ₂ O ₂₀)(OH) ₄	5	5	5	5	10	25
Microcline KAlSi ₃ O ₈	5	5	5	5	10	5
Calcite CaCO ₃	10	10	10	30	25	5
Calcite magnésienne Mg _{0.1} Ca _{0.9} CO ₃	n.d.	traces	5	traces	5	traces
Aragonite Ca(CO ₃)	n.d.	5	5	n.d.	n.d.	n.d.
Pyrite FeS ₂	5	5	5	5	5	5
Halite NaCl	10	5	5	5	5	5
Bassanite CaSO ₄ 0.5H ₂ O	traces	traces	5	traces	5	traces
Gypse CaSO ₄ 2H ₂ O	traces	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.
Gibbsite Al(OH) ₃	5	5	5	n.d.	n.d.	n.d.
Frondelite MnFe ₄ (PO ₄) ₃ (OH) ₅	n.d.	5	5	traces	traces	traces
Cristobalite SiO ₂	traces	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.

Dans le tableau on note une légère différence entre l'échantillon à 4,18 m et les deux autres échantillons à 7 et 11 m.

Le tableau (II. 5) monte une synthèse des différents résultats de l'identification minéralogique de l'argile GoG obtenus par les différents laboratoires.

Tableau (II. 5): identification minéralogique obtenue par les différents laboratoires

	Fugro/NGI		IFP	LEM/ENS Géologie
Méthodes	DRX		DRX + ATG	DRX + IR + Chimique
Composants	Fraction totale	Fraction fine		
Kaolinite	60 %	40 %	15-50 %	30-40 %
Smectite	15 %	40 %	?	40-50 %
Illite	5 %	< 5 %	5-20 %	< 10 %
autres	Quartz+Calcite+Pyrite = 7 % Amorphe 13 %	Quartz + Calcite + Pyrite < 5 % Amorphe 15 %	Quartz + Calcite + Pyrite	Calcite < 10 % Pyrite

6. Programme expérimental d'observation microscopique et de mesure au porosimètre à mercure

Les tableaux suivants présentent le programme expérimental pour l'étude microscopique sur les argiles du laboratoire et l'argile GoG dans son état intact et remanié reconstitué

6.1. Argiles du laboratoire

Tableau (II. 6) : Chemin œdométrique

matériau	σ'_v (kPa)	microstructure		Plan d'observation au MEB	
Kaolinite	35	PAM	-	V	H
	200	PAM	MEB	V	H
	1000	PAM	MEB	V	H
M35	35	PAM	MEB	V	H
	200	PAM	MEB	V	H
	1000	PAM	MEB	V	H
M65	35	PAM	MEB	V	H
	200	PAM	MEB	V	H
	1000	PAM	MEB	V	H
Montmorillonite	35	PAM	MEB	V	H
	200	PAM	MEB	V	H
	1000	PAM	MEB	V	H

Tableau (II. 7) : Chemin isotrope

matériau	σ'_v, P'_{ic} (kPa)	microstructure		Plan d'observation au MEB	
Kaolinite	100 cons	PAM	MEB	-	-
	200	PAM	MEB	-	-
	1000	PAM	MEB	-	-
M35	100 cons	PAM	MEB	-	-
	200	PAM	MEB	V	H

	600	PAM	MEB		
	1000	-	-	-	-
M65	100 cons	PAM	MEB	-	-
	200	PAM	MEB	V	H
	600	PAM	MEB	V	H
	1000	PAM	-	-	-
Montmorillonite	100 cons	PAM	-	-	-
	200	PAM	MEB	V	H
	600	-	-	-	-
	1000	PAM	MEB	V	H

Tableau (II. 8) : Chemin de cisaillement triaxial

matériau	σ'_3 (kPa)	microstructure		Plan d'observation au MEB	
Kaolinite	200	PAM	-	-	-
	600	PAM	-	-	-
	1000	PAM	-	-	-
M35	200	PAM	MEB	V	H
	600 ($\varepsilon_1=10\%$)	PAM	MEB	V	H
	600 ($\varepsilon_1=30\%$)	PAM	MEB	V	H
	1000	-	-	-	-
M65	200	PAM	MEB	V	H
	600 ($\varepsilon_1=30\%$)	PAM	MEB	V	H
	1000	PAM	MEB	V	H
Montmorillonite	200	PAM	MEB	V	H
	1000	PAM	MEB	V	H

6.2. Argile Marine GoG

Tableau (II. 9) : Chemin oedométrique

matériau	σ'_v (kPa)	microstructure		Plan d'observation au MEB	
GoG_Nat	Etat intact	PAM	MEB	V	H
	200	PAM	MEB	V	H
	1000	PAM	MEB	V	H
GoG_REM	35				
	200	PAM	MEB	V	H

	1000	PAM	MEB	V	H
	1000	PAM	MEB	V	H

Tableau (II. 10) : Chemin isotrope

matériau	P'ic (kPa)	microstructure		Plan d'observation au MEB	
GoG_Nat	Etat intact	PAM	MEB	V	H
	900	PAM	MEB	V	H
GoG_REM	(Conso) 80	PAM	MEB	V	H
	1000	PAM	MEB	V	H

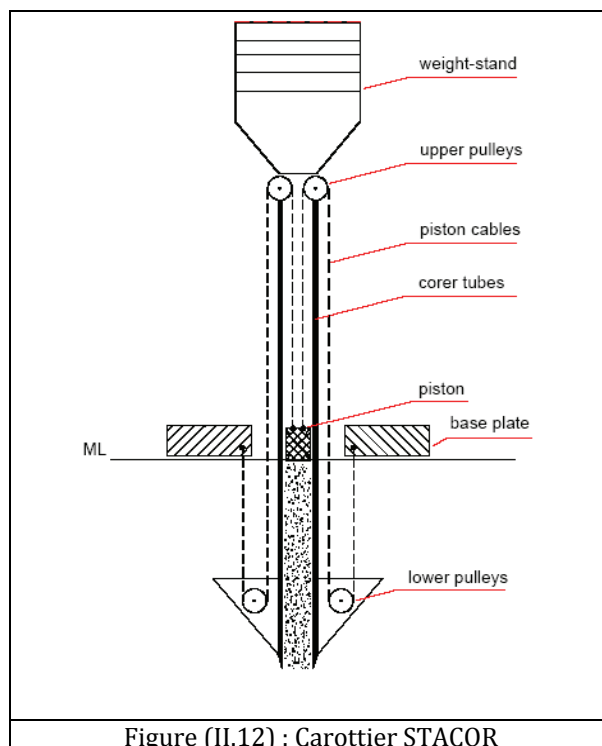
Tableau (II. 11) : cisaillement

matériau	σ_3 (kPa)	microstructure		Plan d'observation au MEB	
GoG_Nat	40	PAM	MEB	V	H
	200	PAM	MEB	V	H
	600	PAM	MEB	V	H
GoG_REM	100	PAM	MEB	V	H
	200	PAM	MEB	V	H
	600	PAM	MEB	V	H

7. Carottier STACOR

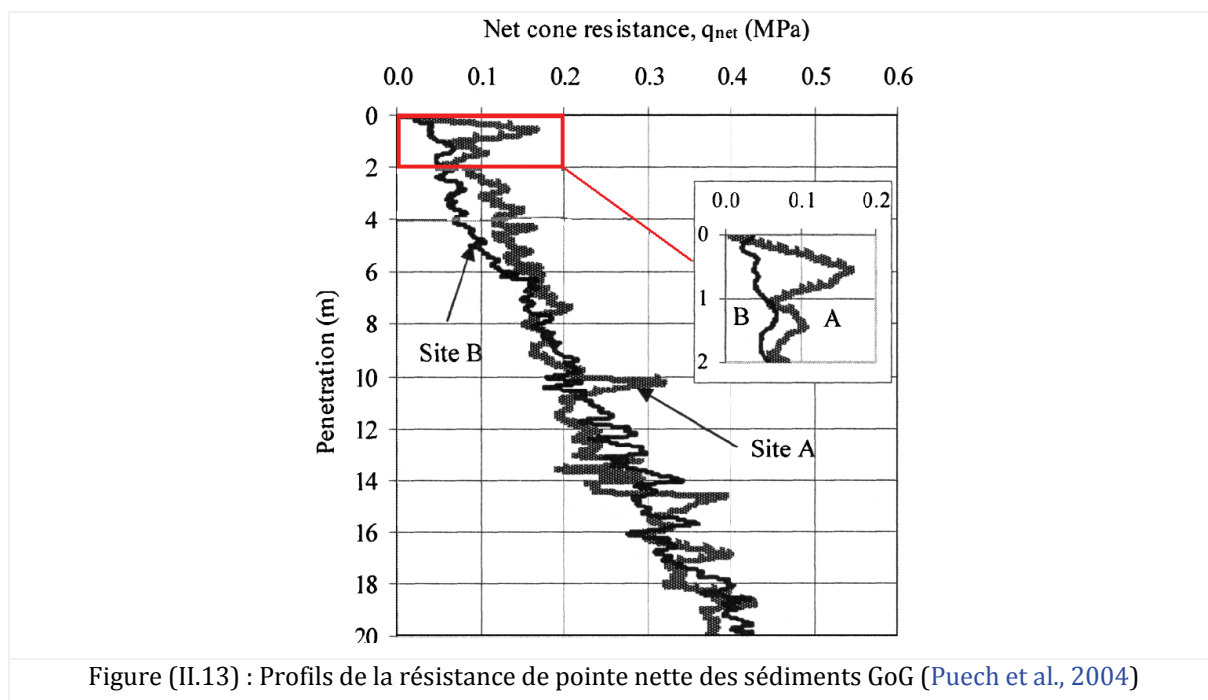
Dans le but d'améliorer la qualité des carottes, le carottier STACOR a été développé dans le cadre d'un projet conjoint IFP-ELF-TOTAL (Montagrès et al., 1989 cités par Puech et al., 2004) pour satisfaire les besoins de la géotechnique des grands fonds, il a permis d'améliorer considérablement la performance des carottiers gravitaires. Ce carottier est muni d'un piston réellement stationnaire par rapport au fond (fig II.11). Le piston est couplé à une plaque de base par un système de câble et de poulies entièrement indépendant du câble de manutention. La pénétration du carottier dans les argiles molles des grands fonds atteint une vingtaine de mètres, le taux de récupération est très élevé (typiquement 90 à 100 %) (Borel et al., 2002 cités par Puech et al., 2004).

L'appréciation de la qualité du carottier STACOR (Puech et al., 2004 ; Borel et al., 2005) portant notamment sur l'intégrité lithologique et stratigraphique des carottes a montré que la représentativité de celles-ci était plutôt bonne, aucun signe d'absence de séquence sédimentaire ou de bourrage au cœur de la carotte n'ayant été observé. En revanche, les auteurs ont constaté qu'il y avait une possibilité de rater le prélèvement des premiers centimètres de sols très mous en surface par un phénomène de refoulement, ce problème pouvant être résolu en associant à chaque carotte STACOR un prélèvement par carottier gravitaire court (sans piston) ou par carottier de surface (type box corer).



Quant au remaniement des sols prélevés, la qualité du carottier STACOR, d'après les critères « indice de remaniement I_r (Cf. Lunne et al., 1998), est jugée bonne, comparable à celle des carottes prélevées par poussée (push sampling), et meilleure que celle des carottes prélevées par le carottier géant à piston NITG, qui n'est pas équipé d'un piston stationnaire.

8. Cohésion non drainée de l'argile GoG (Site A et site B)



Annexe III

1. Variation du volume pendant la phase de consolidation isotrope

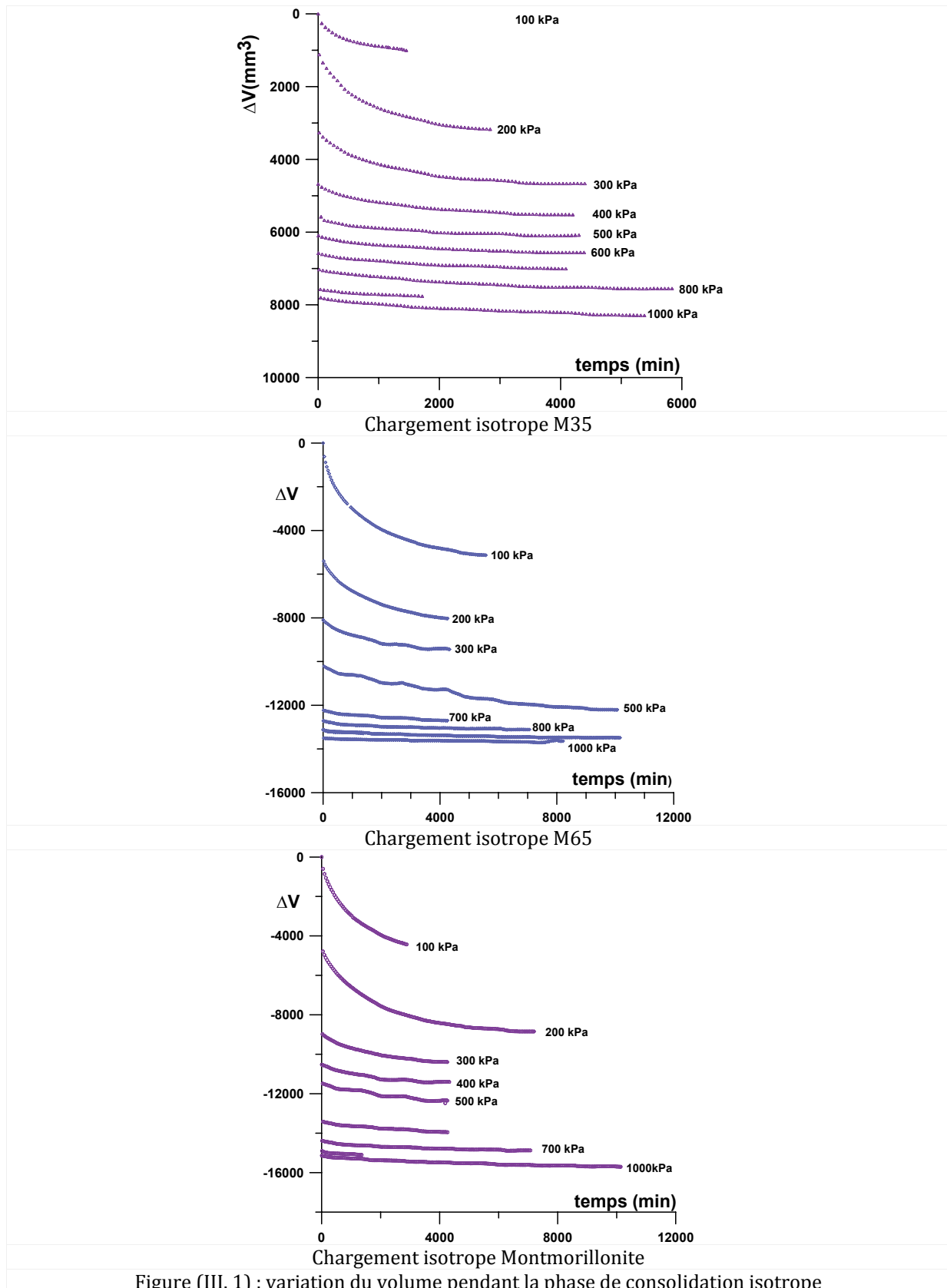


Figure (III. 1) : variation du volume pendant la phase de consolidation isotrope

2. Variation de la déformation volumique pendant la phase de cisaillement

Tableau (III.1) : Variation de la déformation volumique

Matériau	σ'_3 (kPa)	ϵ_{vf} (%)
Kaolinite	200	4,5
M10		
M35		7,5
M65		10,97
Montmorillonite		11,83
Kaolinite	600	5,27
M10		8,52
M35		9,7
M65		14,83
Montmorillonite		9,38
Kaolinite	1000	5,35
M10		9,6
M35		11,44
M65		16,37
Montmorillonite		5,36 *

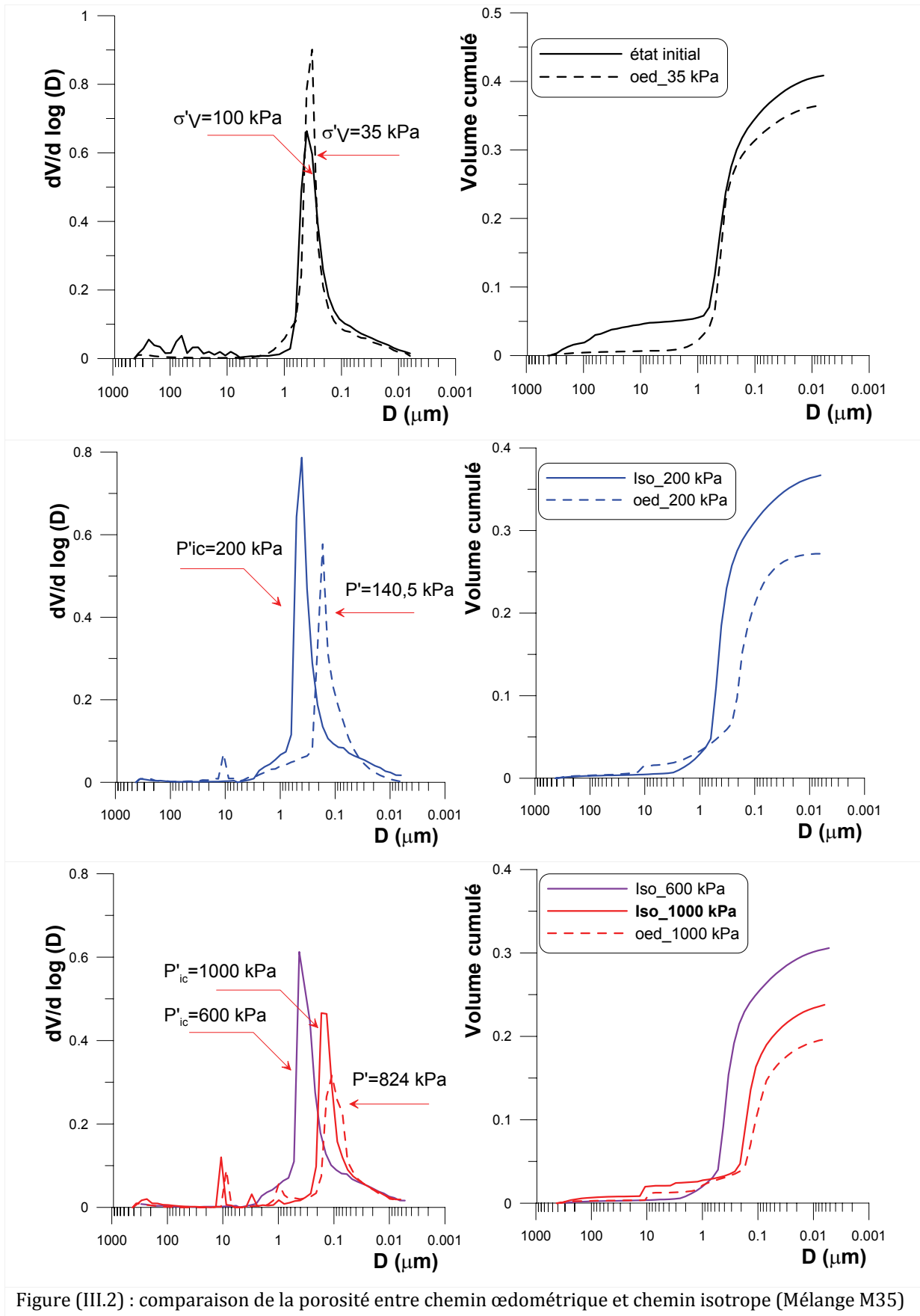
*(localisation de la déformation)

3. Variation de l'indice des vides pendant la phase de cisaillement

Tableau (III. 2) : variation de l'indice des vides pendant l'essai triaxial-calcul de Δe_f

Matériau	Auteurs	wL (%)	wp (%)	Ip (%)	Δe_f
Arg_noire	Zervoyannis (1982)	70	40	30	0,17
Arg_simple	Ladd (1964)	46	22	24	0,073
Arg_blanche	Trueba (1988)	61	31	30	0,1
Arg_rouge	Balasubramaniam-Hwanh (1980)	49	38	11	0,192
bentonite	Wahyud, (1994)	100	54	46	0,183
Argile_REM	Yudhbir-Varadarajan (1975)	91	42	49	0,225
Speston	Balasubramaniam (1976)	74	42	32	0,19
Roche Chalais	Flavigny (1978)	45	25	20	0,055
Fukukase	Akai-Adatchi (1975)	54	27	27	0,13

4. comparaison des porosités œdométrique et isotrope



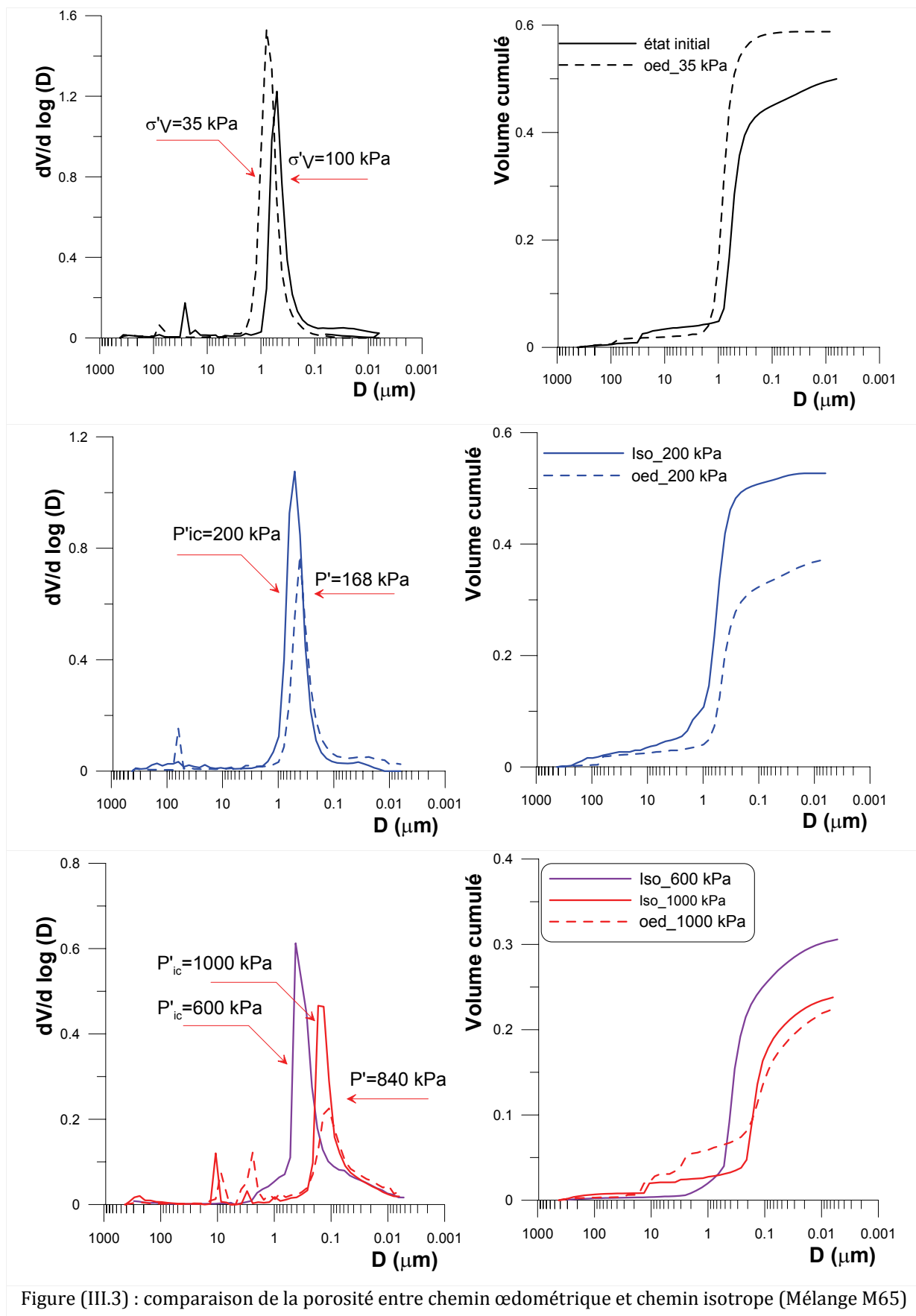


Figure (III.3) : comparaison de la porosité entre chemin œdométrique et chemin isotrope (Mélange M65)

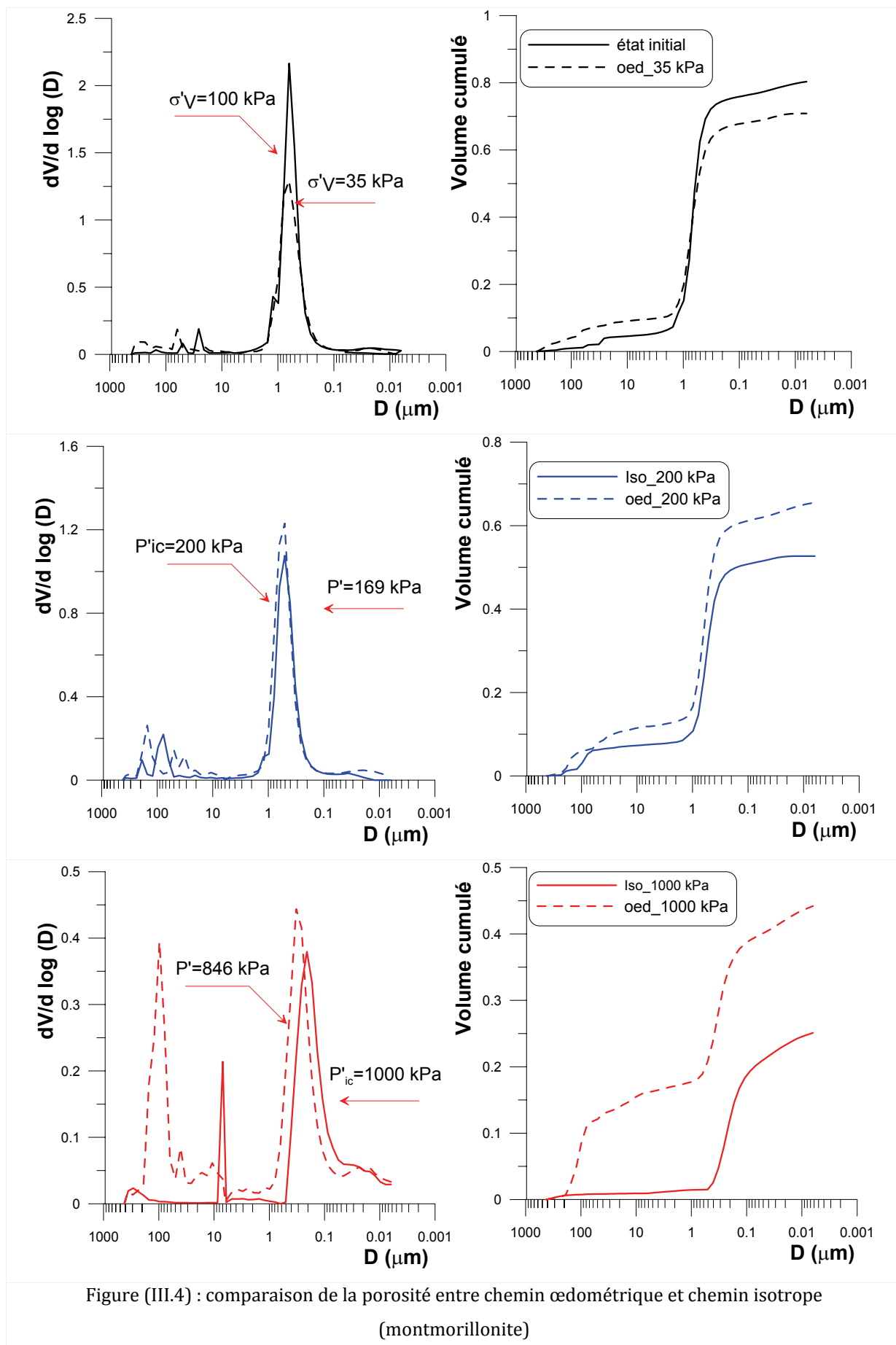


Figure (III.4) : comparaison de la porosité entre chemin œdométrique et chemin isotrope (montmorillonite)

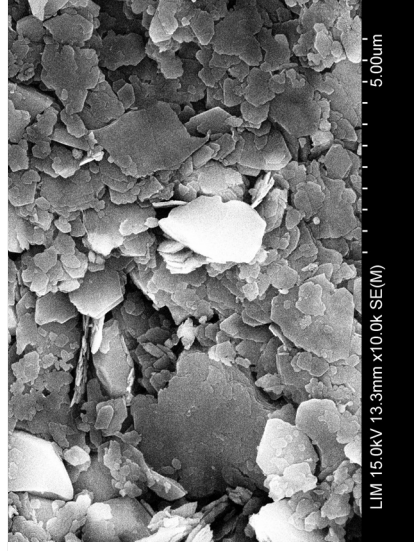
5. Evolution de la microstructure des argiles de laboratoire sur les différents chemins de contrainte

Les figures 5 ; 6 ; 7 et 8 représentent les photos MEB prises dans le plan horizontal, pour les contraintes de consolidation œdométrique de 35 ; 200 et 1000 kPa. Ces images montrent que la structure devient plus compacte lorsque la contrainte augmente.

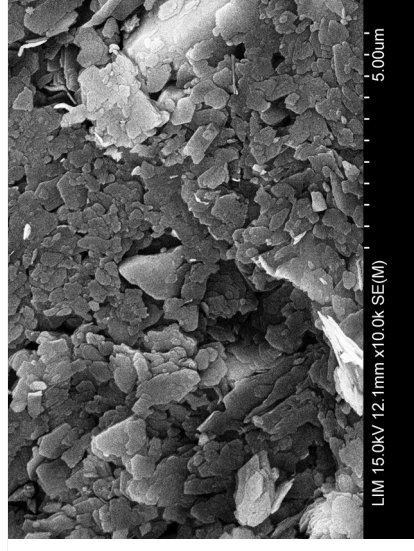
Les figures 9 ; 10 ; 11 et 12 montrent des photos prises dans le plan vertical pour les matériaux étudiés sous les mêmes contraintes de consolidation, ces photos et d'autres sont traitées dans le chapitre 3 selon les procédures décrites dans le chapitre 2, les résultats du traitement sont aussi présentés dans le chapitre 3.

Nous avons montré dans le chapitre 3 que la consolidation isotrope conduisait à augmenter l'isotropie de la structure de l'argile. La figure (III. 13) montre les photos MEB prises à la fin de la phase de consolidation isotrope pour deux contraintes de consolidation 200 et 600 kPa, où l'on voit clairement que la structure devient de plus en plus isotrope lorsque la contrainte de confinement isotrope augmente.

Les résultats macroscopiques sur chemin de cisaillement dans les essais CD montrent que la montmorillonite impose ses propriétés à partir de 35 % dans le mélange. Nous avons montré que les plans de glissement concernaient principalement la montmorillonite. La figure (III. 14) présente des photos MEB prises dans le plan vertical pour le mélange M35, qui montrent clairement les plans de cisaillement, d'autres photos sont présentées dans le corps du chapitre 3

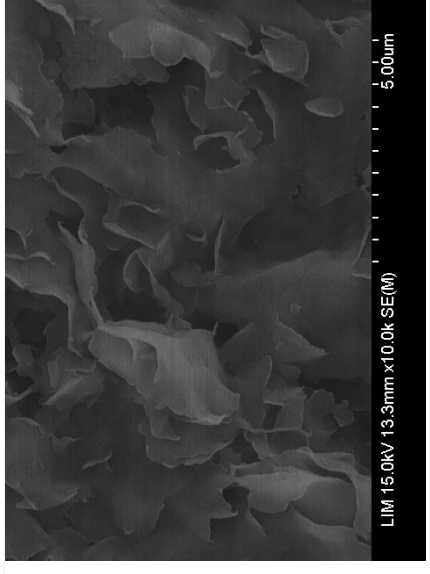


$\sigma'_v=200$ kPa

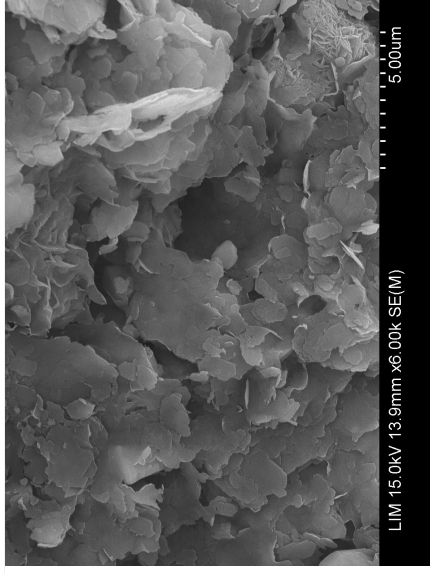


$\sigma'_v=1000$ kPa

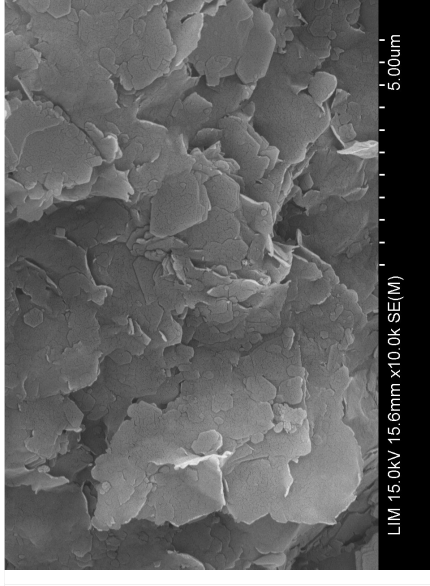
Figure (II.5) : Photos MEB de la kaolinite sur chemin oedométrique dans le plan horizontal



$\sigma'_v=35$ kPa

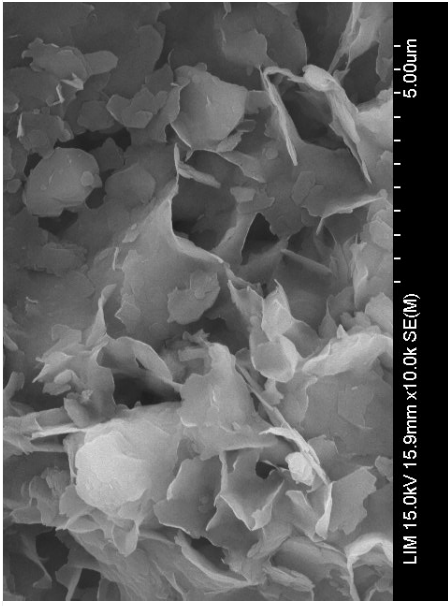


$\sigma'_v=200$ kPa

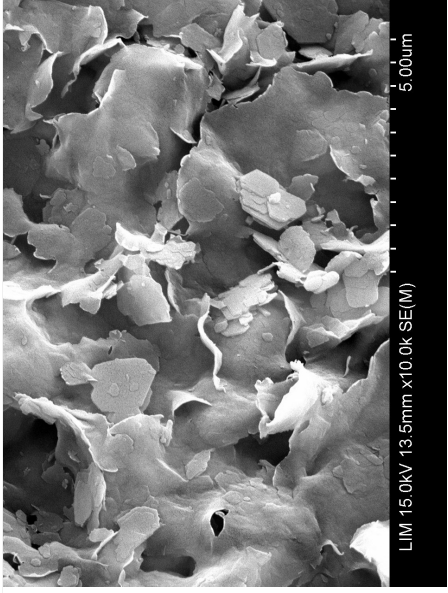


$\sigma'_v=1000$ kPa

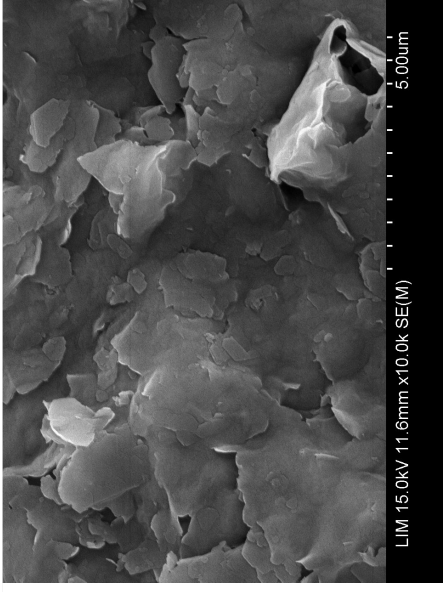
Figure (III.6) : Photos MEB du mélange M35 sur chemin oedométrique dans le plan horizontal



$\sigma'_v=35$ kPa

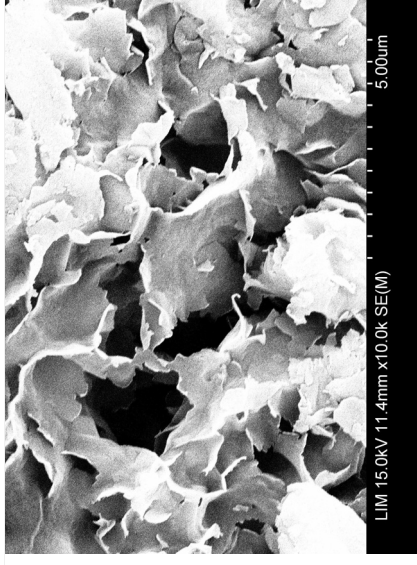


$\sigma'_v=200$ kPa

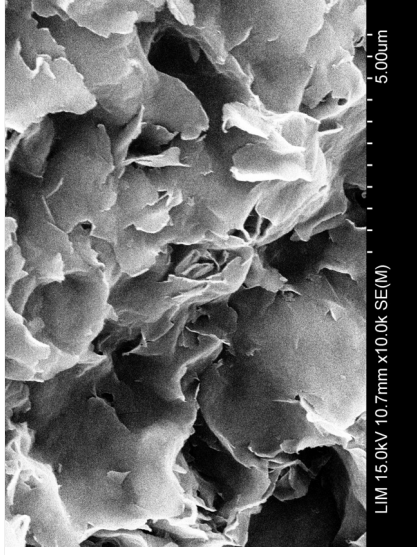


$\sigma'_v=1000$ kPa

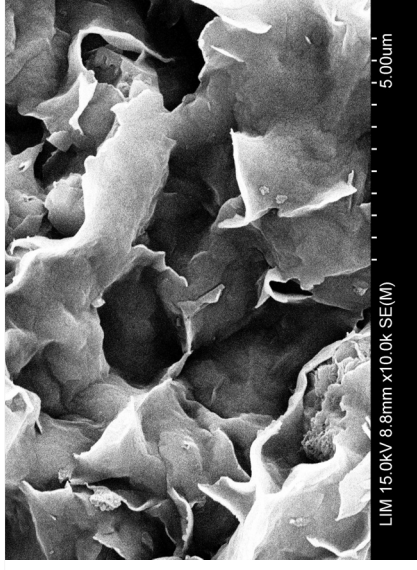
Figure (III.7) : Photos MEB du mélange M65 sur chemin œdométrique dans le plan horizontal



$\sigma'_v=35$ kPa

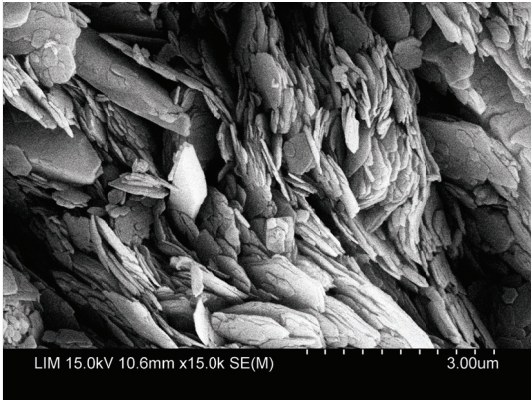


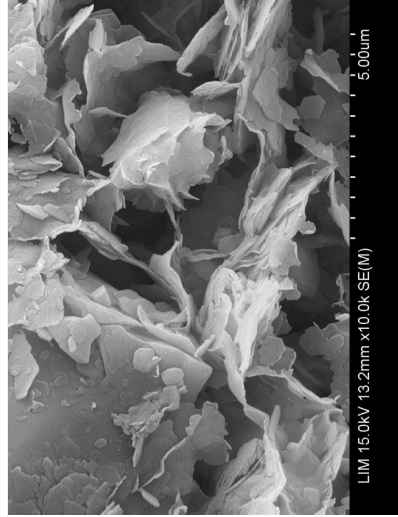
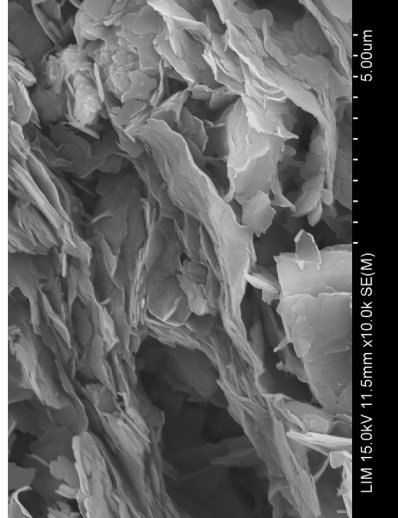
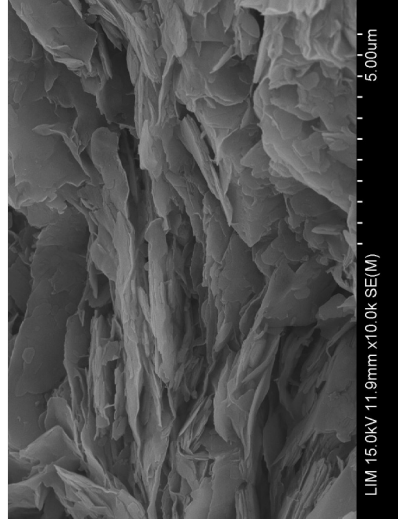
$\sigma'_v=200$ kPa

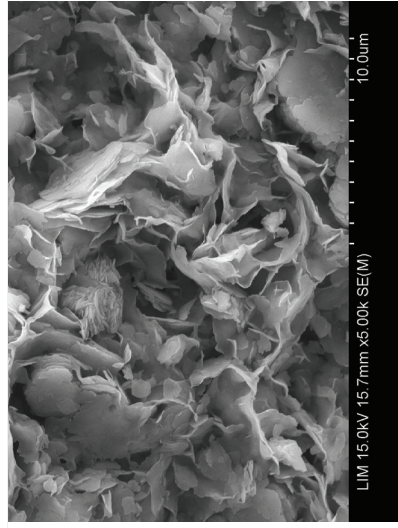


$\sigma'_v=1000$ kPa

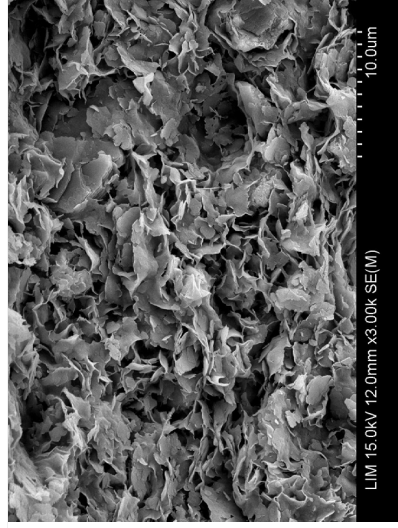
Figure (III.8) : Photos MEB de la montmorillonite sur chemin œdométrique dans le plan horizontal

	
$\sigma'_v=200$ kPa	$\sigma'_v=1000$ kPa
Figure (III.9) : Photos MEB de la kaolinite sur chemin œdométrique dans le plan vertical	

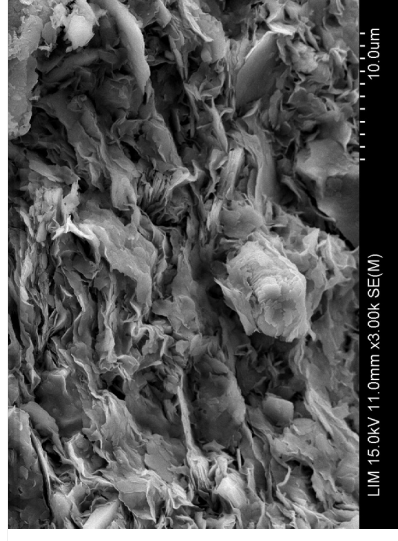
		
$\sigma'_v=35$ kPa	$\sigma'_v=200$ kPa	$\sigma'_v=1000$ kPa
Figure (III.10) : Photos MEB du mélange M35 sur chemin œdométrique dans le plan vertical		



$\sigma'_v=35$ kPa

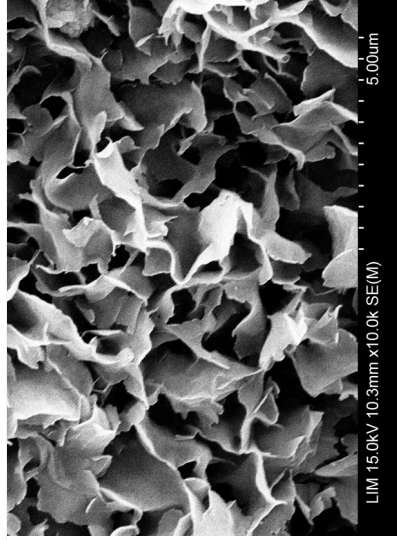


$\sigma'_v=200$ kPa

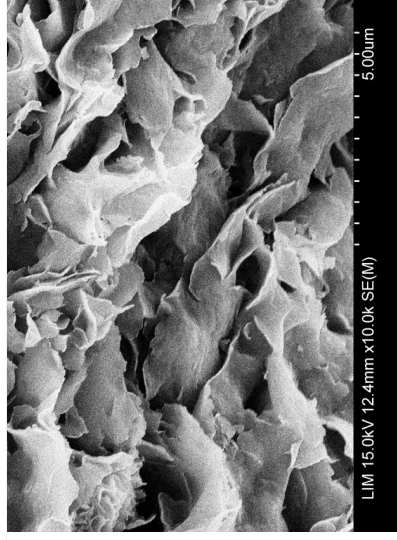


$\sigma'_v=1000$ kPa

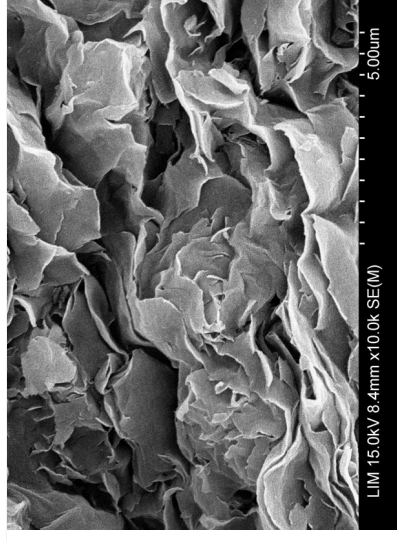
Figure (III.11) : Photos MEB du mélange M65 sur chemin œdométrique dans le plan vertical



$\sigma'_v=35$ kPa

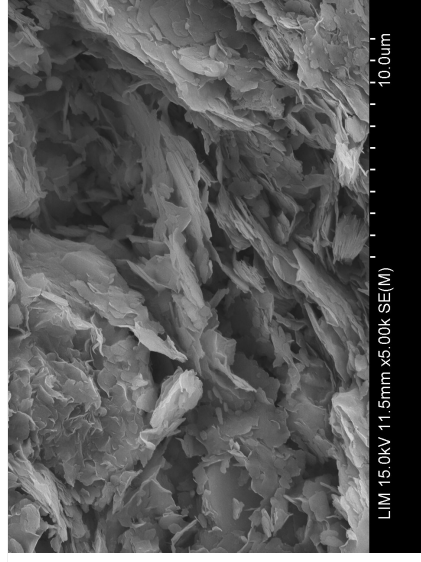


$\sigma'_v=200$ kPa

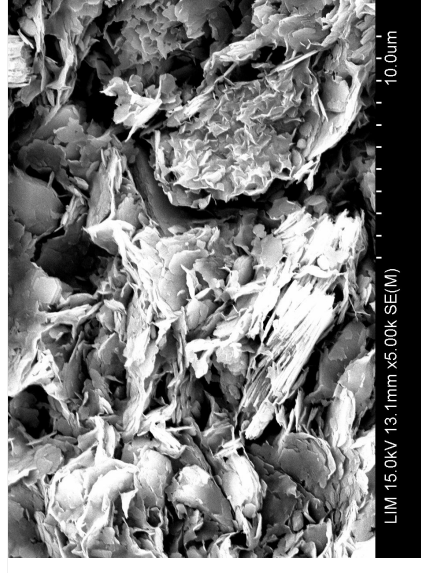


$\sigma'_v=1000$ kPa

Figure (III.12) : Photos MEB de la montmorillonite sur chemin œdométrique dans le plan vertical

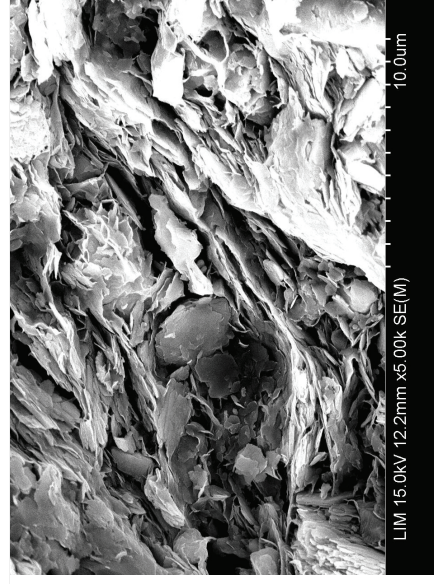


$p'_{ic} = 200 \text{ kPa}$

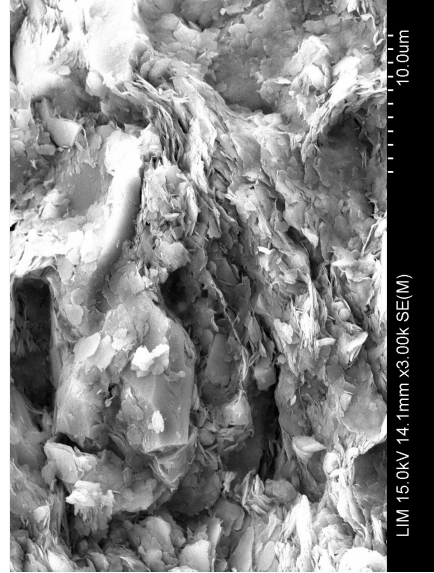


$p'_{ic} = 600 \text{ kPa}$

Figure (III.13) : Photos MEB du mélange M35 sur chemin isotrope dans le plan vertical



$\sigma'_3 = 200 \text{ kPa}$ (Mélange M35)



$\sigma'_3 = 600 \text{ kPa}$ (Mélange M35)

Figure (III.14) : Photos MEB du mélange M35 sur chemin du cisaillement dans le plan vertical

Annexe IV

1. indice de remaniement

Tableau (IV.1) : critère de Lunne et al. (1998)

OCR	$\Delta e/e_0$			
	Très bien à excellent	Bien à moyen	mauvais	Très mauvais
1-2	<0,04	0,04-0,07	0,07-0,14	>0,14
2-4	<0,03	0,03-0,05	0,05-0,1	>0,1

Tableau (IV.2) : indice de remaniement

échantillon	I_r
234	0,056
256	0,053
567	0,052
589	0,038
51011	0,044
21112	0,039

2. Vitesse de sédimentation dans le Golfe de Guinée

Giresse et al. (1982) ont présenté des valeurs du taux de sédimentation dans un site situé au large de Congo, à 145 Km au nord de l'embouchure de Congo par 1000 m d'eau. Leurs analyses donnent :

- entre 40 et 60 cm/1000 ans entre 16000 BP et 11000 BP
- 160 cm/1000 ans entre 11000 BP et 10000 BP
- 35 cm/1000 ans entre 10000 BP et 8000 BP
- 20 cm/1000 ans jusqu'à l'actuel

3. Correction due à la salinité

D'une manière générale, la salinité de l'eau des 75% des océans est comprise entre 0,033 à 0,037 [kg/kg]. Dans quelques cas extrêmes comme la mer morte la salinité très élevée « r » se situe entre 0,3-0,33. On trouve des salinités moins importantes comme dans la mer Caspienne $r=0,01$ (Kay et al., 2005).

En géotechnique la salinité est définie par ($r = \text{masse de sel} / \text{masse de fluide}$), r étant la salinité exprimée en [kg sel/ kg fluide].

Noorany (1984) ; Kay et al. (2005) suggèrent des corrections sur les paramètres géotechniques (w , w_L , w_P , γ' ...etc.) dues à la présence du sel. Ces corrections sont définies par le système d'équations suivantes :

$$w^* = \frac{w}{1 - r - r \cdot w} \quad (1)$$

$$e^* = w^* \frac{\rho_S}{\rho_{pf}} \quad (2)$$

$$r_L = \frac{\frac{r}{1-r}}{\frac{w_L}{w} + \frac{r}{1-r}} \quad (3)$$

$$w_L^* = \frac{w}{1 - r_L - r_L \cdot w} \quad (4)$$

$$w_P^* = \frac{w_P}{1 - r - r \cdot w_P} \quad (5)$$

(*) indique la valeur corrigée, r est la salinité de l'eau interstitielle considérée ici égale à 0,035 kg/kg, ρ_{pf} la densité de liquide interstitiel (Kay et al. 2005). La figure (IV.1) montre l'évolution des propriétés après la correction due à la salinité selon Kay et al. (2005)

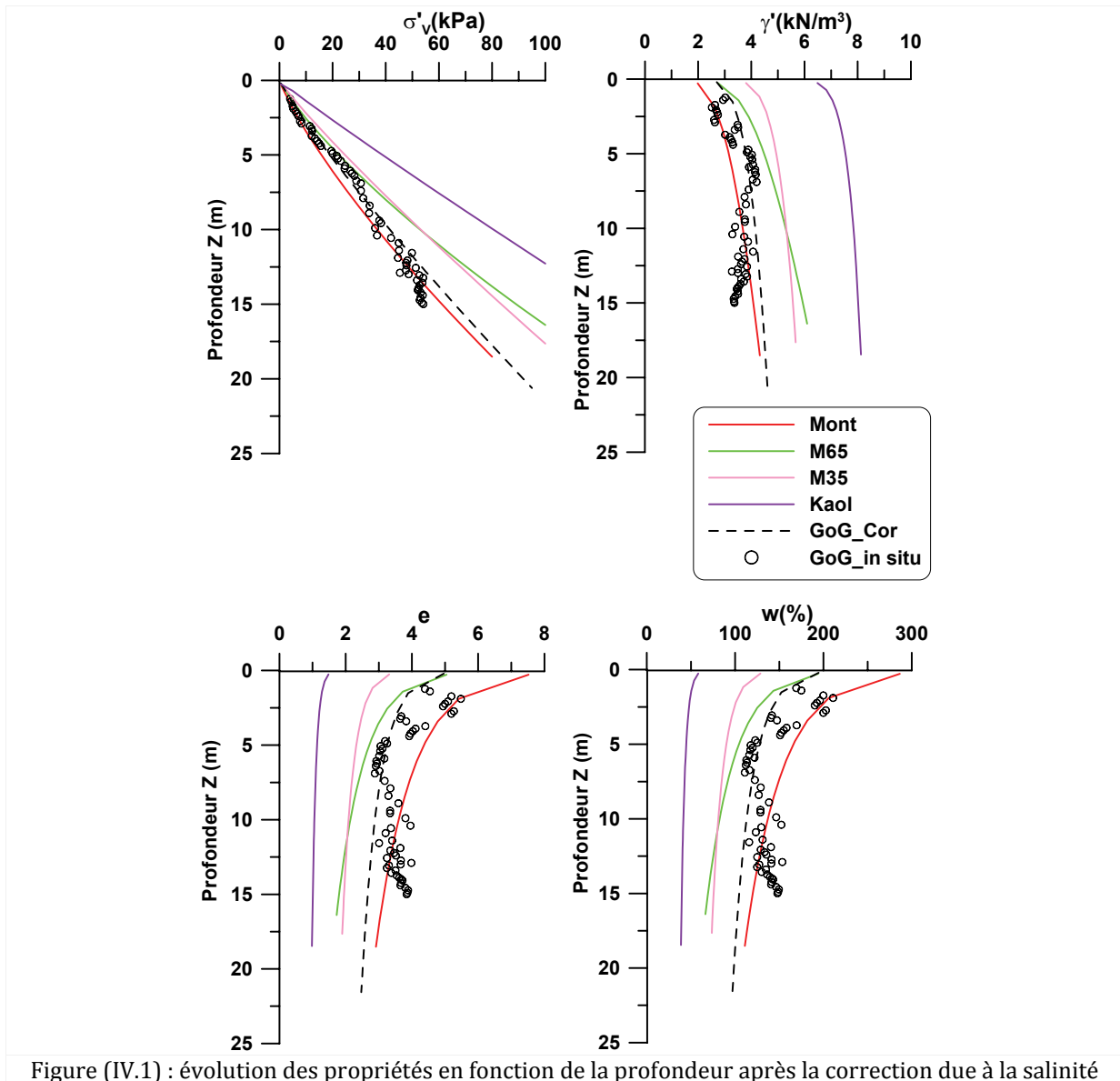


Figure (IV.1) : évolution des propriétés en fonction de la profondeur après la correction due à la salinité

4. Identification des diamètres des pores par traitement d'image

Les figures (IV.2 ; IV.3) montrent une comparaison entre les diamètres des pores définis par porosimètre au mercure et ceux définis par traitement d'image, un bon accord est trouvé entre les deux méthodes

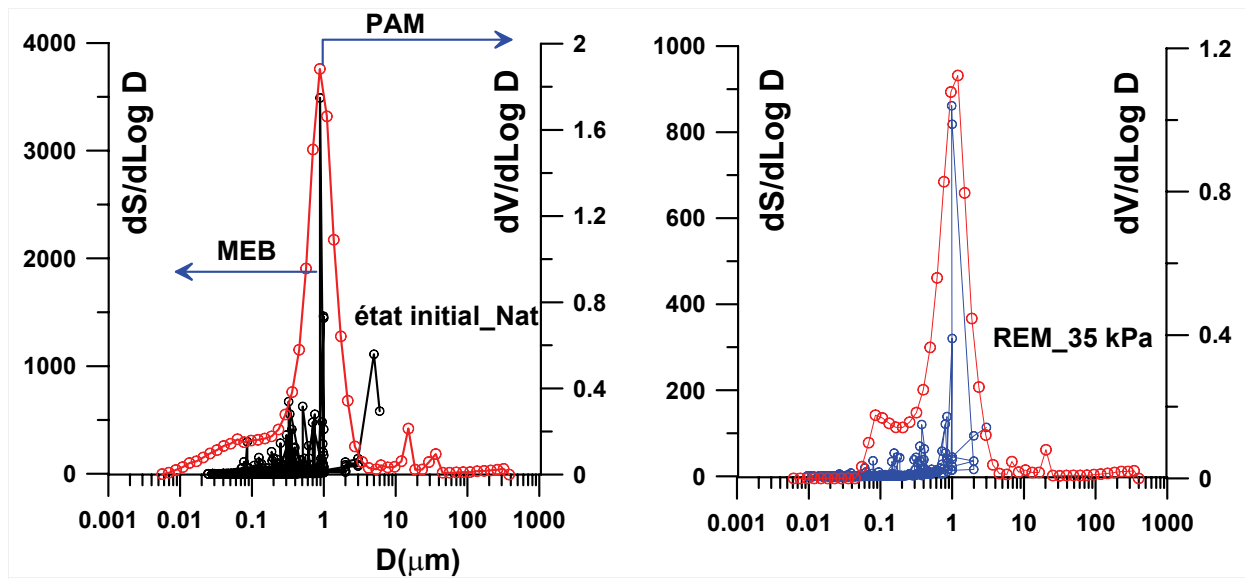


Figure (IV.2) : identification de l'espace poral par traitement d'image comparé à la porosimétrie dans l'état initial intact et dans l'état remanié consolidé jusqu'à une contrainte $\sigma'_v=35$ kPa

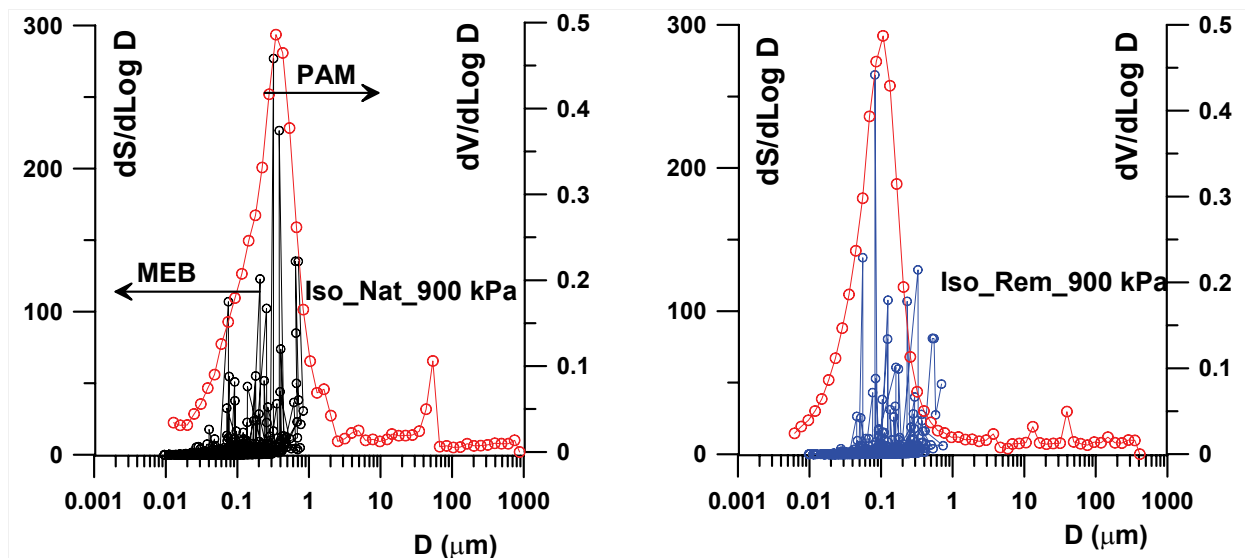


Figure (IV.3) : identification de l'espace poral par traitement d'image comparé à la porosimétrie sur chemin de chargement isotrope dans l'état intact et dans l'état remanié

