

UNIVERSITE DE CERGY-PONTOISE  
ECOLE DOCTORALE : SCIENCES ET INGENIERIE  
Spécialité : Sciences de la terre et de l'univers

# THESE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

**Docteur**

par

**Van Hung NGUYEN**

**COMPACTION DES ROCHES RESERVOIRS PEU OU NON  
CONSOLIDEES : IMPACTS SUR LES PROPRIETES DE TRANSPORT**

Thèse réalisée à IFP Energies nouvelles et à l'Université Cergy-Pontoise  
Soutenue le vendredi 16 novembre 2012 devant le jury composé de :

Yves GUEGUEN	Pr.	Ecole Normale Supérieure Paris	Rapporteur
Pierre BESUELLE	CR CNRS	Université Joseph Fourier, Grenoble	Rapporteur
Jean SULEM	DR CNRS	Ecole des Ponts ParisTech	Examineur
Teng-fong WONG	Pr.	State University of New York at Stony Brook	Examineur
Patrick EGERMANN	Dr.	STORENGY	Examineur
Christian DAVID	Pr.	Université Cergy-Pontoise	Directeur
Nicolas GLAND	Dr.	Ex IFP Energies nouvelles	Co-encadrant
Jérémie DAUTRIAT	Dr.	IFP Energies nouvelles	Co-encadrant



*• A mon père et à ma mère.*

*• A mon frère.*

*• A ma femme et à ma fille.*



## *Remerciements*

Mes remerciements personnels s'adressent tout d'abord à mon encadrant à l'IFPEN, Nicolas Gland, qui a suivi en détail l'avancement de ce travail. Sa disponibilité (y compris les soirées, week-ends et vacances) et ses encouragements m'ont été d'un appui colossal au cours de cette thèse. Je souhaite également témoigner toute ma reconnaissance à Jérémie Dautriat qui a suivi de près le travail de ma thèse et qui m'a donné de précieux conseils.

Je remercie très chaleureusement mon directeur de thèse, Christian David pour m'avoir accordé une grande disponibilité, ses encouragements et sa confiance. Son expérience, sa rigueur scientifique, sa pédagogie ont constitué un soutien indispensable à la réalisation de cette étude.

Madame Olga Vizika-Kavvadias et Monsieur Jean-Marc Lombard ont soutenu ce projet au sein de la Direction Ingénierie de Réservoir de l'IFPEN, je les en remercie sincèrement.

Je souhaite remercier Yves Guéguen et Pierre Bésuelle qui ont accepté d'être rapporteurs de ma thèse, ainsi que Jean Sulem, Teng-fong Wong et Patrick Egermann, d'avoir accepté de faire partie de mon jury.

Je remercie tout particulièrement Jean Guélard et Jean-Marc Nez pour m'avoir formé à l'utilisation du dispositif de cellule triaxiale et pour leur aide à la réalisation de certaines expériences ; je les remercie aussi particulièrement pour avoir fait progresser ma maîtrise du Français.

Je remercie sincèrement Elizabeth Rosenberg, Marie-Claude Lynch, Corinne Fichen, Françoise Norrant, et Herman Ravelojaona pour les nombreuses analyses d'échantillons au scanner-RX, au microscanner-RX et pour la préparation de lames minces.

Je souhaite adresser ma gratitude à Jérôme Wassermann pour son soutien amical, pour ses conseils pour les expériences et pour son aide pendant la deuxième année de ma thèse.

Je remercie sincèrement Audrey Bonnelye pour son aide à réalisation de certaines expériences à Cergy.

Mes plus vifs remerciements vont à l'équipe géomécanique, Jean François Nauroy, Elisabeth Bemer, Ludwig Monmusson, Minh Tuan Nguyen et Dinh Hong Doan pour leur soutien et leur bonne humeur.

Un grand remerciement aux Dr. Brian Crawford, Pr. David Muir Wood, Dr. Ian West, Pr. Mark D. Zoback, Pr. Alain Mascle, Mr. Tran Quang Ho, Dr. Anita Torabi et Pr. Modaressi Arezou pour les nombreux échanges et les discussions très utiles par e-mails ou lors des conférences.

Je remercie chaleureusement mon ami Clément Varloteaux avec qui j'ai partagé non seulement le travail pendant trois ans, avec des moments difficiles et d'autres joyeux.

Un grand remerciement à tous les ingénieurs du département d'Ingénierie de Réservoir de l'IFPEN, et à mes amis, Louis Zinsmeister, Rezki Oughanem, Valentin Guillon, Baptiste Auffray, Clémentine Meiller, Gaelle Grundman, Noralid Azocar Serra, Guillaume Dupuis, Tinaig Kergozou De La Boessiere, Arthur Dartois, Alexandre Gravelle, Audrey Bonnelye, Vu Minh Ngoc, Vu Manh Huyen, Pham Viet Anh, Nguyen Duc Manh, Nguyen Duc Hanh, Nguyen Duc Cuong, Le Kim Ngan pour la bonne ambiance de travail et les moments de bonne humeur.

Sans oublier un grand remerciement à Myriam Le Fur, Delphine Wiart, Meriem Jehl et Amel Boukraa pour m'avoir facilité certaines démarches administratives.

Je remercie de tout cœur ma femme, Thi Thanh Huong Nguyen pour son amour et son soutien permanent. Merci d'être toujours à côté de moi.

Enfin, je voudrais également remercier mes parents qui m'ont toujours encouragé et m'ont fait une confiance absolue.

## **Titre: Compaction des roches réservoirs non ou peu consolidées: Impact sur les propriétés de transport directionnelles**

### **RESUME**

Au cours de la production d'hydrocarbures, l'extraction de fluides fait décroître la pression de pore dans les réservoirs (« depletion »). Ceci induit un changement du champ de contraintes qui résulte en une augmentation des contraintes effectives appliquées sur le réservoir. Les mesures in situ montrent que les variations de contraintes peuvent être décrites par un paramètre appelé chemin de chargement (stress path), défini comme le rapport entre la variation de contrainte effective horizontale et la variation de contrainte effective verticale par rapport aux conditions initiales dans le réservoir. La compaction induite par la production d'hydrocarbures peut avoir de graves conséquences dans le cas de roches faiblement consolidées car elle induit des variations des propriétés pétrophysiques des roches in situ, notamment de la perméabilité, un des paramètres les plus importants pour estimer la performance d'un réservoir mais aussi un des plus difficiles à mesurer. Pour compliquer encore les choses, la perméabilité est souvent anisotrope dans les réservoirs avec de forts contrastes entre la perméabilité horizontale  $k_h$  et la perméabilité verticale  $k_v$ .

L'objectif de cette étude est de comprendre l'influence des chemins de chargement sur le comportement mécanique et les évolutions couplées de perméabilité pour un sable quartzueux (Sable de la Durance, DS) et un grès faiblement consolidé (grès d'Otter Sherwood, OSS, qui constitue la roche réservoir du champ pétrolier de Wytch Farm en Angleterre). Nos résultats montrent que le grès peu consolidé présente un comportement mécanique similaire à celui de roches consolidées. Au contraire, le sable présente un comportement différent, avec une transition plus graduelle entre les régimes de déformation qui nécessite d'utiliser un critère basé sur l'évolution du rayon de courbure des courbes contraintes-déformations pour déterminer les contraintes limites : cette méthode a été validée par une étude d'analyse des émissions acoustiques pour caractériser l'endommagement. Les domaines de déformation élastique et plastique ont été bien définis et les contraintes limites ont été comparées aux prédictions du modèle Cam-Clay modifié et du modèle d'enveloppe limite normalisée. Les perméabilités horizontale et verticale ont été mesurées sous contraintes. Pour analyser l'influence des effets de bord dans les essais mécaniques, les perméabilités mesurées soit classiquement sur toute la longueur de l'échantillon, soit entre deux points intermédiaires ont été comparées. Pour l'écoulement horizontal, les facteurs géométriques et facteurs d'anisotropie ont été déterminés par des simulations numériques en éléments finis afin de pouvoir déterminer les vraies valeurs de perméabilité horizontale. L'évolution de la perméabilité suit l'évolution de la déformation des matériaux et est contrôlée aussi bien par la déformation volumique que par la déformation en cisaillement. A partir de nos mesures il est possible de séparer l'effet de la pression moyenne de l'effet de la contrainte déviatorique sur l'évolution de la perméabilité en construisant des cartes d'isoperméabilités dans l'espace des contraintes. Enfin une modélisation élasto-plastique a été réalisée pour prédire le comportement hydro-mécanique du grès faiblement consolidé. L'approche utilisée permet de prédire de manière satisfaisante l'évolution de la perméabilité avec les contraintes, à partir d'une loi exponentielle fonction de la déformation effective. Au contraire, pour le sable de la Durance le lien entre l'évolution de la perméabilité et la déformation est loin d'être évidente, notamment aux faibles contraintes où la réduction de perméabilité est très rapide. Pour mieux comprendre ces évolutions de perméabilité, une analyse de l'endommagement a été réalisée par des mesures sur échantillons et en utilisant des techniques d'imagerie à plusieurs échelles.

*Mots-clés: chemin de chargement, compaction, perméabilité, anisotropie, géomécanique modélisation, couplage hydromécanique.*

**Title: Compaction of unconsolidated or weakly consolidated reservoir rocks: impacts on transport properties**

**ABSTRACT**

During hydrocarbon production, the extraction of fluid induces a decrease of pore pressure called depletion. This depletion causes a change in the stress field that results in an increased stress on the rock by enhancement of the effective stress in the reservoir. In situ measurements show that the stress variations can be described by the so-called stress path parameter, defined as the ratio of the change in effective horizontal stress by the change in effective overburden stress from initial reservoir conditions. This production induced compaction can have severe consequences in the case of poorly consolidated reservoirs. Compaction induces variations of petrophysical properties of in situ rocks and particularly permeability variations, one of the most important parameters controlling reservoir performance. Yet it is one of the most difficult properties to measure. To complicate matters further, permeability anisotropy is often found in reservoirs. Therefore the horizontal permeability  $k_h$ , may be different from the vertical permeability  $k_v$ .

The aim of this study is to understand the influence of stress paths on the mechanical behavior and coupled permeability evolutions of a Quartz sand (Durance Sand, DS) and a weakly consolidated sandstone (Otter Sherwood Sandstone, OSS which is the reservoir rock of the Wytch Farm oil field, UK). We found that the weakly consolidated rock presents a mechanical behavior similar to that of consolidated rocks. However, the sand shows a different behavior, with a gradual transition regime which requires the use of a curvature criterion to peak yield stresses on the stress-strain evolution plot; this criterion has been validated on the basis of Acoustic Emission analysis. The elastic and plastic deformation regimes are well identified and the determined yield stresses are fitted using the modified Cam-Clay and Elliptic Cap models for all observed onsets of plastic yielding. Both vertical and horizontal permeability have been measured during loading. To analyze the influence of end effects during loading in the triaxial cell, permeabilities measured over the mid-section and over the total core length were compared. For the horizontal flow, the geometrical and anisotropy factors were determined using Finite Element simulations in order to calculate the correct horizontal permeability. Permeability evolution follows closely the material deformation and is controlled by both volumetric and shears strains. It is possible to infer the effect of the mean pressure and/or the deviatoric stress on the permeability evolution by building isopermeability maps in the stress space. Finally, an application of elasto-plastic modeling to predict the hydromechanical behavior of the weakly consolidated rock is presented. This approach allows a satisfying prediction of the permeability evolution with stresses, using an exponential function of an effective strain. Reversely for DS, the link between strain and permeability is not obvious as permeability reduction is pronounced at early stage of loading. To understand these permeability evolutions, a damage analysis has been performed using core analysis measurements and multi-scale imaging.

*Keywords: stress path, compaction, permeability, anisotropy, geomechanical modeling, hydromechanical coupling.*



## **Đề tài: Sự nén của các loại đá vôi không có kết hoặc kém có kết : ảnh hưởng của cơ chế nén tới tính thấm**

### **TÓM TẮT**

Trong quá trình khai thác dầu khí, việc hút dầu trong đá vôi tạo ra sự giảm áp lực lỗ rỗng, gọi là hiện tượng suy giảm « depletion ». Điều này gây ra sự thay đổi trường ứng suất trong đá vôi, cụ thể là áp lực hữu hiệu tác dụng trực tiếp lên đá vôi được gia tăng. Đo đạc hiện trường chỉ ra rằng : thay đổi của các ứng suất (đứng, ngang) có thể đặc trưng bởi một thông số gọi là lộ trình ứng suất « stress path », định nghĩa bằng tỉ lệ giữa thay đổi áp lực hữu hiệu ngang và áp lực hữu hiệu đứng từ điều kiện ứng suất ban đầu. Kết quả của quá trình khai thác dầu thường thấy rõ là sự nén lại của đá vôi, hay là cả một vùng địa chất nơi diễn ra hoạt động này. Sự nén tạo ra bởi việc khai thác dầu có thể gây hậu quả nghiêm trọng đối với những loại đá vôi có kết kém bởi vì nó gây ra nhiều sự thay đổi tính địa vật lý của đá vôi, đặc biệt là tính thấm, một trong những thông số quan trọng nhất để xác định năng suất của giếng dầu. Nhưng tính thấm thường là khó xác định bằng cách đo trực tiếp. Điều phức tạp hơn nữa là tính thấm thường không đồng đều đối với các loại đá vôi và có sự khác nhau rất lớn giữa tính thấm ngang ( $k_h$ ) và tính thấm dọc ( $k_v$ ).

Mục đích của nghiên cứu này là hiểu được ảnh hưởng của lộ trình ứng suất tới phản ứng cơ học và những thay đổi tương quan của nó tới độ thấm, áp dụng cho cát thạch anh (cát tự nhiên tên Durance, DS) và đá kém có kết (đá có tên Otter Sherwood, OSS), loại đá này là thành phần đá vôi dầu chủ đạo ở vùng Wytch Farm, thuộc Anh quốc. Kết quả nghiên cứu của chúng tôi cho thấy rằng đá có kết kém thể hiện tính cơ học hoàn toàn giống loại đá có kết hoàn toàn. Trái lại, cát tự nhiên lại chỉ ra phản ứng hoàn toàn khác, với sự chuyển dần trong cơ chế biến dạng cái mà cần thiết phải dùng tiêu chuẩn bán kính đường cong của quan hệ : ứng suất – biến dạng để xác định những ứng suất giới hạn. Phương pháp xác định này được kiểm chứng bằng phân tích âm để phân tích sự phá hoại của vật liệu. Những vùng biến dạng đàn - dẻo được định nghĩa và những ứng suất giới hạn được so sánh với mô hình dự đoán Cam-Clay hiệu chỉnh và mô hình phát triển giới hạn chuẩn hóa. Để phân tích ảnh hưởng của những hiệu ứng biên trong thí nghiệm cơ học, độ thấm dọc được đo đồng thời và so sánh giữa phương pháp cổ điển trên toàn chiều dài mẫu và giữa hai điểm trung gian trên mẫu hình trụ. Đối với độ thấm ngang, hệ số hình học và hệ số không đồng đều được xác định bằng mô hình số dùng phân tử hữu hạn để xác định giá trị thay đổi của độ thấm ngang. Qui luật thay đổi của độ thấm là hàm số của biến dạng và bị khống chế bởi biến dạng thể tích cũng như biến dạng cắt. Từ các đo đạc tính thấm, chúng tôi thấy là có thể tách riêng biệt hiệu ứng của ứng suất hiệu trung bình và ứng suất lệch lên tính thấm bằng cách xây dựng đường đẳng thấm trong không gian của trường ứng suất. Cuối cùng, một mô hình đàn-dẻo được áp dụng để dự báo phản ứng cơ học-thấm của đá có kết kém. Phương pháp tiếp cận này cho phép dự báo khá tốt sự gia tăng của độ thấm theo ứng suất từ luật hàm mũ theo biến dạng hữu hiệu. Ngược lại, với cát tự nhiên DS, mối liên kết giữa độ thấm và biến dạng là không thấy rõ, đặc biệt là giai đoạn áp lực tác dụng nhỏ, lúc đó thấy rõ là sự giảm của tính thấm là rất nhanh. Để hiểu hơn về những sự gia tăng tính thấm, một phân tích hình ảnh ở mức độ hạt (vài micromét) của mẫu sau khi bị phá hủy cũng đã được tiến hành.

Kết quả và mô hình giới thiệu trong nghiên cứu này đóng vai trò quan trọng trong việc tính toán chỉ số năng suất của giếng dầu, và dự báo lún cho vùng nơi diễn ra hoạt động khai thác dầu. Ngoài ra, việc sử dụng nghiên cứu này để cải thiện cho các phần mềm mô hình giếng dầu hiện nay, cái mà có nhiều nhược điểm trong việc mô phỏng điều kiện thực tế trong mô hình tính toán.

*Từ khóa : lộ trình ứng suất, sự nén, tính thấm, không đồng đều, địa-cơ học, mô hình hóa, tương quan thủy-cơ học.*



# TABLE DES MATIERES

## ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE 1 .....	6
1.1. Contexte et problématique de recherche .....	6
1.2. Surface de charge et enveloppe de rupture .....	9
a. Le Modèle Cam-Clay modifié .....	12
b. Le modèle de Wong et al., 1997 .....	14
c. Les critères de rupture .....	15
1.3. Écrouissage .....	19
1.4. Comportement élastoplastique .....	23
a. Déformation élastique .....	23
b. Déformation élasto-plastique .....	23
c. Modélisation par le modèle Cam-Clay modifié .....	24
1.5. Fluage des matériaux non consolidés .....	27
1.6. Transport dans les milieux poreux .....	30
a. Cas d'un chargement isotrope .....	35
b. Cas d'un chargement triaxial classique .....	36
c. État de contrainte complexe des milieux poreux géologiques ....	40
1.7. Conclusions .....	51

# TECHNIQUES EXPERIMENTALES ET MATERIAUX

CHAPITRE 2 .....	55
2.1. Dispositifs expérimentaux et protocoles de mesures .....	56
2.1.1. Description du dispositif ‘Mesures pétrophysiques Sous Contraintes’ -	56
2.1.2. Description de la cellule triaxiale ERGOTECH -----	59
2.1.3. Description du dispositif triaxial GDS et VALLEN à Cergy -----	62
2.2. Stratégie de sélection des matériaux d'étude.....	64
2.2.1. Analyse granulométrique et morphologique des matériaux inconsolidés -	66
2.2.2. Analyse pétrophysique du grès réservoir très peu consolidé-----	68
2.3. Protocoles expérimentaux .....	84
2.3.1. Procédure de préparation des échantillons non consolidés -----	84
2.3.2. Procédure de préparation des échantillons de grès très peu consolidés-	85
2.3.3. Préparation et mise en place-----	85
2.3.4. Saturation de l'échantillon -----	87
2.3.5. Description des chemins de chargement imposés -----	87
2.3.6. Vitesse de chargement-----	89
2.3.7. Mesure de la perméabilité -----	89
2.3.8. Tests préliminaires -----	95
2.4. Conclusions.....	96

# COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE DE MATERIAUX NON CONSOLIDES

CHAPITRE 3 .....	98
3.1. Chargement hydrostatique .....	99
a. Pression critique et modèle de Zhang et al.....	100
b. Émissions acoustiques.....	104
3.2. Chargement déviatorique.....	108
3.2.1. Billes de verre -----	108
3.2.2. Sable de la Durance-----	110
a. Chemin de chargement et surface de charge.....	110
b. Évolution de la surface de charge .....	119
3.2.3. Évolutions de perméabilité verticale lors des chemins de charge -----	121
3.2.4. Analyse de l'endommagement 'post-essai' -----	126
3.2.5. Déformation en phase de fluage -----	129
3.2.6. Conclusions -----	130

# COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE DE GRES PEU CONSOLIDES

CHAPITRE 4.....	135
4.1. Essais réalisés.....	136
4.2. Chargement hydrostatique .....	138
4.3. Chargement déviatorique .....	149
4.4. Chemin de chargement et évolution de la perméabilité verticale.....	164
a. Effet de bord sur $k_v$ .....	164
b. Évolution de $k_v$ .....	167
4.5. Chemin de chargement et évolution de la perméabilité horizontale.....	169
a. Facteur géométrique G dans le cas isotrope.....	171
b. Facteur géométrique A dans le cas anisotrope.....	174
c. Évolution de $k_h$ .....	179
4.6. Évolution de l'anisotropie de la perméabilité.....	180
4.7. Analyse microstructurale de l'endommagement en fonction de K.....	185
4.8. Modélisation du Comportement Hydromécanique du grès .....	200
a. Choix des paramètres du modèle Cam-Clay modifié .....	200
b. Modélisation du comportement mécanique du grès d'Otter Sherwood... ..	205
c. Modélisation de l'évolution de la perméabilité verticale du grès d'Otter Sherwood.....	212
d. Conclusions .....	213
4.9. Applications de cette étude sur le comportement hydromécanique .....	214
a. Implication sur la performance d'un puits horizontal.....	215
b. Application au niveau du modèle de réservoir.....	216
 <b>CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES.....</b>	 209
 <b>ANNEXE.....</b>	 242

**PUBLICATION 1:** Hydromechanical behaviour of sands under proportional triaxial compression tests. (Communication Symposium SCA 2011).

**PUBLICATION 2:** Experimental study and modelling of the hydromechanical behaviour of weakly consolidated sandstone under proportional triaxial compression stress paths. (Communication Symposium ARMA 2012).

**PUBLICATION 3:** Compaction, permeability evolution and stress path effects in unconsolidated sand and weakly consolidated sandstone. (Soumis à International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 2012, Volume Euroconference RPG 2011).

# INTRODUCTION

Bien que 60% des réserves d'huile et de gaz mondial se trouvent dans des réservoirs carbonatés, 90% des puits producteurs d'huile et de gaz sont forés dans des réservoirs siliclastiques et la plupart des découvertes récentes l'ont été dans des formations sableuses non consolidées ou bien dans des grès faiblement consolidés et cimentés (Shetland Islands, U.K; Golfe du Mexique, off-shore d'Angola et Brazil) (d'après Crawford et al., 2004; Walton et al., 2002; Coop et Willson 2003).

Un réservoir pétrolier est une formation géologique qui contient dans sa porosité de l'eau plus ou moins salée, des hydrocarbures plus ou moins visqueux associés à des gaz. Ces roches réservoirs ont subi un enfouissement au cours de l'histoire géologique et se trouvent donc dans un état de contraintes donné et les fluides piégés saturant la porosité sont également sous pression. Lors de la production de ces hydrocarbures, la pression de fluide dans le réservoir est modifiée; en effet, l'extraction des fluides au niveau des puits engendre une diminution de la pression de pore; cette 'déplétion' provoque alors une modification du champ de contrainte en place qui se traduit par un accroissement des contraintes sur la matrice de la roche. Cette évolution du champ de contrainte est à l'origine d'une compaction plus ou moins prononcée du réservoir. A l'échelle fine, elle se traduit par une déformation de la structure de la roche réservoir et de l'espace poreux associé.

Les réservoirs peu consolidés qui représentent une fraction notable des gisements d'hydrocarbures mis en exploitation actuellement sont mécaniquement tendres et donc particulièrement sujets à ces phénomènes de compaction; les réservoirs plus compacts dits de haute pression sont également sensibles car une faible diminution de la pression de pore peut induire une modification importante des propriétés de transport.

La prédiction de l'ampleur de ces modifications structurales peut être critique pour les ingénieurs de réservoir qui cherchent à optimiser les taux de récupération des hydrocarbures. En effet, ces transformations inhérentes à la déplétion, influencent les caractéristiques hydromécaniques et pétrophysiques des roches en place. Il arrive que, dans certains cas, la subsidence soit telle (sortie du domaine purement élastique et réversible) que la perméabilité chute d'une façon drastique affectant considérablement la productivité et la rentabilité des puits.

Que ce soit par des mesures sur champ ou bien par des mesures réalisées au laboratoire, il a été montré que sur certains réservoirs, une diminution de pression de fluide de quelques dizaines de bars pouvait avoir un impact important sur la perméabilité (Crawford et al., 2008). De manière simplifiée, on considère que la perméabilité horizontale  $k_h$  contrôle l'écoulement dans les puits verticaux ; la perméabilité  $k_v$  intervient elle lors de l'écoulement dans les puits horizontaux; de nos jours avec l'amélioration des techniques de forages, de nombreux puits sont déviés et les perméabilités  $k_h$  et  $k_v$  contribuent toutes deux à la productivité. Les anisotropies présentes à plusieurs échelles dans les structures des réservoirs et leurs évolutions doivent donc être prises en considération dans les études réservoirs.

L'objectif de cette thèse est d'étudier les comportements élasto-plastiques de matériaux faiblement consolidés et de cerner l'influence du chemin de chargement sur les évolutions de porosité et de perméabilités directionnelles.

Ce travail est réalisé à l'IFP Energies nouvelles (IFPEN) et au laboratoire Géosciences et Environnement Cergy (GEC) de l'Université de Cergy-Pontoise. L'échantillonnage de roches sur le terrain a été réalisé dans le cadre de formations IFP-School. Les tests mécaniques triaxiaux et les mesures d'écoulement sous différents chemins de chargement ainsi que les analyses pétrophysiques (porosimétrie mercure, porosimétrie RMN, granulométrie laser) et microstructurales (imagerie MEB, tomographie RX) ont été menées à l'IFPEN. Les tests mécaniques avec mesure d'émissions acoustiques et les analyses minéralogiques (lames minces et imagerie optique) ont été réalisées à l'Université de Cergy-Pontoise.

Ce manuscrit comporte quatre chapitres ainsi que un article soumis et deux proceedings publiés en annexes.

Le **chapitre 1** présente le contexte de l'étude et la problématique de recherche. Une revue critique de la bibliographie académique et pétrolière sur le domaine est présentée; cet état des lieux des connaissances permet d'appréhender les concepts et d'identifier des axes d'études nécessaires pour améliorer la compréhension des comportements géomécaniques et hydromécaniques des roches poreuses. Nous nous intéressons particulièrement au comportement élasto-plastique et à l'évolution de la surface de charge au cours de chargements. Nous décrivons les résultats de travaux expérimentaux et les modèles répandus de la littérature qui permettent de prédire les déformations et les évolutions de perméabilité sous sollicitations mécaniques, sur lesquels nous avons basé notre travail.



Le **chapitre 2** décrit la méthodologie expérimentale mise en œuvre et les matériaux étudiés. Nous présentons des descriptions détaillées des dispositifs utilisés: la cellule triaxiale d'écoulements directionnels à l'IFPEN et cellule triaxiale d'émissions acoustiques à l'Université de Cergy-Pontoise. Ces dispositifs et les protocoles classiques étant conçus pour les roches bien consolidées, une étude préliminaire sur un matériau modèle inconsolidé (billes de verre) a été nécessaire. Les travaux expérimentaux réalisés sur ces dispositifs ont été effectués en deux temps; premièrement sur des massifs de sable analogue (sable quartzique de la Durance) et deuxièmement sur des échantillons d'un grès peu consolidé (grès d'Otter Sherwood d'Angleterre) analogue du réservoir du champ pétrolier on-shore de Wytch Farm.

Les résultats expérimentaux concernant le comportement hydromécanique et les évolutions de perméabilité et d'anisotropie de perméabilité de ces roches sont présentées respectivement dans les chapitres 3 et 4. Le choix des chemins de contraintes appliqués sur les échantillons a été fait en accord avec les études récentes afin de reproduire les chemins de charge subis par les réservoirs au cours de l'exploitation.

Le **chapitre 3** est consacré à l'étude du comportement hydromécanique des roches non consolidées sous chargements hydrostatique et déviatorique. Une méthode de détermination des pressions et contraintes critiques pour ce type de matériau est proposée et les surfaces de charge sont alors déterminées; l'évolution de la surface de charge du sable sous chargement complexe a été abordée. L'évolution de la perméabilité verticale sera présentée sous différents chemins de chargement. Des analyses pétrophysiques et microstructurales post-essai sont présentées pour caractériser l'endommagement et expliquer les évolutions de perméabilité.

Le **chapitre 4** concerne le comportement hydromécanique du grès peu consolidé sous chargements hydrostatique et déviatorique. Premièrement, l'évolution de la perméabilité verticale est étudiée sous différent chemins de chargement. Puis, nous présentons un protocole de mesure et un processus de calcul (utilisant la méthode de élément finis) pour la perméabilité horizontale et ses évolutions sous les mêmes chemins de chargement. Ceci nous permet ensuite de remonter à l'évolution d'anisotropie de la perméabilité au cours des chargements. Les paramètres mécaniques de la roche sont déterminés à partir des mesures expérimentales puis injectés dans un modèle élasto-plastique afin de modéliser le comportement mécanique du grès.

En combinant le résultat de cette modélisation des déformations à une formule liant perméabilité et une fonction exponentielle de la déformation effective, il est possible

de reproduire les évolutions de perméabilité verticale mesurées. Ce chapitre se termine par une présentation brève des applications potentielles de cette étude.

En conclusion, une synthèse des résultats est présentée, l'apport de ce travail est discuté, et quelques perspectives d'études complémentaires sont proposées.

## ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE 1 .....		6
1.1.	Contexte et problématique de recherche .....	6
1.2.	Surface de charge et enveloppe de rupture .....	9
	a.    Le Modèle Cam-Clay modifié.....	12
	b.    Le modèle de Wong et al., 1997.....	14
	c.    Les critères de rupture .....	15
1.3.	Écrouissage .....	19
1.4.	Comportement élastoplastique.....	23
	a.    Déformation élastique.....	23
	b.    Déformation élasto-plastique.....	23
	c.    Modélisation par le modèle Cam-Clay modifié .....	24
1.5.	Fluage des matériaux non consolidés.....	27
1.6.	Transport dans les milieux poreux.....	30
	a.    Cas d'un chargement isotrope .....	34
	b.    Cas d'un chargement triaxial classique .....	36
	c.    État de contrainte complexe des milieux poreux géologiques ....	40
1.7.	Conclusions.....	51

# CHAPITRE 1

## ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

---

### 1.1. Contexte et problématique de recherche

La déplétion, baisse de la pression de pore dans un réservoir, induit une augmentation de l'anisotropie de contraintes effectives, qui dépend des propriétés des roches réservoirs, et qui conduit à la compaction du réservoir. Dans le pire des cas, la déformation inélastique et la réduction irréversible de la porosité peut induire une subsidence du champ de réservoir, une rupture du casing, une réduction de la perméabilité, etc... (Brignoli et al., 2004). Les roches réservoirs non consolidées ou faiblement consolidées avec une porosité élevée et une faible cohésion subissent une déformation importante, ainsi qu'une diminution drastique de la perméabilité sous contraintes. Les prédictions de la déformation et de la perméabilité sont des objectifs importants de l'ingénierie de réservoir, afin de contrôler et d'optimiser la récupération des hydrocarbures. Ainsi, il est important d'avoir une compréhension fondamentale des mécanismes de compaction et de ses effets sur le développement de l'anisotropie de perméabilité.

Dans des études antérieures sur la compaction de réservoirs sous l'effet de la déplétion, des expériences au laboratoire imitent les chemins de contrainte *in-situ* par deux types de chargement : (1) oedométrique (ou de déformation uniaxiale), seulement la déformation verticale est mesurée et la déformation horizontale est nulle (Crawford et al., 2011) ou (2) des essais hydrostatiques (Newman 1973), plus faciles à réaliser en laboratoire. Toutefois, l'état de contrainte isotrope est rarement rencontré *in-situ* dans les réservoirs produits ; cela suppose une évolution similaire des contraintes verticales et horizontales effectives lors de la production. Segura et al., 2011 ont indiqué que la condition hydrostatique n'est plus valable si il y a un effet de contrainte de type "arching" pendant la compaction. En outre, pour le cas de la déformation uniaxiale, les

conditions aux limites ne considèrent que les réservoirs de fort rapport de dimensions (c'est à dire épaisseur verticale  $\ll$  extension latérale) (Rhett et Teufel 1992; Hettema et al., 2000; Ruistuen et Rhett 1999). Ruistuen et al., 1999 ont expliqué que les conditions aux limites dans les réservoirs sont mal connues, et la condition de déformation uniaxiale ne peut pas donc être appropriée dans tous les cas. Cette condition aux limites dépend de plusieurs paramètres : la taille et la géométrie du réservoir, les propriétés poro-élastiques, et l'occurrence de déformations inélastiques.

Pour obtenir une flexibilité dans la simulation des changements de contraintes *in-situ* lors de la production, Rhett et Teufel 1992 ont proposé la définition du chemin de contrainte ou chemin de chargement, caractérisé par le paramètre K:

$$K = \frac{\Delta\sigma_h}{\Delta\sigma_v} \quad (1)$$

défini comme le rapport de la variation de la contrainte effective horizontale par le changement de la contrainte effective verticale à partir de la condition initiale. Avec cette définition, le chargement hydrostatique correspond à  $K=1$ , alors qu'un essai triaxial classique correspond à  $K=0$ . Par exemple, Rhett et Teufel 1992 ont trouvé une valeur  $K \sim 0,2$  pour le chemin de chargement affectant le champ d'Ekofisk lors de la production. Cependant à partir de tests oedométriques au laboratoire, ils ont mesuré une valeur K comprise entre 0,4 et 0,6, selon le type de roche. Donc, le paramètre K de chemin de chargement ne peut pas être obtenu uniquement à partir des propriétés de la roche, et il faut tenir compte des mesures de contraintes *in-situ*. Il faut noter que les ingénieurs de réservoir utilisent souvent la relation,  $K=v/(1-v)$  qui permet de relier le comportement élastique et le chemin de contrainte K (noté  $K_0$ ) qui peut être obtenu à partir d'un essai de déformation uniaxiale (Rhett et Teufel 1992; Chang et Zoback 1998).

Plusieurs études ont démontré que le comportement mécanique des roches silico-clastiques et carbonatées présente des caractéristiques macroscopiques similaires à faible température ( $\sim 20^\circ\text{C}$ ) (Goldsmith 1989 ; Wong et al., 1997; Baud et al., 2009) mais avec une différence importante à l'échelle de la microstructure. La compaction inélastique est souvent associée à un broyage de grain et induisant un effondrement des pores. La pression de broyage des grains peut être prédite par le modèle de Zhang et al., 1990 pour les roches silico-clastiques, basé sur le modèle de rupture Hertzienne,

ou par le modèle "pore-emanated" de [Zhu et al., 2010](#) pour les roches carbonatées. Une fois que la pression atteint la limite d'élasticité, la déformation plastique apparaît, puis la rupture fragile ou l'effondrement des pores, ce qui entraîne des changements drastiques de la perméabilité.

Du point de vue hydromécanique, de nombreux auteurs (par exemple [Ruistuen et Rhatt 1999](#); [Rhatt et Teufel 1992](#); [Holt 1990](#); [Ferfera et al., 1997](#); [Ostermeier 2001](#)) ont étudié l'impact du chemin de contrainte sur la compaction et sur l'évolution de la perméabilité verticale ( $k_v$ ) (parallèle à la direction de la contrainte maximale) dans les matériaux analogues et grès réservoirs. En général, ils ont trouvé une réduction de la perméabilité quand le chemin de contrainte devient plus déviatorique.

Très peu d'études sont publiées dans la littérature sur les mesures de la perméabilité horizontale ( $k_h$ ). [Zhu et al., 2007](#) ont mesuré l'anisotropie de la perméabilité par écoulement vertical classique en utilisant le test d'extension triaxiale et le test triaxial de compression "hybride" (proportionnelle). Une autre méthode a été utilisée par [Crawford et al., 2008](#) et [Dautriat et al., 2009](#) : ils ont mesuré l'anisotropie de la perméabilité en mesurant les écoulements horizontaux sous essais triaxiaux et proportionnels, ce qui nécessite de corriger la loi de Darcy à l'aide d'un facteur géométrique ([Bai et al., 2002](#)).

Un autre problème qui doit également être abordé lors de mesures de perméabilité est lié la présence d'effets de bord, qui peuvent influencer la valeur absolue de la perméabilité dans la direction de mesure verticale ([Dautriat et al., 2009](#); [Korsnes et al., 2006](#)).

Une fois que les données de la perméabilité sont disponibles à partir de mesures au laboratoire ou *in-situ*, l'indice de productivité PI peut être calculé. Cet indice représente la capacité d'un réservoir pour délivrer des fluides dans un puits ([Joshi 1991](#); [Ayan et al., 1994](#)).

Dans le contexte pétrolier, des études antérieures ont montré que le comportement de roches à haute pression a beaucoup de points communs avec celui des sols ([Schofield](#)

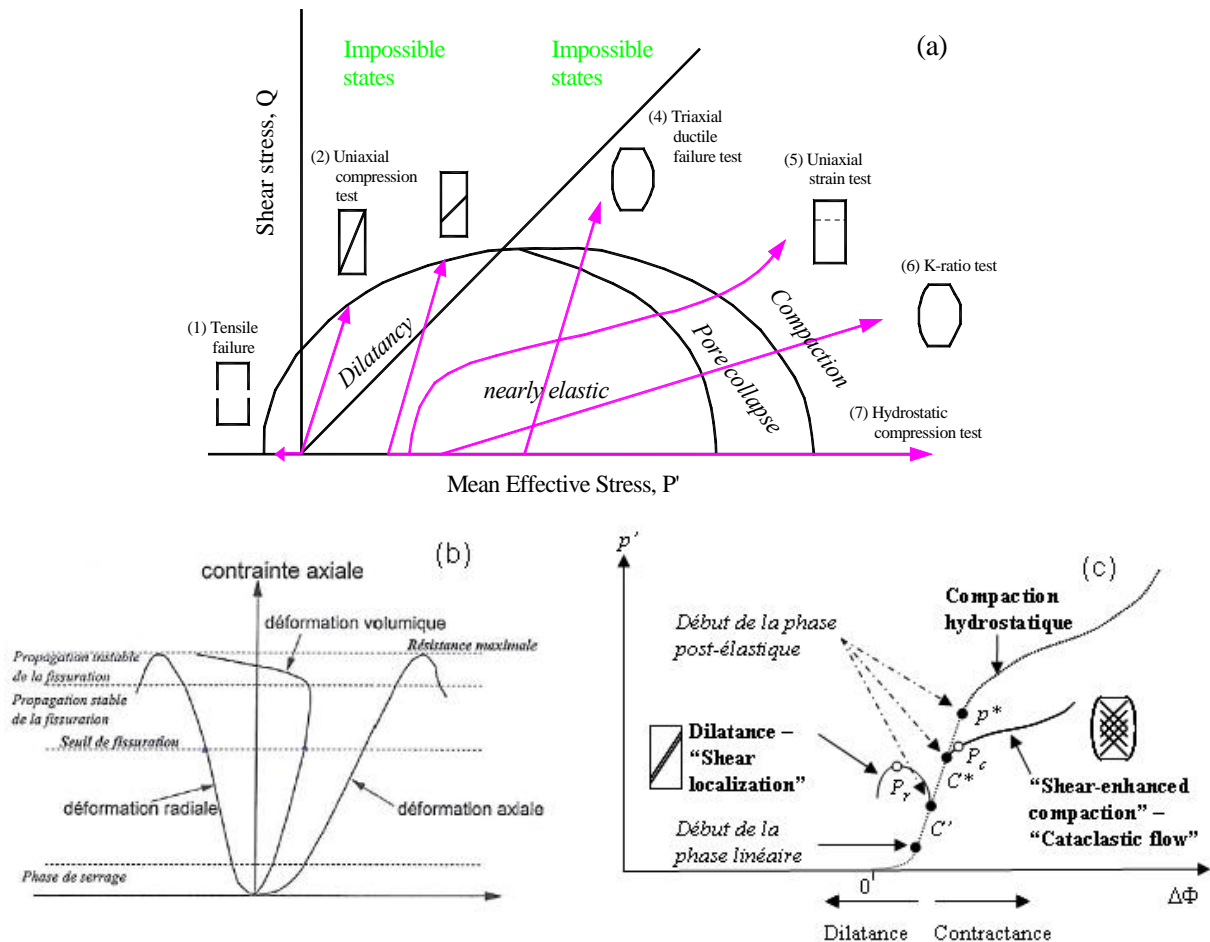
et Wroth 1968; Wood 1990; Whitlow 2000). La théorie de la "Mécanique des sols à l'état critique" peut alors être utilisée pour modéliser leur comportement mécanique. Crawford et al., 2004 ont modélisé le comportement hydromécanique sur des matériaux analogues sous différents chemins de contraintes  $K$  en utilisant le modèle Cam-Clay modifié (modèle élasto-plastique). Ils ont ajouté un paramètre (appelé "flattening") pour modifier la forme symétrique de l'ellipse de Cam-Clay modifié. Puis ils ont proposé une relation donnant la perméabilité en fonction de la déformation pour modéliser complètement les propriétés hydromécaniques de ces matériaux. Toutefois, les études sur les propriétés hydromécaniques des roches réservoirs peu consolidées et la corrélation entre la compaction et la perméabilité sont rarement abordés dans la littérature.

Dans ce contexte, pour optimiser la récupération des hydrocarbures en place et éviter les impacts de l'exploitation d'un gisement pétrolier sur le site, nous nous intéressons au comportement hydromécanique de roches réservoirs. Une fois le comportement purement mécanique du matériau établi, il est intéressant de prévoir le comportement hydromécanique, c'est à dire le couplage déformation/écoulement, sous l'évolution du champ de contraintes. Par conséquent, nous nous intéressons à la théorie élasto-plastique, plus particulièrement au modèle Cam-Clay modifié, et aux lois d'évolution de la perméabilité sous changement d'état de contrainte. Dans ce chapitre nous allons présenter d'abord la surface de charge, l'enveloppe de rupture et différents critères de rupture. Ensuite, l'évolution de la surface de charge (écrouissage) sera détaillée. Puis le comportement en fluage sera présenté, qui n'est pas pris en compte dans la théorie élasto-plastique. Enfin, on va présenter les lois d'évolution de la perméabilité et de couplage entre la perméabilité et la compaction des roches.

## 1.2. Surface de charge et enveloppe de rupture

Avant de détailler ces aspects, nous présentons dans la **Figure 1** une synthèse des différents types de chemin de chargement qui peuvent être suivis en laboratoire pour définir la surface de charge et les deux comportements principaux rencontrés à la rupture en mécanique des roches, le comportement fragile et le comportement ductile. Les modes de rupture sont illustrés dans la figure a, et dans la figure b les différentes étapes de la déformation en domaine fragile sont décrits : phase de serrage, domaine

élastique, seuil de rupture, résistance mécanique et chute de contrainte sont indiqués sur une courbe de contrainte-déformation. On remarquera la présence du comportement dilatant (figure c). Dans la figure c relative au comportement ductile, on voit que la déformation élastique, réversible, est suivie d'une déformation plastique, irréversible et compactante, et qu'il n'y a pas de chute de contrainte.



**Figure 1:** (a) Type de chemin de chargement utilisé en laboratoire, principaux comportements rencontrés sur des échantillons de roches et illustration des figures d'endommagement macroscopique (Scott 2007); (b) Evolutions des déformations attendues pour un comportement fragile (Sulem 2008); (c) Synthèse des évolutions de porosité (par extension de la déformation volumique) caractéristiques des comportements ductile et fragile (Nauroy 2011).

De façon générale, quatre composantes sont nécessaires pour décrire le comportement élasto-plastique des matériaux géologiques (Sulem 2008, Modaressi et Lopez-



(Caballero 2008, Mestat 2008) : les propriétés élastiques, les paramètres de la surface de charge, la règle d'écoulement plastique et les paramètres d'écrouissage.

Le comportement élasto-plastique peut être décrit et étudié par des essais triaxiaux (drainés et non drainés avec mesure de la pression interstitielle) et des tests oedométriques classiques (déformation radiale nulle). Dans le contexte pétrolier, pour simuler le changement d'état de contrainte au cours de la production on utilise un paramètre appelé chemin de chargement  $K$  (**Eq.(1)**). Ainsi, au laboratoire on réalise des essais avec différents chemins de chargement afin de déterminer la surface de charge  $f$  dans le repère  $P'$ - $Q$ , contrainte moyenne effective - contrainte déviatorique, définies selon les **Eq. (2)** et **(3)**, respectivement :

$$P' = \frac{\sigma'_v + \sigma'_{h1} + \sigma'_{h2}}{3}, \quad (2)$$

$$Q = \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{(\sigma'_v - \sigma'_{h2})^2 + (\sigma'_{h2} - \sigma'_{h1})^2 + (\sigma'_{h1} - \sigma'_v)^2}. \quad (3)$$

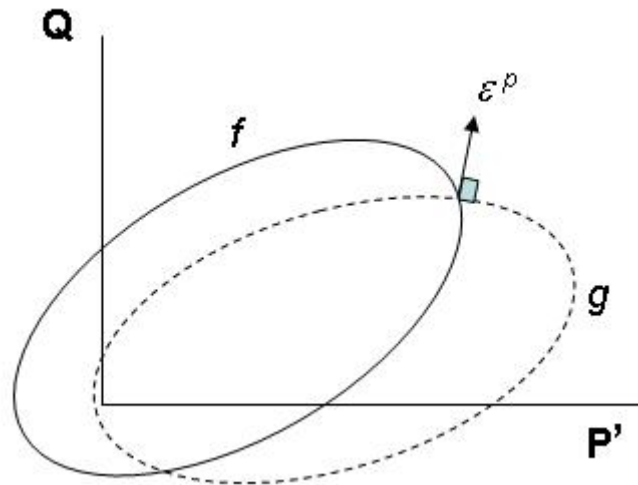
La région intérieure de la surface de charge correspond au comportement élastique du matériau où la déformation est considérée comme réversible.

Dans cette région, les relations entre les contraintes et les déformations permettent de déterminer les modules élastiques du matériau ; pour un milieu homogène et isotrope, on déterminera deux paramètres élastiques, par exemple le module d'Young  $E$ , et le coefficient de Poisson  $\nu$ , ou bien le module d'incompressibilité  $K$  et le module de cisaillement  $G$ .

Lorsque l'état de contrainte dépasse la surface de charge, le matériau entre dans un régime de déformation plastique, domaine où la déformation devient irréversible. Le problème est de déterminer alors les évolutions de la déformation.

Il est alors nécessaire d'introduire un potentiel plastique  $g$  pour définir la déformation plastique par une loi d'écoulement plastique. Lorsque la fonction  $g$  est différente de la fonction de charge  $f$ , la loi d'écoulement est dite non associée. Au contraire, pour un

*matériau standard*, la loi d'écoulement est dite associée et les deux fonctions sont les mêmes (voir **Figure 2**).



**Figure 2:** Surface de charge  $f$  et potentiel plastique  $g$ . Incrément de déformation  $\varepsilon^p$  plastique perpendiculaire au potentiel plastique  $g$ .

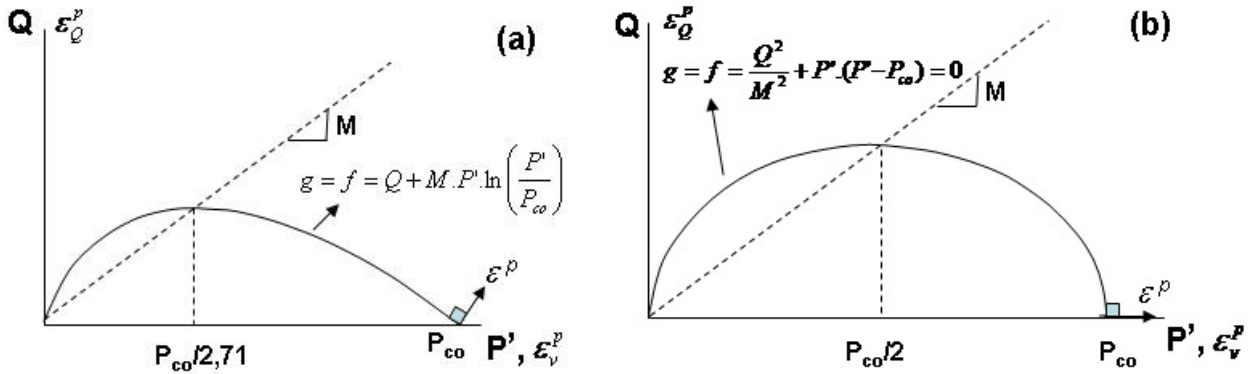
#### a. *Le Modèle Cam-Clay modifié*

Des modèles élasto-plastiques ont été développés par le Groupe de Mécanique des Sols de l'Université de Cambridge (sous la direction du Professeur Roscoe).

Au départ, les modèles élasto-plastiques de 'Cambridge' étaient destinés essentiellement à décrire le comportement des argiles; mais ils ont été aussi adaptés par la suite pour les matériaux pulvérulents, par exemple les sables et les graviers (Thèse de Barbas 1981). Plus tard, Wood et al., 1993 ont confirmé que le modèle Cam-Clay modifié peut être utilisé pour modéliser le comportement des sables.

Le modèle Cam-Clay original a été présenté en 1963 par Roscoe, Schofield et Thurairajah. Puis Burland 1965 a présenté le modèle Cam-Clay modifié. La différence principale entre les deux versions est la forme de la surface de charge. Le modèle original se présente sous la forme d'une courbe en forme d'amande et a permis de décrire de manière qualitative les résultats observés au laboratoire. Mais pour les tests avec les chemins de chargement proches du chargement hydrostatique, ce modèle

prévoit des déformations déviatoriques trop fortes. Pour cette raison, le modèle Cam-Clay modifié présente une courbe en forme d'ellipse et peut prévoir de meilleurs résultats en comparaison avec les observations expérimentales (voir **Figure 3**).

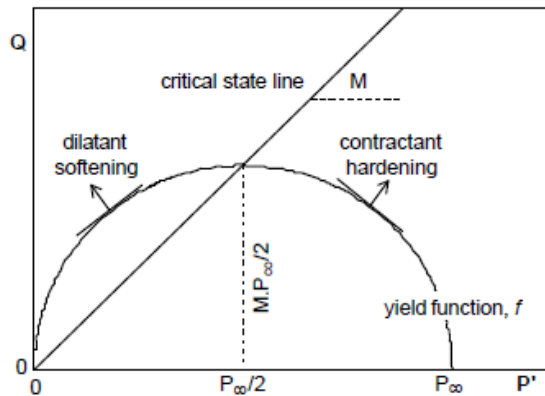


**Figure 3:** Différence entre le modèle Cam-Clay original et le modèle Cam-Clay modifié, pour le chargement hydrostatique (axe  $Q=0$ ): (a) la déformation plastique comprend deux composantes: les déformations volumique et déviatorique, (b) la déformation plastique comprend seulement une composante de déformation volumique.

Description du modèle Cam-Clay modifié :

Pour présenter la description du modèle, toutes les équations ont été formulées en utilisant les paramètres  $P'$  et  $Q$ . Dans le repère  $P'$ - $Q$ , la surface de charge a une forme elliptique, et le centre de cette ellipse se trouve sur l'axe  $P'$ , comme le montre la **Figure 4**.

La rupture est décrite par l'état critique correspondant à une droite de pente  $M$ .



**Figure 4:** Modèle Cam-Clay modifié (Crawford et al., 2004)

Le domaine d'élasticité est défini par une fonction scalaire  $f$ , appelée fonction de charge du matériau. On appelle *critère de plasticité* la condition telle que  $f=0$  et c'est cette équation qui définit la *surface de charge*. La fonction  $f$  définit la forme de la courbe frontière dans l'espace des contraintes effectives, selon l'expression:

$$f(P', Q, P_{co}) = Q^2 + M^2 \cdot P' \cdot (P' - P_{co}) \quad (4)$$

L'équation (4) décrit une forme elliptique, où  $M$  contrôle sa forme, et  $P_{co}$  (ou  $P_c$  selon les auteurs), la pression de préconsolidation, contrôle sa taille. Cette pression correspond à la limite de la zone élastique pour un chargement hydrostatique et peut être assimilée à la 'mémoire' du matériau (Crawford et al., 2004). D'un point de vue géologique, c'est la pression la plus élevée subie par la roche au cours de son histoire géologique (Carles et al., 2004).

b. *Le modèle de Wong et al., 1997*

Wong et al., 1997 ont défini une enveloppe de rupture séparant deux régimes de rupture pour les grès: la rupture ductile et la rupture fragile, voir **Figure 5**. Comme pour le modèle précédent, la fonction de la surface de charge passe par l'origine de l'espace des contraintes dans le repère de la contrainte normalisée; elle correspond également à l'équation d'une ellipse selon l'équation (5) suivante:

$$\frac{(P/P^* - \gamma)^2}{(1 - \gamma)^2} + \frac{(Q/P^*)^2}{\delta^2} = 1 \quad (5)$$

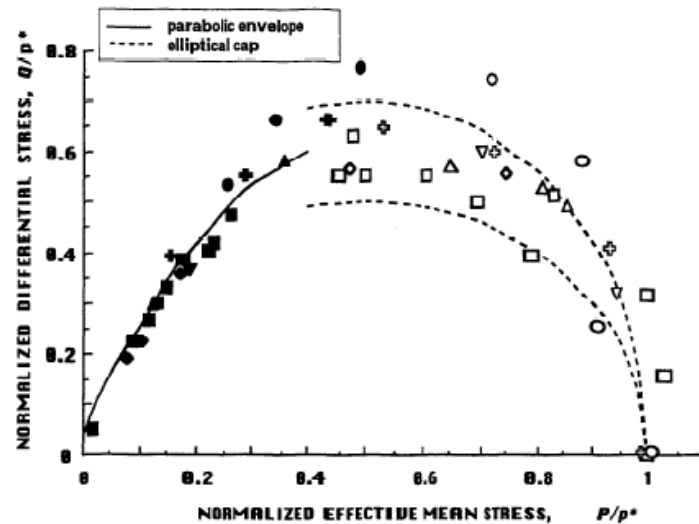
Les deux paramètres  $\delta$  et  $\gamma$  sont calés sur des résultats expérimentaux, et  $P^*$  est la pression à la rupture sous chargement hydrostatique.

Pour le régime de rupture fragile, la fonction est cette fois parabolique selon équation (6) :

$$\frac{Q}{P^*} - q_0 = m \left( \frac{P}{P^*} - p_0 \right)^2 \quad (6)$$

Avec  $q_0$ ,  $p_0$  et  $m$  des paramètres calés sur les données expérimentales.

Il faut noter que ce modèle a été établi à partir de données obtenues sur des roches consolidées.

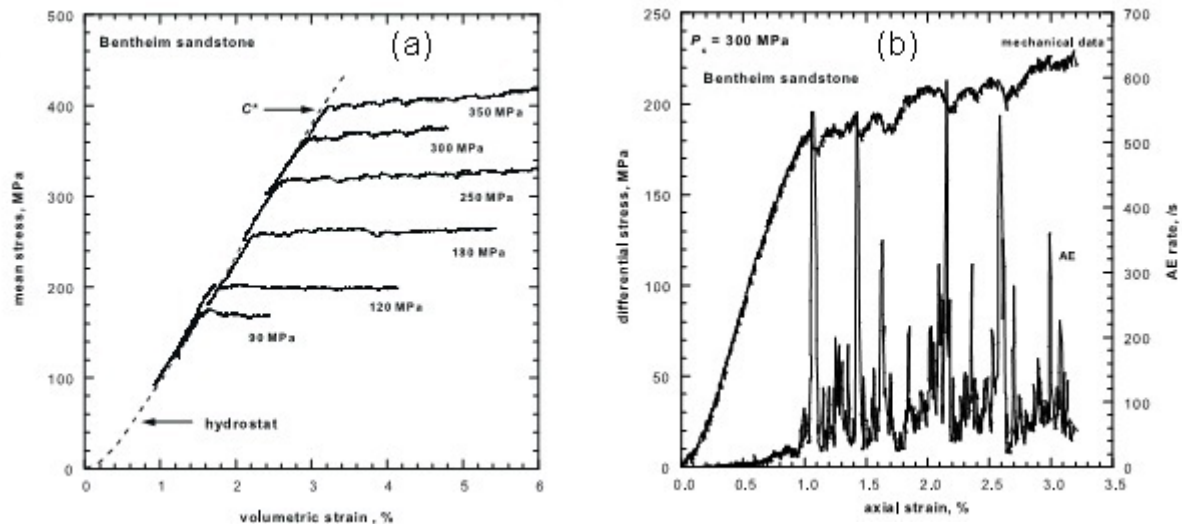


**Figure 5:** Modèle d'enveloppe de rupture de [Wong et al., 1997](#).

Pour les roches consolidées étudiées par [Wong et al., 1997](#), on observe que les contraintes à la rupture dans le régime fragile ( $C'$ ) se trouvent bien sur la ligne parabolique, et il y a très peu de dispersion des points. Au contraire, dans le régime ductile, on observe une dispersion importante des points ( $C^*$ ). Cela peut être dû à l'hétérogénéité des roches ou à la difficulté de détermination des contraintes critiques. Donc, une définition rigoureuse du critère de rupture est importante et nécessaire pour chaque matériau étudié.

### *c. Les critères de rupture*

Pour les grès consolidés, la contrainte critique  $P^*$  ou  $C^*$  est déterminée normalement à partir de la courbe contrainte moyenne effective – déformation volumique. Cette valeur correspond au point de changement du comportement du matériau (**Figure 6(a)**) ou correspond au point d'augmentation importante du taux d'activité d'émissions acoustiques (**Figure 6(b)**). Au delà de ce point, la déformation est inélastique et il y a apparition de rupture des grains, précurseurs des mécanismes de pore collapse dans les grès ([Menéndez et al., 1996](#)).



**Figure 6:** Définition de la contrainte critique  $C^*$  pour le chargement triaxial sur le grès de Bentheim : (a) à partir de la courbe contrainte moyenne effective-déformation volumique ; (b) à partir de taux d'activité d'émission acoustique (Baud et al., 2004).

Mais pour les sables à grains anguleux, il est difficile de déterminer précisément la pression critique  $P^*$  et  $C^*$  sur les courbes de contraintes – déformations car la transition de régime de déformation élastique-plastique n'est pas brutale mais progressive (Mesri et Vardhanabhuti 2009).

Dans ce cas là, on peut utiliser la définition de Casagrande 1936 pour la détermination de la pression de pré-consolidation pour les sols fins, comme illustré dans la Figure 7, ou les critères définis par Mesri et Vardhanabhuti 2009 pour les sables comme indiqué dans la Figure 8 ou la définition de Dautriat 2009 dans la Figure 9. Dans les trois méthodes, la détermination de la pression de pré-consolidation ou de la pression critique se fait à partir de la relation semi-log entre l'indice des vides et la contrainte verticale effective ou de la déformation axiale en fonction de la contrainte moyenne effective.

Pour le critère de Casagrande, la pression de pré-consolidation est définie par la procédure suivante :

- 1) Détermination du point maximum de la courbure  $\gamma$  ou rayon de courbure minimum R sur le graphe d'indice de vide –  $\log(\text{contrainte verticale effective})$  à

l'œil, graphiquement, ou analytiquement, voir le point A sur la **Figure 7**. Pour déterminer le point A analytiquement, l'équation de la courbure doit être précisée. Le rayon de courbure est déterminé par la relation (7):

$$R = \frac{1}{\gamma} = \frac{\left[1 + \left(\frac{de}{d\sigma'_v}\right)^2\right]^{3/2}}{d^2e/d\sigma'^2_v} \quad (7)$$

- 2) Tracer une ligne horizontale au point A
- 3) Tracer une ligne tangente au point A
- 4) Bissecter l'angle formé aux étapes 2 et 3
- 5) La pression de pré-consolidation est définie par l'intersection entre la tangente à la réponse plastique (courbe de consolidation normale, NC) et le bissecteur obtenu dans l'étape 4. Ce point est B, le plus probable de la pression de pré-consolidation.

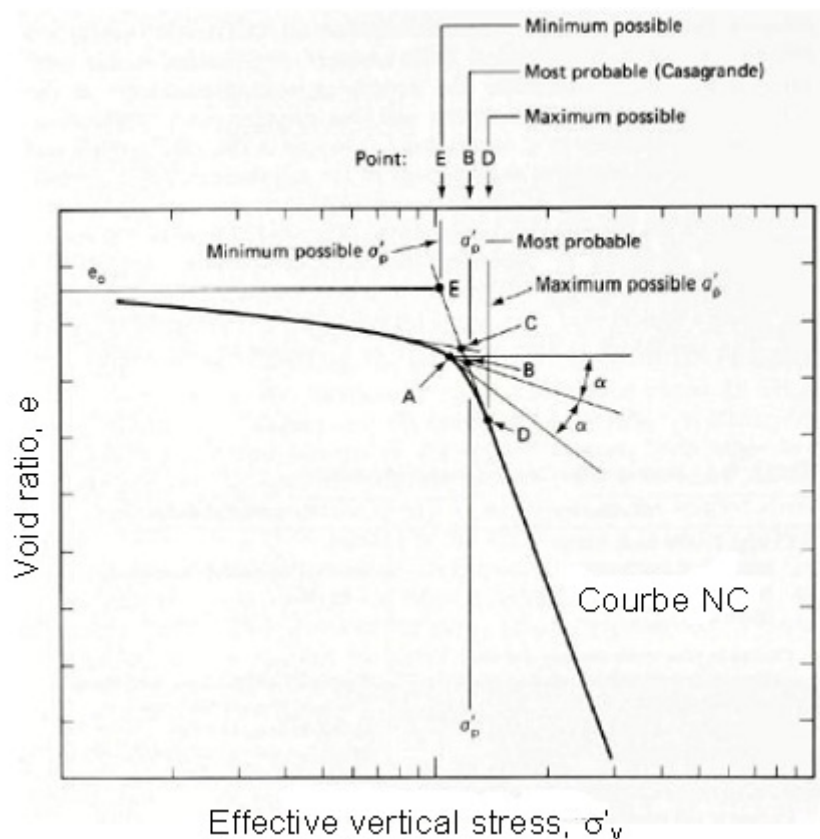
De plus, la pression maximum possible de pré-consolidation se situe au point D, à partir duquel la réponse plastique évolue linéairement. La pression minimum possible de pré-consolidation (point E) correspond à l'intersection de la tangente à la réponse plastique et de la ligne horizontale passant l'indice de vide initial  $e_0$ . Cette méthode et son application ont été détaillées dans l'ouvrage de [Holtz et Kovacs 1981](#). Ils ont noté que plusieurs ingénieurs considèrent l'intersection C de deux tangentes aux réponses de comportement élastique et comportement plastique comme la pression de pré-consolidation.

De la même manière, dans le cadre de la thèse [Dautriat 2009](#), celui-ci a proposé le seuil de rupture pour le carbonate d'Estailades ( $C^*$ ) et le seuil d'inélasticité  $P_{in}$  (voir **Figure 9**) sur la courbe de déformation axiale et la contrainte moyenne effective.

Pour la définition de [Mesri et Vardhanabhuti 2009](#), l'étude des données sur 100 sables montre que la pression critique dépend de la forme de la courbe indice de vide-contrainte verticale effective. La **Figure 8** montre un exemple du comportement du sable de Toyoura soumis à un chargement oedométrique. Les deux figures montrent les mêmes données, mais la figure b est tracée dans le repère semi-logarithmique ( $e - \log(\sigma'_v)$ ). Les points  $M_{max}$ ,  $M_{min}$  correspondent au premier point d'inflexion et au

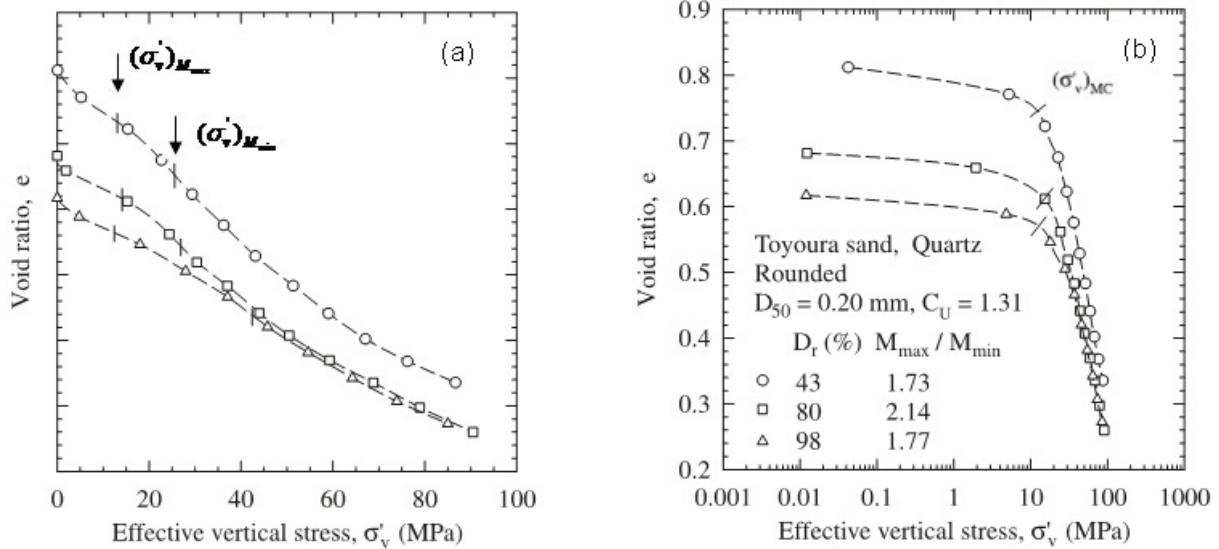
deuxième point d'inflexion sur la courbe de  $e-\sigma'_v$ . Le point MC est le point de courbure maximum ou rayon courbure minimum donné par l'équation (7). L'auteur a noté que la contrainte critique est définie normalement au point  $M_{\max}$  (premier point d'inflexion), qui correspond à l'apparition brutale de la fracturation et à la rupture des particules. Cette étape finit au point  $M_{\min}$  et la fracturation des grains est alors moins brutale, le matériau devient de plus en plus rigide. Toutefois, la détermination des points d'inflexion n'est pas évidente dans plusieurs sables et dans certain cas, on n'observe pas l'apparition des points d'inflexion. Dans ce cas, le point de courbure maximum, MC est utilisé pour définir la contrainte critique  $(\sigma'_v)_{MC}$ .

Récemment, [Hagin et Zoback 2004](#) ont utilisé le point de courbure maximum A (comme dans la **Figure 7**) comme la limite plastique ( $P^*$ ) pour le sable de réservoir du champ de Wilmington dans le Golfe du Mexique sous chargement hydrostatique. Ils ont utilisé la courbe de déformation volumique en fonction du logarithme de la pression moyenne effective pour déterminer  $P^*$ .

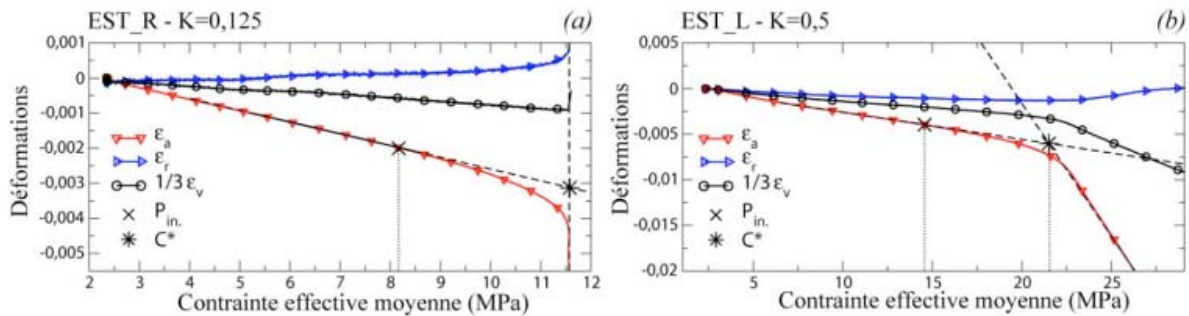


**Figure 7:** Critère de détermination de la pression de pré-consolidation ([Casagrande 1936](#)).





**Figure 8:** Critère d'identification de la pression critique pour les sables (Mesri et Vardhanabhuti 2009).



**Figure 9:** Critère d'identification de la pression critique pour le carbonate d'Estailades sous chargement proportionnel : (a) endommagé en régime fragile, (b) endommagé en régime compactant (Thèse de Dautriat 2009).

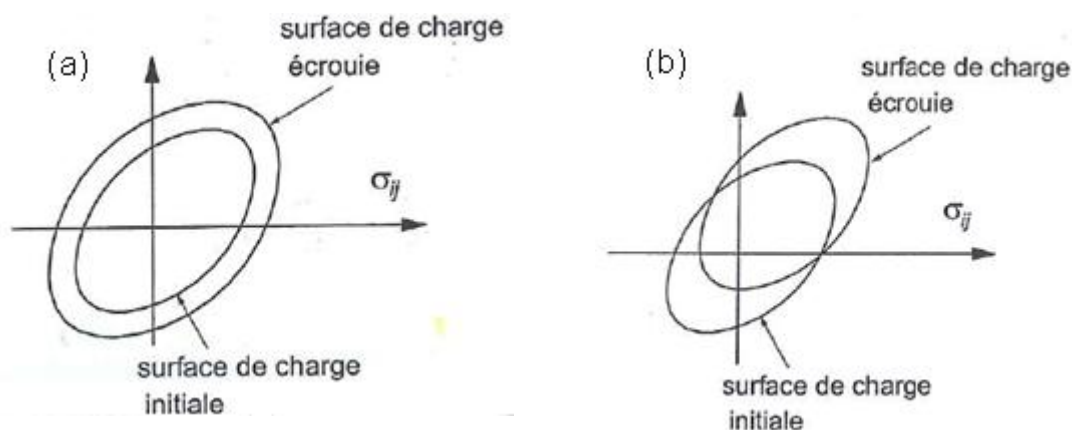
### 1.3. Écrouissage

La direction de la déformation plastique est généralement considérée comme la direction normale (pointant vers l'extérieur) à la frontière de la surface de charge  $f$ . Ceci est valable pour les matériaux dits *standards* et le potentiel plastique est alors dit associé (à la surface de charge). Mais les expériences montrent que pour certains matériaux, cette règle n'est pas valable et il est alors nécessaire d'introduire un potentiel plastique  $g$ , différent de la fonction de charge  $f$ . Ce potentiel plastique  $g$

définit la direction de la vitesse de déformation plastique et également ce que l'on appelle le mécanisme plastique.

Pour un matériau écrouissable, le domaine d'élasticité dépend de l'état d'écrouissage, que l'on caractérise par une variable  $k$  introduite dans l'expression de la surface de charge, notée alors  $f(k)$ . L'état d'écrouissage  $k$  n'évolue que lorsqu'il y a évolution de la déformation plastique. Plusieurs théories ont été proposées pour décrire l'écrouissage, les deux principales étant (**Figure 10**) :

- La théorie d'écrouissage *isotrope* de [Taylor et Quancey](#), où le domaine d'élasticité se transforme par homothétie de centre O (origine de l'espace).
- La théorie d'écrouissage *cinématique* de [Prager](#), où les frontières successives du domaine d'élasticité se déduisent de la frontière initiale par translation dans l'espace des contraintes.



**Figure 10:** Différentes formes de lois d'écrouissage: (a) écrouissage isotrope; (b) écrouissage cinématique ([Sulem 2010](#)).

Dans le cas où un état de contraintes se trouve sur la frontière du domaine élastique, pour décrire le comportement du matériau, il convient de distinguer la situation de chargement (tendance à sortir du domaine d'élasticité) et la situation de déchargement (retour dans le domaine d'élasticité). Cela revient à savoir *quand* apparaissent les déformations plastiques puis *comment* elles s'effectuent. Pour ce faire, il faut donner la *règle d'écoulement plastique* qui exprime l'accroissement de la déformation plastique en fonction de l'état de contraintes et du potentiel plastique  $g$ . On peut alors connaître l'évolution de la pression de pré-consolidation  $P_{co}$  par la *loi d'écrouissage*.

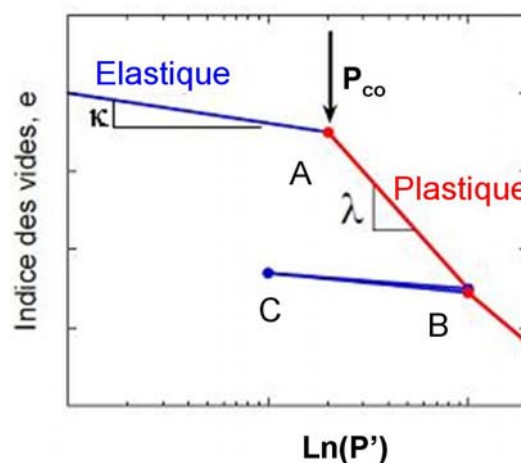
Crawford et al., 2004 utilisent une loi d'écroutissement avec le modèle Cam-Clay modifié pour décrire l'évolution de la pression de pré-consolidation  $P_{co}$  dans les sables. Le chargement imposé est de type hydrostatique ;  $P_{co}$  dépend de la déformation plastique volumique  $\varepsilon_v^p$  et du module d'écroutissement  $H$ , selon l'équation (8) :

$$P_{co2} = P_{co1} \exp[H(\varepsilon_{v2}^p - \varepsilon_{v1}^p)] \quad (8)$$

où,  $P_{co1}$  et  $P_{co2}$  sont les pressions de pré-consolidation correspondantes aux déformations plastiques volumiques  $\varepsilon_{v1}^p$  et  $\varepsilon_{v2}^p$ . Le paramètre d'écroutissement  $H$  est lui déterminé par l'équation (9), il peut être constant ou évolutif, en fonction des matériaux :

$$H = (1 + e_0) / (\lambda - \kappa) \quad (9)$$

Les paramètres de cette équation sont illustrés dans la **Figure 11**, pour un chargement hydrostatique ;  $e_0$  est l'indice des vides initial (à la pression référence) :



**Figure 11:** Indice des vides  $e$  en fonction de la pression moyenne sous chargement hydrostatique et définition des paramètres permettant de calculer le module d'écroutissement  $H$ .

Sous un chargement hydrostatique en condition drainée le comportement du matériau est linéaire et réversible (élastique) jusqu'à la pression de pré-consolidation. En échelle semi-log, l'indice des vides  $e$  diminue linéairement avec la pression effective  $P'$  et la pente  $\kappa$  s'appelle le coefficient de gonflement. Lorsque la pression effective atteint la pression de pré-consolidation  $P_{co}$  (au point A), la déformation devient irréversible (plastique) et suit une pente  $\lambda$  qui s'appelle le coefficient de compressibilité. Par la suite, si on décharge dans la zone plastique (à partir du point B), la ligne de décharge (ligne BC) suit une pente  $\kappa$  identique à celle de la zone élastique. Si ensuite on

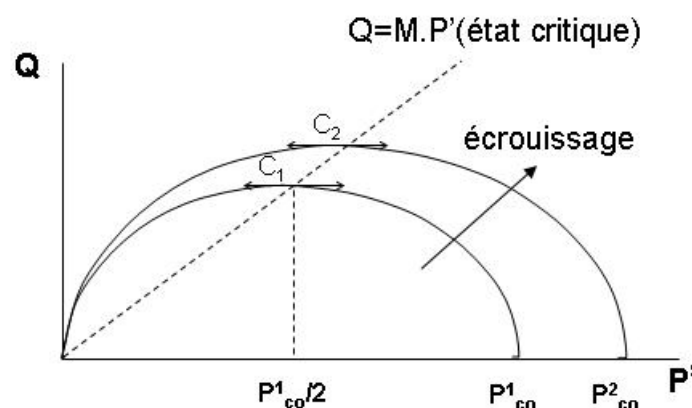
recharge à partir du point C, le comportement du matériau sera élastique dans la zone CB puis de nouveau plastique à partir du point B. Crawford et al., 2004 traduit cela comme l'effet de mémoire de l'histoire de chargement jusqu'à la pression de pré-consolidation.

D'après (Hicher et Shao, 2008), en raison de la phase d'écroûissage, la pression de pré-consolidation  $P_{co}$  peut augmenter ou diminuer. Si la valeur de  $P_{co}$  augmente, l'ellipse s'agrandit et donc la zone élastique du matériau s'élargie et inversement si la valeur de  $P_{co}$  diminue. Cet aspect sera été détaillé dans la partie suivante.

Pour les points se situant en dehors de la surface de charge et dont la valeur de contrainte effective  $P' < P_{co}/2$ , le comportement du matériau sera plastique dilatant, provoquant la diminution de la valeur  $P_{co}$  et dans ce cas, on parle d'écroûissage négatif. Dans le cas contraire  $P' > P_{co}/2$ , le comportement est plastique contractant, si la valeur de  $P_{co}$  augmente on parle de matériau à écroûissage positif.

De part cet écroûissage, le sommet C de d'ellipse glisse sur la ligne d'état critique (critical state line) d'équation  $Q = M.P'$  (comme cela est illustré sur la **Figure 12**). La pente  $M$  est un paramètre physique lié à l'angle de frottement interne  $\varphi$  du matériau par l'équation (10) (avec une condition de cohésion  $C$  nulle):

$$M = (6 \sin \varphi) / (3 - \sin \varphi) \quad (10)$$



**Figure 12:** Représentation de l'écroûissage pour le modèle Cam-Clay modifié (Mestat 2009).

#### 1.4. Comportement élastoplastique

On présente à présent le modèle d'élastoplasticité des sols et des roches (Schofield et Wroth 1968; Wood 1990; Whitlow 2000; Hicher et Shao 2008) utilisé notamment par Crawford 2004; Wood 1993, 2010; Nikolinakou et Chan 2012 pour modéliser les résultats obtenus à partir d'essais triaxiaux sur des sables.

On décompose la déformation du matériau au cours de chargement selon deux régimes distincts: le régime de déformation élastique et celui de déformation élasto-plastique

Il est important de noter qu'on ne peut pas identifier de comportement élastique pur pour les matériaux non consolidés tels que les sables; Hagin et Zoback 2004 ont mesuré la déformation de sables issus de réservoirs non consolidés de champs dans le Golfe du Mexique et ils ont montré que la déformation non élastique apparaît dès le début de la production pétrolière.

Cependant, par nécessité d'application, les ingénieurs simplifient ce problème et utilisent un modèle à deux régimes distincts pour prédire le comportement de ces matériaux à l'échelle de réservoir. Nous suivrons également cette approche.

##### *a. Déformation élastique*

On suppose donc qu'une modification de l'état de contraintes à l'intérieur de la surface de charge provoque de la déformation élastique purement recouvrable. Connaissant les propriétés élastiques du matériau homogène, isotrope (deux modules élastiques), on peut calculer l'incrément de déformation à partir de l'incrément de contraintes par l'équation (11) et (12) suivante :

$$\begin{cases} \delta\varepsilon_v = \delta P' / K \\ \delta\varepsilon_Q = \delta Q / 3G \end{cases} \quad \text{(11) et (12)}$$

où  $P'$  et  $Q$  sont la contrainte moyenne effective et le déviateur de contrainte (définis selon les Eq. (2), (3)),  $\varepsilon_v$  et  $\varepsilon_Q$  sont respectivement les déformations volumique et déviatorique,  $K=E/3(1-2\nu)$  est le module d'incompressibilité,  $G=E/2(1+\nu)$  est le module de cisaillement,  $E$  étant le module d'Young et  $\nu$  est le coefficient de Poisson.

##### *b. Déformation élasto-plastique*

La déformation totale est la somme des déformations élastique et plastique selon l'équation (13):

$$\delta\varepsilon_v = \delta\varepsilon_v^e + \delta\varepsilon_v^p = \kappa \frac{\delta P'}{vP'} + (\lambda - \kappa) \frac{\delta P'_{co}}{vP'_{co}} \quad (13)$$

où,  $\lambda$  et  $\kappa$  sont deux paramètres permettant de calculer le module d'érouissage  $H$ ,  $P'_{co}$  est la pression de préconsolidation, et  $v=1+e$  est le volume spécifique.

La déformation déviatorique est déterminée par la *loi de dilatance* selon l'équation (14) suivante :

$$\delta\varepsilon_Q = \delta\varepsilon_Q^e + \delta\varepsilon_Q^p = \delta Q / 3G + \delta\varepsilon_v^p \frac{\delta g / \delta Q}{\delta g / \delta P'} \quad (14)$$

En utilisant le modèle Cam-Clay modifié (Eq.(4)) la relation entre contrainte et dilatance s'exprime selon l'équation (15) suivante :

$$\frac{\delta\varepsilon_v^p}{\delta\varepsilon_Q^p} = \frac{M^2 - \left(\frac{Q}{P'}\right)^2}{2\frac{Q}{P'}} \quad (15)$$

### c. Modélisation par le modèle Cam-Clay modifié

On s'intéresse maintenant à la modélisation du comportement mécanique pour un chemin de chargement  $K=\Delta\sigma'_h/\Delta\sigma'_v$  (où  $\eta=\Delta Q/\Delta P'=3(1-K)/(1+2K)$ ), connaissant l'état de contraintes effectives initial:  $P_i, Q_i$ .

La procédure d'utilisation du modèle Cam-Clay modifié peut être résumée comme ci-dessous:

Le matériau est à l'état de contrainte  $P', Q$  et subit un incrément de contraintes  $\delta P'>0$  et  $\delta Q>0$  sous le chemin de chargement défini par  $K$ .

- Si le domaine de déformation est élastique, c'est à dire  $f(P', Q, P_{co})<0$ : le domaine d'élasticité correspond à l'intérieur de la surface de charge  $f$  (voir **Figure 13**). Les déformations élastiques sont calculées par l'Eq. (11) et (12) à partir des paramètres élastiques ( $E, \nu$ ) ou ( $G, K$ ).
- Si  $f(P', Q, P_{co})=0$ , l'état de contrainte se trouve sur la surface de charge. Un incrément  $\delta P'>0$  et  $\delta Q>0$  crée une composante de déformation élastique ( $\varepsilon^e$ ) et une composante de déformation plastique ( $\varepsilon^p$ ) du matériau (**Figure 13**). La déformation totale du matériau dans ce cas est la somme de la déformation élastique et de la déformation plastique :

$$\delta\varepsilon = \delta\varepsilon^e + \delta\varepsilon^p \quad (16)$$

- Pour calculer la déformation volumique ( $\varepsilon_v$ ), on utilise l'Eq. (13), où  $\delta P'_{co}$  représente un changement de la surface de charge (écrouissage), calculé par la formule suivante :

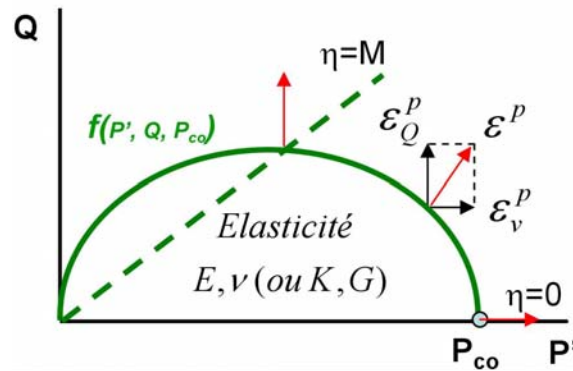
$$\delta P'_{co} = (2P' - P_{co}) \frac{\delta P'}{P'} + \frac{2Q}{M^2} \frac{\delta Q}{P'} \quad (17)$$

On rappelle que la fonction de la surface de charge  $f$  du modèle Cam-Clay modifié a été présentée dans l'Eq. (4) d'où on peut établir les deux équations dérivées suivantes:

$$\frac{Q}{M^2} - P'(P_{co} - P') = 0 \quad (18)$$

$$\frac{P'}{P_{co}} = \frac{M^2}{M^2 + \eta^2} \quad (19)$$

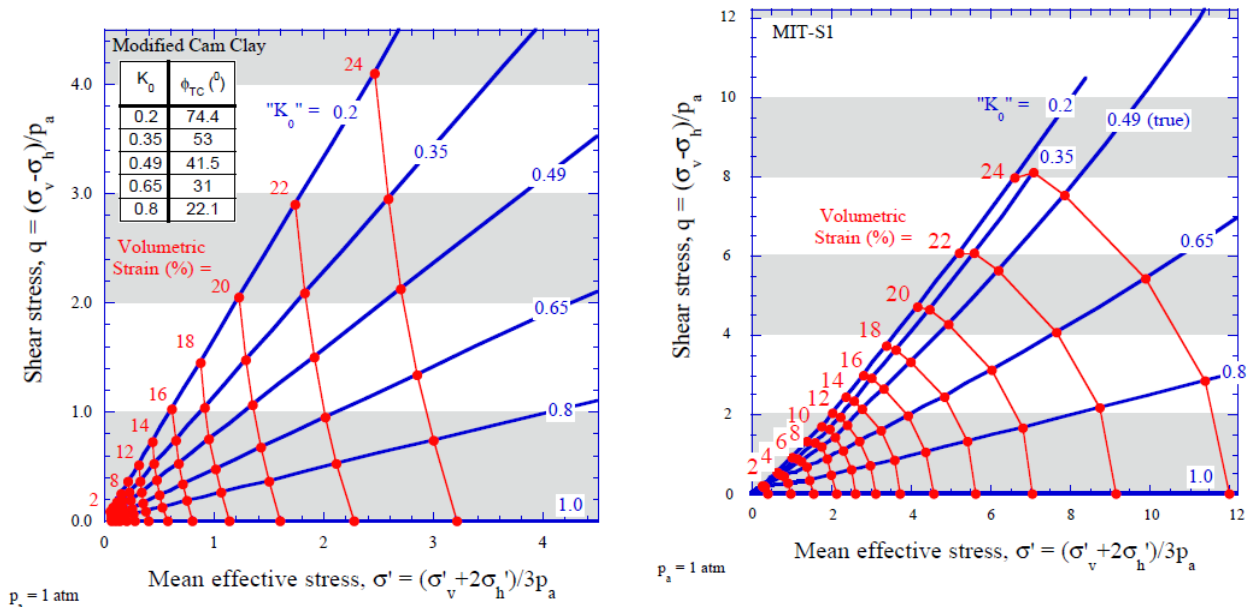
- Pour calculer la déformation déviatorique ( $\varepsilon_Q$ ), on utilise l'Eq. (14), avec la composante de déformation déviatorique plastique ( $\varepsilon_Q^p$ ) dérivée à partir de la composante de déformation volumique plastique ( $\varepsilon_v^p$ ) dans l'Eq. (15).



**Figure 13:** Procédure de calcul pour le modèle Cam-Clay modifié.

Rappelons que le modèle Cam-Clay modifié suppose que le matériau soit homogène, isotrope ou que les matériaux sont 'idéaux'. Mais des applications du modèle Cam-Clay modifié ont également été vérifiées dans plusieurs études (Barbas 1981 ; Magan et Dang 1977). On note ici trois études pour les sables et roches réservoirs peu consolidés : Wood et al., 1990 ; Crawford et al., 2004 ; 2011 ; Nikolinakou et Chan 2012. Les études de Wood et al., 1990 ; Crawford et al., 2004 ; 2011 ont montré que le modèle Cam-Clay modifié est en bon accord avec les mesures en laboratoire sur les

roches réservoirs peu ou non consolidées. Mais la difficulté est le choix des 6 paramètres du modèle ( $\lambda, \kappa, \phi, \nu, e_0, P_{co}$ ) qui demande beaucoup de tests en laboratoire. [Nikolinakou et Chan 2012](#) ont utilisé le modèle Cam-Clay modifié et le modèle MIT-S1 (développé par [Pestana et Whittle 1999](#) pour les matériaux réelles, non homogènes: argile et sable). Les auteurs ont simulé des chemins de chargement et ils ont utilisé ces deux modèles pour prévoir la déformation volumique en utilisant les paramètres disponibles dans la littérature (**Figure 14**). Les données du modèle MIT-S1 ont été tirées de l'article de [Pestana et al., 2002](#) pour le sable de Toyoura. Les données du modèle Cam-Clay sont ceux d'un sable mais dont le nom n'est pas précisé. Les auteurs ont trouvé que la prédiction de l'évolution de déformation volumique dépend essentiellement de la contrainte moyenne effective pour tous chemins de chargement. Au contraire, le modèle MIT-S1 montre que l'évolution de la déformation volumique est contrôlée par la contrainte moyenne effective et la contrainte déviatorique. Aucune confrontation entre la prédiction et la mesure en laboratoire n'a cependant été réalisée, alors que des tests en laboratoire seraient indispensables pour confirmer ces résultats. On notera que le modèle Cam-Clay modifié comporte 6 paramètres, alors que le modèle MIT-S1 comporte lui 13 paramètres ; la calibration des paramètres du modèle MIT-S1 est donc plus difficile que celle du modèle Cam-Clay modifié.



**Figure 14:** Contours d'iso-déformations volumiques dans l'espace de contrainte pour (a) le modèle Cam Clay modifié ; (b) pour le modèle MIT-S1 ([Nikolinakou et Chan 2012](#)).



### 1.5. Fluage des matériaux non consolidés

Le fluage traduit l'augmentation de la déformation au cours du temps sous condition de charge constante. De nombreux auteurs (Adachi et Oka 1982; Leroueil et al., 1985) ont étudié le phénomène de fluage sur des argiles et ils ont conclu que le modèle élasto-plastique n'était pas suffisant pour modéliser le comportement de ces matériaux. Les mesures *in situ* ou bien au laboratoire ont montré que le phénomène de fluage est également important pour les matériaux peu ou non consolidés et c'est pourquoi de nombreux auteurs ont étudié ce phénomène dans les domaines du génie civil ou de l'industrie pétrolière (Kuwano 2002; Tatsuoka 2006; Hagin et Zoback 2004; Chang et Zoback 1998; Chang et Zoback 2008; Chang et Zoback 2010; Chang et Zoback 2010 et Dudley et al., 1994). Les pressions mises en jeu et reproduites dans les essais au laboratoire peuvent varier de 1 à 2 ordres de grandeur. Typiquement, dans le domaine du génie civil, les pressions sont de l'ordre de quelques centaines de *kPa* (quelques bars), alors que dans le domaine pétrolier, les pressions atteignent classiquement quelques centaines de bars.

Tiré de Hagin et Zoback 2007, le **Tableau 1** montre les contraintes mesurées *in-situ* dans deux réservoirs des champs du Golfe du Mexique et de Wilmington.

**Tableau 1:** États de contrainte de réservoirs du Golfe du Mexique et de Wilmington et propriétés pétrophysiques associées (Hagin et Zoback 2007).

Sample type	Approximate depth (km)	Maximum in-situ effective stress (MPa)	Initial porosity (%)	Initial permeability (mD)	Hydrous clay (%)	Mean grain size (mm)
Wilmington	1	10–15	30–35	300	~10	300
Gulf of Mexico	4	30–50	19–25	100	<15	100

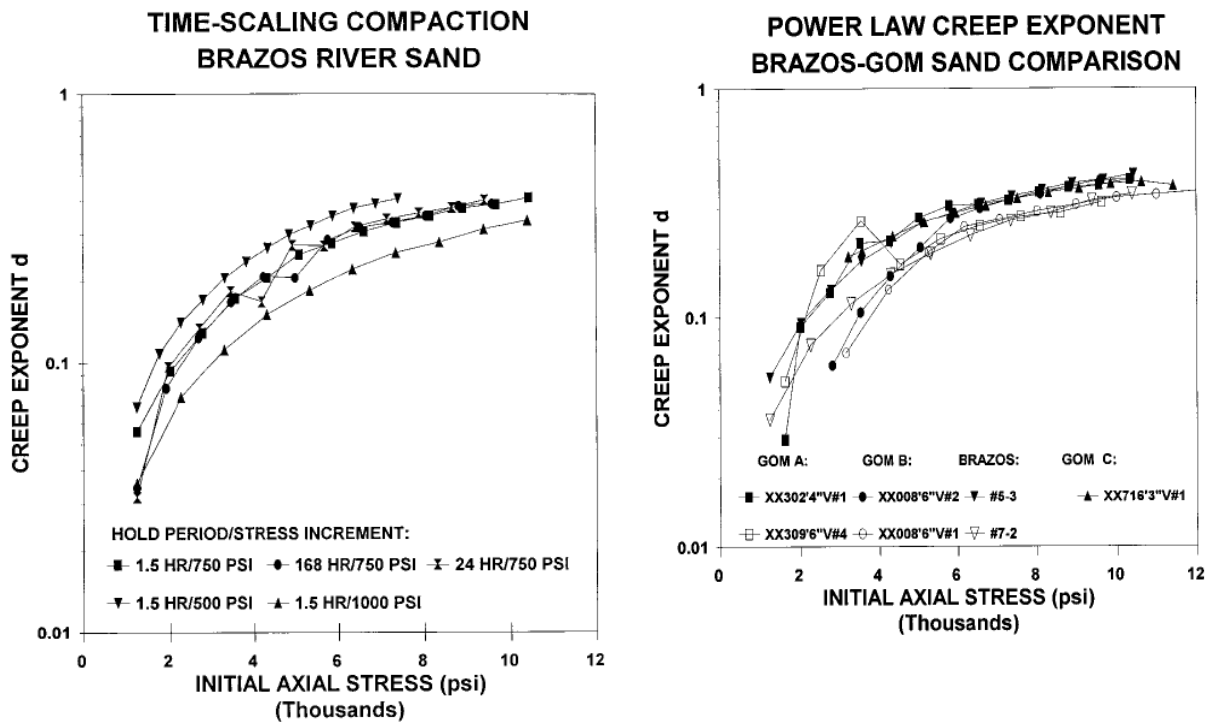
Dudley et al., 1994 ont analysé le comportement de fluage de deux types de sables sous une charge similaire à celle d'un réservoir (1000 à 10000 *psi* soit 6,89 à 68,9 MPa) : un sable issu d'un réservoir d'un champ du Golfe du Mexique et un sable de

rivière de Brazos (grosiers, anguleux). Ils ont utilisé la loi de [Juarez-Badillo](#) donnée par l'équation (20) suivante :

$$\varepsilon(t) = \frac{\varepsilon_f}{1 + (\tau/t)^d} \quad (20)$$

où  $\varepsilon_f$  est la déformation finale,  $\tau$  est le demi-temps (temps tel que la déformation vaut  $\frac{1}{2}$  de la déformation finale),  $d$  est un exposant caractéristique.

Pour chaque état de contraintes, ils en déduisent l'exposant  $d$  du fluage comme illustré sur la **Figure 15**.



**Figure 15:** Exposant  $d$  de la loi de fluage du sable de rivière de Brazos (à gauche). Comparaison avec les sables de GoM dans les mêmes conditions (à droite). Chaque courbe correspond à une condition de tests combinant temps de fluage observé (en h) et palier de pression (en  $psi$ ) ([Dudley et al., 1994](#)).

Les auteurs ont trouvé que le comportement de fluage tend à devenir identique pour des pressions de 5000  $psi$  (soit 34,5  $MPa$ ).

Pour décrire l'enveloppe de la surface de charge en fonction de la déformation viscoplastique (effet du temps  $t$ ), [Hagin et Zoback, 2004](#) ; [Chang et Zoback, 2008](#) ont

utilisé la loi de [Perzyna 1967](#) afin d'améliorer le modèle Cam-Clay modifié et ils ont proposé l'équation (21) suivante :

$$\dot{\varepsilon}_{vp} = c_o \left( \frac{P}{P_{co}} \right)^n \quad (21)$$

où  $\varepsilon_{vp}$  est la déformation viscoplastique,  $c_o$  et  $n$  sont deux paramètres du matériau,  $P_{co}$  est la pression de préconsolidation statique et  $P$  est la pression de préconsolidation dynamique.

L'objectif est de pouvoir prédire la pression de préconsolidation dynamique  $p$  à partir de la connaissance de la vitesse de déformation viscoplastique ou bien du changement de la surface de charge avec le phénomène d'écrouissage du matériau. En réalisant des essais à  $\dot{\varepsilon}_{vp}$  constante, à partir de la réponse du matériau, les auteurs ont déterminé les paramètres de l'équation (21). [Hagin et Zoback 2004](#) ont obtenu une puissance  $n$  de 6,58 pour le sable de Wilmington (Californie) et [Chang et Zoback, 2008](#) ont obtenu une puissance  $n$  de 38+/-4 pour le sable du Golfe du Mexique (GoM).

[Hagin et Zoback 2007](#) ont aussi proposé une formule (22) pour prédire l'évolution de la porosité de sables réservoirs non consolidés au cours de la déplétion, caractérisée par deux puissances, une pour la dépendance en pression et une pour la dépendance temporelle :

$$\phi(P_c, t) = \phi_0 P_c^d - \left( \frac{P_c}{A} \right) t^b \quad (22)$$

où  $P_c$  est la pression effective,  $\phi_0$  est la porosité initiale et  $A$ ,  $b$ ,  $d$  sont les paramètres du modèle. La première partie  $\phi_0 P_c^d$  représente la déformation instantanée élasto-plastique (indépendante du temps) et la deuxième partie  $(P_c/A)t^b$  représente la déformation visqueuse. A l'aide de mesures au laboratoire, ils ont estimé les paramètres reportés dans le tableau 2.

**Tableau 2:** Paramètres de la loi (22) calés sur des expériences en laboratoire ([Hagin et Zoback 2007](#)) sur les sables de Wilmington et du Golfe du Mexique.

Reservoir sand	$A$ (creep)	$b$ (creep)	$\phi_0$ (instant)	$d$ (instant)
Wilmington	5410	0.164	0.271	-0.046
Gulf of Mexico, field X	6667	0.232	0.246	-0.152

## 1.6. Transport dans les milieux poreux

L'écoulement des fluides à travers un milieu poreux est influencé par plusieurs paramètres (propriétés du milieu poreux : granulométrie, forme des grains, répartition et forme des pores) et notamment les contraintes qui lui sont appliquées. Nos travaux se restreignent à l'étude d'un écoulement monophasique dans un milieu poreux (c'est à dire que le milieu poreux est saturé par une seule phase fluide) sous l'influence d'une évolution des contraintes mécaniques ; il s'agit de comprendre et de quantifier l'impact de la compaction d'un matériau peu ou faiblement consolidé sur sa perméabilité.

De nombreux auteurs se sont intéressés à cette thématique; ils utilisent généralement des dispositifs d'essais triaxiaux afin de charger et déformer les roches poreuses qui sont très souvent de nature consolidée, tels que les grès ([Ferfera 1997](#) : grès des Vosges, [Zhu et Wong 1997](#) : grès de Berea, [Louis et al., 2005](#) : grès de Bentheim, [Fortin et al., 2005](#) : grès de Bleurswiller, [Dautriat 2009](#) : grès de Fontainebleau et grès de Bentheim, [David et al., 1994](#): grès d'Adamswiller, de Fontainebleau, de Berea, de Rothbach, de Boise, [Schutjens et al., 2001](#) : grès de Snok et une étude bibliographique de 16 grès), [Heiland 2003](#): grès de Flechtinger Bunsandstein) ou bien les carbonates ([Dautriat 2009](#) : Calcaire d'Estailades, [Ghabezloo et al., 2008](#) : Calcaire de Neocomian) et la marne argileuse (Thèse de [Bésuelle 1999](#)).

En revanche, pour ce qui concerne les matériaux non ou très faiblement consolidés, les études hydromécaniques sont plus rares, notamment du fait de la difficulté de préparation et de manipulation des échantillons ([Almisned et al., 2011](#)). Nous énumérons ici quelques études spéciales sur les propriétés hydromécaniques des matériaux non ou peu consolidés: [Bruno et al., 1991](#) (sable de Kern River, de Salt Wash) (Test triaxial), Thèse de [Touhidi-Baghini 1998](#) : Sable bitumineux de "McMurray Formation" (Alberta, Canada) (test triaxial à faible confinement), [Crawford et al., 2008](#) ont mesuré les évolutions de perméabilité du sable Ottawa (grains grossiers et ronds) et du sable de Berkeley Spring (grains grossiers et anguleux) (test sous le chemin de chargement), [Ostermeier 2001](#) : grès peu consolidé de Gulf of Mexico (GoM) (Test hydrostatique), [Olson et al., 2009](#) : sable de Coarse Hickory, d'Ottawa (test triaxial à faible confinement).

### 1.6.1. Notion de perméabilité à l'échelle de Darcy

Dans la littérature, il est bien connu que la propriété qui contrôle le transport de fluides dans des milieux poreux est représentée par la perméabilité. La première personne qui a étudié la perméabilité est un hydraulicien français [Henri Darcy](#). En 1856, il a mesuré la perméabilité intrinsèque  $k$  d'une colonne homogène de sable de hauteur  $\Delta x$  et de section  $S$  en y faisant circuler un liquide de propriétés connues (densité  $\rho$  et viscosité  $\mu$ ) ; distance entre les points d'injection  $\Delta H$ . Il en a déduit la relation (23) suivante :

$$Q = \frac{Sk\rho g}{\mu} \left( \frac{\Delta H}{\Delta x} \right) \quad (23)$$

Cette formule peut également s'écrire sous une autre forme (24) ; on définit la vitesse de Darcy  $q$  (flux) et on utilise la perte de charge (différentiel de pression entre les extrémités du système)  $\Delta P_p$  :

$$q = \frac{Q}{S} = \frac{k}{\mu} \left( \frac{\Delta P_p}{\Delta x} + \rho g \right) \quad (24)$$

Dans le cas où l'effet de la gravité peut-être négligé par rapport au forçage extérieur, la relation devient (25):

$$q = \frac{k}{\mu} \left( \frac{\Delta P_p}{\Delta x} \right) \quad (25)$$

Classiquement pour les roches réservoirs, la perméabilité s'exprime en Darcy ( $D$ ) ou milliDarcy ( $mD$ ) dans le milieu pétrolier et en  $m^2$  dans le SI ( $1D=0,987.10^{-12}m^2$  et  $1mD=0,987.10^{-15}m^2$ ).

### 1.6.2. Relations entre la perméabilité et les microstructures des milieux poreux

La perméabilité est très sensible à la porosité. La première relation donnant la perméabilité en fonction des paramètres microstructuraux est dérivée à partir de la formule de [Poiseuille](#), pour un milieu poreux de porosité  $\phi$  (Eq. (26)) dont le réseau poreux est constitué de capillaires droits de rayon  $R_c$ :

$$k = \frac{\phi R_c^2}{8} \quad (26)$$

Si on définit le rayon hydraulique comme  $R_h = V_p/S_p$ , pour un capillaire droit de volume  $V_p = \pi R_c^2 L$  et de surface  $S_p = 2\pi R_c L$ , on obtient  $R_h = R_c / 2$  et la formule précédente devient (27) :

$$k = \frac{\phi R_h^2}{2} \quad (27)$$

Le rayon hydraulique est le paramètre fondamental du modèle de [Kozeny-Carman 1956](#). Si on définit la surface spécifique  $S_s = S_p/V$  (mesurable expérimentalement), on peut montrer que  $S_s = (\phi/R_h)$ , ce qui nous permet d'obtenir la formule (28) suivante:

$$k = \frac{\phi^3}{2S_s^2} \quad (28)$$

[Jacquin 1964](#) a modifié cette formule en y intégrant un coefficient de forme  $a_f$  propre au milieu poreux, comme équation (29):

$$k = \frac{\phi^3}{a_f S_s^2} \quad (29)$$

et à partir de mesures de perméabilité sur différents milieux poreux, il a obtenu une valeur moyenne de 2,5 pour  $a_f$ .

[De Marsily 1994](#) a proposé une formule (30) basée sur l'approche empirique de [Kozeny-Carman 1956](#) :

$$k = \frac{C_{KC}}{S_s^2} \frac{\phi^3}{1 - \phi^2} \quad (30)$$

où  $C_{KC}$  est une constante fonction de la géométrie du milieu poreux (forme des pores et tortuosité).

[Chauveteau 2002](#) a proposé un modèle « Grain Pore Throat » basé sur l'existence d'une porosité résiduelle critique  $\phi_r$  où les connexions entre pores sont complètement fermées et la perméabilité tend vers 0, comme l'équation (31) suivante.

$$k = C(\phi^{1-\nu} - \phi_r^{1-\nu})^4 \quad (31)$$

Le paramètre  $\nu$  traduit le changement de forme des pores à mesure que la porosité évolue (par exemple par un processus diagénétique).

[Bernabé 2003](#) explique qu'il n'y a pas de relation entre la perméabilité et la porosité qui puisse s'appliquer pour tous les milieux poreux car ce qui compte ce sont les étranglements ou seuils de pores ; ils contribuent peu au volume poreux mais contrôlent la connectivité entre les pores ; la taille de ces étranglements et la distance

sur laquelle ils dissipent l'énergie visqueuse de l'écoulement sont liées aux arrangements et aux formes de grains et à la cimentation intergranulaire.

En fait, pour chaque type de roche, on peut exprimer l'évolution de la perméabilité en fonction de la porosité par la loi de puissance :  $k \propto \phi^\alpha$  (Zinszner et Pellerin 2007). La puissance  $\alpha$  peut varier et elle dépend de la zone de déformation : élastique ou plastique. Petunin et al., 2011 ont fait une synthèse des valeurs de  $\alpha$ : 3,8 pour grès de Fontainebleau; 3 pour calcaire et marbre; 5-25 pour les grès; 25-56 pour matériaux argileux.

### 1.6.3. Relations entre la perméabilité et l'état de contrainte

Comme mentionné précédemment, la production d'hydrocarbures génère des variations de contraintes qui entraînent des déformations des roches réservoirs. Lorsque la pression effective augmente du fait de la dépressurisation de l'huile et du gaz en place dans les pores, les formations sont sujettes à de la compaction. En fonction du régime de déformation subi par les roches, on peut observer soit une diminution ou bien une augmentation de la perméabilité.

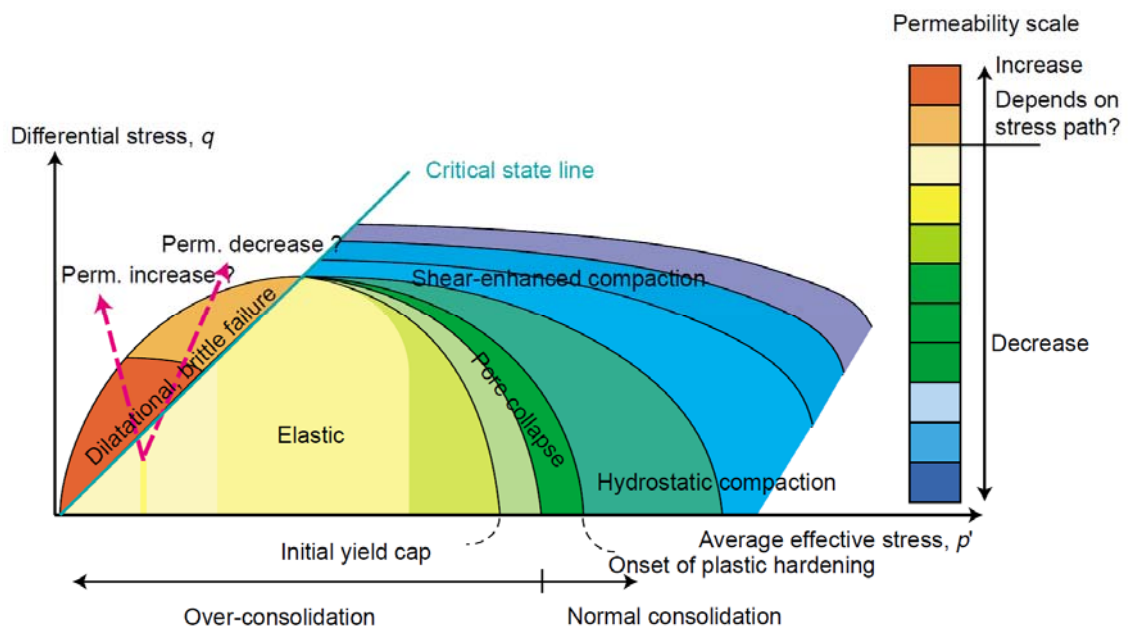
Au plus simple, on souhaiterait déterminer une loi entre la perméabilité (ou les perméabilités directionnelles) et la pression appliquée (ou l'état de contrainte), paramètres que l'on sait estimer sur champs. Mais il semble également nécessaire d'introduire une information quant à l'état de déformation.

Dans l'objectif de prédire l'évolution de la perméabilité pendant la production du pétrole, il est nécessaire de connaître les conditions de contraintes initiales *in-situ* et de pouvoir estimer le changement de ces conditions au cours de la production. Ces conditions étant connues on pourra répliquer ces états de contraintes dans le laboratoire pour étudier différents scénarios de production.

Au laboratoire, de nombreux auteurs ont mesuré l'évolution de perméabilité (classiquement dans la direction d'élongation sur un spécimen cylindrique de roche) sous chargement hydrostatique et ils ont observé une diminution de la perméabilité avec l'augmentation de la pression de confinement.

La perméabilité peut diminuer ou bien augmenter, selon le chemin de chargement et l'état initial de la roche (Heiland 2003). Pour étudier cet aspect, Heffer 2002 a résumé les études de Zhu et Wong 1997; Crawford et al., 1999 sur les grès consolidés, peu consolidés et non consolidés (**Figure 16**) pour montrer comment la perméabilité évolue sous l'effet des contraintes. On constate que l'évolution de la perméabilité dépend beaucoup du domaine de déformation des roches (élastique, plastique) et de l'état de contrainte initial: elle diminue plus fortement pour les chemins de chargement déviatorique et elle peut augmenter ou diminuer pour le comportement dilatant.

Dans cette partie on va étudier une revue bibliographique des études sur l'évolution de la perméabilité avec les contraintes, et les lois de perméabilité associées.



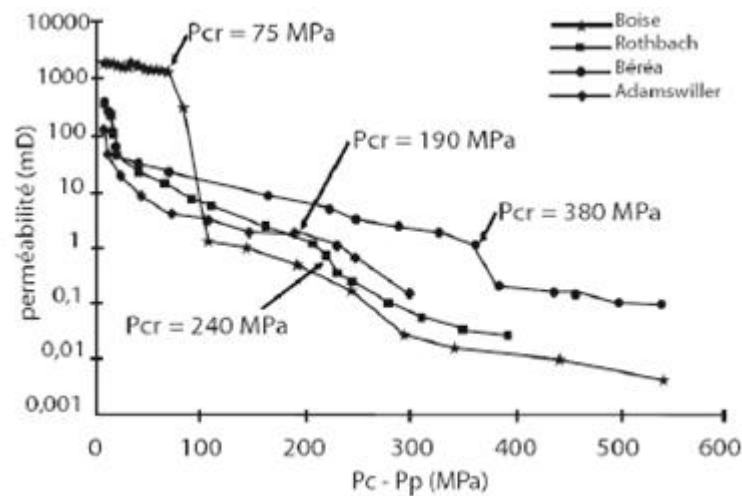
**Figure 16:** Relation entre évolutions de perméabilité et contraintes (Heffer 2002).

#### a. Cas d'un chargement isotrope

##### Observations



David et al., 1994 ont étudié l'évolution de la perméabilité sous chargement hydrostatique de quatre grès (analogues de terrain) ayant des états de consolidation diverses, comme cela est illustré en **Figure 17**.



**Figure 17:** Évolution des perméabilités de quatre grès en fonction de la pression effective pour des chargements hydrostatiques (David et al., 1994).

Ils ont constaté que l'évolution de la perméabilité se décompose en trois étapes: (1) La fermeture des microfissures entraîne une chute importante de la perméabilité aux premiers niveaux de chargement (cela est surtout observable pour les grès bien consolidés); (2) la perméabilité diminue plus faiblement dans la zone de déformation pseudo-élastique (qui s'étend sur un large intervalle de pression pour les grès bien consolidés); (3) puis à une pression critique ( $P_{cr}$ ) variable en fonction des grès, la perméabilité chute à nouveau dans la zone de déformation irréversible (phénomènes de 'grain crushing' et de 'pore collapse' associés, Zhang et al., 1990).

Le grès de Boise à faible contenu argileux et caractérisé par la plus grande porosité (35,0%) montre la réduction de perméabilité la moins prononcée dans le domaine élastique mais la chute la plus importante (plus de trois ordres de grandeur) immédiatement après la pression critique. Les trois autres grès (Rothbach, Berea, Adamswiller) sont plus argileux ; ils montrent des diminutions de perméabilité d'un à deux ordres de grandeur dans une large zone pseudo-élastique, puis une nouvelle chute d'un à deux ordres de grandeur supplémentaire après la pression critique dans la zone de déformation irréversible.

*Modèle*

David et al., 1994 ont utilisé une loi de puissance de type (32) :

$$k = k_o \left( \frac{\phi}{\phi_o} \right)^\alpha \quad (32)$$

pour modéliser l'évolution de la perméabilité de grès en fonction de la variation de porosité liée à des modifications de l'état de contrainte (chargement hydrostatique), où  $k_o$  est la perméabilité initiale et  $\phi_o$  correspond à la porosité initiale. Ils ont obtenu des valeurs de puissance  $\alpha$  allant de 4,6 à 25,4 en fonction de l'état de consolidation des roches.

Ces auteurs ont proposé également une loi exponentielle de réduction de la perméabilité en fonction de la pression effective dans la zone pseudo-élastique :

$$k = k_o \exp[-\gamma(P' - P_o)] \quad (33)$$

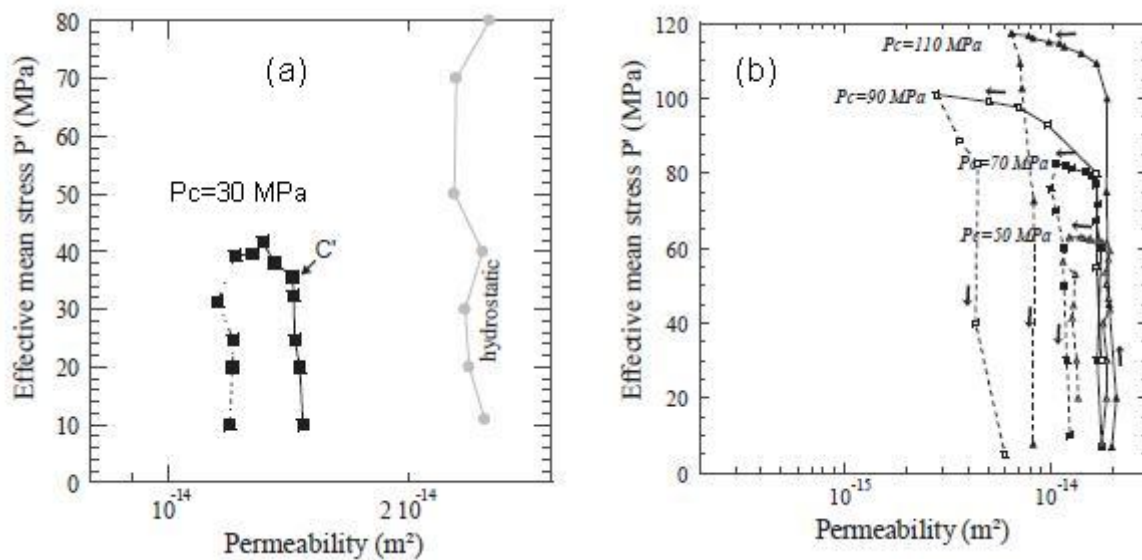
où  $k$  est la perméabilité à la pression effective  $P'$ , et  $k_o$  la perméabilité initiale à la pression initiale  $P_o$ ;  $\gamma$  et  $\alpha$  sont deux paramètres calés sur les données et propres à chaque grès.

Plus récemment Ghabezloo et al., 2009 ont appliqué le même type de loi de la perméabilité en fonction de la porosité (Eq. (32)) pour une pâte de ciment dure soumise à une déformation en fluage (essai hydrostatique) et ils ont obtenu une valeur de puissance  $\alpha$  de 11.

*b. Cas d'un chargement triaxial classique**Observations*

Fortin et al., 2005 présentent des résultats de l'évolution de la perméabilité verticale de grès de Bleurswiller (porosité ~25 %). Les échantillons sont testés sous chargement triaxial à confinement constant. Les tests sont effectués à des confinement de 12; 30 MPa (régime fragile), de 50; 70; 90; 110 MPa (régime compactant cisailant et cataclastique) et comparés avec le chargement de référence hydrostatique (Figure 18). Les auteurs ont noté que le changement de la perméabilité n'est pas visible pour le

comportement mécanique dilatant de la roche (**Figure 18(a)**). Pour le comportement compactant (**Figure 18(b)**), la perméabilité diminue, ainsi que la porosité au cours de la compaction de la roche. Ce résultat est similaire avec le résultat de [Zhu et Wong 1997](#), pour 5 grès (porosité 15-35 %): Adamswiller, Berea, Boise, Darley Dale, et Rothbach. D'après leurs résultats, la perméabilité diminue dans les deux domaines, compactant et dilatant, de la roche. Les auteurs ont insisté sur le fait que l'évolution de la perméabilité dans le régime dilatant des grès est contraire à ce qui est observé dans les roches à faible porosité. Généralement, les roches à faible porosité montrent une augmentation de la perméabilité au cours du régime fragile lorsqu'il y a dilatance. En résumé, les évolutions de perméabilité dans le régime fragile sont complexes, il faut avoir plus d'études et les observations de microstructure sont nécessaires pour expliquer le mécanisme d'influence de la dilatance sur l'évolution de la perméabilité.

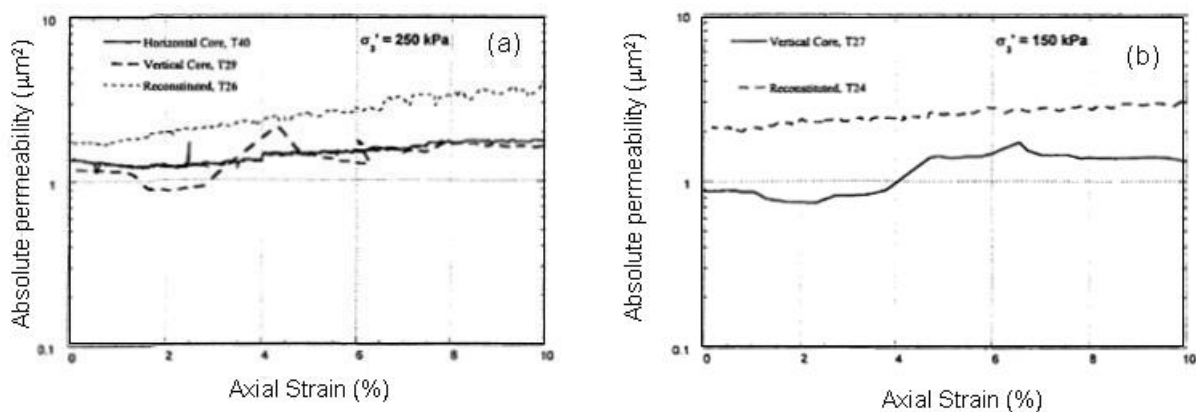


**Figure 18:** Évolution des perméabilités du grès de Bleurswiler: (a) chargement hydrostatique et triaxial  $P_c=30$  MPa (régime fragile), (b) chargement triaxial,  $P_c=50$ ; 70; 90; 110 MPa (régime compactant cisailant et cataclastique) ([Fortin et al., 2005](#)).

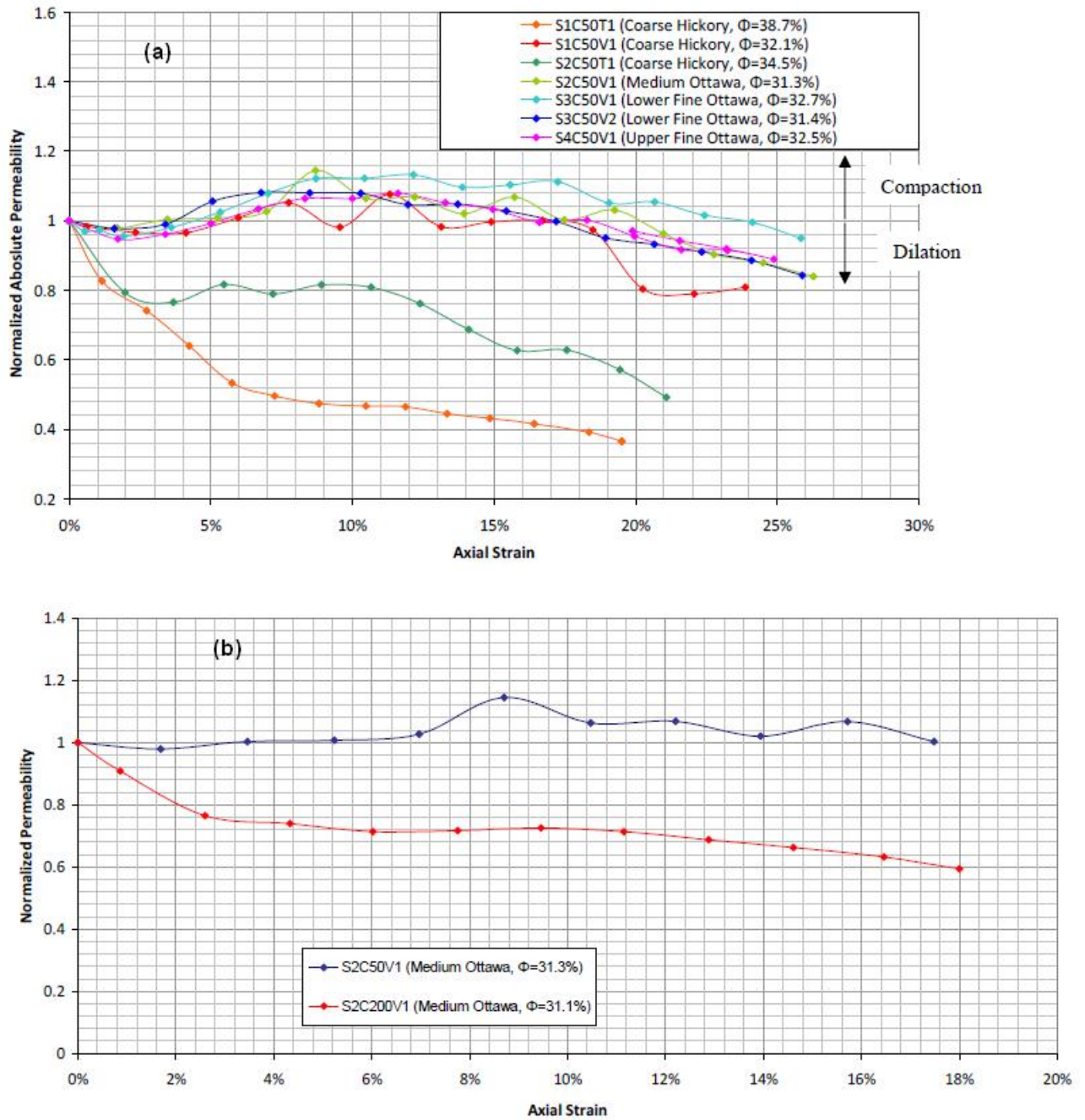
Dans le contexte pétrolier, on note ici deux études sur l'évolution de la perméabilité dans le régime fragile : (1) Étude de [Touhidi-Bagnini 1998](#), sur des roches réservoirs peu consolidées (sable naturel et sable bitumineux de McMurray Formation, porosité : 30-33%); (2) [Olson et al., 2009](#), sur les sables analogues (Hickory, Ottawa, Amalgamated, porosité: 30,17-38,7%). Les deux résultats sont montrés dans la **Figure 19** et **Figure 20**.

On constate que l'évolution de la perméabilité dans le régime fragile dépend du confinement et de la porosité. Dans le régime fragile, la roche montre un comportement compactant dans un premier temps (entre 0-2% de déformation axiale pour [Touhidi-Bagnini 1998](#) et entre 0-3% de déformation axial pour [Olson et al., 2009](#)), puis la roche entre en dilatance. Ce résultat est également observé par [Scott et al., 1994](#) sur le sable bitumineux de Cold Lake, confinement 1 MPa. Dans la première phase, la perméabilité a changé légèrement ou reste constante (faible confinement), puis la perméabilité augmente et diminue dans la deuxième phase. D'après [Olson et al. 2009](#), l'évolution de la perméabilité est fortement influencée par la porosité. Par exemple quand on compare le comportement de l'échantillon S2C50V1 (Ottawa, ronds, grossiers :  $d \sim 432 \mu\text{m}$ ) dans la **Figure 20**: d'abord, pour une même porosité de 31,3 % mais différents confinements, la perméabilité change légèrement (constante, d'après les auteurs) ; puis, à même confinement mais pour une légère différence de porosité (31,3% et 31,1%) (**Figure 20(b)**), la perméabilité a diminué fortement jusqu'à 40% pour l'échantillon de porosité 31,1, alors que pour l'échantillon de 33,3% de porosité, la perméabilité ne change pas.

Avec le même protocole de test triaxial que [Olson et al., 2009](#), [Bruno et al., 1991](#) ont présenté l'évolution de la perméabilité axiale pour les roches peu consolidées (Salt Wash, Castlegate, Kern River, porosité: 25-30 %) au confinement de 3 MPa. Ils ont montré que la perméabilité diminue légèrement entre 2%-10% au cours de l'augmentation de la contrainte axiale.



**Figure 19:** Évolution des perméabilités de sable bitumineux de McMurray Formation: (a) Chargement triaxial  $P_c=0,25 \text{ MPa}$ , (b) Chargement triaxial,  $P_c=0,15 \text{ MPa}$  ([Touhidi-Bagnini 1998](#)).



**Figure 20:** Évolution des perméabilités de sable : (a) Chargement triaxial  $P_c=0,34$  MPa, (b) Chargement triaxial,  $P_c=1,38$  MPa (Olson et al., 2009).

Modèle

La mesure de la perméabilité en cours de chargement n'est pas toujours facile, donc il est utile de pouvoir calculer la perméabilité à partir de la pression ou des déformations. Ces paramètres sont mesurés plus facilement que perméabilité.

Bésuelle 1999 a utilisé le modèle de David et al., 1994 (Eq.(32)) pour modéliser les évolutions de la perméabilité verticale dans des échantillons de marne (porosité : 39-43%) sous chargement hydrostatique et triaxial. Il a obtenu la valeur de  $\alpha=6$  pour tous les tests, et cette valeur se situe dans l'intervalle des valeur  $\alpha$  recensées par David et al.,1994 sur les grès.

Similairement à David et al. 1994, Touhidi-Baghini 1998 a proposé une formule empirique (Eq.(34)) pour prévoir l'évolution de la perméabilité en fonction de la déformation volumique au cours de la dilatance de l'échantillon.

$$\ln \frac{k}{k_0} = \frac{c}{\Phi_0} \varepsilon_v \quad (34)$$

où pour le sable bitumineux de l'Alberta (McMurray Formation),  $c=5$  et  $c=2$ , correspond à l'échantillon carotté dans la direction verticale et horizontale de la lithologie respectivement.

D'après Scott et al., 1994, la relation de Tortike et Farouq Ali 1991 (Eq.(35)) peut être utilisée pour calculer la perméabilité à partir de la déformation volumique :

$$\frac{k}{k_0} = \left( \frac{1 + 3\varepsilon_v / \phi + 3\varepsilon_v^2 / \phi^2 + \varepsilon_v^3 / \phi^3}{1 + \varepsilon_v} \right) \quad (35)$$

où,  $k_0$  est la perméabilité initiale,  $\phi$  est la porosité,  $\varepsilon_v$  est la déformation volumique.

Il faut remarquer que cette formule est établie à partir de modèles de type Kozeny - Poiseuille, et les grains sont incompressibles. Donc, si les grains cassent sous la pression, la formule (15) ne prend pas en compte la modification des seuils de pores à cause des particules fines (créées après rupture des grains).

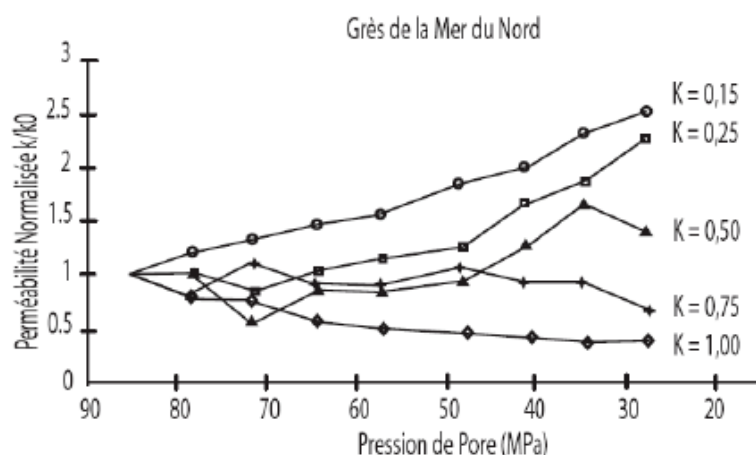
### c. *État de contrainte complexe des milieux poreux géologiques*

Comme on l'a noté dans la partie introduisant le contexte de recherche dans ce chapitre, l'évolution des contraintes effectives (verticale et horizontale) au cours de la production pétrolière ne peut pas être considérée comme isotrope, ni que l'une des

deux contraintes reste constante. Il est important d'utiliser le chemin de chargement  $K$  (rapport entre la variation de la contrainte effective horizontale et la variation de la contrainte effective verticale,  $K = \Delta\sigma'_h / \Delta\sigma'_v$ ) ce qui permet de simuler l'évolution réelle du champ de contrainte dans un réservoir pétrolier. Il faut remarquer que cette définition est proposée et appliquée d'abord dans le domaine de la géotechnique par [Lambe et al., 1979](#); [Holtz et Kovacs 1981](#).

L'étude des évolutions de compressibilité et de perméabilité sous l'impact des chemins de chargement a été un sujet de recherche à l'IFPEN depuis 1997. Par exemple, les évolutions de la perméabilité verticale sur le grès des Vosges a été étudiée par [Ferfera 1997](#). Les évolutions de la compressibilité et des perméabilités verticale et horizontale ont été étudiées sur des grès de Fontainebleau, de Bentheim et le calcaire d'Estailades par [Dautriat 2009](#). Dans cette partie, on essaie de faire le point sur l'état de la recherche dans ce domaine et sur les modèles existants d'évolution de la perméabilité.

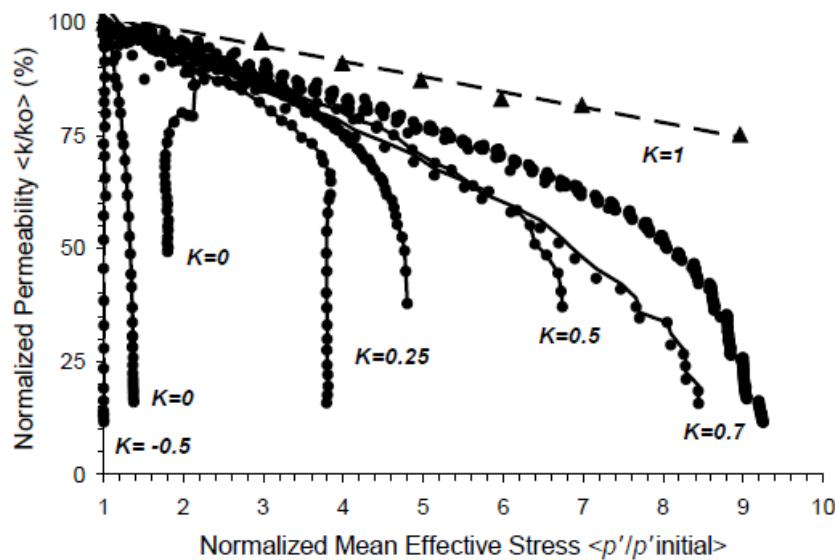
[Rhett et Teufel, 1992](#) ont eux étudié l'évolution de perméabilité de grès de champs de Mer du Nord. Ils ont réalisé des essais avec cette fois des chemins de chargement proportionnel :  $K=1,0$  ;  $0,75$  ;  $0,5$  ;  $0,25$  ;  $0,15$ . Contrairement aux travaux précédents où la pression de pore était maintenue constante pendant l'augmentation du confinement, ces essais simulent des chemins de déplétion en diminuant la pression de pore en maintenant la contrainte axiale et la variation de la contrainte de confinement afin de suivre le chemin  $K$  souhaité. Les résultats sont présentés dans la **Figure 21**.



**Figure 21:** Évolution de la perméabilité normalisée en fonction du chemin de chargement proportionnel  $K$  en mode déplétion, grès de la Mer du Nord ([Rhett et Teufel, 1992](#)).

On constate que l'évolution de la perméabilité normalisée dépend fortement des chemins de chargement : Sur la gamme de pression effective étudiée, elle diminue continûment environ d'un facteur 2 pour  $K=1$  (hydrostatique); et augmente continûment environ d'un facteur 2 pour  $K=0.15$  et  $K=0,25$ . Pour les chemins intermédiaires  $K=0,75$  et  $K=0,50$ , on peut considérer avec la précision de mesure, que sur la première phase de chargement, la perméabilité est stable et que sur la seconde phase de chargement la perméabilité diminue et augmente respectivement d'un facteur 1,5. Donc, contrairement à ce qui est observé habituellement avec les essais purement hydrostatiques, le sens d'évolution de la perméabilité lors de chargements déviatoriques n'est pas uniformément à la baisse.

De la même manière, Crawford et al., 1999 et 2002 ont étudié l'évolution de perméabilité verticale de deux roches non consolidées, du Nigéria (porosité: 30-40%), de deux roches peu consolidées, en Mer du Nord, UK (porosité: 16,9-24,7%) et un calcaire, d'Indonésie (porosité: 16,7-35,7%). Les résultats montrent un comportement similaire avec le résultat de Rhett et Teufel., 1992: le chemin de chargement contrôle l'évolution de la perméabilité. Un exemple de résultat sur le grès de la Mer du Nord est montré dans la **Figure 22**.

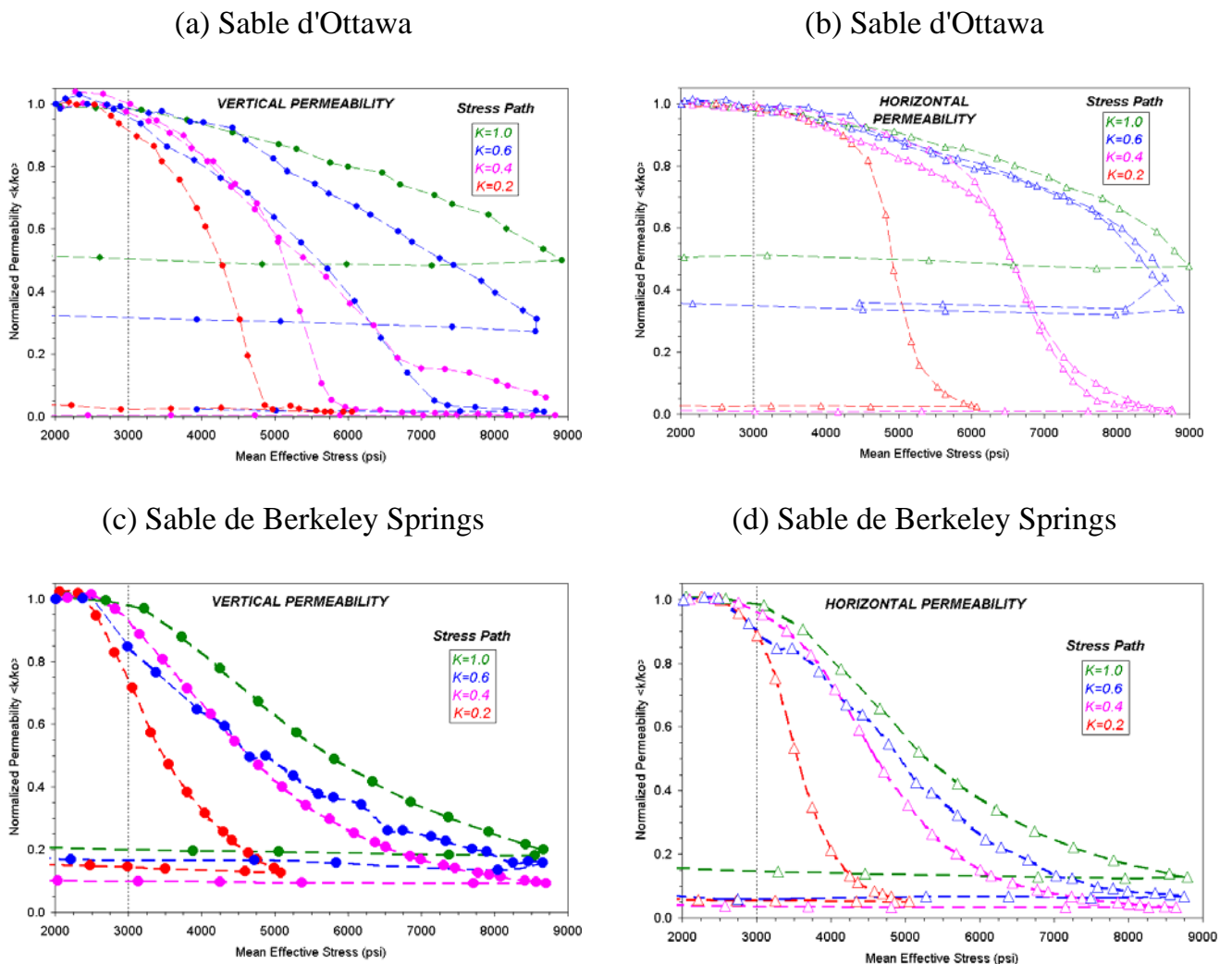


**Figure 22:** Évolution de la perméabilité normalisée en fonction du chemin de chargement proportionnel  $K$ , grès de la Mer du Nord, UK (Crawford et al., 2002).

Plus tard, Crawford et al., 2005 ont eux étudié l'évolution de la perméabilité directionnelle (verticale et horizontale, respectivement dans le sens et transversalement



à la contrainte maximale) sous chemin de chargement proportionnel ( $K=1,0 ; 0,6 ; 0,4 ; 0,2$ ) de différents types de sables, analogues à des formations réservoirs non consolidées, **Figure 23**.



**Figure 23:** Évolution des perméabilités verticale et horizontale normalisées en fonction du chemin de chargement ; (a) et (b) sable d'Ottawa ; (c) et (d) sable de Berkeley Springs (Crawford et al., 2005).

Les tendances d'évolution de perméabilité sont très différentes des roches consolidées de même nature (quartzique) tels que les grès. Quel que soit le chemin de chargement, la perméabilité diminue continûment (à l'exception d'un très léger effet à la hausse aux premiers instants de chargement, potentiellement non représentatif). Autre fait

marquant, plus le chemin de chargement s'éloigne du cas hydrostatique, plus la réduction de perméabilité n'est importante. Les sables ont clairement des réponses hydromécaniques différentes des grès, ce qui laisse présager des mécanismes d'endommagement mécanique et de transport à identifier, perspectives ouvertes à l'issue de l'étude de [Crawford et al. 2005](#).

Cette petite synthèse d'essais hydromécaniques reportés dans la littérature montre clairement que le comportement de la perméabilité dans le régime de déformation irréversible est moins connu et plus complexe à interpréter que le comportement dans la zone élastique ; ceci est particulièrement critique pour les formations non consolidées qui semblent avoir une zone de déformation élastique assez réduite. Il faut également noter que le chemin de chargement est un paramètre capital, qui permet de se rapprocher des conditions d'évolution des contraintes *in-situ* et qui a un impact très important et variable sur les différentes formations réservoir. Les diminutions de perméabilité des formations non consolidées sont notamment très importantes quelque soit le chemin de chargement.

### *Modèle*

Les relations perméabilité-contraintes et perméabilité-porosité sont utiles pour estimer des évolutions de perméabilité en fonction de mesures sur champ (porosité par diagraphie, état de contrainte par sismique) ou pour actualiser le champs de perméabilité dans des logiciels de modélisation (bassin, réservoir). Néanmoins, si l'on vise des études nécessitant une approche de couplage hydromécanique, il est nécessaire le prendre en compte également l'état de déformation.

De plus, les lois reliant perméabilité et état de contrainte s'utilisent généralement dans la zone élastique. Cependant au cours du chargement, on peut avoir une transition élastique/plastique à mesure que les contraintes augmentent et l'évolution de perméabilité suit cette transition. Il devient alors difficile d'établir une relation entre la perméabilité et la pression qui puisse bien rendre compte de l'évolution de perméabilité.

Expérimentalement lors du chargement, on a généralement également accès à la mesure des déformations qui rendent compte de cette transition. Il apparaît donc utile de relier les déformations macroscopiques avec la perméabilité, car leurs évolutions sont la conséquence des déformations du matériau à l'échelle locale qui contrôlent la

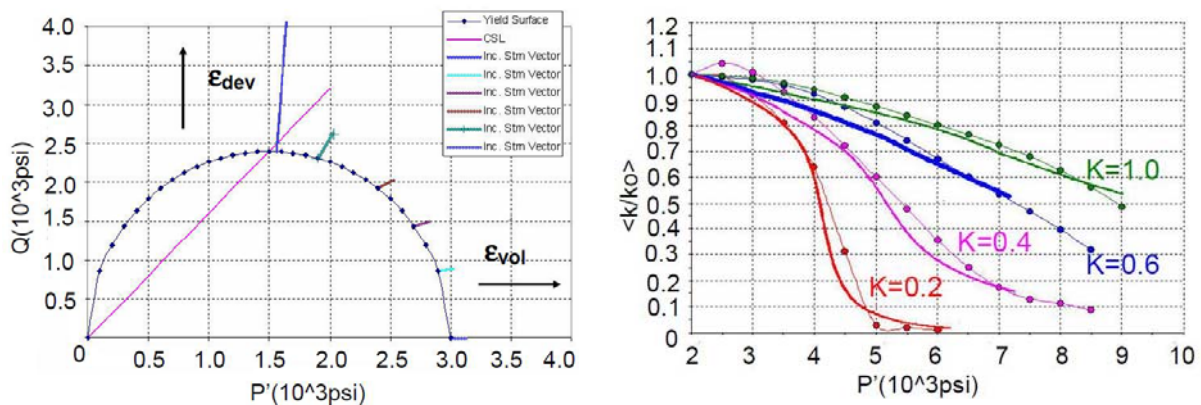
perméabilité. Malheureusement, ce type de modèle est peu développé dans la littérature. Nous présentons une modélisation rencontrée dans la littérature décrite ci-dessous.

Crawford et al., 2005 ont utilisé la loi exponentielle suivante:

$$k = k_0 e^{-C_V \sigma_v - C_H \sigma'_H} \varepsilon_{eff} \quad (36)$$

avec  $\varepsilon_{eff} = \sqrt{\delta\varepsilon_{vol}^2 + \delta\varepsilon_{dev}^2}$ ,  $k_0$  est la perméabilité initiale, afin de modéliser les évolutions de perméabilité de sable d'Ottawa sous différents chemins de chargement, en prenant en compte à la fois la déformation volumique et la déformation déviatorique. Ils ont validé cette formule pour les mesures de la perméabilité du sable d'Ottawa, comme le montre la **Figure 24**, mais ils ne commentent pas les relations entre les constantes  $C_V$  et  $C_H$  et le paramètre  $K$  de chemin de chargement.

Il est logique que si on peut modéliser les déformations volumiques et déviatorique, alors on peut connaître l'évolution de la perméabilité en fonction des chemins de chargement en utilisant la formule (36).

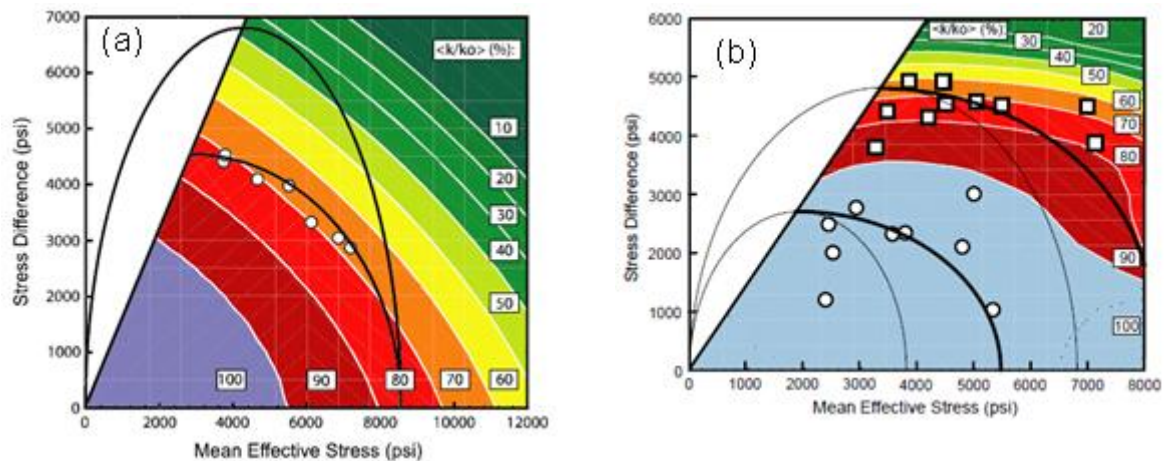


**Figure 24** : Modèle Cam-Clay modifié (à gauche). Evolution de la perméabilité mesurée en fonction du chemin de chargement, comparée à la perméabilité modélisée par l'équation (30) (à droite) (Crawford et al., 2005).

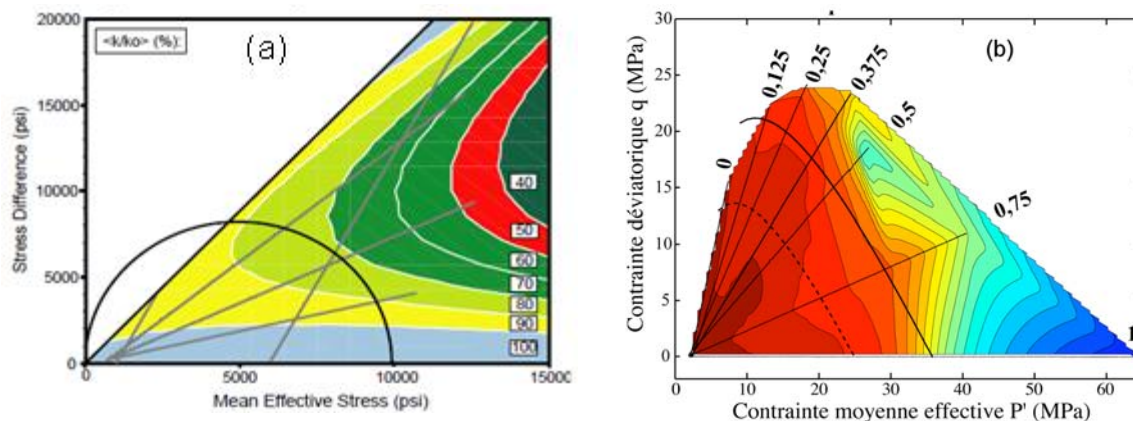
Crawford et al., 2005 ont appliqué un comportement élasto-plastique pour le sable d'Ottawa et en utilisant le modèle Cam-Clay modifié, ils ont calculé les incréments de déformation volumique et de déformation déviatorique. La perméabilité calculée par la formule (36) via les déformations est en bon accord avec leurs mesures expérimentales quel que soit le chemin de chargement suivi. Dans le paragraphe suivant, on va analyser dans quel cas qu'on peut utiliser le couplage de la théorie élasto-plastique et la

formule (36) pour modéliser l'évolution de la perméabilité. Deux études de Crawford et al., 2002; Dautriat 2009 sur les matériaux non consolidés, peu consolidés et sur un calcaire seront montrées pour cette analyse.

D'abord, pour modéliser l'évolution de la perméabilité en utilisant le modèle élasto-plastique, il faut savoir comment la perméabilité évolue par rapport à la surface de chargement. Dans la Figure 25 et Figure 26, on présente la surface de charge et les contours d'isoperméabilité de deux types de matériau : matériau peu ou non consolidé et matériau consolidé, étudié par Crawford et al., 2002; Dautriat 2009.



**Figure 25** : Surface de charge/surface d'écrouissage et contours d'isoperméabilités axiale: (a) roche peu consolidée, surface de charge modifiée pour ajustement aux données, et surface de charge de modèle Cam-Clay modifié; (b) roche non consolidée, surface de charge du modèle Cam-Clay modifié (ligne mince) et surface d'écrouissage (ligne dense) pour ajustement aux données (Crawford et al., 2002).



**Figure 26** : Surface de charge/enveloppe de rupture et contours d'isoperméabilités axiale d'un calcaire: (a) modèle Cam-Clay modifié, carbonate de Field-C, Indonésie (Crawford et al., 2002); (b) enveloppes inélastique et de rupture (extérieur), calcaire d'Estailades, France (Thèse Dautriat 2009).

On observe que la perméabilité diminue fortement à l'extérieur de la surface de charge /surface d'érouissage/enveloppe de rupture parce que les contours d'isoperméabilité sont plus denses). Il faut noter que la surface de charge et surface d'érouissage ne sont pas identiques pour certains matériaux, par exemple une roche non consolidée (Crawford et al., 2002), et pour un carbonate (Yale et Crawford 1998).

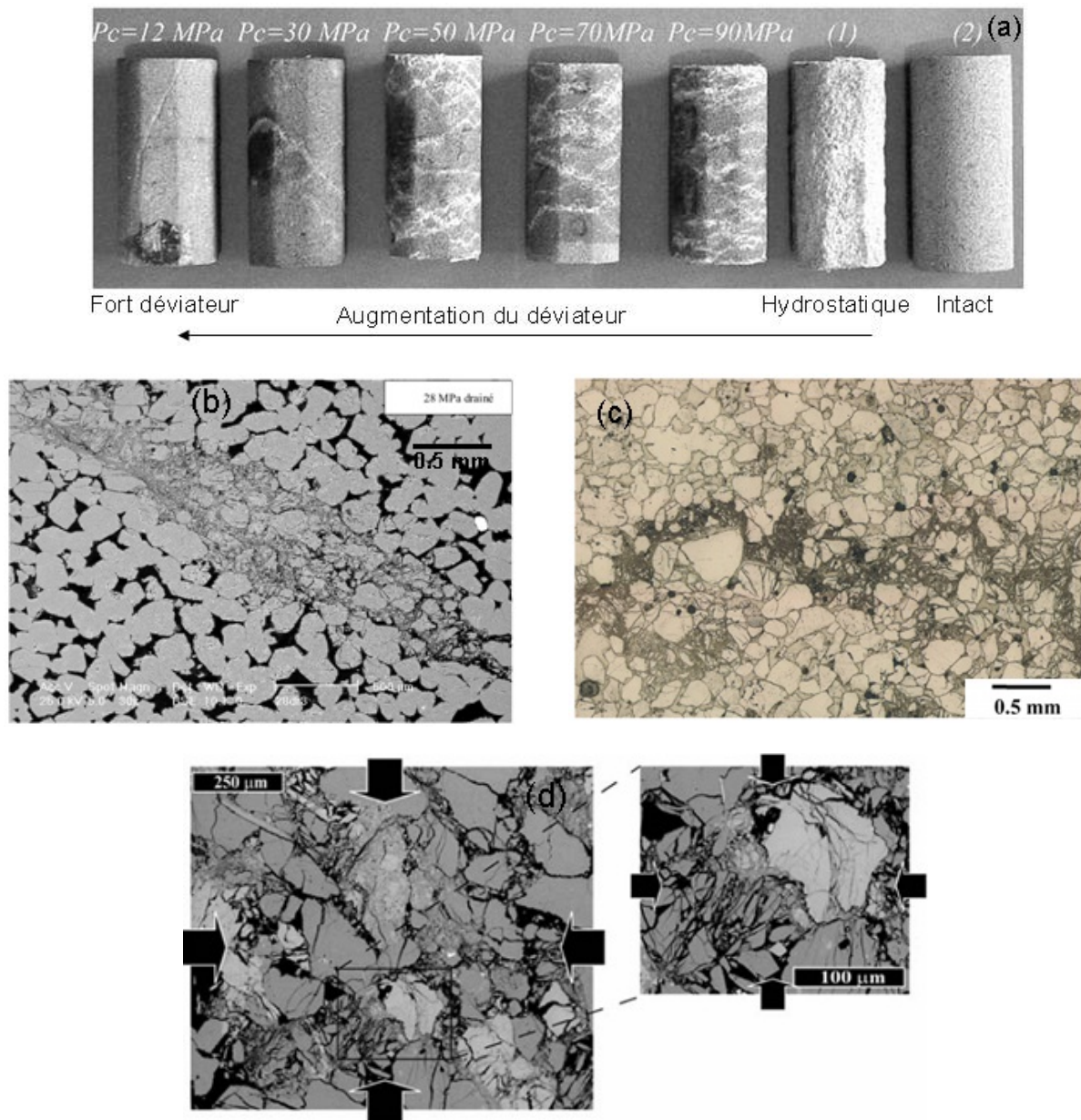
Il y a une concordance entre la forme des contours d'isoperméabilité et la surface de charge modifiée (**Figure 25(a)**). Donc, si la déformation plastique se développe et si le matériau est standard, la réduction de la perméabilité est parallèle au vecteur de déformation plastique. Cette réduction de perméabilité est donc fonction de la déformation volumique plastique et de la déformation déviatorique plastique. Cette remarque et l'analyse d'enveloppe de surface de charge dans la partie 1.4 montrent que l'utilisation de la théorie élastoplastique et la formule (36) est raisonnable pour modéliser l'évolution de la perméabilité. Dans les autres cas, la forme des contours d'isoperméabilité est très différente à la surface de charge ou enveloppe de rupture, spécialement dans le cas des carbonates (**Figure 26**). Alors, la réduction de la perméabilité n'est pas parallèle au vecteur de déformation plastique et l'utilisation du modèle élastoplastique dans ce cas est impossible pour la modélisation de perméabilité. En fait, l'apparition de la microfissuration ou/et la rupture peut influencer la modélisation de perméabilité. Crawford et al., 2002 ont confirmé que le couplage hydromécanique n'est plus applicable dans le cas des carbonates à cause de la microstructure complexe du matériau. Une approche d'analyse microstructurale dans ce cas est utile pour modéliser l'évolution de la perméabilité.

#### **1.6.4. Observation microstructurale et impact sur l'anisotropie de la perméabilité**

Les propriétés de transport des roches telles que les perméabilités (verticale,  $k_v$  et horizontale,  $k_h$ ) sont fortement influencées par le processus de déformation (Sulem et Ouffroukh 2006). On s'intéresse maintenant au mécanisme de déformation de la roche sous l'impact du changement de champ de contraintes, à l'échelle des microstructures et l'impact de cette observation sur l'évolution de l'anisotropie de la perméabilité ( $k_v/k_h$ ) à l'échelle macroscopique. Puis, on va étudier la technique en laboratoire pour mesurer l'anisotropie de la perméabilité en cours de chargement.

a. *Observation microstructurale et anisotropie de perméabilité*

Les observations microstructurales des échantillons déformés (grès consolidés) montrent l'existence de plusieurs types de déformation selon le chargement : les bandes de cisaillement, les bandes de compaction et la compaction cataclastique (Bésuelle et al., 2000; Sulem et Ouffroukh 2006; Baud et al., 2004; Fortin et al., 2005 ; 2009 ; DiGiovanni et al., 2007 ; Louis et al., 2006) (exemple : **Figure 27**).



**Figure 27** : Mode de rupture : (a) Fracture à faible confinement, bande de compaction à confinement élevé et déformation non localisée en hydrostatique (Fortin et al., 2005 : grès de Bleurswiller) ; (b) Bande de cisaillement (Sulem et Ouffroukh 2006: grès de Fontainebleau, à confinement 28 MPa) ; (c) Bande de compaction (Baud et al., 2004 : grès de Bentheim, à confinement 300 MPa) ; (d) Compaction cataclastique (Fortin et al., 2009 : grès de Bleurswiller, chargement hydrostatique).

Sous différents types de déformation (autrement dit pour différents chemins de chargement), on observe soit une diminution, soit une augmentation de la perméabilité. D'après [Heffer 2002](#), pour les roches consolidées ou peu consolidées, dans le domaine de déformation élastique, on a une faible diminution de perméabilité liée à la déformation élastique. Puis, à des niveaux de chargement plus importants, on distingue deux comportements, dépendant du confinement, où la perméabilité peut être diminuée ou augmentée en fonction de champ de contrainte ([Scott 2007](#)) : la discussion suivante portera sur l'évolution de la perméabilité pour un comportement de type soit ductile, soit fragile.

### *Comportement ductile*

La nature des déformations à l'échelle microstructurale dépend des contraintes appliquées à l'échantillon. Sous chargement hydrostatique, la déformation et la distribution de l'endommagement sont homogènes, on observe une compaction cataclastique. Cette remarque est confirmée par l'analyse d'activité en émissions acoustiques par [Fortin et al., 2009](#) sur le grès de Bleurswiller. L'impact de la compaction dans ce cas est minimum sur l'évolution de l'anisotropie de perméabilité. Ce résultat a été observé sur les deux sables Ottawa et Berkeley Springs par [Crawford et al., 2008](#) (Figure 23,  $k_v/k_h$ ), mais sans explication prouvée à l'échelle microstructurale. Si le chargement est déviatorique, la distribution de l'endommagement n'est pas homogène (Figure 27), donc l'évolution de la perméabilité est différente, selon la direction observée ([Dautriat 2009](#) ; [Crawford et al., 2008](#)). Dans le cas de déformation en bandes de compaction, la perméabilité dans la direction transverse à la bande diminue fortement parce que ces bandes agissent comme des barrières à l'écoulement ([Fortin et al., 2005](#)).

Un autre point intéressant dans l'étude de [Fortin et al., 2006](#) sur le grès de Bleurswiller est que la perméabilité ne diminue pas toute suite en façon drastique lorsque la pression arrive à la pression critique ( $C^*$ ), elle change de manière moins linéaire pendant la déformation inélastique de l'échantillon. Autrement dit, la formation des bandes de compaction n'impacte pas immédiatement la perméabilité. La raison peut être la rupture des grains et la fissuration apparue à l'intérieur de la bande de compaction, observées par l'analyse de microstructure.

### *Comportement fragile*

Pour le comportement fragile, on observe normalement des bandes de cisaillement (Figure 27). La porosité de la roche augmente, cette augmentation étant liée à une phase de dilatance de la roche. La perméabilité peut augmenter s'il y a microfissuration ou fracturation parallèlement à la direction de l'écoulement car la fissuration a pour effet d'augmenter la connectivité du réseau poreux et facilite donc la circulation de fluide.

Mais l'évolution de la perméabilité pour le comportement fragile est parfois complexe, et les résultats peuvent être interprétés différemment. Ainsi dans une autre étude, [Dautriat 2009](#) a réalisé des essais de chargement *in-situ* sous MEB et a analysé des séquences d'images (à différent niveaux de chargement) par Corrélation d'Images Numérique afin d'identifier les micro-mécanismes à l'origine des modifications des propriétés de transport. Le chargement uniaxial, sans confinement a été étudié sur un échantillon cylindrique de calcaire d'Estailades, hauteur ~100 mm et diamètre de 49 mm. Comme le carbonate possède une microstructure très hétérogène, il a observé un champ de déformation très hétérogène et davantage de mouvements de grains dans la zone de plus forte porosité. D'après l'auteur, quand l'échantillon se déforme en phase dilatante, la perméabilité radiale augmente légèrement avant la rupture, mais la perméabilité axiale diminue. La raison en est que les microfissures apparaissent et s'orientent dans la direction d'allongement de l'échantillon, mais la création de porosité sous l'effet de leur ouverture est plus important dans la direction transverse. Toutefois, ce résultat a été déduit à partir d'observations d'une zone limitée (3mm x 2mm) et il semble difficile de pouvoir généraliser à l'évolution de la perméabilité à l'échelle d'un échantillon cylindrique de taille standard (hauteur 80 mm, diamètre 38,1 mm).

#### *b. Mesure d'anisotropie de perméabilité*

L'anisotropie de perméabilité est associée à l'existence d'une différence entre la perméabilité verticale,  $k_v$  et horizontale,  $k_h$ . Elle peut par exemple être quantifiée par le rapport  $k_v/k_h$  ou  $k_h/k_v$ . L'évolution de l'anisotropie de perméabilité sous l'effet de la compaction a beaucoup d'influence sur la productivité du puits, spécialement le puits horizontal. Il existe plusieurs études dans la littérature sur l'évolution de perméabilité verticale, mais très peu d'études sur l'évolution de perméabilité horizontale. La raison en est la difficulté de réaliser des mesures en laboratoire et aussi



la méthode de calcul. En effet, il n'existe à ce jour, aucun calcul direct de perméabilité horizontale à partir des mesures en laboratoire.

Pour éviter des difficultés rencontrées dans la mesure directe de perméabilité horizontale, [Zhu et al., 1997 ; 2007](#) ont proposé les tests triaxiaux dits en « extension » pour mesurer la perméabilité horizontale. Dans cette technique, les auteurs ont mesuré la perméabilité verticale comme dans les essais triaxiaux traditionnels mais ils maintiennent la contrainte axiale constante et augmentent la pression de confinement. En fait, cette technique est similaire avec la procédure déjà publiée par [Bruno et al., 1991](#) lorsque ils étudient l'impact de l'anisotropie de contrainte sur la perméabilité des roches réservoir peu consolidées. Mais il faut noter que la valeur de la perméabilité horizontale correspond à l'état de contrainte mesuré dans ce cas et ne représente pas l'état de contrainte *in-situ*.

Récemment, [Crawford et al., 2008](#) et [Dautriat 2009](#) ont proposé une méthode de mesure de perméabilité horizontale directe sur l'échantillon en cours de chargement. La perméabilité est calculée en utilisant un facteur géométrique G défini par [Bai et al., 2002](#). Le concept et le détail ont été décrits dans la thèse de [Dautriat 2009](#). Toutefois, il n'y a pas encore une publication détaillée pour calculer correctement la perméabilité horizontale des roches étudiées. Dans cette étude, nous allons développer la technique de mesure de perméabilité horizontale et montrer comment nous pouvons calculer la perméabilité horizontale en utilisant le facteur géométrique G et le facteur d'anisotropie A.

## 1.7. Conclusions

Dans ce chapitre, une synthèse générale a été réalisée sur les propriétés mécaniques et sur la perméabilité des roches consolidées et des roches peu ou non consolidées; elle sert de préambule pour assimiler les notions de propriétés hydromécaniques et comprendre les résultats d'expériences de la littérature sur le sujet.

L'évolution de la perméabilité va dépendre des propriétés mécaniques de la roche (elles-mêmes fonction de la microstructure et de la composition minéralogique de la

roche réservoir) mais également du chemin de chargement auxquelles elle sera soumise.

Lors de la production des hydrocarbures, l'exploitation génère de la déplétion (diminution de pression de pore) et ceci provoque une modification du champ de contrainte en place. Les mesures *in-situ* montrent que l'accroissement des contraintes peut suivre divers chemins de chargement, en fonction de conditions difficiles à identifier : caractéristiques des roches, conditions limites etc.. Il en résulte des déformations qui provoquent des évolutions des caractéristiques pétrophysiques des roches en place, et en particulier la perméabilité. Le contrôle de l'évolution de la perméabilité et de son anisotropie est très importante; la perméabilité contrôle la circulation des fluides dans le réservoir et la productivité des puits.

*D'un point de vue mécanique, nous avons vu que :*

- L'effet de la déplétion sur la compaction des roches réservoirs peut être étudié au laboratoire à partir de tests mécaniques pour différents "chemins de chargement" ou par "chargement proportionnel".
- La surface de charge définit le seuil de contrainte au-delà duquel le comportement d'un matériau devient irréversible ; elle définit le domaine d'élasticité qui correspond à l'intérieur de la surface de charge et dans lequel les déformations sont réversibles. Cette surface de charge dans l'espace contrainte moyenne effective - contrainte déviatorique est représentée souvent sous la forme d'une ellipse.
- Les modèles élasto-plastiques servent à décrire le comportement mécanique des roches. La surface de charge peut ainsi évoluer dans l'espace des contraintes en fonction de l'intensité des sollicitations et des déformations plastiques. Dans ce cas, l'écroûissage permet de faire évoluer le domaine d'élasticité.
- Le phénomène de fluage est important à pression constante pour les matériaux peu ou non consolidés. La modélisation en utilisant la théorie d'élasto-plasticité ne permet pas de reproduire correctement ce comportement.

*Concernant les propriétés de transport, nous avons vu que :*

- Les mesures de perméabilité sont le plus souvent réalisées sur des roches bien consolidées et dans le sens de l'élongation des spécimens (perméabilité verticale ou horizontale par rapport au litage).

- Les données expérimentales de perméabilité sur les roches réservoirs peu consolidées sont très limitées.
- L'évolution de perméabilité a le plus souvent été étudiée pour des cas de chargement hydrostatique (David et al., 1994), la perméabilité tendant à diminuer avec l'augmentation de la pression (et la diminution associée de la porosité).
- Lorsque l'évolution de perméabilité a été étudiée pour des cas de chargement non-hydrostatiques, c'est la perméabilité verticale seule qui est mesurée dans la direction de la contrainte maximale ; or cette configuration de mesure et l'état de contrainte ne correspondent pas aux conditions des roches réservoir.
- L'évolution de la perméabilité horizontale (et de l'anisotropie de perméabilité) sous chargement déviatorique a seulement été étudiée par quelques auteurs Dautriat et al., 2009 (des grès et carbonates), Crawford et al., 2008 (des sables) et Zhu et al., 2002 (des grès). Ces mesures sont généralement délicates à réaliser d'un point de vue expérimental et difficiles à interpréter.

Pour des roches très peu consolidées, cela est encore plus rare car très difficile à mettre en œuvre; c'est l'objet de ce travail. Les études mêlant à la fois expériences et modélisation de l'évolution de l'anisotropie de la perméabilité sont cruciales pour l'ingénierie de réservoir. L'objectif de notre travail est donc de prévoir le comportement mécanique et les évolutions de perméabilité de roches peu consolidées au cours de chargement complexes et d'essayer d'établir un processus de calcul de la perméabilité horizontale à partir des mesures au laboratoire.

Pour cela, comme nous allons le voir dans le chapitre suivant, il nous faudra choisir des matériaux non et peu consolidés et définir des procédures de tests spécifiques en fonction des matériaux (minéralogie, taille de grains, degré de consolidation). Ensuite les tests sous différents chemins de chargement permettront d'obtenir des jeux complets de données hydromécaniques (déformations et perméabilités mesurées au cours de compaction) permettant de balayer l'espace des contraintes et des déformations afin de pouvoir représenter des conditions *in-situ* variées.

## TECHNIQUES EXPERIMENTALES ET MATERIAUX

CHAPITRE 2 .....	55
2.1. Dispositifs expérimentaux et protocoles de mesures .....	56
2.1.1. Description du dispositif ‘Mesures pétrophysiques Sous Contraintes’--	56
2.1.2. Description de la cellule triaxiale ERGOTECH-----	59
2.1.3. Description du dispositif triaxial GDS et VALLEN à Cergy-----	62
2.2. Stratégie de sélection des matériaux d'étude.....	64
2.2.1. Analyse granulométrique et morphologique des matériaux inconsolidés - -----	66
2.2.2. Analyse pétrophysique du grès réservoir très peu consolidé -----	68
2.3. Protocoles expérimentaux .....	84
2.3.1. Procédure de préparation des échantillons non consolidés -----	84
2.3.2. Procédure de préparation des échantillons de grès très peu consolidés -	85
2.3.3. Préparation et mise en place -----	85
2.3.4. Saturation de l'échantillon -----	87
2.3.5. Description des chemins de chargement imposés -----	87
2.3.6. Vitesse de chargement -----	89
2.3.7. Mesure de la perméabilité -----	89
2.3.8. Tests préliminaires -----	95
2.4. Conclusions .....	96

## CHAPITRE 2

# TECHNIQUES EXPERIMENTALES ET MATERIAUX

---

La communauté des géomécaniciens utilisent classiquement au laboratoire l'essai de compression triaxiale axisymétrique (essai triaxial classique avec confinement constant) pour comprendre le comportement hydromécanique des sols et des roches. Un des objectifs de ces expériences est de valider et d'étalonner des modèles de comportement de ces matériaux.

Dans le domaine pétrolier, les techniques de conception et d'utilisation des appareils triaxiaux ont beaucoup évolué ces dernières années ([Rhett et Teufel., 1992](#), [Ferfera et al., 2001](#), [Crawford et al., 2008](#), [Dautriat et al., 2009](#)). Les dispositifs nous permettent de réaliser des chemins de chargement à haute pression et des mesure de perméabilités directionnelles en cours de chargement. De plus, les capteurs de mesure ont une précision de plus en plus élevée.

Des systèmes de pompes hydrauliques et les cellules triaxiales récentes permettent d'atteindre des pressions de confinement de l'ordre de 10-50 MPa, représentant les conditions de contraintes de réservoirs à la profondeur de 1 à 4 km ([Hagin et Zoback 2007](#)). Ces dispositifs permettent donc de bien appréhender les domaines de pression rencontrés dans le cadre de l'exploitation de réservoirs pétroliers.

Dans ce chapitre, dans un premier temps nous décrivons de façon détaillée les dispositifs expérimentaux utilisés et les protocoles de mesures définis dans le cadre de cette étude; puis nous présentons les matériaux sélectionnés et utilisés; enfin nous présenterons les essais expérimentaux effectués.

L'objectif de cette thèse est double; nous cherchons à caractériser les propriétés mécaniques de formations telles que des sables non ou faiblement consolidés dans des conditions drainées selon différents chemins de chargement donnant accès à des régimes de déformations bien distincts. Du fait de leur caractère non ou peu consolidé,

ces matériaux peuvent être assez sensibles au développement d'une anisotropie texturale résultant du champ de contraintes déviatorique appliqué; par conséquent, la caractérisation des évolutions directionnelles de perméabilités en cours de chargement est fondamentale pour comprendre le couplage hydromécanique dans un état de contrainte complexe.

Des mesures simultanées de déformation et de perméabilité doivent donc être réalisées sur ces roches, suivant différents chemins de chargement. L'innovation de notre dispositif expérimental est justement de permettre la mesure de perméabilité dans plusieurs directions orthogonales et donc de mesurer le développement ou l'évolution de l'anisotropie de la perméabilité en cours de chargement.

Dans un premier temps, nous avons sélectionné et caractérisé deux types de matériaux non consolidés, des billes de verre et un sable de la Durance comme analogues de sables réservoirs non consolidés; ils ont été choisis en fonction de la distribution de taille des particules mais aussi de la forme et de l'état de surface des particules, lisses ou bien rugueuses et anguleuses.

Puis dans un second temps, nous avons échantillonné sur le terrain un grès naturel de minéralogie plus complexe à très faible consolidation (grès d'Otter Sherwood) afin d'étudier et caractériser l'influence d'une faible cimentation des grains.

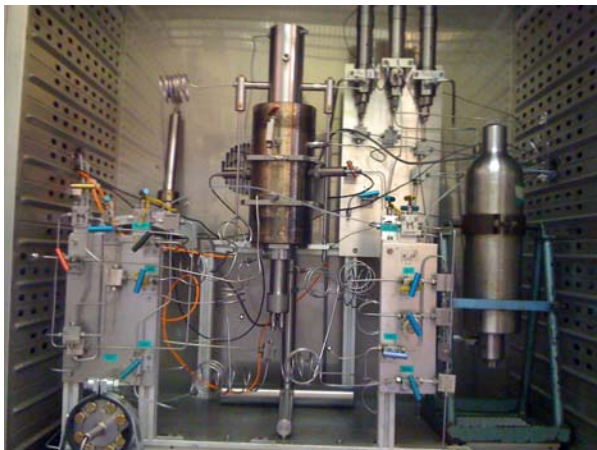
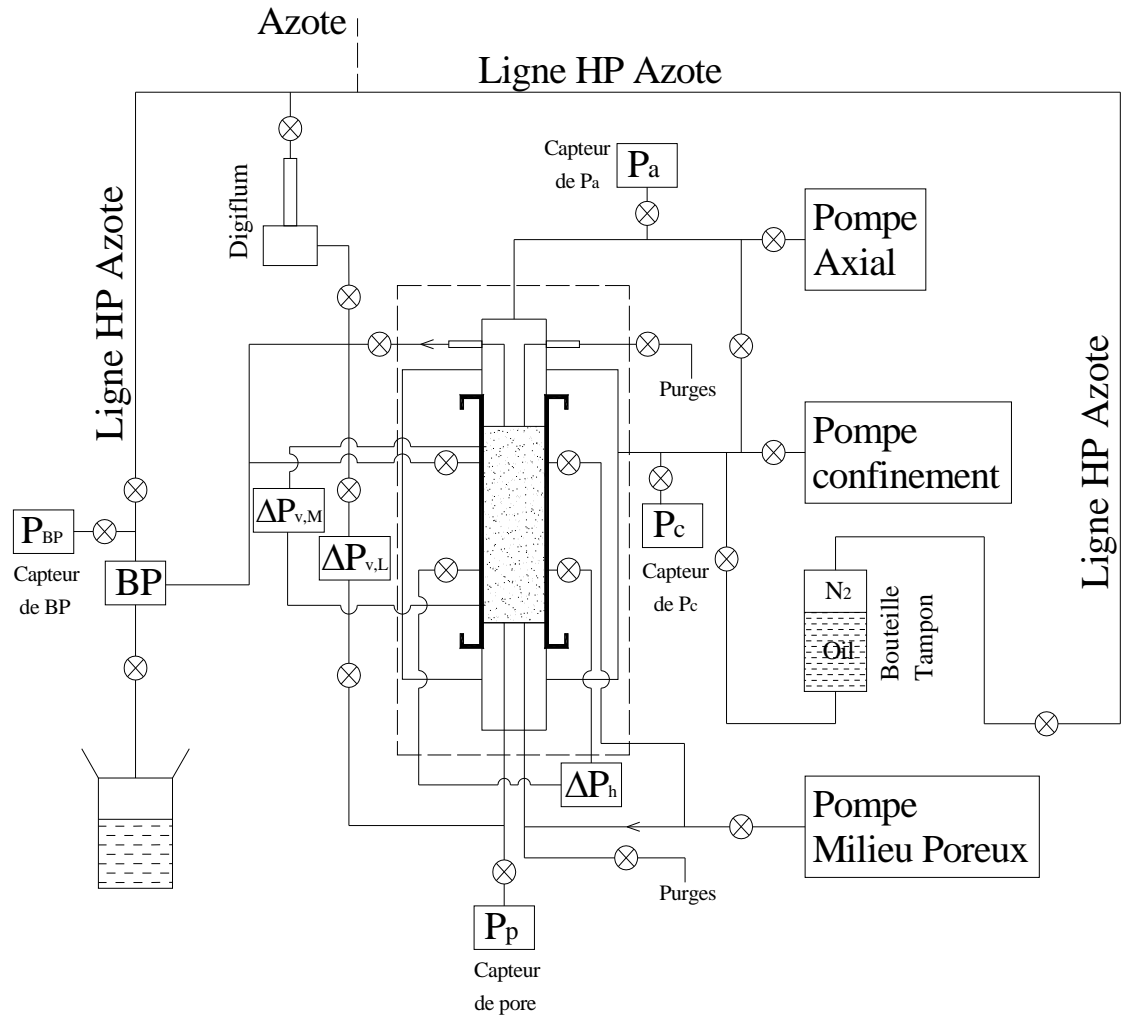
Notre objectif initial est de caractériser lors de la compaction le comportement mécanique, c'est à dire les relations entre contraintes et déformations de ces massifs granulaires, afin de déterminer leur comportement ainsi que leur domaine de stabilité mécanique, ce qui conduira à la définition des enveloppes de rupture. Ensuite, nous caractérisons les évolutions directionnelles de perméabilité et donc l'anisotropie de la perméabilité sous l'effet de cette compaction.

## **2.1. Dispositifs expérimentaux et protocoles de mesures**

### **2.1.1. Description du dispositif 'Mesures pétrophysiques Sous Contraintes'**

Le dispositif expérimental MSC ('Mesures pétrophysique Sous Contraintes') est présenté sur la **Figure 1**. L'ensemble du dispositif de Mesures Sous Contraintes est

montré dans le haut de la figure. En bas, on présente la cellule en place dans l'étuve (à gauche) et les pompes permettant la régulation des pressions de confinement  $P_c$ , axiale  $P_a$ , et de pore  $P_p$  qui permet d'imposer un écoulement dans un milieu poreux.



**Figure 1:** En haut: Schéma de principe du dispositif de Mesure Sous Contraintes. En bas: (à droite) photographie de la cellule triaxiale en place dans l'étuve; (à gauche) trois pompes permettant la régulation des pressions axiale, radiale (confinement) et de pore.

Ce dispositif comprend:

- Une cellule triaxiale à contrôle hydraulique, permettant l'application d'une charge axiale maximale de 80 *kN* et d'une pression de confinement maximale de 10000 *psi* ~ 69 *MPa*. Les pistons de cette cellule sont réalisés dans un alliage de Titane (Ti5Al4V) et les autres éléments de cette cellule en contact avec le liquide sont réalisés en alliage d'Hastelloy (HC-276); ces matériaux permettent de travailler avec des liquides corrosifs (saumures concentrées) et à des hautes températures (200°C pour ce dispositif) (**Figure 1**, en bas, à gauche).
- Cinq pompes Teledyne ISCO, de type D: (1) trois pompes à simple piston 65D (corps inox.) de pressions maximale 20000 *psi* ~ 138 *MPa* servent pour la régulation de la pression axiale, de la pression de confinement radiale et de la pression de Back-Pressure (pression de pore en aval); ces pompes peuvent être mis en communication grâce à un système de vannes. Les deux autres pompes, l'une simple 500D (corps inox.) et l'autre double 260D (corps hastelloy) permettent de réaliser des écoulements de fluide, respectivement en huile et en saumure); elles peuvent également servir à maintenir une pression de pore au sein de l'échantillon testé (**Figure 1**, en bas, à droite). Toutes les pompes sont programmables à la fois en débit et en pression.
- Trois capteurs de pression différentielle de marque ABB de gammes +/-400 *mbar*, +/-75 *mbar* et +/-15 *mbar* pour mesurer les pertes de charge entre l'amont et l'aval de l'échantillon à débit imposé et donc déterminer sa perméabilité,
- Deux paires de capteurs LVDT à noyaux libres externes de marque RDP (gamme +/-2.5 *mm* et +/-5 *mm*) pour mesurer le déplacement vertical du piston supérieur,
- Un extensomètre radial à paires de lames flexibles interne de marque ERGOTECH Ltd. pour mesurer la déformation radiale de l'échantillon sur 6 *mm*,
- Trois capteurs de pression relatives pour mesurer (en plus des capteurs internes des pompes) la pression dans la chambre axiale, la pression dans l'enceinte de confinement et la pression de pore en amont au plus proche du piston inférieur,



- Deux burettes digitales à mesures capacitives de volumes 10 *mL* et 50 *mL* (Digiflume) pour mesurer le volume de saumure drainé lors de tests de compressibilité,
- Plusieurs sondes PT100 pour mesurer les températures, dans l'étuve au plus près de la cellule, au niveau des capteurs de pression différentielle thermostaté et au niveau du corps de pompe thermostaté pour l'écoulement,
- Un ensemble d'afficheurs permettant de visualiser l'ensemble des mesures des capteurs.
- Un ordinateur avec un programme d'acquisition fonctionnant sous LabView (NI) qui permet de visualiser l'ensemble des mesures des capteurs sous forme d'afficheurs et de courbes et de les enregistrer dans un fichier,
- Un ensemble de vannes, raccords et tubes haute pression (100 *MPa*) en acier inoxydable ou en hastelloy selon le fluide circulant (huile ou saumure, respectivement)

### 2.1.2. Description de la cellule triaxiale ERGOTECH

Pour étudier le comportement hydromécanique des roches non à moyennement consolidées, l'IFPEN et le LMS (ECOLE POLYTECHNIQUE) ont développé en 2005 en collaboration avec ERGOTECH Ltd. une cellule triaxiale originale permettant d'effectuer des mesures de perméabilités directionnelles sous des chemins de chargement triaxiaux.

Un schéma détaillé de la cellule est présenté sur la **Figure 2**. Cette cellule est constituée de trois parties: (1) le piston mobile en haut avec deux noyaux de LVDTs déportés et solidaires de celui-ci ; (2) le corps de cellule de diamètre interne ~12 *cm*; (3) le piston fixe en bas avec deux corps de LVDTs solidaires de celui-ci.

Le corps de la cellule permet d'accueillir des échantillons de 38,1 *mm* de diamètre (1.5 *inch*) placés dans des membranes en nitrile ou en fluoro-élastomère qui permettent de travailler respectivement à des températures maximales de 130°C et 200°C. Cette membrane assure l'étanchéité entre le milieu poreux avec une certaine pression de pore et le confinement d'huile (huile de synthèse GlobalTHERM adaptée pour des hautes températures) utilisée à une pression plus importante. Le corps de cellule

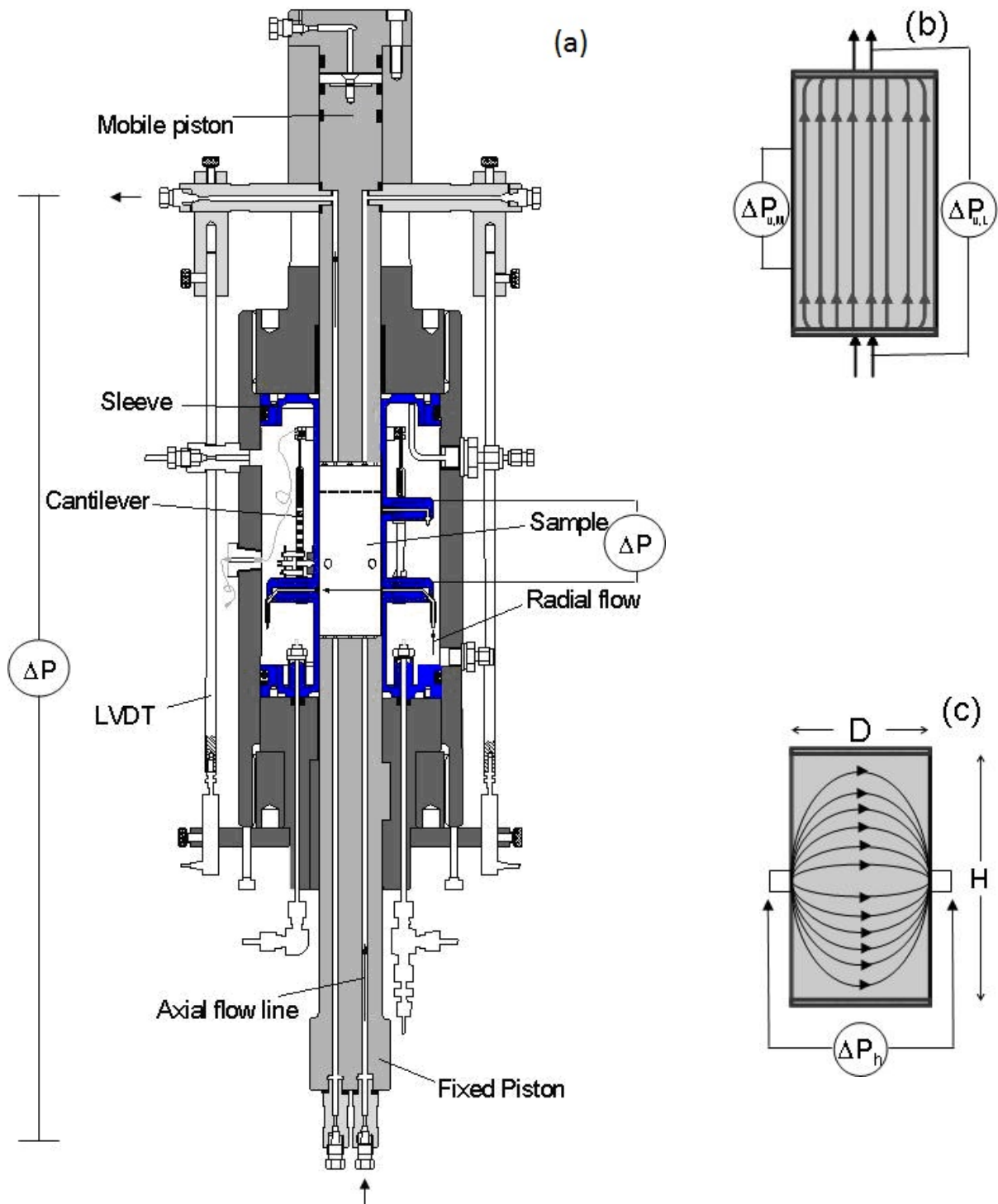
dispose de plusieurs passages de fluides de confinement pour assurer son remplissage et sa vidange, ainsi que la mise en pression; il possède également deux passages de cloisons électriques (2 x 4 fils) pour alimenter et restituer la mesure de l'extensomètre radial interne à deux voies.

La saturation de l'échantillon, la mise en écoulement du fluide de pore et les mesures de pression de pore sont rendues possibles par deux canalisations usinées dans chacun des deux pistons. Le fluide est réparti à la surface de contact entre le piston et l'échantillon grâce à des rainurages usinés dans les pistons (motif en croix et cercles concentriques).

La base inférieure de l'enceinte de cette cellule spécifique possède en plus six passages de fluides afin (1) de mesurer des pressions de pores radialement sur la membrane à différentes positions prédéfinies lors du moulage, et (2) d'alimenter en fluide le milieu poreux :

- (1) Une pression différentielle est mesurable axialement entre deux positions sur l'échantillon grâce à des prises de pression traversant la membrane et placées au contact de l'échantillon; cette particularité du dispositif permet : (a) de se soustraire aux effets hydro-mécaniques existant au voisinage des pistons (Dautriat et al., 2009(b)) et (b) de mesurer la perméabilité d'échantillons très perméables (en évitant les pertes de charges du dispositif).
- (2) Des écoulements peuvent également être générés selon le diamètre de l'échantillon et les pertes de charges associées sont mesurées grâce à des prises coaxiales (Dautriat et al, 2009(a), 2009(b) et 2011).

Les différentes pompes du dispositif peuvent être programmées afin de parcourir différents chemins de contraintes externes et de pression de pore: chargement à confinement constant, chargement proportionnel, chargement cyclique. Tous les capteurs sont reliés à une centrale d'acquisition et à un ordinateur. La fréquence d'acquisition des données peut être choisie par l'opérateur, mais le temps minimal nécessaire entre deux acquisitions est supérieur ou égal à 1 seconde.



**Figure 2:** (a) Cellule triaxiale hydraulique de conception 'ERGOTECH / IFPEN / LMS-ECOLE POLYTECHNIQUE' à écoulements directionnels ( $k_v$  et  $k_h$ ); Formes des lignes d'écoulement au sein de l'échantillon : (b) lors de la mesure de la perméabilité verticale; (c) lors de la mesure de la perméabilité horizontale.

### 2.1.3. Description du dispositif triaxial GDS et VALLEN à Cergy

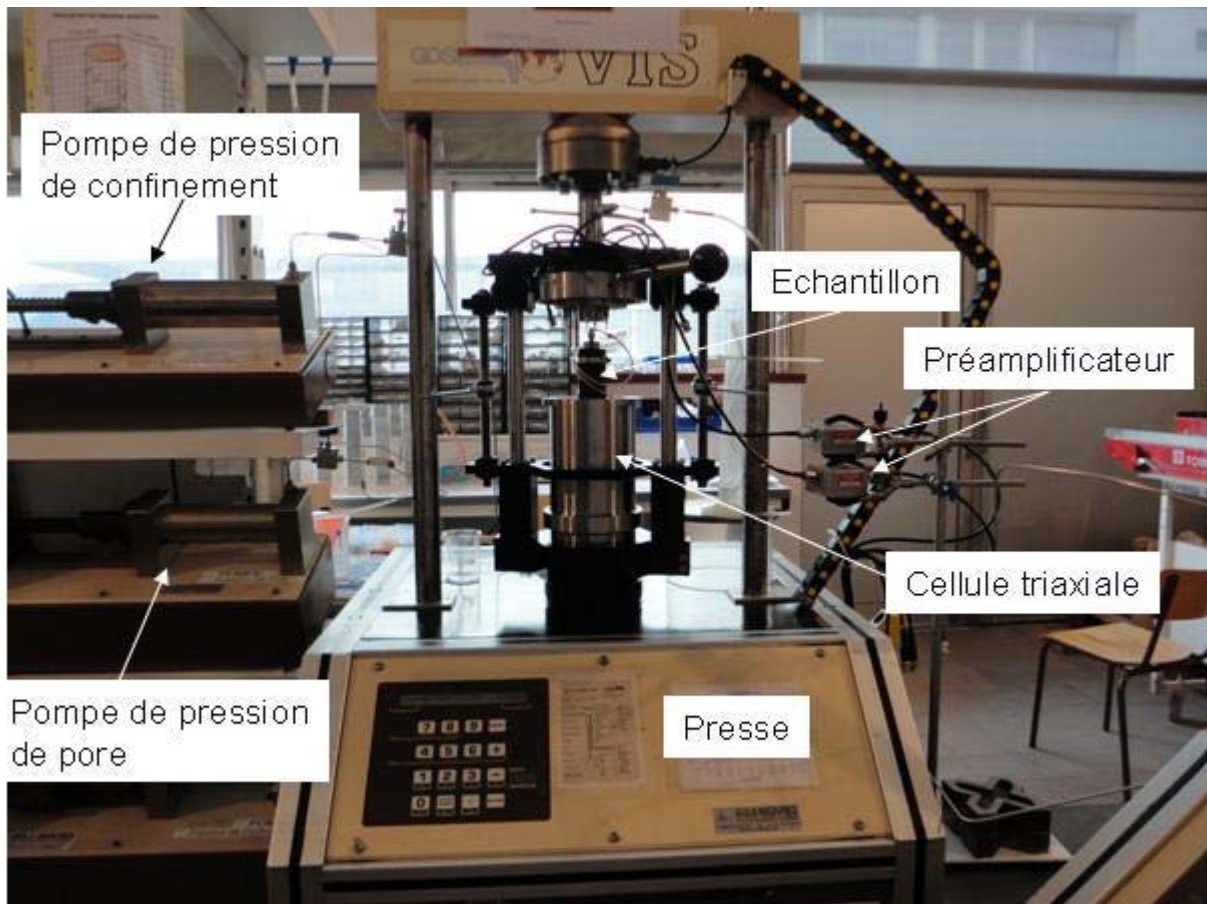
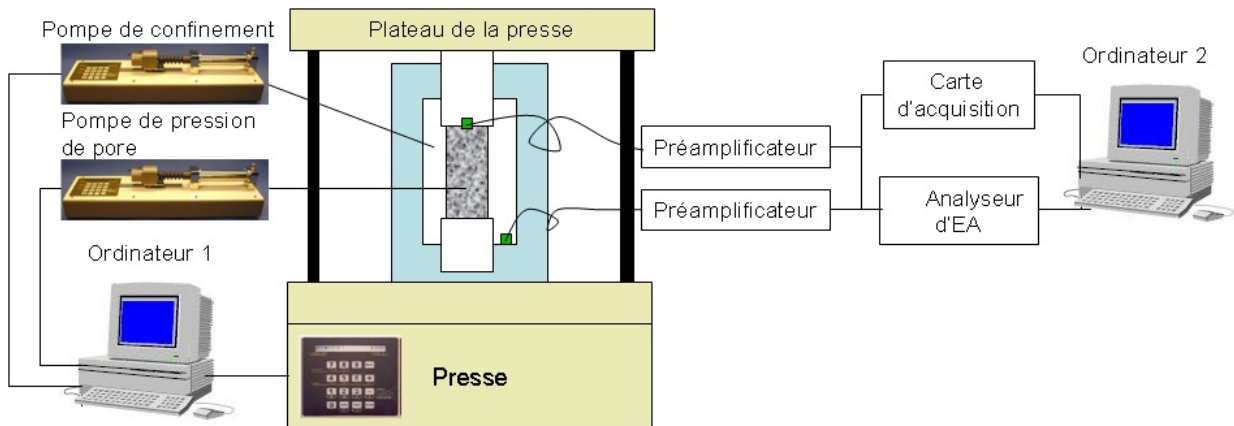
L'ensemble du dispositif expérimental à Cergy est présenté dans la **Figure 3**.

Ce dispositif comprend:

- Une cellule de confinement (Sanchez Technology) de capacité maximale 30 MPa contenant l'échantillon cylindrique: diamètre de 38 mm hauteur de 80 mm.
- Une presse GDS pouvant appliquer une force verticale à vitesse de déplacement ou déplacement imposée. La contrainte maximum qu'on peut atteindre est de 80 MPa.
- Deux pompes GDS: une pompe de confinement, permettant l'application d'un confinement maximum 32 MPa; une pompe de pression de pore permettant de maintenir une pression de pore (maximum 20 MPa) au sein de l'échantillon testé.
- Un système d'acquisition d'émissions acoustiques, Vallen AMSYS-5 avec 6 canaux.
- Deux ordinateurs interfacés avec Vallen et GDS. L'ordinateur 1 permet de programmer les chemins de chargement (triaxial), d'afficher les courbes en cours de chargement et d'enregistrer les données "mécaniques". L'ordinateur 2 permet d'afficher l'activité en émissions acoustiques et d'enregistrer les signaux acoustiques.

Le principe des tests à Cergy est de comprendre la relation entre l'activité en émissions acoustiques et le comportement mécanique de nos matériaux d'étude. Cette relation a été étudiée par plusieurs auteurs, par exemple: [Baud et al., 2004](#); [Fortin et al., 2006](#). Les résultats sur les roches consolidées montrent que l'augmentation de l'activité acoustique peut être considérée comme un précurseur de la macrorupture ([Baud et al., 2004](#)). De plus, l'analyse des émissions acoustiques nous permet d'identifier la contribution de la déformation inélastique, de localiser l'endommagement et de prévoir le mode de rupture (bande de cisaillement, bande de compaction, et déformation cataclastique) ([Fortin et al., 2009](#)). Dans notre cas, nous essayons premièrement de comprendre la réponse des matériaux en terme d'activité acoustique et deuxièmement d'affiner les estimations de la pression critique à partir des courbes

d'émission acoustique, lorsque les mesures par extensomètres déportés rendent cette détermination difficile .



**Figure 3:** (haut) Schéma de principe du dispositif triaxial avec acquisition d'émissions acoustiques à Cergy; (bas) Photographie de la presse, de la pompe GDS de confinement et de la pompe GDS de pore.

Les conditions de tests (pression de pore à 0,5 MPa, taille de l'échantillon, température à l'ambiante) sont similaires avec les tests à l'IFPEN. Mais les chemins de chargement réalisés à Cergy sont hydrostatique ou triaxial classique. La vitesse de chargement est plus lente, environ  $0,06 \text{ MPa}^{-1}$  en raison de régulation de débit de la pompe GDS pour les grandes déformations.

Les besoins de notre étude ne justifiant pas une relocalisation précise des sources d'émission acoustique, seuls deux canaux ont été utilisés. Un capteur piézoélectrique est placé dans l'embase supérieur de la presse, le second est fixé au sein de la chambre de confinement (voir **Figure 3.** en haut)

## 2.2. Stratégie de sélection des matériaux d'étude

Le dispositif expérimental 'Mesures Sous Contraintes' a été utilisé par le passé pour étudier le comportement hydromécanique de roches consolidées (Dautriat 2009). Dans cette nouvelle étude, on s'est intéressé plus spécifiquement au comportement des géomatériaux non consolidés tels que les sables et des roches peu consolidées, tels que des grès très poreux et mal cimentés.

Pour chacun de ces deux matériaux, l'objectif d'un point de vue mécanique était d'obtenir une zone de transition de son comportement dans la gamme intermédiaire de pression accessible avec le dispositif MSC, c'est-à-dire dans une gamme de pression de 20 MPa à 40 MPa. L'objectif second étant bien entendu de pouvoir mesurer avec la meilleure précision leur perméabilité importante.

1. Tout d'abord, nous avons sélectionné des billes de verre comme matériau 'modèle' (analogue d'un sable à grains ronds et de surface lisse) pour définir les protocoles de tests. Ce matériau classique dans le domaine de la modélisation physique avait déjà été étudié par quelques auteurs [Garbrecht 1993; Yin et Dvorkin 1993] (Cité dans Wong et al., 1997). D'autres auteurs ont choisi d'étudier un sable naturel, le sable d'Ottawa [Lambe et Whiman 1969; Dewars et Hajash 1995; Zoback 1975; Dewars et Hajash 1995; Karner et al., 2003], les grains de ce sable étant relativement ronds et de surface peu rugueuse. Comme nous avons éprouvé des difficultés pour nous procurer ce sable, nous en sommes restés aux billes de verre. Ces deux matériaux non consolidés sont idéaux pour se placer dans les conditions d'utilisation du modèle mécanique de pression critique Zhang et al., 1990 ; en effet, ce modèle de milieu effectif, qui

nous permet d'estimer la pression de transition sous une charge hydrostatique, est basé sur un assemblage de particules sphériques.

2. Une fois les protocoles hydromécaniques dégrossis et établis avec les billes de verres, nous avons sélectionné un sable naturel à morphologie de grains plus couramment rencontrée, c'est à dire anguleux et quartzitique. Le sable de la Durance a été choisi de part sa granulométrie naturelle large, nous permettant de sélectionner au besoin la taille des particules, depuis quelques  $\mu\text{m}$  à plusieurs mm. Cette sélection de taille de grains a été faite sur la base d'une estimation de la pression critique à partir de différentes études [Zhang et al., 1990; Wong et al., 1997; Karner et al., 2005]. Les grains étant anguleux, une taille similaire aux billes de verre a été déterminée, sur la base d'un tamisage et d'une caractérisation de taille équivalente par mesure de granulométrie par Diffraction Laser. Ces deux matériaux non consolidés (billes et sable) ont donc des tailles de grains comparables et grossières leur assurant une forte perméabilité. Bien que différentes études existent dans la littérature sur le comportement mécaniques des sables [Graham et al., 2004; Karner et al., 2005; Mesri et Vardhanabhuti 2009], très peu traitent de leur comportement hydromécanique, chose que nous allons nous employer à étudier.
3. Finalement, nous nous sommes employés à identifier une formation géologique nous permettant d'échantillonner un grès naturel très peu consolidé; en effet ce type de grès ne présentant aucun intérêt de construction, aucune carrière ne les exploite, il a donc été nécessaire d'effectuer deux missions d'échantillonnage sur le terrain pour trouver le candidat idéal. L'Otter Sherwood Sandstone répondait à nos critères de sélection. Il s'agit d'un grès très poreux, multi-minéral (à dominance quartzitique) et peu consolidé appartenant à la famille des grès de Sherwood. Il affleure dans le Sud de l'Angleterre au niveau de falaises à Ladram Bay (Wessex County); il correspond à la base du Trias et son environnement de dépôt était à dominance fluviale.

Ce grès présente en plus l'avantage de correspondre au niveau réservoir du champ pétrolier onshore de Wytch Farm (à l'Est du Dorset) encore exploité de nos jours (BP, puis PERENCO récemment) mais déjà très fortement déplété.

### 2.2.1. Analyse granulométrique et morphologique des matériaux inconsolidés

Comme explicité dans la partie précédente, pour traiter la problématique des réservoirs non consolidés (sable), nous avons dans un premier temps choisi comme matériaux analogues des billes de verre et du sable de la Durance. Au vu de la difficulté d'approvisionnement de sable à grains 'ronds' (de type sable d'Ottawa), nous nous sommes tournés vers des billes de verre (idéales pour la définition des protocoles), que nous nous sommes procurés chez la société SOVITEC. Pour le sable anguleux, nous avons sélectionné le sable de la Durance de la société SIFRACO en raison de sa pureté en quartz et de la taille des grains.

La taille des grains doit être telle que la pression à la rupture  $P^*$  sous chargement hydrostatique soit inférieure à la valeur maximale accessible du dispositif (65 MPa). Idéalement on souhaite un  $P^*$  dans la gamme intermédiaire de pression (environ 30 MPa), afin de pouvoir mesurer le régime de déformation plastique sur un intervalle de pression suffisant. La pression critique peut être estimée à partir du produit - taille de grain x porosité - à l'aide du modèle de [Zhang et al., 1990](#) validé par des lois obtenues expérimentalement sur des billes de verre ([Wong et al., 1997](#)) et sur le sable de quartz d'Ottawa ([Karner et al., 2005](#)).

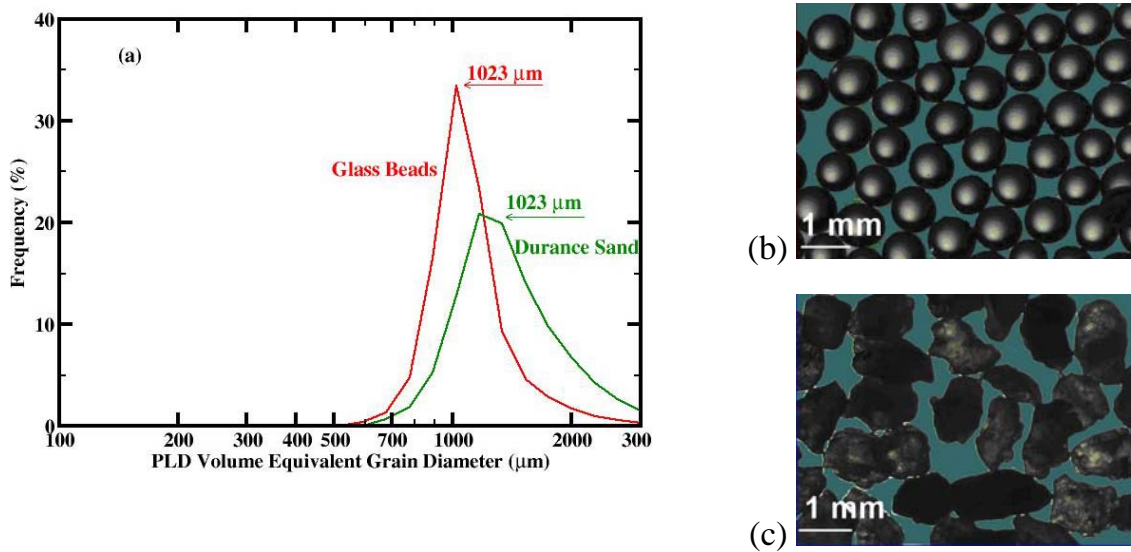
Nous avons donc initialement choisi: (1) des billes de verre grossières avec une distribution de taille de grain comprise entre 800 et 1400  $\mu\text{m}$  et (2) un sable de la Durance grossier et anguleux avec une distribution de taille de grain comprise entre 200 et 1400  $\mu\text{m}$ . Ces deux matériaux ont ensuite été tamisés entre 1000 et 1120  $\mu\text{m}$ . Nous pouvons voir sur la **Figure 4** les distributions de taille de billes de verre et du sable de la Durance à l'état initial mesurées par la méthode de la Granulométrie Laser à Diffraction X.

Le principe de cette technique est basé sur les propriétés de diffraction/diffusion de la lumière, et de la théorie de [Mie](#) ([Manuel granulométrie Horiba](#)). Pour un minéral connu (valeur d'indice de réfraction, IR définie), le logiciel calcule des spectres individuels de diffusion/diffraction pour chaque taille de particule. Pour chaque matériau (billes ou sable de Durance), on fait trois prélèvements et on choisit le Quartz comme composition de grain référence. Les résultats pour tous les prélèvements sont similaires. Pour chaque échantillon, l'appareil mesure le spectre de diffusion global puis calcule la somme des spectres individuels de toutes les particules présentes dans l'échantillon. La solution est la combinaison des spectres individuels de diffusion qui corrèle le mieux le spectre global mesuré. Finalement, les résultats sortant du logiciel

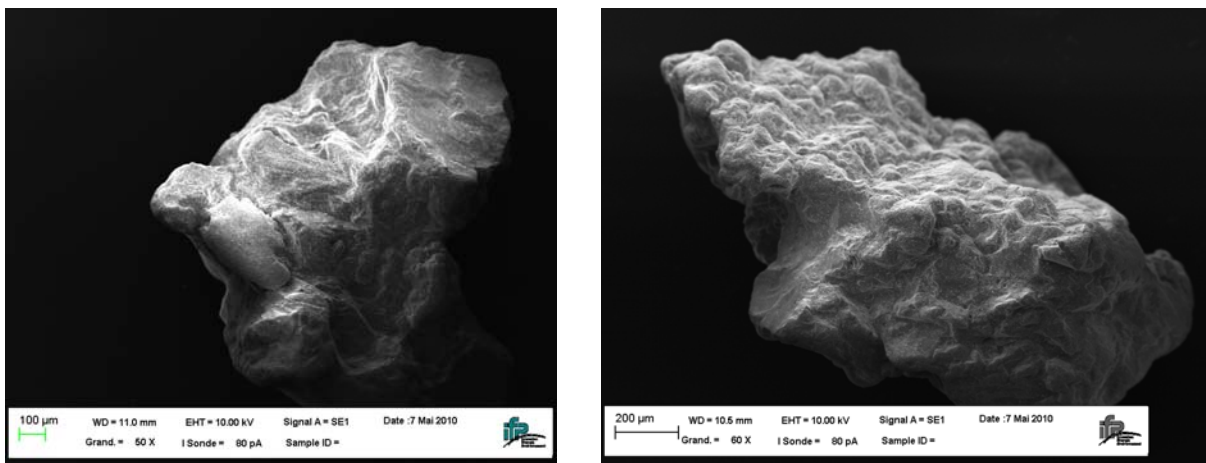


sont des diamètres moyens (grain sphérique équivalent), la répartition granulométrique et le pourcentage de particules pour un diamètre donné. Il faut noter que cette méthode est différente de la méthode de tamis qui considère la taille de sphères équivalente comme la taille d'ouverture du tamis.

La rugosité de surface des grains du sable de la Durance est présentée sur la **Figure 5**. Les grains sont grossiers et anguleux, avec une surface très rugueuse. Cette géométrie est très différente de celle des billes de verre (ou bien au sable d'Ottawa); on peut par conséquent s'attendre à un comportement mécanique différent entre ces deux matériaux.



**Figure 4:** (a) Distribution de taille de billes de verre et du sable de la Durance (après tamisage), (b) billes de verre sous microscope optique, (c) sable de la Durance sous microscope optique.



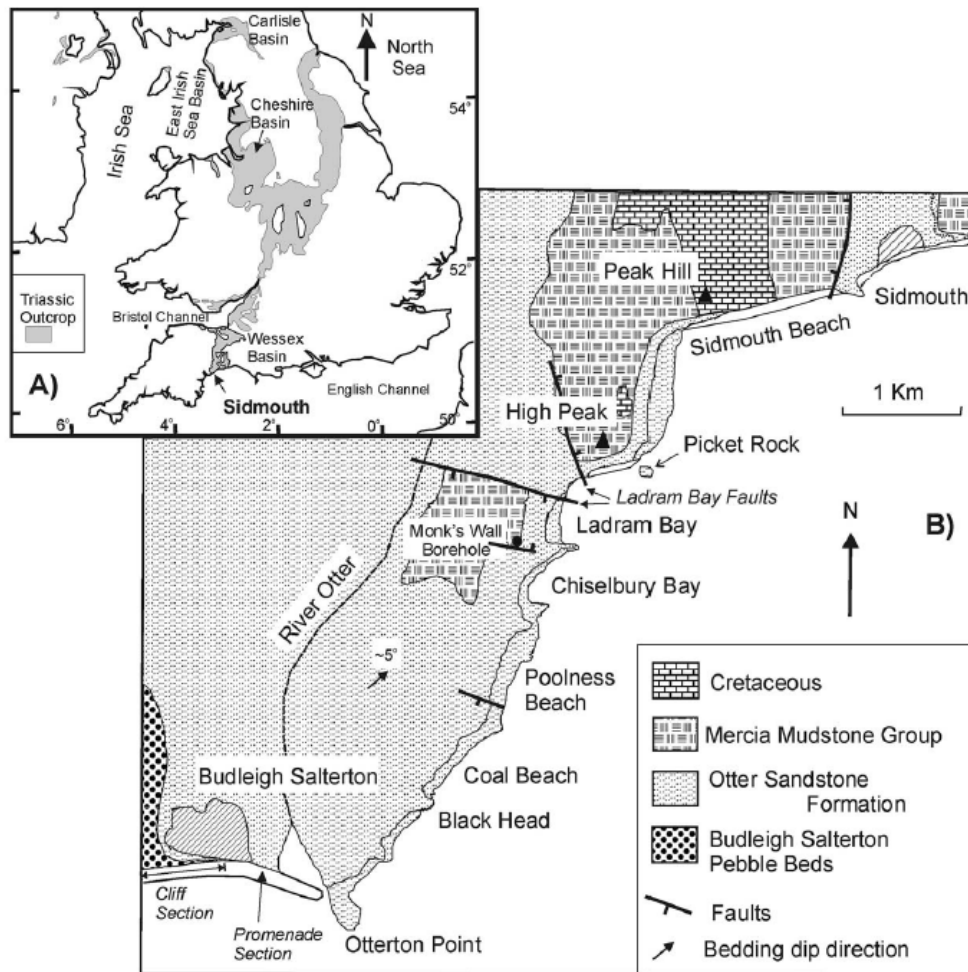
**Figure 5:** Grains du sable de la Durance (Image MEB, grandissement 50X et 60X); leur surface est très rugueuse.

### 2.2.2. Analyse pétrophysique du grès réservoir très peu consolidé

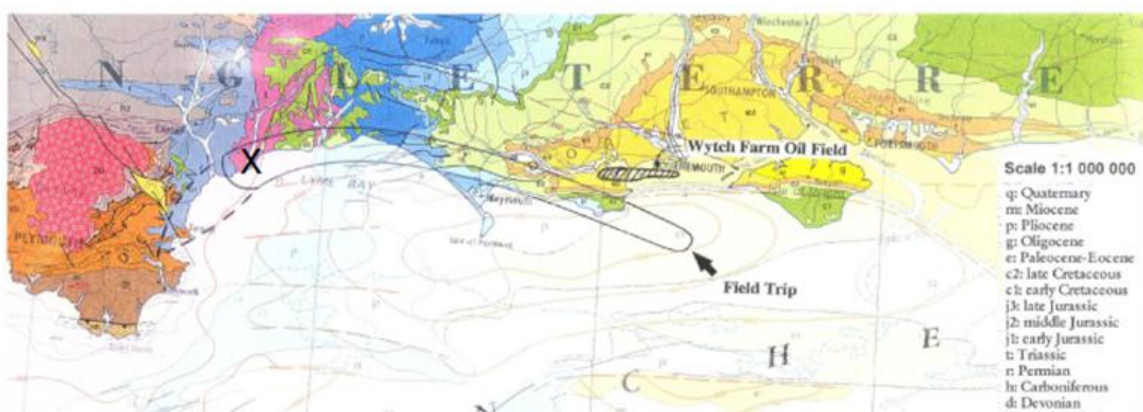
#### a. Géologie et champ pétrolier de Wytch Farm (Bassin du Wessex)

Nous nous intéressons à présent aux formations géologiques très peu consolidées, représentatives de certain types de réservoirs (Walton et al., 2002; Coop et Willson 2003). Étant donné l'impossibilité de trouver ce type de roche dans des carrières (fournisseurs de grès très indurés), nous avons décidé sur les conseils de Jacques DELALEIX (IFP-TRAINING) d'effectuer une mission d'échantillonnage sur le terrain afin de nous procurer ces matériaux d'étude. Nous nous sommes joints à deux reprises à la formation Géologie et Géophysique Pétrolière de l'IFP-School (Septembre 2010 et Mai 2011) dans le Bassin Pétrolier du Wessex sur la côte Sud de l'Angleterre, dispensée par Alain MASCLE (Mascle 2010). La mission de terrain s'est effectuée dans les comtés du Devon et du Dorset où affleurent plusieurs formations géologiques peu consolidées de ce bassin (**Figure 6, Figure 7**).

Différentes lithologies de grès peu consolidés ont été prélevées au niveaux des affleurements côtiers (au nombre de 7 : Exmouth, Ladram Bay, Sidmouth, Budleigh Salterton, Lyme Regis, West Bay, Osmington Mills) soit directement par carottage à l'eau (cylindre de diamètre  $\sim 50$  mm et de longueur  $\sim 100$  mm), soit sous la forme de blocs (typiquement  $\sim 10$  à  $15$  dm<sup>3</sup>) (voir **Figure 8(c)**). En raison de la fragilité de ces formations et de la dangerosité de certaines falaises, toutes les lithologies n'ont pas pu être échantillonnées à part égale. Le grès de Sherwood qui affleure à Ladram Bay (à proximité de la ville d'Otterton, dit grès d'Otter), **Figure 7** constitue le principal niveau producteur du champs d'hydrocarbures de Wytch Farm (plus à l'est dans les terres du Dorset) à environ 1500 m de profondeur. Le grès de d'Otter à Ladram Bay est globalement similaire à celui du champ pétrolier de Wytch Farm (base du Trias, déposition à dominance fluviatile), à ceci près que son enfouissement maximal a dû être de l'ordre de 1000 m (Yates 1992).



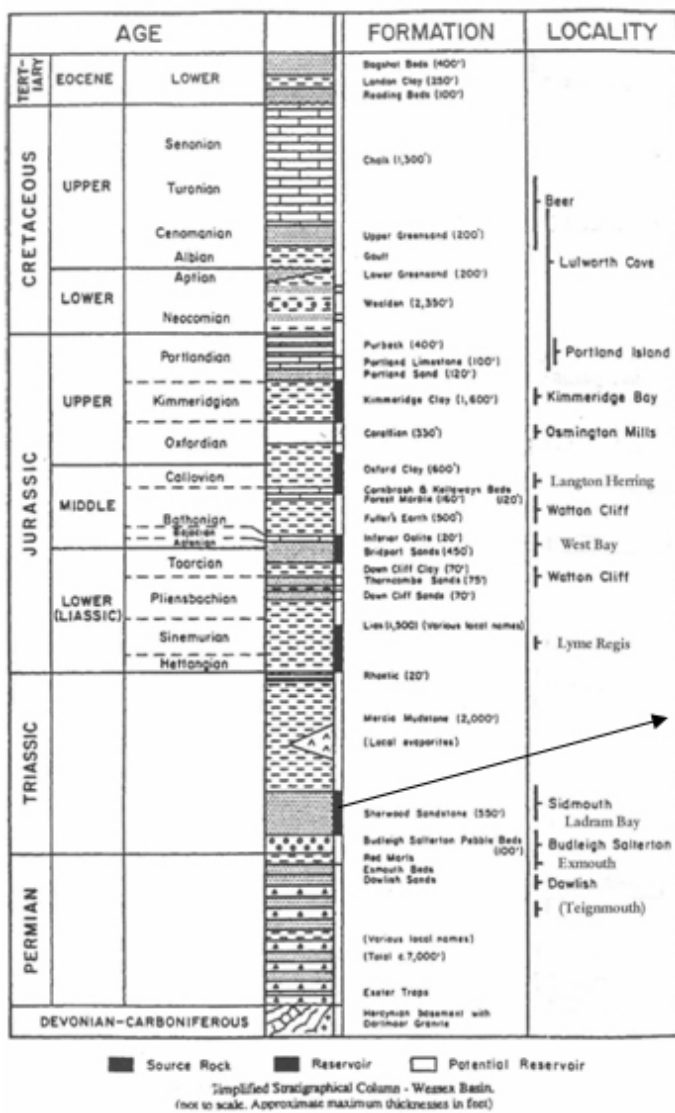
**Figure 6:** Localisation de Ladram Bay dans le comté du Devon et du Bassin du Wessex dans le Sud-Ouest de l'Angleterre (Mark et al., 2003) et affleurement de formations Triassiques.



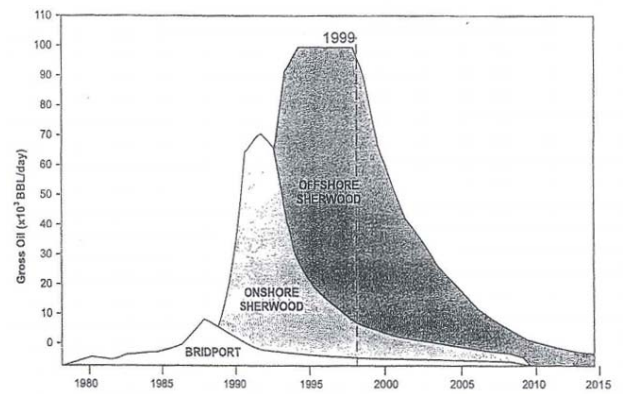
**Figure 7:** Mission d'échantillonnage sur le terrain dans le bassin de Wessex au sud de l'Angleterre; Localisation de Ladram Bay (X) dans la région du Devon et du Dorset où affleurent le grès de Sherwood, niveau producteur principal du champ d'hydrocarbures de Wytch Farm (Masclé 2010).

Le champ de Wytch Farm fut découvert en 1973, mis en production en 1979 et a été exploité par BP depuis 1984. Il s'agit du plus grand champ d'hydrocarbure OnShore de l'Europe de l'Ouest, produisant de l'huile et du gaz. Les réserves d'hydrocarbures avaient été estimées à  $480 \times 10^6$  barils d'huile,  $1.4 \times 10^9 m^3$  de gaz pour une période de production estimée de 35 ans pour l'huile et 45 ans pour le gaz. Sa production a atteint un plateau dans les années 90 et est en déclin depuis le début des années 2000, **Figure 8 (b)**. Depuis 2011, ce champ a été repris par Perenco.

(a)



(b)



(c)



**Figure 8:** Stratigraphie simplifiée du Bassin du Wessex (D'après Mascle 2010) (a). Production pétrolière du champ Wytch Farm (Hogg et al., 1999) (b). Grès de Sherwood échantillonnés à Ladram Bay soit sous forme de carottes, soit sous forme de petits blocs (c).

Le réservoir principal se situe dans les couches de Grès de Sherwood (base du Trias) faiblement consolidés, **Figure 8** (a) à la profondeur TVDSS (True Vertical Depth Sub-Sea) de 1500-1600 *m*. La qualité des différents niveaux réservoirs de grès Sherwood est fonction de la taille des grains détritiques, de la teneur en argile, et de la quantité de calcite et de ciments d'anhydrite. Le grès de niveau inférieur a une porosité moyenne de 18% et une perméabilité supérieure à 1,5 *D*. En revanche, le grès de niveau supérieur a une porosité moyenne plus faible de 10% à 15% avec une perméabilité d'environ 150 *mD*. Il en résulte un réservoir fortement stratifié avec un rapport  $k_v/k_h$  (perméabilité verticale/perméabilité horizontale) d'environ 1/100 pour le grès inférieur et environ 1/1000 pour le grès supérieur (d'après [Hogg et al., 1999](#)).

### b. Caractérisation pétrophysique

- Estimation préliminaire de la porosité par pesée

Les échantillons sont placés dans une étuve réglée à la température constante de 60°C, pendant au minimum 48 heures. Les dimensions (longueur et largeur) et la masse sèche ( $m_{sec}$ ) de l'échantillon sont mesurées. L'échantillon est ensuite placé dans un dessiccateur pour tirer sous vide au moins de 3 heures. Nous injectons ensuite en cassant le vide de la saumure NaCl à la concentration 20g.L<sup>-1</sup>, préalablement dégazée et filtrée à 0,22  $\mu m$ . L'échantillon est sorti du dessiccateur et sa masse saturée est mesurée ( $m_{sat}$ ). Le volume de pores saturé ( $V_v$ ) peut être estimé en utilisant les masses de l'échantillon avant et après saturation par l'équation suivante:

$$V_v = \frac{m_f}{\rho_f} = \frac{m_{sat} - m_{sec}}{\rho_f} \quad (1)$$

où  $\rho_f$  est la masse volumique du liquide. La porosité  $\phi$  est calculé à partir du volume de pores (**Eq.(1)**) et du volume total ( $V_T$ ) de l'échantillon, selon l'équation **(2)**:

$$\phi = \frac{V_v}{V_T} = \frac{m_{sat} - m_{sec}}{\rho_f} \frac{1}{\pi D^2 L / 4} \quad (2)$$

On obtient par cette méthode une porosité  $\phi$  proche de 34%. Il faut noter que dans cette approche par pesée, on suppose que la saturation de l'échantillon est complète; rentre en ligne de compte dans l'incertitude, les erreurs de mesure des dimensions de l'échantillon et des pesées, ainsi que les potentielles pertes de grains lors des manipulations et dans le dessiccateur.

A partir de l'équation (2), on peut calculer l'incertitude relative dans le calcul de la porosité par pesée:

$$\frac{\Delta\phi}{\phi} = \frac{\Delta m_{sat} + \Delta m_{sec}}{m_{sat} - m_{sec}} + \frac{\Delta\rho_f}{\rho_f} + 2\frac{\Delta D}{D} + \frac{\Delta L}{L} \quad (3)$$

On montre un exemple dans le **Tableau 1** des valeurs moyennes et incertitude associée.

**Tableau 1:** Valeurs moyennes et incertitudes associées pour calculer l'incertitude de la porosité.

Paramètre	Moyenne	Incertaince (±)
Masse sèche (g)	157,56	0,01
Masse saturée (g)	186,60	0,01
Masse volumique (g/cm <sup>3</sup> )	1,000	0,001
Diamètre (cm)	38,30	0,01
Longueur (cm)	81,40	0,01

Pour cet exemple, l'incertitude de la porosité est calculée à l'environ 0,233%.

#### - Estimation de la porosité par saturation

La porosité des échantillons a aussi été estimée par la saturation dans la cellule à 2 MPa de confinement. La valeur de la porosité pour tous les échantillons se situe dans la gamme de 31% à 34,1%. La formule pour calculer la porosité reste celle définie précédemment (équation (2)) mais le volume de vide correspond au volume injecté par la pompe de fluide pour atteindre une pression de consigne de 0,5 MPa. Donc la formule d'incertitude dans ce cas est présentée par l'équation (4).

$$\frac{\Delta\phi}{\phi} = \frac{\Delta V_{pompe}}{V_v} + 2\frac{\Delta D}{D} + \frac{\Delta L}{L} \quad (4)$$

où l'incertitude de mesure des dimensions est la même que dans le **Tableau 1** et incertitude de la pompe donnée par le constructeur est de 1%. Donc, une mesure sur un échantillon de volume 38,85 mL donne une erreur sur la mesure de porosité de 0,1%.

Pour l'ensemble des échantillons, on a une erreur sur le calcul de la porosité qui se situe dans la gamme de 0,09 à 0,15%.

- Porosimétrie par intrusion de mercure

Cette technique de laboratoire permet de quantifier sur des plus petits échantillons, en plus de la porosité volumique, la distribution des tailles de pores de ce matériau ainsi que sa masse volumique apparente.

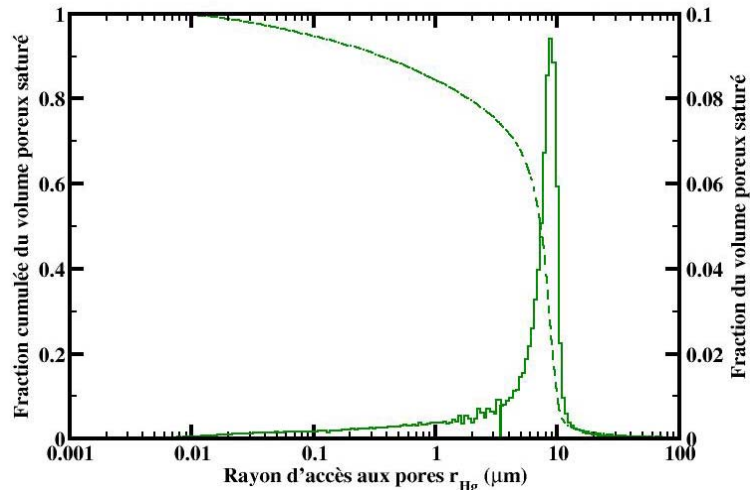
Le principe de cette méthode repose sur la mesure de la quantité de mercure (liquide non mouillant), qui pénètre dans les pores du milieu poreux sous une pression croissante (intrusion de mercure). Si on suppose que les pores sont assimilables à des canaux cylindriques, on peut calculer le rayon d'accès au pore ( $r$ ), correspondant à la pression appliquée  $P$  par la loi de Laplace (Eq.(5)):

$$P = \frac{|2\sigma \cos \beta|}{r} \quad (5)$$

où  $\sigma=0,484 \text{ N.m}^{-1}$  est la tension superficielle du mercure et  $\beta=141^\circ$  est l'angle de contact du mercure sur une surface solide.

A partir de l'équation (5), on constate que l'augmentation progressive de la pression  $P$  permet de remplir de mercure des pores de rayon d'accès  $r$  de plus en plus petits. On montre sur la **Figure 9** un exemple pour un échantillon d'Otter Sherwood sandstone ( $V_t=3,87 \text{ cm}^3$ ). La pression d'injection de mercure augmente de 0,0104 MPa à 408,7 MPa. Le rayon d'accès au pore ( $r$ ) est calculé à partir de l'équation (5) pour chaque pression d'injection  $P$ . Le volume est aussi enregistré pour chaque palier de la pression. Le volume cumulé du mercure calculé à la pression finale correspond à  $V_v=1,294 \text{ cm}^3$ . On en déduit la porosité par la formule (2),  $\phi=33,4\%$ .

Sur la **Figure 9**, le pic de la distribution des seuils de pores est autour de  $9 \mu\text{m}$  et la queue de distribution se prolonge jusqu'à  $10 \text{ nm}$ .



**Figure 9:** Distribution des tailles de seuils de pore (rayon capillaire équivalent) du grès d'Otter Sherwood obtenue par porosimétrie mercure.

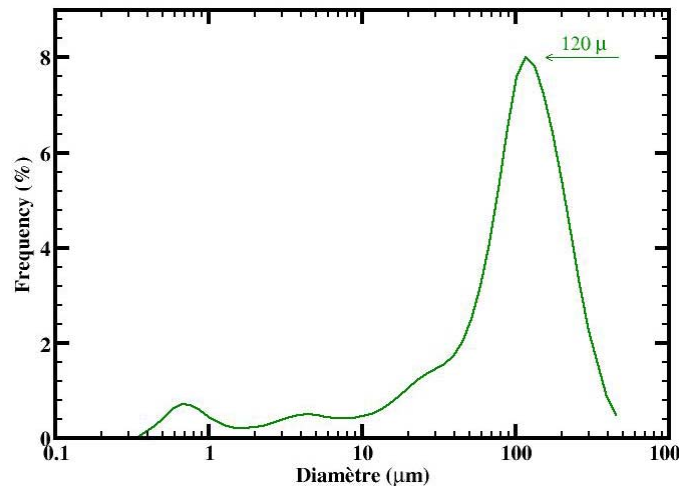
- Analyse granulométrique

La distribution granulométrique des grains a été estimée qualitativement par la méthode de la Granulométrie Laser. Le principe de cette méthode a été détaillé dans la partie **2.2.1**.

Pour l'interprétation de la mesure, il faut définir l'index de réfraction (IR) du matériau constitutif des grains; pour obtenir une mesure quantitative, il est nécessaire d'avoir une composition de grain unique; or la minéralogie du grès d'Otter Sherwood est complexe. En première approximation, on choisit l'IR du minéral majoritaire à savoir le Quartz et on garde à l'esprit que cette mesure est donc à considérer qualitativement. De plus cette analyse nécessite le broyage d'un petit volume de roche; cette opération est réalisée délicatement de façon à ne pas dégrader les minéraux constitutifs du matériau. Cette opération peut toutefois engendrer une diminution du rayon moyen des grains par rupture de ceux-ci et donc impacter le résultat de l'analyse.

Dans la **Figure 10** est présentée la distribution de diamètre de grain obtenue par granulométrie Laser après broyage d'un échantillon de roche; elle est assez large comprise entre 0,3 et 500  $\mu\text{m}$  avec un pic à environ 120  $\mu\text{m}$ ; ce pic est cependant cohérent avec la taille moyenne des grains de quartzs majoritaires estimés par observations de la microstructure présentées par la suite.





**Figure 10:** Granulométrie du grès d’Otter Sherwood par analyse Granulométrique Laser.

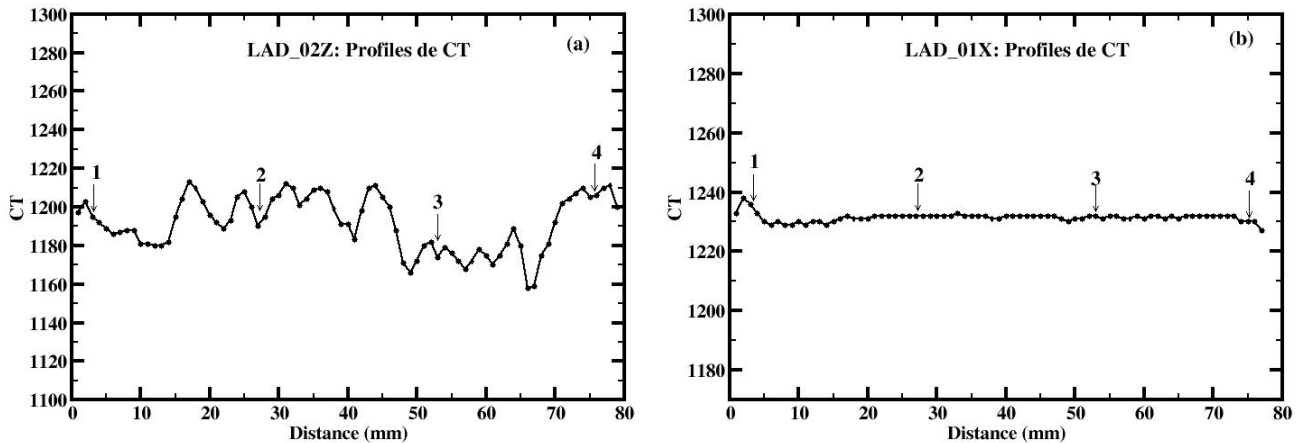
- Tomographie RX par scanner médical

Le principe du scanner RX consiste à faire tourner autour de l'échantillon un dispositif d'émetteurs RX solidaires d'un grand nombre de détecteurs. Ces derniers enregistrent les profils d'atténuation des RX du matériau traversé sous différents angles. A l'issue de ce balayage, un traitement informatique permet d'attribuer localement à la matière une densité radiologique.

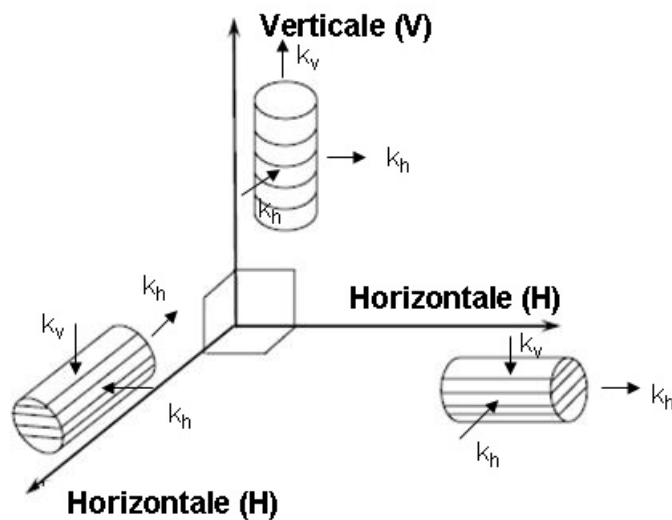
Cet outil nous permet d'identifier dans nos échantillons toutes sources d'inhomogénéité: par exemple (1) les défauts pétrographiques tels que les fissures ou bien les plans de faiblesse du litage (de forte porosité) qui peuvent affecter significativement les mesures de déformation et de perméabilité et impacter fortement les niveaux de rupture lors des essais mécaniques, (2) les concentrations de minéraux qui peuvent être à l'origine d'inhomogénéités du champ de contraintes dans les échantillons.

Les échantillons de grès sont carottés soit perpendiculairement, soit parallèlement à la stratification. La **Figure 11** montre deux exemples de profils CT-RX à l'état initial sec pour un échantillon carotté perpendiculairement (LAD\_02Z) et parallèlement (LAD\_01X) à la stratification (voir la direction sur la **Figure 12**). On observe très clairement que les valeurs moyennes de densité radiologique obtenue pour chaque coupe transversale présentent de fortes fluctuations associées au litage (**Figure 11** (a)). Les **Figure 13** et **Figure 14** montrent les images radiologiques (coupes longitudinales

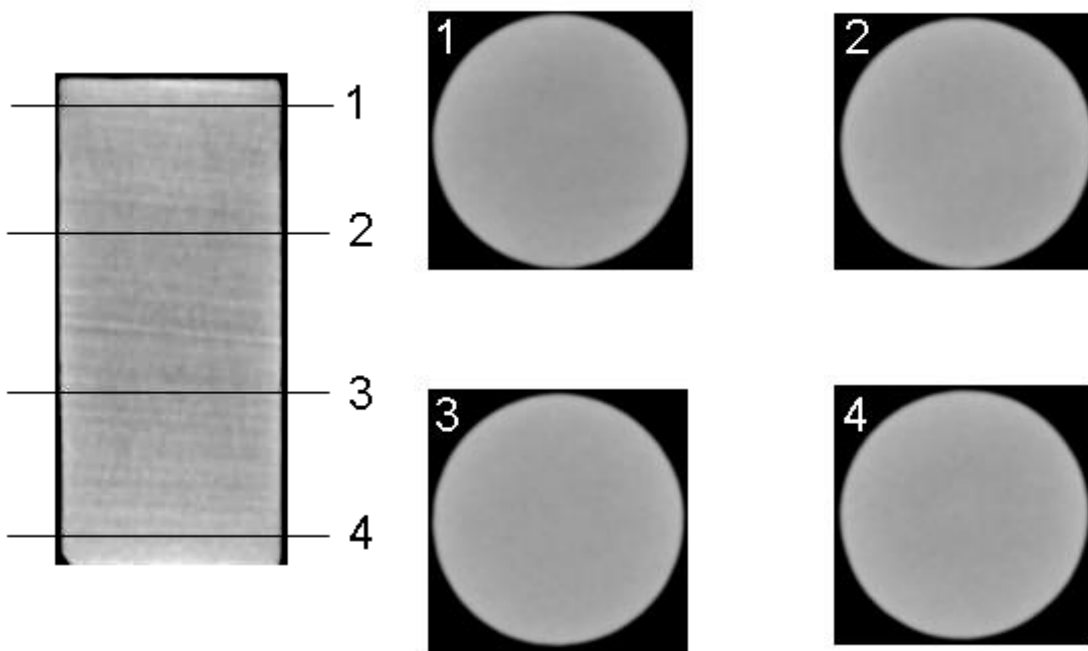
et transversales) à l'état initial. Les perméabilités mesurées seront donc soit des perméabilités verticales  $k_v$ , soit horizontales  $k_h$  selon l'orientation des échantillons. La répartition des paramètres mesurés en fonction de l'orientation des échantillons et des directions de mesure est montrée sur la **Figure 12**. Il apparaît que la roche peu consolidée utilisée présente une anisotropie structurale qui pourrait laisser présager un comportement différent suivant la direction de mesure.



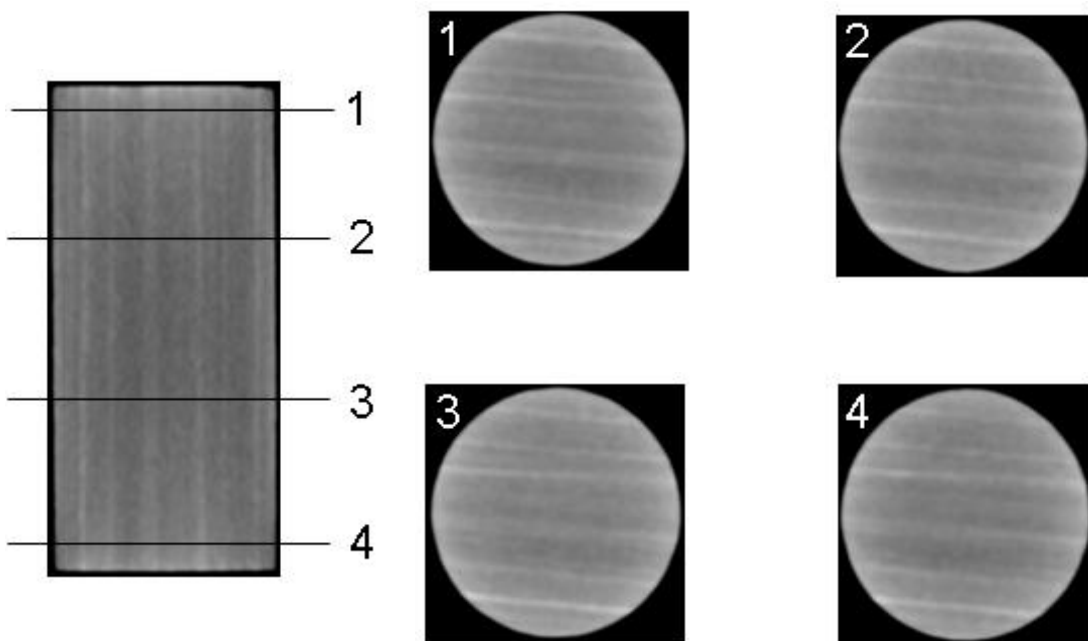
**Figure 11:** Profils de CT-RX à l'état initial pour: un échantillon sec carotté perpendiculairement aux couches de stratification, LAD\_02Z (le profil est chahuté, on observe les alternances des niveaux plus ou moins poreux) (a), et pour un échantillon sec carotté parallèlement aux couches de stratification LAD\_01X (b) (le profil est plat).



**Figure 12:** Directions de carottage des échantillons et paramètres mesurables associés



**Figure 13:** Coupes longitudinale et transversales de l'échantillon vertical OSS (LAD\_02Z) de hauteur 80 mm et diamètre 38 mm.



**Figure 14:** Coupes longitudinale et transversales de l'échantillon horizontal OSS (LAD\_01X) de hauteur 80 mm et diamètre 38 mm.

- Analyse minéralogique

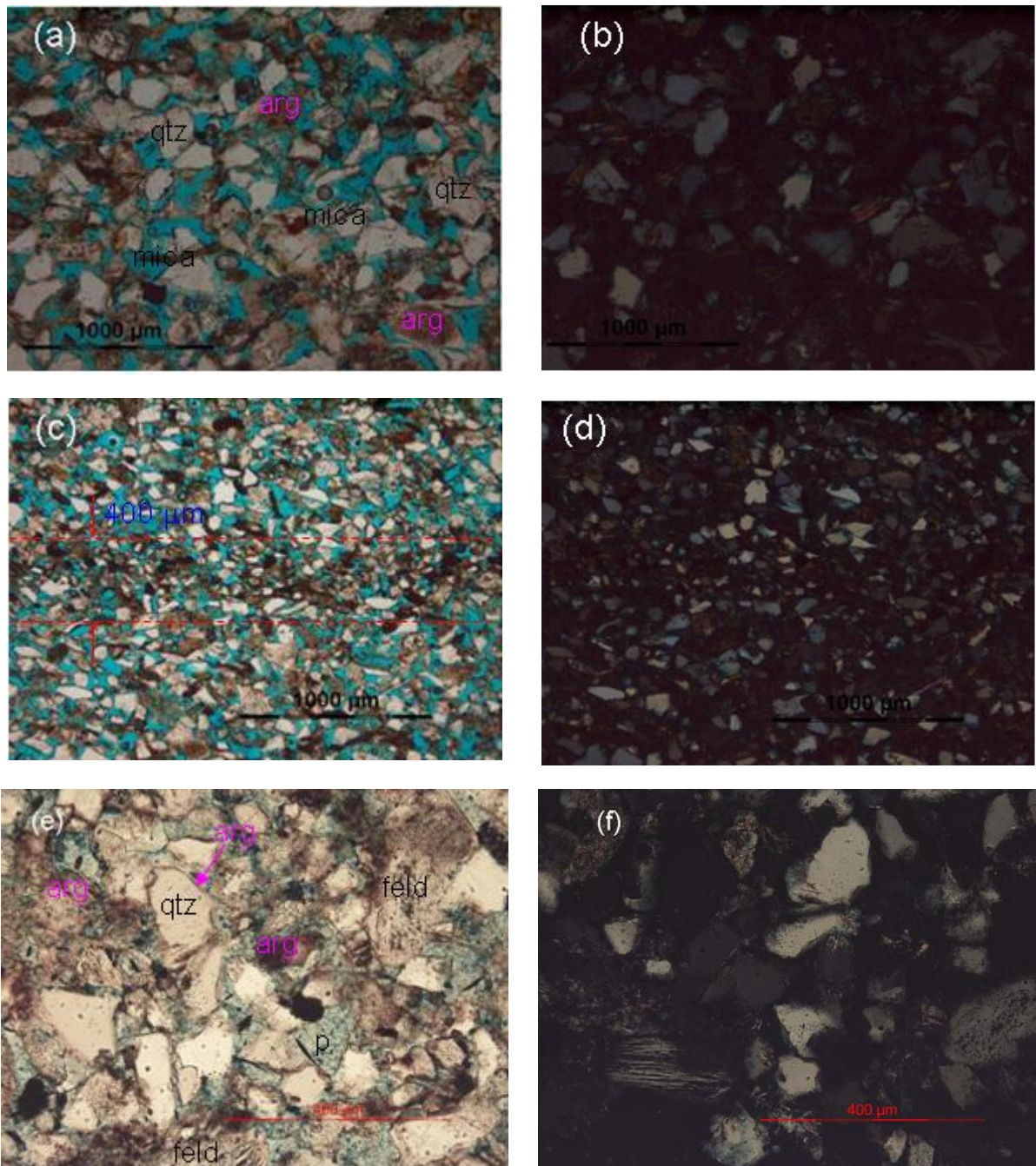
La composition minéralogique d'Otter Sherwood Sandstone a initialement été décrite par [Svendsen et Harley, 2001](#). Les minéraux principaux identifiés sont le quartz, le feldspath, l'argile, les micas, et des minéraux lourds, comme montré dans le **Tableau 2**.

**Tableau 2:** Composition minéralogique du grès d'Otter Sherwood (d'après [Svendsen et Hartley, 2001](#)).

Minéraux	Pourcentage (%)
Quartz	26,5 à 43,5
Feldspath	13 à 26
Argile	3,5 à 29
Mica	0 à 7
Minéraux lourds	<3

Pour notre étude, nous avons réalisé des lames minces (d'épaisseur standard 30µm) pour étudier et confirmer la minéralogie des grès échantillonnés à Ladram Bay. La **Figure 15** montre les minéraux constitutifs vus au microscope polarisant. Les lames minces sont perpendiculaires aux couches de stratification. A gauche, les lames minces sont observées en lumière polarisée non analysée (LPNA). Quartz, feldspath, mica, argile, et poreux sont notés qtz, feld, mica, arg et p. A droite, elles sont observées en lumière polarisée analysée (LPA). Les minéraux sont identifiés par la convention de [Mackenzie et Adams 1994](#).

- Premièrement, on observe du quartz, l'un des minéraux majeurs de l'Otter Sherwood Sandstone. On le reconnaît en LPNA par sa limpidité et son absence d'altération ; par ailleurs il n'a pas de clivages. En LPA, il présente des teintes de biréfringence grises ou blanches.
- Deuxièmement, on observe un lit plus sombre (**Figure 15(c)**) et plus dense, d'épaisseur environ 400 µm qui correspond des argiles ; il se pourrait que ces lits montrent des résistances mécaniques plus faibles.



**Figure 15:** Images de lames minces en lumière polarisée non analysée (LPNA), à gauche; et en lumière polarisée analysée (LPA), à droite du grès d'Otter Sherwood. La couleur bleue provient de la résine colorée saturant la porosité. Les lames minces sont perpendiculaires aux couches de stratification. Quartz, feldspath, mica, argile, et pore sont notés qtz, feld, mica, arg et p.

- Troisièmement, on reconnaît des feldspaths, peu ou très altérés également abondants. Le feldspath en bas de l'image (e) est un plagioclase. Il montre des macles multiples polysynthétiques.
- Dans ces images représentatives, les grains de quartz et de feldspath ont un diamètre moyen de l'ordre de 100  $\mu\text{m}$ ; les contacts entre les grains sont de type: Quartz-Quartz, Quartz-Feldspath et Feldspath-Feldspath.
- Ensuite, on identifie deux variétés de mica: la muscovite, incolore (mica blanc) et la biotite, brune (mica noir). Ces minéraux sont minces et se présentent sous la forme de feuillets flexibles. En LPA sur la figure (a), on distingue les couleurs brillantes de biréfringence de la muscovite très caractéristiques.
- Finalement, les argiles sont plus difficiles à identifier. Une partie du contenu argileux apparaît fin et noir comme la poudre sur les lames et semble se distribuer plutôt autour des grains (figure(e)).

- Analyse au MEB

Pour procéder à cette analyse microstructurale du grès d'Otter Sherwood, nous avons carotté une éprouvette cylindrique de 20 mm de diamètre.

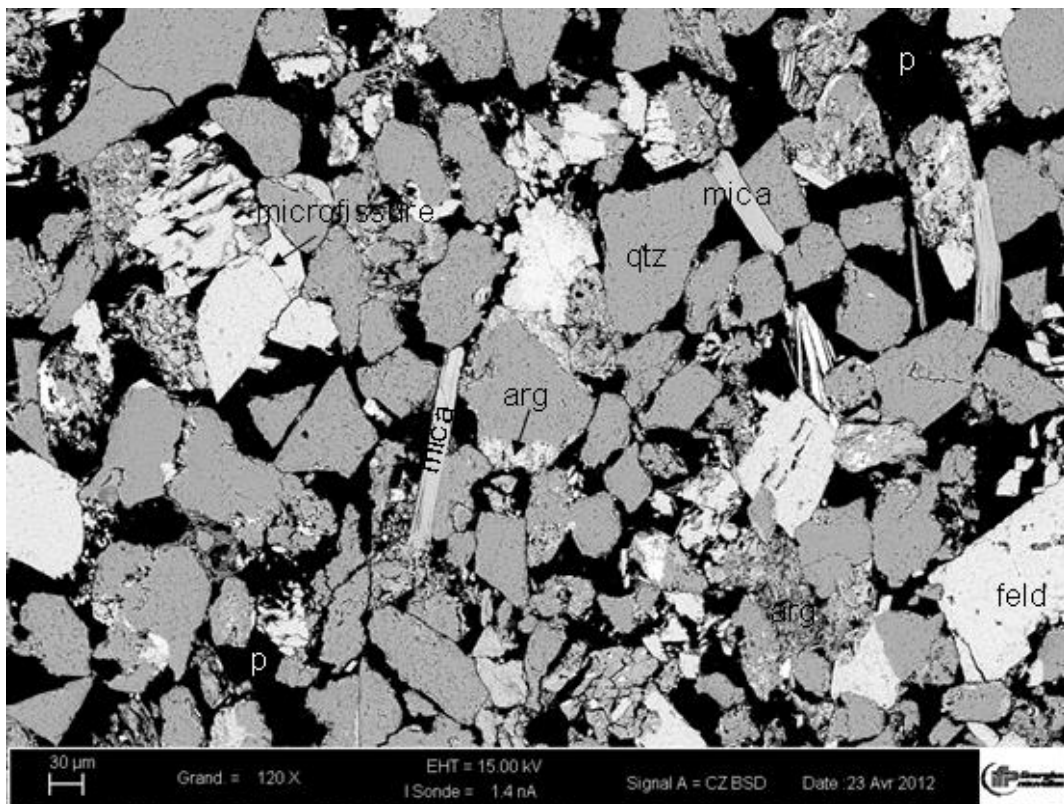
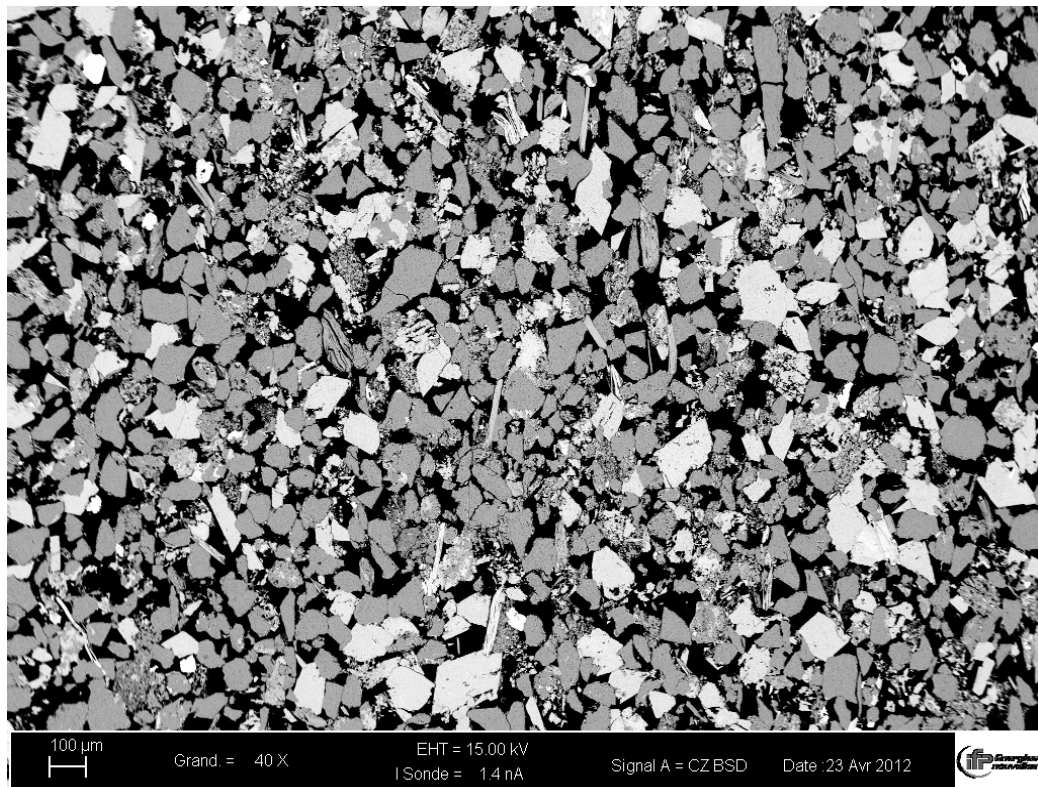
Une résine a été injectée dans cet échantillon sous une pression 7 MPa. Après découpe, un polissage est effectué (parallèlement au plan de litage) et la coupe est passée sous un Microscope Electronique à Balayage (MEB). Plusieurs séries d'images à différents grossissements ont été réalisées en utilisant le signal des électrons rétrodiffusés (mode BSE). Le contraste résultant de l'émission d'électrons rétrodiffusés est fonction de l'orientation cristallographique et du numéro atomique des minéraux par lesquels ils sont émis. Cette méthode permet donc de clairement identifier les différents minéraux constitutifs du grès d'Otter Sherwood, ainsi que la porosité remplie de résine époxy apparaissant en noir. Les grains de Quartz très anguleux apparaissent de couleur gris sombre tandis que les feldspaths apparaissent eux de couleur gris claire. Les micas sont sous la forme de "baguettes".

La **Figure 16** (haut) montre l'organisation de la microstructure et des minéraux dans l'échantillon. La première chose qu'on observe est l'abondance du Quartz (couleur gris) et des feldspaths (couleur gris claire). De plus, les minéraux altérés et les micas sont répartis entre les grains. Le pourcentage de Quartz est estimé sur cette image à 55%, une valeur plus élevée que l'intervalle de [Svendsen et Hartley 2001](#) (**Tableau 2**).

La porosité estimée pour cette image est de 33,2%. Mais il faut noter que la microporosité présente n'est pas quantifiable avec cette méthode. Ces valeurs de porosité ont été estimées avec le logiciel Jmicrovision.

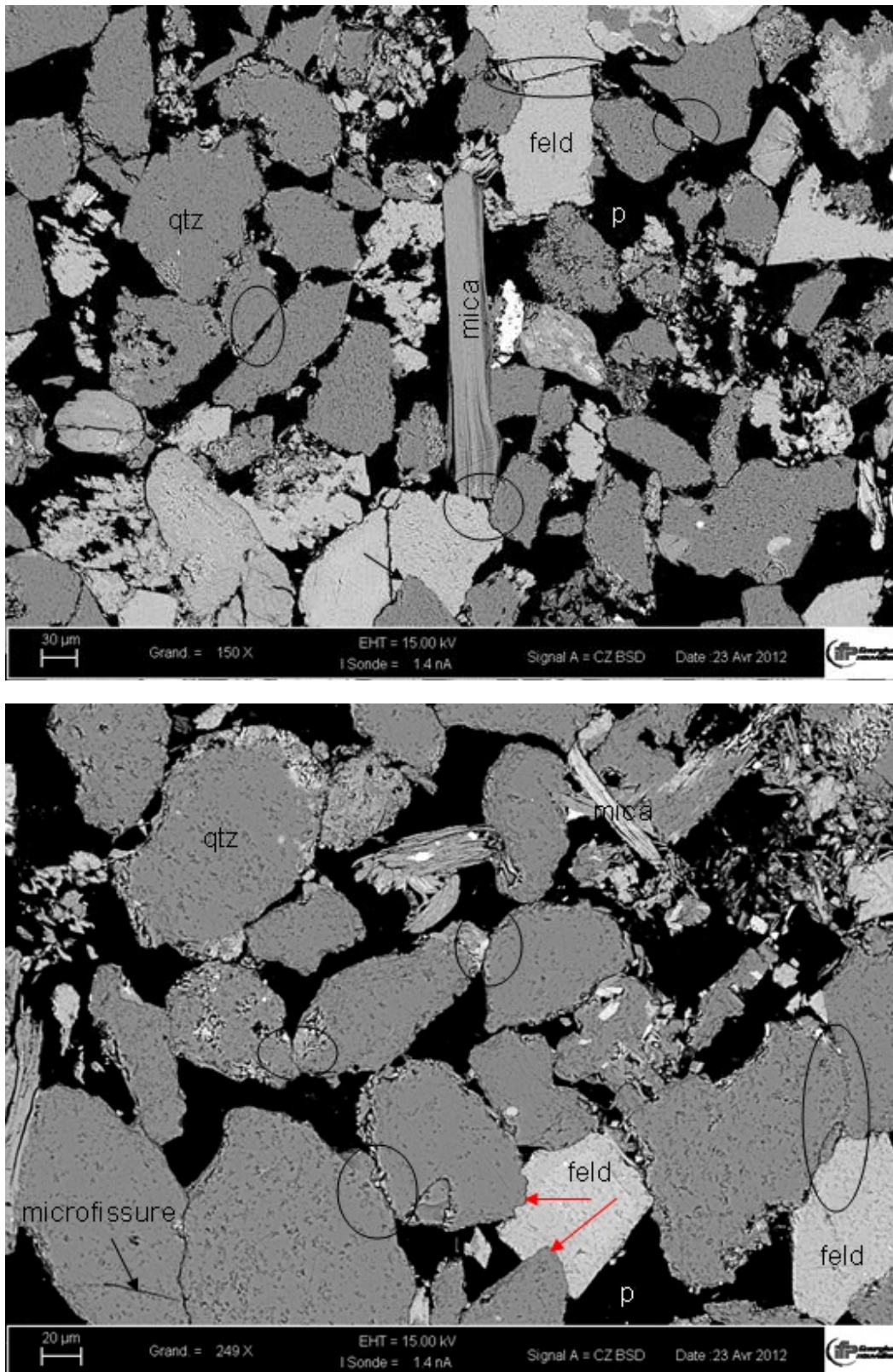
La **Figure 16** (bas) propose une identification plus précise de chaque constituants à un plus fort grandissement (x120). Les minéraux Quartz, feldspath, mica, et argiles sont notés dans la figure comme : qtz, feld, mica et arg ; les pores sont notés p. La porosité estimée dans l'image de la **Figure 16** (bas) est environ 34%. Dans cette image d'échantillon sain, on observe peu de microfissures dans les grains.

Pour observer l'état des grains et leurs surfaces, on continue à augmenter le grandissement dans la **Figure 17** (x150 et x 249). Les micas montrent toujours une forme rectiligne et sont généralement coincés par les autres minéraux. Cette remarque est très importante car pour les échantillons déformés les micas pourront être utilisés comme marqueurs de la déformation des grains voisins. De part leur composition en feuillets, les micas auront plutôt tendance à accomoder la déformation de façon plastique, ils seront alors facilement déformés par un déplacement des particules rigides avoisinantes (quartz, feldspaths). Les différents types de contacts sont facilement identifiés dans les deux images: Quartz-Quartz, Quartz-Feldspaths, Feldspaths-Feldspaths, Feldspaths-mica, mica-Quartz. Ces contacts entre les grains prennent majoritairement deux formes: soit ils sont ponctuels, soit ils forment des surfaces de contact. Rappelons que le type de contact va contrôler la forme de rupture des grains sous l'effet des forces de contact; on distingue la rupture radiale en éventail (contact Hertzien, modèle de [Zhang et al., 1990\(b\)](#)) de la rupture totale sur la surface de contact. Enfin, on note également que les feldspaths peuvent potentiellement être indentés par le Quartz.



**Figure 16:** Exemple d'image MEB (Mode BSE) du grès d'Otter Sherwood : (haut) grandissement X40, porosité 33,2%, Quartz 55% ; (bas) grandissement X120, porosité est environ 34%. Quartz, feldspath, mica, argile, et poreux sont notés qtz, feld, mica, arg et p ; très peu de microfissures sont observées.





**Figure 17:** Exemple d'images MEB (Mode BSE) du grès d'Otter Sherwood : (haut) grandissement X150; (bas) grandissement X249. Les micas plastiques sont peu déformés, contacts entre les grains sous forme de points ou de surfaces (ellipses), quelques Feldspaths sont indentés par le Quartz (flèche rouge).

## 2.3. Protocoles expérimentaux

Les protocoles expérimentaux définis pour étudier le comportement hydromécanique des matériaux non consolidés (billes de verre et sables) et peu consolidé (échantillons cylindriques carottés) comportent deux étapes: la préparation et la mise en place de l'échantillon dans la cellule triaxiale puis l'essai hydro-mécanique proprement dit.

### 2.3.1. Procédure de préparation des échantillons non consolidés

Les massifs de grains sont préparés par tassement mécanique. Après avoir déterminé la masse de grains nécessaire en fonction de la longueur souhaitée de l'échantillon et de la porosité attendue, on verse doucement les grains à l'aide d'un entonnoir dans la membrane ; cette dernière est déjà en place autour du piston inférieur et est rigidifiée sur sa longueur par des joints toriques en viton. Simultanément, à l'aide d'un marteau à embout nylon, on 'tapote' délicatement sur le piston inférieur afin que les grains se mettent en place en se réarrangeant vers un tassement maximal, de par les vibrations transmises. On répète par étape cette opération jusqu'à obtenir la longueur d'échantillon souhaitée.

Il est important d'obtenir une forme cylindrique de l'échantillon et des surfaces de contact planes avec les pistons. Ces derniers étant usinés avec des motifs en croix et des cercles concentriques sur une épaisseur de  $500 \mu\text{m}$  pour répartir l'écoulement, des grilles tressées métalliques de diamètre de filtration de quelques dizaines de  $\mu\text{m}$  sont intercalées entre les pistons et les grains; cela permet (1) d'éviter des défauts de planéité ou de parallélisme pouvant induire des hétérogénéités du champ de contrainte dans l'échantillon et (2) d'empêcher une migration des grains (leur morceaux endommagés et les fines résultantes) dans les circuits d'écoulement. On considère le diamètre final de l'échantillon égal au de diamètre de la membrane de 38,1 mm : Différentes hauteurs d'échantillon sont nécessaires (80 mm; 85 mm; 90 mm) pour une campagne d'essais; en effet, les courses du piston supérieur mobile et des LVDT étant réduites, les hauteurs doivent être légèrement adaptées en fonction du chemin de chargement  $K$  suivi et du taux de déformation attendu. Pour les essais réalisés à faible  $K$ , le niveau de confinement est réduit, les échantillons se compactent davantage verticalement; ces tests requièrent donc des hauteurs d'échantillon un peu plus importantes.

Après la préparation par tassement, les porosités des échantillons de billes de verre sont d'environ 37% (proche du 'Random Close Packing'); celle des échantillons de sables est plus élevée, environ 42%, du fait de l'angularité et de la rugosité des grains qui limite le tassement et induisent une friction plus importante aux contacts, respectivement. Un chargement hydrostatique de l'ordre de 3 MPa est alors appliqué rapidement à l'échantillon pour assurer l'étanchéité entre la membrane et l'échantillon. La perméabilité verticale initiale mesurée par la méthode d'écoulement stationnaire (steady-state) est d'environ 600 Darcy ; cette valeur très élevée de perméabilité tient à la taille des grains, sélectionnée sur la base de l'estimation de la pression critique sous chargement hydrostatique.

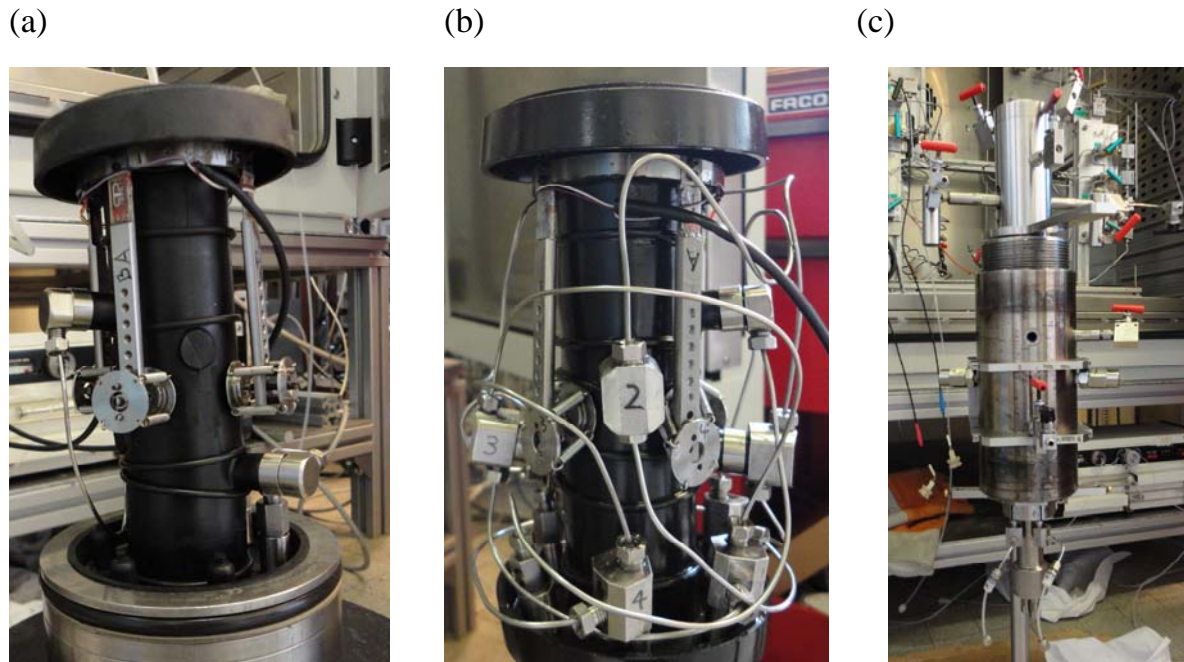
### 2.3.2. Procédure de préparation des échantillons de grès très peu consolidés

Les échantillons de grès sont carottés avec un diamètre de 38,1 mm à partir des blocs prélevés à l'affleurement. Le carottage se fait directement à l'eau sur des blocs décimétriques, soit dans la direction verticale (perpendiculairement au litage) soit dans la direction horizontale (dans le sens du litage). Du fait de plans de faiblesse existants dans certains blocs due à la lithologie, cette phase de carottage est critique et doit être menée avec attention et délicatesse. Les cylindres d'échantillons récupérés sains sont ensuite découpés en condition humide à l'eau sur une longueur de 80 mm (soit un rapport de  $\sim 2,1$  entre la hauteur et le diamètre). Les échantillons sont ensuite séchés dans une étuve pendant au moins 48h à une température de 60°C. Enfin, les échantillons secs sont analysés au scanner CT-RX afin de caractériser leur profil de densité et pour obtenir des coupes de densité longitudinales et transversales. Seuls les échantillons présentant des profils de densité homogènes sont conservés pour les tests. Le litage, les alternances de niveaux très poreux et plus denses apparaissent très nettement grâce à cette analyse (voir **Figure 13** et **Figure 14**).

### 2.3.3. Préparation et mise en place

L'extensomètre radial (cantilever) est fixé fermement à la membrane par un système de vis en appui et de ressorts sous tension rigidifiant l'ensemble. L'extensomètre est alimenté (0-10V) par les traversées de cloison électriques étanches et les signaux (0-50mV) sont remontés par ces même passages. L'espacement des lames du cantilever

est réglé en tension de façon à enregistrer un signal de quelques millivolts. La déformation radiale de l'échantillon jusqu'à 6 mm correspond à une gamme de tension entre 3,8 mV à 40,4 mV. Avant de commencer l'essai, les deux voies du cantilever ont été calibrées à l'aide d'une vis micrométrique fournissant des pentes proches de 6,1 mV/mm.



**Figure 18:** Images des membranes équipées du cantilever: (a) Membrane pour mesurer  $k_v$  (à deux prises statiques) ; (b) Membrane pour mesurer  $k_h$  (à quatre ports radiaux supplémentaires) ; (c) Mise en place du corps de cellule et du piston supérieur

Ensuite, l'ensemble piston fixe inférieur et membrane, ainsi que le piston mobile supérieur, sont montés sur le corps de la cellule (**Figure 18 c**). Après avoir positionné la cellule dans l'étuve, on connecte l'ensemble des lignes (écoulement, pressions annulaire et axiale) sur les vannes solidaires de la cellule. On remplit alors d'huile la chambre du piston supérieur via la pompe axiale et l'enceinte de confinement d'une contenance de  $\sim 2$  L par une pompe à palette pendant 45 minutes.

Les deux capteurs LVDT sont alors montés sur les pistons.

Une pression hydrostatique de 1 à 3 MPa est ensuite appliquée instantanément sur l'échantillon par l'intermédiaire d'une bouteille tampon remplie partiellement d'huile et mise en pression par le réseau d'azote 30 MPa du laboratoire. Cette pression initiale de quelques MPa est essentielle pour garantir l'étanchéité entre la membrane et l'échantillon. Pour vérifier dans un premier temps qu'il n'y a pas de fuites entre les

deux chambres de la cellule et le milieu poreux, on isole les chambres de la bouteille tampon et on contrôle la stabilité des pressions.

### 2.3.4. Saturation de l'échantillon

A ce stade de pré-contrainte, l'échantillon est connecté à une pompe à vide par l'intermédiaire du piston inférieur; la mise sous vide (à environ 0,25 kPa dure au minimum 3 heures. On met alors la porosité en communication avec une des pompes de fluide d'écoulement en mode régulation de pression à 0.5 MPa. Une fois la vanne ouverte, l'échantillon se sature sous un état de dépression. Pour finaliser la saturation et s'assurer qu'elle est aussi complète que possible, on passe la pompe en mode régulation de débit, et on impose une circulation de fluide de bas en haut; on fait d'abord circuler le fluide de pore dans l'échantillon avec un débit de 2 mL/min et on augmente la pression de Back-Pressure jusqu'à 1 MPa (ou 0,5 MPa) afin d'éliminer les bulles d'air résiduelles. Pour les tests sur les billes et le sable saturés en l'huile, on augmente ensuite la température de l'étuve jusqu'à 40°C pour fluidifier l'huile et thermostatier l'ensemble du système; pour les tests sur le sable et le grès saturés en saumure, on se contente de la régulation en température du Laboratoire (~20°C). On diminue alors le débit à 0,5 mL/min et on laisse circuler pendant une nuit afin d'évacuer les bulles d'air résiduelles piégées dans l'échantillon et dans le circuit de lignes, pendant que le système a atteint l'équilibre en température.

### 2.3.5. Description des chemins de chargement imposés

En mécanique des roches ou des sols, le chemin de chargement standard est un chemin de compression à pression de pore constante; on augmente tout d'abord les contraintes de façon isotrope (chargement hydrostatique) jusqu'au niveau de confinement souhaité, puis on augmente uniquement la contrainte axiale à pression de confinement constante jusqu'à la rupture de la roche. L'augmentation de la contrainte axiale s'effectue à taux de déformation axiale  $d\varepsilon_a/dt$  constant (pilotage en vitesse) ou à taux de chargement axial  $d\sigma_a/dt$  constant (pilotage en force).

En cours du chargement, on peut réaliser des cycles de décharge/recharge pour estimer les propriétés élastiques.

De plus, des chemins de chargement plus complexes peuvent être réalisés en particulier dans le but de simuler les effets de la déplétion sur le comportement d'une roche réservoir (Nauroy et al., 2011). Le maintien via un asservissement du taux de

déformation radiale  $d\varepsilon_r/dt$  nul permet de réaliser un essai de déformation uniaxiale (Crawford et al., 2011). On peut également imposer une variation de la pression de confinement proportionnelle à celle de la contrainte axiale (Rhett et Teufel 1992).

Nous avons vu que les contraintes qui s'appliquent sur les roches réservoir en cours de production suivent des chemins non hydrostatiques (**Chapitre 1**), mais par simplicité de mise en œuvre, au premier ordre, nombre d'études au laboratoire ont été réalisées avec des essais de compression isotrope ou des essais triaxiaux, les études avec des chemins de chargements plus complexes, plus représentatifs, étant beaucoup plus rares.

Nos essais sont réalisés avec des chemins de chargement visant à reproduire les chemins de contrainte potentiellement rencontrés dans des systèmes de bassin et réservoir géologiques complexes. Le chargement isotrope 'de référence' est bien sûr réalisé pour déterminer la pression de préconsolidation, le coefficient de gonflement  $\kappa$  et le coefficient de compressibilité  $\lambda$ .

Les autres chemins de chargement sont exprimés par le paramètre  $K$ , rapport entre l'incrément de contrainte horizontale  $\Delta\sigma_h$  et l'incrément de contrainte axiale  $\Delta\sigma_a$ , équation (1), **Chapitre 1**.

Les chemins de chargement  $K$  balayés sont: 1,0; 0,8; 0,7; 0,6; 0,4; 0,3; 0,2; 0. Précisons que  $K=1,0$  est le chemin de chargement hydrostatique et  $K=0$  est le chargement uniaxial ou « triaxial » classique (confinement constant).

Les essais sont menés selon les cas jusqu'à  $\sigma_a=30\text{ MPa}$  ou  $\sigma_a=60-65\text{ MPa}$  (maximum accessible par le dispositif en tenant compte du tarage réglementaire des soupapes de sécurité) ou jusqu'au maximum mesurable de déformation axiale (+10 mm) et de déformation radiale (+6 mm).

Deux vannes situées sur les circuits de pore amont et aval permettent d'isoler l'échantillon. Lorsque ces vannes sont ouvertes et qu'on contrôle la pression de pore, l'essai est dit drainé. Lorsqu'elles sont fermées et que le volume de fluide à l'intérieur de la porosité de l'échantillon est ainsi maintenu constant, l'essai est dit non drainé. On note que la pression de pore est alors contrôlée par l'état de contraintes imposé et le comportement de la roche.

Lorsqu'on impose un chargement constant, on réalise un essai de fluage, que nous avons appliqué uniquement pour les matériaux non consolidés.

### 2.3.6. Vitesse de chargement

Afin de respecter les conditions de sollicitation quasi-statique ainsi que les conditions de drainage de l'échantillon lors des essais drainés ou pouvoir maintenir une pression interstitielle constante, nous avons utilisé une vitesse de chargement axiale  $\dot{\sigma}_a = 0.1$  MPa/min, correspondant à une vitesse de déformation axiale à l'ordre de  $1 \times 10^{-5}$  à  $4 \times 10^{-7} \text{ s}^{-1}$  pour le grès d'Otter Sherwood, de  $3 \times 10^{-5}$  à  $2 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$  pour le sable, et  $1 \times 10^{-6}$  à  $5 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$  pour les billes de verre.

### 2.3.7. Mesure de la perméabilité

On distingue deux mesures de perméabilité, les mesures de perméabilités axiales et les mesures de perméabilités radiales (**Figure 2**).

#### *a. Mesures de la perméabilité axiale ( $k_{v,M}$ ; $k_{v,L}$ ):*

Deux méthodes de mesure sont utilisées pour mesurer la perméabilité axiale. La première utilise une mesure de la pression différentielle entre l'amont et l'aval de l'échantillon (techniquement aux extrémités des pistons). La seconde repose sur la mesure du différentiel de pression de fluide échantillonné localement à deux points distants sur l'échantillon. Cette technique de mesure de la perméabilité axiale intermédiaire est semblable à celle proposée par [Korsnes et al., 2006](#). Elle permet de se soustraire aux effets de bord hydro-mécaniques au voisinage des interfaces piston/échantillons ([Dautriat 2009](#)) et de mesurer des échantillons de très forte perméabilité.

La perméabilité est calculée à chaque instant en appliquant la loi de Darcy à l'équilibre, à partir du débit imposé et du différentiel de pression mesuré, par l'équation (25) (**Chapitre 1**).

#### *b. Mesure des perméabilités radiales ( $k_{h,B}$ ; $k_{h,T}$ ):*

Cette technique de mesure des perméabilités radiales (horizontales) a déjà été testée par [Dautriat 2009](#) pour les grès bien indurés et les carbonates. Ces mesures (en haut:

$k_{h,T}$ ; en bas:  $k_{h,B}$ ) sont rendues possibles par la présence de deux paires orthogonales de ports d'écoulement (injecteur et récepteur) en vis à vis, dans deux plans horizontaux différents espacés de 30 mm. Ces ports coaxiaux ont été conçus d'une part pour permettre l'injection ou la récupération de fluide sur leur section de diamètre 9 mm, et d'autre part pour mesurer la pression de fluide en leur centre sur un diamètre de 1/16". [Dautriat 2009](#) ajoutait des frittés au contact des roches indurées pour répartir l'écoulement; pour adapter cette mesure aux matériaux non et très peu consolidés, nous avons utilisé un filtre (diamètre 125  $\mu\text{m}$ ) plus perméable recouvrant les diffuseurs. Ces filtres ont montré leur efficacité pour éviter le bouchage des deux prises de pression 'statiques'.

Le calcul des perméabilités horizontales dans le cas des écoulements radiaux nécessite en premier lieu le calcul et l'application (1) d'un facteur géométrique pour rendre compte de la forme spécifique de l'écoulement et (2) d'un facteur d'anisotropie pour rendre compte de l'anisotropie transverse des roches litées. Les calculs de ces facteurs seront détaillés dans le **chapitre 4**.

### *c. Méthodes par paliers de débits et méthode 'IFPEN'*

On distingue deux types de procédures pour mesurer la perméabilité sous chargement mécanique:

- Méthode 'classique' en chargement par paliers d'état de contraintes: l'évolution de perméabilité est mesurée étape par étape.
- Méthode 'IFPEN' en chargement continue: l'évolution de perméabilité est mesurée par un débit constant au cours de chargement.

L'une ou l'autre des techniques sera préférée en fonction du matériau étudié comme explicité dans la section suivante.



*d. Pour les billes de verre et le sable de la Durance*

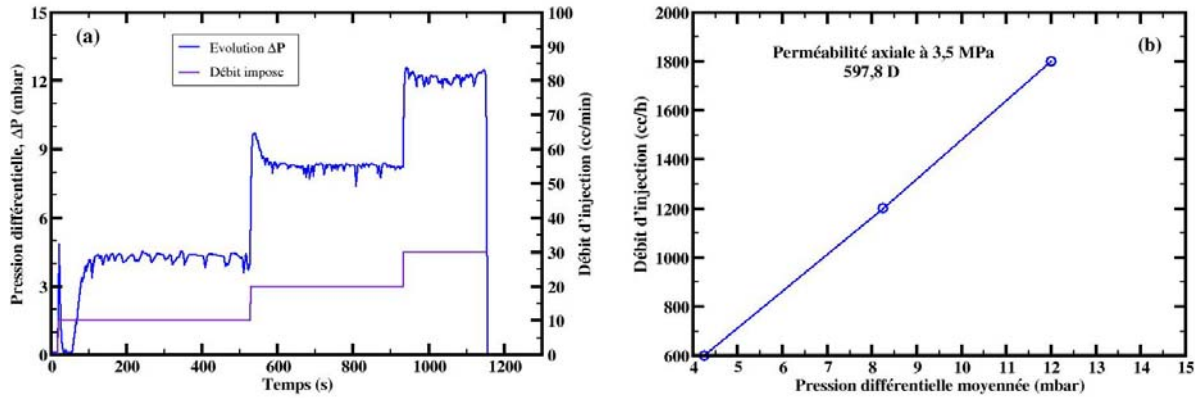
La perméabilité des matériaux non consolidés est très élevée, environ 600 D. Le volume de pompe d'injection étant limité et la gamme des capteurs de pression différentiel ne permettant pas une mesure inférieure au mbar, on est obligé d'adapter la viscosité du fluide saturant. Nous avons choisi d'utiliser une huile minérale (Marcol 172) dont la viscosité est de 26 c.p à 40°C pour limiter les débits d'injection nécessaire. Dans premier temps, nous avons opté pour une mesure des évolutions de la perméabilité suivant la méthode 'classique' pour les billes de verre. Lors de ces premiers essais nous avons constaté que le fluage du matériau à chaque palier de pression influençait beaucoup sur la mesure. De plus, cette méthode demande au minimum une semaine pour réaliser l'ensemble des mesures. Par la suite, nous avons choisi de réaliser les mesures d'évolution de perméabilité via la méthode 'IFPEN' pour le sable de la Durance.

Le principe de mesure de perméabilité pour chaque matériau non consolidé est résumé comme ci-dessous :

- Pour les billes de verre

Pour les mesures par incrément de pression, on réalise un palier de pression axiale fixé tous les 5 MPa. La limite du volume de la pompe est de 500 mL et le fluide utilisé est une huile (Marcol 172). A chaque palier, on programme et on injecte successivement 3 débits croissants: 10 mL/min; 20 mL/min; 30 mL/min; pour chaque débit on attend que la pression différentielle mesurée soit stable. Le temps de mesure à chaque palier est en moyenne de 7 minutes. Le capteur de pression différentielle utilisé couvre une gamme de -15 à 15 mbar et la perte de charge est mesurée entre les prises statiques espacés d'une distance 6 cm. Un exemple de mesure est montré dans la **Figure 19**. Dans le cas d'une très forte réduction de perméabilité aux pressions plus élevées, les débits sont ajustés pour adapter la pression différentielle avec la gamme de mesure du capteur. Dans ce cas, le temps d'attente est plus long en raison d'un écrouissage important de l'échantillon.

Notons que pour caractériser plus finement la réponse mécanique des billes de verre, et limiter les effets de fluage pendant les paliers de pression pour la mesure de perméabilité, nous avons également réalisé des chargements continus en conditions drainés.



**Figure 19:** (a) Mesure type de perméabilité par la méthode des débits constants. Exemple d'une mesure axiale sur les billes de verre à 3,5 MPa de confinement. La gamme de mesure du capteur de pression différentielle étant de  $\pm 15$  mbar, le débit maximum d'injection est alors de  $30 \text{ mL} \cdot \text{min}^{-1}$ . (b) Calcul de la pente de la droite  $Q/\Delta P$  et calcul de la perméabilité associée à la direction de mesure considérée.

- Pour le sable de la Durance

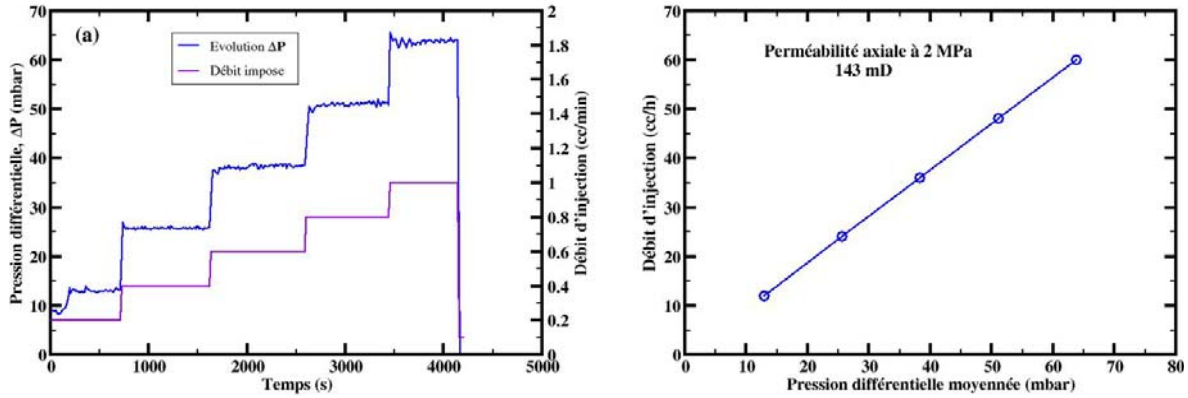
A la pression initiale, une première mesure de perméabilité est réalisée par paliers de débits. Comme précisé précédemment, la méthode 'IFPEN' en chargement continu a été préférée pour estimer l'évolution de perméabilité du sable. Le débit d'huile injecté est de  $5 \text{ cc/min}$  et la gamme du capteur de pression différentielle est de  $75 \text{ mbar}$ . Aux fortes pressions, on réduit le débit d'un facteur proche de 2 dès que la pression différentielle dépasse la valeur maximale du capteur.

Il faut noter qu'il y a deux types de tests pour le sable de la Durance: test mécanique (sec et saturé en saumure) et test de mesure de la perméabilité saturé en huile (Marcol 172).

#### e. Pour le matériau peu consolidé

La perméabilité de ce matériau est assez faible (environ une centaine de milliDarcy) et ne justifie pas l'utilisation d'une huile visqueuse pour la mesure de perméabilité. Une saumure NaCl à  $20 \text{ g/l}$  filtrée à  $0.22 \mu\text{m}$  a donc été utilisée. A la température ambiante ( $20^\circ\text{C}$ ), la viscosité de celle-ci est de l'ordre de  $\sim 1,03 \text{ cp}$ .

- Une fois l'échantillon monté dans la membrane et dans la cellule, puis pré-contrainte aux pressions initiales (pression de confinement de  $2 \text{ MPa}$  et pression de pore de  $0,5 \text{ MPa}$ ), on commence par mesurer les perméabilités initiales par palier de débits (**Figure 20**).



**Figure 20:** (a) Mesure type de perméabilité par la méthode des débits constants. Exemple d'une mesure axiale sur le grès d'Otter Sherwood à 2 MPa de confinement. La gamme de mesure du capteur de pression différentielle étant de  $\pm 75$  mbar, le débit maximum d'injection est alors de  $2\text{ mL}\cdot\text{min}^{-1}$ . (b) Calcul de la pente de la droite  $Q/\Delta P$  et calcul de la perméabilité associée à la direction de mesure considérée.

- Ensuite, on commence à charger l'échantillon. La perméabilité est mesurée en utilisant le mode 'IFPEN' en charge continue (débit  $0,5\text{ cc/min}$ ). Lors des essais de compression en chargement continu, le débit initial est maintenu constant tout au long de la charge, à condition que le capteur de pression différentielle ne sature pas, auquel cas le débit est réduit (débit  $0,25\text{ cc/min}$ ).

Une synthèse des conditions initiales pour les tests mécaniques et les tests de mesure de perméabilité pour les trois matériaux est donnée dans le **Tableau 3**.

**Tableau 3 :** Condition initiale des tests mécaniques et des tests de mesure de perméabilité.

Type	Non consolidés		Faiblement consolidé		
	Billes	Sable	OSS		
Tests mécaniques	SF: B $P_c=3,0\text{MPa}$ $P_p=1,0\text{MPa}$ $P_i=2,0\text{MPa}$	D $P_c=0,1\text{MPa}$	SF: B $P_c=0,7\text{MPa}$ $P_p=0,5\text{MPa}$ $P_i=0,2\text{MPa}$	D $P_c=0,1\text{MPa}$	SF: B $P_c=2\text{MPa}$ $P_p=0,5\text{MPa}$ $P_i=1,5\text{MPa}$
Tests de perméabilité	SF: O $P_c=3\text{MPa}$ $P_p=1,0\text{MPa}$ $P_i=2,0\text{MPa}$	SF: O $P_c=3\text{MPa}$ $P_p=0,5\text{MPa}$ $P_i=2,5\text{MPa}$	SF: B $P_c=2\text{MPa}$ $P_p=0,5\text{MPa}$ $P_i=1,5\text{MPa}$		

$P_c$ : pression de confinement;  $P_p$ : pression de pore;  $P_i$ : pression de confinement effective;

SF: Fluide saturant; D: Sec; O: Huile; B: Saumure

*f. Incertitude sur les mesures de perméabilité*

La procédure d'estimation des incertitudes de mesure repose sur la prise en compte des erreurs associées aux instruments de mesure et également associées aux fluctuations des mesures.

L'ensemble de ces incertitudes impacte le calcul de la perméabilité par la loi de Darcy:

$$k = 1013 \frac{\mu(\text{cP})L(\text{cm})}{S(\text{cm}^2)} a(\text{cm}^3 \cdot \text{h}^{-1} \cdot \text{mbar}^{-1}) \quad (6)$$

avec  $a$  la pente de la droite issue de la régression.

Les valeurs des variables de l'expression (6) et les incertitudes associées sont synthétisées dans le **Tableau 4**. Les incertitudes associées aux dimensions de l'échantillon sont liées à celle des instruments de mesure (pied à coulisse, répétabilité liée à l'utilisateur). La viscosité de la saumure étant calculée par les corrélations de [Kestin et al., 1981](#), son incertitude est principalement dépendante de la température; les fluctuations de température enregistrées sont dépendantes de la précision des thermocouples ( $\pm 1^\circ\text{C}$ ) et peuvent induire une incertitude systématique de 5% sur la valeur de viscosité ([Dautriat, 2009](#)).

**Tableau 4:** Valeurs moyennes et incertitudes absolues associées aux variables intégrées dans le calcul de la perméabilité (la valeur de viscosité correspond à une température de  $20^\circ\text{C}$ ).

Mesure	$k_{v,L}$		$k_{v,M}$		$k_h$	
	Moyenne	Incertitude ( $\pm$ )	Moyenne	Incertitude ( $\pm$ )	Moyenne	Incertitude ( $\pm$ )
Diamètre (mm)	38	0,1	38	0,1	9	0,1
Section ( $\text{mm}^2$ )	1134	6,0	1134	6,0	64	1,4
Longueur (mm)	80	0,01	60	0,01	38	0,1
Viscosité (cP)	1,03	0,05	1,03	0,05	1,03	0,05

Néanmoins, la plus forte source d'incertitude sur le calcul des perméabilité provient de la détermination de la pente  $a$  qui est essentiellement liée à des fluctuations de la pression différentielle mesurée. Cette incertitude  $u$  est la somme quadratique des composantes liées à la régression linéaire et s'exprime de la manière suivante:

$$u_a = \sqrt{a^2 \left( \left( \frac{u_Q}{Q} \right)^2 + \left( \frac{u_{\Delta P}}{\Delta P} \right)^2 \right)} + u_{réga}^2 + \hat{e}_{sys} \quad (7)$$

avec  $u_{réga}$  l'incertitude liée à la régression linéaire et  $\hat{e}_{sys}$  l'erreur systématique liée à l'offset de la pente.

L'incertitude sur la valeur de débit  $Q$  peut être considérée comme constante d'une expérience à l'autre, l'erreur associée à une éventuelle fuite de la pompe étant négligeable devant l'erreur du constructeur (1%). En revanche, l'incertitude sur la valeur du  $\Delta P$  dépend de la stabilité du dispositif pour une mesure et un débit donné. Elle peut être liée à la présence de bulles d'air résiduelles ou à l'instabilité des écoulements aux points d'injection. La valeur de l'incertitude exprimée dans l'équation (7) est minimisée en moyennant la mesure du différentiel de pression sur une durée suffisante.

L'expression de l'incertitude totale sur chaque mesure de perméabilité peut donc être exprimée selon la relation suivante:

$$u_k = (1013)^2 \left( \left( \frac{L.a}{S} \right)^2 u_{\mu}^2 + \left( \frac{\mu.a}{S} \right)^2 u_L^2 + \left( \frac{\mu.L}{S} \right)^2 u_s^2 + \left( \frac{\mu L}{S^2} \right)^2 u_a^2 \right) \quad (8)$$

Dans le cadre de notre étude, l'incertitude estimée sur la mesure de la perméabilité est généralement comprise entre 5% et 25%.

### 2.3.8. Tests préliminaires

Avant de démarrer une campagne d'essais sur un matériau, le premier test à réaliser est un test de compression hydrostatique; il permet de déterminer la pression critique à la rupture  $P^*$  mais également la gamme de déformation axiale et de déformation radiale du matériau. En effet, une déformation trop importante des échantillons risquerait d'endommager les capteurs de déformation et notamment l'extensomètre radial au niveau des zones de flexion. Pendant la procédure de chargement, il faut donc contrôler le comportement des déformations et stopper l'essai si cela devient nécessaire.

Par ailleurs, il faut également évaluer les débits nécessaires pour effectuer les mesures de perméabilité et leur adéquation avec la durée d'expérience et la capacité de la pompe d'injection et vérifier que les différentiels de pression ne dépassent pas les

limites des capteurs lors de la phase d'endommagement. Les tests d'écoulement montrent que les débits d'huile nécessaires pour mesurer la très forte perméabilité initiale des massifs de sables varient entre  $5 \text{ mL/min}$  et  $30 \text{ mL/min}$  ; les débits de saumure nécessaires pour mesurer la perméabilité du grès sont nettement plus faibles et varient entre  $0,1 \text{ mL/min}$  et  $2 \text{ mL/min}$  .

Pour s'assurer de la qualité des mesures de perméabilité, il faut également évaluer le temps nécessaire pour obtenir un écoulement stable, c'est-à-dire lorsque la pression différentielle entre deux positions sur l'échantillon est stable et constante. Le temps requis pour obtenir un écoulement stable est plus court pour le grès de Sherwood, et plus grande pour les billes et le sable. Mais pour tous matériaux, le temps d'équilibrage choisi à chaque palier est de l'ordre de 10 minutes. Après rupture, les débits doivent être diminués de plus d'un ordre de grandeur de  $1 \text{ mL/min}$  à  $0,2 \text{ mL/min}$  (huile) pour l'huile et  $0,2 \text{ mL/min}$  (saumure) et le temps requis pour atteindre la stabilité de l'écoulement est de 25 minutes ou 40 minutes.

## 2.4. Conclusions

Par rapport aux essais classiques sur matériaux consolidés, plusieurs difficultés ont été rencontrées lors de la réalisation de nos mesures sur les matériaux faiblement ou non consolidés, ce qui a nécessité de définir des protocoles adaptés ; les problèmes d'étanchéité de la membrane et de bouchage des prises de pression statique pour la mesure de la pression différentielle, problèmes de détermination de la pression critique des sables. Une autre difficulté que nous avons aussi rencontrée est la conservation des échantillons non et peu consolidés après les essais. Toutes ces difficultés nous ont conduit à réaliser parallèlement des tests à l'IFPEN et à Cergy, c'est-à-dire sur les deux cellules triaxiales différentes. En comparant les résultats entre à l'IFPEN et à Cergy, cela nous a permis de confirmer certains résultats.

Malgré ces difficultés, nous avons réussi à identifier le comportement hydromécanique de nos matériaux et l'utilisation de modèles théoriques a permis de modéliser leur comportement sous différents chemins de chargement. Ces résultats seront présentés dans deux chapitres suivants. Le **chapitre 3** va présenter les résultats des matériaux non consolidés, ensuite les résultats pour le matériau peu consolidé seront présentés dans le **chapitre 4**.

## COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE DE MATERIAUX NON CONSOLIDES

CHAPITRE 3 .....	98
3.1. Chargement hydrostatique .....	99
a. Pression critique et modèle de Zhang et al.....	100
b. Émissions acoustiques .....	104
3.2. Chargement déviatorique .....	108
3.2.1. Billes de verre .....	108
3.2.2. Sable de la Durance .....	110
a. Chemin de chargement et surface de charge .....	110
b. Évolution de la surface de charge.....	119
3.2.3. Évolutions de perméabilité verticale lors des chemins de charge.....	121
3.2.4. Analyse de l'endommagement 'post-essai' .....	126
3.2.5. Déformation en phase de fluage .....	129
3.2.6. Conclusions.....	130

## CHAPITRE 3

# COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE DE SABLES NON CONSOLIDES

---

Dans cette partie, on décrira les essais effectués sur les billes de verre (afin de définir les protocoles de mesures) et sur le sable de la Durance; on présentera les résultats de mesures de déformation et de perméabilité (verticale) obtenus lors d'essais de chargement proportionnels et lors d'essais de fluage à pression constante.

La première partie de ce chapitre est consacrée à l'étude mécanique du chargement hydrostatique pour déterminer précisément la pression de pré-consolidation  $P_{co}$  (ou  $P^*$ ). La deuxième partie du chapitre concerne ensuite les essais mécaniques de chargement déviatorique. La convention de couleurs utilisée sur toutes les figures pour les courbes associées aux chemins de charge est la suivante:  $K=1,0$  (vert);  $K=0,8$  (marron);  $K=0,6$  (bleu);  $K=0,4$  (pourpre);  $K=0,3$  (orange);  $K=0,2$  (rouge).

Ces essais ont été réalisés pour la majorité en condition drainée et certains en condition non drainée. Le suivi de la déformation volumique de l'échantillon est obtenu le plus souvent par les capteurs de déformation axiale et radiale de l'échantillon; lors des tests de compressibilité, la variation du volume poreux est également mesurée par la burette électronique à mesure capacitive. Cependant, on note que pour certains tests sur ces matériaux non consolidés, la mesure de déformation radiale n'a pas pu être mesurée à cause de problèmes électriques répétés sur l'extensomètre radial et également sur les passages électriques de la cellule; les délais inhérents respectivement à la conception et aux achats ont fait que les nouveaux passages de cloisons électriques et le nouvel extensomètre radial sont opérationnels seulement depuis la mi-thèse.

La troisième partie du chapitre traite des résultats hydromécaniques; les évolutions de perméabilité verticale en fonction des différents chemins de chargement suivis y sont présentées.



Le comportement de fluage des matériaux non consolidés sera caractérisé dans la dernière partie. On notera que ce type de comportement n'est pas pris en compte dans le modèle d'élastoplasticité, d'où la difficulté de modélisation de leur comportement.

Le dernier chapitre présente l'analyse de l'endommagement des échantillons après compaction selon les différents chemins de chargement; nous y discuterons des relations entre les échelles microscopique et macroscopique, afin de mieux comprendre les comportements hydromécaniques observés.

### 3.1. Chargement hydrostatique

L'essai de compression isotrope permet de déterminer le module élastique d'incompressibilité isotrope  $K_d$  (dans le cas drainé), ainsi que le point de transition entre les régimes de déformation élastique et plastique.

La préparation des échantillons consiste à tasser les grains dans la membrane, cette dernière étant au préalable équipée du capteur de déformation radiale, un extensomètre de type cantilever permettant de mesurer cette déformation dans deux directions orthogonales; pour les tests mécaniques sur les billes de verre, l'extensomètre était hors service, et la mesure de déformation radiale est donc manquante. Une fois la cellule montée, les pistons sont équipés des deux capteurs de déformation de type LVDT pour la mesure de la déformation axiale; pour le sable de la Durance, on a donc mesuré les deux déformations axiale et radiale.

Le champ de contraintes imposé est axisymétrique et défini par la contrainte axiale  $\sigma_a$ , la pression de confinement  $P_c$  et la pression de pore  $P_p$ . Ce chargement correspond à un état de déformations défini par la déformation axiale  $\varepsilon_a$  et la déformation radiale  $\varepsilon_r$ . Le point de transition de déformation élastique – plastique sera discuté dans le paragraphe suivant. Les résultats obtenus sont étudiés en termes de la contrainte moyenne effective de Terzaghi  $P'$  et de la contrainte déviatorique  $Q$ :

$$P' = \frac{\sigma_a + 2P_c}{3} - P_p \quad (1)$$

$$Q = \sigma_a - P_c \quad (2)$$

auxquelles sont associées la déformation volumique  $\varepsilon_v$  et la déformation déviatorique  $\varepsilon_Q$ :

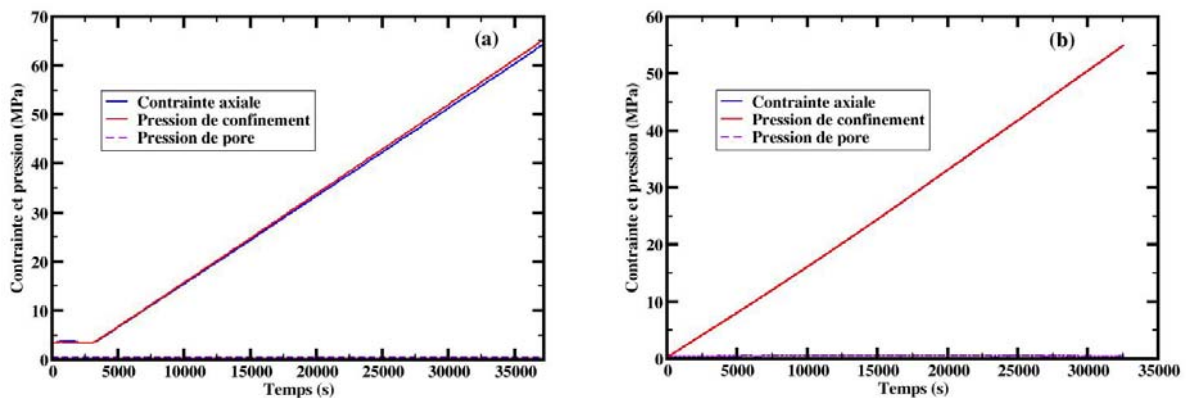
$$\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \quad (3)$$

$$\varepsilon_Q = \frac{2}{3}(\varepsilon_a - \varepsilon_r) \quad (4)$$

Pour les billes de verre, la déformation radiale étant manquante, nous n'avons eu d'autre choix que de supposer une déformation isotrope dans l'échantillon au cours de chargement hydrostatique et de poser  $\varepsilon_r = \varepsilon_a$  et  $\varepsilon_v = 3\varepsilon_a$ ,  $\varepsilon_Q=0$ .

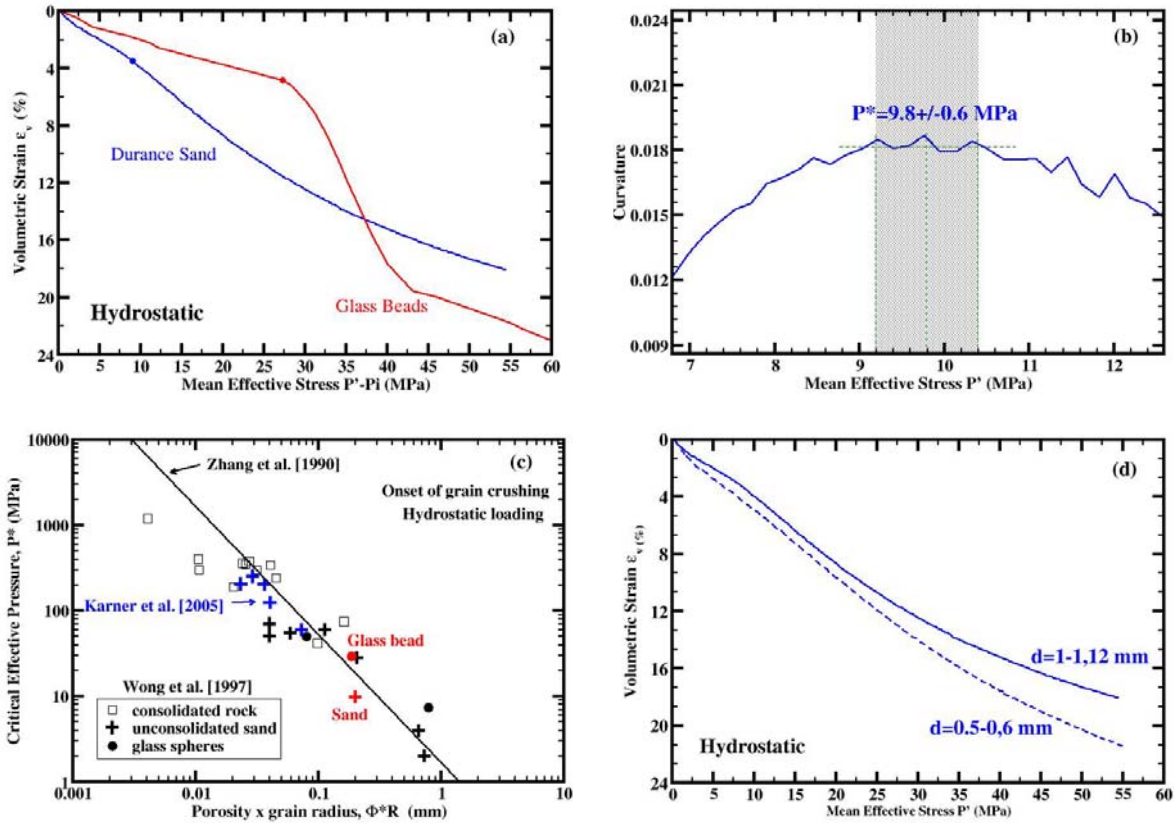
a. *Pression critique et modèle de Zhang et al.*

La **Figure 1** illustre le type de chemin de chargement hydrostatique appliqué pour les billes de verre et pour le sable de la Durance afin de déterminer les contraintes critiques. La vitesse de chargement imposée lors des chargements hydrostatiques est de  $0,1 \text{ MPa} \cdot \text{min}^{-1}$ .



**Figure 1:** Chemins de chargement hydrostatique, vitesse de chargement :  $\dot{\sigma}_a = \dot{P}_c = 0,1 \text{ MPa} \cdot \text{min}^{-1}$  (a) pour les billes de verre, pression de pore  $P_p=1,0 \text{ MPa}$ , (b) et pour le sable de la Durance, pression de pore  $P_p=0,5 \text{ MPa}$ .

La **Figure 2** montre les résultats de compression isotrope et les conventions de détermination de la valeur de pression critique pour les billes de verre et pour le sable; ces résultats sont également confrontés aux prédictions du modèle de [Zhang et al., 1990\(b\)](#).



**Figure 2:** (a) Courbe de compression isotrope en condition drainée pour deux matériaux, contrainte effective initiale  $P_i$  ( $P_i=2$  MPa pour les billes de verre;  $P_i=0,2$  MPa pour le sable de la Durance), (b) Exemple de détermination du point de courbure maximal de la courbe de déformation volumique du sable de la Durance, (c) Comparaison avec les résultats de Wong et al., 1997 et de Karner et al., 2005, (d) Compressions isotropes de deux échantillons de sable de la Durance ayant des tailles de grain différentes.

Dans la **Figure 2(a)**, on observe assez clairement la transition de régime de déformation élastique – plastique sur la courbe de déformation volumique des billes de verre. Dans la phase élastique, la déformation décroît de façon linéaire; au delà de la contrainte critique identifiée par l’initiation de la non-linéarité, on observe une très forte augmentation de la déformation. En utilisant comme critère de rupture l’initiation de la non-linéarité de la courbe de déformation volumique, on détermine comme valeur de la pression critique  $P^* = 29$  MPa (ou  $P^* - P_i = 27,0$  MPa, comme montré dans la figure, où  $P_i = 2$  MPa est la pression effective initiale) pour les billes de verre.

On notera qu’en mécanique des roches, la pression critique  $P^*$  à la rupture peut-être identifiée selon plusieurs critères (décrit dans la partie **1.2.c, Chapitre 1**). A titre d'exemple, Dautriat et al., 2009 ou Carles et al., 2004 déterminent le point de rupture

par l'intersection entre la droite tangente à la réponse élastique (courbe de déformation linéaire) et celle représentative du comportement plastique du matériau.

En ce qui concerne le sable de la Durance, également **Figure 2(a)**, il est nettement plus difficile d'identifier la pression critique car la zone de déformation linéaire est très réduite. Il faut donc utiliser un critère plus propice à ce type de comportement; afin d'identifier une pression de transition de régime, on utilise la méthode de [Mesri et Vardhanabhuti 2009](#) (décrite dans la partie **1.2.c, Chapitre 1**). La valeur de pression critique est assimilée au point de courbure maximale ou rayon minimum de courbure (**Eq.(7), Chapitre 1**). La **Figure 2(b)** illustre la détermination de  $P^* = 9,8$  MPa au point de courbure maximale, avec une incertitude de  $\pm 0,6$  MPa liée au plateau de la courbure. On notera que lors des tests hydromécaniques avec mesure de perméabilité le chargement débutant à une pression de pore et à une pression de confinement plus élevées ( $P_p = 0,5$  MPa et  $P_c = 3$  MPa), il est encore plus délicat d'identifier  $P^*$  par le critère classique.

On peut alors reporter les valeurs de  $P^*$  déterminées pour les billes de verre et le sable de la Durance dans un graphique ( $P^*, \phi.R$ ) (produit de la porosité et du rayon moyen des grains) afin de les comparer avec la courbe de [Zhang et al., 1990](#) et les résultats de [Wong et al., 1997](#) et [Karner et al., 2005](#) (voir **Figure 2(c)**). Dans cette figure, on constate que la valeur  $P^*$  déterminée pour les billes de verre est en bon accord avec la relation  $P^* \sim (\phi.R)^{-3/2}$ . Il semble donc au premier abord qu'on puisse estimer la valeur de la pression de préconsolidation si l'on connaît la taille des particules, la porosité du matériau, ainsi que certaines constantes propres à minéralogie du matériau. Cependant, en ce qui concerne le sable de la Durance, la prédiction du modèle est plus éloignée de la pression critique déterminée expérimentalement; la valeur prédite de 19 MPa est environ deux fois plus grande que la valeur mesurée. Cette différence s'explique par la nature grossière et anguleuse des grains de quartz du sable de la Durance, dont la forme est très éloignée de celle considérée dans le modèle de [Zhang et al., 1990](#)

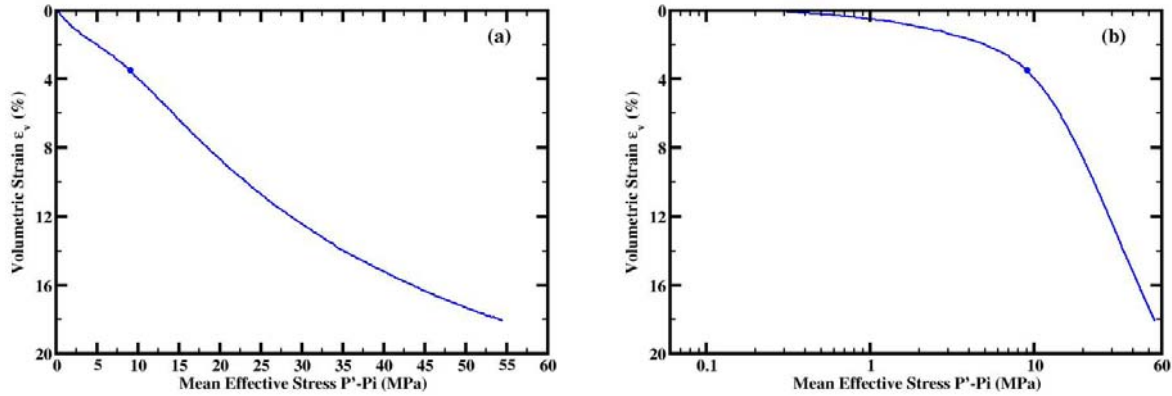
On notera que sur la base du modèle de [Zhang](#), dans l'espoir d'augmenter la pression de transition vers un niveau plus compatible avec la pression intermédiaire accessible avec la cellule, nous avons également réalisé des tests sur le sable de la Durance avec des tailles de grain plus petites. Une comparaison de l'influence de la taille des grains sur la déformation volumique est proposée dans la **Figure 2(d)**; on constate alors une difficulté encore plus importante pour déterminer la pression critique, y compris avec le critère de courbure maximale. Nous ne sommes pas en mesure d'expliquer cet effet

de taille des particules pour le sable de la Durance et nous avons conservé une taille comparable à celle des billes de verre.

Selon [Zhang et al., 1990\(a, b\)](#) la pression critique  $P^*$  correspondrait, à l'échelle microscopique, à l'initiation de l'endommagement des particules par la propagation de microfissures préexistantes. Ce modèle est basé sur la théorie de contact de Hertz pour calculer le champ de contraintes intra-particulaire et sur la mécanique de propagation des fissures pour calculer la pression critique au moment où les fissures initiales commencent à se développer. Ce modèle a été testé et validé sur des billes de verre et sur des grès poreux consolidés par [Wong et al., 1997](#) et plus récemment sur un sable de quartz ronds et grossiers par [Karner et al., 2005](#). Pour le grès consolidé des Vosges (Bleuwiller, porosité  $\sim 25\%$ ), [Guéguen et Fortin 2005](#), ont de leur côté étudié le comportement mécanique sous contrainte isotrope. Ils remarquent qu'à partir d'une valeur de pression  $P^*$ , la réduction de volume est plus intense que dans la zone élastique, ce qui signifie que la microstructure commence à évoluer, réduisant très significativement la porosité. La pression  $P^*$  correspond donc à une pression de début d'effondrement de la porosité associée à une fracturation intense des joints de grains et des grains eux-mêmes.

[Mesri et Vardhanabhuti 2009](#) ont étudié des données de compression (essai de compression oedométrique) de plus d'une centaine de sables divers afin d'éclaircir les mécanismes de déformation à l'échelle des particules. Ils insistent sur les mécanismes (tels que le 'serrage') qui entraînent le blocage des particules pendant l'augmentation de la contrainte verticale et qui déterminent la relation entre l'indice des vides et la contrainte verticale effective. En plus des glissements et des rotations inter-particules, ils identifient trois niveaux d'endommagement des particules: le niveau I correspond à l'abrasion de leur surface, le niveau II traduit la rupture des aspérités de surface et le niveau III consiste en la fracturation des particules; ils déterminent alors trois types de comportement en compression ainsi que la limite d'écoulement lorsqu'il y a fracture et séparation des particules. Le modèle de [Zhang](#) décrit uniquement le phénomène de rupture des grains, et correspond donc au niveau III pour le sable naturel.

Pour mieux comprendre le comportement mécanique du sable de la Durance, on peut étudier la déformation du sable soit en échelle normale, soit en échelle semi-logarithmique (**Figure 3**).



**Figure 3:** Déformation volumique du sable de la Durance sous compression hydrostatique représentée (a) en échelle normale et (b) en échelle semi-log.

Sur la **Figure 3** (a), on constate: (1) il y a déjà une déformation significative du matériau sur le premier MPa qui peut rendre compte du réarrangement des grains dans échantillon accompagnant le tassement; (2) ensuite le matériau se déforme relativement linéairement jusqu'à la pression de  $\sim 8-10$  MPa; (3) au delà on observe un changement de régime de déformation. La position du point minimum de rayon de courbure, mieux identifiable sur le graphique semi-log est comparable avec les résultats de [Mesri et Vardhanabuti \(Figure 7, Chapitre 1\)](#) sur le sable naturel.

#### *b. Émissions acoustiques*

Comme discuté précédemment, il est assez difficile d'estimer précisément la pression critique pour le sable de la Durance à partir des données mécaniques de contraintes-déformations. Il a été en effet nécessaire de définir un critère de courbure pour définir le  $P^*$ . Avant d'utiliser ce critère pour l'ensemble des autres tests mécaniques, nous avons tenté de valider cette pression critique par un type de mesure servant à caractériser l'endommagement.

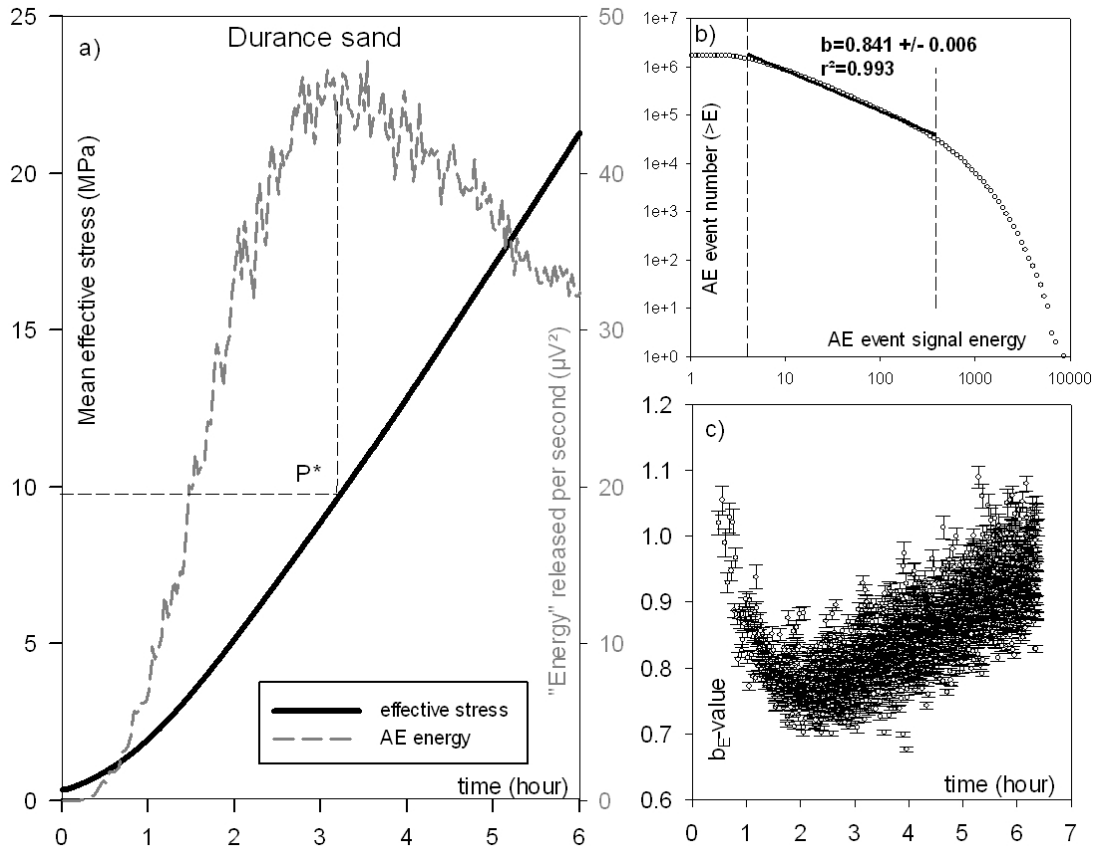
Nous avons donc réalisé un test de compression hydrostatique supplémentaire sur le dispositif expérimental triaxial du Laboratoire Géosciences et Environnement de l'Université de Cergy-Pontoise; contrairement au dispositif de l'IFPEN, ce dernier présente l'avantage de permettre l'enregistrement des émissions acoustiques (AE) pendant le chargement.

La procédure expérimentale suivie est aussi proche que possible que celle définie pour les tests hydrostatiques ( $K=1,0$ ) réalisés à l'IFPEN, à exception que l'on a saturé l'échantillon par de l'eau courante et que le taux de chargement  $\dot{\sigma}_a$  est un peu plus faible ( $0,06 \text{ MPa}\cdot\text{min}^{-1}$ ) du fait de la réponse plus lente des pompes.

Le transducteur piézo-électrique est placé à l'intérieur de la cellule triaxiale; il a été collé sur le piston métallique inférieur, le plus proche possible du contact avec l'échantillon. Il a été connecté au système Vallen AMSY-5 d'enregistrement d'émissions acoustiques afin d'analyser l'évolution de l'activité d'émissions acoustiques pendant le chargement hydrostatique.

Pour les roches consolidées à microstructure granulaire comme les grès, il a été souvent montré expérimentalement que lorsque la pression effective appliquée atteint la valeur de  $P^*$ , les phénomènes de cataclase granulaire et d'effondrement de porosité génèrent un accroissement d'émissions acoustiques (Zhang et al., 1990b ; Fortin et al., 2009).

La **Figure 4** montre les évolutions de la pression effective et de l'énergie d'émission acoustique en fonction du temps. Au cours de ce test sur le sable de la Durance, le nombre total des émissions acoustiques détectées a été très important; nous avons enregistré plus d'un million d'événements, ce qui est beaucoup plus élevé que ce que l'on observe habituellement dans des expériences similaires sur des roches siliclastiques consolidées (200.000 événements pour le grès de Vosges par exemple, Fortin et al., 2009). « L'énergie » calculée par le système Vallen, correspond à l'amplitude du signal au carré (en Volts<sup>2</sup>) intégrée sur la durée du signal pour un événement (l'énergie libérée par seconde est donnée dans la **Figure 4** en  $\mu\text{V}^2$  (microvolt<sup>2</sup>). Comme cela a été montré dans la **Figure 2(a)**, nous n'avons pas identifié de transition nette sur la courbe de pression–déformation volumique pendant cette expérience (par conséquent cette courbe n'est pas présentée ici); par contre si on s'intéresse à présent à l'évolution temporelle de l'énergie acoustique libérée par seconde, on observe un point maximum sur la courbe (**Figure 4(a)**), et ce point correspond à une contrainte effective d'environ 10 MPa (reporté sur la courbe de chargement); cette pression qui signe le maximum d'énergie acoustique libérée pendant la compaction est très proche des 9,8 MPa estimés à partir du critère de courbure maximale. Ceci tend donc à valider le critère choisi pour estimer  $P^*$  puisqu'il corrèle avec le maximum d'activité en émissions acoustiques.



**Figure 4:** (a) Pic d'énergie d'émissions acoustiques au cours de la compaction isotrope du sable de la Durance, correspondant à une pression proche de 10 MPa, en accord avec le critère du rayon de courbure maximale, (b) représentation log-log de la fréquence d'énergie d'événements d'EA et pente de la partie linéaire dite "b-value", (c) évolution de la b-value au cours du chargement pour une fenêtre glissante de 104 événements.

On constate que ces émissions acoustiques mesurées sur le sable de la Durance sont très différentes de celles mesurées sur des roches consolidées comme les grès (Voir Fortin et al., 2009). En effet, sur ce type de roche généralement, on observe communément une forte augmentation de l'activité AE à l'approche immédiate de la pression critique, mais aucune activité significative n'est vraiment mesurée avant  $P^*$ . Au contraire, pour ce sable, nous avons observé que l'activité acoustique augmente de façon linéaire peu après le début du chargement (après 20 minutes, à une pression de confinement inférieure à 2 MPa). La raison de cette différence de comportement tient au fait que dans des matériaux non consolidés, les émissions acoustiques sont probablement associées non seulement à l'endommagement intragranulaire, mais également à de très nombreux événements de friction et de glissements au niveau des contacts de grains, alors que pour les roches consolidées, les émissions acoustiques



sont pour la plupart reliées à la fracturation des grains, les mécanismes de glissement étant limités par la cimentation inter-granulaire.

Les émissions acoustiques sont considérées comme des analogues à petite échelle de l'activité sismique (Scholz 1968). Dans les expériences menées au laboratoire, les distributions d'amplitude d'EA suivent généralement une relation similaire à la fréquence de magnitude des tremblements de terre observés (Scholz 1968b, Main et al., 1990). Ainsi, la relation normalement suivie est:  $\log N(> A) = c - b \cdot \log A$ , où N est le nombre d'événements d'EA avec une amplitude supérieure à A, c et b étant des constantes; b, la b-value prend ainsi son origine dans le domaine de la sismologie.

Dans notre étude, nous utilisons l'énergie E des émissions acoustiques plutôt que l'amplitude maximale, sans correction due à la propagation géométrique et à l'atténuation intrinsèque. L'analyse de la distribution d'énergie conduit alors à l'équation suivante :

$$\log N(> E) = d - b \cdot \log E \quad (5)$$

où N est le nombre d'événements avec une énergie de signal supérieure à E et d et b sont des constantes; b est la pente (issue de la régression linéaire) dans la partie linéaire de la distribution en échelle logarithmique (**Figure 4(b)**).

Dans la **Figure 4(c)**, l'évolution de la b-value pour le sable de la Durance est estimée à partir d'un très grand nombre d'événements enregistrés (plus de 1,7 millions événements). Une chute de la b-value d'environ 1,1 à 0,7 est nettement observée, suivie d'une augmentation en direction de la valeur initiale. Le minimum de la b-value correspond approximativement à une pression de  $6 \pm 1$  MPa.

Ces fluctuations de la b-value ont été déjà observées par Main et al., 1990 dans les roches consolidées comme les grès poreux et par Lockner et al., 1991 dans les granites au cours des essais de compression. Ces auteurs ont interprété la baisse de la b-value comme un précurseur de la rupture et notre observation sur le sable de la Durance semble donc montrer un comportement similaire de la b-value.

Nous avons donc vérifié que la détermination de P\* à partir du critère de courbure maximale est compatible avec un pic d'énergie libérée par les émissions acoustiques, et approximativement avec un minimum de la b-value (précurseur de l'écrasement des grains).

## 3.2. Chargement déviatorique

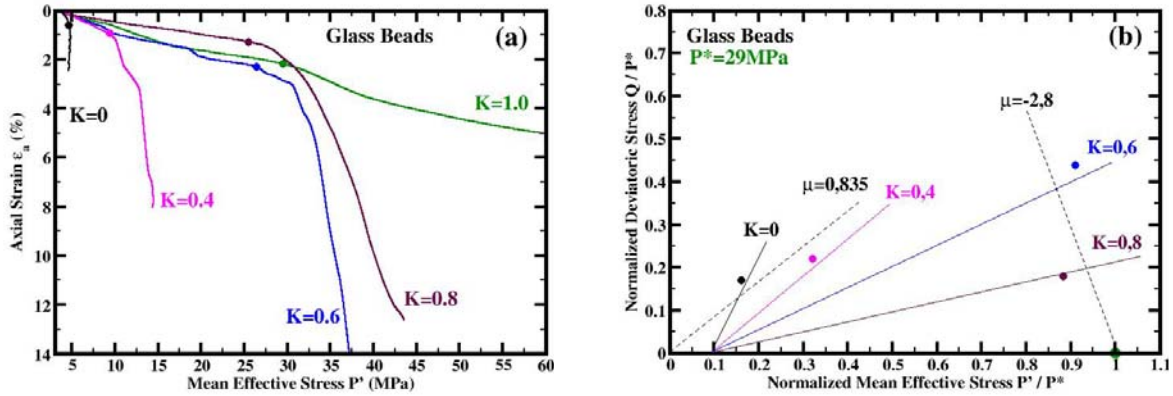
### 3.2.1. Billes de verre

Pour les billes de verres, comme dans le cas du chargement hydrostatique, les mesures de déformation radiale n'ont pas pu être mesurées pour les autres chemins de chargement déviatoriques. La **Figure 5(a)** montre donc seulement les déformations axiales mesurées sous le chargement continu saturé en saumure. Il est clair qu'on peut observer deux zones de déformation, l'une pouvant s'apparenter à un régime de déformation élastique et l'autre à un régime de déformation plastique, avec une transition de régime relativement évidente pour tous chemins de chargement.

En utilisant le critère classique de rupture à l'initiation de la non-linéarité de la courbe de déformation axiale-contrainte moyenne effective, on détermine les contraintes critiques pour les chemins  $K \neq 1$  que l'on normalise par la pression critique  $P^*$  (b), reportées dans le **Tableau 1** et la **Figure 5 (b)**.

**Tableau 1:** Pressions critiques déterminées pour tous chemins de chargement continus appliqués aux billes de verre

K	1,0	0,8	0,6	0,4	0
$\sigma'_a$ (MPa)	29,0	28,9	35,0	13,6	7,8
$P'_c$ (MPa)	29,0	23,8	22,2	7,2	3,0
$P'$ (MPa)	<b><math>P^*=29,0</math></b>	25,5	26,4	9,4	4,6
Q (MPa)	0	5,1	12,8	6,4	4,8
$P'/P^*$	1,0	0,88	0,91	0,32	0,16
$Q/P^*$	0	0,18	0,44	0,22	0,17



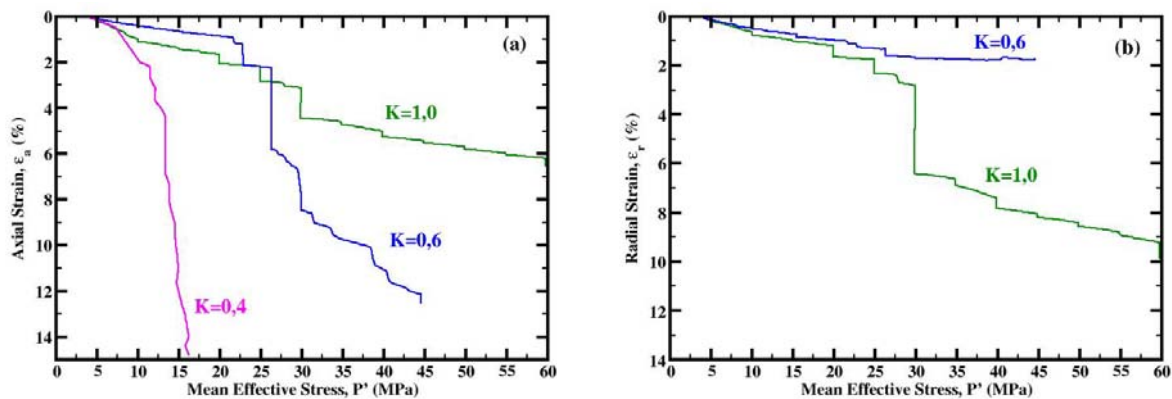
**Figure 5:** (a) Déformation axiale - contrainte moyenne effective pour les billes de verre; (b) Contraintes critiques normalisées pour les billes de verre.

La première observation est que la contrainte moyenne effective critique semble augmenter avec le paramètre  $K$  (sauf pour  $K=0,6$  légèrement supérieure à  $K=0,8$ ) (**Figure 5(a)**).

Même sans l'apport des mesures de déformation radiale, l'observation sur la **Figure 5(b)** montre probablement deux comportements différents. Pour des chemins de chargement  $K=0$ ;  $K=0,4$  le comportement des billes de verre est a priori fragile; c'est à dire que l'échantillon se compacte dans un premier temps élastiquement puis développe par la suite de la dilatance (mais nous n'avons aucun moyen de le vérifier). Pour des chemins de chargement  $K=1,0$ ;  $0,8$ ;  $0,6$ , l'échantillon se compacte également élastiquement dans un premier temps jusqu'à un état de contrainte  $C^*$ , l'échantillon ne développe pas de dilatance mais de la compaction associée à un effondrement de la structure poreuse et de la fracturation de grains (Shear Enhanced Compaction). Si on compare ce résultat avec le résultat de [Fortin et al., 2009](#), on constate que le comportement de billes de verre est similaire avec le comportement du grès de Bleurswiller. Comme le montre la **Figure 5(b)**, les limites de déformation élastique-plastique peut être considérée en première approximation comme deux droites pour les régimes fragile et ductile. Dans le régime fragile, le domaine élastique peut être limité par une ligne de pente positive  $\mu=0,835$ . Dans le régime ductile, le domaine élastique est limité normalement par une ellipse ([Wong et al., 1997](#); [Baud et al., 2004](#); [Karner et al., 2005](#)), mais pour notre résultat, nous pouvons utiliser une droite avec la pente négative  $\mu=-2,8$  pour identifier la surface de charge. Nous avons conscience que cette valeur est fortement dépendante de la pression critique déterminée pour  $K=0,6$  et doit être affinée. La confirmation de ce résultat nécessite plus de données dans le régime

ductile et probablement répéter l'estimation des pressions critiques sur chacun des chemins de chargement suivis dans cette section (tout particulièrement  $K=0,6$ ).

Nous avons réalisé une autre série de tests sur les billes de verre pour estimer l'évolution de la perméabilité verticale  $k_v$  en procédant par incréments de pression effective. Dans la **Figure 6**, nous montrons les courbes d'évolution de la déformation axiale et de la déformation radiale en fonction de la contrainte moyenne effective appliquée durant ces expériences. On note que la mesure de déformation radiale n'a pas pu être quantifiée pour le chemin de chargement  $K=0,4$ . La mesure de la perméabilité correspond aux paliers verticaux sur chaque courbe. On constate qu'à pression constante la déformation continue à se développer, c'est à dire qu'on observe le fluage de billes de verre lors de la mesure de perméabilité. Cela consitute une des difficultés de la mesure de perméabilité pour les billes de verre, car la pression différentielle tend à ne jamais s'équilibrer à débit d'injection constant.



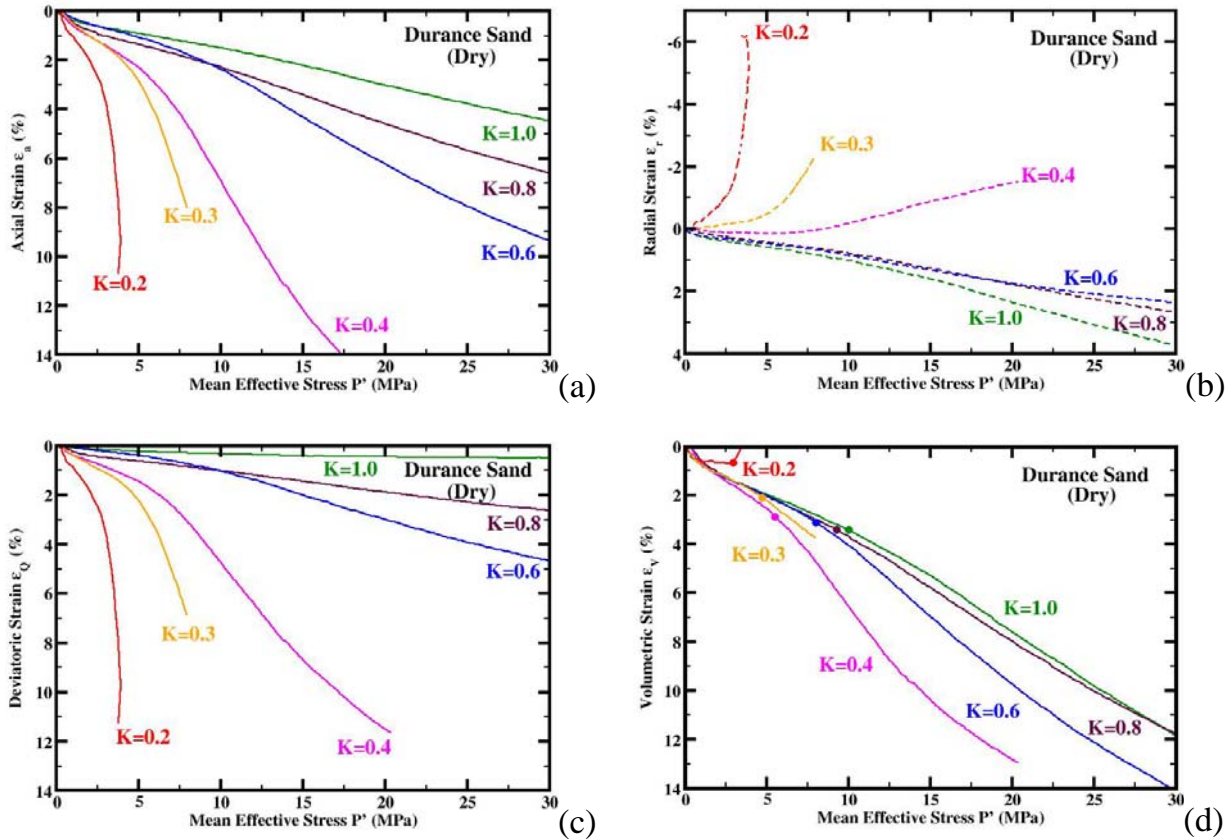
**Figure 6:** (a) Déformation axiale - contrainte moyenne effective; (b) Déformation radiale – contrainte moyenne effective, pour la série de mesure de perméabilité verticale  $k_v$ . La mesure de déformation radiale pour  $K=0,4$  n'a pas été faite.

### 3.2.2. Sable de la Durance

#### a. Chemin de chargement et surface de charge

Dans cette partie, nous étudions le comportement mécanique du sable naturel de la Durance à l'état sec et à l'état drainé saturé en saumure. Dans le premier cas, les déformations sont mesurées par les capteurs LVDT et l'extensomètre radial. Dans le second avec la saturation en saumure, la déformation volumique peut être suivie par la

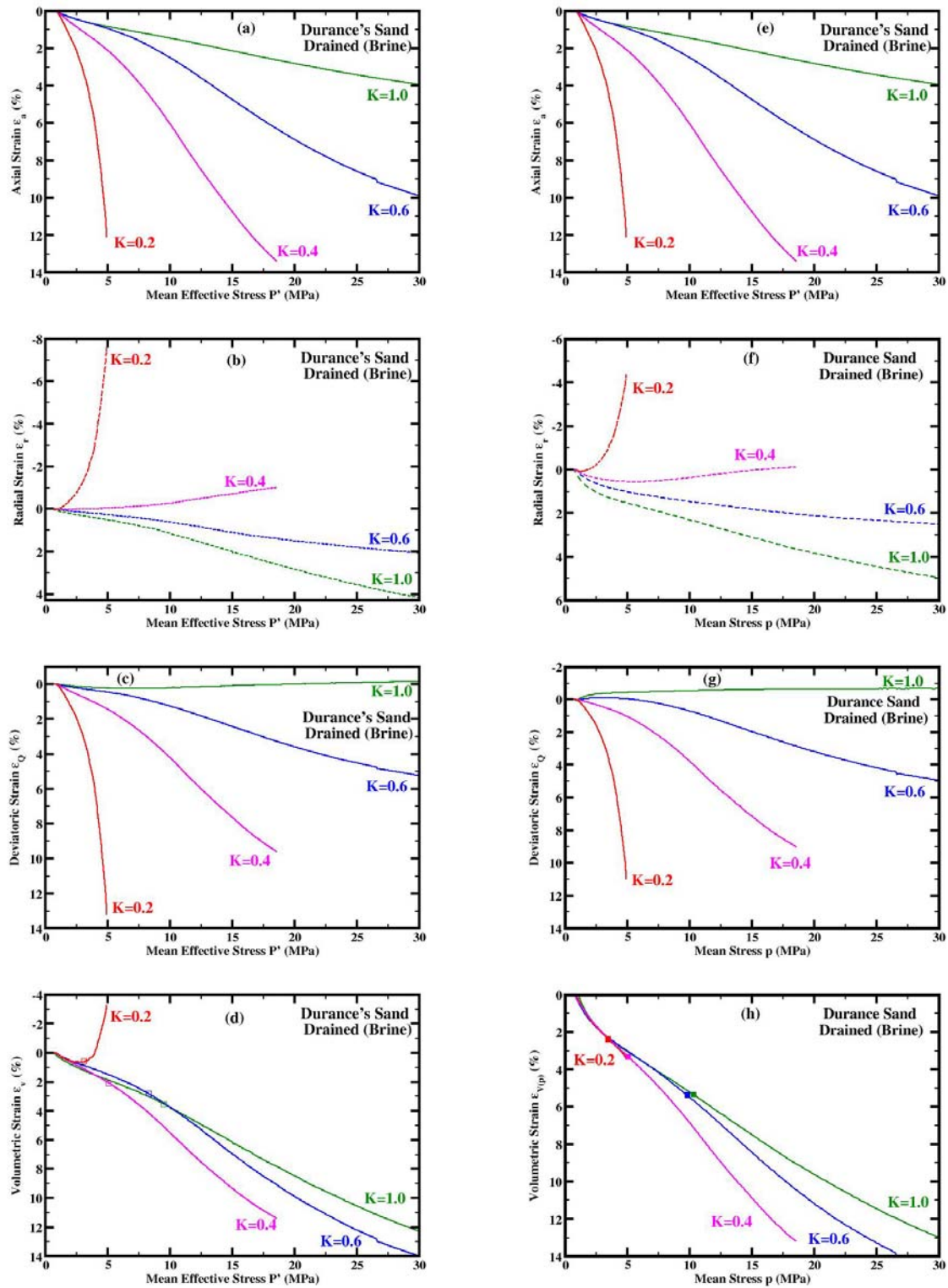
variation de volume de pore mesurée par la burette électronique (Digiflume) et la déformation radiale peut être déduite de cette mesure et de la déformation axiale selon l'expression (3). Les chemins de chargement réalisés à l'état sec sont ( $K=1,0; 0,8; 0,6; 0,4; 0,3; 0,2$ ) et ceux réalisés à l'état saturé sont ( $K=1,0; 0,6; 0,4; 0,2$ ). Les résultats de tous ces essais sont présentés et analysés dans les plans ( $P'-\varepsilon_a; P'-\varepsilon_r; P'-\varepsilon_Q; \text{ et } P'-\varepsilon_V$ ), comme dans la **Figure 7**, et la **Figure 8**.



**Figure 7:** Comportement du Sable de la Durance à l'état sec.

**Drainé en Saumure 20g.L<sup>-1</sup> (Capteur)**

**Drainé en Saumure 20g.L<sup>-1</sup> (Digiflume)**



**Figure 8:** Comportement du Sable de la Durance saturé en saumure, même série de tests mais différentes méthodes de calcul de la déformation: (gauche) Les déformations sont mesurées par les capteurs LVDT et l'extensomètre radial; (droite) La déformation axiale est mesurée par LVDT, comme à gauche, mais les déformations radiale, déviatorique, et volumique sont mesurées/calculées par Digiflume / déformation axiale.

**Tableau 2:** Pression critique pour tous les chemins de chargement du sable de la Durance, à l'état sec.

<b>K</b> (-)	$\sigma'_a$ (MPa)	$P'_c$ (MPa)	$P'$ (MPa)	$Q$ (MPa)	$P'/P^*$ (-)	$Q/P^*$ (-)	$\pm P^*$ (MPa)
<b>1.0</b>	9,8	9,8	<b><math>P^*=9,8</math></b>	0,0	1,00	0,00	0,60
0.8	10,8	8,8	9,5	2,0	0,97	0,20	0,50
0.6	10,9	6,7	8,1	4,2	0,83	0,43	0,60
0.4	10,0	4,3	6,2	5,7	0,63	0,58	0,35
0.3	8,3	2,5	4,4	5,8	0,45	0,60	0,06
0.2	6,0	1,4	2,9	4,6	0,30	0,47	0,01

**Tableau 3:** Pression critique pour tous chemins de chargement de sable de la Durance, saturé en saumure, détermination à partir de la **Figure 8** (gauche, par capteur).

<b>K</b> (-)	$\sigma'_a$ (MPa)	$P'_c$ (MPa)	$P'$ (MPa)	$Q$ (MPa)	$P'/P^*$ (-)	$Q/P^*$ (-)	$\pm P^*$ (MPa)
<b>1.0</b>	9,5	9,5	<b><math>P^*=9,5</math></b>	0,0	1,0	0,0	0,58
0.6	10,98	6,98	8,3	4,0	0,87	0,42	0,61
0.4	7,88	3,65	5,05	4,23	0,53	0,45	0,30
0.2	5,68	1,84	3,11	3,84	0,33	0,40	0,01

**Tableau 4:** Pression critique pour tous chemins de chargement de sable de la Durance, aux saturé en saumure, détermination à partir de la **Figure 8** (droite, par Digiflume).

<b>K</b> (-)	$\sigma'_a$ (MPa)	$P'_c$ (MPa)	$P'$ (MPa)	$Q$ (MPa)	$P'/P^*$ (-)	$Q/P^*$ (-)	$\pm P^*$ (MPa)
<b>1.0</b>	10,3	10,3	<b><math>P^*=10,3</math></b>	0,0	1,0	0,0	0,62
0.6	12,99	8,19	9,8	4,8	0,95	0,47	0,61
0.4	7,88	3,65	5,05	4,23	0,49	0,41	0,30
0.2	6,39	1,99	3,45	4,4	0,33	0,43	0,01

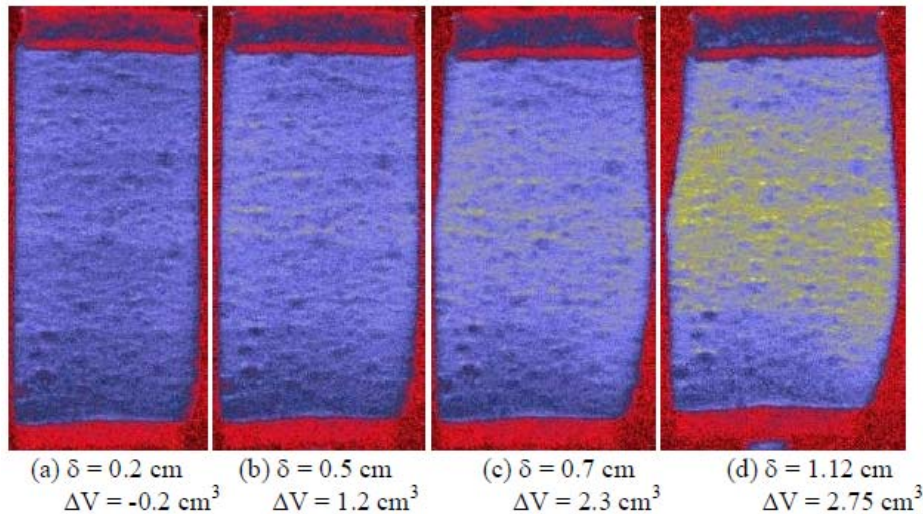
Les valeurs de la pression critique sont déterminées par le point rayon minimum de courbure de la relation entre déformation volumique – pression moyenne effective. Le **Tableau 2** présente les valeurs de la pression critique à l'état sec. Le **Tableau 3** montre les pressions critiques à l'état saturé en saumure, la déformation volumique est alors calculée par les capteurs de déformation (LVDT et extensomètre radial), et le **Tableau 4** montre les pressions critiques en utilisant les mesures de variation de volume de pore (par Digiflume).

Pour tous les chemins de chargement, la déformation volumique du sable de la Durance montre que l'échantillon se compacte mis à part pour le chemin le plus déviatorique  $K=0,2$  (**Figure 7(d)**, **Figure 8(d)**). La déformation volumique calculée à partir des mesures LVDT et CANTILEVER montre que l'échantillon qui se compacte dans un premier temps, développe ensuite de la dilatance. Or, la mesure de déformation volumique obtenue sur le même échantillon de **Figure 8(d)** par la variation du volume poreux (mesure Digiflume) montre que l'échantillon se compacte continument (**Figure 8(h)**). Cette différence pourrait être due à l'évolution de la forme de l'échantillon au cours de la compaction ; en effet pour des chemins de chargement avec faible  $K$ , où le déviateur est élevé, la forme de l'échantillon originalement cylindrique peut évoluer au cours de chargement. Nous supposons que la compaction de l'échantillon n'est pas homogène. La forme de l'échantillon a tendance à évoluer d'une forme cylindrique vers celle ressemblant à un tonneau. Cette observation a été publiée par [Ng et al., 2006](#) sur les échantillons de sable d'Ottawa (voir **Figure 9**).

De plus, pour les deux états (sec et drainé), sur les courbes de déformation volumique (**Figure 7(d)** et **Figure 8(d,h)**), nous observons que les chemins de contrainte déviatorique coïncident seulement avec le chargement hydrostatique dans la première phase à faible contrainte (environ 2,5 MPa), puis ils s'en éloignent. Ce résultat est similaire au résultat obtenu par [Brignoli et al., 2004](#) sur les grès non consolidés. Au contraire plusieurs auteurs ont observé sur les grès consolidés ([Wong et al., 1997](#); [Baud et al., 2004](#); [Fortin et al., 2004](#)) ou les sables ronds ([Karner et al., 2005](#)) que les courbes de déformation volumique coïncident avec celle en chargement hydrostatique jusqu'à la pression critique.



Nous observons que le comportement équivalent aux conditions oedométriques ou de déformation uniaxiale correspondrait au paramètre  $K$  dans l'intervalle  $[0,3; 0,4]$  sur les courbes de déformation radiale (**Figure 7(b)**, **Figure 8 (b,f)**).

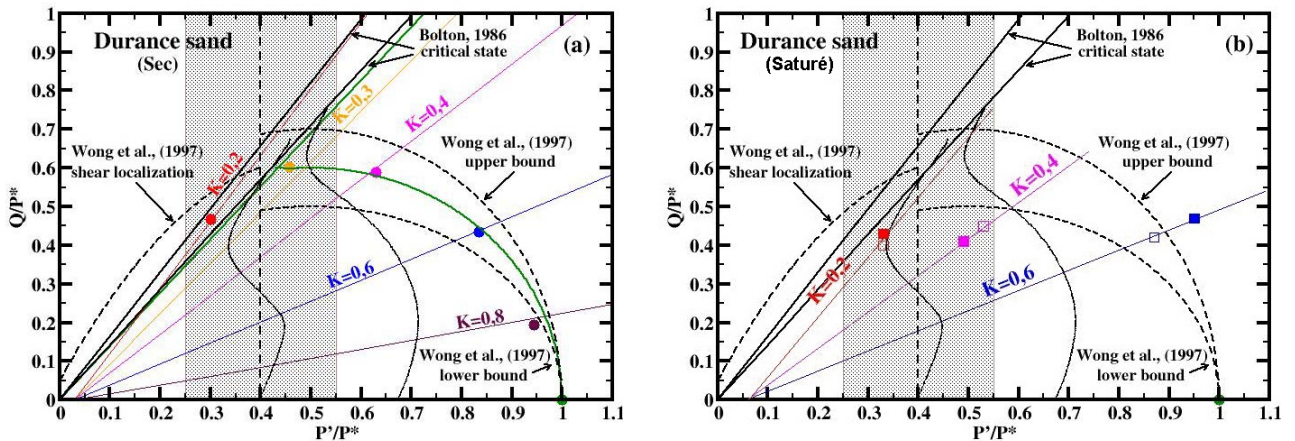


**Figure 9:** Évolution non uniforme de l'échantillon d'Ottawa sous un chargement triaxial:  $\delta$  est le déplacement axial, le changement de volume négatif représente une compaction, le changement de volume positif correspond à une dilatance, la carte de déformation obtenue par la méthode MRI (Magnetic Resonance Imaging). (Ng et al., 2006).

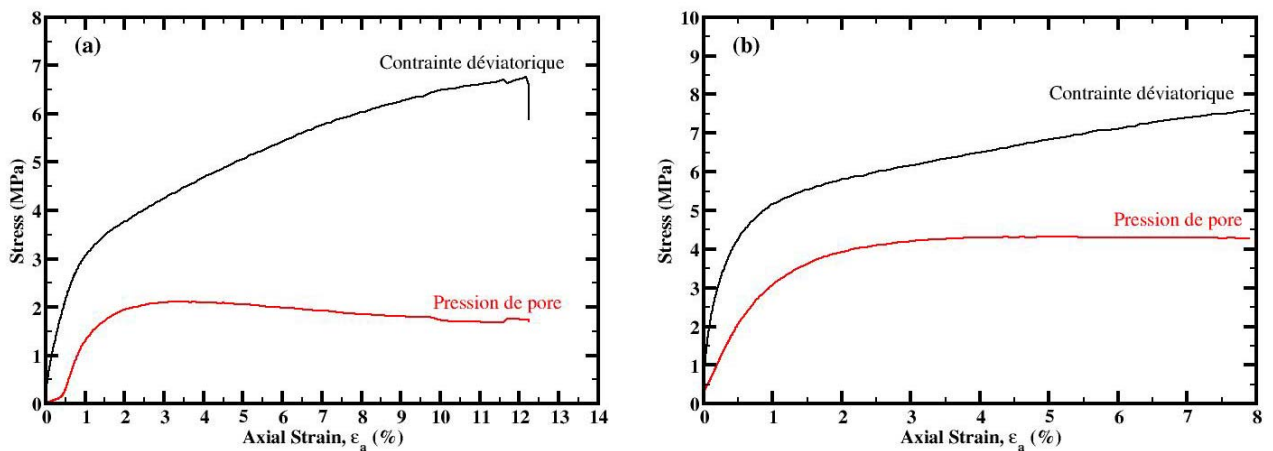
En ce qui concerne les seuils de rupture, comme dans le cas du chargement hydrostatique, il est difficile de déterminer les contraintes critiques pour les autres chemins de chargement avec le critère traditionnel d'initiation de l'inélasticité, d'autant plus que la zone élastique se réduit à mesure que  $K$  diminue. On utilise alors comme précédemment le critère de courbure maximale afin de pointer ces pressions critiques. On peut alors tracer ces contraintes critiques ( $P', Q$ ) normalisées à la pression critique  $P^*=9,8 \text{ MPa}$ . La surface de charge qui limite la zone élastique et la zone plastique pour le sable de la Durance est présentée dans la **Figure 10**.

Dans la **Figure 10**, on a également reporté les résultats obtenus pour deux tests de compaction réalisés en condition non drainée à partir de pression de confinement initiales  $P_c=4 \text{ MPa}$ , pression de pore  $P_p=0,03 \text{ MPa}$  et  $P_c=7 \text{ MPa}$ , pression de pore  $P_p=0,3 \text{ MPa}$ . En cours de chargement, la pression de pore augmente donc la contrainte effective diminue (**Figure 11**). Après avoir atteint une valeur maximum, la pression de pore diminue légèrement (pour le test  $P_c=4 \text{ MPa}$ ) ou reste très stable (pour le test  $P_c=7 \text{ MPa}$ ). Ce résultat est conforme aux observations sur différents matériaux: argile

(Yassir 1990), sable (Crawford et al., 2004). D'après Yassir 1990, au cours du cisaillement, le volume de l'échantillon ne change pas mais l'évolution de la pression de pore peut être de trois types : (1) "Critical state failure": la pression de pore est constante; (2) "Dilatant failure": la pression de pore diminue; (3) "Contractant failure" : la pression de pore augmente. Au regard de l'évolution de la pression de pore et du chemin de chargement inhérent, le comportement du sable de la Durance correspondrait plutôt au type (2) comme le sable de Lochaline dans la **Figure 12(a)**.

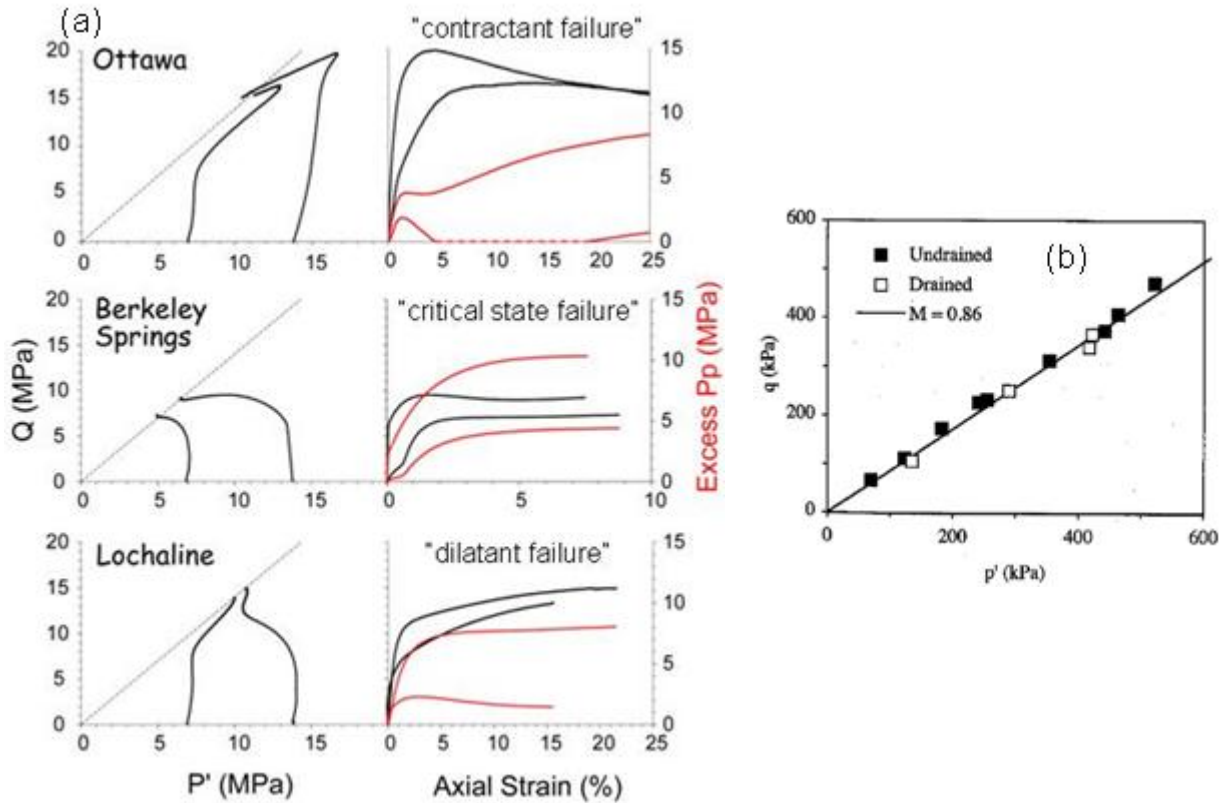


**Figure 10:** Surface de charge normalisée pour le sable de la Durance, comparée avec les résultats de Wong et al., 1997 et de Bolton 1986: (a) État sec,  $P^*=9,8$  MPa (voir le **Tableau 2**); (b) État saturé en saumure: le symbole carré vide est la donnée du **Tableau 3** et le symbole carré plein est la donnée du **Tableau 4**. Sur ce graphique, on a également reporté les résultats obtenus pour deux tests de compaction à confinement constant, réalisés en condition non drainée à partir de pressions de confinement initiales  $P_c=4$  MPa et 7 MPa; ces tests non drainés complémentaires permettent de mieux identifier la ligne d'état critique.



**Figure 11:** Évolution de la contrainte déviatorique et de la pression de pore pour les essais

non drainés en fonction de déformation axiale: (a) Confinement constant 4 MPa, pression de pore initiale 0,03 MPa; (b) Confinement constant 7 MPa, pression de pore initiale 0,3 MPa.



**Figure 12:** (a) Comportement mécanique de plusieurs sables en chargement triaxial, non drainé (Crawford et al., 2004); (b) Détermination la ligne d'état critique de l'argile Weald (Cité par Modaressi et Lopez-Caballero 2009).

Un autre point intéressant que nous voulons noter ici est la détermination de la ligne d'état critique, caractérisée par une pente  $M$  dans l'espace  $Q$ - $P'$ . La détermination de la pente  $M$  peut être réalisée par les tests triaxiaux drainés ou non drainés. Pour le sable de la Durance, la détermination de la pente  $M$  se base sur la combinaison des résultats du test selon le chemin  $K=0,2$  et deux tests triaxiaux non drainés reportés sur la **Figure 10**. Les trois points de rupture correspondant à l'état critique se situent en effet sur une même droite de pente  $M=1,1$ . Ce résultat est cohérent avec les observations faites sur l'argile Weald (Cité par Modaressi et Lopez-Caballero 2009) (voir **Figure 12(b)**).

L'étude bibliographique (**chapitre 1**) a permis d'identifier les modèles les plus adaptés au comportement de ce sable et les deux modèles retenus sont le modèle Cam-Clay modifié et le modèle d'enveloppe de rupture (Cap model) de [Wong et al., 1997](#). Le modèle Cam-Clay modifié permet en effet de bien rendre compte du comportement mécanique à la "rupture" du sable de la Durance à l'état sec (**Figure 10(a)**) mais pour l'état saturé, nous n'avons pas encore trouvé un modèle pour ajuster ce comportement (**Figure 10(b)**). Par ailleurs, à l'état sec, cette enveloppe de rupture est bien encadrée par les enveloppes extrêmes obtenues par [Wong et al., 1997](#) sur des grès consolidés; l'ajustement de ces deux modèles aux seuils de rupture du sable de la Durance fournit les paramètres suivants:

**Tableau 5:** Paramètres ajustés des modèles d'enveloppes de rupture pour le sable de la Durance.

Matériau	Modèle	Formule	Paramètres
Sable de la Durance	Cam-clay modifié	$f(P', Q, P^*) = Q^2 + M^2 P'(P' - P^*)$	M=1,1; P*=9,8 MPa
	Wong et al., 1997	$\frac{(P' / P^* - \gamma)}{(1 - \gamma)} + \frac{(Q / P^*)^2}{\delta^2} = 1$	P*=9,8MPa; $\gamma = 0,5; \delta = 0,55$

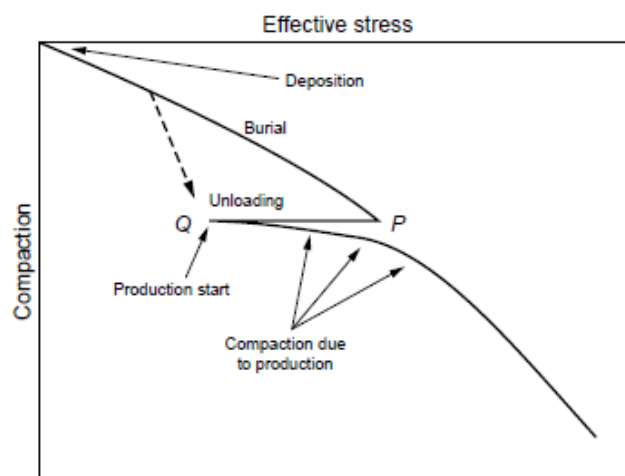
On rappelle que dans le modèle Cam-Clay modifié utilisé, la fonction scalaire (f) définit le domaine d'élasticité. Pour le modèle de [Wong](#), les paramètres  $\delta$  et  $\gamma$  ont été ajustés aux données pour définir la surface de charge. Le paramètre  $\delta$  contrôle la dimension de l'ellipse dans la direction de Q et  $\gamma$  contrôle la dimension de l'ellipse en direction de P. Pour les deux ellipses limites de [Wong et al., 1997](#), la valeur  $\gamma$  choisie est 0,5 c'est à dire qu'elles passent par l'origine O de l'espace de contraintes. La valeur  $\delta=0,5$  correspond à l'ellipse inférieure et  $\delta=0,7$  correspond à l'ellipse supérieure de [Wong et al., 1997](#). Pour notre matériau, la valeur  $\delta=0,55$  est la mieux adaptée pour les données de rupture et permet de définir l'ellipse entre ces deux limites. Cette comparaison montre que le comportement macroscopique du sable de la Durance dans le régime de compaction peut être considéré comme similaire à celui de grès consolidés.

### b. Évolution de la surface de charge

On vient de voir qu'une surface de charge peut être déterminée pour une roche (chargée depuis un état 'sain') et qu'elle définit la limite entre les zones de déformation élastique et plastique. Pour les matériaux non ou peu consolidés, la surface de charge peut changer sous l'effet d'un chargement à cause du phénomène d'écrouissage (Hagin et Zoback 2004, Chang et Zoback 2010). Les études expérimentales traitant de ce comportement sont assez rares, et ont surtout été menées sur la craie (Homand and Shao., 2000; Schroeder 1999).

Nous nous sommes donc intéressé à l'évolution de la surface de charge du sable de la Durance pour comprendre le comportement du matériau sous l'effet d'une pression de préconsolidation. La détermination de la pression de préconsolidation par le minimum de rayon de courbure sera aussi discutée dans cette partie.

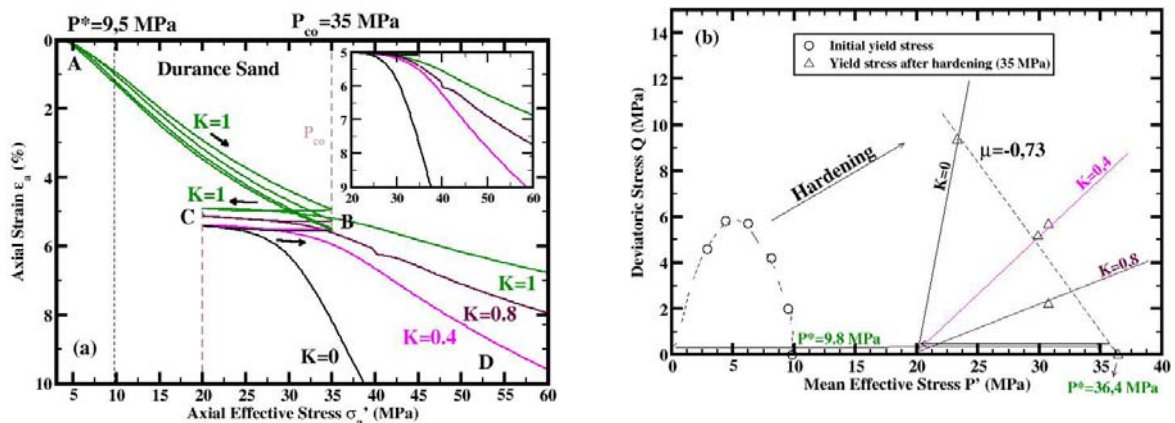
Les essais mécaniques en laboratoire avec cycle de préconsolidation sont généralement réalisés pour simuler l'état de roches réservoirs en conditions in-situ. Ils peuvent rendre compte des épisodes successifs d'enfouissement, d'exhumation, de pressurisation et enfin de déplétion liée à une production (d'après Hettema et al., 2002) (voir **Figure 13**). Autrement dit, ces roches réservoirs ont subi un enfouissement supérieur à la profondeur actuelle du réservoir en production. Pouvant avoir des origines variées d'un point de vue de son histoire géologique, cet effet peut être lié en première approximation aux phénomènes d'érosion des niveaux supérieurs au niveau producteur dans le champ d'étude (Carles et al., 2004).



**Figure 13:** Simulation de l'histoire de la compaction d'un réservoir en fonction de la contrainte verticale effective (D'après Hettema et al., 2002).

Crawford et al., 2004 ont étudié ces types de chemins sur les sables analogues, et Homand et Shao 2000 les ont étudiés sur la craie. Ils ont montré que ces matériaux ont la propriété d'écrouissage, c'est à dire que la zone de déformation élastique de ces matériaux peut évoluer s'ils ont préalablement été soumis à une pression de préconsolidation.

Pour notre étude, le protocole de chargement est le suivant: l'échantillon saturé est dans un premier temps consolidé et stabilisé à faible confinement (2 MPa) (point A, **Figure 14(a)**), puis il est chargé de façon hydrostatique jusqu'à une pression dite de pré-consolidation  $P_{co} = 35$  MPa (point B, **Figure 14(a)**); ensuite on décharge jusqu'à une pression de 20 MPa (point C **Figure 14(a)**). Ces valeurs de pression sont choisies de façon arbitraire, mais toujours supérieures à la valeur  $P^*$  (9,8 MPa). Elle ne correspondent à aucune condition in-situ particulière. A partir de cette pression, on applique des chemins de chargement proportionnels  $K=1,0; 0,8; 0,4; 0$ . On note que seule la déformation axiale est mesurée pour ces tests parce que l'extensomètre à ce jour était hors service.

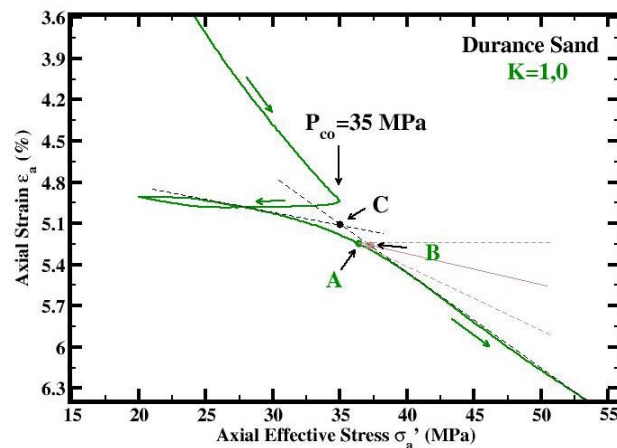


**Figure 14:** (a) Courbes contrainte axiale – déformation axiale pour le sable de la Durance soumis une pression de préconsolidation; (b) Évolution de la surface de charge sous cet effet de pression de pré-consolidation.

La **Figure 14** (a) montre la déformation axiale des échantillons de sable en fonction de la contrainte axiale imposée. Après le premier cycle de chargement-déchargement (A-B-C), on constate que les contraintes critiques ont été modifiées et qu'il y a une zone transitoire de déformation élastique et plastique sur la courbe de déformation. La

contrainte critique est déterminée comme précédemment, par l'estimation du point de la courbure maximale de la déformation (axiale dans ce cas). Un zoom sur de l'évolution de la déformation axiale lors de la phase de chargement proportionnel est également présenté pour comparer l'évolution relative entre les courbes (à cet effet, ces dernières ont été légèrement recalées verticalement sur la courbe  $K=1$ ).

La **Figure 14** (b) montre l'évolution des points de contrainte critique obtenus selon les deux protocoles de chargement, sans cycle d'une part (mêmes données que celle présentées en **Figure 10(a)**) et avec cycle d'autre part. On remarque que la surface de charge a été modifiée, et que celle-ci peut être définie par une droite de pente négative  $\mu = -0,73$ ; pour le chemin de chargement  $K=1,0$ , la pression critique est à présent de 36,4 MPa, c'est à dire proche à la pression de pré-consolidation imposée ( $P_{co}=35,0$  MPa). Cette remarque montre que la méthode de détermination de la contrainte de préconsolidation par le minimum du rayon de courbure est acceptable.



**Figure 15:** Détermination de la pression critique, comparaison entre les méthodes: Pression de préconsolidation imposée 35 MPa; Point minimum de rayon courbure A: 36,4 MPa; Point B (méthode de [Casagrande 1936](#)): 37,2 MPa; Point d'intersection C: 35,0 MPa.

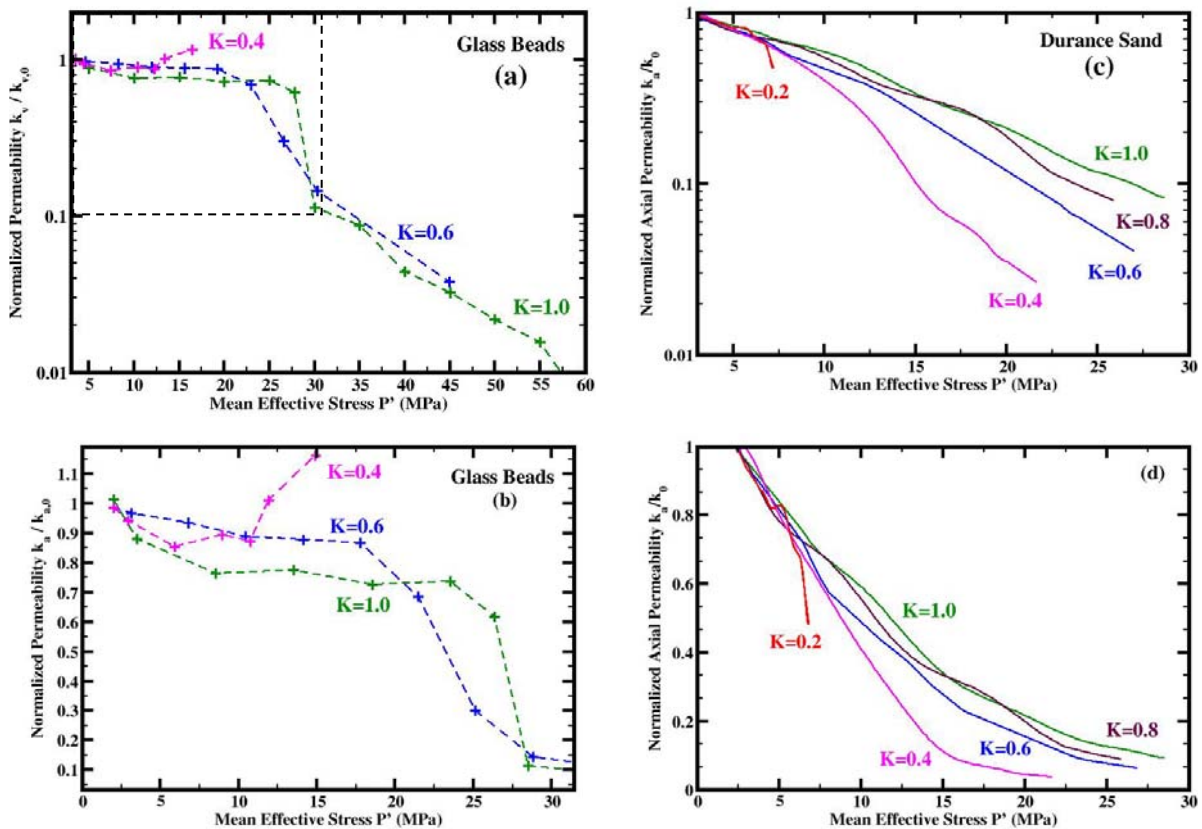
La **Figure 15** montre la comparaison des méthodes de détermination de la contrainte de préconsolidation  $P_{co}$ . Les différentes méthodes de détermination des points A, B et C ont d'ores et déjà été présentées dans la partie **1.2.c, Chapitre 1**. Dans cette figure, on connaît la valeur standard de la pression de préconsolidation  $P_{co}=35,0$  MPa et différentes méthodes donnent:  $P'_A=36,4$  MPa;  $P'_B=37,2$  MPa; et  $P'_C=35,0$  MPa. On constate que le point C donne la valeur de pression la plus précise. Au contraire, le point B définit une pression qui s'éloigne d'autant plus de la valeur réelle. Mais il faut

noter que la détermination du point C est très sensible à la détermination de la réponse de comportement élastique. Pour les grès consolidés, il est conseillé d'utiliser le point C pour déterminer la pression de préconsolidation.

### 3.2.3. Évolutions de perméabilité verticale lors des chemins de charge

Après avoir caractérisé le comportement mécanique des massifs de billes de verre et de sable de la Durance, nous allons à présent nous intéresser à leurs évolutions de perméabilité sous les différents chemins de charge.

Dans la **Figure 16**, nous avons reporté les mesures de perméabilité réalisées sur les massifs de billes de verre et de sable, correspondant aux données mécaniques de la **Figure 6**, obtenues par paliers de pression et en chargements continus, respectivement.



**Figure 16:** Évolution de la perméabilité : (a) des massifs de billes de verre lors de trois chargements proportionnels  $K=1,0; 0,6; 0,4$  par paliers; (b) des massifs de sable de la Durance sous chargement continu pour les chemins de chargement  $K=1,0; 0,8; 0,6; 0,4; 0,2$ . (c) Zoom dans la gamme de la pression 2-30 MPa de la figure a; (d) Même données que la figure b présentées avec une échelle des ordonnées linéaire.



Pour les billes de verre, nous avons été obligés de réaliser les mesures de perméabilité lors de paliers de chargement, la mesure du différentiel de pression étant trop bruitée lors des chargements continus; ceci est peut-être dû à une ‘mobilité’ plus importante de ces particules rondes et lisses qui se réarrangent continuellement lors de la compaction; ces mouvements sont susceptibles de créer des perturbations de pression aux voisinages des prises de pression, qui peuvent être importantes au regard des faibles différentiels de pression mesurés. Ce type d’essais sur les massifs de billes de verre était assez long à mettre en œuvre et c’est pourquoi nous n’avons réalisé que trois chemins de chargement:  $K=1,0$ ;  $0,6$ ;  $0,4$ . On note que le calcul de perméabilité des billes de verre pour  $K=0,4$  est fait avec l’hypothèse de déformation radiale nulle, donc sans correction de la déformation radiale, parce que nous n’avons pas les données comme montré dans la **Figure 6(b)**.

Sur la **Figure 16(a)**, on constate que la perméabilité verticale chute entre 2 et 10 MPa pour  $K=0,6$  et  $1,0$ ; et entre 2 et 7,3 MPa pour  $K=0,4$ , puis elle change légèrement pour tous les trois chemins de chargement jusqu’au point limite de déformation élastique. Ensuite pour les chemins de chargement  $K=0,6$  et  $K=1,0$ , la perméabilité tend à chuter très fortement après respectivement une contrainte moyenne critique de 17,6 MPa et de 23,3 MPa (**Figure 16(b)**). Par contre pour le chemin de chargement  $K=0,4$ , on observe à partir de 10,7 MPa une augmentation de la perméabilité. Cette augmentation de la perméabilité est cohérente avec l’hypothèse de comportement dilatant comme nous l’avons prévu et discuté dans la **Figure 5(b)**. Par ailleurs, nous ne pouvons pas confirmer la valeur absolue de la perméabilité ici parce que la mesure de la déformation radiale n’est pas faite pour ces mesures. Cette augmentation de perméabilité observée sur les billes de verre, n’a pas été observée par [Crawford et al., 2008](#) sur le sable d’Ottawa à grains de quartz grossiers, ronds et de surface peu rugueuse. Il est possible que le fluage concomitant de la mesure de perméabilité à faible  $K$  ait été suffisant pour générer l’apparition de bandes de cisaillement, avec création local de dilatance, ayant permis le développement de chemins d’écoulements privilégiés dans la direction verticale.

Dans la **Figure 16(c)**, nous avons reporté les mesures d’évolution de perméabilité verticale réalisées sur les massifs de sable de la Durance. On constate que l’évolution de la perméabilité est une fonction de la contrainte moyenne effective et du chemin de chargement  $K$ . Globalement pour un état de pression donné, plus le paramètre  $K$  est petit, plus la diminution de la perméabilité est importante. Ces résultats corroborent bien les résultats de [Crawford et al., 2005](#) sur les sables d’Ottawa et de Berkeley

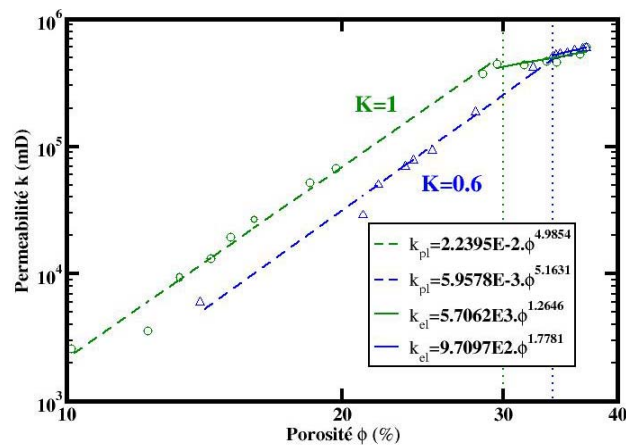
Springs (**Figure 23(c), Chapitre 1**). Mais si on regarde en coordonnées linéaires (figure insérée dans la **Figure 16(b)**), on note qu'il y a une différence dans l'évolution de la perméabilité. Dans notre cas, la perméabilité diminue de 60% pour  $K=0,4$ ; 50% pour  $K=0,6$ ; 45% pour  $K=0,8$  et 40% pour  $K=1,0$  à la pression  $P^*=9,5$  MPa ou autour de la pression  $P^*$  (**Figure 16(d)**). En revanche la diminution de perméabilité observée par Crawford et al., 2005 est plus faible à la pression  $P^*$ : 15% pour  $K=0,6$ ; 7,5% pour  $K=0,4$ ; 27% pour  $K=0,2$ ; et 2,5% pour  $K=1,0$ . De plus, la vitesse de diminution représentée par la forme de la courbe est beaucoup plus forte pour le sable de la Durance. La raison de cette différence est peut être liée au protocole de cycle utilisé par Crawford et al., 2005. Le cyclage a influencé le degré de consolidation du matériau, et le matériau devient plus rigide. Donc, entre la pression initiale et la pression de préconsolidation, la diminution de perméabilité dans le cas avec cycle peut être beaucoup faible par rapport au cas sans cycle. Pour notre essai à  $K=0,2$ , le test de compression a dû être stoppé à la contrainte moyenne effective de 7,5 MPa du fait de la limite de l'extensomètre interne permettant la mesure des déformations radiales.

On constate donc que la compaction des massifs de grains non consolidés induit la plupart du temps une diminution de la perméabilité verticale; une augmentation de celle-ci n'a pu être observée que pour les billes de verre à faible  $K$ . La réduction peut atteindre de un à deux ordres de grandeurs, et la réduction dépend du chemin de chargement et des caractéristiques du matériau granulaire. L'endommagement de perméabilité est irréversible et le chemin de contrainte suivi conditionne l'ampleur de cette altération de perméabilité. La forme des éléments constitutifs du matériau non consolidé semble influencer l'endommagement mécanique, ce qui doit se répercuter inévitablement sur l'évolution de la perméabilité.

Les mesures expérimentales de perméabilité verticale sous contraintes ont montré l'existence d'une frontière délimitant deux régions : l'une où la perméabilité n'évolue que faiblement à la baisse et l'autre où la perméabilité chute assez fortement par rapport la perméabilité initiale. Pour modéliser l'évolution de ces perméabilités au cours des chargements, on s'est intéressé aux modèles proposés dans la littérature.

Pour les billes de verre, on a utilisé une loi puissance empirique ( $k, \phi$ ) proposée par David et al., 1994 (**Eq.(32), Chapitre 1**). On considère ici que la déformation volumique est égale à la déformation du volume poreux et nous déterminons ainsi l'évolution de  $\phi$ . Alors que David et al., 1994 ont appliqué cette loi seulement dans la zone de déformation élastique de grès consolidés, nous avons ajusté cette loi à nos données expérimentales dans les deux zones élastique et plastique. Nous avons obtenu

pour les billes de verre des valeurs de  $\alpha$  de 1,78 pour le chemin  $K=0,6$  et 1,26 pour le chemin  $K=1,0$  dans la zone élastique, soit des valeurs plus faibles que celles obtenues sur des grès par David et al., 1994 dans le **Tableau 6**. On constate que le grès de Boise est le moins consolidé dans ce tableau, il présente donc la valeur  $\alpha$  la plus faible. Si l'on considère la valeur de  $\alpha=1,26$  pour le cas hydrostatique pour les billes de verre (non consolidé), on peut avancer l'idée qu'il existe une diminution de la valeur de  $\alpha$  en fonction du degré de consolidation et de cimentation. Autrement dit, à degré de consolidation plus fort, la perméabilité diminue plus fortement en fonction de la porosité. La raison peut être que le même changement de porosité pour des roches à plus fort de degré de consolidation/cimentation va réduire de manière plus importante les chemins d'écoulement dans échantillon. Dans la zone plastique, les valeurs de  $\alpha$  sont beaucoup plus importantes,  $\alpha=5,16$  pour  $K=0,6$  et 4,98 pour  $K=1,0$ . Le calcul sur le chemin de chargement  $K=0,4$  n'est pas fait parce que nous n'avons pas de données fiables d'évolution de porosité (le cantilever était alors hors service) et que le calcul de perméabilité a été fait avec l'hypothèse de déformation radiale nulle.



**Figure 17:** Modèle d'évolution de perméabilité en fonction de porosité sur un massif de billes de verre sous chargement.

**Tableau 6 :** Paramètres des modèles d'évolutions de la perméabilité (David et al., 1994) dans la zone de déformation élastique sur des grès consolidés.

	$K = K_0 \exp(-\gamma \cdot P_{eff})$		$K = K_0 (\Phi/\Phi_0)^\alpha$	
	$\gamma(\text{MPa}^{-1})$	$K_0(10^{-15} \text{ m}^2)$	$\alpha$	$\Phi_0(\%)$
Adamswiller	12.4 $10^{-3}$	14.8	25.4	20.7
Fontainebleau	9.81 $10^{-3}$	64.8	20.1	13.8
Berea	9.90 $10^{-3}$	51.5	14.7	20.4
Rothbach	18.1 $10^{-3}$	53.5	18.2	17.7
Boise	6.62 $10^{-3}$	2166	4.6	34.9

Pour le sable de la Durance, étant donné que la transition de régime d'évolution de la perméabilité n'est pas claire, il est impossible d'utiliser le modèle de David et al., 1994 ou le modèle d'élastoplasticité comme montré dans la partie 1.6.3.c, Chapitre 1. Dans ce cas, nous pensons qu'un modèle empirique du type  $k/k_0=f(Q, P')$  doit pouvoir être établi, qui mettrait en évidence le rôle du déviateur de contrainte Q et de la contrainte moyenne effective comme montré dans la Figure 16(b).

### 3.2.4. Analyse de l'endommagement 'post-essai'

Afin de mieux comprendre les évolutions de perméabilité mesurées, nous avons cherché à quantifier l'endommagement des massifs testés sous les différents chemins de chargement. L'étude microstructurale post-rupture a consisté à: (1) analyser la distribution des tailles de particules par Granulométrie Laser par rapport à l'état initial, comme présenté dans la Figure 18 et (2) à imager tridimensionnellement par microtomographie-RX les massifs de grains endommagés comme présenté dans la Figure 19.

Les échantillons à analyser par Granulométrie par Diffraction Laser sont prélevés à la fin des essais mécaniques puis nettoyés (présence d'huile ou de sel); on mesure alors les distributions de taille de particules présentées dans la Figure 18 (a) et (b), et on compare ces distributions de taille pour chaque chemin de chargement avec la distribution à l'état initial.

Globalement, toutes les distributions mesurées montrent à leurs pics, des fréquences réduites d'un facteur deux à trois; le pic de la distribution reste à peu près centré sur sa position initiale mais une queue de distributions apparait aux faibles tailles. La fraction de particules grossières a diminué (fréquence du pic) alors que la fraction de particules

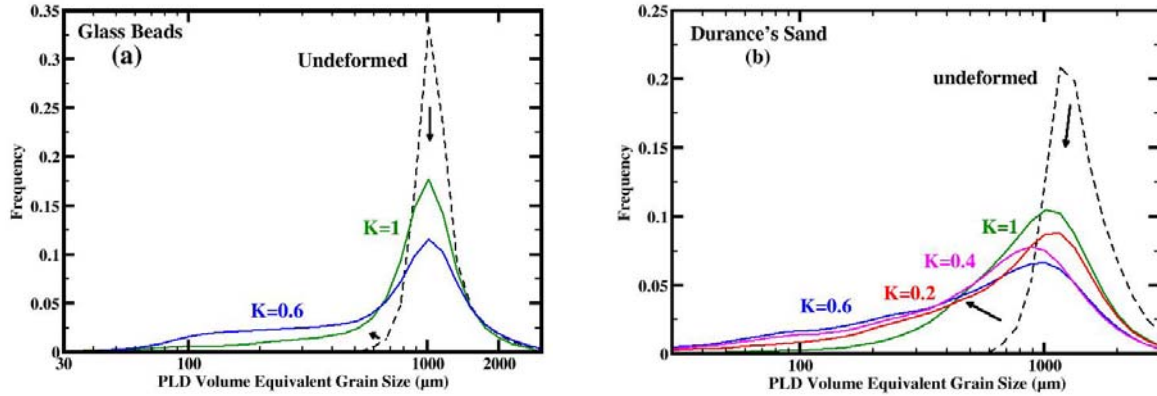
finies a augmenté (apparition des queues de distributions). Autrement dit, les grains ont été endommagés au cours des essais mécaniques par différents mécanismes tels que l'abrasion des angularités, la fracturation intergranulaire et la cataclase granulaire. Nous y reviendrons dans l'observation de micro-tomographie-RX ( $\mu$ -CT-RX).

Pour effectuer l'imagerie  $\mu$ -CT-RX, les massifs de grains endommagés doivent se tenir mécaniquement. A la fin du test mécanique, on a essayé de sortir les échantillons de la membrane :

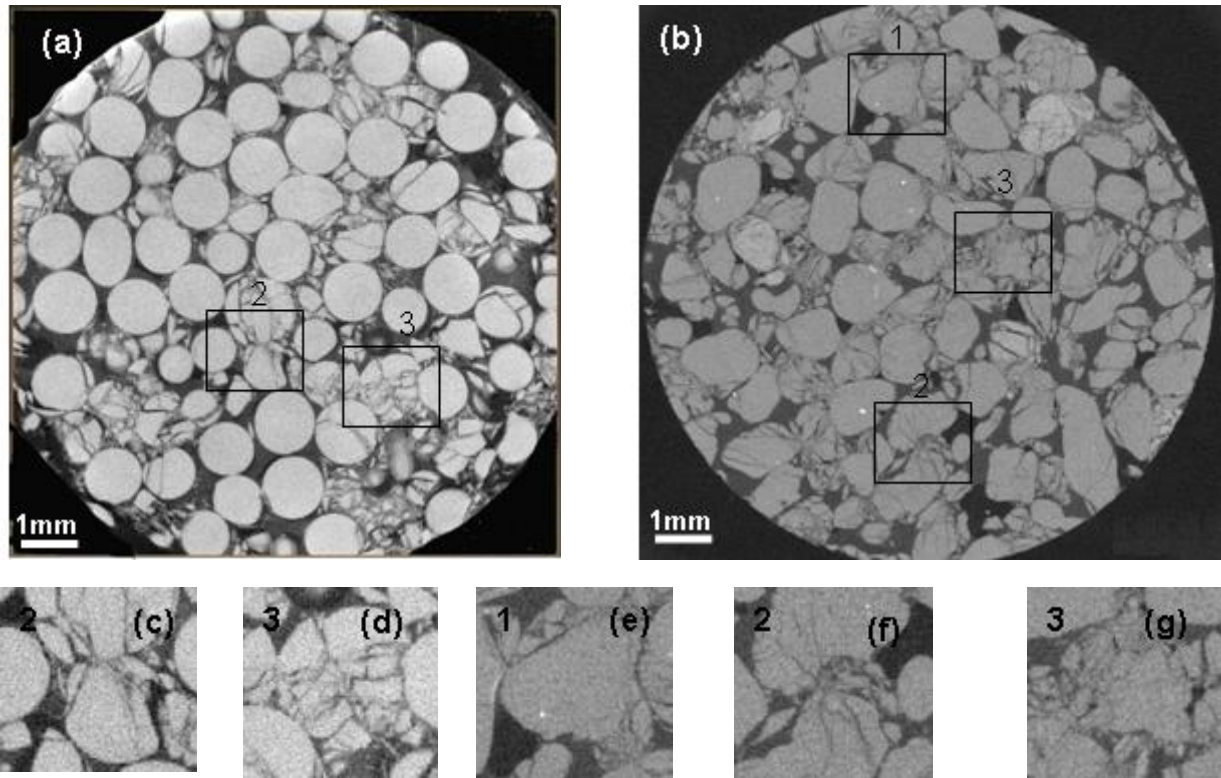
(1) pour les massifs de billes de verre saturées en huile, on commence donc par 'nettoyer' l'échantillon en cellule à l'état déchargé en y faisant circuler de l'isopropanol; on injecte ensuite de la paraffine fluide à 60°C qui se solidifie ensuite dans l'échantillon par refroidissement du système; l'échantillon peut alors être retiré de la membrane.

(2) pour les massifs de sable de la Durance saturées en saumure, on commence par laisser sécher l'échantillons en cellule; l'eau de la saumure s'évapore et le sel se dépose aux joints de grains; cet état de faible consolidation nous permet alors de faire sortir l'échantillon de la membrane en utilisant un tube en plastique. On place alors l'échantillon dans un dessiccateur dans lequel on fait le vide pendant 3 heures. On injecte ensuite une résine époxy dans l'échantillon.

Un mini échantillon de diamètre 1 cm est ensuite carotté dans les matériaux ainsi manipulables, puis passé pour au micro-scanner afin d'imager sa micro-structure post-essai. La **Figure 19** montre des sections horizontales des mini-échantillons de billes de verre (a) et de sable de la Durance (b) imagés avec une résolution de 11  $\mu$ m pour billes de verre et 18  $\mu$ m pour sable de la Durance. En ce qui concerne les grains endommagés, on observe à la fois de l'abrasion des angularités (**zone 1**) pour le sable de la Durance, de la fracturation intergranulaire (**zone 2**) et de la cataclase granulaire (**zone 3**) pour les deux types de matériaux.



**Figure 18:** Distributions de taille de grains par Granulométrie Laser avant et après différents chemins de chargement, (a) pour les billes de verre, (b) pour le sable de la Durance.

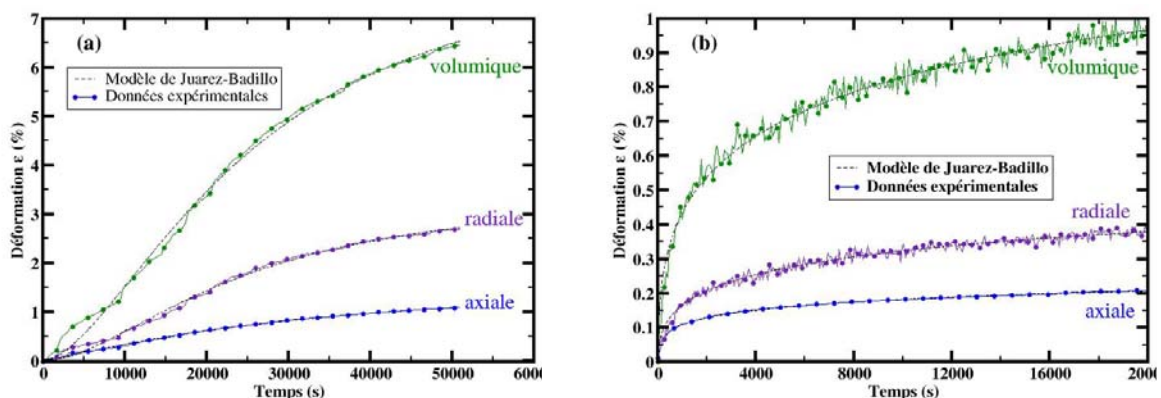


**Figure 19:** Observations des microstructures par micro-tomographie-RX après compaction pour le chargement hydrostatique ( $K=1,0$ ), (a) pour les billes de verre, (b) pour le sable de la Durance. Échantillon de diamètre 1 cm, résolution de 11  $\mu\text{m}$  pour les billes de verre et 18  $\mu\text{m}$  pour le sable; (c, d) zoom dans la zone 2 et 3 des billes; (e, f, g) zoom dans la zone 1; 2 et 3 du sable de la Durance. Zone 1: Abrasion des angularités, zone 2: Fracturation intergranulaire, zone 3: Cataclase granulaire.

### 3.2.5. Déformation en phase de fluage

Pendant les mesures de perméabilité sur les billes de verre, nous avons vu que les matériaux non consolidés se déforment au cours du temps sous pression constante (**Figure 6**). Ce phénomène de fluage a été beaucoup étudié sur les argiles par plusieurs auteurs (Dudley 1994 ; Eiksund et al., 1995; Kuwano 2002 ; McDowell et Khan 2003 ; Tatsuoka 2006 ; Hagin et Zoback 2004 ; Chang et Zoback 2010). Dans le contexte pétrolier la prise en compte du fluage est nécessaire pour modéliser le comportement de certains réservoirs comme Ekofisk (craies) (Norvège), Wilmington (États-Unis) et Golfe du Mexique (GoM, sables); Chang et Zoback 2010 ont estimé que la pression in-situ à la profondeur 2260 m dans les réservoirs sableux du Golfe du Mexique était supérieure à 29 MPa. Ils ont donc réalisé des tests de fluage à 30 MPa sur des sables du GoM et ont proposé un modèle pour prévoir la pression de préconsolidation à partir d'un taux de déformation constant. Ce modèle est basé sur la théorie de Perzyna 1963.

Nous avons également étudié le fluage des massifs de billes de verre et de sable de la Durance sous des états de pression hydrostatique, comme cela est illustré sur la **Figure 20**. La pression appliquée est de 30 MPa donc au-dessus de la pression critique  $P^*$ , par conséquent le fluage incorpore également une part non négligeable d'endommagement post pression critique. Les résultats ont été interprétés avec la loi de Juarez-Badillo 1985 et les paramètres déterminés sont reportés dans le **Tableau 7**.



**Figure 20:** Déformations volumique, radiale et axiale de fluage à la pression de 30 MPa, (a) pour les billes de verre, (b) pour le sable de la Durance.

**Tableau 7 :** Paramètres de la loi de Juarez-Badillo pour les billes de verre et pour le sable de la Durance.

Modèle	Billes de verre				Sable de la Durance			
	Déformation	$\varepsilon_f$ (%)	$\tau$ (s)	$d$	Déformation	$\varepsilon_f$ (%)	$\tau$ (s)	$d$
$\varepsilon(t) = \frac{\varepsilon_f}{1 + \left(\frac{\tau}{t}\right)^d}$	Volumique	8,633	25436	1,65	Volumique	1,93	20050	0,41
	Radiale	3,482	25436	1,75	Radiale	0,76	20050	0,43
	Axiale	1,825	25436	1,17	Axiale	0,42	20050	0,35

La valeur de déformation volumique  $\varepsilon_f$  dans ce tableau est assez similaire avec la valeur calculée à partir des déformations radiale et axiale finales: pour les billes de verre  $\varepsilon_f=8,633\%$  comparable avec la valeur calculée  $(\varepsilon_f^a+2\varepsilon_f^r)=8,789\%$ ; pour sable de la Durance  $\varepsilon_f=1,93\%$  comparable avec la valeur calculée  $(\varepsilon_f^a+2.\varepsilon_f^r)=1,94\%$ . La valeur du temps caractéristique  $\tau$  (qui correspond au temps pour avoir  $\frac{1}{2}$  de la déformation finale  $\varepsilon_f$ ) est le même pour un matériau donné, et du même ordre pour le sable et les billes.

On constate que le modèle de [Juarez-Badillo](#) est bien adapté pour décrire les déformations des billes de verre et du sable de la Durance sous fluage. On constate clairement que le fluage est nettement plus important pour les billes de verre ; ce phénomène est relié au développement de rupture à la pression  $P'=30$  MPa, après la pression critique  $P^*=29$  MPa.

Cette loi a aussi été utilisée par [Dudley 1994](#) qui a mesuré la déformation axiale des sables du GoM avec un chemin de chargement uniaxial, (déformation radiale nulle). Il a appliqué plusieurs paliers de pression axiale pour déterminer l'évolution des paramètres du modèle et pour en tirer l'évolution de  $\varepsilon_f$  et  $d$  avec la pression ; il a trouvé que  $\varepsilon_f$  diminue lorsque la pression augmente.

Finalement, nous pensons que le modèle de [Juarez-Badillo](#) peut être utilisé pour prévoir le comportement du fluage de matériaux non consolidés.

### 3.2.6. Conclusions

Dans ce chapitre, nous avons présenté le comportement hydromécanique de deux matériaux non consolidés, représentant pour l'un un matériau modèle et pour l'autre



un sable analogue. Les billes de verre ont des grains grossiers et ronds de surface lisse, alors que le sable de la Durance a des grains grossiers et anguleux de surface rugueuse. Plusieurs tests mécaniques et hydro-mécaniques ont dû être réalisés en amont pour définir les protocoles adaptés aux besoins de mesures expérimentales sur ces matériaux complexes à manipuler et à étudier. Ensuite les campagnes d'expériences ont pu être menées.

Ce travail montre les différences de comportement hydromécanique entre des massifs de billes de verre et des massifs de sable naturel.

*D'un point de vue mécanique, nous avons vu que:*

- Les billes de verre ont un comportement conforme aux modèles théoriques, avec une pression critique en accord avec la prédiction du modèle de [Zhang et al., 1990](#). Au contraire le sable montre un résultat très différent et n'est pas en accord avec ce modèle. La forme et les propriétés de surface des grains sont les paramètres qui semblent conditionner ce comportement.
- Du fait de ces comportements mécaniques différents, le critère d'identification des pressions et contraintes critiques a dû être défini différemment. Pour les billes de verre, le critère traditionnel d'initiation de la non-linéarité des déformations tient; pour le sable de la Durance, il n'y a pas de distinction nette entre le régime de déformation élastique et le régime de déformation plastique et un critère de courbure maximale des courbes de déformation a dû être utilisée. Pour valider ce critère et la pression critique  $P^*$ , un essai supplémentaire avec mesures des émissions acoustiques a été réalisé; il a permis de confirmer la pertinence du critère proposé.
- Pour les billes de verre, le domaine élastique peut être représenté par deux droite avec une droite à pente positive pour le domaine fragile, et une droite à pente négative pour le domaine ductile.
- Pour le sable de la Durance, la surface de charge peut être représentée par le modèle Cam-Clay modifié ou par le modèle d'enveloppe de rupture (Cap

model) de [Wong et al., 1997](#). Cette enveloppe peut évoluer sous l'effet de la pression de préconsolidation.

- Les billes de verre et le sable de la Durance montrent un comportement de fluage sous contraintes. Nous pouvons utiliser le modèle de [Juarez-Badillo](#) pour modéliser ce comportement.

*Concernant la perméabilité, nous avons vu que:*

Pour les billes de verre :

- La perméabilité évolue en trois étapes : (1) d'abord la perméabilité diminue à faible pression ; (2) puis elle reste constante jusqu'à la pression limite de déformation élastique ; (3) enfin elle diminue fortement avec le chemin de chargement  $K=1,0$  et  $K=0,6$ , mais augmente avec le chemin de chargement  $K=0,4$ .
- L'évolution de la perméabilité avec la porosité est en accord avec la loi empirique de [David et al., 1994](#).

Pour le sable de la Durance :

- L'évolution de la perméabilité est une fonction de la contrainte moyenne effective et du déviateur.
- La perméabilité diminue 40-60% à la pression critique.

*Observation de microstructures*

L'étude microstructurale 'post-essai' des échantillons réalisée pour mieux comprendre les évolutions de perméabilité d'un point de vue de l'endommagement, montre que la fracturation inter-granulaire, la fracturation de Hertz aux contacts et la cataclase granulaire sont autant de formes d'endommagement des grains affectant la structure du

réseau poreux pour accommoder la déformation ; cependant , on constate également qu'une portion de grains sains reste préservée.

Dans le chapitre suivant, nous présentons une étude hydromécanique comparable pour étudier le comportement hydromécanique d'un grès naturel très peu consolidé, représentatif d'un réservoir pétrolier on-shore. Ce travail propose également comme volet supplémentaire pour les aspects réservoirs l'étude de l'évolution de l'anisotropie de perméabilité.

## **COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE DE GRES PEU CONSOLIDES**

CHAPITRE 4 .....		135
4.1.	Essais réalisés.....	136
4.2.	Chargement hydrostatique .....	138
4.3.	Chargement déviatorique .....	149
4.4.	Chemin de chargement et évolution de la perméabilité verticale .....	164
	a. Effet de bord sur $k_v$ .....	164
	b. Évolution de $k_v$ .....	167
4.5.	Chemin de chargement et évolution de la perméabilité horizontale.....	169
	a. Facteur géométrique G dans le cas isotrope.....	171
	b. Facteur géométrique A dans le cas anisotrope.....	174
	c. Évolution de $k_h$ .....	179
4.6.	Évolution de l'anisotropie de la perméabilité.....	180
4.7.	Analyse microstructurale de l'endommagement en fonction de K.....	185
4.8.	Modélisation du Comportement Hydromécanique du grès .....	200
	a. Choix des paramètres du modèle Cam-Clay modifié.....	200
	b. Modélisation du comportement mécanique du grès d'Otter Sherwood...	205
	c. Modélisation de l'évolution de la perméabilité verticale du grès d'Otter Sherwood.....	212
	d. Conclusions .....	213
4.9.	Applications de cette étude sur le comportement hydromécanique .....	214
	a. Implication sur la performance d'un puits horizontal .....	215
	b. Application au niveau du modèle de réservoir.....	216

## CHAPITRE 4

# COMPORTEMENT HYDROMECHANIQUE DE MATERIAUX PEU CONSOLIDES

---

Après avoir décrit le dispositif, ainsi que les protocoles expérimentaux déterminés et validés sur les matériaux non consolidés, ce chapitre présente les résultats d'essais effectués sur le matériau peu consolidé. Le grès de Sherwood qui affleure à Ladram Bay (à proximité de la ville d'Otterton, Angleterre) a été choisi afin d'étudier le comportement hydromécanique d'une roche réservoir peu consolidée. La réalisation d'essais en chargement hydrostatique et proportionnel ('stress path') semble être l'approche pratique qui nous permet de comprendre les mécanismes de compaction et d'évolution de la perméabilité dans le grès de Sherwood du champ pétrolier de Wytch Farm (base du Trias, déposition à dominance fluviale, enfouissement à la profondeur de ~1500 m) au cours de la production. Pour ce faire, nous avons réalisé un certain nombre d'essais de compression, selon différents chemins de chargement, afin de balayer intégralement l'espace des contraintes.

Deux types d'échantillons sont étudiés: des échantillons carottés perpendiculairement et parallèlement aux plans de stratification pour étudier l'anisotropie de perméabilité. La mesure des perméabilités verticale et horizontale et de leur évolution sous l'effet de la compaction est essentielle à l'optimisation des modèles de réservoir. On décrira un nouveau protocole de traitements de données afin de calculer la perméabilité horizontale. L'interprétation des résultats sera abordée de manière à montrer l'influence de chacune des deux contraintes, moyenne et déviatorique, sur la perméabilité.

L'analyse post-essai des échantillons permet de définir une partie des mécanismes macroscopiques et microstructuraux à l'origine de déformations et des évolutions de perméabilités mesurées en cours de chargement.

Dans ce chapitre, nous présenterons également une application du modèle élastoplastique pour décrire le comportement du grès de Sherwood. Précédemment, ce modèle a été appliqué pour l'étude du comportement de sables (Crawford et al., 2004) et le couplage de modèle réservoir – modèle géomécanique (thèse de Bévilion 2000). Par ailleurs, nous montrerons un modèle permettant d'établir un lien entre perméabilité et déformations.

#### 4.1. Essais réalisés

Suivant le même protocole que pour les échantillons de sable, des essais de compression sous différents chemins de chargement  $K$  ont été réalisés pour étudier les déformations et les perméabilités (verticale et horizontale) du grès d'Otter Sherwood.

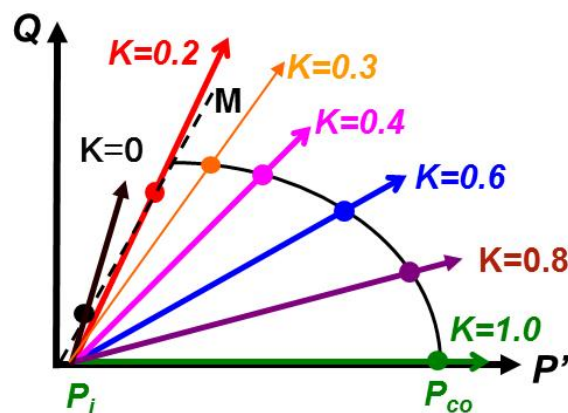
Comme nous l'avons vu dans les chapitres précédents, il est préférable de reproduire expérimentalement les évolutions de contraintes d'un réservoir par la réalisation d'essais à rampes de pression proportionnelles. Comme pour les essais triaxiaux traditionnels, il est possible en faisant varier le paramètre depuis  $K = 0$  (condition similaire à un essai triaxial classique) puis 0,2; 0,3; 0,4; 0,6; 0,8; jusqu'à  $K = 1,0$  (condition hydrostatique), de parcourir l'ensemble de l'espace des contraintes (**Figure 1**).

Avec ce type de test, il est possible de se placer à l'état de contrainte initiale estimée du réservoir avant production ( $P_i, Q_i$ ) et simuler toutes les évolutions possibles des états de contraintes, indépendamment de la forme du réservoir et de la distance au puits. Nous proposons donc de suivre ce type d'approche sur l'Otter Sherwood sandstone. N'étant pas en possession des données de contraintes in-situ sur le réservoir de Wytch Farm, nous avons choisi des conditions initiales d'expérience proche de celle utilisé pour les matériaux analogues. On choisi comme condition initiale de confinement 2 MPa en condition saturée, afin d'assurer l'étanchéité de la membrane équipée pour les mesures de perméabilité et 0,1 MPa pour le test à sec. Ainsi, l'état de contrainte initial de l'échantillon est isotrope:  $P_i=1,5$  MPa, et  $Q_i=0$  MPa pour les tests saturés et  $P_i=0,1$  MPa, et  $Q=0$  MPa pour le test à l'état sec. A partir de cette condition, on réalise des

chemins de chargement jusqu'à la pression maximale accessible du dispositif. Les essais réalisés dans ce but sont présentés dans le **Tableau 1**.

**Tableau 1:** Tableau récapitulatif de tous les essais

No	Références d'essais	Chargement K suivi	Porosité	Perméabilité totale, $k_{v,L}$	Perméabilité inter., $k_{v,M}$	$k_{v,L}/k_{v,M}$	$k_h^B$	$k_{v,M}/k_h^B$	$k_h^T$	$k_{v,M}/k_h^T$
			(%)	(mD)	(mD)		(mD)		(mD)	
<b>Groupe 1 (Saturé, échantillon verticale pour la mesure <math>k_v</math>)</b>										
1	LAD_02Z	1,0	34,1	142	182	0,78	-	-	-	-
2	LAD_37Z	1,0	34,2	85	138	0,62	-	-	-	-
3	LAD_07Z	0,8	31,0	168	215	0,78	-	-	-	-
4	LAD_08Z	0,6	33,7	208	258	0,81	-	-	-	-
5	LAD_09Z	0,4	33,4	148	182	0,81	-	-	-	-
6	LAD_33Z	0,3	32,0	129	150	0,86	-	-	-	-
7	LAD_10Z	0,2	31,0	155	222	0,70	-	-	-	-
8	LAD_34Z	0,2	32,2	88	107	0,82	-	-	-	-
9	LAD_13Z	0	33,5	147	164	0,90	-	-	-	-
<b>Groupe 2 (Saturé, échantillon verticale pour la mesure <math>k_h</math>)</b>										
10	LAD_14Z	1,0	34,4	105	133	0,79	284	0,47	158	0,84
11	LAD_11Z	1,0	33,0	148	173	0,86	95	1,82	100	1,73
12	LAD_15Z	0,8	33,4	85	117	0,73	168	0,70	128	0,91
13	LAD_16Z	0,6	32,4	121	143	0,85	134	1,07	109	1,31
14	LAD_17Z	0,4	32,0	178	245	0,73	138	1,78	134	1,83
15	LAD_12Z	0,3	32,9	95	123	0,77	79	1,56	82	1,50
16	LAD_18Z	0,2	31,4	142	158	0,90	82	1,92	92	1,71
<b>Groupe 3 (Saturé, échantillon horizontale pour la mesure <math>k_h</math>)</b>										
17	LAD_01H	1,0	33,0	276	350	0,79	-	-	-	-
18	LAD_02H	1,0	32,0	324	447	0,7248	-	-	-	-
<b>Groupe 4 (Échantillon à l'état sec)</b>										
19	LAD_01Z	1,0	-	-	-	-	-	-	-	-

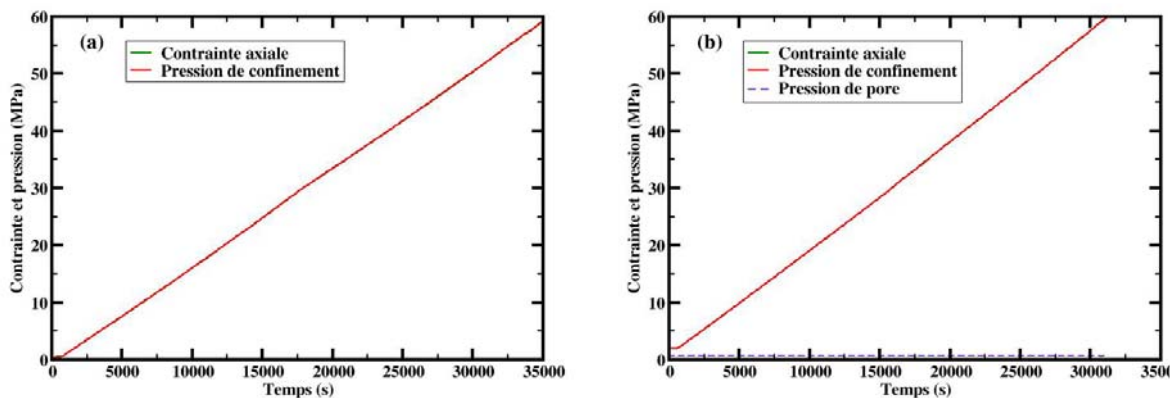


**Figure 1:** Synthèse des chemins de chargement proportionnels réalisés sur le grès d'Otter Sherwood projetés dans l'espace des contraintes.

Dans ce tableau, on présente les échantillons d'OSS soumis aux différents chemins de chargement K. La porosité est estimée par saturation, la perméabilité est mesurée en utilisant la membrane présentée dans la **Figure 18, Chapitre 2**). Notons que pour le groupe 1 (échantillons Z carottés perpendiculairement aux plans de stratification) et le groupe 3 (échantillons H carottés parallèlement aux plans de stratification), les essais sont réalisés avec la membrane de mesure de perméabilité verticale  $k_v$ , donc nous n'avons pas les données de la perméabilité horizontale. Au contraire, les essais sur le groupe 2 sont réalisés avec la membrane qui permet de mesurer la perméabilité horizontale. Le groupe 4 a été échantillonné pour étudier le comportement mécanique à l'état sec.

#### 4.2. Chargement hydrostatique

Les essais ont été réalisés en conditions drainées et à l'état sec (**Figure 2**). Dans le cas des essais drainés, la pression interstitielle est maintenue constante à 0,5 MPa et les pressions de confinement et axiale augmentent simultanément de 2 MPa à 60 MPa, selon une vitesse de chargement de 0,1 MPa/min. Dans le cas de l'essai à l'état sec, les pressions de confinement et axiale augmentent simultanément de 0,1 MPa à 60 MPa. Ces essais ont été effectués dans le but de déterminer la pression critique d'effondrement des pores  $P^*$ , les paramètres élastique ( $\kappa$ ) et plastique ( $\lambda$ ) et l'influence de l'effet de la saturation sur le comportement mécanique du matériau.



**Figure 2:** Chemin de chargement hydrostatique pour OSS, (a) état sec,  $P_i=0,1$  MPa, (b) état saturé en saumure de  $20\text{g}\cdot\text{L}^{-1}$ ,  $P_i=1,5$  MPa.



### *Comportement mécanique*

L'évolution de la déformation volumique  $\varepsilon_v$  du matériau en fonction de la contrainte hydrostatique est présentée sur la **Figure 3** pour l'ensemble de ces essais. La **Figure 3(a)** montre les résultats obtenus pour deux échantillons carottés parallèlement aux plans de stratification (LAD\_01X, LAD\_02X) et quatre échantillons carottés perpendiculairement à ceux-ci (LAD\_02Z, LAD\_11Z, LAD\_14Z, LAD\_37Z). Tous les échantillons sont saturés en saumure de NaCl 20g.L<sup>-1</sup>. La déformation volumique au cours du chargement montre une évolution selon trois étapes:

(1) Aux faibles valeurs de confinement (de 2 MPa à 5 MPa), une compression importante de l'échantillon d'environ 0,5% est observée. Ce type d'évolution est cohérent avec celle mise en évidence par [Dautriat 2009](#) sur les matériaux consolidés. Comme suggéré par [David et al. 1994](#), cette étape peut être liée à une diminution de la porosité associée liée à la fermeture des microfissures préexistantes au sein du matériau et/ou à des réarrangements des grains.

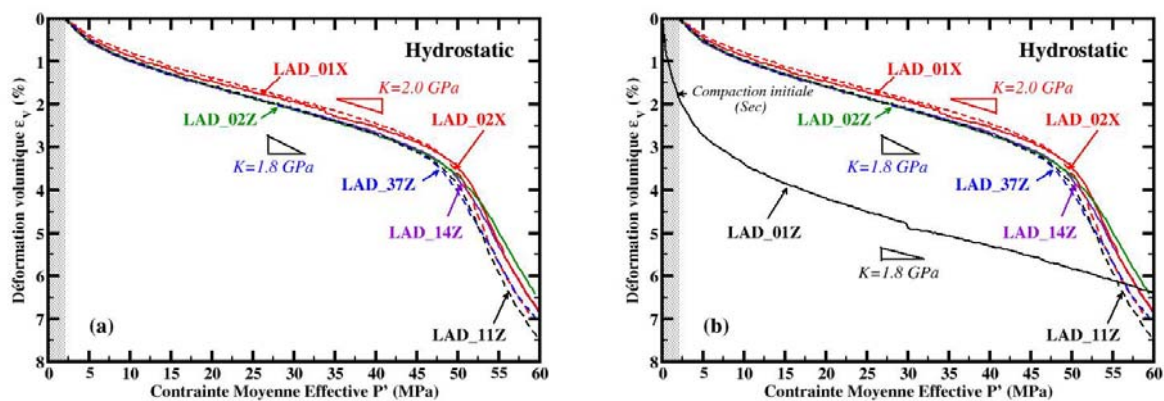
(2) Pour des valeurs de confinement comprises entre 5 MPa et 39,5 MPa, la déformation volumique évolue linéairement avec la pression moyenne effective. Cette linéarité est caractéristique de la réponse élastique du matériau. Le module de compressibilité K du grès d'Otter Sherwood peut alors être déterminé. Les valeurs de K mesurées sont d'environ 2,0 GPa et 1,8 GPa pour les échantillons prélevés respectivement selon (X) et orthogonalement (Z) aux plans de stratification.

(3) Selon le critère que nous avons défini dans le chapitre précédent, la pression au point où la courbe s'écarte de la linéarité correspond à la transition entre les zones de déformation élastique et plastique, notée P\*. Normalement, cette valeur correspond au début de l'effondrement plastique (initiation d'écrasement des grains) ([Wong et al., 1997](#)). La pression moyenne effective critique du grès d'Otter Sherwood est environ P\*=39,5 MPa. Dans une autre étude de [Fortin et al., 2009](#) conduite sur le grès de Vosges, les auteurs ont montré que l'effondrement de la porosité sous chargement hydrostatique peut également être déterminé par l'enregistrement des émissions acoustiques (AE). A la pression P\*, un changement d'évolution du nombre d'émissions acoustiques en fonction de la pression est observé. Cependant une certaine incertitude sur la valeur de P\* résulte de la méthode de détermination utilisée ; à titre d'exemple, pour le grès des Vosges, P\* déterminée à partir de la courbe de réponse mécanique est égale à 125 MPa ([Fortin et al., 2009](#)), alors qu'elle est égale à 135 MPa ([Fortin et al., 2005](#)) au regard de l'activité acoustique. Enfin, à des valeurs de pressions effectives

plus élevées (entre 53 et 60 MPa), on observe une augmentation très importante de la déformation volumique.

De façon surprenante, les échantillons X et les échantillons Z montrent très peu de différence de comportement sous chargement hydrostatique. Les études précédentes disponibles dans la littérature montrent cependant une réponse mécanique anisotrope (en terme de modules élastiques et de contraintes à la rupture) des matériaux anisotropes sous chargement (voir par exemple, [Niandou et al., 1997](#) sur des échantillons d'argillites de Tournemire)

[Crawford et al., 2012](#) présentent une compilation de résultats de près de 400 tests triaxiaux sur des argiles et des marnes à partir de la littérature ; ils montrent une dispersion de la contrainte à la rupture entre 20 et 80%, en fonction de l'orientation du plan de stratification par rapport à la direction de carottage. Il est donc intéressant d'étudier le comportement mécanique d'OSS sous le chargement déviatorique.



**Figure 3:** Comparaison de la déformation volumique sous une sollicitation hydrostatique (a) pour 2 échantillons carottés parallèlement, 4 échantillons carottés perpendiculairement aux plans de stratification. Les échantillons sont saturés en saumure NaCl à  $20 \text{ g.L}^{-1}$ , (b) Superposition de la réponse d'un échantillon sec de grès d'OSS chargé dans les mêmes conditions.

La **Figure 3(b)** présente l'effet de l'affaiblissement de la réponse mécanique en présence de saumure (weakening effect). Contrairement aux échantillons saturés, on constate que la valeur de la pression critique  $P^*$  n'est pas encore atteinte à 60 MPa. Ce résultat est similaire avec ceux obtenus par [Baud et al., 2000](#) pour quatre grès, dont les porosités varient de 11% à 35% (Berea, Boise, Darley Dale et Gosford) soumis à des chargements triaxiaux. Avec la saturation, les auteurs ont en effet observé une réduction de la contrainte critique dans le régime « ductile » (shear-enhanced compaction) comprise entre 20 et 70 % et une diminution de la contrainte à la rupture

dans le domaine fragile de 5 à 17 %, mais la surface de charge normalisée est similaire dans les deux cas. En revanche, la valeur du module d'incompressibilité  $K$  reste inchangée aux environs de 1,8 GPa, sans effet apparent de la saturation sur le comportement élastique de l'OSS. Ce résultat surprenant confirme le comportement intéressant d'OSS ; cependant, pour confirmer cette dernière observation, des tests supplémentaires à l'état sec seraient nécessaires.

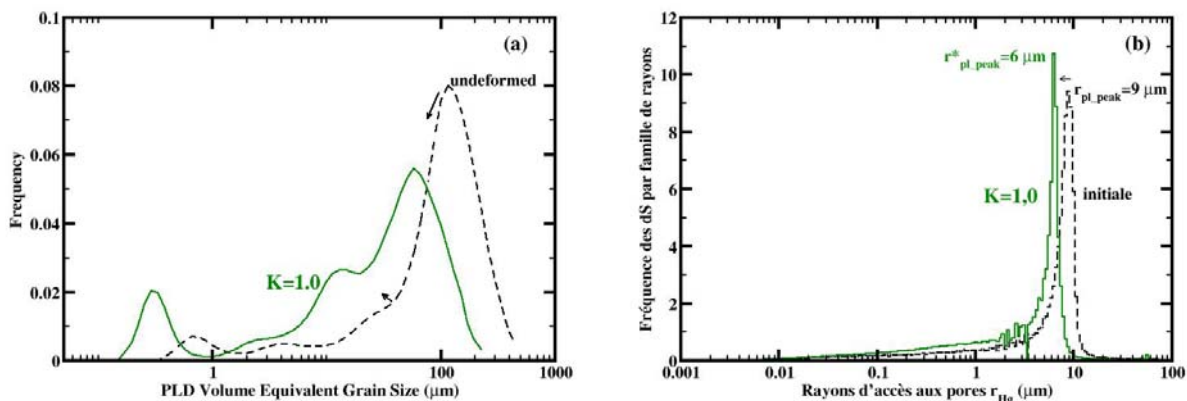
### *Analyse multi-échelles de l'endommagement*

Une analyse comparative de la taille moyenne des grains par la technique de granulométrie RX des échantillons avant et après une compression hydrostatique jusqu'à 60MPa est présentée dans **Figure 4(a)**, celle-ci est complétée par une comparaison de la distribution de taille des seuils de pore obtenue par porosimétrie Hg (**Figure 4(b)**). On observe une augmentation des particules de faible dimension et aussi une diminution en proportion des particules de grande dimension, qui est une conséquence directe de l'écrasement des grains. Comme nous l'avons souligné dans le chapitre 2, cette méthode est seulement à considérer qualitativement pour ce matériau complexe parce qu'on a choisi comme index de réfraction (IR) de référence celui du quartz. De plus, la zone choisie dans échantillon et le broyage d'un petit volume de l'échantillon peuvent également impacter le résultat de cette analyse.

Comme le montre la **Figure 4(b)**, en superposant sur le même graphique, la distribution des rayons d'accès aux pores d'un échantillon sain et d'un fragment de l'échantillon LAD\_02Z, la structure du réseau poreux est modifiée par le mécanisme d'effondrement de la porosité. On constate que le pic de la macroporosité du réseau déformé a diminué (de 9  $\mu\text{m}$  à 6  $\mu\text{m}$ ), en revanche, la microporosité a augmenté (entre de 0,01 à 1  $\mu\text{m}$ ). Cependant, cette mesure comparative peut être sujette à des problèmes de représentativité entre différents échantillons de petits volumes. La compaction semble affecter préférentiellement le réseau de porosité ce qui est cohérent avec les fortes chutes de perméabilité enregistrée. Ce point sera détaillé dans la partie suivante.

Pour étudier les mécanismes de compaction de l'échantillon à différentes échelles, on a étudié l'endommagement 'post-essai' par les techniques d'imagerie scanner (120  $\mu\text{m}$  dans le plan X et 210  $\mu\text{m}$  dans le plan Z), de micro-tomographie-RX (résolution de 18

$\mu\text{m}$ ) et des observations MEB. Les deux premières techniques (Scanner CT, microtomographie-RX) ne sont pas suffisantes en terme de résolution pour observer la microstructure poreuse (0,1-10  $\mu\text{m}$ , **Figure 4(b)**) ou des microfractures dans les grains de taille inférieures à 200  $\mu\text{m}$  (**Figure 4(a)**). Par exemple la **Figure 5** montre des radiographies de l'échantillon après compaction obtenues sous scanner médical. L'avantage de cette technique est la détermination du profil de densité radiologique CT, sa valeur étant inversement proportionnelle à la porosité du matériau. Dans le cas d'un matériau présentant une seule phase minéralogique, après étalonnage de la densité sur un matériau de même composition et de porosité connue, on peut également déterminer le profil de porosité à partir du profil CT (**Dautriat 2009**). Mais avec l'OSS, la composition minéralogique complexe (minéraux: Quartz, Feldspath, Mica, Argile) empêche une détermination directe de la porosité par cette méthode. On se limite ici à une comparaison du changement de densité radiologique CT de l'échantillon entre l'état intact et après compaction. On constate une augmentation globale de densité CT de l'échantillon après compaction (**Figure 6**), liée à une diminution de la porosité (irréversible) de l'échantillon après le déchargement.



**Figure 4:** (a) Granulométrie du grès d'OSS par analyse Granulométrique Laser avant et après compaction hydrostatique, (b) Rayon capillaire équivalent des seuils de pore du grès avant et après compaction déterminé par porosimétrie mercure.

Les observations de lames minces (**Figure 7**) et celles réalisées au MEB (**Figure 8**, **Figure 9**, **Figure 10**) montrent clairement l'évolution de la microstructure avec la compaction de l'échantillon, corrélée à l'effondrement de la porosité. Ces résultats sont obtenus à partir d'un petit échantillon de 2 cm de diamètre, sous échantillonné après compaction, selon la position reportée dans la **Figure 5(a)**. Pour les observations de lames minces (voir **Figure 7**), on voit seulement des fractures (ellipses), mais

l'épaisseur des lames minces (40  $\mu\text{m}$ ), rend difficile l'identification des minéraux endommagés (difficulté de polissage des lames minces).

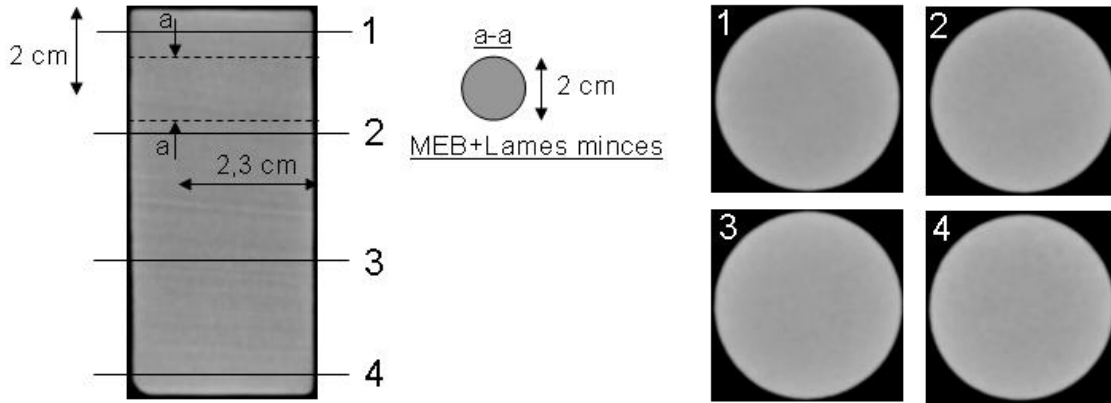
On peut faciliter l'observation des évolutions microstructurales par une identification plus aisée des minéraux à l'aide de l'imagerie MEB. Plusieurs séries d'images à différents grossissements ont été réalisées en utilisant le signal des électrons rétrodiffusés (mode BSE). La **Figure 8**(haut) montre une zone au centre de l'échantillon de 2 cm, avec le grossissement 40X pour obtenir une vision globale de la structure endommagée. On note que l'endommagement n'est pas homogène, la zone a semblant plus endommagée que la zone b. La porosité estimée est de 23,5% pour la **Figure 8**(haut), cette valeur est beaucoup plus faible que la valeur estimée à l'état initial (34%).

De plus, on observe le développement d'une intense microfissuration (représentée par les ellipses) sur les différentes images ; celle-ci est initiée généralement aux contacts des grains (contacts Quartz-Quartz, Quartz-Feldspath et Feldspath-Feldspath). Elle est observée dans certains grains et plus particulièrement dans les grains de Quartz et de Feldspath.

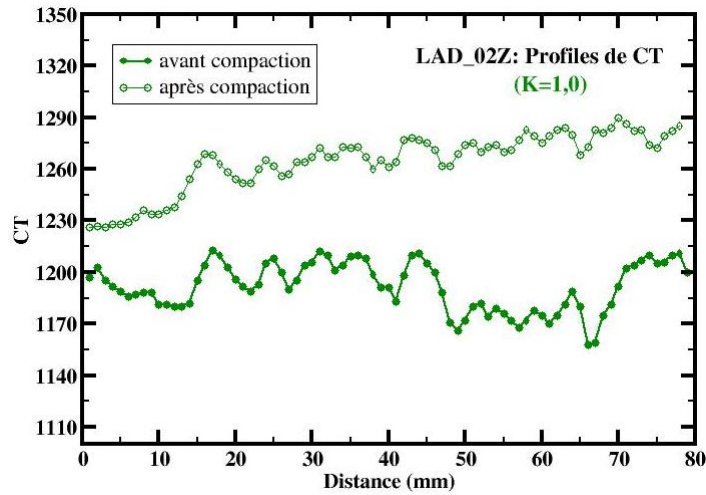
Une indentation de grains de feldspaths par les grains de Quartz peut également être identifiée (symbole X, dans la figure **Figure 8**(bas) et **Figure 9**(haut)), mais ce type de figure n'est pas une conséquence d'un endommagement lié à l'expérience de compaction, celles-ci étaient déjà apparentes sur les échantillons sains et résultent de l'histoire diagénétique du grès.

Comme indiqué précédemment dans le **chapitre 2**, les grains de mica sont initialement sous la forme de "baguettes", ils témoignent, après compaction, d'un très fort endommagement. Comme ces minéraux sont de faible résistance, ils apparaissent très comprimés sous l'effet de mouvements locaux des grains de Quartz et de feldspath (flèche dans la **Figure 9** et la **Figure 10**). Leur structure 'en baguette' est en règle générale perdue avec l'endommagement. Cette déformation inélastique des grains de mica est probablement initiée dès le début du chargement et peut potentiellement contribuer à l'évolution non linéaire de la déformation volumique aux faibles contraintes (entre 1,5 MPa et 5 MPa sur la **Figure 3**(a)), mais le comportement macroscopique de l'échantillon doit être dominé par les minéraux les plus représentés.

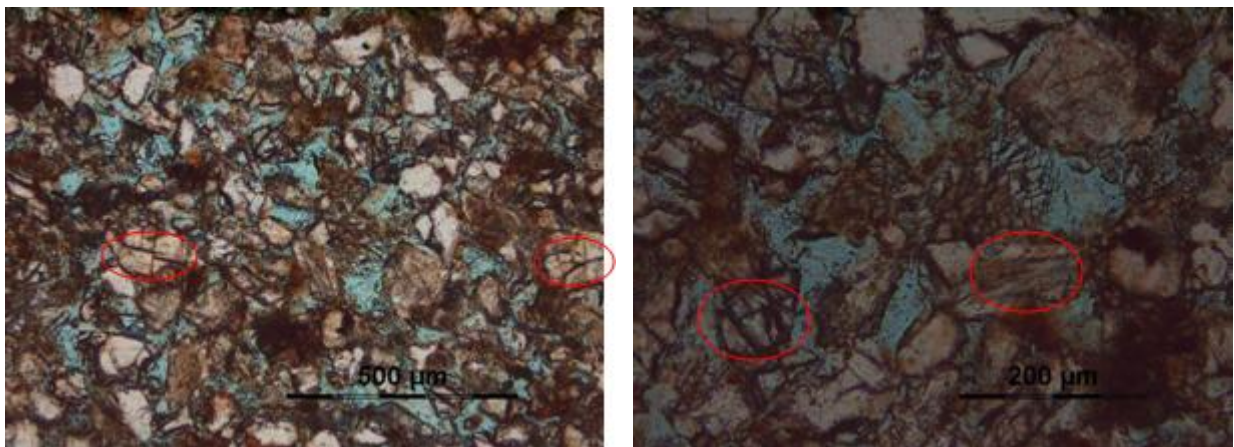
De plus, certaines de ces observations sur OSS (fractures des grains Quartz et Feldspath, déformation de micas) sont similaires aux résultats de [Zhang et al., 1990\(a,b\)](#) sur le grès de Boise faiblement consolidé et [Fortin et al., 2009](#) sur le grès de Vosges.



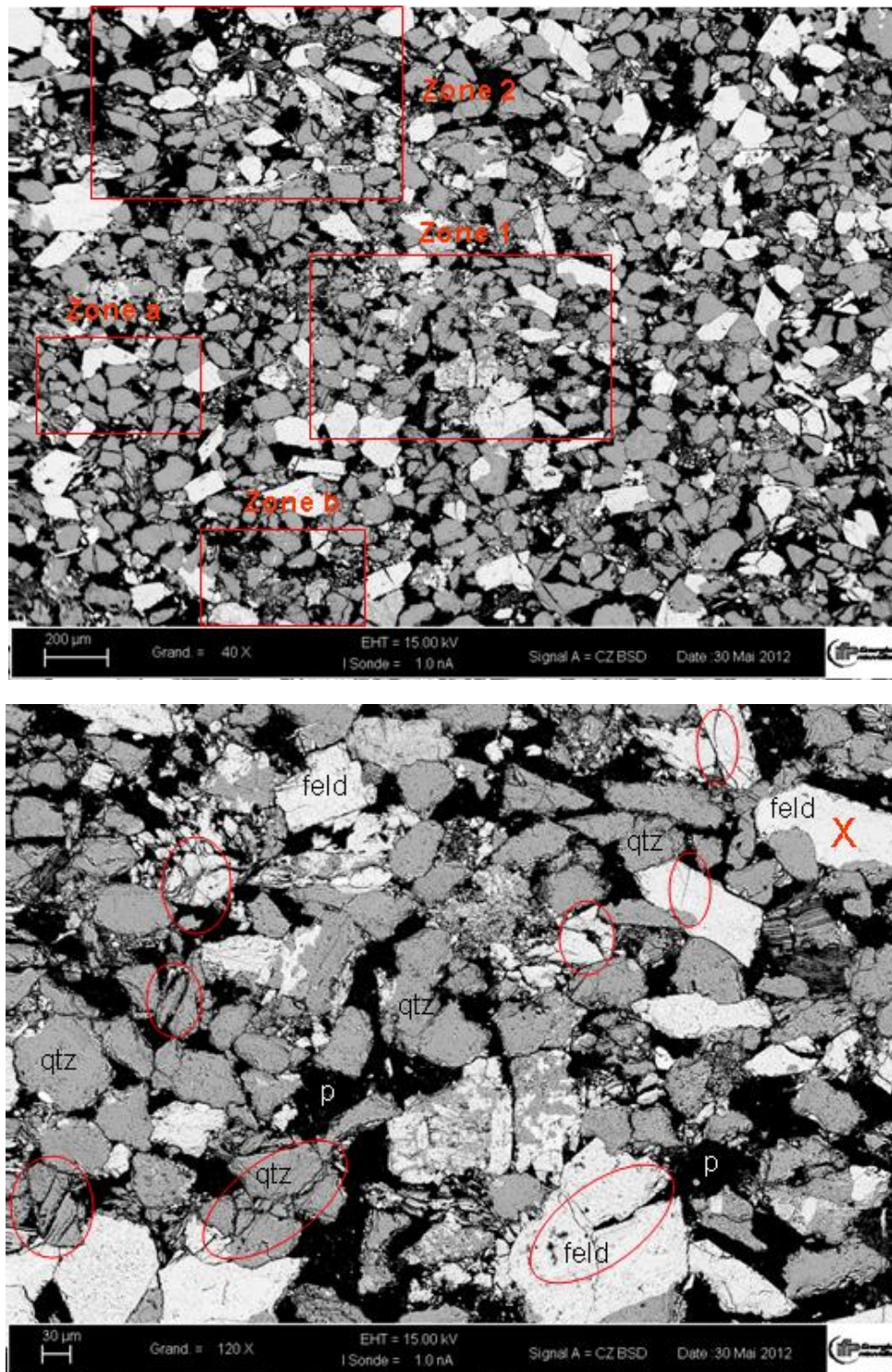
**Figure 5:** Exemple des coupes longitudinale et transversales de l'échantillon OSS après compaction sous chargement hydrostatique jusqu'à 60MPa (LAD\_02Z).



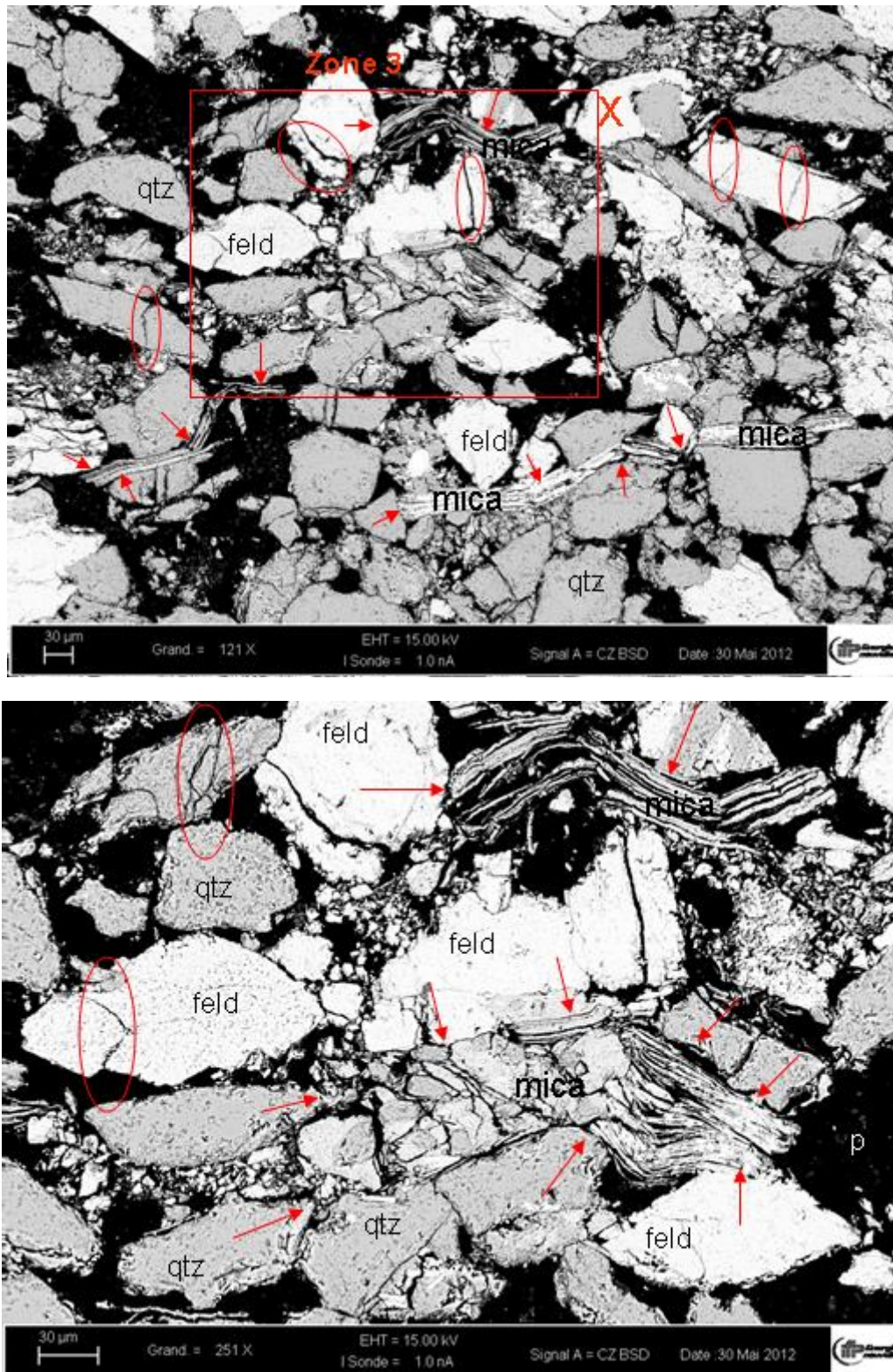
**Figure 6:** Profils de densité radiologique (exprimé en CT) de l'échantillon la série  $k_v$ : avant et après compaction.



**Figure 7:** Observations de lames minces d'un échantillon de grès d'Otter Sherwood après un chargement hydrostatique jusqu'à 60 MPa. (LAD\_02Z). (Épaisseur de lame mince 40 µm). Les ellipses montrent quelques grains fracturés.

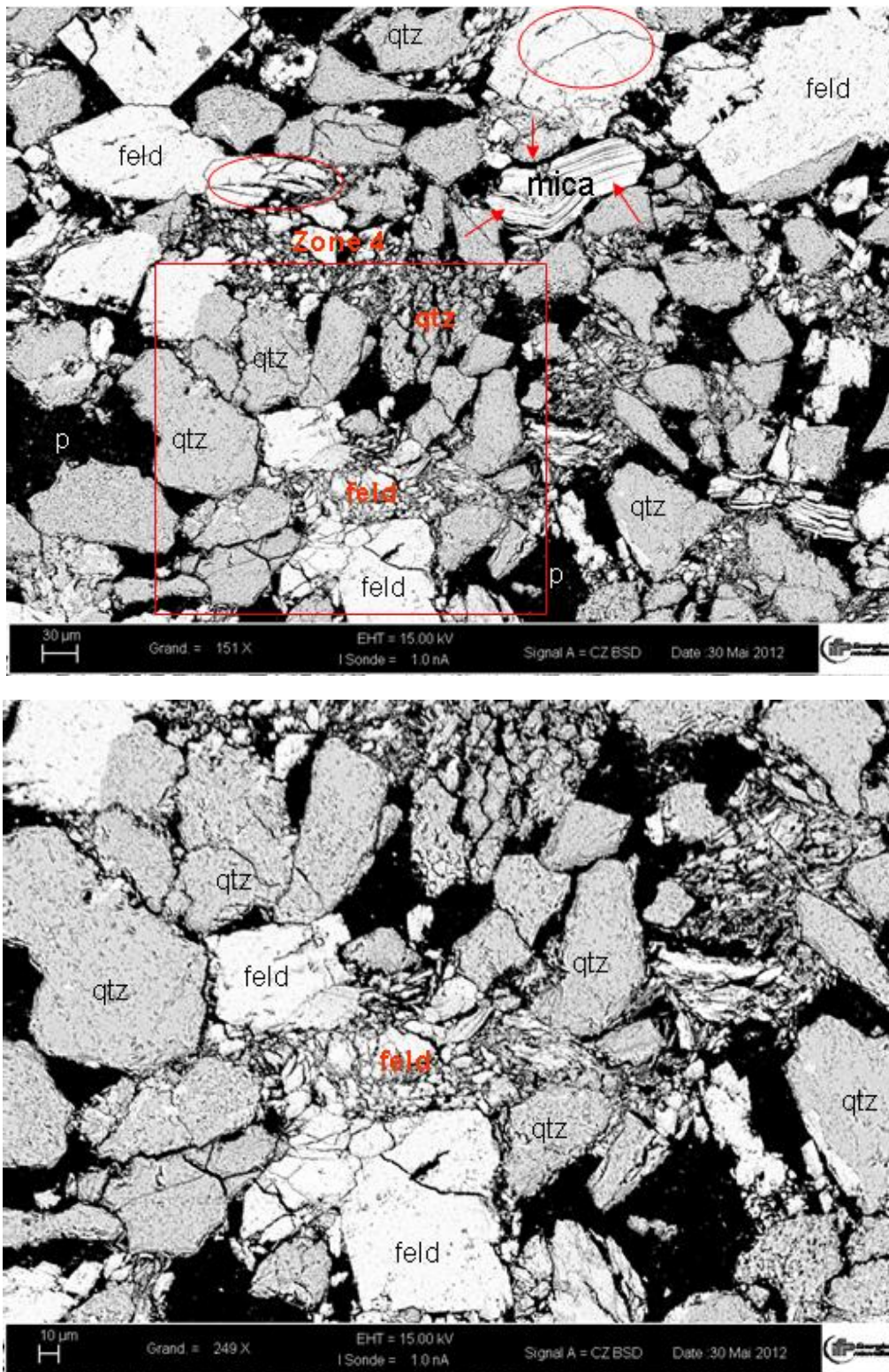


**Figure 8:** Exemples d'images MEB (Mode BSE) du grès d'Otter Sherwood après chargement hydrostatique: (haut) grandissement 40X, porosité estimée par analyse d'image : 23,5%, la zone a est moins endommagée que la zone b; (bas) grandissement 120X (zone 1); Quartz, feldspath, mica, et pores sont notés respectivement qtz, feld, mica, et p, les fissures sont représentées par les ellipses ; exemple de feldspath présentant un marqueur de l'indentation (X).



**Figure 9:** Exemples d'images MEB (Mode BSE) du grès d'Otter Sherwood : (haut) grandissement X121 de la zone 2; (bas) grandissement X251 de la zone 3; les fissures sont représentées par les ellipses. Les micas témoignent d'un fort endommagement; les flèches montrent les déplacements relatifs des grains.





**Figure 10:** Exemple d'images MEB (Mode BSE) du grès d'Otter Sherwood : (haut) grandissement X151 ; (bas) grandissement X249 de la zone 4; les fissures sont représentées par les ellipses; les flèches montrent les déplacements relatifs de grains. La déformation cataclastique est clairement visible dans les grains de Quartz et feldspath.

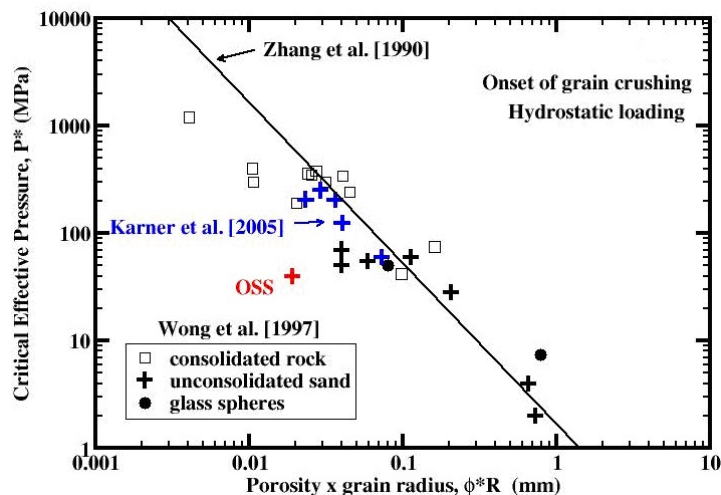
### Discussion sur la valeur de la pression critique $P^*$

La pression critique déterminée expérimentalement pour le grès d'Otter Sherwood saturé en saumure est de  $P^*=39,5$  MPa ; celle-ci peut être confrontée à la valeur prédite par le modèle de [Zhang et al., 1990\(b\)](#). Discuté dans le chapitre 3, nous rappelons que ce modèle est basé sur la mécanique de la fracture et la théorie du contact Hertzien. Les auteurs définissent une loi reliant la pression critique d'effondrement des pores  $P^*$  à la porosité  $\Phi$  et au rayon moyen des grains  $R$  d'un grès, suivant la loi de puissance :

$$P^* \propto (\phi R)^n \quad (1)$$

avec  $n=-1,5$ .

Cette loi a été testée et validée sur des assemblages de billes de verre et sur le grès consolidés et non consolidés par [Wong et al., 1997](#) et récemment sur des massifs de sable ronds par [Karner et al., 2005](#). Connaissant la valeur moyenne de la porosité par saturation (32,8%) et le rayon moyen des grains (60  $\mu\text{m}$ ) déterminé par analyse granulométrique Laser (voir **Figure 3(c)**) et confirmé par observation de lames minces et SEM, la pression critique  $P^*$  déterminée par le modèle devraient être d'environ 800 MPa (voir **Figure 11**, avec  $\phi^*R=0,0197$ ). L'application directe de ce modèle induit donc une surestimation de la valeur  $P^*$  pour l'OSS.



**Figure 11:** Comparaison de la valeur de  $P^*$  déterminée pour l'OSS aux résultats de [Wong et al., 1997](#) et [Karner et al., 2005](#).

Les sources de cette surestimation sont nombreuses et peuvent être liées à l'hétérogénéité, l'anisotropie de structure et la complexité minéralogique de ce grès. Pour l'ensemble de ces raisons, les mécanismes d'endommagement d'OSS sont beaucoup plus complexes que ceux considérés pour l'établissement du modèle de [Zhang et al., 1990\(b\)](#). On suppose que l'effondrement de la porosité résulte d'une combinaison des mécanismes de microfissuration des grains de Quartz et de feldspath, qui peuvent ne pas être concomittents, et de la déformation plastique affectant les micas.

Dans la partie suivante, nous nous intéressons aux évolutions des propriétés mécaniques et à la détermination des paramètres élastoplastiques du grès d'OSS en conditions de chargement déviatorique.

### 4.3. Chargement déviatorique

#### *Comportement mécanique*

La **Figure 12** montre l'évolution des déformations axiale, radiale, déviatorique, et volumique en fonction de la contrainte moyenne effective pour deux groupes d'échantillons testés (mesure de la perméabilité verticale ( $k_v$ ) et horizontale ( $k_h$ )). Les mêmes chemins de chargement  $K$  (1,0; 0,8; 0,6; 0,4; 0,3; 0,2; 0) ont été appliqués pour les deux groupes (voir **Tableau 1**).

La valeur du paramètre de chemin de chargement  $K$  contrôle le niveau de compaction induit dans chaque échantillon.

Sur les courbes d'évolution de la déformation volumique (**Figure 12 d, h**), nous observons qu'indépendamment de la valeur de  $K$ , le niveau de déformation correspond à celui induit par un chargement hydrostatique dans la première phase et la seconde phase de compaction, soit respectivement 5 MPa et à la valeur de contrainte critique de chaque chemin de chargement. Ce résultat est cohérent avec ceux obtenus par [Wong et al., 1997](#) et [Baud et al., 2000](#) sur des grès poreux rigides soumis à des chargements triaxiaux standards (avec  $K=0$ , c'est à dire à pression de confinement constante).

Pour confirmer ce résultat, on a réalisé les chemins de chargement avec un cycle de chargement-déchargement dans la phase de déformation élastique sur un matériau homogène et isotrope (cale en Peek), avec  $HxD=80 \times 38,1$  mm,  $E=3,7$  GPa,  $\nu=0,4$ .

L'évolution de la déformation volumique en fonction de la contrainte moyenne effective est montrée dans la **Figure 13**. On note également que cette évolution est indépendante de la valeur de  $K$ . Un changement de la pente de déformation à la contrainte 10 MPa est également observé, mais d'une ampleur beaucoup plus limitée que dans le cas d'OSS. Donc, on pense que la réponse des capteurs de déplacements mais également la souplesse du dispositif peut influencer le résultat de la mesure des déformations du matériaux dans la gamme de contrainte de 2 MPa à 10 MPa.

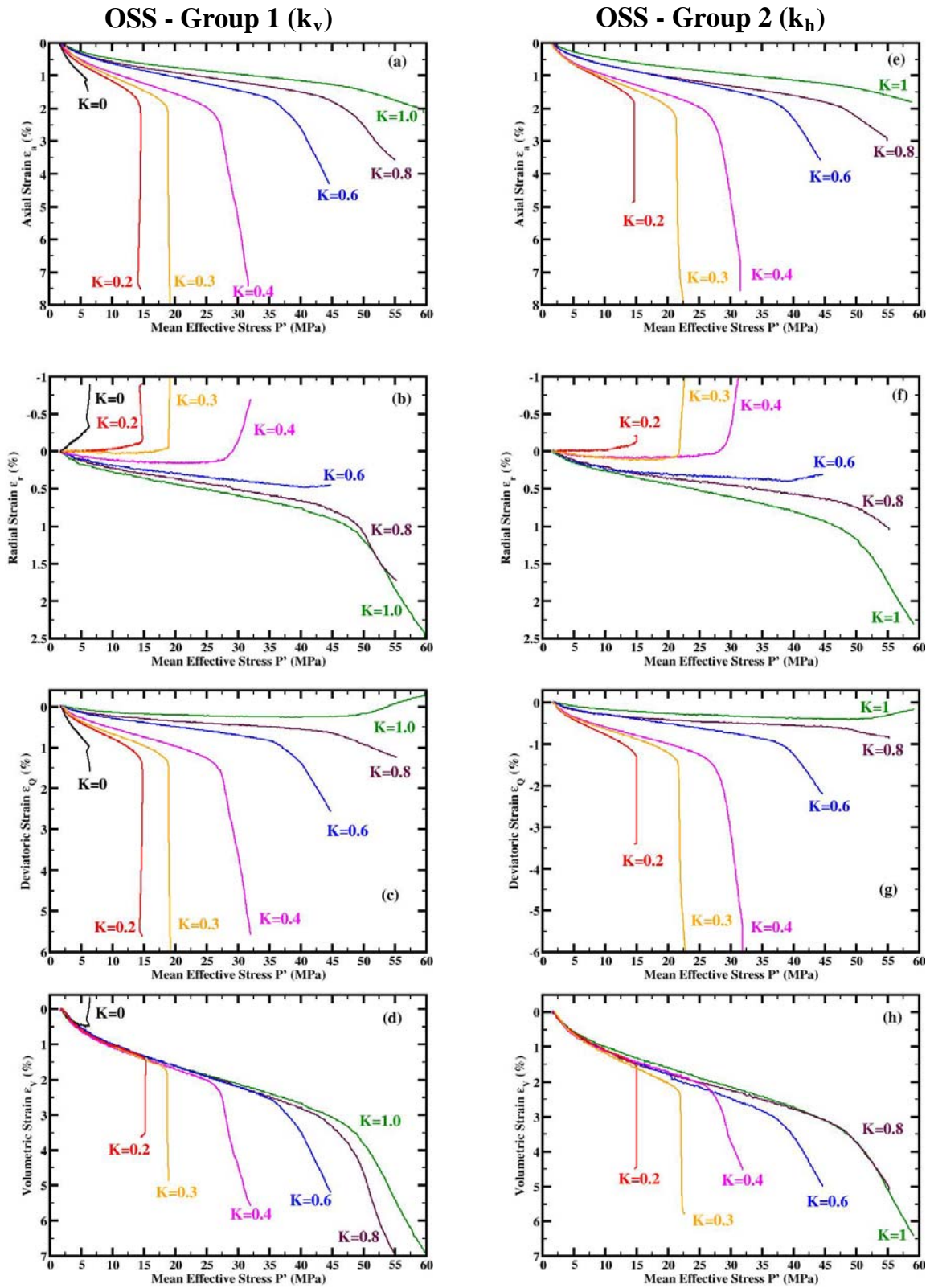
Les contraintes moyennes effectives critiques,  $C^*$  ou  $C'$ , définies par [Wong et al., 1997](#) correspondent respectivement à l'entrée dans un régime de compaction cataclastique ou à l'apparition de la déformation inélastique dans le domaine fragile. Ici, on utilise la courbe de déformation volumique (**Figure 12 d, h**) pour déterminer ces valeurs. En utilisant le critère classique de rupture à l'initiation de la non-linéarité de la courbe de déformation volumique-contrainte moyenne effective, on détermine les contraintes critiques  $C^*$  ou  $C'$  pour les chemins  $K \neq 1,0$  et la pression critique  $P^*$  pour  $K=1,0$  (voir section précédente).

Dans le régime inélastique, c'est à dire dans un domaine de contraintes supérieures à cette contrainte critique, tandis que la déformation axiale reste strictement compactante (ou positive), la déformation radiale évolue de compactante à dilatante (ou de positive à négative) pour les chemins de charge  $K \leq 0,6$  (**Figure 12(b,f)**). En revanche, la déformation volumique reste purement compactante, sauf dans le cas d'un chargement triaxial classique ( $K=0$ ) (**Figure 12(d,h)**).

Nous observons que les évolutions de déformation correspondantes aux conditions de déformation uniaxiale (ou oedométrique) sont valables pour des paramètres  $K$  situés dans l'intervalle  $[0,2; 0,4]$  (**Figure 12(b,f)**). Cette remarque est importante pour les ingénieurs de réservoir, car elle peut permettre l'estimation du coefficient de Poisson  $\nu$ , celui-ci étant une fonction de la valeur du chemin de chargement correspondant à l'oedométrie (noté souvent  $K_0$ ), selon l'équation (2):

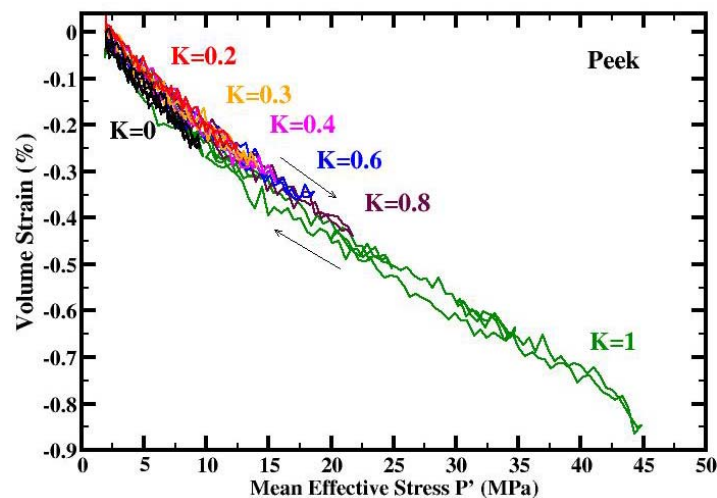
$$\nu = \frac{K_0}{K_0 + 1} \quad (2)$$

Par cette méthode, le coefficient  $\nu$  se situe entre  $[0,17-0,29]$ .



**Figure 12:** Chemins de chargement - évolution de la déformation d'OSS (a, e) déformation axiale, (b, f) déformation radiale, (c, g) déformation déviatorique, (d, h) déformation volumique: (gauche) groupe 1 : tests avec mesures de la perméabilité verticale, (droite) groupe 2 : tests avec mesures de la perméabilité horizontale.

Dans la **Figure 12**, on constate que les deux séries de tests réalisés sur différents échantillons ( $k_v$  et  $k_h$ ) montrent que la réponse mécanique reste très proche et cohérente (à l'exception du chemin de contrainte  $K=0,8$ ) (**Figure 12(d,h)**). Le grès OSS montre donc une bonne homogénéité de la réponse mécanique à l'échelle de l'échantillon. Le critère de sélection sur la base de l'imagerie scanner des échantillons avant essai est donc pertinent et permet une comparaison des résultats obtenus sur les différentes carottes et les différents chemins de chargements explorés.



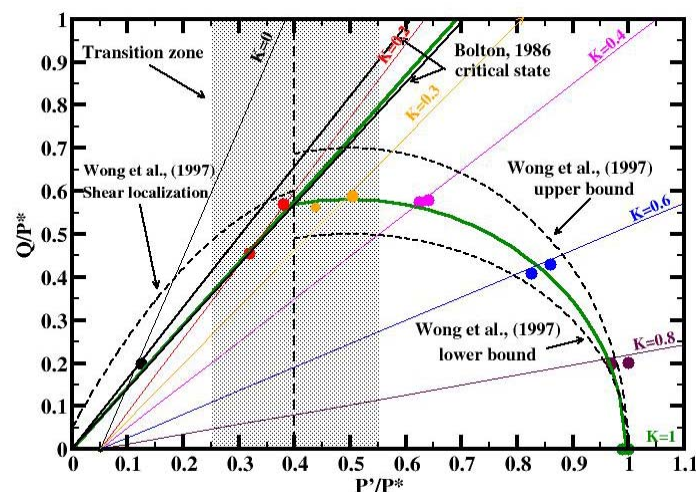
**Figure 13:** Chemin de charge – évolution de la déformation volumique mesurée sur une cale en Peek.

Après avoir déterminé les limites de déformation élastique et plastique, on s'intéresse maintenant à la modélisation du comportement mécanique d'OSS sous n'importe quel chemin de chargement, et par extension, n'importe quel mode de déformation de l'échantillon. On détermine ainsi la surface de charge dans l'espace de contrainte  $P'$ - $Q$ , et on étudie l'endommagement de l'échantillon après les tests.

### Surface de charge

Comme rappelé dans le **chapitre 1**, le comportement des matériaux non ou faiblement consolidés peut être modélisé par les lois élasto-plastiques. Dans cette partie, on utilisera donc des modèles d'enveloppes décrites précédemment pour traiter les données expérimentales. Les pressions critiques sont obtenues à partir des évolutions de déformation volumique en fonction de la contrainte moyenne effective pour chaque chemin de chargement (**Figure 12**). Dans le **Tableau 2** et la **Figure 14**, les pressions critiques sont alors normalisées par la pression critique  $P^*$  (sous charge hydrostatique). Dans l'espace des contraintes normalisées, on constate que l'enveloppe de rupture présente une forme elliptique. Cette enveloppe est bien approchée avec le modèle Cam-Clay modifié ( $M=1,1$ ;  $P^*=40$  MPa) et le modèle de [Wong et al., 1997](#) ( $\gamma=0,5$ ;  $\delta=0,55$ ;  $P^*=40$  MPa).

De plus, nos données expérimentales correspondent parfaitement aux bornes définies par [Wong et al., 1997](#) dans l'espace normalisé de contraintes. Les auteurs ont déterminé ces bornes à partir d'une compilation de données de contraintes à la rupture sur 6 grès de porosités comprises entre de 14,5 à 35% soumis à des chargements triaxiaux. En outre, la valeur de pression critique correspondant à la rupture fragile ( $K=0$ ) est comprise entre les deux lignes d'état critique définies par [Bolton et al., 1986](#) (sur les 17 types de sables différents). Ces résultats sont également conformes à ceux obtenus par [Crawford et al., 2004](#) pour trois sables non consolidés avec des porosités variant de 34,3 à 37,5%.



**Figure 14:** Surface de charge normalisée, déterminée à partir de l'ensemble des contraintes critiques sur le grès d'OSS et confrontée aux résultats de [Wong et al., 1997](#); [Bolton 1986](#).

**Tableau 2:** Pressions critiques déterminées pour tous les chemins de chargement investigués sur le grès d'OSS

Échantillons	Chemin de charge K	$\sigma'_a$ (MPa)	$P'_c$ (MPa)	$P'$ (MPa)	Q (MPa)	$P'/P^*$	$Q/P^*$
<b>Groupe 1 (Saturé, mesure <math>k_v</math>)</b>							
LAD_02Z	1,0	39,5	39,5	39,5	0,0	1,0	0,0
LAD_07Z	0,8	43,2	35,4	38,0	7,8	0,96	0,20
LAD_08Z	0,6	43,4	27,1	32,5	16,3	0,82	0,41
LAD_09Z	0,4	39,6	16,6	24,2	23,0	0,62	0,57
LAD_33Z	0,3	32,5	10,0	17,5	22,4	0,44	0,57
LAD_34Z	0,2	24,4	6,2	12,2	18,2	0,32	0,46
LAD_13Z	0	9,8	1,9	4,5	7,9	0,13	0,20
<b>Group 2 (Saturé, mesure <math>k_h</math>)</b>							
LAD_11Z	1,0	39,8	39,8	39,8	0,0	1,0	0,0
LAD_15Z	0,8	45,0	36,9	39,6	8,1	1,0	0,20
LAD_16Z	0,6	45,5	28,2	34,0	17,3	0,86	0,43
LAD_17Z	0,4	40,4	17,3	25,0	23,1	0,64	0,58
LAD_12Z	0,3	35,4	12,2	19,9	23,2	0,50	0,59
LAD_18Z	0,2	29,8	7,2	14,7	22,6	0,38	0,57



*Analyse de l'endommagement aux échelles de l'échantillon et mésoscopiques.*

La **Figure 12** montre que la déformation élastique macroscopique est homogène entre les différents échantillons, mais on s'intéresse également aux mécanismes d'endommagement à l'échelle de l'échantillon. La déformation après avoir dépassé l'enveloppe de rupture peut-elle être considérée comme homogène dans l'échantillon et comment cette déformation à l'échelle de l'échantillon impacte-t-elle la mesure de la perméabilité? Pour répondre à ces deux questions, les échantillons sont observés après compaction, aux différentes échelles, par différentes techniques: scanner CT, distribution des tailles de grains par Granulométrie Laser, lames minces, MEB. Dans un premier temps, on présente ici les observations et analyses au scanner médical, ainsi que les distributions de taille de grains. Les observations des lames minces et MEB permettant l'identification des micro-mécanismes d'endommagement seront montrées dans la partie suivante.

- Analyse au scanner médical

A la fin de chaque essai de compression, les échantillons déformés sont imagés par tomographie RX suivant les mêmes conditions qu'à l'état sain, avec la résolution de 120  $\mu\text{m}$  pour les coupes axiales et 210  $\mu\text{m}$  pour les coupes longitudinales. Les **Figure 15** et **Figure 16** montrent les profils de CT-RX et coupes sagittales des différents échantillons avant et après compaction. En tenant compte du sens de déplacement de la table du scanner, la distance est comptabilisée à partir de la surface de l'échantillon au contact du piston supérieur ; l'espacement entre chaque coupe est de 1 mm.

Les principales observations sont les suivantes :

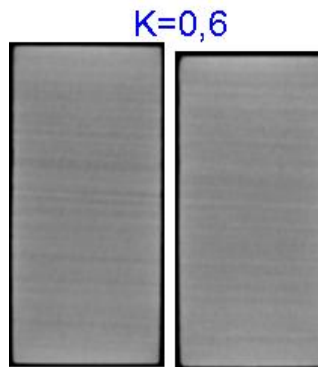
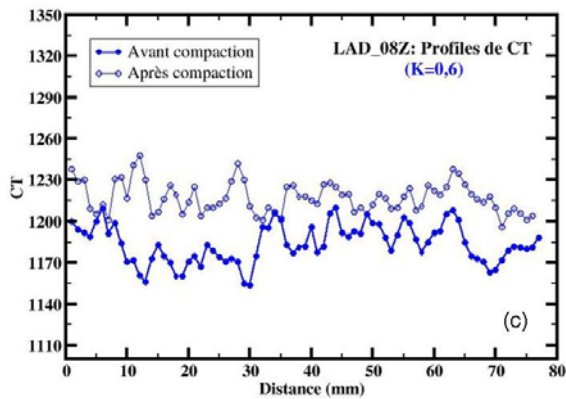
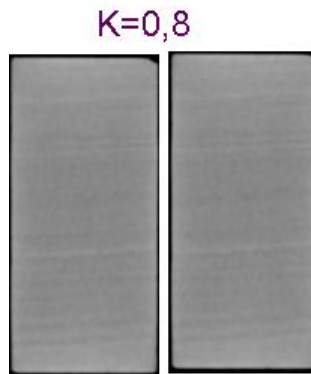
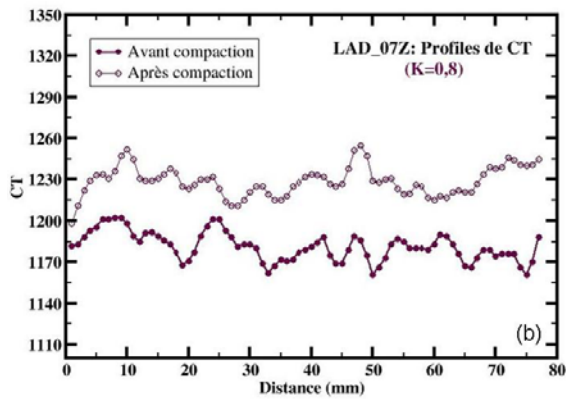
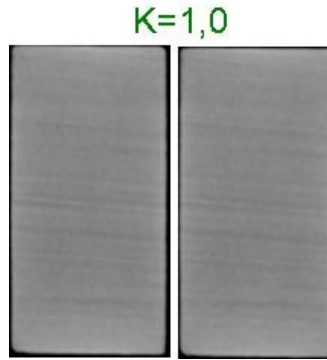
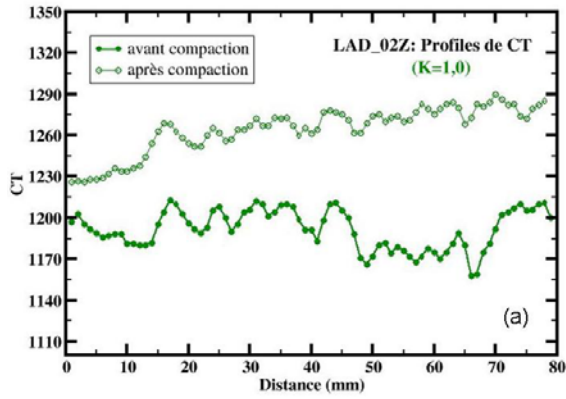
- Pour les chemins de chargement  $K=1,0; 0,8; 0,6; 0,4$ , la résolution du scanner médical n'est pas suffisante pour identifier une localisation de déformation et ne permet pas d'identifier de différence de mécanismes d'endommagement entre les différents chemins de chargement (sauf une fracture horizontale pour  $K=0,4$  dans la série  $k_v$ ). On note aussi pour le chemin de chargement  $K=0,4$  de la série  $k_h$ , une hétérogénéité de densité, liée à une alternance de bandes de densité différente, correspondant aux plans de stratification, observée très nettement aussi bien à l'état initial, qu'après compaction. On est donc en droit de s'interroger sur l'impact de ces bandes de densité sur la réponse mécanique de

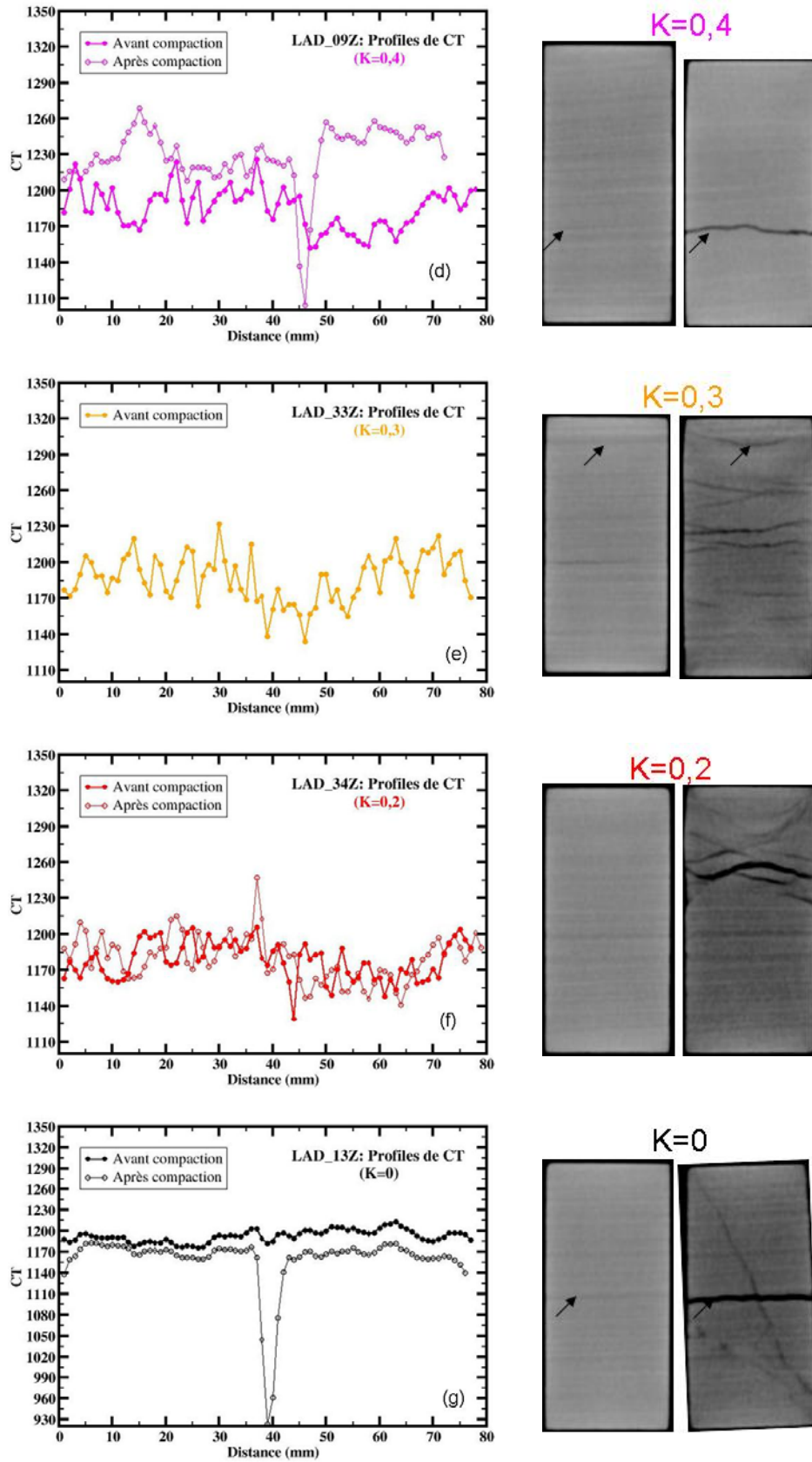
l'échantillon, qui sera investiguée à une échelle plus fine. Dans tous les cas, on note que la densité radiologique de l'échantillon après essai est en moyenne plus élevée que celle avant l'essai. Ceci correspond donc à une diminution de la porosité de l'échantillon, qui est non réversible à la décharge.

On note localement une forte chute de la densité pour  $K=0,4$  (série  $k_v$ ) qui correspond à une fracture horizontale (flèche). Pour cet échantillon, la partie en dessous de la fracture (à partir de 46 mm) montre un contraste de densité important avec la partie supérieure, pouvant traduire une zone de plus forte porosité dans cette zone. En conséquence, le profil de densité montre une densification plus importante dans celle-ci. Cette même observation peut être établie pour l'échantillon sous chargement  $K=0,8$  de la série  $k_h$ . De plus, pour le chemin de chargement  $K=0,6$ , on observe que l'échantillon de la série  $k_v$  s'est compacté de façon plus importante dans la partie supérieure (entre 0 et 30 mm) et que la zone de plus forte compaction dans l'échantillon de la série  $k_h$  se situe en son centre (entre 40 et 60 mm).

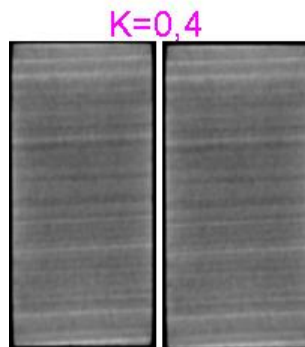
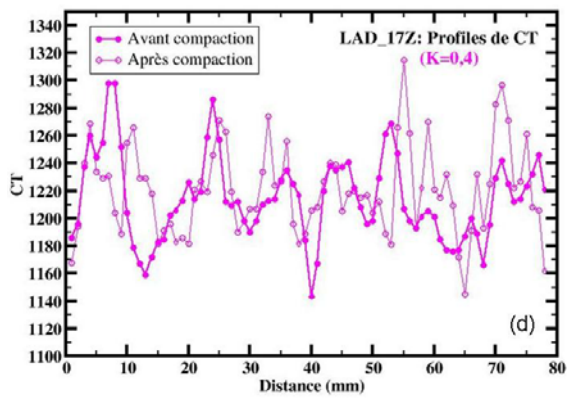
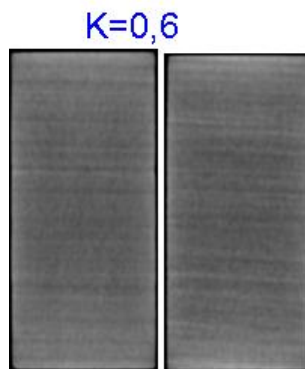
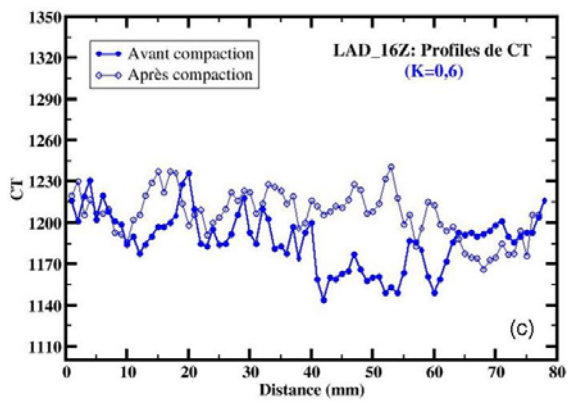
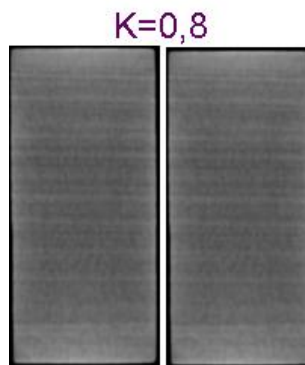
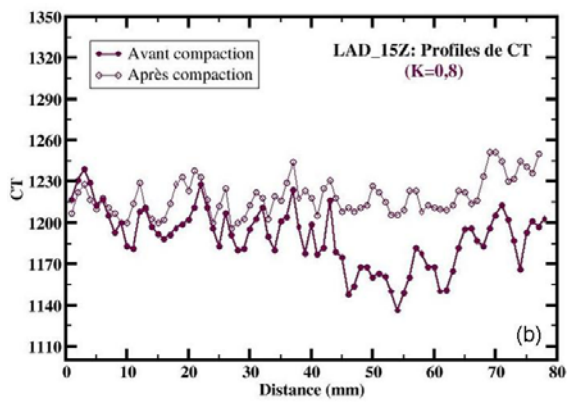
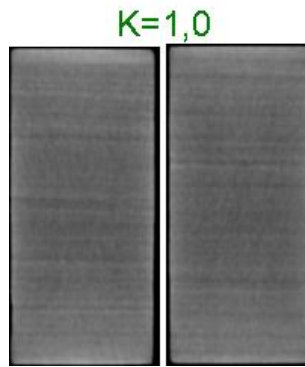
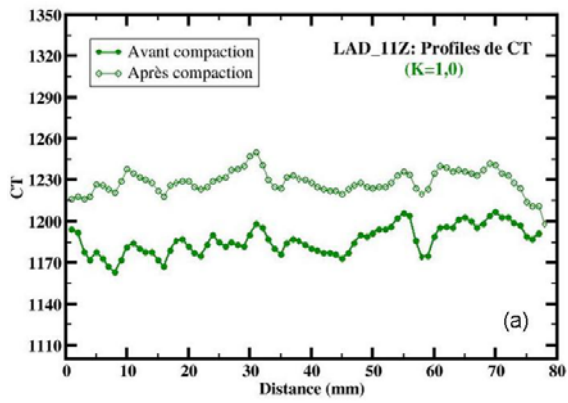
- Pour  $K=0,2$  et  $K=0,3$ , le développement de bandes de cisaillement conjugués est observé dans la partie supérieure ou/et milieu de l'échantillon. Ce type de structure d'endommagement est caractéristique de la transition entre le comportement fragile et ductile des matériaux gréseux (Wong et al., 1997; Bésuelle et al., 2000; Baud et al., 2004). Ces observations sont cohérentes avec la zone transitionnelle définie dans la **Figure 14** (zone grisée). L'enregistrement de profil CT n'a pas été fait pour  $K=0,3$  de la série  $k_v$ , mais les observations des différents profils obtenus pour ces chemins de chargement montrent une différence légère entre l'état avant et après compaction. Les valeurs de CT moyennes à l'état sain et à l'état déformé sont respectivement: 1178 et 1180 pour  $K=0,2$  de la série  $k_v$ ; 1186 (inchangée) pour  $K=0,2$  de la série  $k_h$ ; 1199 et 1194 pour  $K=0,3$  de la série  $k_h$ . Ces valeurs moyennes ne sont cependant pas directement liées à une porosité qui reste constante entre les deux états de l'échantillon; en effet, elles rendent compte d'un effet moyen entre la compaction globale de l'échantillon et l'ouverture de fractures au sein de celui-ci, qui peuvent être amplifiées durant le démontage.
- Pour  $K=0$ , le développement d'une fracture oblique à  $30^\circ$  de la direction d'application de la contrainte axiale est clairement observé, montrant le comportement fragile du matériau à faible valeur de  $K$ . Ce comportement correspond au comportement des grès consolidés sous les tests triaxiaux à faible

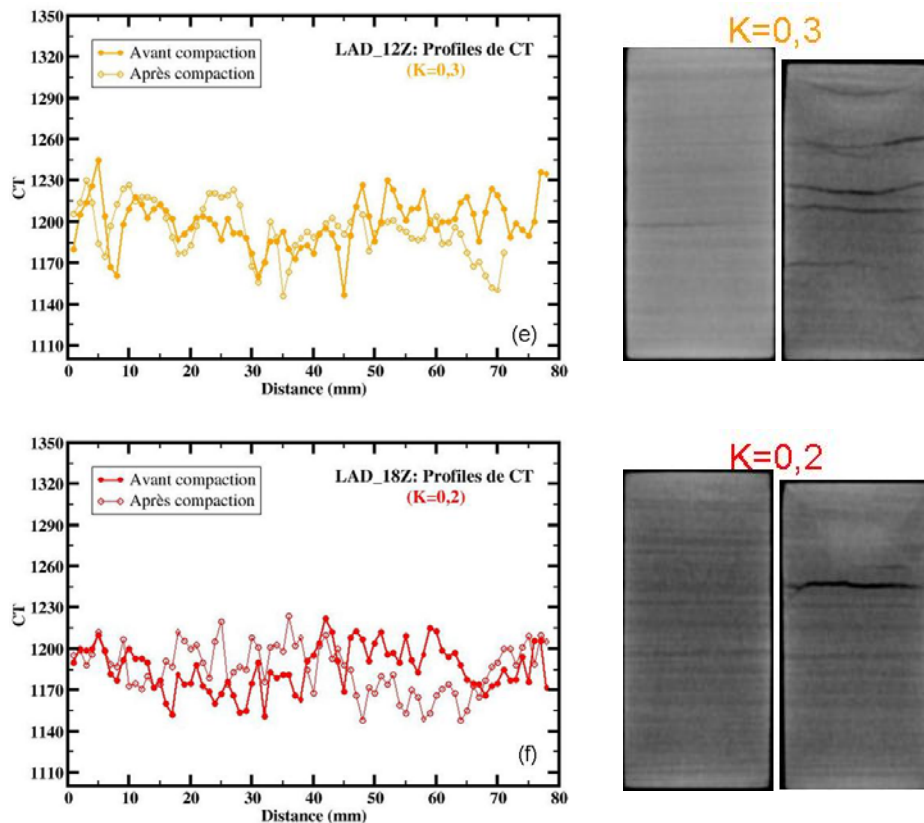
niveau de confinement ([Wong et al., 1997](#)). Le second plan de fracture horizontal correspondant (chute sur le profil de CT) est probablement généré lors de la sortie de l'échantillon de la membrane et se propage selon une couche de plus faible résistance (pointé par une flèche sur l'image de l'échantillon sain).





**Figure 15:** Profils de densité radiologique et coupes sagittales des échantillons correspondant au groupe 1 (série  $k_v$ ) avant et après compaction pour chacun des chemins de chargement.



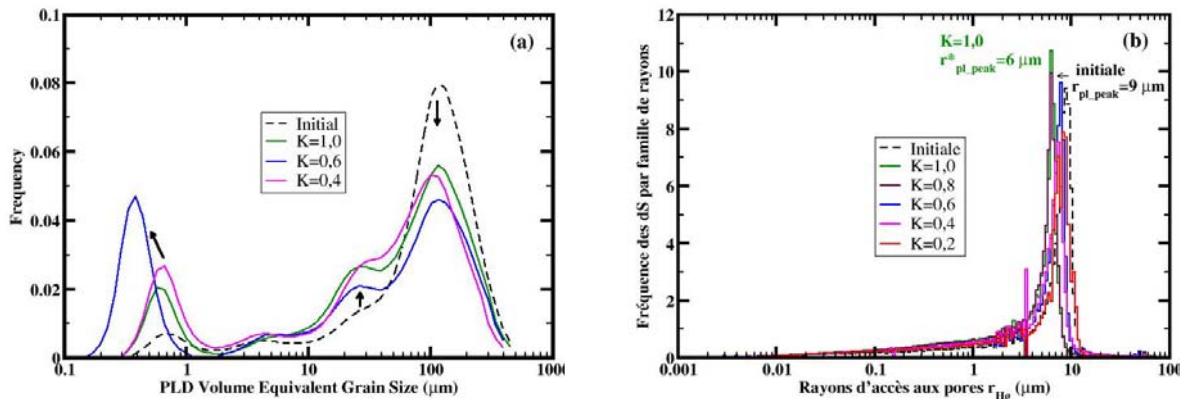


**Figure 16:** Profils de densité radiologique et coupes sagittales des échantillons correspondant au groupe 2 (série  $k_h$ ) avant et après compaction pour chacun des chemins de chargement.

- Analyse des distributions de tailles de grains et de seuils de pores

L'évolution de la distribution des tailles de grains et de seuils de pores entre les échantillons sains et déformés sous chemins de contraintes déviatoriques a été également estimée. La **Figure 17(a)** montre les résultats de l'analyse par Granulométrie par Diffraction Laser pour les valeurs de chemin de chargement  $K=1,0$ ;  $0,6$ ;  $0,4$  avec la distribution de tailles des grains à l'état initial. Comme le montre cette figure, l'amplitude du pic de fréquence est réduit d'un facteur 1,3 à 1,8; le pic de la distribution reste à peu près centré sur sa position initiale, mais un autre pic se développe aux tailles plus petites. La fraction de particules grossières a diminuée (fréquence du pic) alors que la fraction de particules fines a augmenté. Ce résultat est cohérent avec ceux obtenus pour les matériaux non consolidés (billes de verre et sable de la Durance). Autrement dit, les grains ont été endommagés au cours des essais par différents mécanismes tels que la fracturation intergranulaire et la cataclase granulaire.

Cette hypothèse sera confirmée par l'observation de lames minces et MEB. Dans une étude de Crawford et al., 2004 sur les sables naturels, les auteurs ont montré que plus le chemin de contrainte devient déviatorique, plus la pression produit un endommagement important des grains. Mais ce résultat n'est pas observé pour l'OSS. On rappelle toutefois que l'analyse d'endommagement par cette méthode est beaucoup influencée par la zone choisie dans l'échantillon, la complexité minéralogique du matériau, et le broyage de l'échantillon nécessaire pour la mesure.



**Figure 17:** (a) Granulométrie du grès d'OSS par analyse Granulométrique Laser avant et après compaction sous chemins de chargement  $K=1,0; 0,6; 0,4$ ; (b) Rayon capillaire équivalent des seuils de pores du grès avant et après compaction sous chemins de chargement  $K=1,0; 0,8; 0,6; 0,4; 0,2$ .

Concernant la distribution des tailles de seuils de pores (**Figure 17(b)**), en superposant sur le même graphique les distributions d'un échantillon sain et d'un fragment de l'échantillon ( $K=1,0$ ) la structure du réseau poreux apparaît modifiée par les mécanismes d'endommagement. On constate que le pic de macroporosité du réseau déformé diminue sous les chemins de chargements  $K=1,0$  et  $K=0,8$ . Pour les chemins de chargement  $K=0,4$  et  $K=0,2$ , le pic de macroporosité a changé légèrement ( $8,3 \mu m$  pour  $K=0,2$  et  $7,3 \mu m$  pour  $K=0,4$ ) comparé à l'état initial, mais cette distribution est plus large. Pour analyser plus en détail l'impact des modifications structurales sur les propriétés de transport en fonction des différents chemins de chargement, il est nécessaire de descendre dans les échelles d'investigation et de s'intéresser plus spécifiquement à la microstructure. Celle-ci permettra également de mieux cerner les évolutions de perméabilité qui sont présentées dans la section suivante.

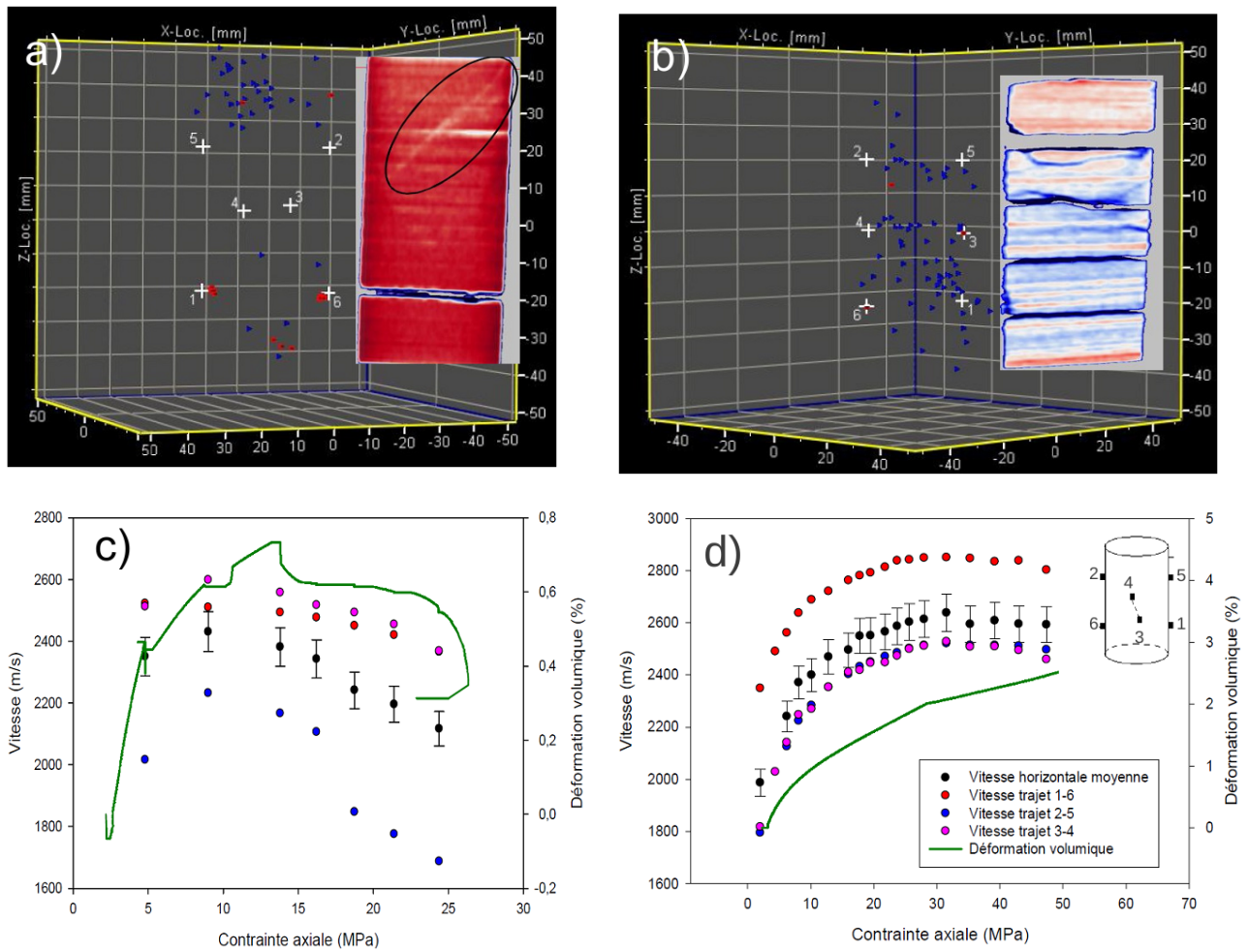
*Emissions acoustiques et évolution des vitesses d'onde P*

Pendant la dernière année de ma thèse, un stage de recherche de 6 mois s'est déroulé à l'université de Cergy-Pontoise sur un sujet qui venait compléter mon jeu de données sur le grès d'Otter Sherwood. La stagiaire, Audrey Bonnelye, a réalisé des essais triaxiaux classiques sur des échantillons de grès saturés avec la même saumure que dans nos expériences, avec enregistrement des émissions acoustiques et mesure de l'évolution des vitesses d'onde P au cours du chargement. Nous présentons sur la **Figure 18** les principaux résultats de cette étude à laquelle j'ai collaboré ([Bonnelye 2012](#)).

Les **Figure 18(a)** et **Figure 18(c)** sont relatives à un essai avec un confinement de 5 MPa (domaine fragile), et les **Figure 18(b)** et **Figure 18(d)** sont relatives à un essai avec un confinement de 29 MPa (domaine ductile). En haut nous voyons la localisation des émissions acoustiques pendant le chargement triaxial, ainsi que l'image de l'échantillon après essai obtenue par radiographie RX sur le scanner médical (couleurs dans la gamme bleu-rouge allant du moins dense au plus dense). On voit qu'à faible confinement une fracture s'est développée dans la partie supérieure, là où le plus grand nombre d'émissions acoustiques a été enregistré. Au contraire, pour l'échantillon testé à fort confinement il n'y a pas de fracture visible et les émissions acoustiques sont dispersées de manière uniforme. A noter que les zones de décollement horizontales sont probablement dues au déchargement post-essai, comme cela a aussi été observé dans nos essais.

Les **Figure 18(c)** et **Figure 18(d)** montrent l'évolution de la vitesse des ondes P comparée à celle de la déformation volumique, pour les différents trajets d'ondes indiqués sur l'échantillon. A faible confinement, la vitesse commence par augmenter, puis elle diminue lorsque la roche entre dans la phase dilatante. Au contraire à fort confinement la déformation est purement compactante et la vitesse des ondes augmente constamment. On peut remarquer aussi que dans la **Figure 18(c)** les vitesses les plus lentes correspondent à la zone où il y a eu localisation sur une fracture. La variabilité de la vitesse des ondes pour des trajets horizontaux différents montre que le grès possède une certaine hétérogénéité probablement due à la présence des laminations visibles au scanner médical.





**Figure 18:** Travaux issus du stage d'Audrey Bonnelye pour compléter le jeu de données sur le grès d'Otter Sherwood. a) échantillon testé à 5 MPa, localisation des émissions acoustiques et radiographie RX après essai. b) idem pour un échantillon testé à 29 MPa. c) échantillon testé à 5 MPa, évolution de la vitesse des ondes P et de la déformation volumique avec la contrainte axiale. d) idem pour un échantillon testé à 29 MPa, avec insertion du schéma de localisation des capteurs et des trajets d'ondes associés.

#### 4.4. Chemin de chargement et évolution de la perméabilité verticale

Les perméabilités verticales sont mesurées en appliquant un débit constant pendant toute la durée de montée en pression (méthode continue), et ce, sous les différents chemins de contraintes; le même débit de  $0,5 \text{ cc}\cdot\text{min}^{-1}$  a été utilisé pour toutes les expériences. Le différentiel de pression est enregistré en continu pendant le chargement.

Aux états de contraintes suivants: à la pression initiale, à la contrainte maximale et après déchargement et retour à la pression initiale, des mesures complémentaires de perméabilité sont réalisées en régime stationnaire avec plusieurs débits pour les comparer avec la valeur mesurée par un seul débit.

Dans cette partie, on présente dans un premier temps, l'impact des effets de bord sur les mesures de la perméabilité puis on se concentre sur l'évolution de la perméabilité verticale au cours de chargement sous différents chemins de chargement.

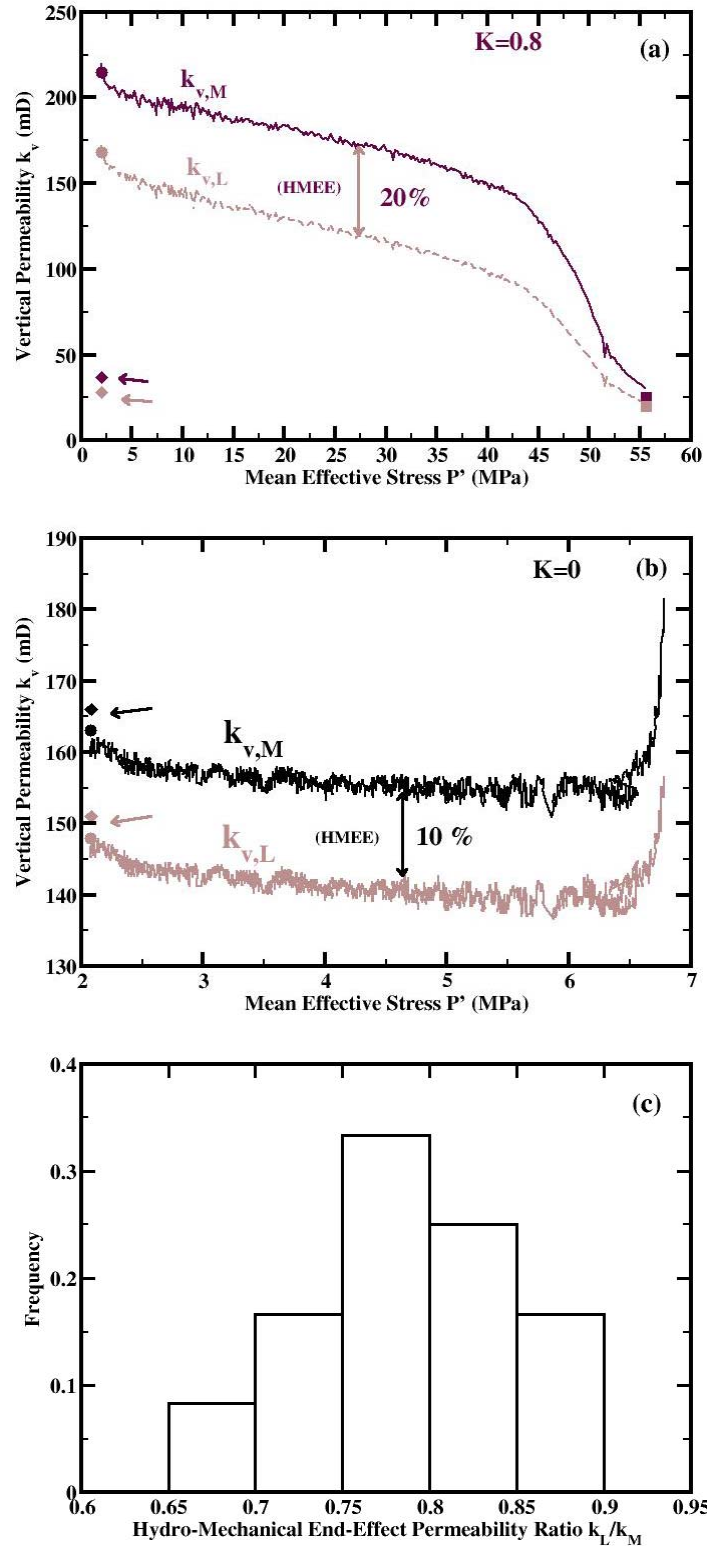
##### *a. Effet de bord sur $k_v$*

Les études expérimentales antérieures ([Dautriat et al., 2009\(b\)](#); [Korsnes et al., 2006](#)) ont montré que la mesure de la perméabilité de façon standard selon la direction d'allongement de l'échantillon pouvait être affectée par des effets de bords sous chargements hydrostatiques et déviatoriques. Pour illustrer ce point, nous avons tracé sur la **Figure 19** l'évolution de la perméabilité verticale mesurée en continu sur la longueur totale ( $k_{v, L}$ ) et sur la longueur intermédiaire ( $k_{v, M}$ ) pour deux chemins de contraintes, l'un compactant à  $K=0,8$  (**Figure 12(a)**) et l'autre dilatant  $K=0$  (**Figure 12(b)**). Pour cet essai, notons que deux capteurs de pression différentielle ont été connectés, l'un directement sur les lignes d'écoulements et l'autre sur les prises de pression statiques, pour mesurer respectivement  $k_{v, L}$  et  $k_{v, M}$ .

Dans les deux cas, la perméabilité est obtenue à partir de la loi de Darcy (**Eq. (25), Chapitre 1**). Nous observons que la perméabilité initiale à mi-longueur est systématiquement supérieure à la perméabilité sur la longueur totale de 10 à 20%. Ce résultat est similaire aux observations faites par [Dautriat et al, 2009\(b\)](#) sur les grès de Fontainebleau et de Bentheim (comprise entre 5% et 50%), ainsi que sur le calcaire d'Estailades (jusqu'à 15%), et par [Korsnes et al., 2006](#) sur la craie Aalborg (de 4% à 30%). Cet effet de bord est attribué aux effets d'inhomogénéités de l'écoulement et du champs de contrainte aux interfaces entre la roche et le piston: il est significatif et doit être pris en compte dans toutes les études des mesures de perméabilité sous

contraintes. Malgré l'écart en valeur absolue observé à l'état initial, on constate que les évolutions des deux perméabilités en fonction des contraintes sont en fait comparables pour les chemins de chargement traités. Ceci signifie que l'évolution de la perméabilité peut être traitée en choisissant l'une des deux méthodes de mesure de manière équivalente. Pour s'affranchir d'éventuels problèmes de bouchage souvent observés au niveau des prises de pression statique, il a été choisi de réaliser les mesures de l'évolution de la perméabilité axiale sur la longueur totale pour les roches faiblement consolidées.

Dans cette figure, on compare aussi la valeur de perméabilité mesurée par un seul débit (symbole solide) et par plusieurs débits. La différence entre deux types de mesures est d'environ de 3%. Ce résultat montre la mesure de perméabilité par un seul débit est raisonnable pour l'OSS.



**Figure 19:** Exemples d'effets de bord affectant les mesures de perméabilité verticale: (a) chemin de chargement  $K=0,8$ ; (b) chemin de chargement  $K=0$ ; (c) histogramme des écarts mesurés entre  $k_{v,L}$  et  $k_{v,M}$ , liés aux effets de bord, pour les échantillons des groupes 1 et 2 à l'état initial.

*b. Évolution de  $k_v$*

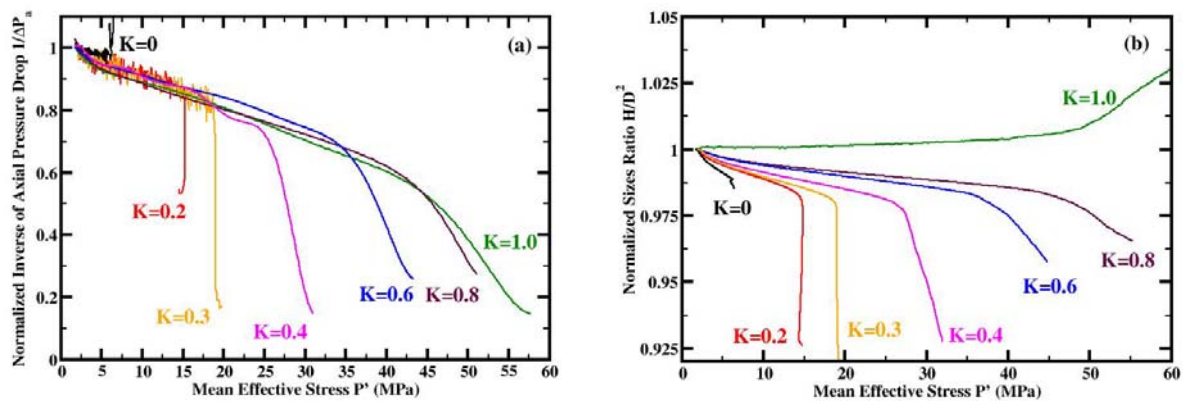
Malgré la sélection par CT-scan, les mesures sur les différents échantillons montrent une certaine dispersion des valeurs absolues de la perméabilité initiale (entre ~150 à ~250 mD) (**Tableau 1**). Cette dispersion est probablement due aux hétérogénéités de microstructure non résolues par le scanner médical. Les **Figure 20** et **Figure 21** montrent l'évolution du différentiel de pression normalisé, l'évolution de la taille de l'échantillon normalisée et les évolutions de la perméabilité normalisée avec les chemins de contrainte.

En premier lieu, le différentiel de pression (**Figure 20(a)**) et la perméabilité verticale (**Figure 21(a)**) suivent des évolutions très similaires, équivalentes à celles de la déformation volumique (**Figure 12(d)**). On constate que la perméabilité est contrôlée principalement par le différentiel de pression (terme  $1/\Delta P$  dans la loi de Darcy (**Figure 20(a)**), et seulement légèrement par les déformations de l'échantillon (terme  $H/D^2$  dans la loi de Darcy (**Figure 20(b)**) correspondant essentiellement à la déformation des pores. Un exemple illustre cette remarque : pour  $K=0,2$ , la diminution du terme 'différentiel de pression' est de 47,5%, la diminution du terme 'déformation' est de 7,5%, mais la diminution de la perméabilité est de 48,0%. Dans le régime de déformation élastique, pour tous chemins de charge à l'exception de  $K=0$ , la montée en pression induit une réduction de perméabilité importante liée à la compaction variant entre 18% et 40%. Une fois la pression critique atteinte, la perméabilité diminue fortement, cette diminution étant d'autant plus brutale que la valeur de  $K$  devient petite.

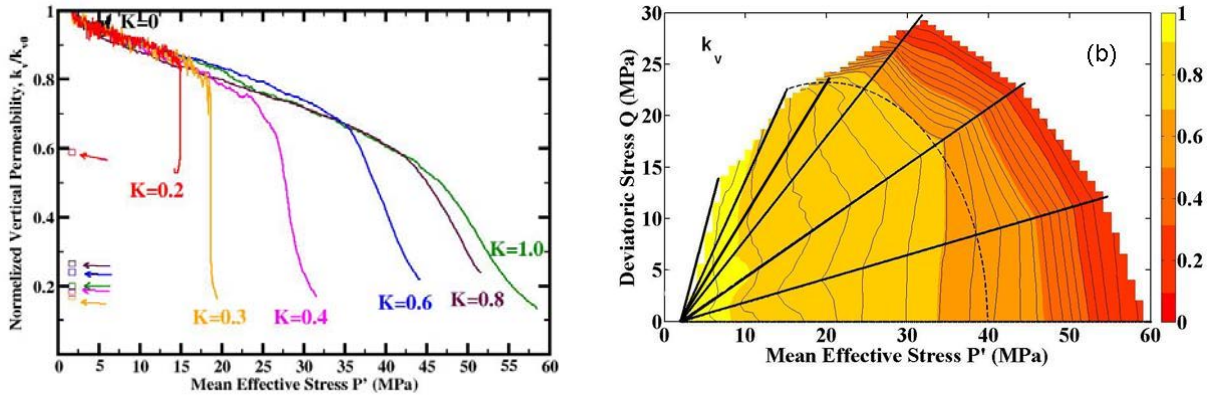
On observe sur la **Figure 21(a)** une reprise légère de perméabilité après la phase de déchargement. Comme démontré dans des études précédentes ([Dautriat 2009](#)), la pression appliquée induit éventuellement un endommagement des grains ([Crawford et al., 2008](#)) soit cataclastique à fort  $K$  ([Wong et al., 1997](#) ; [Baud et al., 2004](#) ; [Fortin et al., 2009](#)) soit rupture fragile à faible  $K$  ([Bésuelle et al., 2003](#) ; [Sulem et Ouffroukh 2006](#)), une diminution de la taille des seuils de pores dans le cas de la déformation cataclastique, et une production de particules fines qui probablement bouchent les seuils de pores. Les chemins de contrainte déviatorique ([Wood 2010](#)) créent plus d'endommagement des grains, et en conséquence une plus forte diminution de la perméabilité ([Crawford et al., 2008](#)). Ce point sera observé et confirmé par l'étude de

l'évolution de la microstructure à l'aide des lames minces et microtomographie dans la partie suivante.

Les données d'évolution de la perméabilité verticale normalisée sont tracées dans l'espace des contraintes ( $P'$ ,  $Q$ ) (**Figure 21(b)**). Les contours d'iso-perméabilités sont construits en utilisant une interpolation linéaire des données expérimentales. Dans le domaine élastique (intérieur de la surface de charge), les lignes d'iso-perméabilité sont plutôt verticales, ce qui met clairement en évidence qu'une évolution de la perméabilité est principalement contrôlée par la contrainte moyenne effective; une fois le seuil d'inélasticité atteint, les contours tendent à dévier de la verticalité et à s'incliner au voisinage de la surface de charge, c'est à dire la contrainte déviatorique commence à influencer sur la réduction de la perméabilité (concavité des iso-courbes). Donc, le taux de réduction de la perméabilité est d'abord une fonction de la contrainte moyenne effective, puis une fonction du chemin de contrainte. Ce résultat est bien cohérent avec les résultats de Crawford et al., 2002 sur les matériaux peu consolidés, mais il montre une évolution de la perméabilité très différente de celles des matériaux non consolidés et des carbonates de Dautriat 2009 ; Crawford et al., 2002 (voir **figure 25, Chapitre 1**).



**Figure 20:** Chemin de chargement  $K=1,0; 0,8; 0,6; 0,4; 0,3; 0,2; 0$  pour l'OSS (a) Inverse de pression différentielle normalisée, (b) Évolution de rapport  $H/D^2$  en fonction du paramètre de chemin de chargement  $K$ .



**Figure 21:** Chemin de chargement  $K=1,0; 0,8; 0,6; 0,4; 0,3; 0,2; 0$  pour l'OSS (a) Évolution de la perméabilité verticale sous chargement continu en fonction du paramètre de chemin de chargement  $K$  ; (b) Courbe d'iso-perméabilité dans l'espace de contrainte  $P'$ - $Q$ , les différents chemins de chargement, ainsi que la surface de charge sont également reportés).

#### 4.5. Chemin de chargement et évolution de la perméabilité horizontale

Comme pour les mesures de perméabilité verticale sous contraintes, on a également utilisé la méthode 'continue', à débit constant, pour mesurer les évolutions de perméabilité horizontale sous chemin de chargement.

Cette méthode présente des avantages comme cela a été discuté auparavant, mais par contre elle requiert d'utiliser deux jeux d'échantillons si l'on souhaite étudier l'anisotropie de perméabilité: le premier jeu, pour les mesures de perméabilité verticale ( $k_v$ ), a été présenté précédemment et le second jeu, pour les mesures de perméabilité horizontale ( $k_h$ ), est détaillé ci-après.

Nous avons montré que les effets de bords hydromécaniques influent sur les mesures de perméabilité verticale; avec notre dispositif, il ne nous est pas possible de quantifier des effets de bord sur les mesures de perméabilité horizontale, mais il est probable que ces derniers existent; comme la surface d'injection horizontale est petite, l'impact des contraintes locales pourrait être prononcé; cependant l'utilisation de ports coaxiaux (**Figure 2, Chapitre 2**), permet de mesurer les pressions de fluides au plus proche possible de la roche, ce qui pourrait permettre de s'y soustraire en partie.

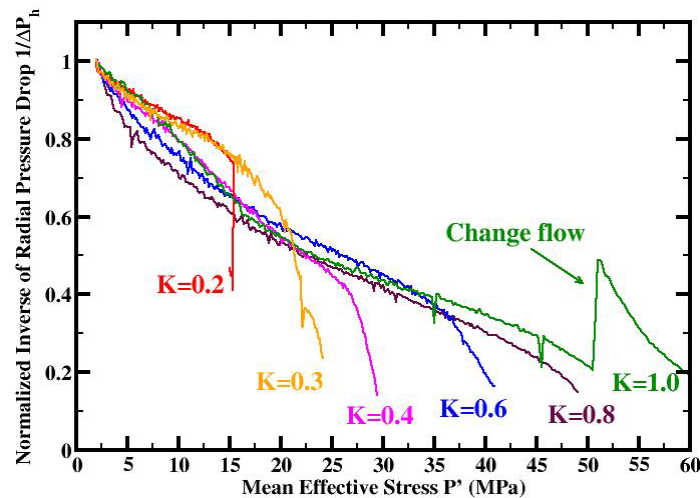
Les évolutions de perméabilité horizontale ont été mesurées sur le deuxième groupe d'échantillons 'verticaux' (**Tableau 1**), carottés perpendiculairement au litage. La

**Figure 22** montre les évolutions du différentiel de pression normalisée fonction du paramètre de chemin de chargement.

Nous avons vu que l'effet des déformations est faible par rapport aux évolutions du différentiel de pression (du même ordre que dans la **Figure 20(b)**); l'évolution du différentiel de pression horizontale traduit également la réponse locale des déformations au niveau des étranglements de pores; comme pour la perméabilité verticale, il semble que ce soit avant tout le différentiel de pression qui contrôle la perméabilité horizontale. Mais pour le vérifier, il va falloir auparavant interpréter la mesure.

Comparé aux écoulements axiaux, l'augmentation du différentiel de pression pour les écoulements radiaux est plus importante pour tous les chemins de chargement. On observe un effet très important de chemin de chargement sur l'évolution du différentiel de pression (**Figure 22**) jusqu'à 15 MPa.

Comme on a noté dans le **chapitre 1**, pour calculer la perméabilité horizontale on distingue deux situations : le cas isotrope et le cas anisotrope.



**Figure 22:** Evolutions de l'inverse du différentiel de pression normalisé pour les écoulements radiaux et pour les chemins de chargement  $K=1,0; 0,8; 0,6; 0,4; 0,3; 0,2$ ; l'augmentation brusque de la courbe pour le chemin  $K=1,0$  à  $P' \sim 50$  MPa correspond à une diminution de débit, imposé lorsque le différentiel de pression approche la limite de mesure du capteur.



*a. Facteur géométrique G dans le cas isotrope*

Contrairement à l'écoulement vertical dans un échantillon cylindrique où les lignes de courant sont rectilignes et parallèle à l'axe du cylindre, dans le cas de l'écoulement radial les lignes de courant montrent des profils divergent / convergent entre les ports (**Figure 23**); la section d'écoulement ne peut plus être considérée comme uniforme; en effet elle évolue (à la hausse) entre la surface d'injection des ports radiaux  $S_a$ . On peut la voir 'en moyenne' comme une section transversale d'écoulement  $S_n$ , qu'on ne sait pas mesurer.

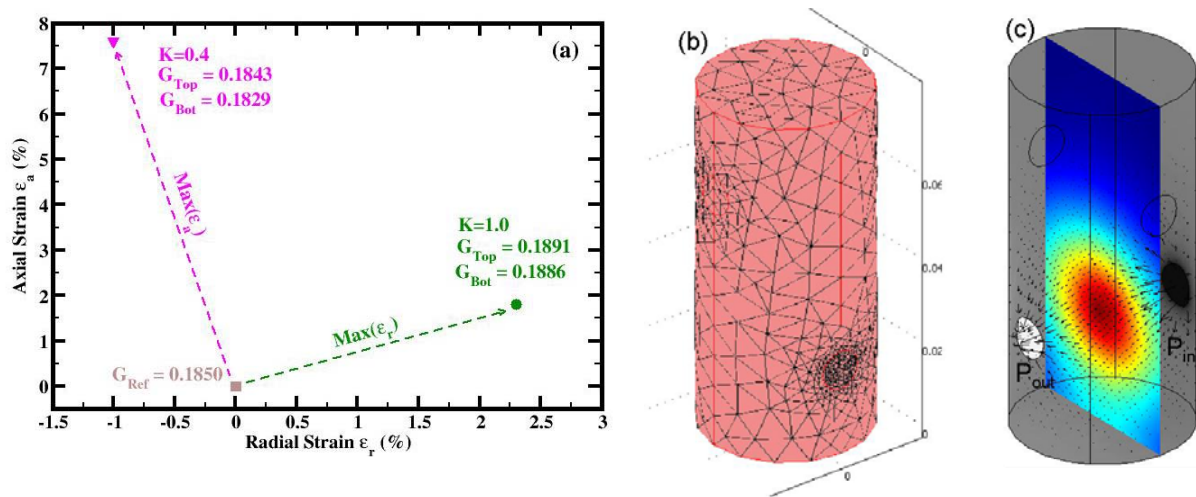
Bai et al., 2002 ont donc proposé de calculer et d'utiliser un facteur géométrique pour remplacer cette section de l'écoulement  $S_n$  afin de corriger la section d'injection  $S_a$ ; ceci permet ensuite d'utiliser la loi de Darcy pour un écoulement dans un cylindre. Pour une roche poreuse isotrope, le facteur géométrique  $G$ , défini dans l'**Eq.(3)** est utilisé pour corriger la loi de Darcy :

$$G = S_a / S_n \quad (3)$$

$$k_h = G \cdot \frac{q}{S_a} \mu \frac{D}{\Delta P} \quad (4)$$

où  $k_h$  est la perméabilité horizontale,  $q$  est le débit volumique,  $\mu$  est la viscosité dynamique du fluide,  $S_a$  est la surface d'injection,  $D$  est le diamètre de l'échantillon et  $\Delta P$  est le différentiel de pression.

Le facteur géométrique  $G$  est une fonction du dispositif expérimental (positions et dimensions des ports radiaux, dimensions de l'échantillon); il peut être calculé numériquement à l'aide de la Méthode des Éléments Finis (Bai et al., 2002, Crawford et al., 2008; Dautriat et al., 2009(a)). Pour notre dispositif expérimental et taille standard des échantillons, le facteur  $G$  dans le cas isotrope vaut 0,1850.

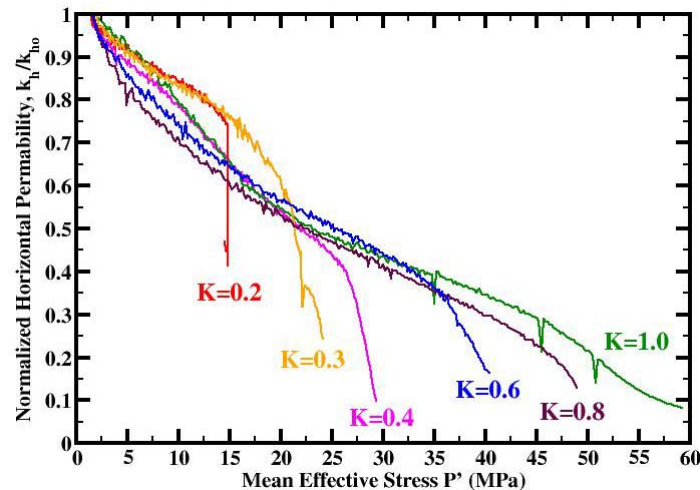


**Figure 23:** Effet des déformations de l'échantillon sur le facteur géométrique  $G$  (pour les déformations axiales et radiales maximales mesurées sur le grès); calculs par éléments finis, avec un échantillon standard de 80 mm de hauteur et 38,1 mm de diamètre, et un diamètre d'injection de 9 mm; (b) maillage de l'échantillon raffinés au niveau des ports radiaux (184586 E.F.), (c) simulation d'écoulement radial pour un matériau poreux homogène et isotrope.

Au cours du chargement, l'échantillon se déforme et donc le facteur géométrique  $G$  évolue. Dans la **Figure 12(e,f)** nous observons que sous les différents chemins de chargement, les déformations maximales mesurées sur le grès sont  $\epsilon_a = 2\%$ ,  $\epsilon_r = 0,75\%$  dans le régime de déformation élastique ( $K=0,4$  et  $1,0$ ) et  $\epsilon_a = 8\%$ ,  $\epsilon_r = -1\%/+2,3\%$  dans le régime de déformation plastique ( $K=0,3$  et  $1,0$ ). En accord avec les résultats de [Crawford et al., 2008](#), comme cela est montré dans la **Figure 23**, nous constatons de faibles changements de  $G$  avec ces déformations, moins de 2 % au maximum.

Certains auteurs ont alors considéré le facteur géométrique  $G$  constant et donc indépendant des déformations. [Dautriat et al., 2009\(a\)](#) ont par exemple étudié le comportement hydromécanique de grès et carbonates consolidés mécaniquement plus raides et ont mesurés des déformations beaucoup plus faibles, d'où cette hypothèse.

Dans la gamme de pression appliquée, si on considère que les déformations de la roche ne sont pas suffisantes pour induire de l'anisotropie de perméabilité (on reste dans le cadre isotrope), alors on peut calculer l'évolution de la perméabilité horizontale sur la base de l'équation (4),  $G$  étant ou non fonction des déformations. Dans cette hypothèse initiale, les évolutions de la perméabilité 'mesurées horizontalement' et normalisée sont présentées dans la **Figure 24**.



**Figure 24:** Évolution de la perméabilité horizontale normalisée sous l'hypothèse de matériau isotrope

Les évolutions de perméabilité ‘mesurées horizontalement’ sous les chemins de chargement  $K=1,0$ ;  $0,8$ ;  $0,6$ ;  $0,4$  sont très similaires jusqu'à l'apparition du régime inélastique; elles sont contrôlées essentiellement par la contrainte moyenne effective ; au-delà la contrainte déviatorique commence à influencer la réduction de perméabilité; on constate par ailleurs une chute importante de la perméabilité dans le régime initial de la compaction (jusque  $\sim 15$  MPa) qui se stabilise ensuite ; cela n'était pas observé sur les mesures de perméabilité verticale.

Les évolutions de perméabilité pour les chemins de charge  $K=0,3$  et  $K=0,2$  s'écartent des autres chemins de chargement. Il est difficile à ce stade d'expliquer cette différence de comportement; cela pourrait venir de biais sur la mesure de la perméabilité horizontale soit à faible  $K$ , soit à fort  $K$  (cf. réduction de perméabilité dans le régime de compaction initial) ; cela pourrait également être dû à l'hypothèse faite d'isotropie de perméabilité.

De part la nature litée du grès, on peut s'interroger sur l'anisotropie de perméabilité ; de plus, sur la base des mesures de perméabilité axiale réalisées sur les échantillons carottés horizontalement, on a estimé que la perméabilité horizontale pourrait être deux à trois fois plus élevée que la perméabilité verticale (**Tableau 1**) ; il est donc nécessaire d'aller plus loin en terme d'interprétation des mesures radiales et de prendre en compte l'anisotropie de perméabilité et son développement due à la compaction.

*b. Facteur géométrique A dans le cas anisotrope*

Comme on l'a vu, le grès d'OSS présente une microstructure laminée (**Figure 9 et Figure 14, Chapitre 2**) et semble montrer une anisotropie transverse de perméabilité (**Tableau 1**).

On peut donc penser à introduire un second facteur de correction dans la loi de Darcy pour prendre en compte la nature anisotrope du grès et la déformation consécutive des lignes d'écoulement radiale par rapport au cas isotrope :

$$k_h = A.G. \frac{q}{S_a} \mu \frac{D}{\Delta P} \quad (5)$$

où A est le facteur d'anisotropie transverse, une fonction du rapport ( $k_h/k_v$ ). Le facteur A peut être également calculé par des simulations aux éléments finis comme cela est montré dans le **Tableau 3** et la **Figure 25**.

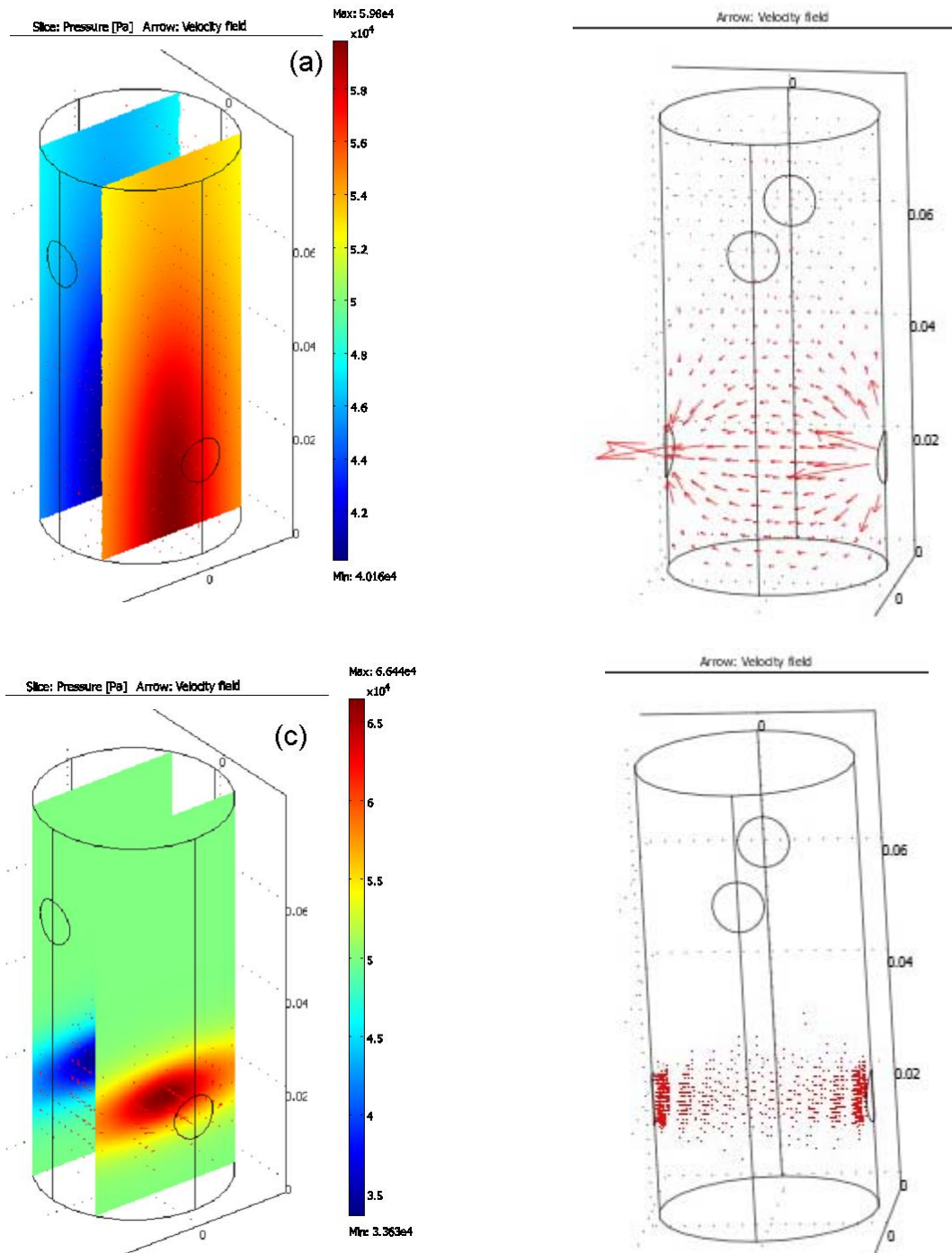
On a réalisé une quarantaine de simulations (**Tableau 3**) pour étudier la sensibilité du facteur A (dans le tableau,  $G'=A.G_{iso}$ ,  $G_{iso}=G_{ref}=0,1850$ ) en fonction de l'anisotropie transverse de perméabilité sur quatre décades.

Pour ces calculs, les paramètres suivants ont été utilisés:  $A_a$  est l'aire de diffuseur de diamètre 9 mm (position basse comme sur notre dispositif), la viscosité dynamique du fluide est de  $1 \times 10^{-3}$  Pa.s, le différentiel de pression entre les ports radiaux est  $1 \times 10^5$  Pa, les dimensions de l'échantillon sont diamètre  $D=3,8 \times 10^{-2}$  m et longueur  $L=8 \times 10^{-2}$  m. La perméabilité verticale est définie constante à  $1 \times 10^{-12}$  m<sup>2</sup> et pour chaque simulation, on définit une valeur de la perméabilité horizontale  $k_h$  tels que le rapport  $k_h/k_v$  balaie la gamme 0,01 et 100. Par ailleurs, on a raffiné très finement la grille au niveau des ports d'écoulements radiaux (184586 éléments tétraédriques au total) pour obtenir un calcul précis.

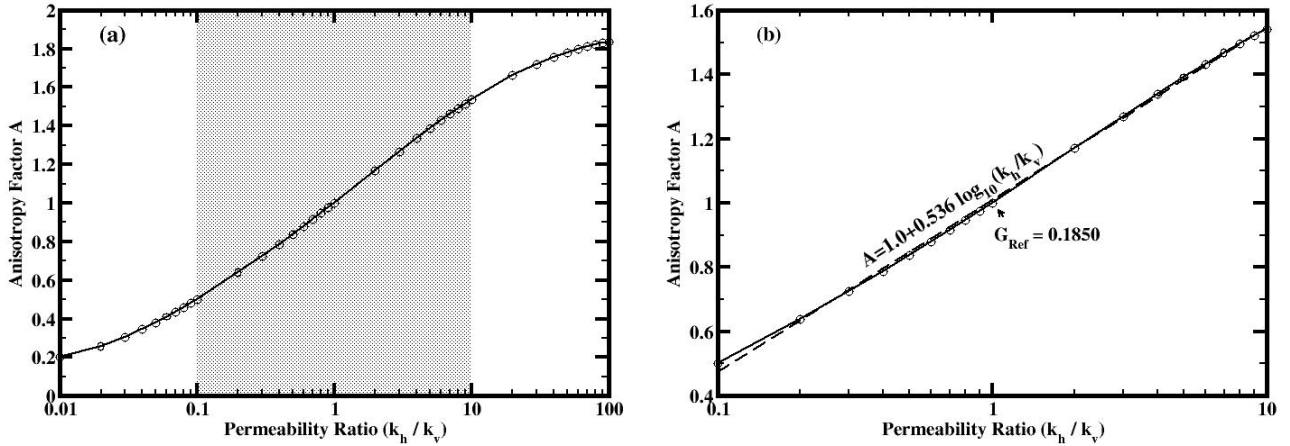
Une fois le champ de pression résolu sur la base des données d'entrée, on calcule les débits entrant et sortant au niveau des ports radiaux  $q_n$ ; ce débit obtenu numériquement pour la configuration de l'écoulement radial est fonction à la fois de la perméabilité horizontale et de la perméabilité verticale ; il est comparé au débit analytique  $q_a$  obtenu par la Loi de Darcy dans le cas d'un écoulement horizontal cylindrique de section  $S_a$  et de longueur D, qui n'est fonction que de la perméabilité horizontale. On obtient alors le facteur globale G' par le rapport  $q_a/q_n$ , à partir duquel on obtient le facteur A par le rapport  $G'/G_{iso}$ .

**Tableau 3:** Calcul du facteur d'anisotropie transverse A par éléments finis pour différents rapports de perméabilité  $k_h/k_v$  de 0.01 à 100.

E.F.run #	# element	$\mu$ (Pa.s)	D (m)	L (m)	d (m)	Aa (m <sup>2</sup> )	$\Delta P$ (Pa)	kn (v) (m <sup>2</sup> )	kn (h) (m <sup>2</sup> )	qa (m <sup>3</sup> /s)	qn (m <sup>3</sup> /s)	G' (qa/qn) -	A=G'/G <sub>iso</sub> -
1	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	1,00E-14	1,67E-09	4,49E-008	0,0373	0,2014
2	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	2,00E-14	3,35E-09	6,99E-008	0,0479	0,2590
3	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	3,00E-14	5,02E-09	8,87E-008	0,0566	0,3059
4	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	4,00E-14	6,69E-09	1,05E-007	0,0639	0,3454
5	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	5,00E-14	8,37E-09	1,19E-007	0,0702	0,3795
6	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	6,00E-14	1,00E-08	1,33E-007	0,0757	0,4093
7	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	7,00E-14	1,17E-08	1,45E-007	0,0806	0,4358
8	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	8,00E-14	1,34E-08	1,57E-007	0,0850	0,4596
9	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	9,00E-14	1,51E-08	1,69E-007	0,0890	0,4812
10	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	1,00E-13	1,67E-08	1,81E-007	0,0927	0,5009
11	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	2,00E-13	3,35E-08	2,83E-007	0,1182	0,6388
12	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	3,00E-13	5,02E-08	3,75E-007	0,1340	0,7243
13	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	4,00E-13	6,69E-08	4,60E-007	0,1456	0,7873
14	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	5,00E-13	8,37E-08	5,40E-007	0,1549	0,8374
15	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	6,00E-13	1,00E-07	6,17E-007	0,1627	0,8793
16	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	7,00E-13	1,17E-07	6,92E-007	0,1693	0,9152
17	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	8,00E-13	1,34E-07	7,64E-007	0,1751	0,9467
18	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	9,00E-13	1,51E-07	8,35E-007	0,1803	0,9747
19	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	1,00E-12	1,67E-07	9,05E-007	0,1850	1,0000
20	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	2,00E-12	3,35E-07	1,55E-006	0,2161	1,1684
21	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	3,00E-12	5,02E-07	2,14E-006	0,2344	1,2669
22	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	4,00E-12	6,69E-07	2,71E-006	0,2470	1,3354
23	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	5,00E-12	8,37E-07	3,26E-006	0,2566	1,3871
24	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	6,00E-12	1,00E-06	3,80E-006	0,2642	1,4282
25	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	7,00E-12	1,17E-06	4,33E-006	0,2704	1,4620
26	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	8,00E-12	1,34E-06	4,86E-006	0,2757	1,4904
27	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	9,00E-12	1,51E-06	5,37E-006	0,2802	1,5148
28	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	1,00E-11	1,67E-06	5,89E-006	0,2842	1,5361
29	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	2,00E-11	3,35E-06	1,09E-005	0,3072	1,6609
30	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	3,00E-11	5,02E-06	1,58E-005	0,3183	1,7204
31	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	4,00E-11	6,69E-06	2,06E-005	0,3249	1,7562
32	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	5,00E-11	8,37E-06	2,54E-005	0,3294	1,7805
33	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	6,00E-11	1,00E-05	3,02E-005	0,3326	1,7980
34	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	7,00E-11	1,17E-05	3,50E-005	0,3351	1,8114
35	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	8,00E-11	1,34E-05	3,97E-005	0,3370	1,8219
36	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	9,00E-11	1,51E-05	4,45E-005	0,3386	1,8304
37	184586	1,0E-03	3,80E-02	8,00E-02	9,0E-03	6,4E-05	1,0E+05	1,0E-12	1,00E-10	1,67E-05	4,923E-05	0,3399	1,8374



**Figure 25:** Exemples de calcul par éléments finis des champs de pressions et de vitesses pour une configuration géométrique donnée (facteur géométrique G constant) et pour deux cas d'anisotropie transverse de perméabilité : (a, b)  $k_h/k_v=0,1$ , (c, d)  $k_h/k_v=10$ .



**Figure 26:** Facteur d'anisotropie transverse A en fonction du rapport de perméabilité  $k_h/k_v$  : (a) dans l'intervalle 0,01 – 100, (b) dans l'intervalle réduit 0,1 – 10; (a) au delà des bornes 0,01 et 100, le facteur tend à converger respectivement vers 0.1983 à 0.001 et 1.8487 à 1000; (b) pour un rapport entre 0,1 et 10, A est une fonction linéaire de  $\log_{10}(k_h/k_v)$ .

La **Figure 26(a)** présente l'évolution du facteur A en fonction du rapport de perméabilité  $k_h/k_v$ . Si l'on considère que l'évolution de l'anisotropie sera telle que le rapport de perméabilité sera cantonné dans la gamme 0,1 et 10, on peut alors ajuster l'évolution du facteur A, comme montré dans la **Figure 26(b)** par une loi de type:

$$A = 1 + 0,536 \log_{10}(k_h / k_v) \quad (6)$$

Pendant le chargement de la roche anisotrope, le rapport  $k_h/k_v$  est susceptible d'évoluer et le facteur A qui suit une fonction logarithmique de ce rapport va faire de même (**Eq.(6)**); l'évolution du facteur géométrique G, du fait des déformations de l'échantillon, sera lui négligé.

Comme le rapport  $k_h/k_v$  n'est pas connu a priori, pour calculer  $k_h$ , il faut soit procéder à un schéma d'optimisation en utilisant les éléments finis, soit plus simplement résoudre l'équation suivante, obtenue en combinant les équations (5) et (6):

$$k_h - 0,536 k_r \cdot \log_{10} k_h - k_r (1 - 0,536 \log_{10} k_v) = 0 \quad (7)$$

où  $k_r = G \cdot \frac{q}{S_a} \mu \frac{D}{\Delta P}$  est la perméabilité radiale apparente, comme définie par l'**Eq.(4)**,

c'est à dire lorsque  $k_h$  est calculée avec l'hypothèse d'isotropie ( $A=1$ ) et  $k_v$  la perméabilité verticale. Ce type d'équation (7) peut être résolu par la fonction W de Lambert (Scott et al., 2006) ou bien numériquement.

Pour calculer la perméabilité horizontale  $k_h$  et son évolution avec les chemins de contrainte, nous avons donc besoin de connaître  $k_v$  et son évolution avec les chemins de contrainte (**Figure 21(a)**). Comme nous avons mesuré la perméabilité horizontale apparente en continu pendant le chargement, cette donnée n'est pas disponible directement. Nous disposons pour le même échantillon, seulement de la perméabilité verticale initiale mais pas de son évolution.

Nous devons donc avoir recours aux données obtenues sur le premier groupe d'échantillons sur lequel nous avons mesuré les évolutions de perméabilité verticale en continu; au regard des résultats obtenus et de l'homogénéité des échantillons (de part la sélection préalable), nous faisons l'hypothèse raisonnable que les évolutions de perméabilité verticale normalisée mesurées sur le premier groupe (**Figure 21(a)**) sont représentatives du deuxième groupe d'échantillons et peuvent donc être utilisées pour calculer les évolutions de leur perméabilités verticales :

$$k_v^{group\ 2}(P', Q) = k_v^{0, group\ 2} \cdot k_v^{group\ 1}_{norm}(P', Q) \quad (8)$$

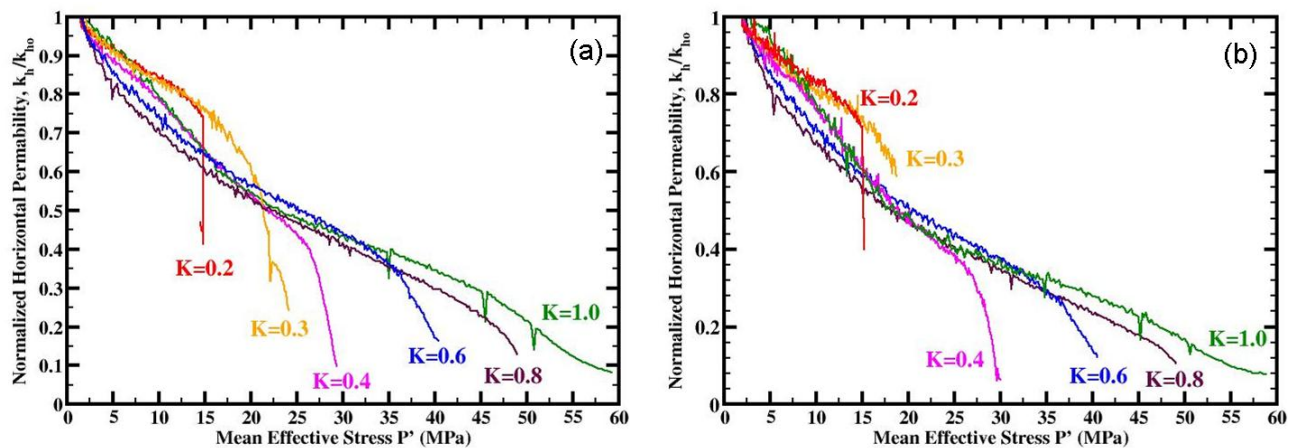
Les évolutions de perméabilité horizontale calculées par cette méthodologie sont présentées dans la partie suivante.



c. Évolution de  $k_h$

La **Figure 27(a)** montre les évolutions de perméabilité horizontale normalisée calculées en utilisant le facteur d'anisotropie A et la méthodologie précédemment décrite; elles sont comparées avec les évolutions calculées sous l'hypothèse d'isotropie (**Figure 27(b)**).

Il apparaît que les évolutions de perméabilité obtenues par les deux méthodes sont très similaires. Comme pour la perméabilité verticale, le différentiel de pression joue un rôle prédominant pour l'évolution de la perméabilité horizontale. Il semble donc que pour ce grès, l'évolution de la perméabilité horizontale puisse être simplement obtenue par l'évolution du différentiel de pression (**Figure 22**). Néanmoins l'utilisation de la méthodologie faisant intervenir le  $k_v$  est nécessaire pour calculer la valeur absolue de la perméabilité  $k_h$ .



**Figure 27:** Évolution de la perméabilité horizontale normalisée du grès d'Otter Sherwood pour les chemins de chargement  $K=1,0; 0,8; 0,6; 0,4; 0,3; 0,2$  : (a) méthode du facteur géométrique G pour une hypothèse d'isotropie, (b) méthode du facteur d'anisotropie A pour le cas anisotrope.

#### 4.6. Évolution de l'anisotropie de la perméabilité

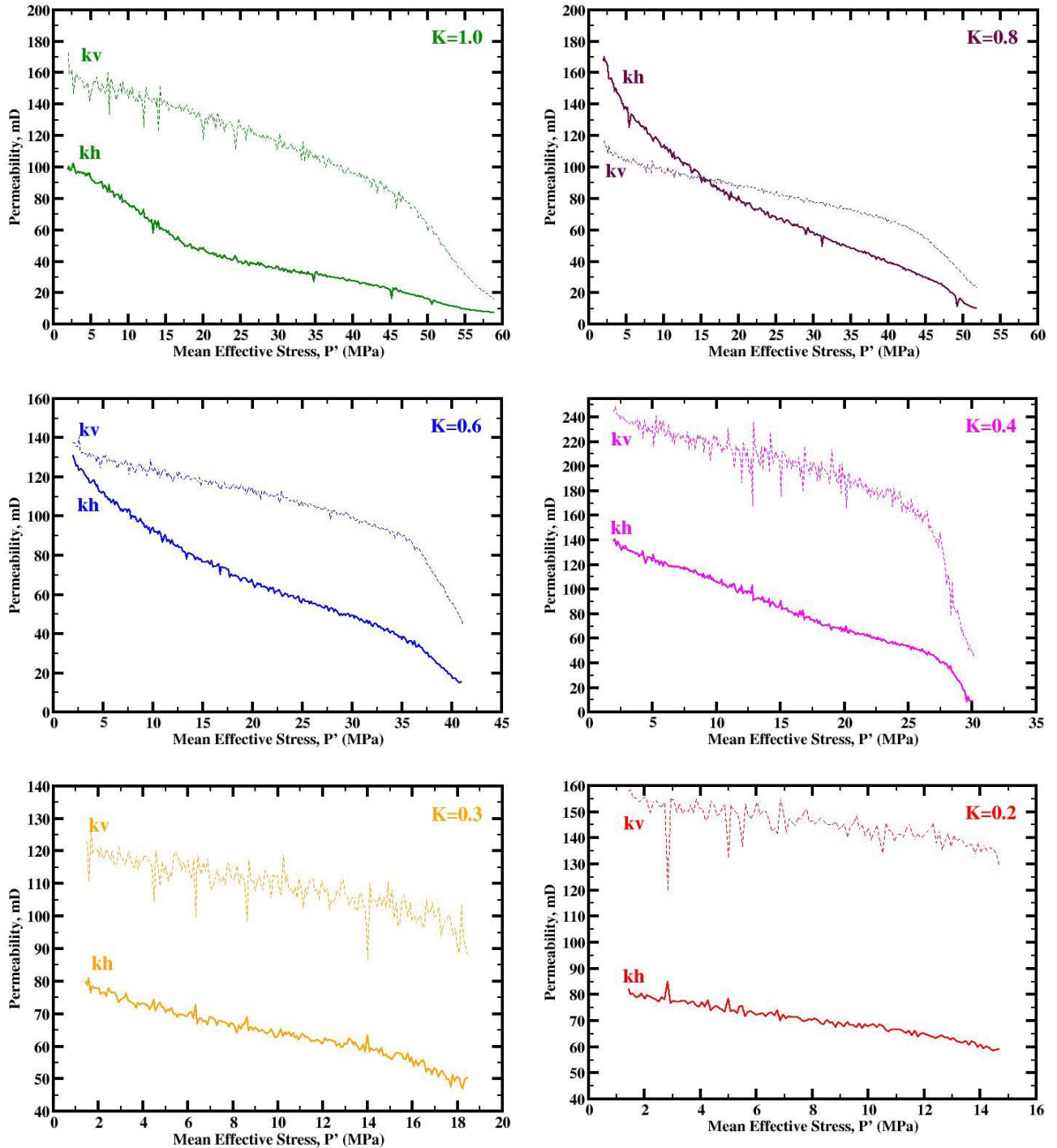
Après avoir mesuré les perméabilités verticales initiales (**Tableau 1, groupe 2**), et les perméabilités horizontales apparentes sous contraintes des échantillons du groupe 2, on remonte donc aux perméabilités verticales absolues sous contraintes du groupe 2 (à partir de celles du groupe 1) et aux perméabilités horizontales absolues sous contraintes du groupe 2; ces évolutions de perméabilité absolues sont présentées dans la **Figure 28**.

On observe un changement de l'évolution de la perméabilité horizontale dans le régime de déformation élastique pour les chemins de chargement  $K=1,0; 0,8; 0,6$  autour de 15 MPa; la perméabilité tend à diminuer plus fortement initialement puis diminue linéairement ensuite. Ceci n'a pas été observé pour les perméabilités verticales. Par ailleurs, pour les chemins de chargement  $K=0,4; 0,3; 0,2$  plus déviatoriques, cet effet n'est pas observé pour la perméabilité horizontale. Cet effet de réduction de perméabilité horizontale (mesurée par un écoulement radial) dans la phase initiale de compaction pourrait venir d'un biais expérimental ou bien du comportement du grès à fort  $K$ . On a donc décidé de mener deux expériences complémentaires sur des échantillons horizontaux carottés dans la direction parallèle à la lithologie (LAD\_01X; LAD\_02X; **Tableau 1, groupe 3**); ces deux échantillons sont compactés hydrostatiquement ( $K=1$ ) et on mesure en continu l'évolution de la perméabilité horizontale en effectuant un écoulement axial classique.

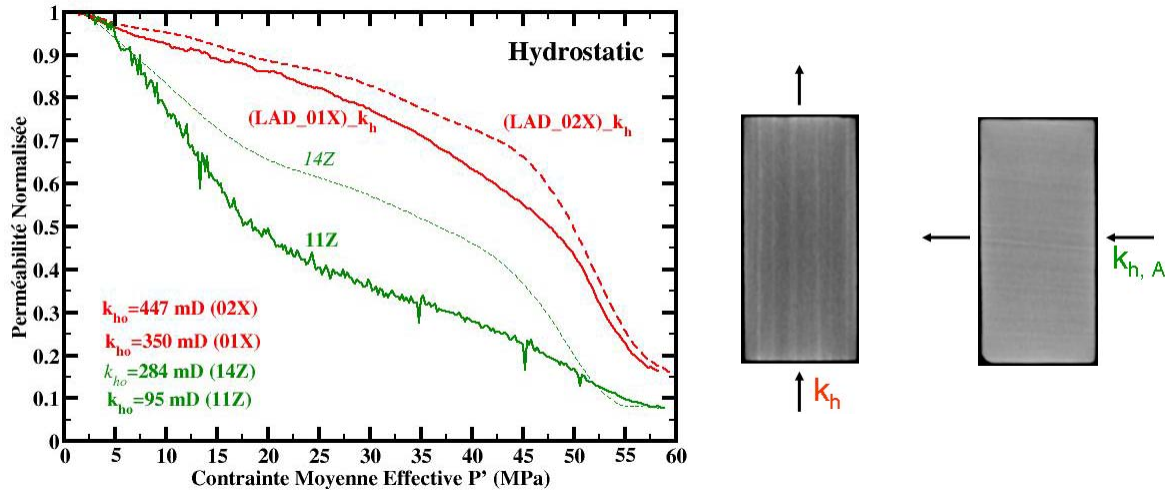
La **Figure 29** montre l'évolution de la perméabilité horizontale mesurée sur ces deux échantillons horizontaux (X) et elle est comparée à l'évolution de la perméabilité mesurée sur deux échantillons verticaux (Z). La première mesure fournit une information globale sur l'évolution de la perméabilité alors que la seconde mesure est plus locale. Les deux expériences menées sur les échantillons X (en rouge) fournissent des résultats similaires et l'évolution de la perméabilité horizontale ne présente pas cette diminution importante de perméabilité observée précédemment dans la phase initiale de compaction; le comportement hydromécanique est stable dans toute la phase élastique ce qui n'était pas le cas pour les deux échantillons Z (en vert); au-delà de 15 MPa on constate finalement une évolution très similaire des perméabilités horizontales pour tous les quatre échantillons.

Donc il s'agit vraisemblablement d'un biais expérimental lié à la mesure des perméabilités horizontales sur les échantillons verticaux; cet effet peut être d'autant plus important que cette mesure de perméabilité est plus locale (potentiellement

impactée par les hétérogénéités et l'influence des lits plus ou moins poreux et argileux (Figure 12, Chapitre 2)).



**Figure 28:** Évolution des perméabilités verticales (calculées) et horizontales (calculées) absolues des six échantillons de grès d'Otter Sherwood du groupe 2 pour les chemins de chargement  $K=1,0; 0,8; 0,6; 0,4; 0,3; 0,2$ , en utilisant les évolutions de perméabilité verticale (mesurées) normalisées des échantillons du groupe 1.



**Figure 29:** Évolution de la perméabilité horizontale du grès d'Otter Sherwood sous chargement hydrostatique mesurée sur des échantillons verticaux (courbes vertes pour les écoulements radiaux) et horizontaux (courbes rouges pour les écoulements axiaux).

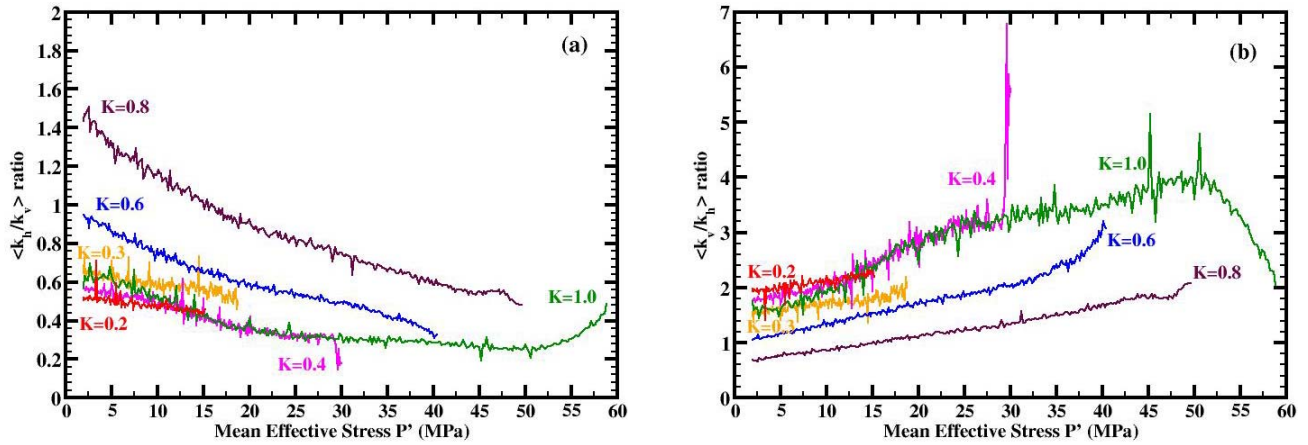
Dans la **Figure 30**, on présente l'évolution de l'anisotropie de la perméabilité (noté  $k_h/k_v$  ou  $k_v/k_h$ ) en fonction de la contrainte moyenne effective.

Pour le rapport  $k_h/k_v$ , on constate une évolution non-linéaire dans le régime élastique pour les chemins de chargement  $K=1,0; 0,8; 0,6; 0,4$ . En réalité, la non-linéarité initiale est liée au biais mis en évidence sur la perméabilité horizontale en dessous de 15MPa; au-delà le rapport  $k_h/k_v$  diminue linéairement dans ce régime. Pour les chemins de chargement  $K=0,3$  et  $K=0,2$  (**Figure 30(a)**), l'évolution est assez linéaire et la diminution moins prononcée.

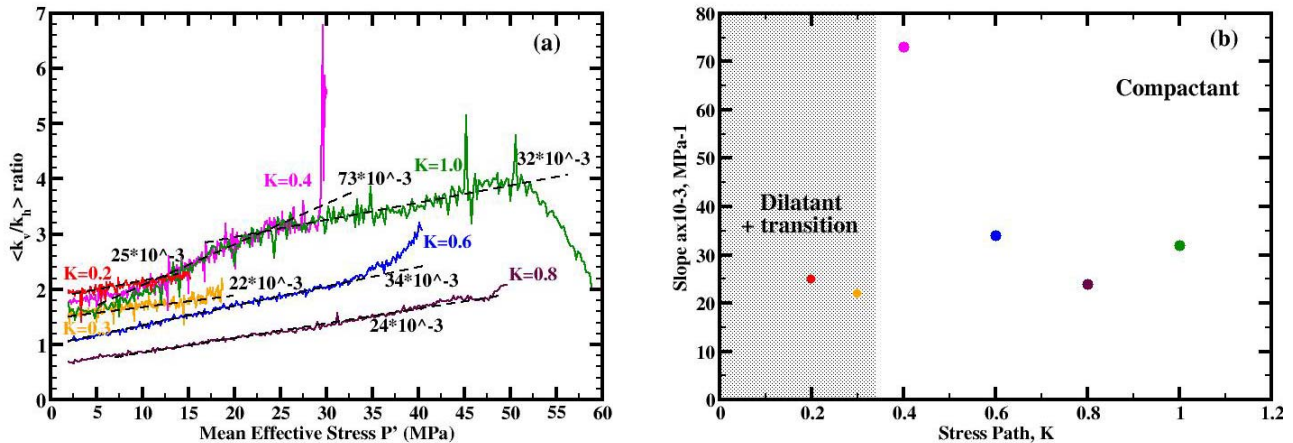
En revanche, si l'on présente le même résultat sous la forme de l'évolution du rapport  $k_v/k_h$  (inverse de  $k_h/k_v$ ), on constate qu'elle est assez linéaire en fonction de la contrainte moyenne effective pour l'ensemble des chemins de chargement (sauf pour le chemin  $K=1,0$ ); on voit plus l'effet du  $k_h$  sous 15MPa. Cette pente linéaire est montrée dans la **Figure 31**. Des valeurs de la pente correspondant à chaque chemin de chargement sont reportées sur la figure (a), puis elles sont reportées en fonction de chemin de chargement dans la figure (b). Notons qu'il n'est pas évident de trouver une relation directe entre cette pente et le paramètre de chemin de chargement.

On ne met donc pas en évidence de comportement très différent dans le régime de déformation élastique concernant l'évolution de l'anisotropie de perméabilité en fonction des chemins de chargement si ce n'est que l'évolution est un peu plus prononcée pour les chemins de chargement à fort  $K$  (0,8; 0,6; 0,4) que pour les

chemins de chargement à faible  $K$  (0,3 ; 0,2). Au delà des pressions critiques, les deux perméabilités verticales et horizontales diminuent généralement plus fortement mais ceci ne transparait pas de façon aussi nette sur l'anisotropie de perméabilité.



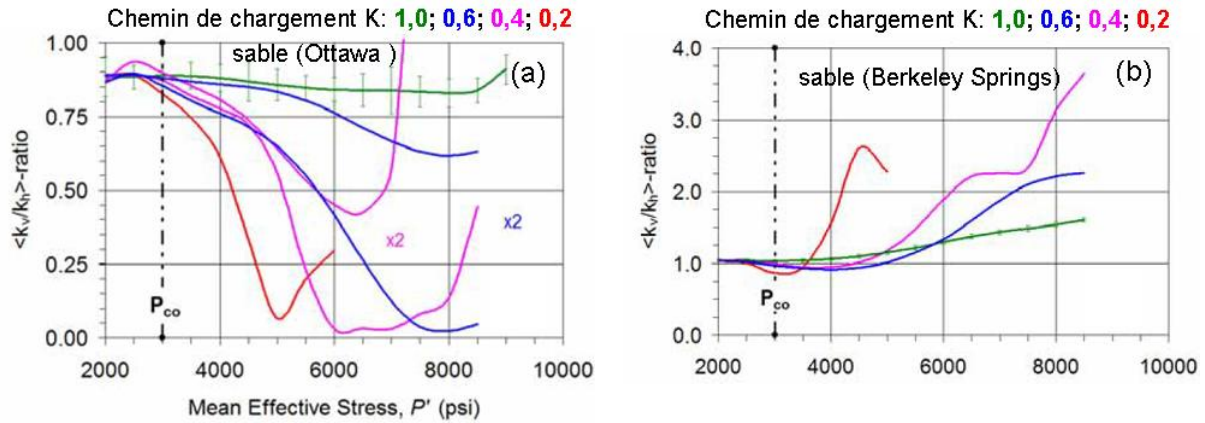
**Figure 30:** Évolution de l'anisotropie de perméabilité du grès d'Otter Sherwood pour les chemins de chargement  $K=1,0; 0,8; 0,6; 0,4; 0,3; 0,2$ , sous la forme de rapports (a)  $k_h/k_v$  et (b)  $k_v/k_h$ .



**Figure 31:** Évolution de l'anisotropie de perméabilité du grès d'Otter Sherwood pour les chemins de chargement  $K=1,0; 0,8; 0,6; 0,4; 0,3; 0,2$ , sous la forme de rapports (a)  $k_v/k_h$  en fonction de la contrainte effective moyenne pour les différents chemins de chargement  $K$ ; (b) pente des évolutions linéaires de la figure (a) en fonction de chemin de chargement.

Les résultats de Crawford et al., 2008 obtenus sur des sables analogues (Ottawa et Berkeley Springs), a priori isotrope montrent des évolutions non-linéaires de l'anisotropie de perméabilité en fonction de la contrainte moyenne effective et une

forte dépendance du chemin de chargement et de la nature du sable (spécifiquement de la forme des grains) (voir **Figure 32**).



**Figure 32:** Évolution de l'anisotropie de perméabilité pour les chemins de chargement  $K=1,0; 0,6; 0,4; 0,2$ : (a) sable d'Ottawa; (b) sable de Berkeley Springs (Crawford et al., 2008).

Une augmentation du rapport  $k_v/k_h$  correspond à une réduction de  $k_h$  plus élevée que celle de  $k_v$ . Ce comportement de l'OSS (**Figure 30(b)**) (augmentation modérée) est plus en accord avec les résultats sur le sable Berkeley Spring (à grains anguleux) qui montrent une anisotropie de perméabilité stable puis croissante mais fonction du chemin de chargement.

#### 4.7. Analyse microstructurale de l'endommagement en fonction de K

Comme nous l'avons vu dans la partie précédente, l'imagerie des échantillons après chargement par scanner médical n'a pas la résolution suffisante pour identifier une localisation de déformation théorique (pour les chemins  $K > 0.3$ ) et plus généralement pour identifier les mécanismes de déformation à l'échelle granulaire. Une analyse microstructurale plus fine s'est donc révélée nécessaire pour identifier de la localisation à l'échelle plus fine et mettre en évidence les mécanismes d'endommagement à la micro échelle. On combine donc des observations optiques de lames minces en Lumière Polarisée Non Analysée (LPNA) et de Microscopie Electronique à Balayage. Puis, on présente les résultats principaux obtenus à partir de plusieurs observations des échantillons opérées à différentes échelles avant et après déformation sous les différents chemins de chargement  $K=1$  à  $K=0.2$ .

Ces méthodes d'analyse microstructurale et d'interprétation des mécanismes d'endommagement ont été utilisées par plusieurs auteurs, notamment par: [Zhang et al., 1990\(a, b\)](#) pour le grès de Boise; [Bésuelle et al., 2003](#) pour le grès de Rothbach; [Baud et al., 2004](#) pour les grès de Darley Dale et de Berea; [Baud et al., 2009](#) pour des carbonates de Majella et de Saint Maximin; [Fortin et al., 2006; 2009](#) pour le grès de Vosges; [Ngwenya et al., 2003](#) pour le grès de Clashach; [Sulem et Ouffroukh 2006](#) pour le grès de Fontainebleau .

Ces auteurs montrent que les localisations de la déformation et les mécanismes d'endommagement sont contrôlés par plusieurs paramètres: la nature de la roche (porosité, cimentation, minéralogie) et le chemin de chargement auquel cette roche à été soumise. A l'échelle macroscopique, en fonction de ces paramètres pétrophysiques et géomécaniques, la roche peut se fracturer et présenter de la dilatance (shear induced dilation) ou bien se compacter sans localisation (shear enhanced compaction) ou avec localisation sur des bandes de compaction (compaction band).

Dans un premier temps, on présente la technique de préparation des échantillons, puis on interprète les observations en termes de mécanismes de déformation pour rendre compte des comportements hydromécaniques des échantillons à l'échelle macroscopique. Tous échantillons analysés appartiennent aux groupes 1 et 2 ( $k_v$  et  $k_h$ ) et l'on s'attend évidemment aux mêmes mécanismes d'endommagement à un même K.

*Technique de préparation des échantillons peu consolidés pour l'imagerie*

Après le test de compression et décharge de l'échantillon, celui-ci est sorti de la cellule délicatement (risque de discage), puis séché dans une étuve à 60°C, pendant au minimum 48h. Ensuite l'échantillon sec dans lequel du sel a précipité aux joints de grains est passé au scanner-RX et si disponibilité au micro-scanner-RX afin d'identifier les zones déformées les plus intéressantes (à une résolution de l'ordre de 36µm).

Dans le cas où l'on n'observe pas de localisation nette dans le macro-échantillon par l'une ou les deux techniques d'imagerie ( $K > 0.3$ ), trois méso-échantillons de diamètre 20 mm sont carottés dans la direction horizontale (voir **Figure 33**); ils seront imprégnés de résine ensuite. Dans le cas où la localisation est nette (fracture franche pour  $K=0; 0,2; 0,3$ ) on passe directement à l'injection de résine sur le macro-échantillon pour éviter de perturber la microstructure.

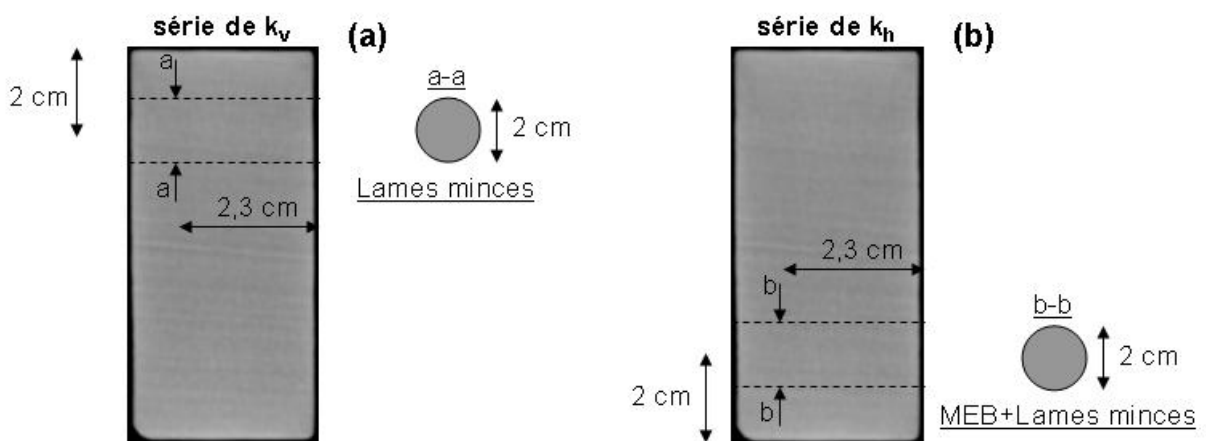
Le ou les échantillon(s) sont alors mis sous vide pendant 4 heures dans un dessiccateur. Une fois le vide bien établi, on injecte de la résine préalablement dégazée (pour éviter la présence de bulles d'air). Immédiatement après cette opération, l'échantillon, immergé dans la résine, est placé dans une cellule de compression hydrostatique sous 8 MPa. Cette dernière opération permet, avant durcissage (obtenu après environ 3 heures) d'imprégner la résine au cœur de l'échantillon. Ensuite, on peut découper les échantillons verticalement et horizontalement pour effectuer les lames minces et les surfaces polies respectivement pour les observations LPNA et MEB.

Les coupes pour analyser la microstructure sont distinctes selon la série  $k_v$  et  $k_h$ . Pour la série de  $k_v$ , on essaie de couper la partie en haut pour étudier l'endommagement et aussi la fracture (l'endommagement apparaît en effet souvent plus intense dans la partie supérieure de l'échantillon sous  $\mu$ -tomographie). Pour la série de  $k_h$  on essaie d'étudier la partie en bas de l'échantillon pour voir l'effet d'endommagement sur la mesure de la perméabilité horizontale. La position détaillée de deux coupes est montrée dans la **Figure 34**.





**Figure 33:** (gauche) Echantillon après test de chargement hydromécanique; (droite) carottage horizontal des échantillons (en haut, au centre et en bas); imprégnation à la résine et découpe verticale pour imagerie optique et microscopie.



**Figure 34:** Position détaillée de deux coupes: (a) Pour la série de  $k_v$ ; (b) Pour la série de  $k_h$ .

### *Observations sélectionnées et interprétations de l'endommagement*

Nous avons réalisé toute une campagne d'acquisition d'images sur lames minces et sur sections polies des zones déformées dans les échantillons; plusieurs séries d'images à différents grossissements ont été obtenues. Les **Figure 35** à **Figure 43** montrent les observations sélectionnées pour leur représentativité des micromécanismes de déformation consécutifs aux chemins de charge  $K=1,0; 0,8; 0,6; 0,4; 0,2; 0$ . Dans ces figures, les minéraux quartz, feldspath, mica, argile, et les pores sont notés respectivement qtz, feld, mica, arg et p. Nous comparons dans ces figures l'état déformé à l'état initial pour des grossissements équivalents. Il faut noter que toutes les coupes étudiées ici sont prises verticalement, c'est à dire perpendiculairement à la stratigraphie. Seul l'observation MEB à l'état initial (**Figure 37**) a été obtenue dans un plan horizontal à la stratigraphie.

A partir de toutes ces observations et de leur comparaison avec l'état initial (détaillé plus spécifiquement dans le **Chapitre 2**) ainsi qu'avec l'état correspondant au chargement hydrostatique (partie **4.2, Chapitre 4**), plusieurs remarques concernant l'endommagement à petite échelle fine peuvent être formulées:

#### *A l'état sain :*

- On observe de façon régulière de fines passées argileuses, apparaissant sous la forme de zone plus foncée, assez dense, avec une épaisseur d'environ 400  $\mu\text{m}$  (voir par exemple la **Figure 35**). Ces zones de litage riches en minéraux argileux peuvent probablement constituer des zones de plus faible résistance mécanique, ou tout du moins, présenter un fort contraste de comportement avec les zones plus gréseuse avoisinante. (**Figure 35**).
- On observe également très peu de cimentation aux joints de grains; la cohésion des grains semble assurée par des interpénétrations d'origine diagénétique (voir **Figure 37**). Cette caractéristique crée une microstructure de type granulaire, c'est à dire un matériau très poreux et assez peu cohésif.

#### *A l'état déformé :*

- De manière générale, pour l'ensemble des chemins de chargement, on peut observer des grains fracturés présentant des microfissures qui se propagent ou non à travers les contacts de grains (zones soulignées par des ellipses dans toutes les figures); il en résulte que certains grains sont totalement concassés (**Figure 39**(bas), pour un feldspath au milieu); ces fractures et les fissurations

de type Hertziennes peuvent être observées aussi bien dans les grains de quartz que dans ceux de feldspaths (**Figure 39**). Les grains de feldspaths étant moins résistants que les grains de quartz, ils montrent également des plans de clivage (**Figure 39**; **Figure 40**). Les ‘tablettes’ de micas, plus tendres mécaniquement, présentent une forte déformation plastique de type vrillage (**Figure 42(bas)**); ils sont souvent comprimés et accommodent fortement la déformation entre les grains plus rigides de quartz et de feldspath (**Figure 39(bas)** et **Figure 40(bas)**).

- A déviateur intermédiaire: pour le chemin de chargement de  $K=0,6$  on peut observer de la localisation de la déformation sous forme de bandes compactes dans la partie centrale (exemple **Figure 36(c)**); ces observations sont similaires à celles de [Baud et al., 2004](#) sur des grès poreux consolidés (Darley Dale, Rothbach, Berea, Bentheim, et Diemelstadt) déformés lors de tests triaxiaux classiques. L'épaisseur de ces bandes est d'environ  $400\mu\text{m}$ ; Ces bandes compactes sont remplies de fines particules vraisemblablement issues d'un broyage granulaire localisé.
- Pour le chemin de chargement  $K=0,4$ , une bande très dense est observée à travers l'échantillon analysé ; celle-ci est riche en micas et argile (**Figure 41**) et présente une épaisseur d'environ  $350\ \mu\text{m}$ . Comme nous l'avons noté précédemment, ce type de bande peut pré-exister à l'état initial. Cependant la forme des micas présente une structure différente de l'état initial. Le déplacement relatif des grains de Quartz et Feldspath est clairement identifié autour des micas qui sont fortement déformés, et très peu de marqueurs de fissuration sont visibles à l'intérieur et proche de la bande. La déformation au sein de ces bandes plus compressibles et très marquées pour cet échantillon peut jouer un rôle important sur la déformation totale mesurée (**Figure 12** (série  $k_h$ )). Au contraire, pour l'échantillon  $K=0,4$  de la série  $k_v$  on observe moins d'alternance de bandes de densité différente dans l'échantillon intact (**Figure 15**) et une fissuration plus intense des grains est alors observée (**Figure 36(c)**). Il est probable que la zone observée en lame mince corresponde à la position 15 mm, soit une zone plus compacte identifiée sur la courbe de densité CT (**Figure 15**,  $K=0,4$ ).
- Pour le chemin de chargement  $K=0,2$  (**Figure 43**), on observe une bande de cisaillement, avec une épaisseur d'environ 1 mm. Dans cette bande, les grains sont fortement écrasés. Cet effet de compaction en cisaillement est également observé dans de nombreux matériaux, tel que le grès de Fontainebleau ([Sulem](#)

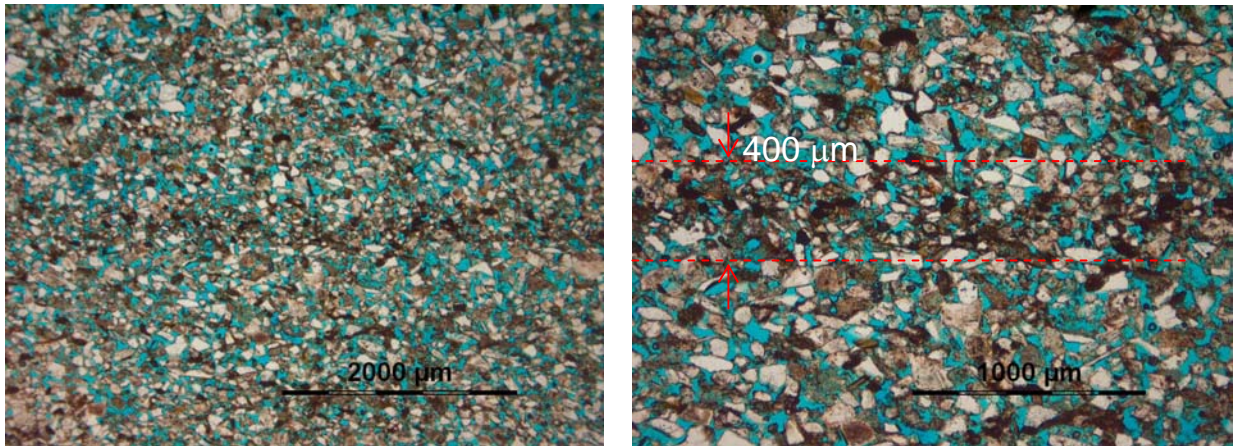
et Ouffroukh 2006), et le grès de Rothbach (Bésuelle et al., 2003), à faible confinement et sous chargements triaxiaux. On notera que l'intense fragmentation des grains (grain crushing) visible dans ce type de structures, réduit fortement la taille des seuils de pores localement; ces bandes peuvent donc constituer une barrière importante aux écoulements de fluides et diminuer drastiquement la perméabilité.

- Pour l'échantillon testé à  $K=0$ , on observe une localisation de la déformation sous la forme d'une fracture ouverte (**Figure 36(f)**). A l'extérieur de la fracture, on observe peu de grains fissurés et fragmentés. Par contre, en allant vers le centre de la fracture, on observe graduellement une intensification de la microfissuration puis un broyage des grains. L'ouverture apparente de la fracture est d'environ 200  $\mu\text{m}$ , pour une zone de broyage d'environ 1500  $\mu\text{m}$ . Encore une fois, ce résultat est similaire avec le résultat de Sulem et Ouffroukh 2006 pour le grès de Fontainebleau.

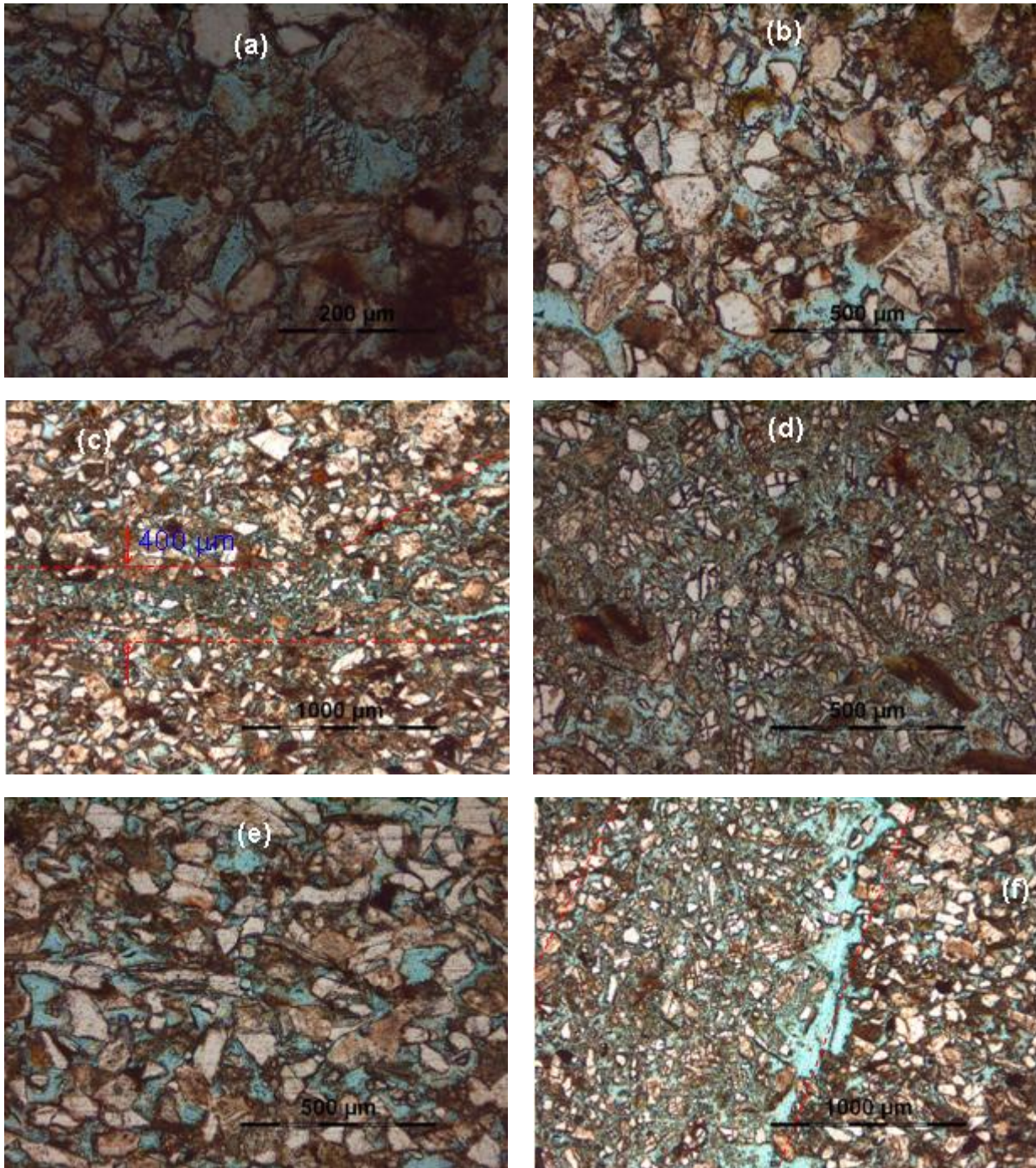
Les observations montrent donc de l'endommagement granulaire plus ou moins prononcé et plus ou moins localisé en fonction du chemin de chargement. Il apparaît que l'endommagement le plus prononcé apparaît au sein de bandes localisées compactes remplies de fines particules à des chemins de charge intermédiaire; qualitativement cela correspond aux résultats des mesures de distribution de taille de particules (**Figure 17**) montrant une fréquence de fines plus importante à  $K=0.6$ . Ce résultat est confirmé par plusieurs auteurs (Wood et al., 2010; Crawford et al., 2004) (mesure par la méthode de Diffraction Laser).

Ces broyages de grains plus ou moins localisés ont nécessairement un impact important en ce qui concerne les réductions de perméabilité mesurées; les perméabilités verticales sont certainement affectées alors que pour les perméabilités horizontales mesurées par des écoulements radiaux, cela dépend de l'emplacement des localisations par rapport aux ports d'écoulement. Ces observations d'endommagement peuvent donc expliquer les évolutions de perméabilité verticale et horizontale dans la **Figure 21** et **Figure 27**.

### État Initial

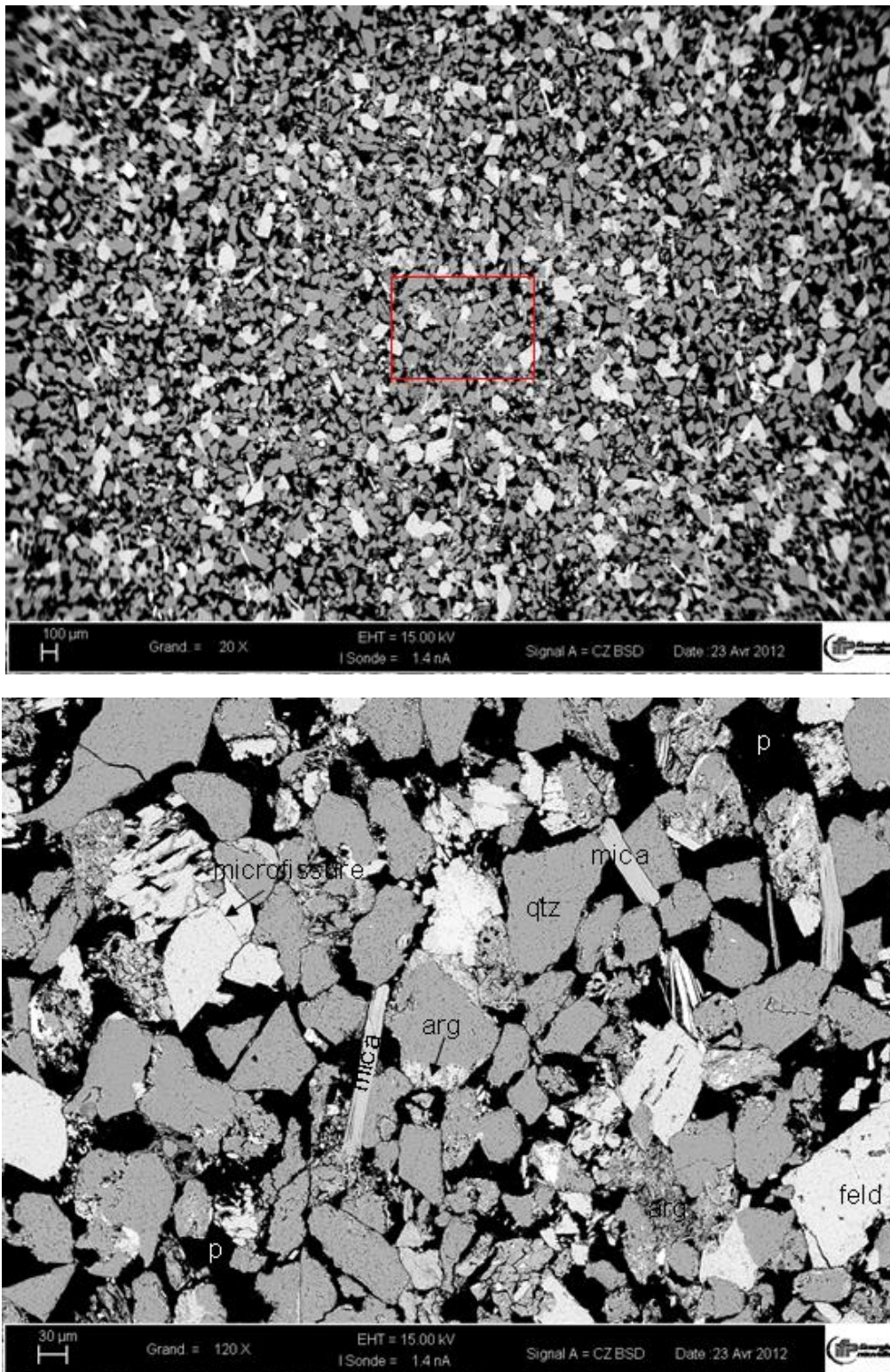


**Figure 35:** Images de lames minces présentant la microstructure de l'échantillon à l'état initial perpendiculairement au litage;



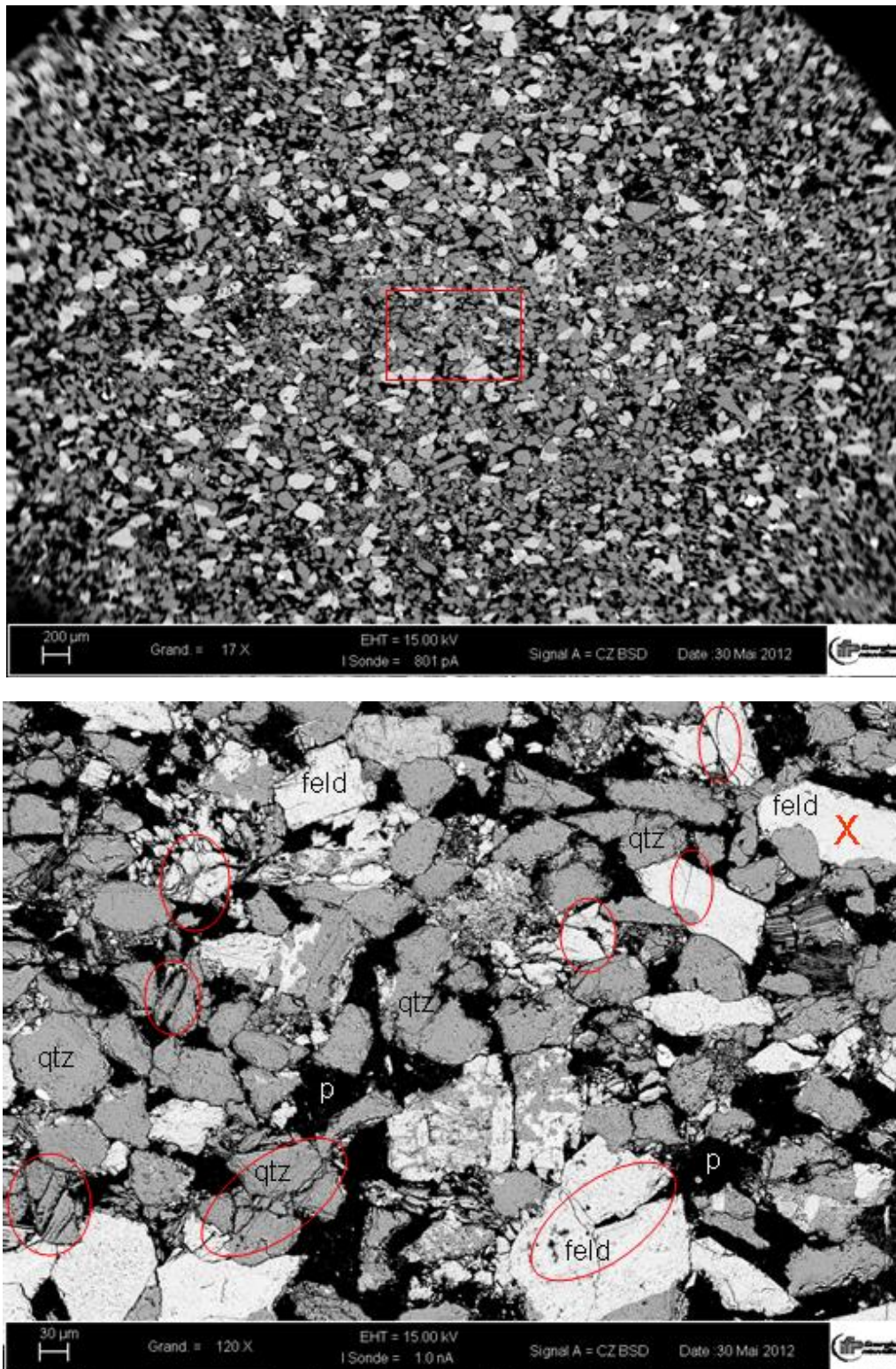
**Figure 36:** Images de lames minces dans le plan Z des échantillons déformés sous les chemins de chargement  $K=1,0$  (a),  $K=0,8$  (b),  $K=0,6$  (c),  $K=0,4$  (d),  $K=0,2$  (e),  $K=0$  (f).

### État Initial



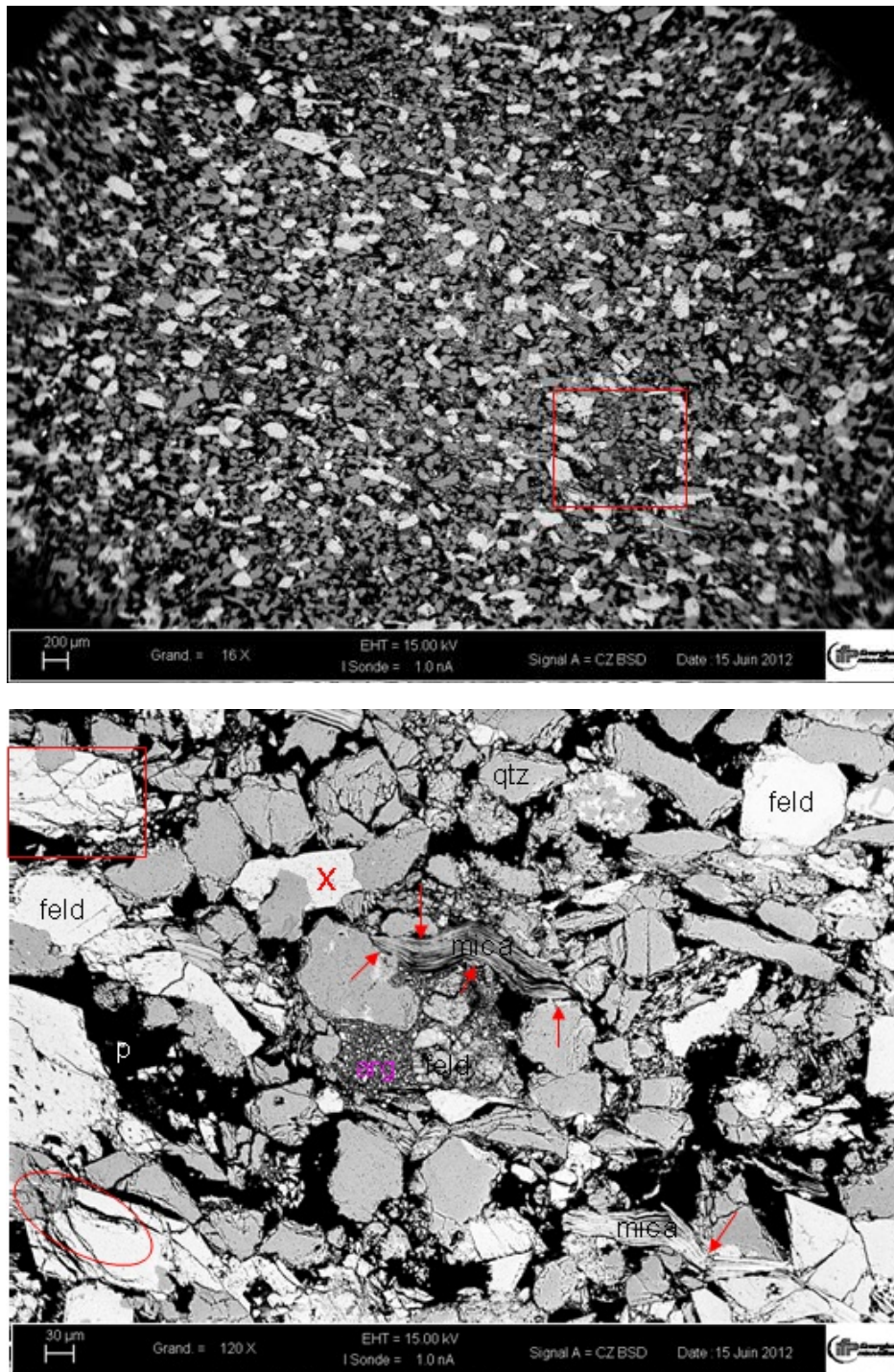
**Figure 37:** Images MEB de l'échantillon à l'état intact, en mode BSE sous grossissements respectifs (haut) X20 et (bas) X120 (zoom de carré en haut) dans le plan X. Quartz, feldspath, mica, argile, et pore sont notés qtz, feld, mica, arg et p ; très peu de microfissures préexistantes et peu de ciments sont observés.

**K=1,0**



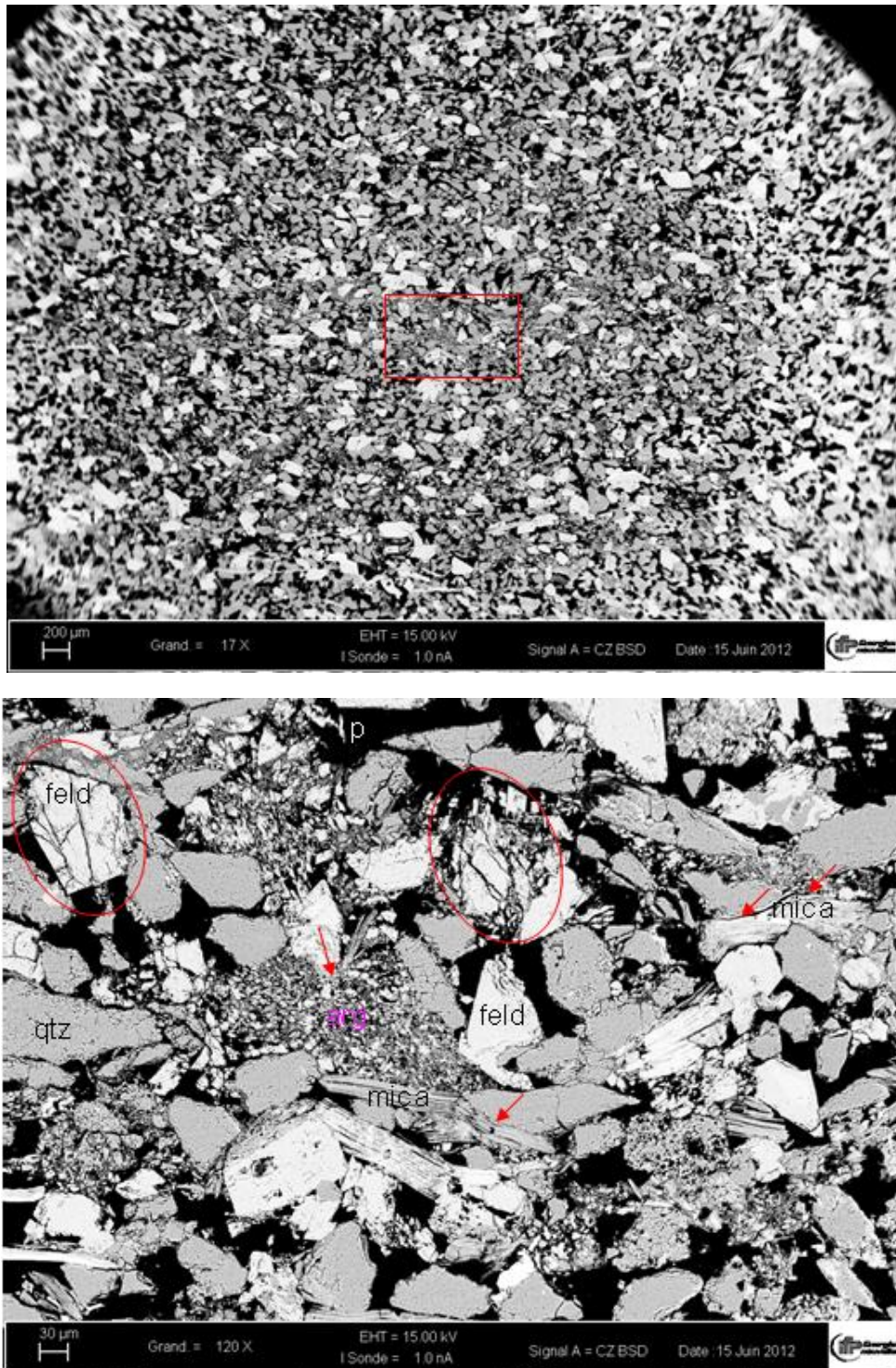
**Figure 38:** Images MEB de l'échantillon LAD\_11Z endommagé sous chargement hydrostatique  $K=1,0$ , en mode BSE sous grossissements respectifs (haut) X17 et (bas) X120 (Zoom de carré en haut) dans le plan Z, Quartz, feldspath, mica, et pore sont notés qtz, feld, mica, et p, fissures (ellipses), Feldspath indenté noté (X).



**K=0,8**

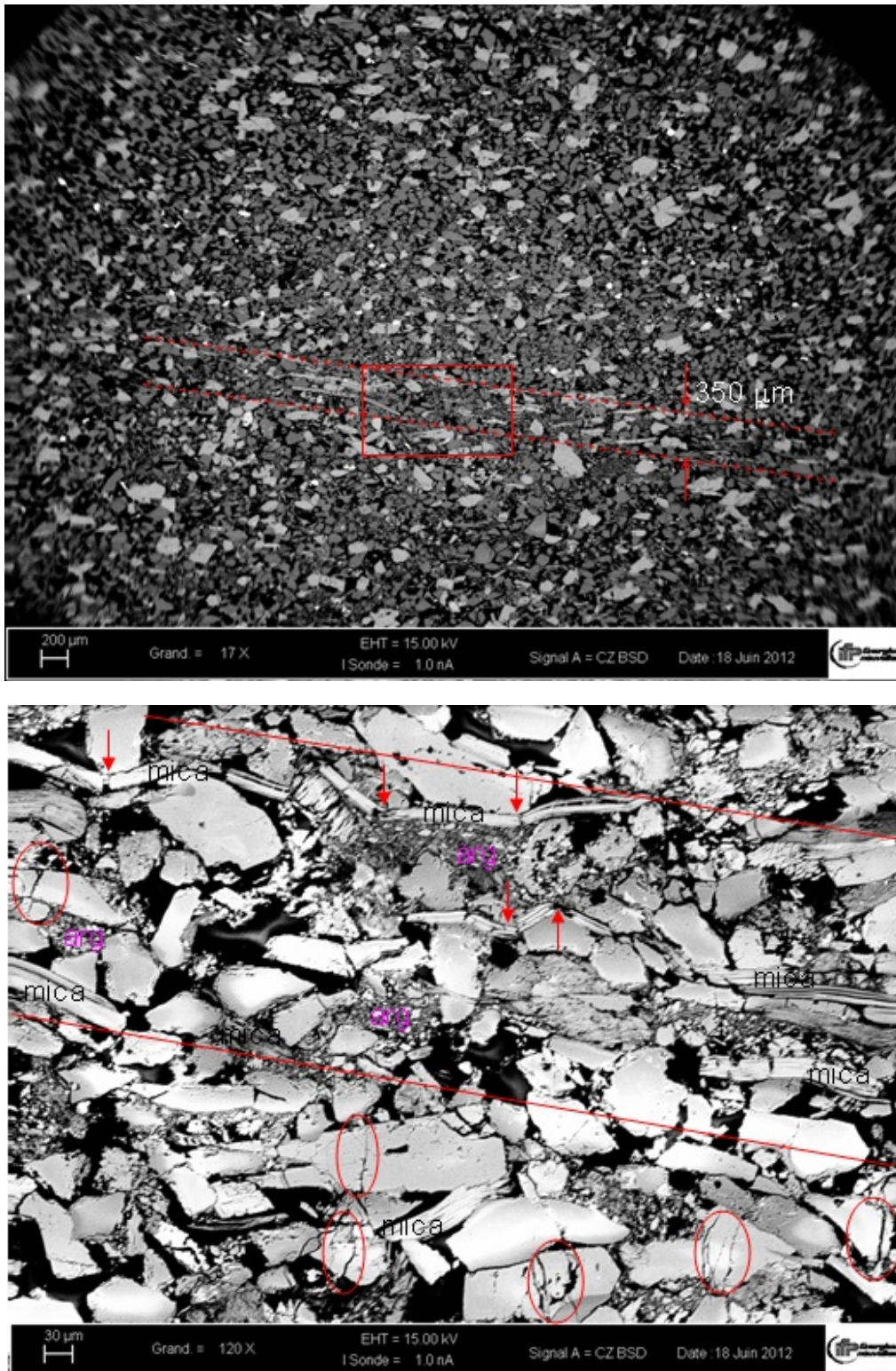
**Figure 39:** Images MEB de l'échantillon LAD\_15Z endommagé après chargement  $K=0,8$ , en mode BSE sous grossissements respectifs (haut) X16 et (bas) X120 (Zoom dans le carré en haut) dans le plan Z. Quartz, feldspath, mica, et pore sont notés qtz, feld, mica, et p, fissures de type Hertziennes (ellipses), mouvement de grains montrés par les flèches, Feldspath indenté noté (X), Feldspath présentant un clivage noté par une ellipse.

**K=0,6**

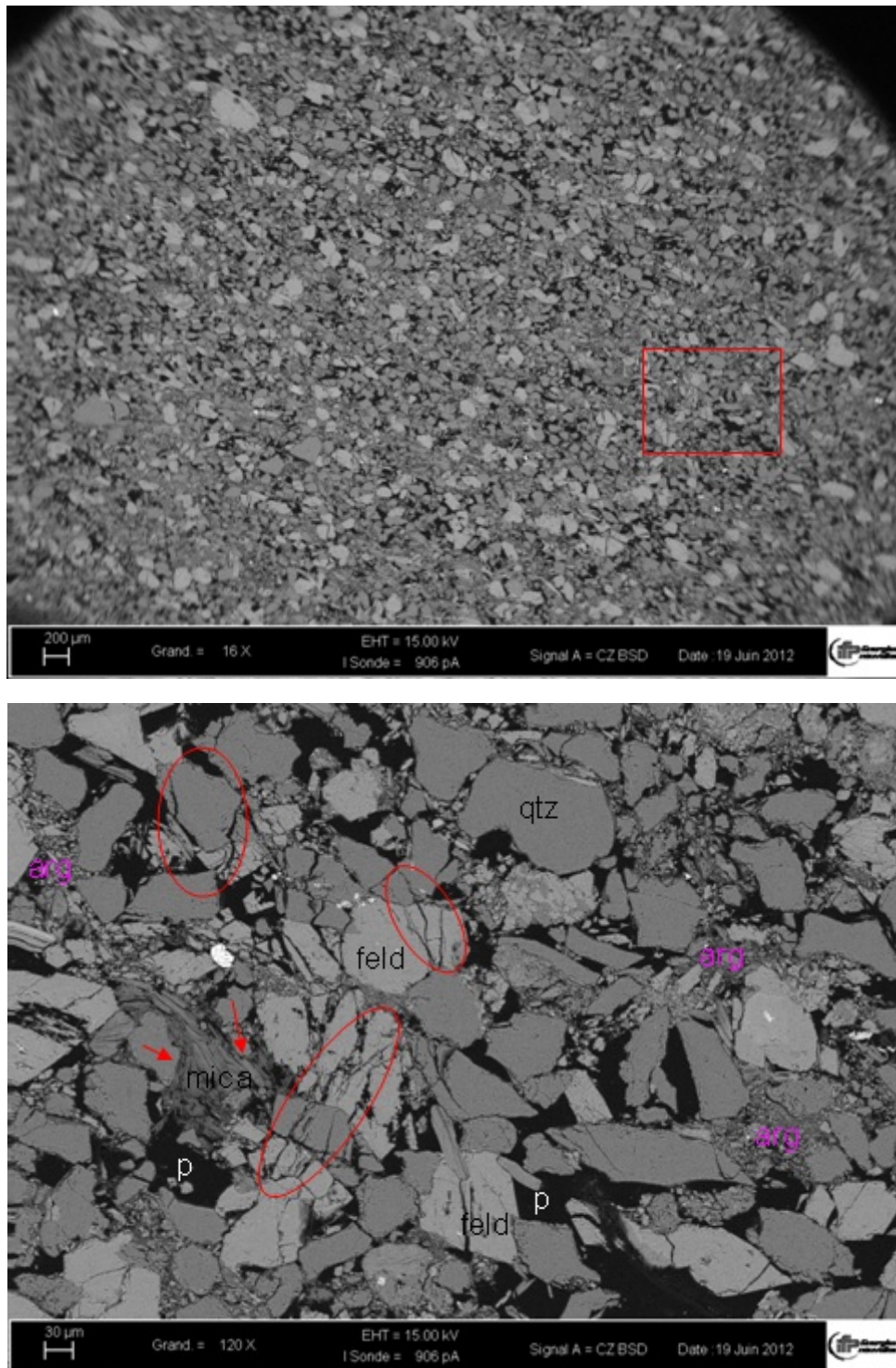


**Figure 40:** Images MEB de l'échantillon LAD\_16Z endommagé après chargement  $K=0,8$ , en mode BSE sous grossissements respectifs (haut) X17 et (bas) X120 (Zoom dans le carré en haut) dans le plan Z. Quartz, feldspath, mica, et poreux sont notés qtz, feld, mica, et p, Feldspaths présentant un clivage noté par des ellipses, les mouvements de grains sont montrés par les flèches.

**K=0,4**

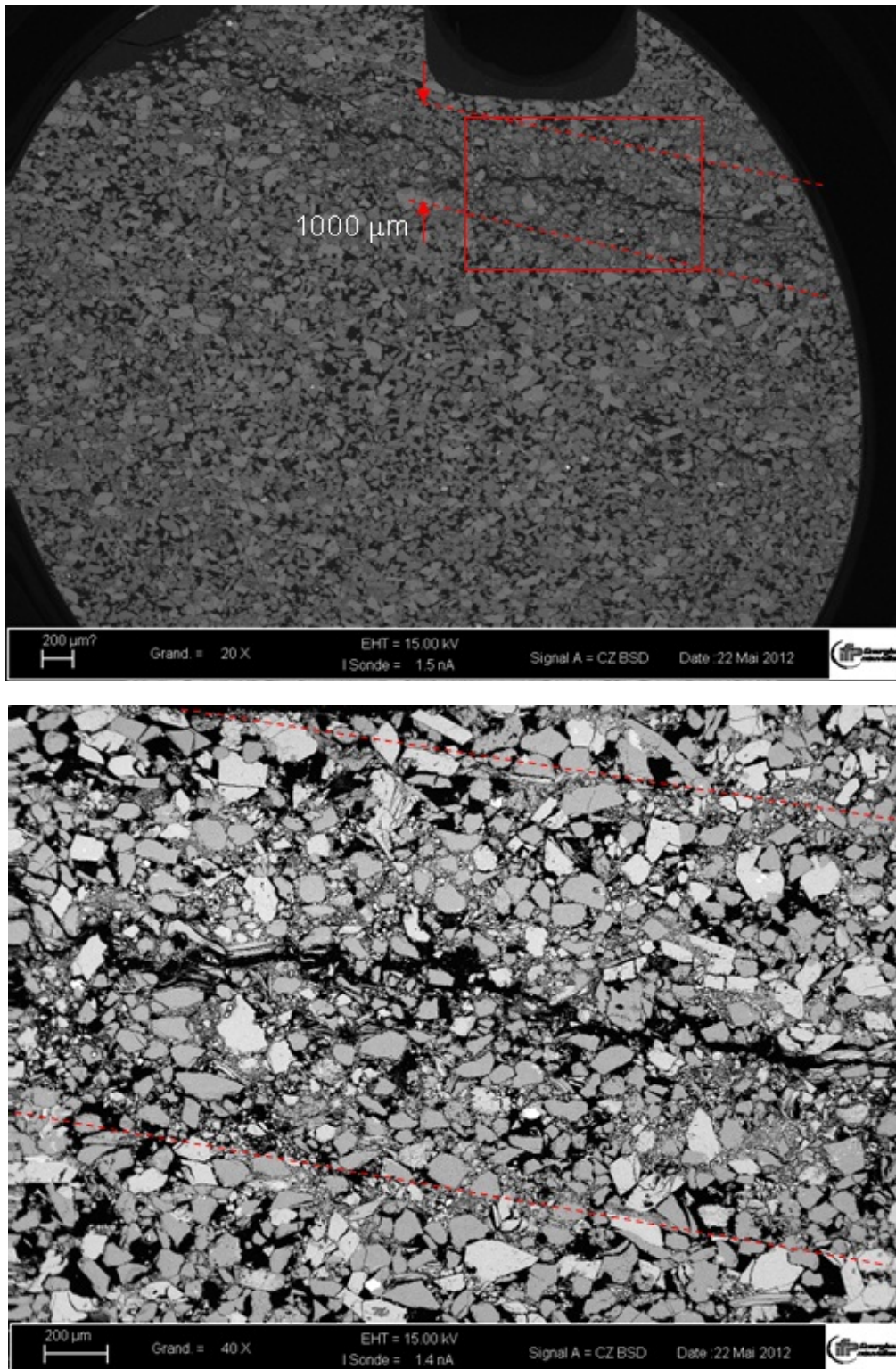


**Figure 41:** Images MEB de l'échantillon LAD\_17Z endommagé après chargement  $K=0,4$ , en mode BSE sous grossissements respectifs (haut) X17 et (bas) X120 (Zoom dans le carré en haut) dans le plan Z, fissures (ellipses), mouvements des grains montrés par les flèches, épaisseur de la bande riche en argiles et micas 350 μm.

**K=0,3**

**Figure 42:** Images MEB de l'échantillon LAD\_12Z endommagé après chargement  $K=0,3$ , en mode BSE sous grandissements respectifs (haut) X20 et (bas) X40 (Zoom de carré en haut) dans le plan Z, mouvements des grains montrés par les flèches, fissures (ellipses).

**K=0,2**



**Figure 43:** Images MEB de l'échantillon LAD\_18Z endommagé après chargement  $K=0,2$ , en mode BSE sous grandissements respectifs (haut) X20 et (bas) X40 (Zoom dans le carré en haut) dans le plan Z, épaisseur de la bande de cisaillement : 1000 µm.

#### 4.8. Modélisation du Comportement Hydromécanique du grès

Dans le **chapitre 1**, nous avons décrit les modèles rhéologiques élasto-plastiques utilisés pour prédire le comportement mécanique des sables et des grès (modèle de Cam-Clay modifié et de MIT-S1). Ces modèles ont été implémentés dans des logiciels de modélisation mécanique commerciaux (VISAGE, ABAQUS, PLAXIS, GEO-SLOPE, CRISP consortium, Code Aster, CESAR/modèle Cam-Clay modifié, PLAXIS/modèle MIT-S1) qui pour la majorité sont basés sur la méthode des éléments finis. Ces simulateurs sont souvent utilisés pour décrire le comportement mécanique de structures complexes à grande échelle.

En ce qui concerne notre étude, pour modéliser le comportement mécanique élasto-plastique des échantillons testés à l'échelle du Laboratoire, on utilise le modèle Cam-Clay modifié implémenté par nos soins dans un simple tableur Excel; les équations correspondantes (de l'**Eq.(11) à (19)**) ont été présentées dans le **chapitre 1**.

Dans un premier temps, les paramètres du modèle seront définis sur la base des mesures expérimentales. Ensuite, nous présenterons (1) le résultat de la modélisation du comportement mécanique et (2) le résultat de la modélisation de transport (perméabilités) basée sur la première. Nous discuterons des choix des paramètres des modèles et des ajustements réalisés par rapport aux données expérimentales.

##### *a. Choix des paramètres du modèle Cam-Clay modifié*

Sur la base de nos mesures et observations, nous avons décidé de confronter nos données obtenues sur le grès d'OSS peu consolidé à un modèle comportemental élasto-plastique. En fonction du niveau de sollicitation mécanique, il peut présenter des déformations réversibles (élastiques) mais aussi des déformations irréversibles (plastiques). On ajoute que considérer un matériau élasto-plastique exclut l'influence du paramètre temps, c'est-à-dire des phénomènes de fluage.

Les déformations définies par l'état de contraintes sont calculées sur la base des deux composantes du comportement mécanique:

- Comportement élastique ( $\varepsilon^e$ ): décrit par la loi de Hooke (**Eq. (11), (12), Chapitre 1**), avec pour paramètres élastiques pour matériau isotrope: ( $E, \nu$ ) ou ( $G, K$ ), avec:  $K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$ ,  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ .
- Comportement élasto-plastique ( $\varepsilon^e + \varepsilon^p$ ): décrit par la loi d'écoulement, avec pour paramètres additionnels:  $\kappa, \lambda, M, P_{co}$ . (**Eq. (13), (14), Chapitre 1**) :

$$\delta\varepsilon_v = \delta\varepsilon_v^e + \delta\varepsilon_v^p = \kappa \frac{\delta P'}{\nu P'} + (\lambda - \kappa) \frac{\delta P'_{co}}{\nu P'_{co}}; \delta\varepsilon_Q = \delta\varepsilon_Q^e + \delta\varepsilon_Q^p = \delta Q / 3G + \delta\varepsilon_v^p \frac{\delta g / \delta Q}{\delta g / \delta P'}$$

### *Paramètres élastiques de grès d'Otter Sherwood*

Pour déterminer les paramètres élastiques du grès, on a d'abord réalisé un test triaxial à faible confinement de 2 MPa. On a poursuivi par un test triaxial à confinement légèrement plus important de 5 MPa, mais précédé d'un chemin de préconsolidation hydrostatique à 25 MPa (inférieur la pression critique, afin de fermer d'éventuelles fissures pré-existantes).

On observe une différence de comportement entre les deux types de chemin de chargement:

(1) Dans le cas sans pré-consolidation, on observe sur la déformation axiale une phase de serrage suivie d'un comportement élastique (**Figure 44(a)**); Ce résultat est assez similaire avec le schéma de [Sulem 2008 \(Figure 1, Chapitre 1\)](#). D'après [Nauroy et al., 2011](#), la phase initiale de serrage correspondant à la fermeture de microfissures existantes (générées en particulier par le carottage des échantillons).

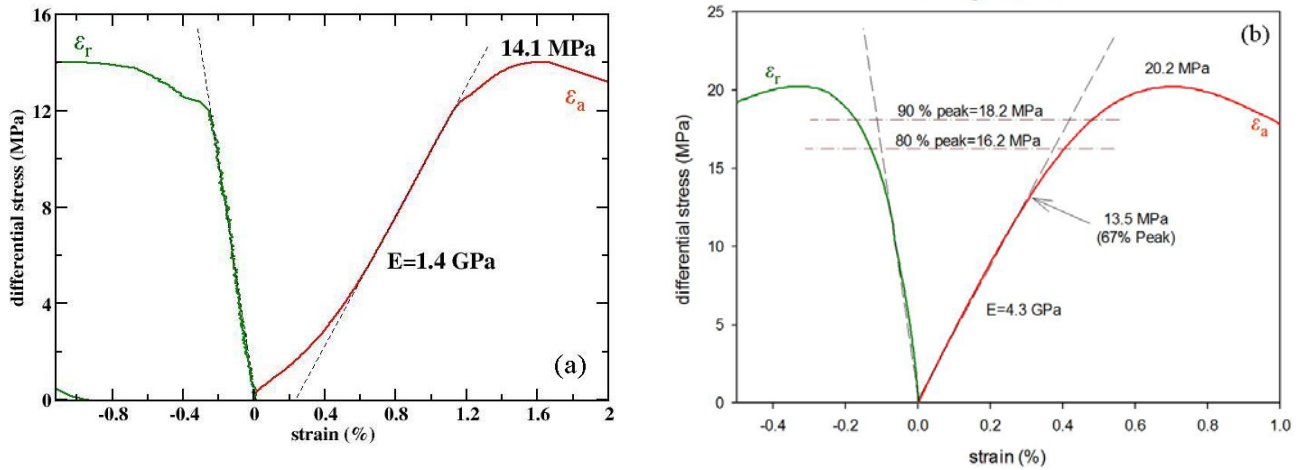
(2) Dans le cas avec pré-consolidation, le comportement élastique s'observe dès le début du chargement (**Figure 44(b)**).

Ces différences de chargement peuvent influencer sur la détermination des paramètres élastiques. Certains auteurs ([Nauroy et al., 2011](#)) conseillent de réaliser plusieurs cycles de chargement-déchargement pour certaines roches afin d'obtenir un comportement reproductible; la détermination des paramètres élastiques serait alors moins entachée de biais expérimentaux et liés à la préparation des échantillons.

Pour ce type de chargement et dans le domaine élastique, le module d'Young est défini par la pente de la courbe contrainte déviatorique – déformation axiale:  $E = dQ / d\varepsilon_a$ , et

le coefficient de Poisson est calculé par le rapport des pentes 'déformation radiale – contrainte déviatorique' / 'déformation axiale – contrainte déviatorique':  $\nu = -d\varepsilon_r / d\varepsilon_a$ .

Les valeurs mesurées sont résumées dans le **Tableau 4**.



**Figure 44:** Courbes de contrainte déviatorique – composantes axiale et radiale de la déformation du grès d’Otter Sherwood : (a) test triaxial à un confinement de 2 MPa, (b) test triaxial à confinement de 5 MPa suite à une préconsolidation hydrostatique à 25 MPa.

**Tableau 4:** Paramètres élastiques du grès d’Otter Sherwood calculés à partir des données expérimentales présentées sur la **Figure 44**.

Triaxial Tests	$E$ (GPa)	$\nu$	$K$ (GPa)	$G$ (GPa)
Sans préconsolidation	1,4	0,26	0,97	0,56
Avec préconsolidation à 25 MPa	4,3	0,30	3,58	1,65

On note que le matériau est plus rigide après le cycle de préconsolidation. Les modules d'élasticité (E, K, G) ont augmenté de plus d'un facteur 3.



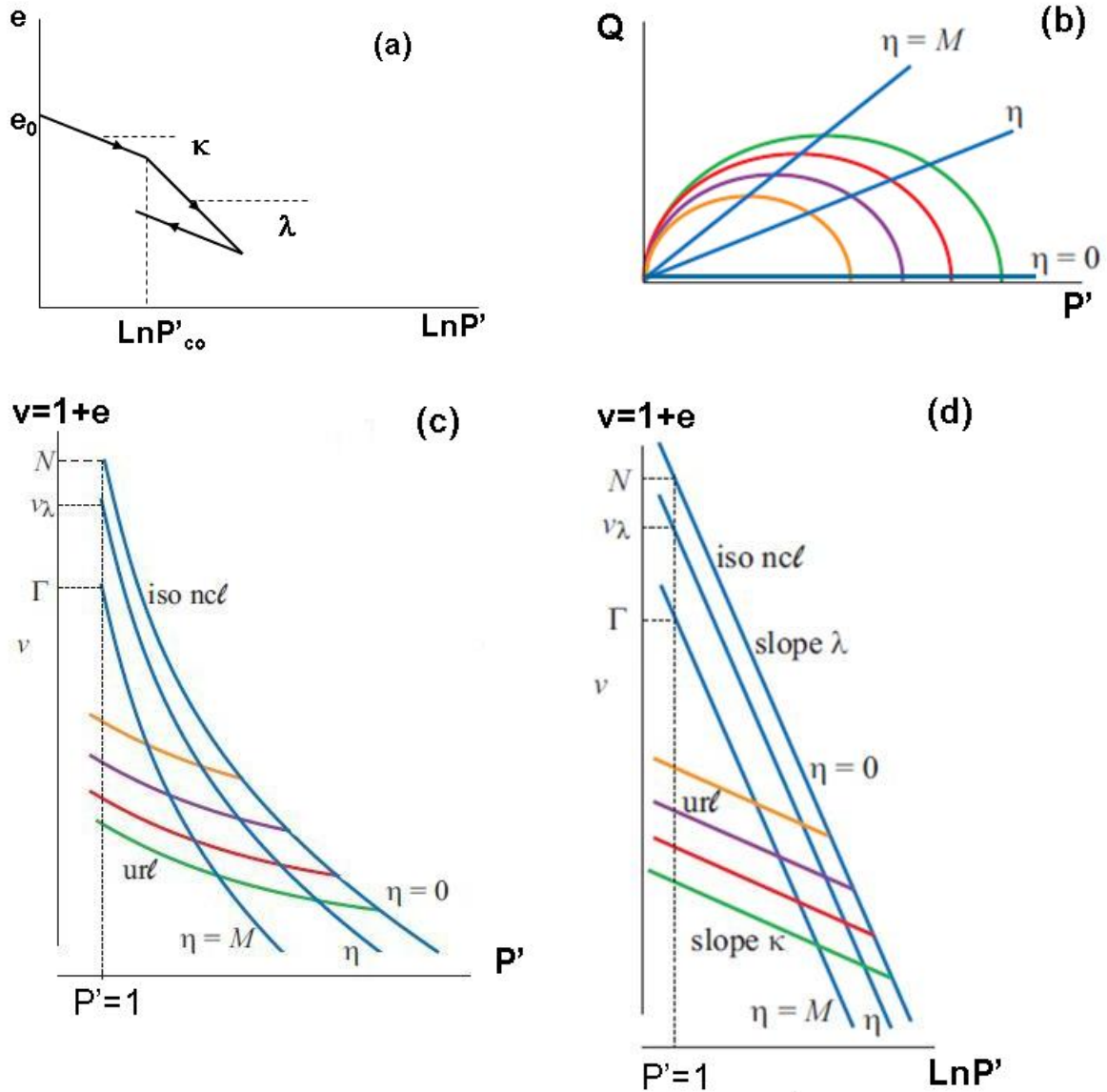
### *Paramètres élasto-plastiques du grès d'Otter Sherwood*

Les paramètres élasto-plastiques que sont le coefficient élastique de gonflement  $\kappa$  et le coefficient de compressibilité  $\lambda$  sont déterminés à partir d'essais de compression isotrope en représentant le comportement mécanique dans le plan ( $e, \ln P'$ ) (**Figure 45(a)**); ils peuvent être également obtenus à partir de résultats oedométriques classiques ([Whitlow 2001](#)).

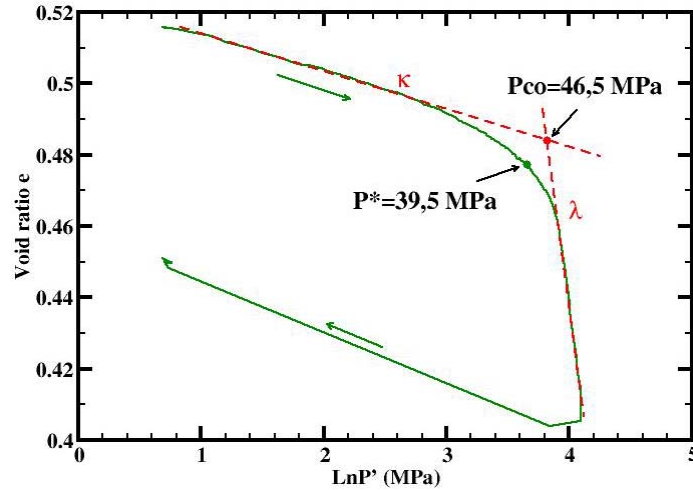
Dans le cas hydrostatique, la pression de préconsolidation ( $P_{co}$ ) correspond (au point de changement de la pente  $\kappa$  et  $\lambda$ ) ([Carles et al., 2004](#), pour des schistes). Dans la **Figure 45(b)**, on montre un schéma de l'enveloppe de la surface de charge et trois chemins de chargement  $\eta$  ou  $K$  avec  $\eta=3(1-K)/(1+2K)$  dans l'espace de contrainte  $P'$ - $Q$ : isotrope ( $K=1,0$ ;  $\eta=0$ ), chemin de chargement avec la même pente que la ligne critique  $\eta=M$ , et chemin de chargement intermédiaire.

Ces chemins de chargement correspondent aux courbes de consolidation normale ( $ncl$ ), représentée dans l'espace de  $v$ - $P'$  (**Figure 45(b)**). Toutes les procédures déchargement-rechargement (unloading-reloading) correspondant à chaque état de la surface de charge sont présentées par les courbes  $url$  (**Figure 45(c)**). D'après [Wood 2010](#), pour un matériau isotrope et homogène, dans l'espace de ( $v$ - $\ln P'$ ) les pentes ( $\kappa$  et  $\lambda$ ) sont similaires pour tous chemins de charge comme montré dans la **Figure 45(d)**.

Plusieurs tests de compression hydrostatique ont été réalisés sur le grès, afin de bien déterminer ses paramètres élasto-plastiques (voir **Figure 3(a)**); la sélection d'échantillons homogènes permet par ailleurs d'obtenir un comportement mécanique très reproductible; la détermination des paramètres élasto-plastiques est présentée sur la **Figure 46**; on constate une légère différence de pente  $\kappa$  entre la charge ( $\kappa=0,014\pm 0,004$ ) et la décharge ( $\kappa=0,011$ ); ceci n'est pas étonnant car notre dispositif hydraulique est mieux adapté pour contrôler les expériences en phase de chargement plutôt qu'en phase de déchargement où des problèmes de friction peuvent intervenir. La pente  $\lambda$  vaut  $0,255\pm 0,002$  pour tous les tests réalisés. La pression de préconsolidation  $P_{co}$  est déterminée pour une valeur de  $46,5\pm 0,5$  MPa. On reporte aussi la valeur de la pression critique  $P^*=39,5$  MPa sur cette figure.



**Figure 45:** Détermination des paramètres élasto-plastiques: (a) Essai de chargement-déchargement hydrostatique dans l'espace (indice des vides - pression effective) ; (b) Surface de charge et chemins de chargement dans l'espace des contraintes ( $P'$  -  $Q$ ) ; (c, d) Surface de charge et chemins de chargement dans les espaces ( $v - P'$ ) et ( $v - \text{Ln}P'$ ) (Wood 2010).



**Figure 46:** Détermination des paramètres élasto-plastiques à partir d'un essai de chargement – déchargement hydrostatique sur l'échantillon vertical LAD\_02Z.

*b. Modélisation du comportement mécanique du grès d'Otter Sherwood*

Pour reproduire les évolutions de la réponse mécanique mesurées au laboratoire (**Figure 12**), nous avons effectué les calculs élasto-plastiques présentés dans le **chapitre 1** pour tous les chemins de chargement K. On note que ce modèle s'applique généralement sous l'hypothèse d'un milieu poreux homogène, isotrope et non soumis au fluage.

Dans un premier temps, les paramètres utilisés dans les modèles sont ceux obtenus expérimentalement. On compare alors les déformations volumiques et déviatoriques calculées aux mesures pour tous les chemins de chargement. On se rend alors compte que l'ajustement obtenu avec ces paramètres n'est pas satisfaisant pour certains chemins de chargement.

Afin d'ajuster au mieux le modèle pour tous les chemins, il est nécessaire de modifier quelque peu les paramètres élasto-plastiques. Les paramètres qui permettent d'obtenir le meilleur ajustement à l'ensemble des données sont reportés dans le **Tableau 5**.

**Tableau 5:** Paramètres élasto-plastique ajustés au comportement mécanique du grès Otter Sherwood

$E$ (GPa)	$\nu$	$\kappa$	$\lambda$
2,05	0,31	0,0125	0,255

On rappelle les valeurs des paramètres élastiques déterminés expérimentalement ( $E$ ,  $\nu$ ,  $\kappa$ ):  $E=1,4$  MPa;  $\nu=0,26$  (confinement 2 MPa) ou  $E=4,3$  MPa;  $\nu=0,30$  (après un cycle de charge-décharge), le coefficient de poisson  $\nu$  estimé en condition oedométrique (Eq.(2)) se situe dans l'intervalle  $[0,17-0,29]$  et le paramètre plastique  $\lambda = 0,255 \pm 0,002$ .

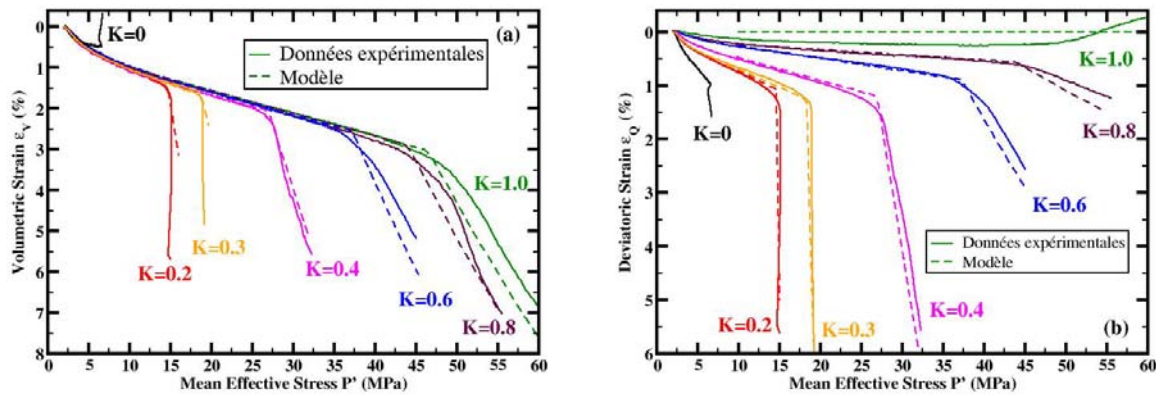
Une comparaison de ces valeurs à celles présentées dans le **Tableau 5** pour ajuster le modèle à l'ensemble des chemins illustre la complexité de détermination des paramètres élastiques à rentrer dans le modèle, alors que le module plastique  $\lambda$  est assez bien contraint par les données expérimentales.

On note aussi que les valeurs dans le **Tableau 5** représentent les propriétés pour un modèle de milieu "équivalent": homogène, isotrope et sans fluage ; ceci peut expliquer la divergence entre les paramètres d'entrée du modèle et nos données expérimentales.

Ces paramètres sont cependant raisonnables en comparaison aux résultats disponibles dans la littérature : [Chang et Zoback 1999](#) pour la roche non consolidée de Wilmington, [Crawford et al., 2004](#) pour les sables, [Crawford et al., 2011](#) pour plusieurs roches réservoir (consolidés, non ou peu consolidés), [Nikolinakou et Chan 2012](#) pour le sable de Toyoura.

Notons que ces auteurs utilisent naturellement comme paramètres d'entrée pour leur modélisation, les modules élastiques des matériaux étudiés, comme le coefficient de Poisson  $\nu$ . Cependant, nous avons noté que les valeurs données par ces auteurs sont généralement sous-estimées par rapport aux valeurs attendues pour les matériaux faiblement ou non consolidés:  $\nu=0,275$  pour [Chang et Zoback 1999](#);  $\nu=0,14-0,26$  pour [Crawford et al., 2011](#);  $\nu=0,25$  cité par [Nikolinakou et Chan 2012](#). [Crawford et al., 2004](#) ont choisi une valeur  $\nu$  très faible pour les sables:  $\nu=0,20$  pour les sables d'Ottawa et de Lochaline;  $\nu=0,15$  pour le sable de Berkeley. La valeur que nous avons ajusté pour caler au mieux nos données expérimentales ( $\nu=0,31$ ) est en meilleure adéquation avec les valeurs communément admises pour ce type de matériaux de 0,3-0,35 (résumées dans l'ouvrage de [Nauroy 2011](#)).

La **Figure 47** présente les résultats du modèle ajusté, en terme de déformations volumique et déviatorique en fonction de la contrainte moyenne effective, comparé aux données de la **Figure 12(c, d)**.



**Figure 47:** Modèle élasto-plastique (lignes pointillées) ajusté aux données expérimentales (lignes solides) du groupe 1 d'échantillons verticaux (pour la mesure de perméabilité verticale): (a) déformation volumique, (b) déformation déviatorique.

Le modèle élasto-plastique ajusté reproduit assez correctement le comportement mécanique du grès pour l'ensemble des chemins de chargement et spécifiquement pour les chemins de chargement plus déviatorique ( $K=0,4; 0,3; 0,2$ ). Au contraire, une divergence plus importante est notée de manière systématique pour les chemins de charge plus forts ( $K=1,0; 0,8; 0,6$ ) dans le domaine plastique. Cet effet est lié à la mise en place graduelle des mécanismes de plasticité pour les chemins à fort  $K$ ; la transition entre les régimes de déformation élastique à plastique est caractérisée par un adoucissement (forme de la courbure) de la réponse mécanique moins brutale que pour les chemins à faibles  $K$ .

Il convient toutefois de mentionner qu'au-delà de l'ajustement des paramètres élasto-plastiques (**Tableau 5**), nous avons dû également ajuster les paramètres de 'rupture', c'est-à-dire les contraintes de sortie du régime élastique; un autre critère pour la détermination des contraintes critiques a dû être défini afin de rendre compte de la transition graduelle entre les régimes mécaniques; ces pressions critiques se trouvent dans les régions de courbure sur les courbes de déformation et de perméabilité.

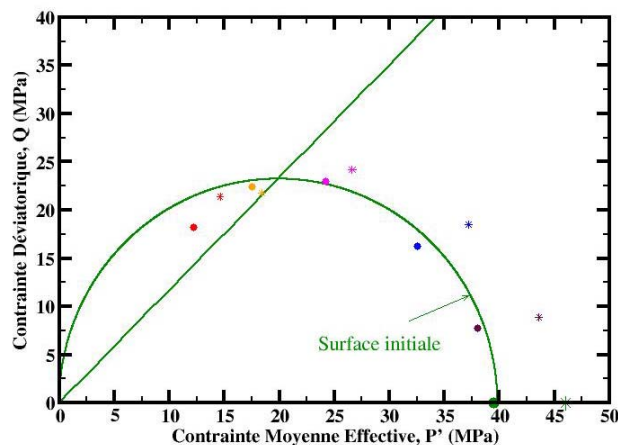
Par conséquent, les valeurs de pressions critiques utilisées pour la modélisation mécanique sont légèrement plus grandes que les valeurs déterminées dans le cadre de la caractérisation mécanique/endommagement sur la base du critère d'initiation de l'inélasticité utilisé par plusieurs auteurs (que nous avons également suivi jusqu'ici dans cette étude)

Dans le **Tableau 6** sont reportées les valeurs de pressions critiques obtenues lors de la caractérisation mécanique (**Figure 12(d)**, **Tableau 2** (groupe 1)) et celles ajustées de

manière « pragmatique » pour la simulation élasto-plastique. La **Figure 48** montre le modèle Cam-Clay modifié (**Eq. (5), chapitre 1**) ajusté aux données mécaniques déterminées expérimentalement ( $M=1,2$ ;  $P'_{co}=40$  MPa), comparé aux valeurs de la pression critique du modèle élasto-plastique ajusté (symboles \*); correspondant à la surface de charge  $M=1,45$  et les valeurs de  $P'_{co}$  données dans le **Tableau 6**.

**Tableau 6:** Pressions et contraintes critiques du grès d’Otter Sherwood pour tous les chemins de chargement, sur la base de la caractérisation mécanique et pour l’ajustement de la simulation.

<b>K</b>		<b>1,0</b>	<b>0,8</b>	<b>0,6</b>	<b>0,4</b>	<b>0,3</b>	<b>0,2</b>
Surface initiale	P'(MPa)	39,5	38,0	32,5	24,2	17,5	12,2
	Q(MPa)	0,0	7,8	16,3	23,0	22,4	18,2
	P'co(MPa)	40	40	40	40	40	40
	M	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
Surface ajustée	P'(MPa)	<b>46,0</b>	<b>43,6</b>	<b>37,2</b>	<b>26,6</b>	<b>18,4</b>	<b>14,6</b>
	Q(MPa)	0,0	8,9	18,5	24,2	21,8	21,4
	P'co(MPa)	46,5	45,0	42,0	38,0	32,5	30,0
	M	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45



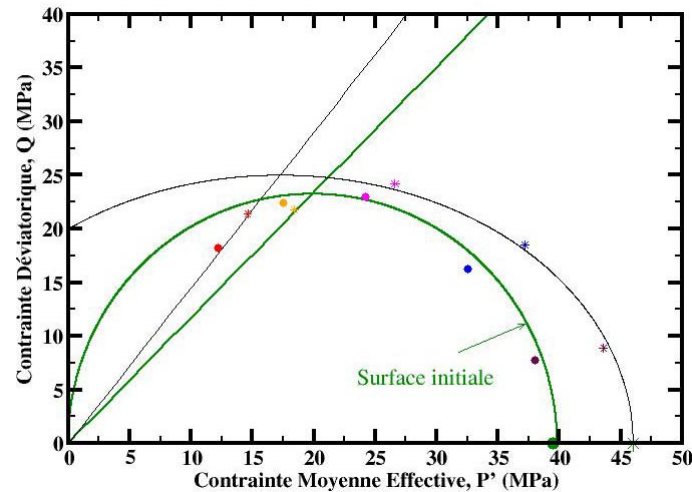
**Figure 48:** Surfaces de charge obtenues sur la base de la caractérisation mécanique et pour l’ajustement de la simulation.

L'avantage de notre procédure est de permettre une modélisation couplée du comportement mécanique et de l'évolution de la perméabilité (qui sera détaillée dans la partie suivante). Mais, l'inconvénient majeur résulte de l'obligation d'une modification de la surface de charge correspondant aux pressions critiques à chaque chemin de chargement.

Pour éviter la prise en considération d'une surface de charge par chemin de chargement, on pense qu'il est possible d'utiliser une surface de charge unique comme l'a proposé Crawford et al., 2004 (Eq.(9)).

$$f\{P', Q, P_{co}, \gamma\} = Q^2 + \gamma^2 M^2 [P' - (\gamma / (1 + \gamma) P_{co})] - [\gamma^2 M^2 / (1 + \gamma)^2] P_{co}^2 \quad (9)$$

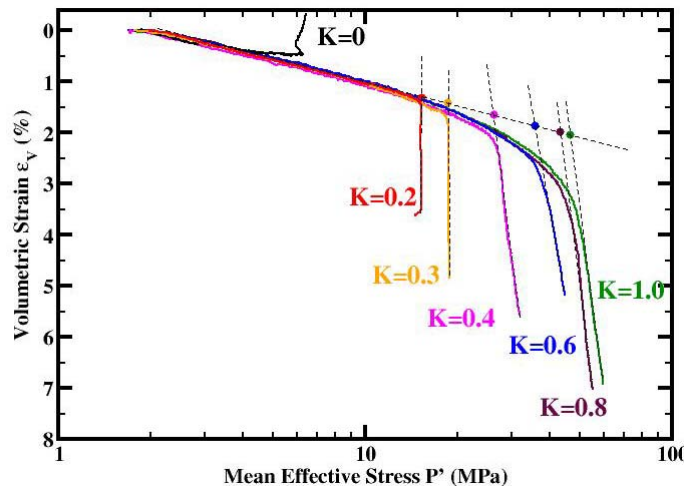
Cette enveloppe est une forme corrigée du modèle Cam-Clay modifié (Eq.(4), Chapitre 1). Crawford et al., 2004 ont ajouté un paramètre  $\gamma$  permettant à la surface de charge de ne pas passer par l'origine de l'espace de contraintes avec pour objectif de caler au mieux l'ensemble des points représentant les contraintes critiques. En utilisant cette formulation de la surface de charge, on obtient un bien meilleur calage des points critiques ajustés (Figure 49) avec les paramètres suivants :  $P_{co} = 46$  MPa;  $M = 1,45$ ;  $\gamma = 0,6$ . Notons que cette valeur de pression de consolidation est en bonne adéquation avec celle déterminée (46,5 MPa) dans la Figure 46. A ce stade, nous n'avons pas pu vérifier l'amélioration de la modélisation du comportement élasto-plastique par l'utilisation de cette forme de surface de charge. Cependant, les équations envisagées pour cette modélisation restent inchangées (équations (11) à (19) du Chapitre 1) et la procédure reste donc la même ; les composantes de déformation devront être recalculées en utilisant cette nouvelle formulation de la surface de charge (f).



**Figure 49:** Surface de charge unique pour les nouveaux points critiques en utilisant la surface de charge de Crawford et al., 2004.

Enfin un dernier point qui peut être discuté résulte du critère de détermination des pressions critiques selon le critère de sortie de la réponse linéaire sur la courbe de déformation volumique. Un autre critère peut être utilisé pour établir cette valeur selon tous les chemins de chargement. A titre d'exemple Carles et al., 2004 et Dautriat et al., 2011 définissent la valeur de la pression critique comme le point d'intersection des deux tangentes aux réponses de comportement élastique et de comportement plastique. Les valeurs de pression critique déterminées par cette méthode sont plus cohérentes avec les valeurs obtenues par ajustement au modèle (reportées dans le **Tableau 6**). La détermination de ces valeurs est illustrée par la **Figure 50** ; les données sont les mêmes que celles de la **Figure 12(d)**, mais dans un repère semi-log  $\varepsilon_v$ - $\log P'$ ; les différentes valeurs de pressions critiques (en MPa) deviennent alors:  $P'=46,0\pm 0,7$  pour  $K=1,0$ ,  $P'=43,0\pm 1,0$  pour  $K=0,8$ ,  $P'=35,7\pm 0,3$  pour  $K=0,6$ ,  $P'=26,2\pm 0,5$  pour  $K=0,4$ ,  $P'=18,6\pm 0,2$  pour  $K=0,3$  et  $P'=15,3\pm 0,2$  pour  $K=0,2$ .





**Figure 50:** Détermination de la contrainte critique par le point d'intersection des deux tangentes aux réponses en régimes de déformation élastique et plastique.

Expérimentalement, nous avons observé une transition progressive du régime de déformation élastique vers un régime de déformation plastique avec durcissement (convexité des courbes de déformation volumique à forte pression effective) pour les chemins de charge:  $K=1,0$ ;  $0,8$  et  $0,4$  (**Figure 12(d)**). Ceci a également été observé par [Yale et al., 1992](#) sur des carbonates et [Crawford et al., 2004](#) sur les sables. Finalement, le type de modèle élasto-plastique utilisé est en quelque sorte ‘binaire’ et ne peut pas reproduire (1) la zone de transition de déformation élastique à déformation plastique et (2) le durcissement dans la partie plastique.

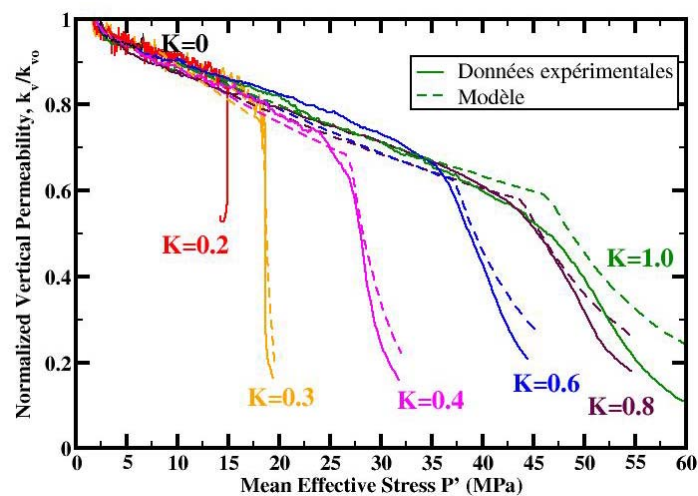
Afin de mieux ajuster leurs données, [Yale et al., 1992](#) ont donc proposé d'ajouter une surface de durcissement: à l'extérieur de cette surface de durcissement, le matériau est soumis à une loi de comportement plastique et durcissant. Ce modèle est différent du modèle élasto-plastique qui lui considère que le matériau durcit immédiatement si l'état de contrainte dépasse la surface de charge (limite de la zone élastique - plastique). Cependant, les limites de chargement et de déformation accessible par les extensomètres de notre dispositif ne permettent de rendre compte clairement de la zone de durcissement, celle-ci s'établissant dans un domaine de pressions et de déformation volumiques supérieures à  $55$  MPa et  $7\%$  respectivement (en chargement hydrostatique).

Si l'on néglige cet effet de durcissement, on peut considérer que le comportement mécanique du grès d'Otter Sherwood peut être prédit assez raisonnablement pour l'ensemble des chemins de chargement en utilisant les paramètres mécaniques ajustés

du **Tableau 5**, et les paramètres ajustés de la surface de charge de type Cam-Clay modifié **Tableau 6**. Les paramètres élasto-plastiques ( $E$ ,  $\nu$ ,  $\kappa$ ,  $\lambda$ ) restent inchangés quelque soit le chemin de chargement (hypothèse conservatrice de l'isotropie de la réponse mécanique du matériau).

*c. Modélisation de l'évolution de la perméabilité verticale du grès d'Otter Sherwood*

Dans cette section, nous nous concentrons sur la modélisation des évolutions de la perméabilité verticale, l'étude sur la perméabilité horizontale n'a pas encore été réalisée à ce jour. Nous suivons l'approche de [Crawford et al., 2005](#), détaillée dans le **chapitre 1**, qui proposent de modéliser la perméabilité sur la base d'une loi exponentielle de déformation effective, combinant déformation volumique et déformation déviatorique, multipliée par une constante  $C_v$  cette dernière est propre à la roche et à la direction d'écoulement (**Eq. 36, chapitre 1**). La valeur  $C_v=0,22$  s'est avérée la plus à même de rendre compte des évolutions de perméabilité pour tous les chemins de chargement.



**Figure 51:** Modélisations de la perméabilité verticale normalisée avec le chemin de chargement  $K$ , comparée aux mesures expérimentales.

La **Figure 51** présente la modélisation de l'évolution de la perméabilité verticale normalisée en fonction de la contrainte moyenne effective, comparée aux mesures (**Figure 21**).

Dans le régime de déformation élastique, quelque soit le chemin de charge, les évolutions de perméabilités sont moins linéaires que ne l'étaient les courbes de déformation. Cependant, on constate globalement que la modélisation de la perméabilité verticale est plus proche des données expérimentales que la modélisation de la déformation. Ceci se justifie dans la mesure où la concavité de la courbe de perméabilité dans le régime plastique est modélisée par cette approche, la fonction exponentielle à un effet amplificateur qui permet de rendre compte de la courbure observée pour l'évolution de la perméabilité verticale.

Comme on l'a discuté dans la **partie 1.6.3** du **Chapitre 1**, il apparaît donc que la formule proposée par [Crawford et al., 2005](#) est pertinente pour modéliser l'évolution de la perméabilité lorsque la forme de la surface de charge est concordance avec les contours iso-perméabilité comme nous l'avons vérifié expérimentalement (**Figure 21(b)**). Lorsque l'incrément de vecteur de déformation plastique est orthogonal à la surface de charge (loi d'écoulement associée), les contours d'iso-perméabilité sont en effet également orthogonaux au vecteur d'incrément de déformation plastique. Dans le cas contraire, la réduction de perméabilité n'est alors plus parallèle au vecteur de déformation plastique. Dans ce dernier cas, la perméabilité ne peut pas être reliée directement à l'expression de la déformation plastique formulée par [Crawford et al., 2005](#).

#### *d. Conclusions*

La détermination des paramètres élasto-plastiques des roches est assez difficile à mettre en oeuvre; pour mesurer et confirmer des paramètres élasto-plastique fiables, il est nécessaire de réaliser beaucoup de tests au laboratoire pour obtenir une statistique et une loi de dispersion sur ces paramètres qui permettra de borner plus rigoureusement le comportement du matériau. Cependant cela n'est pas suffisant, entre ces paramètres élasto-plastiques mesurés et les modèles, parfois simplifiés, il existe des écarts de comportement; ainsi [Crawford et al., 2011](#) ont réalisé plusieurs dizaines de tests pour 'calibrer' les paramètres élasto-plastiques de roches réservoirs. Ils ont notamment pointé le rôle important des paramètres sur l'évolution de la déformation volumique en utilisant le modèle Cam-Clay modifié. Le choix et l'ajustement des paramètres doivent donc être raisonnés sur la base d'un sens physique pour modéliser le comportement des roches réservoirs.

L'utilisation du modèle Cam-Clay modifié pour modéliser le couplage hydromécanique semble satisfaisant pour le grès d'Otter Sherwood au fait près qu'il

soit nécessaire d'ajuster les pressions critiques (définies selon le critère de non-linéarité) à la hausse par rapport à celles déterminées pour caractériser le comportement mécanique; ces pressions ajustées se trouvent dans la zone de transition entre le comportement élastique et le comportement plastique ; elles sont proches des pressions critiques  $C^*$  définie par [Carles et al., 2004](#) et [Dautriat et al., 2011](#) sur la base d'un critère d'intersection des tangentes aux réponses élastique et plastique.

Il faut donc ajuster au mieux les paramètres élasto-plastiques (processus d'optimisation avec la fonction objective de modèle Cam-Clay modifié et définir les paramètres sur la base des données du laboratoire pour pouvoir les appliquer à la réalité (changement d'échelle, condition in-situ, complexité naturelle).

Pour l'évolution de la perméabilité verticale d'OSS, on peut cependant utiliser la relation de [Crawford et al., 2005](#) pour prévoir la perméabilité pour un état de déformation connu.

#### **4.9. Applications de cette étude sur le comportement hydromécanique**

Les effets thermo-hydro-mécaniques jouent un rôle important pour toutes les opérations d'exploitation des hydrocarbures, de l'étape forage à la production, jusqu'à l'abandon des puits. Une variation parfois légère de la pression de pore dans un réservoir peut causer des mouvements importants des couches géologiques ; les réservoirs faiblement cimentés y sont très sensibles, ce qui augmente les risques d'effondrement et de développement de zones de cisaillement.

Notre étude a présenté des méthodologies de mesure des perméabilités en cours de chargement mécanique. Un développement de la méthode du calcul de la perméabilité horizontale sous contraintes déviatoriques a été réalisé pour tenter de résoudre ce problème existant de longue date dans le domaine pétrolier. L'obtention conjointe de la perméabilité verticale et de la perméabilité horizontale permet alors d'étudier l'indice de productivité des puits PI.

En Ingénierie Réservoir, les résultats en débit et en volume cumulés de fluide d'un champ peuvent être estimés par la simulation d'un modèle réservoir ; ces simulations permettent de déterminer de taux de récupération des hydrocarbures. En général, l'approche dans les modèles de réservoir consiste à introduire une loi locale de compressibilité de pores en fonction de la pression. Cependant, cette approche n'est pas adaptée aux évolutions des déformations des roches très poreuses et très

déformables (Thèse de Bévillon, 2000) parce que ces déformations ne peuvent pas être simplifiées par un coefficient de compressibilité. Dans ce cas, il faut prendre en compte l'effet de déformation des roches et donc les modifications de perméabilité dans le modèle réservoir. Pour cela, on couplera un simulateur de géomécanique au simulateur réservoir.

L'étude du comportement hydromécanique des roches réservoirs est recommandée par plusieurs auteurs (Ruistuen et al., 1999; Rhatt et Teufel 1992; Zoback 2007; Charlez 1997; Crawford et al., 2004) et les résultats de ces études vont aider les ingénieurs de réservoir dans leur travail de couplage entre les simulateurs de réservoir et les simulateurs de géomécanique. Les autres applications de la géomécanique dans l'industrie pétrolière sont détaillées dans le livre de Charlez 1997 et plus récemment celui de Nauroy 2011, par exemple : stabilité des roches réservoirs sous l'effet d'une fracturation hydraulique, du forage, ou dans le cadre de la production dans les sables bitumineux.

Ici on présentera brièvement les principes de deux applications d'études hydromécaniques: l'implication sur la performance d'un puits horizontal et l'application sur le modèle de réservoir.

#### *a. Implication sur la performance d'un puits horizontal*

La capacité d'un réservoir pour délivrer des fluides au puits peut être quantifiée par l'indice de productivité, "PI" défini comme le rapport de débit, "q" (STB/jour) à la chute de pression, " $\Delta p$ " (psi), (STB=Stock Tank Barrels) :

$$\frac{q}{\Delta p} = \frac{STB / jour}{psi} = [STB \cdot jour^{-1} \cdot psi^{-1}].$$

Une valeur élevée de PI signifie qu'un puits produit un débit donné sous une faible chute de pression de fluide.

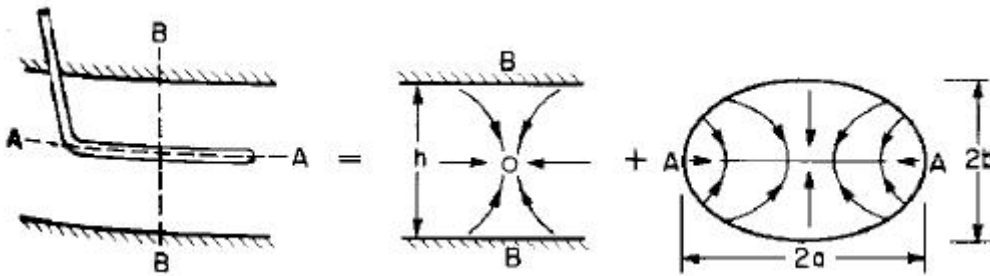
Plusieurs solutions analytiques sont proposées dans la littérature pétrolière pour prédire le débit dans un puits horizontal en régime permanent : Ginger et al., 1984; Joshi 1988 ; 1991; Renard et Dupoy 1990. Cette hypothèse d'état stationnaire du régime d'écoulement nécessite la considération d'une pression constante à la limite du réservoir et du puits. Cette condition n'est pourtant que rarement vérifiée, la plupart des réservoirs présentant des changements de pression en fonction du temps.

Ici, on présente la formule de Joshi 1988 pour une solution analytique de l'équation de l'indice de productivité  $(PI)_h$  d'un puits horizontal dans un réservoir anisotrope ( $k_v \neq k_h$ ), est calculé par l'équation suivante:

$$(PI)_h = \frac{0,007078k_h h / (\mu_0 B_0)}{\ln\left(\frac{a + \sqrt{a^2 - (L/2)^2}}{L/2}\right) + (\beta h / L) \ln[\beta h / (2r_w)]} \quad (10)$$

où  $\beta$  est l'anisotropie de perméabilité,  $\sqrt{k_h/k_v}$ ,  $k_h$  est la perméabilité horizontale (mD),  $k_v$  est la perméabilité verticale (mD),  $h$  est l'épaisseur du réservoir,  $\mu_0$  est la viscosité du fluide,  $B_0$  est le facteur de volume d'huile, RB/STB, RB: Reservoir Barrels,  $a$  est le rayon du grand axe de l'ellipse de drainage (ft),  $L$  est la longueur horizontale du puits,  $r_w$  est le rayon du puits (ft).

Joshi 1991 illustre schématiquement (**Figure 52**) un problème d'écoulement en 3D d'un puits horizontal divisé en deux problèmes en 2D, avec les paramètres de l'Eq.(10).



**Figure 52:** Schéma de la zone de drainage en 3D pour un puits horizontal divisé en deux problèmes en 2D (Joshi 1991).

Si l'on connaît des données d'un puits horizontal, on pourra calculer la valeur de  $(PI)_h$  et étudier l'impact du chemin de chargement sur l'évolution de  $(PI)_h$ .

*b. Application au niveau du modèle de réservoir*

Au cours de la production de pétrole, la subsidence peut être importante. Un exemple célèbre est celui du champ d'Ekofisk en mer du Nord, pour lequel un taux de compaction de 42cm/an a été enregistré (Sylte et al., 1999). Les conséquences de la subsidence peuvent être la rupture de casings, des modifications irréversibles de la structure de la roche, et la modification des chemins d'écoulement des fluides. Pour éviter ces problèmes sur la productivité des réservoirs, il faut pouvoir prévoir la compaction des roches au cours de la production pétrolière. Pour ce faire, il est nécessaire de coupler un simulateur de réservoir avec un simulateur de géomécanique.

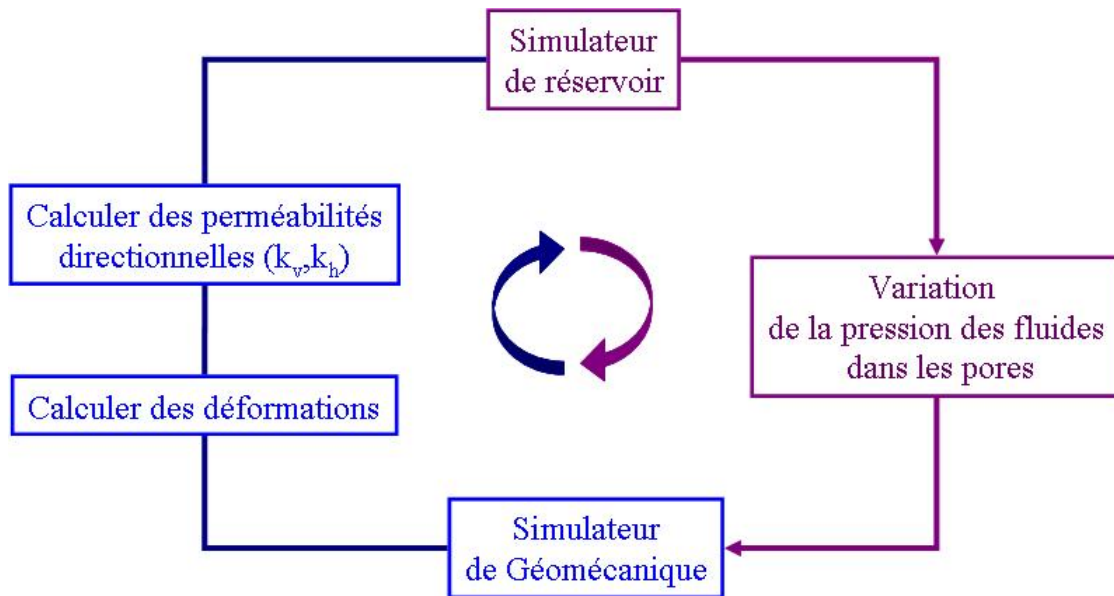
A l'IFPEN, les simulateurs de réservoirs utilisés sont Sarip, PumaFlow et les simulateurs de géomécanique utilisés sont Cesar, Abaqus, Visage.

Les méthodologies développées et suivies par [Bévilion 2000](#); [Mainguy et Longuemare 2002](#); [Longuemare et al., 2002](#); [Vidal-Gilbert et Assouline 2005](#); [Zandi 2011](#); [Guy et al., 2012](#) permettent d'effectuer des simulations couplées (réservoir – géomécanique).

Leur démarche est illustrée dans la **Figure 53**, et peut être décrite comme suit:

- Établir les conditions d'initialisation des simulateurs de réservoir et des simulateurs de géomécanique, c'est à dire: taille de réservoir, état de contraintes, saturation, etc...
- Extraire la distribution de pression à chaque pas de temps du simulateur de réservoir et injecter ces données de pression, généralement la pression de pore, dans le simulateur de géomécanique,
- Utiliser le simulateur de géomécanique pour calculer les contraintes et les déformations, et mettre à jour les modifications de porosité et de perméabilité. Injecter ces nouveaux champs de  $(\phi, k)$  dans le simulateur réservoir,
- Utiliser le simulateur de réservoir pour le pas de temps suivant avec les champs de porosité et de perméabilité mis à jour,
- Répéter la procédure jusqu'à la fin du temps de calcul.

Lors d'une analyse couplée, le simulateur de réservoir calcule la variation de pression. Cette variation est convertie dans la condition limite distribuée dans le simulateur de géomécanique. En appliquant une fluctuation de pression, le simulateur calcule l'évolution des contraintes et les déformations géomécaniques induites par la production sur le niveau réservoir et les formations adjacentes.



**Figure 53:** Couplage entre la simulation géomécanique et la simulation réservoir.

*Remarque:* Dans ces cas, on choisirait le modèle Cam-Clay modifié (voir partie précédente) pour calculer le comportement mécanique en y associant le modèle de perméabilité de Crawford et al., 2005 pour mettre à jour les champs de perméabilité. L'intérêt de la formulation de Crawford est de pouvoir rendre compte d'une évolution de perméabilité sous un chemin de chargement complexe, représentatif des conditions in-situ. Dans les cas plus simples, pour lequel le comportement du matériau réservoir ne nécessite pas la prise en compte d'une loi de comportement elasto-plastique, une hypothèse simplificatrice est de ne considérer que le domaine des déformations élastiques. On pourra alors utiliser les lois de perméabilités proposées par David et al., 1994 ou Touhidi-Baghini 1998 pour alimenter le simulateur de réservoir.



# Conclusions générales et perspectives

Cette thèse visait à traiter des conséquences hydromécaniques de la production des hydrocarbures dans les réservoirs mal consolidés et à la proximité des puits pétroliers forés dans ces derniers; cette extraction de fluides pétroliers entraîne une réduction de la pression de pore et cause par conséquent une augmentation de la contrainte effective spatialement distribuée dans le réservoir pétrolier. Les roches 'réservoir' très poreuses et parfois très faiblement consolidées, typiquement des sables à cimentation réduite aux joints de grains, sont moins résistantes mécaniquement; dans ce contexte, cette augmentation de contrainte effective peut être suffisante pour causer de la déformation inélastique qui en retour modifie et altère les propriétés hydrauliques, si importantes d'un point de vue productivité.

Aux vues des enjeux pétroliers concernant ce type de réservoir, améliorer la connaissance du comportement des roches réservoirs non ou faiblement consolidées lors de la compaction peut s'avérer extrêmement utile pour prédire l'occurrence et quantifier l'endommagement des propriétés de transport pour des scénarios de production pétrolière donnés et faire en sorte de les éviter.

Ce travail de thèse avait donc pour double objectif : (1) améliorer la compréhension des propriétés hydromécaniques des roches réservoir peu et non consolidées sous contraintes; (2) sur cette base, développer un modèle permettant de coupler la description de l'équilibre mécanique du réservoir (modèle de géomécanique) et la description des écoulements en milieu poreux (modèle de réservoir). A terme, ceci devrait permettre de prédire et optimiser productivité de ces réservoirs.

Cette thèse a consisté dans un premier temps à effectuer une large étude bibliographique, concernant le comportement hydromécanique des roches consolidées, bien documentées, et des sables peu ou non consolidés beaucoup moins étudiés. Ensuite plusieurs campagnes d'essais expérimentaux ont été réalisées sur des sables et des grès peu consolidés afin de caractériser leurs comportements mécaniques et les évolutions de perméabilités directionnelles sous l'effet d'évolutions de champ de contraintes représentatifs des réservoirs. Finalement nous avons appliqué des théories mécaniques classiques pour modéliser le comportement mécanique de ces matériaux à partir des données expérimentales, auxquelles nous avons combiné des lois phénoménologiques permettant de prédire les évolutions de perméabilité sous différents chemins de charge.

Ces travaux ont été initiés dans un tout premier temps sur un matériau non consolidé modèle de massif de billes de verre, considéré comme un analogue de tas compact de grains détritiques quartziques ronds (comme le sable d'Ottawa, géologiquement peu fréquent); ces premières expériences nous ont surtout permis d'établir des protocoles de mesures hydromécaniques pour les matériaux non consolidés. Le sable de la Durance (grain grossiers et anguleux) a ensuite été utilisé pour comprendre le comportement hydromécanique des formations réservoirs sableuses. Enfin, nous avons étudié un grès peu consolidé, l'Otter Sherwood Sandstone, correspondant à un niveau réservoir du champ on-shore de Wytch Farm au Sud-Ouest de l'Angleterre; les échantillons testés proviennent de blocs de grès prélevés directement au niveau d'affleurements sur le terrain lors d'une mission dans le bassin pétrolier du Wessex avec l'IFP School.

Les échantillons de sables et de roches ont été initialement caractérisés en utilisant plusieurs techniques expérimentales adaptées à leur niveau de consolidation: granulométrie laser, lames minces et microscopie optique, microscopie électronique à balayage, tomographie et micro-tomographie. Puis tous les essais hydromécaniques ont été réalisés pour la majorité sur des échantillons saturés en condition drainées en suivant des chargements hydrostatique et triaxiaux proportionnels en utilisant le dispositif triaxial M.S.C (Mesure Sous Contraintes) dans une gamme de contraintes allant jusqu'à environ 60 MPa. Au cours de ces chargements, des mesures de déformations et de perméabilité directionnelles (verticale et horizontale) ont été effectuées. Ces chargements divers ont permis d'explorer dans l'espace des contraintes

les comportements mécaniques de ces matériaux depuis le régime fragile (lorsqu'accessible) jusqu'au régime ductile et de mesurer les évolutions de perméabilités dues à ces déformations. Le sable et le grès faiblement consolidé étudiés montrent des comportements hydro-mécaniques très différents.

Pour les matériaux non consolidés, lorsqu'on compare les résultats obtenus sur les massifs de billes de verre et ceux de sables de la Durance, on constate qu'à taille de particules similaire (~1 mm), les valeurs de pression et de contraintes critiques ( $P^*_{K=1,0}$  et  $C^*_K$ ), identifiées à partir des courbes de contrainte-déformation, sont nettement plus importantes lorsque les particules sont moins anguleuses.

Alors que pour les billes de verre, la pression critique  $P^*_{K=1,0}$  pour un chargement hydrostatique est d'environ 30 MPa, pour le sable de la Durance à grains anguleux, la pression critique  $P^*_{K=1,0}$  (identifiée par le critère de courbure maximale) se situe proche de  $9.8 \pm 0.6$  MPa. Le critère d'estimation de la pression critique sur le sable a été validé par un test hydrostatique complémentaire avec mesures puis analyse des émissions acoustiques dues à l'endommagement des grains; elles présentent un pic d'énergie à une pression de 10 MPa proche de  $P^*$ ; le minimum de la b-value interprétée comme un signe précurseur de rupture, a été trouvé à une valeur inférieure de  $P^*$ , vers  $6.0 \pm 1.0$  MPa. Le modèle de rupture de [Zhang et al., 1990\(b\)](#), construit sur la base d'un milieu effectif de grains sphériques, a été confronté à ces résultats; il prédit assez correctement la pression critique pour les massifs de billes de verre mais il la surestime significativement pour les massifs de sable de la Durance à grains anguleux. L'analyse de l'endommagement des grains montre qu'il y a bien des fractures de contact Hertziennes, mais que l'on trouve également de nombreux grains fracturés (de la simple fracture traversante à de la cataclase granulaire) et 'étonnamment' des grains sains.

Bien que le sable montre un régime de transition progressive, avec des contraintes critiques difficiles à identifier, sur la base du critère de courbure, nous avons pu montrer que des modèles de type Cam-Clay modifié ou Cap permettent de modéliser correctement l'enveloppe de rupture du sable de la Durance.

Le grès d'Otter Sherwood, bien que très faiblement consolidé, présente un comportement mécanique similaire à ceux de grès beaucoup plus consolidés; il montre en effet deux régimes de déformation élastique puis plastique, bien distinctes; la

transition entre ces deux régimes est une fonction du chemin de charge, franche à faible valeur de  $K$  et plus lisse à haute valeur de  $K$ ; la pression et les contraintes critiques sont alors facilement identifiable par l'apparition de la non-linéarité sur les courbes de contrainte-déformation. Cependant la pression critique  $P^*$  de ce grès est extrêmement surestimé par le modèle de [Zhang et al., 1990\(b\)](#); cela tient vraisemblablement à son hétérogénéité minéralogique avec une composition en quartz, certes majoritaire, mais complétée par des grains plus tendres de feldspath altérés, de micas et d'argiles. Ici encore on peut observer quelques fractures hertziennes, mais beaucoup d'autres mécanismes d'endommagement peuvent être identifiés comme dans le sable auxquels viennent s'ajouter la déformation plastique notamment des micas par vrillage. A nouveau, malgré ce comportement mécanique différent des sables et cette faiblesse mécanique apparente, son enveloppe de la rupture peut être bien capturée à la fois par le modèle Cam-Clay modifié et par le modèle de Cap de [Wong et al., 1997](#).

Dans la phase élastique, pour tous les chemins de chargement ( $K < 1,0$ ) réalisés sur le grès, les courbes d'évolution de la déformation volumique coïncide avec celle obtenue pour le chargement hydrostatique ( $K = 1,0$ ). Dans ce régime, le chemin de chargement  $K$  qui reproduit le mieux la condition de déformation uniaxiale, admise communément pour un réservoir, se trouve entre 0,4 et 0,6 pour l'OSS (à comparer à 0,2 et 0,4 pour le sable de la Durance). Dans la phase élastique, les déformations volumiques restent purement compactantes pour tous les chemins de chargement, sauf pour  $K = 0$  où l'on observe un comportement fragile avec une localisation de type fracture oblique. Pour les autres chemins  $K > 0$ , les imageries par micro-tomographie-RX, par lames minces et par microscopie électronique à balayage semblent également montrer le mécanisme de déformation complexe à l'échelle de grains: fissures de type Hertziennes pour Quartz, Feldspath; Feldspaths sont clivages, et déformation plastique de type vrillage pour micas. Les mouvements des grains sont également observés en utilisant la forme de déformation de micas.

Les évolutions de perméabilités verticales ont été mesurées en continu lors de ces chargements mécaniques des échantillons de sable de la Durance, de billes de verre et du grès d'Otter Sherwood. Les mesures locales de pression de fluide dans notre dispositif se sont montrées essentielles, soit pour mesurer la très grande perméabilité des échantillons de sables et billes de verre, soit pour se soustraire aux effets de bord dans les échantillons plus consolidés et moins perméables. Pour le grès, nous avons

ainsi pu mettre en évidence une augmentation de la perméabilité verticale mesurée de 10 à 30 % par rapport à la mesure classique. Par ailleurs, nous avons montré que l'évolution de la perméabilité verticale est contrôlée pour les deux types de matériaux principalement par le différentiel de pression, reflet des déformations à l'échelle des étranglements de pores, et dans une moindre mesure par les déformations globales de l'échantillon, reflétant les variations de porosité. Les mesures de perméabilité horizontales n'ont été mesurées quant à elles que sur le grès, les matériaux non consolidés étant trop perméables; l'analyse numérique aux éléments finis des écoulements radiaux dans l'échantillon a montré qu'il fallait prendre en compte le facteur géométrique  $G$  lié au dispositif mais également un facteur d'anisotropie  $A$  lié à l'anisotropie pré-existante des échantillons et son développement sous chargement; dans ce cas, l'évolution de la perméabilité horizontale ne peut plus être déduite simplement par l'évolution du différentiel de pression.

L'objectif principal de cette étude était d'établir des liens entre les transformations mécaniques des échantillons et leurs évolutions de perméabilité. Deux comportements différents ont été soulignés.

Pour le grès, les évolutions de perméabilité verticales sont très similaires aux évolutions de déformation volumique; dans le régime de déformation élastique, la perméabilité est principalement contrôlée par la pression moyenne effective, comme indiqué par les contours d'iso-perméabilité dans l'espace de contrainte ( $P$ - $Q$ ). Comme ce grès est assez meuble, la réduction de la perméabilité associée à la compaction peut être importante jusqu'à 40% pour  $K=1,0$ . A la contrainte critique, la perméabilité diminue de façon bien plus importante en suivant également la déformation volumique; seul pour le chemin de chargement  $K=0$ , la perméabilité augmente en relation avec la dilatance observée associée à l'apparition de la fracture. Nous observons donc une très bonne corrélation entre les déformations et l'évolution de la perméabilité verticale. Les contours d'iso-perméabilité se densifient à l'extérieur de la surface de charge, et présentent une forme similaire à la surface de charge; ceci montre que la contrainte déviatorique influence alors les variations de perméabilité. L'évolution de la perméabilité horizontale de ce grès est similaire avec l'évolution du différentiel de pression. Néanmoins l'utilisation de la méthodologie faisant intervenir le  $k_v$  est nécessaire pour calculer la valeur absolue de la perméabilité. L'évolution de l'anisotropie de la perméabilité ( $k_v/k_h$ ) est assez linéaire en fonction de la contrainte moyenne effective pour l'ensemble des chemins de chargement. Mais il n'est pas

évident de trouver une relation directe entre la pente linéaire et le paramètre de chemin de chargement.

Pour le sable de la Durance, la corrélation entre évolutions des déformations et de perméabilité verticale n'est pas aussi évidente que pour le grès; en effet la réduction de la perméabilité est importante dès le début de la compaction et elle finit par atteindre plus d'un ordre de magnitude.

Nous avons ensuite cherché à modéliser le comportement hydromécanique du sable et du grès et pour se faire, nous avons utilisé le modèle Cam-Clay modifié pour modéliser les évolutions des déformations avec les contraintes. Finalement, seul le comportement mécanique du grès a pu être traité par cette approche. Les paramètres du modèle ont été obtenus à partir de quelques essais ( $K=1,0$  et  $K=0$ ), et ce modèle a ensuite permis de reproduire les autres essais triaxiaux. Pour modéliser les évolutions des perméabilités, nous avons ensuite utilisé une loi exponentielle de la déformation effective. Mais il est nécessaire d'ajuster les paramètres élastoplastiques ainsi que les paramètres de 'rupture', c'est à dire les contraintes de sortie du régime élastique; un autre critère pour la détermination des contraintes critiques a dû être défini afin de rendre compte de transition graduelle entre les régimes mécaniques; ces pressions critiques se trouvent dans les régions de courbure sur les courbes de déformation et de perméabilité et elles sont cohérentes avec la valeur de la pression critique comme le point d'intersection des deux tangentes aux réponses de comportement élastique et de comportement plastique. Toutefois, la modélisation de la perméabilité horizontale est plus difficile à cause des résultats de perméabilité mesurée sur les échantillons Z, et aussi parce que cette mesure est plus locale, donc potentiellement impactée par les hétérogénéités et l'influence des lits plus ou moins poreux et argileux. Cette effet est montré très nettement dans toute la phase initiale de compaction.

Nous avons montré qu'en utilisant la théorie élastoplastique et le formalisme de [Crawford et al., 2005](#), il est possible de prédire l'évolution des propriétés hydromécaniques des grès peu consolidés pour des chemins de chargement triaxiaux proportionnels. Par contre, cette démarche n'est pas adaptée pour les sables naturels non consolidés à grains anguleux.

Au terme de ce travail, plusieurs perspectives d'études complémentaires apparaissent pour modéliser les propriétés hydromécaniques des roches réservoir sous chargement mécanique; premièrement, il faudrait travailler sur un modèle hydromécanique adapté

aux comportements des sables naturels qui ne peuvent être traités par le modèle Cam-Clay modifié et aussi prendre en compte le fluage. Le modèle MIT-S1 devrait aussi être testé. Concernant les grès peu consolidés, il faudrait travailler sur l'amélioration des mesures des perméabilités horizontales avec un pre-cyclage afin de mieux traiter le cas d'anisotropie de perméabilité. Enfin, la loi de perméabilité testée et validée sur le grès à l'échelle du Laboratoire pourraient être implémentée dans un workflow de simulations géomécanique /réservoir afin de vérifier son applicabilité à l'échelle réservoir sur la base de mesures in situ.

# Références bibliographiques

**Adachi-Okano, 1974.** A constitutive equation for normally consolidated clay. *Soils and Foundations Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Vol.14(4): 55-73.

**Adachi, T., Oka, F. 1982.** Constitutive equations for normally consolidated clays based on elasto-viscoplasticity, *Soils and Foundation*, 22, 4, 57-70.

**Antonellini, M.A., Aydin, A. and Pollard, D.D. 1994.** Microstructure of deformation bands in porous sandstone at Arches National Park, Utah. *J. Structure Geology*. Vol.16(7): 941-959.

**Almised, O.A., Somerville, J. and Smart, B.G.D. 2011.** Difficulties in laboratory characterization of weak sandstone. *Proc. US Rock Mechanics / Geomechanics Symp*, 26-29 June, 2011, San Francisco, CA, US.

**Aydin, A. and Johnson A.M. 1983.** Analysis of faulting in porous sandstone. *J. of Structural Geology*. Vol.5(1): 19-31.

**Bai, M., Meng, F., Roegiers, J-C. and Green, S. 2002.** Improved determination of stress-dependent permeability for anisotropic formations. SPE/ISRM paper #78188 presented at the *SPE/ISRM Rock Mechanics Conference, Irving TX, 20-23 October 2002*.

**Balasubramaniam, S., Li, Y.G., Uddin, W., Zue, M. and Chaudry, A.R. 1977.** Application of critical theories to the prediction of strains in triaxial specimen of Soft Bangkok clay. *Int. ICSMFE, Tokyo: 11-20*.

**Barbas, A. 1981.** *Contribution à l'utilisation de la méthode des éléments finis en mécanique des sols dans le domaine de l'élastoplasticité*. Thèse. Ph.D. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France.

**Baud, P., Zhu, W. and Wong, T-F. 2000.** Failure mode and weakening effect of water on sandstone. *J. Geophys. Res. Vol.105(B7): 16371-16389*.

**Baud, P., Klein, E. and Wong, T-F. 2004.** Compaction localization in porous sandstones: spatial evolution of damage and acoustic emission activity. *J. of Structural Geology*. Vol.26(4): 603-624.



- Baud, P., Vinciguerra, S., David, C., Cavallo, A., Walker, E. and Reuschlé, T. 2009.** Compaction and failure in high porosity carbonates: Mechanical data and microstructural observations. *Pure and Applied Geophysics*, 166, 869-898.
- Bernabé, Y., Mok, U. and Evans, B. 2003.** Permeability-porosity relationships in rocks subjected to various evolution processes. *Pure and Applied Geophysics*. Vol.160(5-6): 937-960.
- Bésuelle, P. 1999.** *Déformation en rupture dans les roches tendres et les sols indurés: Comportement homogène et localisé.* Thèse. Ph.D. Université Joseph Fourier Grenoble, France.
- Bésuelle, P., Desrues, J. and Raynaud, S. 2000.** Experimental characterisation of the localisation phenomenon inside a Vosges sandstone in a triaxial cell. *Int. J. Rock Mech & Min. Sci.* Vol.39(8): 1223-1237.
- Bésuelle, P., Baud, P. and Wong, T-F. 2003.** Failure mode and spatial distribution of damage in Rothbach sandstone in the brittle-ductile transition. *Pure appl. geophys.* Vol.160: 851-868.
- Bévillon, D. 2000.** *Couplage d'un modèle de gisement et d'un modèle mécanique. Application à l'étude de la compaction des réservoirs pétroliers et de la subsidence associée.* Thèse. Ph.D, Université de Lille, France.
- Blair, S., Berge, P. and Berryman, J. 1996.** Using two – point correlation functions to characterize microgeometry and estimate permeabilities of sandstones and porous glass. *J. Geophys. Res.* 101(B9), 20359-20375.
- Bolton, M.D. 1986.** The strength and dilatancy of sands. *Géotechnique*. Vol. 36(1): 65-78.
- Bonnelye, A. 2012.** *Analyse des Propriétés Mécaniques de Grès Peu Consolidés*, rapport de stage ingénieur Polytech UPMC, 41 p.
- Bourbie, T. and Zinszner, B. 1985.** Hydraulic and acoustic properties as a function of porosity in fontainebleau sandstone. *J. Geophys. Res.* Vol.90(B13): 524-532.
- Brignoli, M. and A. Di Federico. 2004.** Compaction of unconsolidated sands and stress path effects: Laboratory evidence. *Proc. North America Rock Mech. Symp*, 5-9, Jun, 2004, Houston, Texas, U.S.

**Bruno, M.S., Bovberg, C.A. and Nakagawa, F.M. 1991.** Anisotropic stress influence on the permeability of weakly-cemented sandstones. *Proc. 32<sup>nd</sup> Symp. rock Mech. (USRMS), 10-12 July, Norman, Oklahoma, US.*

**Burland, J.B. 1967.** *Deformation of soft clay.* Ph.D. Thesis, Cambridge University.

**Carles, P., Onaisi, A., Deude, V. and Mercier, F. 2004.** A new methodology to determine the pre-consolidation stress for evaluating the compaction drive in unconsolidated heavy oil reservoirs. *SPE 86978 Annual Technical Conference and Exhibition of the Society of Petroleum, 16-18 March, 2004, Bakersfield, California, US.*

**Carman, P.C. 1956.** *Flow of gases through porous media.* Butterworths, Scientific Publications, London.

**Casagrande, A. 1936.** The determination of the pre-consolidation load and its practical significance. *Proc. 1<sup>st</sup> Int. Conf. Soil Mechanics, Cambridge, MA, 22-26 June.* Vol.3: 60-64.

**Charlez, Ph.A. 1997.** *Rock Mechanics. Vol. 2. Petroleum Applications.* 1<sup>st</sup>. Paris: Editions Technip, 660pp.

**Chang, C.T., and Zoback, M.D. 1998.** Viscous rheology and state of stress in unconsolidated sands. *Proc. Int. Conf. SPE/ISRM 47401 Eurock '98.*

**Chang, C. and Zoback, M.D. 2008.** Creep in unconsolidated shale and its implication on rock physical properties . *Proc. 42<sup>th</sup> Int. Conf. the US Rock Mechanics Symposium and US-Canada Rock Mechanics Symposium held in San Francisco, ARMA 06-130.*

**Chang, C. and Zoback, M.D. 2009.** Viscous creep in room-dried unconsolidated Gulf of Mexico shale (I): Experimental results. *Journal of Petroleum Science and Engng.* Vol.69(3-4): 239-246.

**Chang, C. and Zoback, M.D. 2010.** Viscous creep in room-dried unconsolidated Gulf of Mexico shale (II): Development of a viscoplasticity model. *Journal of Petroleum Science and Engng.* Vol.72(1-2): 50-55.

**Chauveteau, G. 2002.** Grain and Pore Throat model: a tool to predict mass, transport and formation damage. *SPE 73736, Int. Symp. On Formation Damage, Lafayette.*

**Coop, M.R. and Willson, S.M. 2003.** Behavior of hydrocarbon reservoir sands and sandstones. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* Vol.129(11): 1010-1019.

**Crawford, B.R., Hutcheon, R., Smart, B.G.D. and Yale, D.P. 1999.** Coupled mechanical deformation and fluid flow in experimentally yielded granular reservoir materials. *Proc. 9<sup>th</sup> ISRM Congress, 25-28, Aug., Paris, France.*

**Crawford, B.R. and Yale, D.P. 2002.** Constitutive modeling of deformation and permeability: Relationships between critical state and micromechanics. SPE/ISRM 78189, *Rock Mechanics Conference held in Irving, Texas, 20-23 October*.

**Crawford, B.R., Gooch, M.J. and Webb D.W. 2004.** Textural controls on constitutive behavior in unconsolidated sands: Micromechanics and cap plasticity. *Proc. 6<sup>th</sup> Int. Conf. North American Rock Mechanics Symposium (NARMS)*. American Rock Mechanics Association, ARMA/NARMS 04-611.

**Crawford, B.R., Yale, D., Searles, K., Dasari, G., Webb, W. and Gooch M.J. 2005.** Plastic compaction and anisotropic permeability evolution in unconsolidated sands. *Proc. Int. Conf. EURO-Conference, Orléan, France*.

**Crawford, B.R., Webb, D.W. and Searles, K.H. 2008.** Plastic Compaction and Anisotropic Permeability Development in Unconsolidated Sands with Implications for Horizontal Well Performance. *Proc. US Rock Mechanics and US-Canada Rock Mechanics. Syms, 29 June – 2 July, 2008, San Francisco, US*.

**Crawford, B.R., Sanz, P.F., Alramahi, B. and DeDontney, N.L. 2011.** Modeling and Prediction of Formation Compressibility and Compactive Pore Collapse in Siliciclastic Reservoir Rocks. *Proc. US Rock Mechanics / Geomechanics Symp, 26-29 June, 2011, San Francisco, CA, US*.

**David, C., Wong, T-F., Zhu, W. and Zhang, J. 1994.** Laboratory Measurement of Compaction-induced Permeability Change in Porous Rocks: Implication for the generation and Maintenance of Pore Pressure Excess in the Crust. *Pageoph*. Vol. 143(1/2/3): 425-456.

**David, C., Menéndez, B. and Mengus, J-M. 2008.** Influence of mechanical damage on fluid flow patterns investigated using CT scanning imaging and acoustic emissions techniques. *Geophys. Res. Letters*. Vol.36(16), doi: 10.1029/2008GL034879.

**De Marsily, G. 1994.** Quelques réflexions sur l'utilisation des modèles en hydrologie. *Rev. Sci. Eau*. Vol.7(3): 219-234.

**Dudley, J.W., Myers, M.T., Shew, R.D. and Arasteh, M.M. 1994.** Measuring compaction and compressibilities in unconsolidated reservoir materials via time-scaling creep. SPE 28026, *Journal of SPE reservoir Evaluation & Engineering*.

**Dang, M.T. 1977.** *Étude du comportement d'un remblai expérimental sur sol mou*. Thèse. Ph.D. Université Paris VI, France.

**Dang, M.T. and Magnan, J.P. 1977.** *Application des modèles élastoplastiques de l'Université de Cambridge au calcul du comportement d'un remblai expérimental sur sols mous*. Rapport de recherche LPC74, LCPC.

**Dautriat, J. 2009.** *Comportement hydromécanique de roches réservoir sous contraintes: Relation entre évolution de perméabilité et échelle des mécanisme d'endommagement.* Thèse. Ph.D. École Polytechnique, Palaiseau, France.

**Dautriat, J., Gland, N., Youssef, S., Rosenberg, E., Bekri, S. and Vizika, O. 2009(a).** Stress-Dependent Directional Permeabilities of Two Analog Reservoir Rocks: A Prospective Study on Contribution of  $\mu$ -Tomography and Pore Network Models, *SPE J.*, Vol. 12(2): 297-310.

**Dautriat, J., Gland, N., Guélard, J., Dimanov, A. and Raphnel, J.L. 2009(b).** Axial and radial permeability evolutions of compressed sandstones: End effects and shear – band induced permeability anisotropy. *Pure and Applied Geophysics*, 166, 1037-1061.

**Dautriat, J., Gland, N., Dimanov, A. and Raphanel, J. 2011.** Hydromechanical behavior of heterogeneous carbonate rock under proportional triaxial loadings, *J. Geophys. Res.* Vol. 116(B1): 1037-1061.

**Darcy H. 1856.** Les fontaines publiques de la ville de Dijon – Exposition et application des principes à suivre et des formules à employer dans les questions de distribution d'eau. *Victor Dalmont éditeur.*

**Dewars, T. and Hajash, A. 1995.** Rate laws for water-assisted compaction and stress-induced water-rock interaction in sandstones. *J. Geophys. Res.* Vol.100(B7): 13093-13112.

**DiGiovanni, A.A., Fredrich, J.T., Holcomb, D.J. and Olsson, W.A. 2007.** Microscale damage evolution in compacting sandstone. *Geological Society, London, Special Publications.* Vol.(289): 89-103.

**Di Maggio, F.L. and Sandler, I.S. 1971.** Material model for granular soils. *Journal of the Engineering Mechanics Division.* Vol.97(3): 935-950.

**Du Bernard, X. and Labaume, P. 2002.** *Bandes de déformation dans les grès: typologie en fonction de la composition minéralogique et du mode de déformation.* GDR milieux divisés, Milieux granulaires et sciences de la terre.

**El Bied, A., Sulem, J. and Martineau, F. 2002.** Microstructure of shear zones in Fontainebleau sandstone. *Int. J. Rock Mech & Min. Sci.* Vol.39(7): 917-932.

**Ferfera, F.M.R., Sarda, J.P., Boutéca, M. and Vincké, O. 1997.** Experimental study of monophasic permeability changes under various stress paths. *Int. J. Rock Mech & Min. Sci.* Vol. 34(3/4): 37.e1-37e.12.

- Ferfera, F.M.R. 2001.** Mécanismes physiques de l'évolution de la perméabilité d'un grès sous chargements simulant la déplétion d'un gisement. *Oil & Gas Science and Technology - Revue de l'IFP*, Vol.56 (4), 347-255.
- Fortin, J., Schubnel, A. and Guéguen, Y. 2005.** Elastic wave velocities and permeability evolution during compaction of Bleurswiller sandstone. *Int. J. Rock Mech & Min. Sci.* Vol. 42: 873-889.
- Fortin, J., Stanchits, S., Dresen, G. and Guéguen, Y. 2006.** Acoustic emission and velocities associated with the formation of compaction bands in sandstone. *J. Geophys. Res.* Vol.111(B10203), doi: 10.1029/2005JB003854.
- Fortin, J., Stanchits, S., Dresen, G. and Guéguen, Y. 2009.** Acoustic emissions monitoring during enelastic deformation of porous sandstone: Compaction of three modes of deformation. *Pure and Applied Geophysics*. Vol.166(5-7): 823-841.
- Ganendra, D. 1993.** *Finite element analysis of laterally loaded piles*. Ph.D. Theis, Imperial College, University of London.
- Ganendra, D. and Potts, D.M. 1995.** Discussion on "Evaluation of constitute model for overconsolidated clays" by A.J. Whittle. *Géotechnique*. Vol.45(1): 169-173.
- Ghabezloo, S., Sulem, J., Guédon, S. and Martineau, F. 2008.** Effective stress law for the permeability of a limestone. *Int. J. Rock Mech & Min. Sci.*, 46 (2), 297-306.
- Ghabezloo, S., Sulem, J. and Marc J.S. 2009.** Evaluation of a permeability-porosity relationship in a low permeability creeping material using a single transient test. *Int. J. Rock Mech & Min. Sci.*, 46 (4), 761-768.
- Goldsmith, A.S. 1989.** Permeability decline and compressibility in sandstone reservoir rocks. *Proc. ISRM Int. Symposium, 30 August – 2 September, Pau, France*.
- Graham, J. Alfaro, M. and Ferris, G. 2003.** Compression and strength of dense sand at high pressures and elevated temperatures. *J. Can. Geotech.* Vol. 41(6). 1206-1212.
- Giger, F.M., Reiss, L.H. and Jourdan, A.P. 1984.** The reservoir engineering aspect of horizontal drilling. SPE paper #13024 presented at the 59<sup>th</sup> Annual Fall Technical Conference and Exhibition, Houston TX, 16-19 September 1984.
- Guéguen, Y. and Fortin, J. 2005.** Mécanique des roches en géologie: des processus microcopiques au comportement macroscopique. Microstructure et Propriétés des Matériaux. *Presse des Ponts et Chaussées*, 39-50.

**Guy, N., Enchéry, G. and Renard, G. 2012.** Numerical modeling of thermo-hydro-mechanics involving AMR-based thermal fluid flow and geomechanics: application to thermal EOR. *Proc. US Rock Mechanics / Geomechanics Symp.* 24-27 June, Chicago, IL, US.

**Hagin, P.N. and Zoback, M.D. 2004.** Viscoplastic deformation in unconsolidated reservoir sands (Part 1): Laboratory observations and time-dependent end cap models. *Proc. 6<sup>th</sup> Int. Conf. North American Rock Mechanics Symposium (NARMS).* American Rock Mechanics Association, ARMA/NARMS 04-567.

**Hagin, P.N., Zoback, D.M. 2007.** Predicting and monitoring long-term compaction in unconsolidated reservoir sands using a dual power law model. *Geophysics*, 72, 5, E165-E173.

**Hagin, P.N. and Zoback, M.D. 2010.** Laboratory studies of the compressibility and permeability of low-rank coal samples from the Powder River Basin, Wyoming, USA. *Proc. US Rock Mechanics and US-Canada Rock Mechanics. Syms*, 27-30 June, 2010, Salt Lake, US.

**Hangin, P.N. and Zoback, M.D. 2010.** Inverting for creep strain parameters of uncemented reservoir sands using arbitrary stress-strain data. *Proc. US Rock Mechanics and US-Canada Rock Mechanics. Syms*, 27-30 June, 2010, Salt Lake, US.

**Hashash, Y.M.A. 1992.** *Analysis of deep excavations in clay.* Ph.D. Thesis, Massachusetts Institute of Technology.

**Hettema, M.H.H., Schutjens, P.M.T.M., Verboom, B.J.M. and Gussinklo, H.J. 2000.** Production-Induced compaction of a sandstone reservoir: The strong influence of stress path. *SPE Reservoir Eval. & Eng.* 3(4): SPE 65410.

**Heiland, J. 2003.** Permeability of triaxially compressed sandstone: Influence of deformation and strain-rate on permeability. *Pure appl. geophys.* Vol.160(5-6): 889-908.

**Heffer, K. 2002.** Geomechanical influences in water injection projects: An overview. *Oil & Gas Science and Technology – Rev. IFP.* Vol.57(5): 415-422.

**Hicher, P-Y. and Shao, J-F. 2008.** *Constitutive modelling of soils and rocks.* Wiley, New York.

**Hogg, A.J.C, Evans, I.J., Harrison., Melling, T., Smeth, G.S., Thompson, S.D. and Watts, G.F.T. 1999.** Reservoir management of the Wytch Farm Oil Field, Dorset, UK: providing options for growth into later field life. *Proc. Petroleum Geology of Northwest Europe*, 1157-1172.

**Homand, S. and Shao, J.F. 2000.** Mechanical behavior of a porous chalk and water/chalk interaction. Part I: Experimental study. *Oil & Gas Science and Technology – Res. IFP*. Vol.55(6): 591-598.

**Holt, R.M. 1990.** Permeability reduction induced by a nonhydrostatic stress field. *SPE Formation Evaluation*, 444-448.

**Holtz, R.D. and Kovacs, W.D. 1981.** *An introduction to geotechnical engineering*. Prentice Hall (Eds.).

**Hvorslev, J. 1936.** Conditions of failure for remoulded cohesive soils. *Int. ICSMFE, Cambridge, Mass, USA*. Vol.3: 51-53.

**Jacquin, C. 1964.** Corrélation entre la perméabilité et les caractéristiques géométriques du grès de Fontainebleau. *Oil & Gas Science and Technology - Revue de l'IFP*. Vol.19 (7-8), 921-937.

**Joshi, S.D. 1988.** Augmentation of well productivity using slant and horizontal wells. *J. Pet. Tech.* 729-739, June 1988.

**Joshi, S.H. 1991.** *Horizontal Well Technology*. Tulsa OK: PennWell Books, 535pp.

**Juarez-Badillo, E. 1985.** General time volume change equation for soils. *Proc. 11<sup>th</sup> Int. Conf. On soil mechanics and found. Eng.* 2, 519-530.

**Karner, S.L., Chester, F.M., Kronenberg, A.K. and Chester, J.S. 2003.** Subcritical compaction and yield of granular quartz sand. *Tectonophysics*. Vol.377(3-4): 357-381.

**Karner, S.L., Chester, J.S., Chester, F.M., Kronenberg, A.K. and Jr, A.H. 2005.** Laboratory deformation of granular quartz sand: Implications for the burial of clastic rocks. *AAPG Bulletin*. Vol. 89(5): 603-625.

**Kavvadas, M. 1982.** *Nonlinear consolidation around driven piles in clays*. Ph.D. Thesis, Massachusetts Institute of Technology.

**Kestin, J., Khalifa, H.E. and Correia, R.J. 1981.** Tables of the dynamic and kinematic viscosity of aqueous NaCl solutions in the temperature range of 20-150°C and the pressure range of 0,1-35 MPa. *J. Phys. Chem. Ref. Data*. Vol.10(1): 71-87.

**Kovary, K., Tisa, A., Einstein, H. and Franklin, J.A. 1983.** Suggested methods for determining the strength of rock materials in triaxial compression: revised version. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol.20(6): 283-290.

**Korsnes, R.I., Risnes, R., Faldaas, I. and Norland, T. 2006.** End effects on stress dependent permeability measurements. *Tectonophysics*. Vol. 426(1-2): 239-251.

- Kuwano, R. and Jardine, R.J. 2002.** On measuring creep behaviour in granular materials through triaxial testing. *Canadian Geotechnical Journal*, 39 (5), 1061-1074.
- Lambe, T.W. and Marr, W.A. 1967.** The stress path method. *J. of Geotechnical engng. Division. J. of the Soil Mech. and Foundations Division*. Vol.93(SM6): 309-331.
- Lambe, T.W. and Whitman, R.V. 1969.** *Soil mechanics*. John Wiley, New York.
- Lambe, T.W. and Marr, W.A. 1979.** Stress path method: Second edition. *J. Geotech. Engng. Division*. Vol. 105(6): 727-738.
- Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F. and Bouchard, R. 1985.** Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays, *Géotechnique*, 2, 159-180.
- Lockner, D. A., Byerlee, J.D., Kuksenko, V., Ponomarev, A. and Sidorin, A. 1991.** Quasi-static fault growth and shear fracture energy in granite, *Nature*. Vol. 350: 39-42.
- Longuemare, P., Mainguy, M., Lemonnier, P., Onaisi, A., Gérard, Ch. and Koutsabeloulis, N. 2002.** Geomechanics in Reservoir simulation: Overview of coupling methods and field case study. *Oil & Gas Science and Technology - Revue de l'IFP*. Vol.57 (5), 471-483.
- Louis, L., David, C., Metz, V., Robion, P., Menéndez, B. and Kissel, C. 2005.** Microstructural control on the anisotropy of elastic and transport properties in undeformed sandstone. *Int. J. Rock Mech & Min. Sci.* Vol.42(7-8): 911-923.
- Louis, L., Wong, T-F. and Tembe, S. 2006.** Imaging strain localization by D-ray computed tomography: discrete compaction bands in Diemelstadt sandstone. *J. Struct. Geol.* Vol.(28): 762-775.
- MacKenzie, W.S. and Adams, A.E. 1994.** *Atlas d'initiation à la pétrographie*. Manson Publishing Ltd.
- Main, I.G., Meredith, P.G. and Jones, C. 1990.** Temporal variations in seismicity during quasi-static and dynamic rock failure, *Tectonophysics*, Vol. 175(1-3): 249–268.
- Mair, K., Main, I. and Elphick, S. 2000.** Sequential growth of deformation bands in laboratory. *J. of Structural Geology*. Vol.22(1): 25-42.



- Mair, K., Elphick, S. and Main, I. 2002.** Influence of confining pressure on the mechanical and structural evolution of laboratory deformation bands. *Geophys. Res. Letters*. Vol.29(10): 49.1-49.4.
- Mainguy, M. and Longuemare, P. 2002.** Coupling fluid flow and rock mechanics: Formulations of the partial coupling between reservoir and geomechanical simulators. *Oil & Gas Science and Technology - Revue de l'IFP*. Vol.57 (4), 355-367.
- Magnan, J-P. and Mouratidis, A. 1983.** *Modèle élastoplastique anisotrope avec écrouissage pour le calcul des ouvrages sur sols compressibles*. Rapport de recherche LCPC, No.121.
- Mark, W.H. and McIntosh, G. 2003.** Magnetostratigraphy of the Sherwood sandstone group (Lower and Middle Triassic), south Devon, UK: detailed correlation of the marine and non-marine Anisian. *Palaeogeography, Palaeoclimatology, Palaeoecology*. Vol.193(2): 325-348.
- Masclé, A. 2010.** *The Wessex Basin, Basin Analysis and Assessment*. IFP School, field trip book.
- McDowell, G.R. and Khan, J.J. 2003.** Creep of granular materials. *Granular matter*. Vol.5(3): 115-120.
- Benéndez, B., Zhu, W. and Wong, T-F. 1996.** Micromechanics of brittle faulting and cataclastic flow in Berea sandstone. *J. of Structural Geology* 18: 1-16.
- Mesri, G. and Vardhanabhuti, B. 2009.** Compression of granular materials. *J. Can. Geotech.* Vol. 46(4): 369-392.
- Mestat, P. 2008.** *Modélisation des sols, des roches et des ouvrages dans leur environnement*. Cours du master, MSROE.
- Modaressi, A. and Lopez-Caballero, F. 2008.** *Rhéologie et modélisation du comportement des sols*. Cours du master, MSROE.
- Mok, U., Bernabé, Y. and Evans B. 2001.** Permeability, porosity and pore geometry of chemically altered porous silica glass. *J. Geophys. Res.* 107, 2015, doi: 10.1029/2001JB000247.
- Nauroy, J.F. 2011.** *Geomechanics applied to the petroleum industry*. Editions Technip.
- Newman, G.H. 1973.** Pore-Volume compressibility of consolidated, friable, and unconsolidated reservoir rocks under hydrostatic loading. *J. Petroleum*. Vol.25(2): 129-134.

**Niandou, H., Shao, J.F., Henry, J.P. Fourmaintraux, D. 1997.** Laboratory investigation of the mechanical behavior of Tournemire shale. *Int. J. Rock. Min. Sci.* Vol.34(1): 3-16.

**Nikolinakou, M.A. and Chan, A.W. 2012.** Soil model for rock properties prediction in exploration settings. *Proc. US Rock Mechanics / Geomechanics Symp.24-27 June, Chicago, IL, US.*

**Ng, T-T., Hu, C. and Altobelli, S. 2006 .** Void distributions in samples of a granular material. *Geotech. Special Publication.* Vol.149: 104-111.

**Nguyen, V.H., Gland, N., Dautriat, J., David, C., Guélard, J. and Wassermann, J. 2012.** Experimental study and modeling of the hydromechanical behavior of a weakly consolidated sandstone under proportional triaxial compression stress paths. *Proc. US Rock Mechanics / Geomechanics Symp.24-27 June, Chicago, IL, US.*

**Ngwenya, B.T., Kwon, O., Elphick, S.C. and Main, I.G. 2003.** Permeability evolution during progressive development of deformation bands in porous sandstones. *J. Geophys. Res.* Vol.108(B7), doi: 10.1029/2002JB001854.

**Olson, J.E., Yaich, E. and Holder, J. 2009.** Permeability changes due to shear dilatancy in uncemented sands. *Proc. US Rock Mechanics / Geomechanics Symp. 28<sup>th</sup> june – 1<sup>st</sup> July, Asheville, NC, US.*

**Ostermeier, R.M. 2001.** Compaction effects on porosity and permeability: Deepwater Gulf of Mexico turbidites. *Society of Petroleum Engineers.* No SPE 66479.

**Ouffroukh, H. 2004.** *Comportement hydromécanique d'une roche granulaire et localisation des déformations.* Thèse. Ph.D. Ecole des Ponts et Chaussées, France.

**Pender, M.Z. 1973.** Written discussion to session II. *Sym. Plast. and Soil Mechs.* Cambridge, U.K.

**Rendulic, I.L. 1936.** Relation between void ratio and effective principal stresses for a remoulded silty clay. *Int. ICSMFE, Cambridge, Mass, USA.* Vol.1: 186-191.

**Renard, G.I. and Dupoy, J.M. 1990.** Influence of formation damage on the flow efficiency of horizontal wells. SPE paper #19414 presented at the *SPE International Symposium on Formation Damage Control, Lafayette LA, 22-23 February 1990.*

- Perzyna, P. 1967.** Fundamental problems in viscoplasticity. *Advances in applied mechanics*, 9, 244-368.
- Pestana, J.M. and Whittle, A.J. 1999.** Formulation of unified constitutive model for clays and sands. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* Vol. 23(12): 1215-1243.
- Pestana, J.M., Whittle, A.J. and Salvati, L.A. 2002.** Evaluation of a constitutive model for clays and sands: part I-sand behavior. *Int. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics.* Vol.26(11): 1097-1121.
- Petunin, V.V., Yin, X. and Tutuncu, A.N. 2011.** Porosity and permeability changes in sandstones and carbonates under stress and their correlation to rock texture. *Proc. Canadian Unconventional Resources, 15-17 november, Calgary, Alberta, Canada.*
- Roscoe, K.H., Schofield, A. and Wroth, C.P. 1958.** On the yielding of soils. *Géotechnique.* Vol.8(1): 22-53.
- Rhett, D.W. and Teufel, L.W. 1992.** Effect of Reservoir Stress Path on Compressibility and Permeability of Sandstones. *Paper SPE 24756 Annual Technical Conference and Exhibition of the Society of Petroleum, 4-7 October, 1992, Washington, DC, US.*
- Roscoe, K.H., Schofield, A.N. and Thurairajah, A. 1963a.** Yielding of clays in states wetter than critical. *Géotechnique.* Vol.13(3): 211-240.
- Roscoe, K.H. and Poorooshasb, H.B. 1963b.** A theoretical and experimental study of strains in triaxial compression tests on normally consolidated clay. *Géotechnique.* Vol.8(1): 12-38.
- Roscoe, K.H. and Burland, J.B. 1968.** On the generalised stress-strain behavior of wet clay. *Engineering plasticity, Cambridge university, Press, HEYMAN et LECKIE Ed.* 535-609.
- Ruistuen, H. and Rhett, D. 1999.** Influence of Reservoir Stress Path on Deformation and Permeability of Weakly Cemented Sandstone Reservoirs. *Paper SPE 36535, SPE Annual Technical Conference & Exhibition held in Denver, USA, 6-9 October, 1996.*
- Santos, E.S.R. and Ferreira, F.H. 2010.** Mechanical behavior of a Brazilian Off-Shore carbonate reservoir. *Proc. US Rock Mechanics and US-Canada Rock Mechanics. Syms, 27-30 June, 2010, Salt Lake, US.*
- Schofield, A.N. and Wroth, C.P. 1968.** *Critical state soil mechanics.* Mc Graw-Hill, Londres.
- Scholz, C.H. 1968(a).** An experimental study of the fracturing process in brittle rock, *J. Geophys. Res.* Vol. 73(4): 1447-1454.

**Scholz, C.H. 1968(b).** The frequency-magnitude relation of microfracturing in rock and its relation to earthquakes, *Bull. Seiomol. Soc. Am.* Vol. 58(1): 399-415.

**Schroeder, C. 1999.** *Fluid-Skeleton interaction: Main factor of chalk oil reservoirs compaction and related subsidence*, in *Mechanical Behavior of Partially and Multiphase Saturated CHALKs (PASACHLK)*, Progress Report, University of Liège.

**Schutjens, P.M.T.M., Hanssen, T.H., Hettema, M.H.H., Merour, J., Coremans, J.W.A. and Helliesen, G. 2001.** Compaction-induced porosity/permeability reduction in sandstone reservoirs: Data and model for elasticity-dominated deformation. *SPE Annual Technical conference, New Orleans, Louisiana, 30 september-3 October, number SPE71337.*

**Scott, J.D., Proskin, S.A. and Adhikary, D.P. 1994.** Volume and permeability changes associated with steam simulation in an oil sands reservoir. *J. Canadian. Petroleum Tech.* Vol.33(7): 44-52.

**Scott, T.E. 2007.** The effects of stress paths on acoustic velocities and 4D seismic imaging. *The leading Edge* 26, No.5: 602-608.

**Segura, J.M., Fisher, Q.J., Crook, A.J.L., Dutko, M., Yu, J.G., Skachkov, S., Angus, D.A., Verdon, J.P. and Kendall, J-M. 2011.** Reservoir stress path characterization and its implications for fluid-flow production simulation. *Petroleum. Geos.* Vol.17(4): 335-344.

**Simpson, B. 1973.** *Finite elements applied to problems of plane strain deformation in soils.* Ph.D. Thesis, Cambridge University, G.B.

**Stroud, M.A. 1971.** *The behavior of sand at low stress levels in the simple shear apparatus.* Ph.D. Thesis, Cambridge University, U.K.

**Skempton, A.W. 1954.** The pore-pressure coefficients A and B. *Géotechnique.* Vol.4(4): 143-147.

**Svendsen, J.B. and Hartley, N.R. 2001.** Comparison between outcrop-spectral gamma ray logging and whole rock geochemistry: implications for quantitative reservoir characterisation in continental sequences. *Marine and Petroleum Geology.* Vol. 18(6): 657-670.

**Sulem, J. and Ouffroukh, H. 2006.** Shear banding in drained and undrained triaxial tests on a saturated sandstone: Porosity and permeability evolution. *Int. J. Rock Mech & Min. Sci.* Vol.43(2): 292-310.

**Sulem, J. 2008 .** *Mécanique des roches.* Cours du master, MSROE.

- Sylte, J.E., Thomas, D.K., Rhett, D.W., Brunning, D.D. and Nagel, N.B. 1999.** Water induced compaction in the Ekofisk field. *Annual Technical Conference and Exhibition, Houston, TX, 3-6 October, SPE 56246.*
- Tatsuoka, F. 2006.** Inelastic deformation characteristics of geomaterial. *Geotechnical symposium in Rome, 16 & 17 March 2006.*
- Tavenas, F. and Leroueil, S. 1977.** Effects of stresses and time on yielding of clays. *Int. ICSMFE, Tokyo.* Vol.1: 319-326.
- Tavenas, F. and Leroueil, S. 1987.** State-of-the-art on 'Laboratory and in situ stress-strain-time behavior of soft clays'. *Proc. Int. Symp. on Geotech. Engng of Soft Soils, Mexico City.* Vol.2: 1-46.
- Touhidi-Baghini, A. 1998.** *Absolute permeability of McMurray formation oil sands at low confining stresses.* Ph.D. Thesis, University of Alberta, Alberta.
- Tortike, W.S. and Farouq Ali., S.M. 1991.** Prediction of oil sand failure due to steam-induced stresses. *J. Canadian. Petroleum Tech.* Vol.30(1): 87-95.
- Tourigny, G. and Tremblay, A. 1997.** Origin and incremental evolution of brittle/ductile shear zones in granitic rocks: natural examples from the southern Abitibi Belt, Canada. *J. of Structural Geology.* Vol.19(1): 15-27.
- Vidal-Gillert, S. and Assouline, L. 2005.** *Description générale du calcul couplé Athos-Abaqus construction du modèle géomécanique.* Rapport interne d'IFP, Direction Mécanique Appliquée.
- Whittle, A.J. 1987.** *A constitutive model for overconsolidated clays with application to the cyclic loading of friction piles.* Ph.D. Thesis, Massachusetts Institute of Technology.
- Walton, I.C., Atwood, D.C., Halleck, P.M. and Bianco, L.C.B. 2002.** Perforating unconsolidated sands: An experimental and theoretical investigation. SPE 79041, *Annual Technical Conference and Exhibition, New Orleans, 30 september-3 October.*
- Whitlow, R. 2000.** *Basic soil mechanics.* 4<sup>th</sup> ed.-Harlow: Prentice Hall.
- Whittle, A.J. 1991.** MIT-E3: A constitutive model for overconsolidated clays. *Comp. Meth. and Advances Geomech.,* Balkema, Rotterdam.
- Whittle, A.J. 1993.** Evaluation of a constitutive model for overconsolidated clays. *Géotechnique.* Vol.43(2): 289-313.

**Wong, T-F., David, C. and Zhu, Wenlu, Z. 1997.** The transition from brittle faulting to cataclastic flow in porous sandstone: Mechanical deformation. *J. Geophys. Res.* Vol.102(B2): 3009-3025.

**Wood, D.M. 1990.** *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. 1<sup>st</sup> ed. Cambridge: Cambridge University Presse, 488pp.

**Wood, D.M., Mackenzie, N.L. and Chan, A.H.C. 1993.** Selection of parameters for numerical predictions. *Predictive soil mechanics, proceedings of the Wroth memorial symposium St catherine's college, Oxford*: 496-512.

**Wood, D.M. 2010.** *Presentation in South East Asia*. October - November 2010.

**Wroth, C.P. and Bassett, R.H. 1965.** A stress-strain relationship for the shearing behavior of sand. *Géotechnique*. Vol.15(1): 32-56.

**Wroth, C.P. and Simpson, B. 1972.** An induced failure at a trial embankment. *Proc. of the specialty Conf., Purdue University*: 65-79.

**Wroth, C.P. 1975.** In-situ measurement of initial stresses and deformation characteristics. *Proc. ASCE Special Conf. on In-Situ measurement of soil properties, Raleigh, NC, American society of civil engineers*.

**Yale, D.P., Crawford, B.R. and Heriot, W. 1998.** Plasticity and Permeability in Carbonates: Dependence on Stress Path and Porosity. *Paper SPE/ISRM 47582 Eurock'98, 8-10 July, 1998, Trondheim, Norway*.

**Yassir, N.A. 1990.** The undrained shear behavior of fine-grained sediments. *Geological Society, London, Special Publication*. Vol.54: 399-404.

**Yates, P.G.J. 1992.** The material strength of sandstones of the Sherwood sandstone group of north staffordshire with reference to microfabric. *Quarterly J. of Engng. Geology*. Vol.25: 107-113.

**Yin, H. and Dvorkin, J. 1994.** Strength of cemented grains. *Geophys. Res. Lett.* Vol 21(10): 903-906.

**Zandi, S. 2011.** *Numerical modeling of geomechanical effects of steam injection in SAGD heavy oil recovery*. Thèse. PhD. Mines ParisTech.

**Zhang, J., Wong, T-F., Yanagidani, T., and Davis, D. 1990(a).** Pressure-induced microcracking and grain crushing in Berea and Boise sandstones: acoustic emission and quantitative microscopy measurements, *Mech. Mater.* Vol. 9(1): 1-15.

- Zhang, J., Wong, T-F. and Davis, D.M. 1990(b).** Micromechanics of Pressure-induced Grain Crushing in Porous Rocks. *J. Geophys.* Vol. 95(B1): 341-352.
- Zhu, W. and Wong, T-F. 1997.** The transition from brittle faulting to cataclastic flow: Permeability evolution. *J. Geophys. Res.* Vol. 102(B2), 3027-3041.
- Zhu, W., Montési, L.G.J. and Wong, T-F. 2002.** Effects of stress on the anisotropic development of permeability during mechanical compaction of porous sandstones. *Geological Society, London, Special Publications.* Vol.200: 119-136.
- Zhu, W., Montési, L.G J., Wong, T-F. 2007.** A probabilistic damage model of stress-induced permeability anisotropy during cataclastic flow. *J. of Geophys. Res.* Vol.112(B10207), doi: 10.1029/2006JB004456.
- Zhu, W., Baud, P. and Wong, T-F. 2010.** Micromechanics of cataclastic pore collapse in limestone. *J. Geophys. Res.* Vol.115(B04405), doi: 10.1029/2009JB006610.
- Zoback, M.D. 1975.** *High pressure deformation and fluid flow in sandstone, granite and granular materials.* Ph.D. Thesis, Stanford University, Stanford California.
- Zoback, M.D. 2007.** *Reservoir Geomechanics.* 1<sup>st</sup> ed. Cambridge: Cambridge University Presse, 464pp.
- Zinszner, B. and Pellerin, F-M. 2007.** *A geoscientists guide to petrophysics.* Editions Technip.

# ANNEXE

## PUBLICATIONS

**Nguyen, V.H.**, Guélard, J, Gland, N., Dautriat, J., David, C., Hydromechanical behavior of sands under proportional triaxial compression tests, *Proc. Society of Core Analysts Symposium*, held in Austin, Texas, USA, September 18th – 21st, 2011.

**Nguyen, V.H.**, Gland, N., Dautriat, J., David, C., Guélard, J. and Wassermann, J., Experimental study and modeling of the hydromechanical behavior of a weakly consolidated sandstone under proportional triaxial compression stress paths. *Proc. 46<sup>th</sup> US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium* held in Chicago, IL, USA, 24-27 June, 2012 \*.

**Nguyen, V.H.**, Gland, N., Dautriat, J., David, C., Wassermann, J., and Guélard, J., Compaction, permeability evolution and stress path effects in unconsolidated sand and weakly consolidated sandstone, submitted to *International Journal of Rock Mechanics*, July 2012.

---

\* L'expérience de mesure de l'évolution de perméabilité verticale pour le chemin de chargement  $K=0.2$  a été vérifiée et corrigée, comme montrée dans le manuscrit.



## HYDROMECHANICAL BEHAVIOR OF SANDS UNDER PROPORTIONAL TRIAXIAL COMPRESSION TESTS

Van Hung Nguyen<sup>1,2</sup>, Jean Guélard<sup>1</sup>, Nicolas Gland<sup>1</sup>, Jérémie Dautriat<sup>1</sup>, Christian David<sup>2</sup>

<sup>1</sup> IFP Energies nouvelles, 1&4 Av. de Bois Préau, 92852 Rueil-Malmaison Cedex, France

<sup>2</sup> U.C.P., Lab. Géosciences & Environnement, 5 mail Gay Lussac, 95031 Cergy, France.

*This paper was prepared for presentation at the International Symposium of the Society of Core Analysts held in Austin, Texas, USA, September 18th – 21st, 2011*

### ABSTRACT

Performance of reservoirs and wells in unconsolidated formations involve many challenges from hydromechanical properties viewpoint. The large deformation of these unconsolidated reservoirs during production, mainly induced by fluid pressure changes, have an important impact on the performance of the wells but also lead to strong modification of the flow properties at the scale of the whole reservoir. Coupled mechanical and transport studies on such weakly cohesive reservoir rocks, difficult and too rare, are needed to understand the interaction between fluid pressure, deformation and performance of these reservoirs. Classically the mechanical loadings applied in the laboratory are hydrostatic or deviatoric at constant confining pressure; however the in-situ stress-paths experienced by the reservoirs differ due to complex geology. We need thus to perform loading tests with more appropriate conditions such as proportional triaxial with different stress path parameters  $K$  where  $K$  refers to the ratio of change in confining pressure to change in axial stress. We use a triaxial flow cell to perform proportional triaxial compression tests under stress path ratio  $0 < K < 1$  in drained conditions and permeability measurements on quartz sands in order to determine both their hydromechanical (permeability and compressibilities) and elastoplastic properties. For all tests, the porosity and permeability reductions depend on the stress-path coefficient, the grain angularity and the granular packing. Observations are rationalised through consideration of plastic yielding controlled by elliptical caps. The magnitude of compactive yield stresses increases with roundness of the particles at fixed size (~1mm). The samples are damaged either in the 1-30 MPa or 1-60 MPa pressure ranges depending on the magnitude of the hydrostatic yield stress; on the basis of compressibilities and permeability evolutions, for the studied rounded particles the critical pressure at failure is 30 MPa whereas for the sharp sands, the critical pressure is around 10 MPa. For sharp grains, the yield stresses, difficult to identify on the stress-strain curves characterized by smooth evolutions, are obtained by the maximum curvature criterion; this results from a progressive damage of the grains by the abrasion of the angular edges. Grain damage is analysed by Laser Diffraction Particle Size Analyser. Permeability reductions can reach 10% with the elastic deformation and drop down by two orders of magnitude in the plastic deformation regime.

## EXPERIMENTAL METHODOLOGY

The triaxial flow cell (ErgoTech Ltd) used in this study is described in Dautriat et al., [1]. Temperature is regulated at 40°C. The axial, confining and pore pressures can be controlled independently up to 10 *kPsi* (~69 *MPa*). In proportional testing, the stress path parameter  $K$  refers to the ratio of change in confining pressure to change in axial stress  $K = \Delta\sigma_r / \Delta\sigma_a$  and is bounded between  $K=0$  (conventional triaxial compression test at constant confining pressure) and  $K=1$  (hydrostatic compression test). Such a methodology adopted by many authors [2,3,4] gives the possibility of investigating stress states for complex reservoir structures which require more than a simple uniaxial strain assumption. Axial piston displacement is measured by external LVDT and radial deformation of cores is measured by a cantilever type extensometer. Compaction-driven pore volume change (pressurized drained fluid) is measured by a capacitive level sensor. For drained compression tests, pore fluid was 20g/L NaCl brine at a pressure of 1 *MPa*. For permeability tests, viscous oil (marcol 172, 26cp@40°C) was used to provide sufficient measurable pressure drop. The differential of pressure is measured using local fluid pressure sampling ports molded in the elastomer sleeve and located at 1cm of each core ends (avoiding system pressure drop). High permeability sands were measured using steady-state multi-steps or continuous flow during compaction. Here, only standard vertical (axial) permeability measurements are presented; later on we plan to complete our data set with horizontal (radial) permeability measurements to reproduce lateral flow in a reservoir. Glass spheres and Quartz Durance sand were selected for testing respectively as analogue of rounded and angular sands with narrow particle size distribution centered close to 1mm after sieving in the range 1-1.1mm. The grain size distribution was characterized by Laser Diffraction apparatus (Horiba): small differences between the particle size distributions of glass spheres and sand were observed due to differences in the shape and angularity of the particles. Compacted samples are prepared directly in the sleeve of diameter 38.1mm in the cell. After tapping protocol, the porosity is estimated around  $\phi=37\pm1\%$  for glass beads and about  $\phi=40\%\pm1\%$  for Durance sand.

## RESULTS AND DISCUSSION

Figure 1 shows the concomitant evolution of axial deformation (a) and permeability (b) with applied stress on triaxially compacted glass beads. Figure 2 shows corresponding results obtained on Durance Sand; all tests were started at 3 *MPa* confining pressure. The onset of plastic collapse (initiation of pervasive grain crushing) under isotropic loading conditions ( $K=1.0$ ) is observed (Figure 1a) to occur sharply at  $P^*\sim 30$  *MPa*, picked as the endpoint of the elastic of deformation regime.  $P^*$  may also be estimated by the diagram and power law  $P^* \propto (\phi R)^{-n}$  proposed by Zhang et al., [5] on the basis of Hertzian contact theory and crack propagation mechanics where  $\phi$  is porosity,  $R$  is the grain radius and  $n=3/2$ ; this power law relation has been tested by Wong et al., [6] on porous sandstones and glass spheres and Karner et al., [7] on rounded quartz sand. The estimated value using this model on the glass spheres is around 30 *MPa*, in good agreement with the measured value. For the Durance sand there is no such abrupt onset on the curvature in the stress-strain curve. To identify the yield stress the point of maximum curvature has

been detected; the mean stress yield point is  $P^* \sim 10 \text{ MPa}$  smaller than the estimation  $P^* \sim 20 \text{ MPa}$  obtained by Zhang et al. formula [5]. For both glass beads and sand, the permeability evolutions show two regimes: one corresponding to the elastic deformation of the granular packing associated with small reduction of the pore and throat sizes, and the other one corresponding to non-reversible damage of the grains associated with strong modification of the pore space characterized with much smaller pores and a bigger tortuosity. For Durance Sand, the transition between both regimes is less pronounced as the damage process responsible for the second regime seems to be more continuous. Post-test Particle Laser Diffraction of samples deformed under  $K=1$  stress paths (Figure 3(a) and Figure 3(b)) show that grain damage (peak collapse and tail of distribution down to  $100\mu\text{m}$ ) has indeed occurred for the two materials. Therefore, it appears that this formula applies for rounded particles but not for angular ones. The measurements of permeability under stress show the existence of a boundary separating two regions: one where the permeability seems only slightly changed and the other one where the permeability decreases sharply from the initial permeability by one to two orders of magnitude. Figure 4(a) and Figure 4(b) show volumetric deformation results obtained on triaxial compacted Durance Sand respectively in *Dry* and *Drained* (brine saturated) conditions. *Dry* tests were started close to  $0.1 \text{ MPa}$  while *Drained* tests were started slightly below  $1 \text{ MPa}$  for sealing. Our results in the low pressure range ( $<1 \text{ MPa}$ ) might be influenced by sleeve conformance. Dry sand appears to be stiffer than saturated sand, bulk modulus being  $1/3$  higher in dry condition ( $0.35 \text{ GPa}$  compared to  $0.23 \text{ GPa}$ ). This is due to a friction weakening effect at grains contacts in presence of water. In the *Drained* experiment, both volumetric strains measurements (obtained from combined LVDT and radial extensometer -not showed- and from pore volume change) match well for all stress paths  $K$  except for the lowest  $K=0.2$ ; pore volume change exhibit monotonous compaction while bulk measurement from radial extensometer shows a final dilatancy; barrel shape geometric evolution of samples at high deviatoric stress may lead to incorrect volume interpretation. Particle Laser Diffraction of compressed samples (Figure 3(b)) show that grain damage degree increases at lower stress path where deviatoric stress and shear strain are higher. Following Wong et al. notation [6], yield stresses  $C^*$  (for stress path  $0 \leq K < 1$ ) and  $P^*$  (for loading hydrostatic  $K=1$ ) were identified for all stress paths on volumetric strain  $\varepsilon_v$  – mean stress  $P$  curves in *Dry* condition in Figure 4 and reported on normalized mean stress  $P$  – deviatoric stress  $Q$  diagram in Figure 5(b). Yield Stresses values in *Drained* conditions are close except for  $K=0.6$ .

In general, four constituents are required for full description of elastoplastic material response, which can be obtained from experimental observations [8]: elastic properties yield surface, plastic potential and hardening parameter. Laboratory stress path testing serves to map out combinations of yield surface shape for a particular geomaterial. Changes of stress remaining inside the current yield surface corresponds essentially to recoverable deformation (region of elastically attainable combinations of effective stress). The “modified Cam-clay” elastoplastic model [8] consists in a yield function defining this boundary as  $f(P', Q, P^*) = Q^2 + M^2 P'(P' - P^*)$  with the parameter  $M$  controlling its elliptic shape and  $P^*$  controlling its size. From experiments on various sandstones, Wong

et al., [6] have proposed the normalized yield surface  $((P/P^* - \gamma)^2 / (1 - \gamma)^2) + ((Q + P)^2 / \gamma^2) = 1$ . For the modified Cam-Clay Model, best fits give ( $M=0.85$ ;  $P^*=30 \text{ MPa}$ ) for glass beads and ( $M=1.1$ ;  $P^*=10 \text{ MPa}$ ) for Durance sand (Figure 5). The results for Durance sand are also compatible with Wong et al. [6] model ( $P^*=10 \text{ MPa}$ ,  $\gamma=0.5$ ,  $\delta=0.55$ ) as shown in Figure 5(b). After determining the initial yield cap of Durance Sands, additional triaxial compression tests were performed (Figure 6(a)) following composite stress paths (A-B-C) designed to mimic in laboratory a “maximum initial effective stress after burial” (consolidation pressure  $P_{co}$ ) prior to triaxial loadings (C-D). The insert in Figure 6(a) is a zoom of the curves after the preconsolidation step. Stress-strain curves with  $K < 1$  have been slightly shifted to match the starting point of the  $K=1$  curve, in order to better detect the yield stresses. In order to assess the applicability of the elastoplastic model for the Durance Sand, we calculated the elastic moduli, the “swelling coefficient”  $\kappa$  and the “compressibility coefficient”  $\lambda$ . On Figure 6(b), we compare the experimental data and the modeling. Then, following Crawford et al. [4] we model the permeability as  $k = k_0 \cdot \exp(C \cdot \varepsilon_{eff})$ , where  $k_0$  is the initial permeability,  $C$  is a material constant and  $\varepsilon_{eff} = \sqrt{\varepsilon_{vol}^2 + \varepsilon_{dev}^2}$ . For stress path  $K=1$ ,  $C=14$  allows to reproduce well the permeability evolution of Figure 2(b).

## CONCLUSIONS

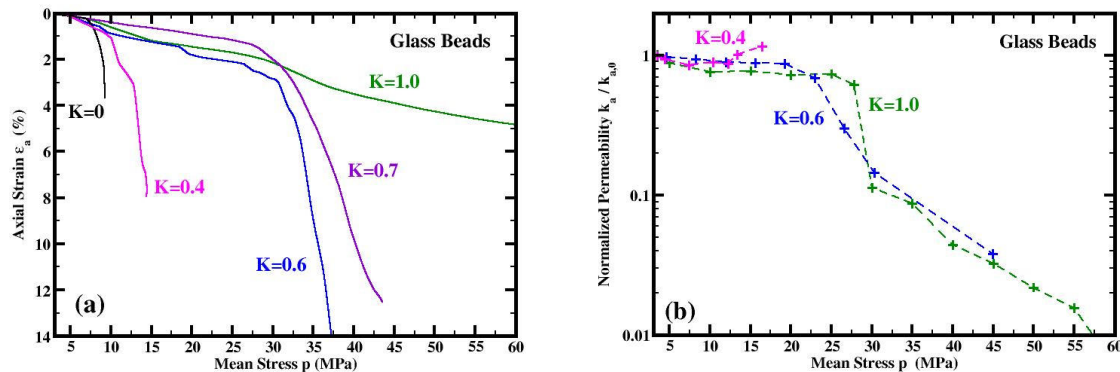
As most of world's oil and gas wells are drilled in siliciclastic reservoirs and many new discoveries are made in unconsolidated sands or weakly cemented sandstones, understanding soft rock behavior sufficiently to predict reservoir performance and anticipate damage and failure require experimental characterization coupling petrophysics and geomechanics as well as elastoplastic modelling issues. Their hydromechanical behaviour is complex and depends on the stress-path coefficient [2], the grain sharpness and the granular texture [9]. First we performed proportional triaxial compression tests on simple analogue material consisting in compacted glass spheres, to test existing models. Then we tested a more representative natural material, the Durance sand. We identified the yield stresses using the point of maximum curvature of strain-stress curves. While the hydrostatic yield stress  $P^*$  of rounded particles is compatible with the powerlaw proposed by Zhang et al. [5], the model overestimates the critical pressure in the case of sands made of angular particles. Modified Cam-Clay and Wong et al's Yield Cap models can capture the onset of plasticity observed in unconsolidated sands. Analysis of particle size distribution highlights the role of shear stress on the degree of particle damage, in agreement with the higher permeability reduction with shear stress and strain. Using constitutive modelling to derive elastoplastic material properties and Crawford et al's equation, an attempt was made to reproduce the evolution of permeability of Durance sand ( $K=1.0$ ) based on measured and fitted volumetric and shear strains. Additional work is in progress to integrate all the data.

## ACKNOWLEDGEMENTS

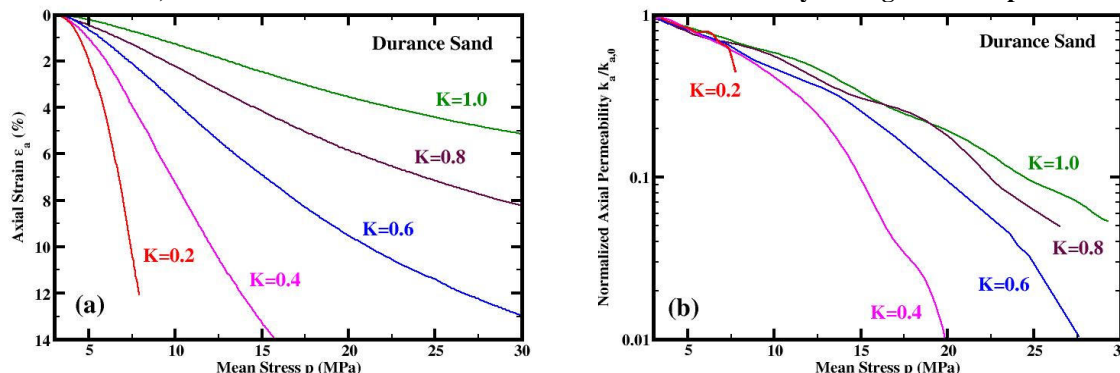
We thank Sibelco Group for providing the sand, both reviewers for their constructive comments and IFPEN for permission to publish this study.

**REFERENCES**

1. Dautriat, J., Gland, N., Youssef, S., Rosenberg, E., and Bekri, S., "Stress-dependent directional permeabilities of two analog reservoir rocks: a prospective study on contribution of  $\mu$ -tomography and pore network models", *SPE Res. Eval. & Eng.*, (2009) **12**, 2, 297-310.
2. Crawford, B.R., Gooch, M.J., and Webb, D.W., Textural controls on constitutive behavior in unconsolidated sands: Micromechanics and cap plasticity, *Proc. North America Rock Mech. Symp.*, (2004), Houston, TX, USA.
3. Brignoli, M., and Di Federico, A., Compaction of unconsolidated sands and stress path effects: Laboratory evidence, *Proc. North America Rock Mech. Symp.*, (2004), Houston, TX, USA.
4. Crawford, B.R., Webb, D.W., Searles, K.H., Plastic compaction and anisotropic permeability development in Unconsolidated Sands, *Proc. US Rock Mech. Symp.*, (2008), S.F., CA, USA.
5. Zhang, J., Wong, T.-F., and Davis, D. M., "Micromechanics of pressure induced grain crushing in porous rocks", *J. Geophys. Res.*, (1990) **95**, B1, 341-352.
6. Wong, T.-F., David, C., and Zhu W., "The transition from brittle faulting to cataclastic flow in porous sandstones: Mechanical deformation", *J. Geophys. Res.*, (1997) **102**, B2, 3009-3025.
7. Karner, S.L., Chester, J.S., Chester, F.M., Kronenberg, A.K., and Hajash, Jr. A., "Laboratory deformation of granular quartz sand: Implications for the burial of clastic rocks", *AAPG Bull.*, (2005) **89**, 5, 603-625.
8. Wood, D.M., *Soil behaviour and critical state soil mechanics*, Cambridge U. P., (1990), 462pp.
9. Mesri, G., and Vardhanabhuti, B., "Compression of granular materials", *Can. Geotech. J.*, (2009) **46**, 4, 369-392.



**Figure 1: Stress path dependent (a) axial strain evolutions and (b) axial permeability to oil (step measurements) evolutions for Glass Beads. Measurements are affected by damage and creep.**



**Figure 2: Stress path dependent (a) axial strain evolutions and (b) axial permeability to oil (continuous measurements) evolutions for Durance Sand.**

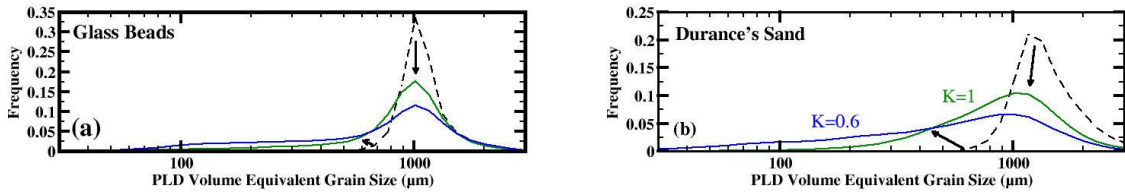


Figure 3: Damage characterization of grain by Particle Lazer Diffraction: (a) for Glass Beads and (b) for durance Sand.

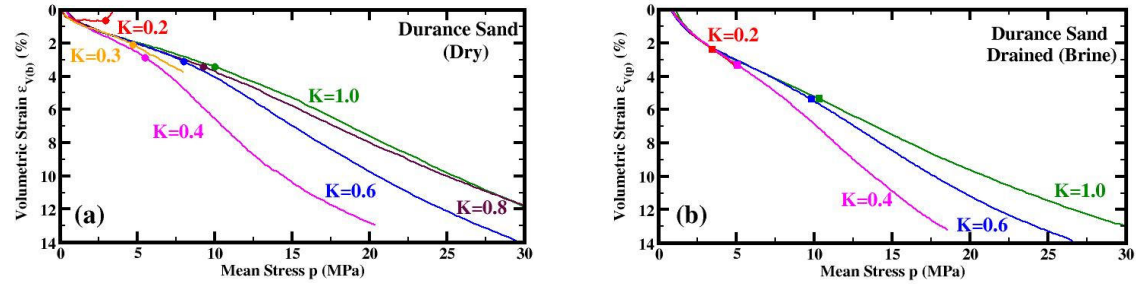


Figure 4: Stress path dependent volumetric strains evolutions in (a) dry state (from bulk deformation) and (b) brine drained state (from pore deformation) for Durance Sand.

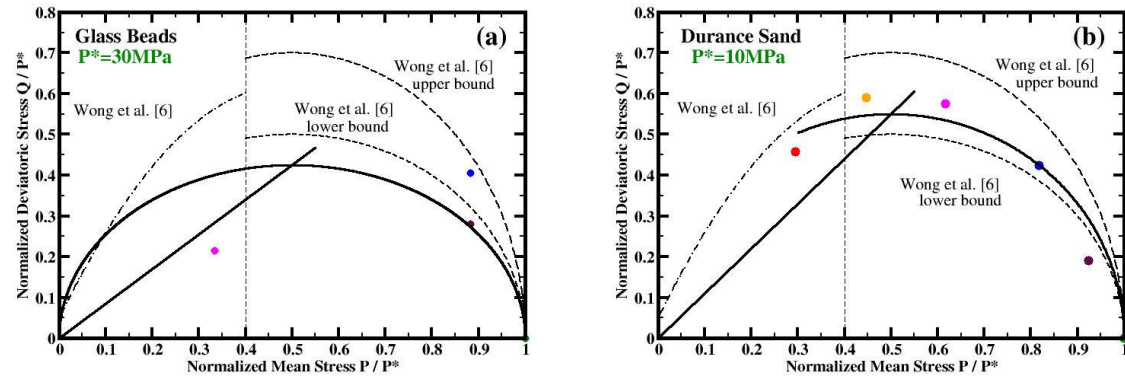


Figure 5: Normalized Yield Caps to  $P^*$  for (a) Glass Beads (Modified Cam-Clay) and (b) Durance Sand (compatible with Wong et al. [6] bounds defined on porous rocks).

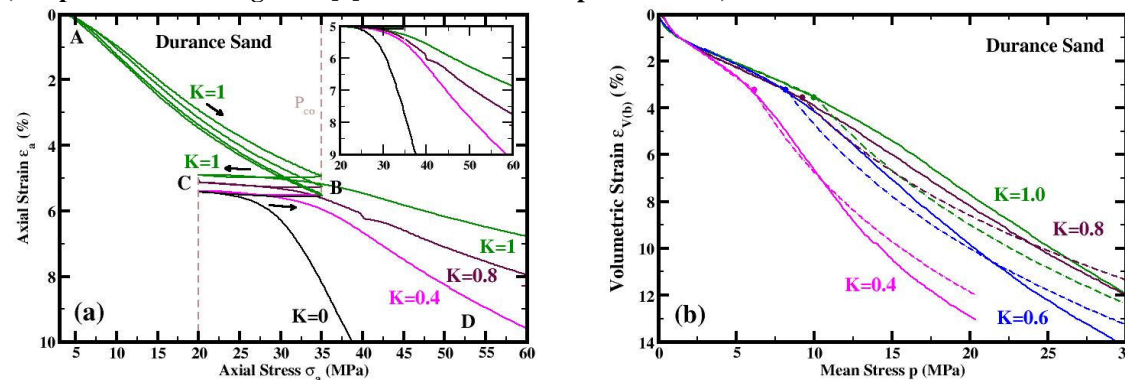


Figure 6: (a) Stress path dependent axial strains evolutions after preconsolidation cycle for Durance Sand and zoom on the curves (triaxial compression steps C-D) after shifting on the  $K=1$  preconsolidation cycle (hydrostatic path A-B-C); (b) Model of stress-path dependent strains using Elastoplastic formalism.

# Experimental Study and Modeling of the Hydromechanical Behavior of a Weakly Consolidated Sandstone under Proportional Triaxial Compression Stress Paths

<sup>1,2</sup> Nguyen, V.H., <sup>1</sup> Gland, N., <sup>1</sup> Dautriat, J., <sup>2</sup> David, C., <sup>1</sup>Guélard, J., and <sup>2</sup> Wassermann, J.

<sup>1</sup> IFP Energies nouvelles, 1-4 Av. de Bois Préau, 92852 Rueil-Malmaison Cedex, France.

<sup>2</sup> Université de Cergy-Pontoise, Géosciences & Environnement Cergy, 5 mail Gay Lussac, 95031 Cergy-Pontoise, France.

Copyright 2012 ARMA, American Rock Mechanics Association

This paper was prepared for presentation at the 46<sup>th</sup> US Rock Mechanics / Geomechanics Symposium held in Chicago, IL, USA, 24–27 June, 2012.

This paper was selected for presentation at the symposium by an ARMA Technical Program Committee based on a technical and critical review of the paper by a minimum of two technical reviewers. The material, as presented, does not necessarily reflect any position of ARMA, its officers, or members. Electronic reproduction, distribution, or storage of any part of this paper for commercial purposes without the written consent of ARMA is prohibited. Permission to reproduce in print is restricted to an abstract of not more than 300 words; illustrations may not be copied. The abstract must contain conspicuous acknowledgement of where and by whom the paper was presented.

**ABSTRACT:** Hydromechanical tests under different stress paths (hydrostatic and proportional with constant ratio of vertical to horizontal stress rates) have been performed on a weakly cemented layered sandstone, the Otter Sherwood Sandstone, outcrop analog of the Sherwood reservoir of the Wytch Farm oil field (UK). The elastic and plastic deformation regimes are well identified and the determined yield stresses are fitted using the modified Cam-clay and Elliptic Cap models for all the observed onsets of plastic yielding. Both vertical and horizontal permeability have been measured during loading. For the horizontal flow, the geometrical and anisotropy factors were determined using Finite Element simulations in order to calculate the correct horizontal permeability. Permeability evolutions follow closely the material deformation and are controlled by both volumetric and shear strains. It is possible to infer the effect of the mean pressure and/or the deviatoric stress on the permeability evolution by building isopermeability maps in the stress space. Finally, an application of elasto-plastic modeling to predict the hydromechanical behavior of this sandstone is presented. This approach allows a satisfying prediction of the permeability evolution with stresses, using an exponential function of an effective strain.

## 1. INTRODUCTION

During hydrocarbon production, the decrease of pore pressure (depletion) induces anisotropic effective stress increases, which depend on the reservoir rocks properties, leading to the compaction of the reservoir. In the worst case, inelastic deformations and irreversible reduction of porosity may induce subsidence issues in the oil fields with severe consequences such as well failure, permeability reduction, and reservoir impairment [1]. Unconsolidated or weakly consolidated reservoir rocks with high porosity and low cohesive strength are prone to experience large strains as well as drastic decrease of permeability under stress. The predictions of strain and permeability evolutions are important objectives of reservoir engineering, in order to control and optimize hydrocarbon recovery. Thus it is important to have a fundamental understanding of the compaction mechanisms and its effect on anisotropy permeability development.

In previous studies on the depletion-induced reservoir compaction, laboratory experiments mimic in-situ stress paths by performing either uniaxial deformation tests (oedometric case: only vertical compaction without horizontal deformation) [3] or hydrostatic tests [2], easier to handle in the laboratory. However, hydrostatic state of stress is rarely found in-situ in produced reservoirs; it would imply a similar evolution of vertical and horizontal effective stresses during production. Segura et al., 2011 [4] suggest that stress arching effects can prevent the overburden weight to be transmitted to the sideburden during reservoir compaction. Furthermore, for the uniaxial deformation case, the boundary conditions consider only high aspect ratio reservoirs (i.e. vertical thickness  $\ll$  lateral extent). Ruistuen et al., 1999 [5] explained that the exact nature of the boundary conditions in reservoirs is uncertain, and the uniaxial strain condition may thus not be appropriate in all cases. These boundary conditions depend on several parameters: size and geometry of the reservoir, contrasts in poroelastic properties between the reservoir rock and surrounding formations, and their inelastic deformations.

To go further and get flexibility in simulating the in-situ stress changes during the production, Rhett and Teufel (1992) [6] proposed the definition of the stress path parameter  $K = \Delta\sigma'_h / \Delta\sigma'_v$ , defined as the ratio of the change in effective horizontal stress by the change in effective overburden stress from initial reservoir conditions. With this definition, hydrostatic loading corresponds to  $K=1$ , whereas a “classical” triaxial test with constant confining pressure corresponds to  $K=0$ . For example Rhett and Teufel (1992) [6] found from in situ measurements in the Ekofisk Field a value  $K \sim 0.2$  for the stress path parameter during production. However from laboratory uniaxial strain tests, they measured  $K$  ranging between 0.4 and 0.6, depending on the rock type. Thus, the stress path parameter  $K$  can not be obtained only from the rock properties but must be compared to in situ stress measurements. Reservoir engineers usually use the relationship  $K = \nu / (1 - \nu)$  to relate the elastic behavior and the stress path  $K$  (sometimes called “ $K_o$ ”) which can be obtained from uniaxial strain tests [5, 7].

Several studies have demonstrated that the compaction behavior of siliciclastic and carbonate rocks presents similar macroscopic features at low temperature [8, 9] but also highlights different micromechanisms of damage at the microstructure scale. The inelastic compaction is often associated with grain crushing and pore collapse. The grain crushing pressure can be predicted by the model proposed by Zhang et al., 1990 [10] for siliciclastic rocks based on the Hertzian fracture model, or by a pore-emanated cracking model in carbonate rocks [11]. Once the pressure reaches the yield point, the plastic strains are accommodated either through brittle fracture or pore collapse, resulting in moderate changes to drastic permeability reduction.

From the hydromechanical point of view, numerous authors e.g [5, 6, 12, 13, 14], have explored the impact of the stress path on the compaction and on the vertical permeability ( $k_v$ ) (parallel to the maximum stress direction) evolution in different analog and reservoir sandstones. Generally, they measured a permeability reduction as the stress path becomes more deviatoric.

Very few studies are reported in the literature on the horizontal permeability  $k_h$  measurements (perpendicular to the maximum stress direction). Zhu et al., 2007 [15] measured the anisotropy of permeability with classical axial flow using triaxial extension tests and “hybrid” (proportional) compression tests. Another method was used by Crawford et al., 2008 [16] and Dautriat et al., 2009 [17]: they measured the anisotropy of permeability by non conventional transverse radial flows under triaxial and proportional compression tests, requiring to correct Darcy’s law using a geometrical factor accounting for the complex geometry of the radial flow [18].

Another problem needs also to be addressed when permeability measurements are concerned, the hydromechanical end-effects which can alter the measurements by increasing the pressure drop [17, 19, 20].

Once the permeability data are available from either laboratory or/and *in situ* tests, the productivity index PI representing the ability of a reservoir to deliver fluids to the wellbore can be determined [21, 22].

To model the hydromechanical behavior obtained in the laboratory under different stress paths  $K$ , Crawford et al., 2004 [23] used a “modified Cam-clay” elastoplastic model (symmetric ellipse) to fit the data obtained on unconsolidated sands compacted under different stress paths, extended to account for the evolution of permeability with deformation [24]. They add one parameter called “flattening” of the yield locus to modify an ellipse eccentricity. The elasto-plastic moduli (Young’s modulus  $E$  and Poisson’s ratio  $\nu$ , hardening parameter  $\lambda$  and plastic potential  $g$ ) can be calibrated by experiments as described by [25, 26, 27, 28].

In the present study, we focus on the hydromechanical behavior of very weakly consolidated sandstone, the triassic Otter Sherwood Sandstone; it corresponds to the same formation as the Sherwood reservoir produced at the Wytch Farm oil field in Dorset / UK, operated since the early 80’s by BP and recently by Perenco. After describing the selected material and the experimental setup used for combining rock mechanics and directional fluid flow measurements, we will present our sets of experimental data. The main purpose is to provide a comprehensive database to characterize the basic hydromechanical behavior of this stress dependent rock type. We apply elasto-plastic modeling to reproduce the rock behavior along various stress paths and we predict the directional stress-dependent permeability evolution using a simple exponential formulation depending on the effective strain.

## 2. SANDSTONE DESCRIPTION

The rock selected is the weakly consolidated Otter Sherwood Sandstone (referenced hereafter as ‘OSS’) classified as a feldspathic arenite [29]. This sandstone belongs to the family of triassic Sherwood Sandstone group [30, 31] being one of the reservoir rock of the nearby Wytch Farm Oilfield in Dorset, South-West England; the Sherwood reservoir top is found at 1585m true vertical depth subsea [32, 33]. Cores have been sampled on outcrops at Ladram Bay nearby in Devon, (see Fig. 1 and Fig. 2). The samples were cored perpendicular (V) and parallel (H) to the apparent bedding on cliff and outcrops (Fig. 2).



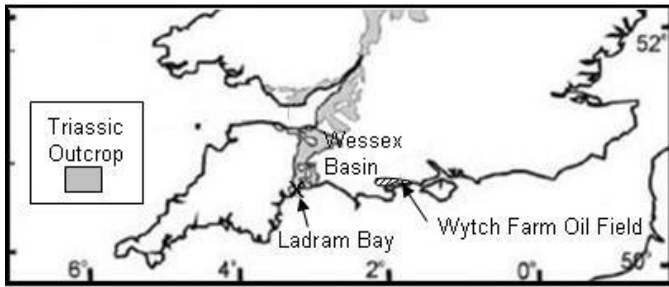


Fig. 1: South England map with Triassic outcrops [Modified from 34]; Ladram Bay (Devon county) location with triassic sandstone cliffs is marked with a cross; Wytch Farm Oil Field area below Poole Harbour (Dorset county) is hatched.

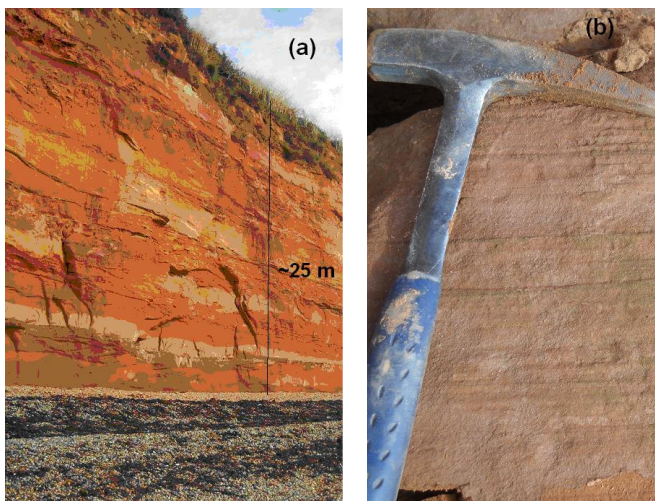


Fig. 2: (a) Cliff with bedding at Ladram Bay, where the Otter Sherwood Sandstone samples were cored; (b) apparent laminations on outcrop blocks.

Thin-sections were prepared to observe the nature of the rock microstructure. In Fig. 3 blue colored resin highlights high porous layers of detrital angular quartz grains separated by fine grained laminations.

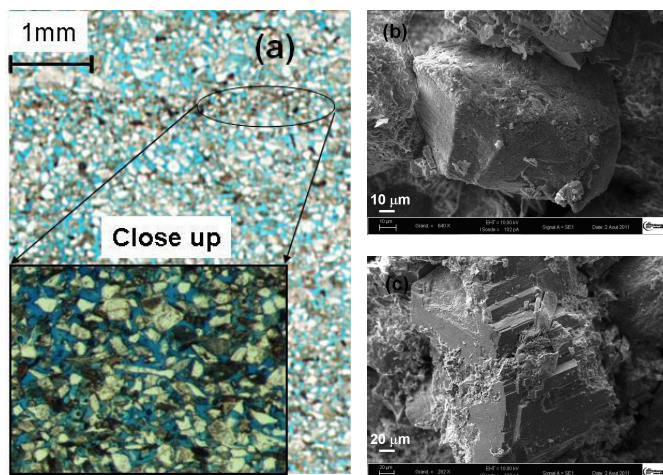


Fig. 3: (a) Vertical thin-section of Otter Sherwood Sandstone; zoom on a 1 mm width lamination; (b, c) Otter Sherwood Sandstone SEM images (SE mode) showing the major minerals: (b) Quartz and (c) Feldspar grains.

Table 1: Mineralogical composition of the Otter Sherwood Sandstone from [29].

Mineralogy	Percentage (%)
Quartz	26.5 to 43.5
Feldspar	13 to 26
Clay (dominant Illite)	3.5 to 29
Mica	up to 7
Minor minerals	less than 3

The mineralogical composition of OSS has been described by Svendsen and Hartley, 2001 [29] and is detailed in Table 1. Thin sections analysis (Fig.3a) confirms this mineralogical content.

The grain size distribution of the sandstone was characterized qualitatively by Laser Diffraction (LD) measurement (Fig. 4a) using the refraction index of the major mineral (Quartz) and assuming that the analyzed particles have an isotropic shape. The grain size spreads from 10 to 500 μm, with a peak at 116 μm. SEM observation on fresh surfaces (Fig. 3) shows the major detrital grains (quartz and K-Feldspar) with sizes compatible with the LD measurement. In Fig. 4a, the mercury injection curve reveals a narrow distribution of pore throats around 9 μm. The porosity of OSS given by Hg porosimetry is 33.4%, and the one given by NMR measure is 32.7% (Fig. 4b). Permeability estimation from Hg porosimetry (Swanson's sandstone correlation) is 496 mD.

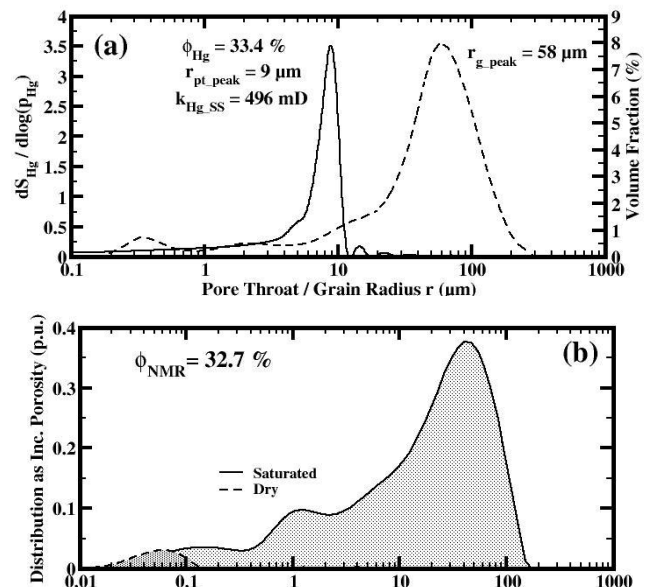


Fig. 4: (a) 'Qualitative' grain radius distribution of OSS by Laser Diffraction Granulometry, based on dominant mineral Quartz refractive index (peak at 58 μm), pore-throat radius distribution (peak at 9 μm and tail down to 0.01 μm). (b) NMR T2 relaxation time distribution of dry and saturated OSS samples.

### 3. EQUIPMENT AND PROCEDURES

#### 3.1. Triaxial Cell and Measurements

The hydraulic triaxial cell used for this study is illustrated in **Fig. 5**. The cell is operated with two high-pressure pumps (up to 69 MPa) working independently to control the confining pressure and the axial load (up to 80 kN) in order to test different stress paths. The pore pressure regulation is achieved by a back pressure system while the flow is generated by a lower pressure pump (up to 25 MPa) [17].

In order to measure the large vertical and radial displacement in weakly consolidated materials (up to few mm), we used a couple of linear variable differential transducers (LVDT) and a dual cantilever sensor fastened to the core sleeve. The volumetric ( $\epsilon_V$ ) and deviatoric ( $\epsilon_Q$ ) strains are calculated from the measured axial ( $\epsilon_a$ ) and radial ( $\epsilon_r$ ) strains as respectively  $\epsilon_V = \epsilon_a + 2\epsilon_r$  and  $\epsilon_Q = 2(\epsilon_a - \epsilon_r)/3$  on the assumption of conservation of the cylindrical shape during loading.

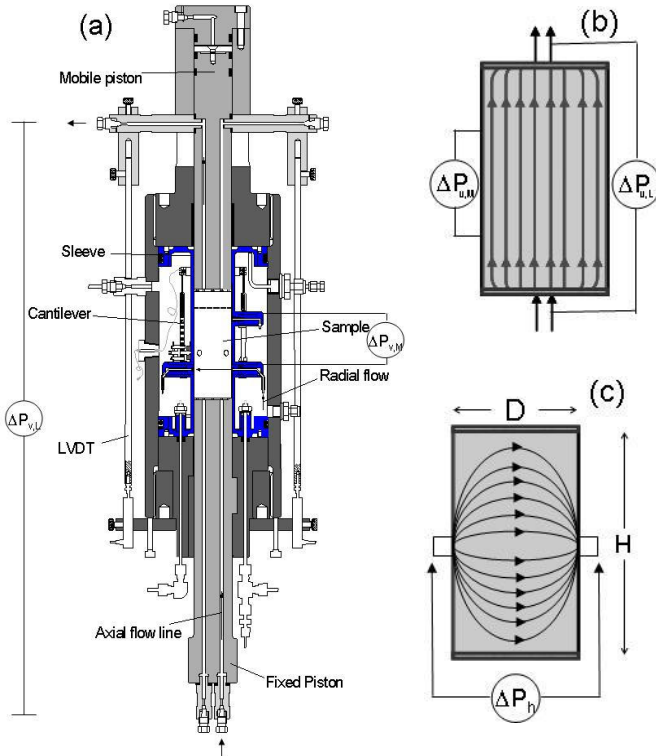


Fig. 5: Schematic drawing of (a) triaxial cell and pressure drop samplings for (b) vertical and (c) horizontal permeability measurements.

The permeability can be measured in three orthogonal directions. In the axial direction (direction of maximal stress), the vertical permeability  $k_v$  is measured in two different ways, firstly on the total length of the sample (~80 mm), secondly at an intermediate distance (60 mm)

corresponding to the spacing of two local pressure ports located radially on the sleeve. The horizontal permeability  $k_h$  is measured in two orthogonal radial directions in the lower and upper parts of the sample across two diameters. The determination of the geometrical factor G, is required to correct Darcy's law to obtain the true radial permeability [16, 17, 18, 19]. To monitor the pore pressure, the fluid pressure is also measured at the bottom of the sample near the flow inlet.

#### 3.2. Compression Test Procedures

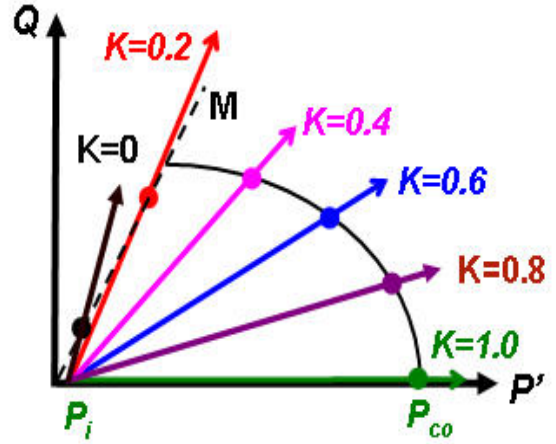


Fig. 6: Selected stress paths to characterize the hydro-mechanical behavior of Otter Sherwood Sandstone: triaxial ( $K=0$ ) and proportional triaxial ( $K>0$ ) compression tests.

The stress path parameter  $K$  [6], defined in introduction, is related to  $\eta$ , the slope of the linear stress path in the  $(P', Q)$  stresses plane by the relationship:  $\eta=3(1-K)/(1+2K)$  (**Fig. 6**);  $P' = (\sigma'_a + 2P'_c)/3$  is the mean effective stress and  $Q = \sigma'_a - P'_c$  is the deviatoric stress. Thus different stress paths  $K$  were investigated in this study, in order to fully characterize the hydromechanical behavior of the OSS: (1) Drained hydrostatic compression  $K=1$ , (2) Drained proportional triaxial stress paths with constant  $K=0.8$ ;  $0.6$ ;  $0.4$ ;  $0.2$  and (3) Drained classical triaxial stress path with  $K=0$  (constant confining pressure). A unique axial loading rate,  $\dot{\sigma}_a = 0.1$  MPa/min was selected for all the tests which corresponds to axial strain rates  $\dot{\epsilon}_a$  of the order of  $1 \times 10^{-5}$  to  $4 \times 10^{-7}$  s $^{-1}$ . The high permeability of OSS guaranties the drained condition.

### 4. SAMPLES PREPARATION

Vertical (V) and Horizontal (H) OSS samples were cored respectively perpendicular and parallel to the bedding with a nominal length of 80 mm and diameter of 38 mm. All samples were dried inside an oven at no more than 60°C for at least 48h. Then density profiles of

dry samples were measured using the X-ray-CT-Scanner. Only the homogeneous samples were selected for the mechanical tests.

Table 2: Summary of the experimental parameters and petrophysical characterization of the four samples sets.

Sample Vertic / Horizontal Dry / Wet	Stress Path K	Porosity	Overall Axial Perm.	Mid. Axial Perm.	Ratio $k_{v,L}/k_{v,M}$
		(%)	(mD)	(mD)	
Set 1 (Wet Vertical Samples for $k_v$ measurements)					
OSS_A V W	1.0	34.1	142	182	0.78
OSS_B V W	0.8	31.0	168	215	0.78
OSS_C V W	0.6	33.7	208	258	0.81
OSS_D V W	0.4	33.4	148	182	0.81
OSS_E V W	0.2	31.0	155	222	0.70
OSS_F V W	0	33.5	147	164	0.90
Set 2 (Wet Vertical Samples for $k_h$ measurements)					
OSS_G V W	1.0	34.4	105	133	0.79
OSS_H V W	0.8	33.4	85	117	0.73
OSS_I V W	0.6	32.4	121	143	0.85
OSS_J V W	0.4	32.0	178	245	0.73
OSS_K V W	0.2	31.4	142	158	0.90
Set 3 (Wet Horizontal Samples for $k_h$ measurements)					
OSS_M H W	1.0	33.0	276	350	0.79
Set 4 (Dry Vertical sample)					
OSS_L V D	1.0	-	-	-	-

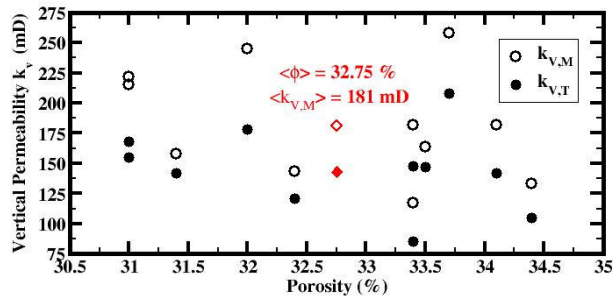


Fig. 7: Crossplot of porosity and vertical permeability values for the 11 samples of sets 1 and 2 in Table 2; mean porosity is 32.75% and average vertical permeability is 181mD.

The samples initially in dry state are first loaded hydrostatically up to a pressure close to 2 MPa to ensure sealing of the core sleeve on the sample and good setting of the radial extensometer. Initial deformations are measured and references are set. After minimal 3 hours of vacuum, the samples are saturated while the pore pressure is regulated at 0.5 MPa and hence pore volume and porosity are obtained (Table 2); as the OSS is composed of some amount of non swelling clay, NaCl brine at concentration 20 g.L<sup>-1</sup> was used as saturating fluid. Then using a small flow rate, about 3 pore volumes were circulated during one night to insure a good saturation by flushing residual trapped gas bubbles. Both measurements of initial vertical permeability were

then determined simultaneously using the steady state flow method with flow rates ranging from 0.2 to 2 cc/min. Laboratory temperature regulation of 20°C insures constant fluid viscosity and stable pressure drops during testing. For the set of H samples, the measurement of initial horizontal permeability was performed in the same way. The initial petrophysical properties of the samples are reported in Table 2. Fig. 7 shows that there is no correlation between porosity and permeability at the scale of the OSS samples.

## 5. MECHANICAL DATA

### 5.1. Hydrostatic Loading

Mechanical data under hydrostatic compaction (K=1) for the dry sample and the brine-saturated samples are shown in Fig. 8 and Fig. 9. Compressive stresses and strains leading to a size reduction are counted positive in the following.

During compaction, the volumetric strain of the wet samples increases in three steps: (1) a rapid change of volume from 2 up to 5 MPa probably due to grain rearrangement, pre-existing crack closure and porosity reduction; (2) a linear increase of volumetric strain with the mean effective stress, a behavior commonly taken as indicating the "elastic response" of the material (3) finally a transition to rapid compaction when the stress-strain curve presents an inflection point. The stress state at this inflection corresponds to a critical effective stress beyond which the volumetric strain increase is steeper, marking the transition between the elastic and plastic regimes. The onset of plastic collapse (initiation of pervasive grain crushing) corresponding to the so-called critical pressure P\*, is picked as the endpoint of the elastic regime. The critical effective pressure value of Otter Sherwood Sandstone is actually observed around P\*=39.5 MPa and the later inflection point around 50 MPa. It was shown that the onset of grain crushing and pore collapse under hydrostatic loading can be detected by the occurrence of a sharp increase in acoustic emission activity [10].

Compared to the wet samples, the dry sample shows a stronger initial compaction since it was not precompacted at 2 MPa; while the elastic deformation regime is almost identical to the wet samples, it presents a higher strength as the critical pressure couldn't be reached below 60 MPa. As both dry and wet experiments were conducted under drained conditions, the lower mechanical resistance in the wet samples is due to the weakening effect of water on sandstones (generally of the order of 25%) [35].

The horizontal sample seems to be slightly stiffer than the vertical ones in the elastic deformation regime, and slightly softer in the plastic deformation regime.

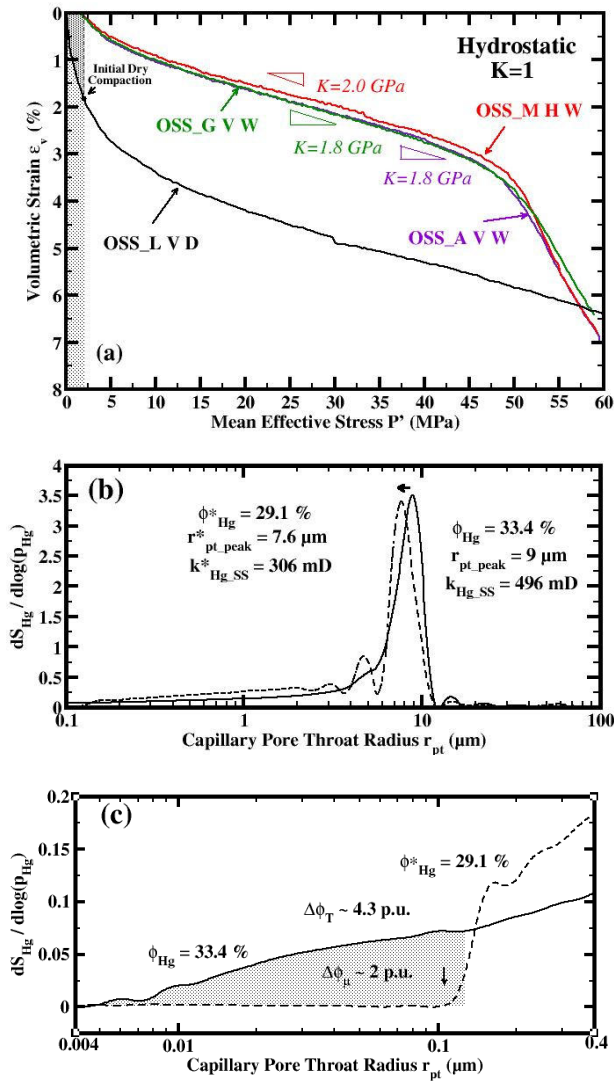


Fig. 8: (a) Hydrostatic compression tests performed on a dry vertical sample and on vertical and horizontal brine-saturated samples; (b) Pore-throat size distributions of deformed sample OSS\_A V W (peak at  $7.6 \mu\text{m}$ ) compared with undeformed one of Fig. 4a, (c) micro-porosity reduction after compaction.

Porosity reduction estimated from final bulk deformation is of the order of 4.4 p.u., which is in agreement with the porosity difference of 4.3 p.u. obtained from Hg porosimetry (Fig. 8(b)); macro-pore throat sizes are slightly reduced by  $\sim 1.5 \mu\text{m}$  while micro-pore throats ( $r_{pt} < 0.1 \mu\text{m}$ ) are fully closed (Fig. 8(c)); this micro-pore closure stands for about 50% of the total porosity loss; permeability reduction estimated by Swanson's correlation is of the order of 40%.

## 5.2. Triaxial Stress Paths

Five additional deviatoric compression tests following stress paths with  $K = 0.8, 0.6, 0.4, 0.2$  and  $0$  were performed on the two sets of vertical samples (Table 2). The evolution of strains (axial, radial, deviatoric, volumetric) with mean effective stress are shown respectively in Fig. 9 (a,b,c,d) and (e,f,g,h).

The magnitude of the stress path parameter  $K$  controls the amount of compaction induced in each specimen for a given mean effective stress. On the volumetric strain-mean effective stress plots (e, h), we observe that the deviatoric stress paths coincide with the hydrostatic loading in the first and second phase of compaction. This was previously observed by Wong et al., 1997 [8] and Baud et al., 2000 [10] on stiffer porous sandstone with classical triaxial tests. The mean effective stresses,  $C^*$  or  $C'$  as defined by Wong et al., 1997 [8] initiates respectively the onset of cataclastic flow and brittle faulting regimes. Beyond these values we observe an accelerated increase in volumetric strain (strain softening) in comparison to the hydrostatic loading.

In the inelastic deformation regime, while axial deformation is strictly compactant, the radial deformation initially compactant reverses to dilatant for stress paths  $K \leq 0.6$ ; yet the volumetric behavior remains purely compactant except for the classical triaxial case ( $K=0$ ). We observe that the stress path parameter showing the deformation behavior comparable to a uniaxial strain condition ranges in the interval  $[0.2; 0.4]$ . The plastic yield stress reduces as the stress path becomes more deviatoric. For low  $K$ , we observe a sharper transition from elastic to plastic strain highlighted by a clear inflection point.

The two sets of samples show very close mechanical response (except the stress path  $K=0.8$ ) (Fig. 9 (d,h)). We thus see that the OSS sandstone shows a good mechanical homogeneity at the sample scale, due to inherent narrow porosity scattering and the X-ray-CT-Scan based selection of homogeneous microstructure.

At the end of each mechanical test, the deformed samples were imaged after drying by X-ray tomography with a resolution of  $1 \text{ mm}$ . For  $K=0$  (see Fig. 10b), an oblique fracture is clearly observed showing the brittle behavior of the material at low  $K$  (horizontal 'fracture' in Fig. 10b is the result of sample removal from the pressure vessel, corresponding to the location of a low density lamination acting as a weakness plane). For all  $K \geq 0.4$ , the resolution of  $1 \text{ mm}$  is not sufficient to identify expected localization of the deformation (see Fig. 10f). With  $K=0.2$  (see Fig. 10d) the development of conjugate shear bands at the top of sample shows the complex transitional regime between the brittle and cataclastic behavior of material.

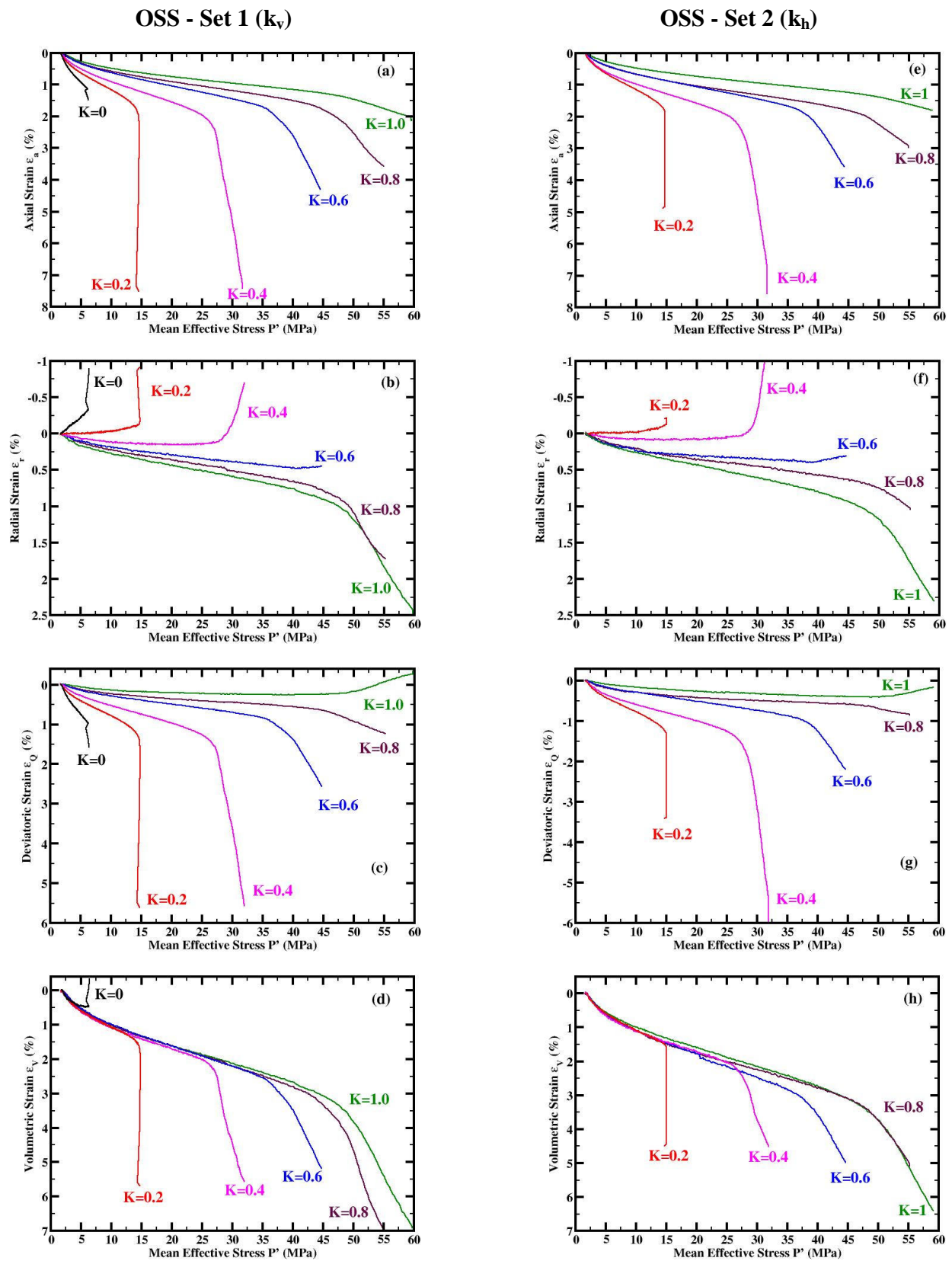


Fig. 9: Stress path dependent strain evolutions of Otter Sherwood sandstone (a,e) axial strain, (b,f) radial strain, (c,g) deviatoric strain, (d,h) volumetric strain: (left) set 1 of vertical samples for vertical permeability measurements, (right) set 2 of vertical samples for horizontal permeability measurements.

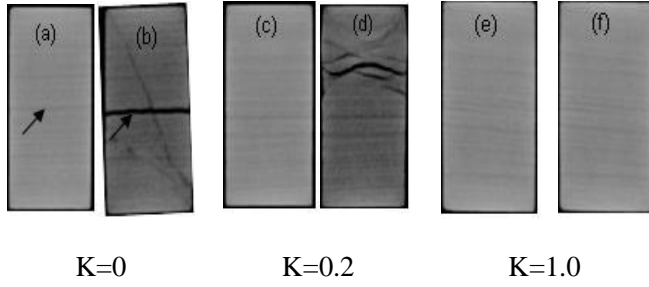


Fig. 10: X-Ray tomography of samples OSS\_F\_V\_W (K=0), OSS\_E\_V\_W (K=0.2) and OSS\_A\_V\_W (K=0.1) before and after compaction (a,b), (c,d) and (e,f) respectively.

### 5.3 Yield Surface Model

As weakly consolidated sandstones display an elastoplastic deformation, a critical state model or elastoplastic model like the modified Cam-clay is required to describe the behavior of OSS. The yield function separates the elastic and the plastic domains in the  $(P', Q)$  stress space. Yield points were picked on the volumetric strain-mean effective stress curves of the two sets of experiments as the deviation from linearity (onset of inelastic deformation). **Table 3** shows the identified yield stresses of OSS samples for each value of the stress path parameter K.

**Table 3:** Experimental Data of the yield stresses for the two sets of samples;  $\sigma'_a$  is the effective axial stress,  $P'_c$  the effective confining pressure; mean effective stress  $P'$  and deviatoric stress  $Q$  are normalized by the critical effective pressure,  $P^*=39.5$  MPa at  $K=1.0$ .

Samples	Stress Path K	$\sigma'_a$ (MPa)	$P'_c$ (MPa)	$P'$ (MPa)	$Q$ (MPa)	$P'/P^*$	$Q/P^*$
Set 1 (Wet Vertical Samples for $k_v$ measurements)							
OSS_A V W	1.0	39.5	39.5	39.5	0.0	1.0	0.0
OSS_B V W	0.8	43.2	35.4	38.0	7.8	0.96	0.20
OSS_C V W	0.6	43.4	27.1	32.5	16.3	0.82	0.41
OSS_D V W	0.4	39.6	16.6	24.2	23.0	0.62	0.57
OSS_E V W	0.2	24.4	6.2	12.2	18.2	0.32	0.46
OSS_F V W	0	9.8	1.9	4.5	7.9	0.13	0.20
Set 2 (Wet Vertical Samples for $k_h$ measurements)							
OSS_G V W	1.0	39.8	39.8	39.8	0.0	1.0	0.0
OSS_H V W	0.8	45.0	36.9	39.6	8.1	1.0	0.20
OSS_I V W	0.6	45.5	28.2	34.0	17.3	0.86	0.43
OSS_J V W	0.4	40.4	17.3	25.0	23.1	0.64	0.58
OSS_K V W	0.2	29.8	7.2	14.7	22.6	0.38	0.57

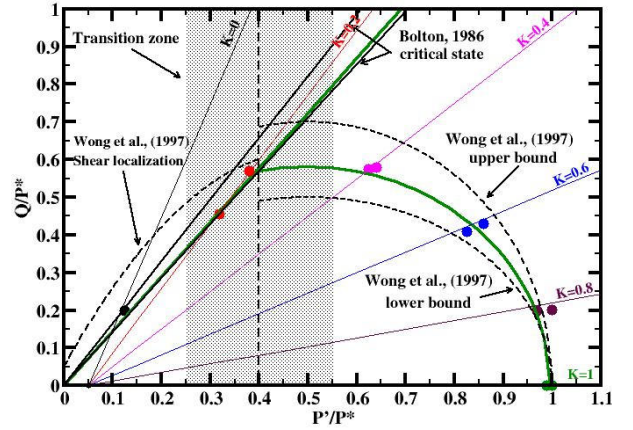


Fig. 11: Normalized yield cap of Otter Sherwood Sandstone (with  $P^*=39.5$  MPa) fitted with modified Cam-Clay model and Wong et al.'s model. Yield stresses are reported as solid symbols along the stress paths starting at the initial hydrostatic pressure  $P_0=2$  MPa.

In **Fig. 11**, the yield stresses were reported in the  $(P'/P^*, Q/P^*)$  normalized stresses space.

Eq. (1) gives the equation of the yield function according to the modified Cam Clay model:

$$f = Q^2 + M^2 P' (P' - P_{co}), \quad (1)$$

where  $M = (6\sin\phi)/(3 - \sin\phi)$  is a material parameter related to the Mohr-Coulomb friction angle  $\phi$ , controlling the shape of the ellipse and  $P_{co}$  is the consolidation pressure controlling the size of the ellipse and corresponding physically to the "memory" of the material.  $M$  corresponds also to the slope of the critical state line.

The best fit of the data to the modified Cam-clay model provides the parameters:  $M=1.2$  and  $P^*=39.5$  MPa.

We observe that the compactive yield surface is between the two bounds defined by Wong et al., 1997 [8]. These bounds have been determined from compilation of experimental data on 6 sandstones with porosities ranging from 14.5 to 35%, tested in triaxial conditions. In addition, the data corresponding to brittle shear failure is included between the two critical state lines defined by Bolton 1986 [36], which were obtained from strength and dilatancy data on 17 sands. Furthermore, the yield stresses corresponding to the compactive behavior (or "shear-enhanced compaction") can also be fitted by the elliptical shape of Wong et al., 1997 [8] given by Eq.(2):

$$\frac{((P'/P^*) - \gamma)^2}{(1 - \gamma)^2} + \frac{(Q/P^*)^2}{\delta^2} = 1, \quad (2)$$

with parameters  $P^*=39.5$  MPa;  $\gamma=0.5$ ;  $\delta=0.55$ .

This ‘static’ description is not sufficient for dynamic modeling. Indeed, during geological loading history and the later industrial field production and sollicitation, the ellipse can be expanded (elastic zone increased - contractant hardening) or can be reduced (elastic zone decreased - dilatant softening). With the modified Cam-clay model passing through the origin, the top of the ellipse can migrate along the critical state line.

With regard to the stress path  $K=0.2$ , the behavior of OSS is purely compactant (**Fig. 9** (d.h)); the yield stress is close to the transition zone located between brittle faulting and compactive behavior; complex damaged zone with conjugate fractures are observed using X-ray tomography (**Fig.10d**). Additional experiments ( $K=0.1$  and  $K=0.3$ ) would be required to better capture the behavior close to the transition zone.

## 6. PERMEABILITY DATA

The vertical and horizontal permeabilities were measured using the continuous flow method during compaction under the different stress paths. Setting a single constant flow rate, the pressure drops are measured continuously during the loading in order to measure the permeability evolutions. Additionally, steady state measurements using different flow rates (higher accuracy) were performed at some stress reference levels (initial pressure, maximum stress at high  $K$  when the rate of plastic deformation is low, after unloading back to initial pressure) as quality control (see solid symbols in **Fig. 12**); the difference between both kinds of measurements is about 3%, which is reasonable. Performing classical pressure step-wise measurements is in practice (1) time consuming and (2) prone to experimental problems when switching repeatedly between different flows lines network for directional permeability measurements. However, by operating in continuous mode, we are not able to measure anisotropic permeability development on a single sample, and we need two sets of samples (V) and (H) to measure vertical and horizontal permeability separately.

### 6.1. Hydro-Mechanical End Effects

It has been shown in previous works [17, 19] that one has to worry about hydro-mechanical end effects (HMEE) when measuring permeability in the axial direction on core samples under stress. To illustrate this point we have plotted in **Fig. 12** the evolution of vertical permeability measured simultaneously on the full-length ( $k_{v,L}$ ) and on the mid-length ( $k_{v,M}$ ) for two stress paths, one showing compaction,  $K=0.8$  (**Fig.9d**) and one showing dilatancy,  $K=0$  (**Fig.9d**).

In both cases the permeability is obtained from Darcy's law with the assumption that the entire core cross sectional area contributes to the flow. We observe that the mid-length permeability is systematically higher than

the full-length permeability (see **Fig. 12**) in the range 10 to 20%. Such discrepancy has also been observed by Dautriat et al., 2009 [17, 19] on Fontainebleau and Bentheimer sandstones (up to 5% and 50%) and on Estailades Limestone (up to 15%), and by Korsnes et al., 2006 [20] on Aalborg chalk (from 4% to 30%). This effect is attributed to hydro-mechanical end-effect in the vicinity of the rock/piston interface: it is significant and should be taken into account in all studies involving permeability measurements. Despite the discrepancy in absolute values, we observe that the evolutions of both permeabilities with stresses are in fact comparable whatever the stress-path, meaning that stress dependent permeability evolution measured classically on the full length should still hold on similar weakly consolidated materials.

We cannot measure HMEE for horizontal permeability measurements, but they surely exist as well. On the one hand, as the injection zone is small, the local stress impact might be more pronounced, but on the other hand with this setup, we measure pressures as close as possible to the rock and expect to limit this effect [19].

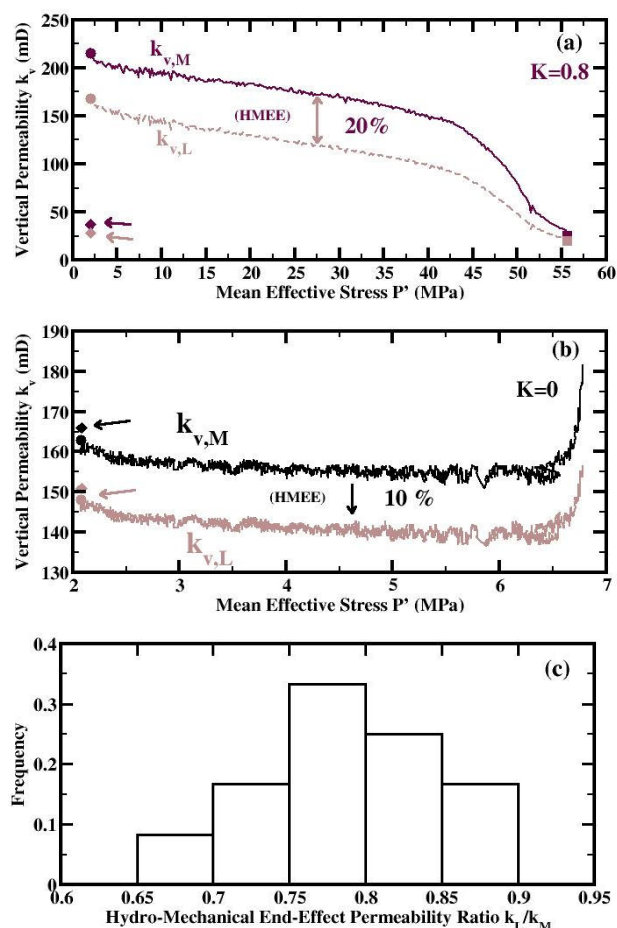


Fig. 12: Examples of Hydro-Mechanical End Effects on vertical permeability measurements: (a, b) intermediate measurements, unaffected by HMEE, show 10 to 30% of permeability gain compared to classical measurements; (c) histogram of HMEE for the 11 samples of sets 1 and 2.

## 6.2. Stress Dependent Vertical Permeability

Despite CT-scan selection, the OSS samples show some scattering of initial vertical permeability measurements (spreading from  $\sim 150$  to  $\sim 250$  mD) due to microstructure heterogeneities. **Fig. 13** shows the results for normalized pressure drops and bulk deformation effect and for permeability evolutions with stress paths.

We observe that the axial pressure drop (**Fig. 13a**) and the vertical permeability evolutions (**Fig. 13c**) follow very closely the volumetric deformation evolutions (**Fig. 9d**); in fact, the permeability is controlled mainly by the pressure drop (term  $1/\Delta P$  in Darcy's law (**Fig. 13a**)), i.e., by the viscous dissipation increase at pore throats levels (local deformations) and only slightly by the bulk deformations (term  $H/D^2$  in Darcy's law (**Fig. 13b**)) corresponding mainly to pores deformation. In the elastic deformation regime, for all stress paths except  $K=0$ , the compression induces an important permeability reduction associated with compaction varying between 30% and 40% as  $K$  decreases towards 0.2. Then in the plastic deformation regime, the permeability decreases more and more rapidly as  $K$  becomes smaller.

As seen on **Fig. 13c**, there is only a slight permeability recovery upon unloading. As shown in previous studies, the applied stresses possibly induce damage of grains by cataclasis (high  $K$ ) and breakage (low  $K$ ), shrinkage of the pore throats and production of fines clogging the pore throats. Deviatoric stress paths in the shear-enhanced compaction regime increase the damage and the permeability drops. A complementary microstructural study using thin-sections and microtomography is in progress to get more insight into the micro-mechanisms of damage.

The normalized vertical permeability evolutions are plotted in the  $(P', Q)$  stresses space from which iso-permeability contours (vertical permeability only) are calculated by interpolation of the experimental data (**Fig. 13d**). This mapping of permeability clearly highlights the fact that the permeability evolution is mainly controlled by the mean effective stress for all stress paths (iso-curves nearly vertical) up to the onset of inelasticity regime where the deviatoric stress starts to influence the permeability reduction (concavity of iso-curves). The permeability reduction rate is firstly a function of mean effective stress and later a function of stress path parameter as well.

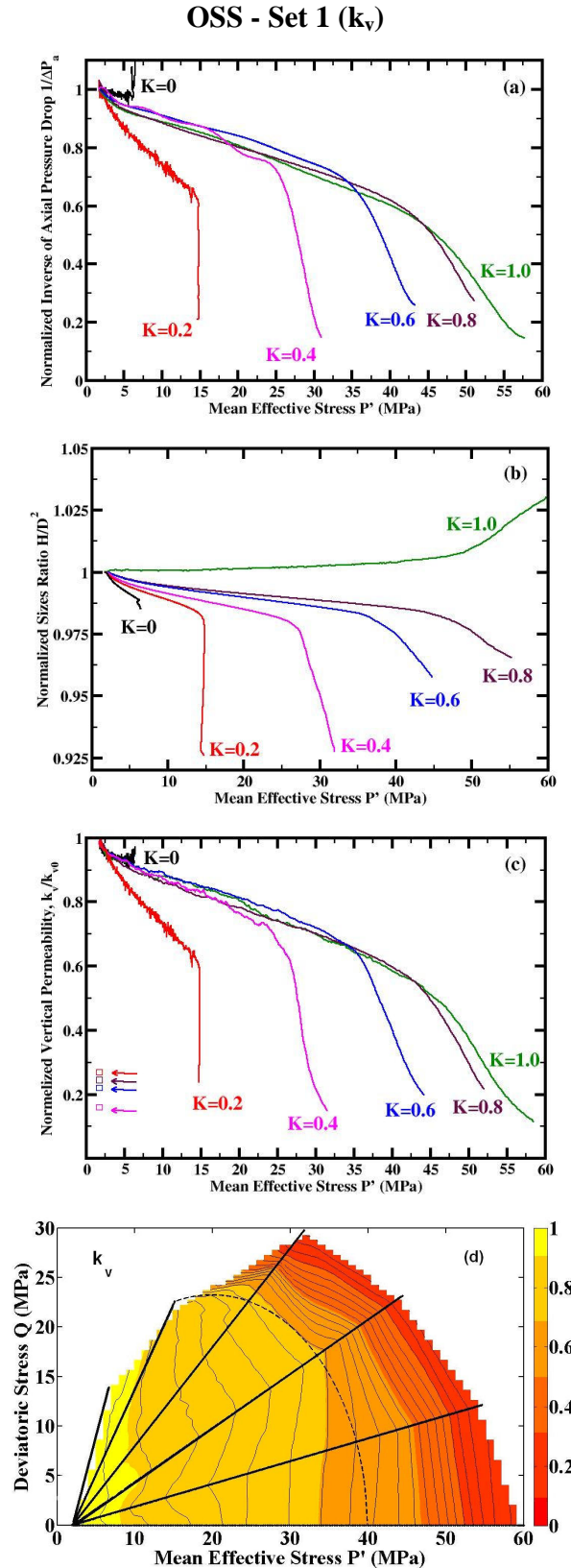


Fig. 13: Stress path dependent: normalized intermediate pressure drops evolutions (a), normalized ratio evolutions  $H/D^2$  (b), normalized vertical permeability evolution (c) and normalized iso-vertical permeabilities in the  $(P', Q)$  stress space (d).



### 6.3. Stress Dependent Horizontal Permeability

Horizontal permeabilities have been measured on the second set of vertical samples (Table 2). Fig. 14 shows the results for the normalized pressure drops. The effect of deformation is small compared to radial pressure drop evolutions (same order as in Fig. 13b) and the pressure drop as response of local deformations at pore throats level drives the horizontal permeability.

Compared to the axial measurements, the radial pressure drops are more important for all stress paths, except for  $K=0.2$ . This could be either due to evolution of HMEE while loading (which was not observed for axial measurements) or to an evolution of initial anisotropy  $k_h/k_v$  with stress path.

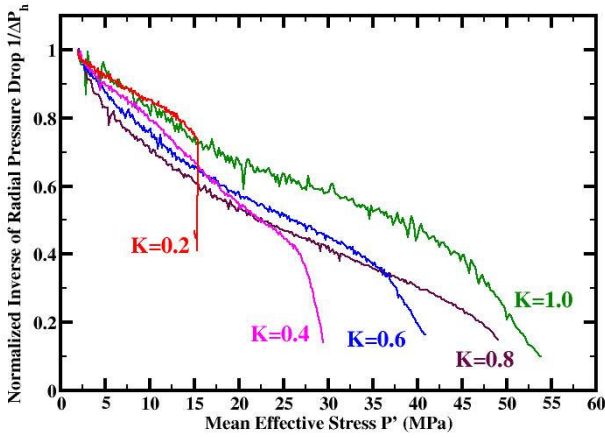


Fig. 14: Stress path dependent normalized pressure drop evolution for horizontal permeability measurements.

#### a. Geometrical factor in isotropic case

Darcy's law needs to be corrected to calculate horizontal permeability  $k_h$ . Instead of a uniform flow section (radial injection area  $S_a$ ), the radial flow shows diverging/converging stream lines (Fig. 15b), interpreted as a true radial cross-sectional area of flow ( $S_n$ ). For an isotropic porous rock, a geometrical factor  $G$ , defined in Eq. (3), is used to correct the Darcy's law (Eq. (4)) as proposed by [18]:

$$G = S_a / S_n, \quad (3)$$

$$k_h = G \cdot \frac{q}{S_a} \mu \frac{D}{\Delta P}, \quad (4)$$

where  $k_h$  is the horizontal permeability,  $q$  is the volumetric flow rate,  $\mu$  is the fluid viscosity,  $S_a$  is the cross sectional flow area,  $D$  is the sample diameter and  $\Delta P$  is the pressure drop.  $G$  is a function of the set-up design (sample dimensions, flow ports dimensions and positions) and can be calculated by numerical simulations using Finite Elements Method as done by [16, 17, 18, 19]. For our set up configuration,  $G=0.1845$ .

During loading, the geometrical factor is dependent to some extent to the strains ( $\epsilon_a$ ,  $\epsilon_r$ ), as the dimensions of the samples evolve. In Fig. 9a, and Fig. 9b we observe that under the different stress paths, the maximum strains are  $\epsilon_a = +2\%$ ;  $\epsilon_r = +0.75\%$  in the elastic deformation regime and  $\epsilon_a = 7\%$ ;  $\epsilon_r = -1\%/+2.7\%$  in the plastic deformation regime. In agreement with Crawford et al., 2008 [16], this corresponds to small changes of  $G$  less than few %, as shown in Fig. 15a.

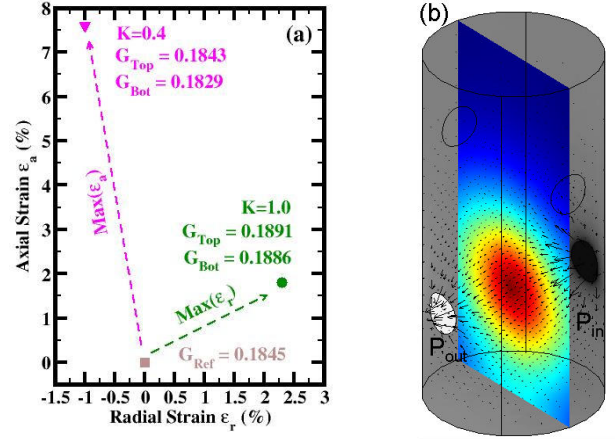


Fig. 15: Strain effects on the geometrical factor  $G$  for OSS, estimated using a F.E. modeling with the sample dimensions (80 mm of height, 38.1 mm of diameter) and the sleeve geometry (9 mm of flow port diameter); (b) Radial flow simulation in a isotropic porous media showing radial flow.

Some authors have thus considered a constant geometric factor  $G$ , independent of strains, when studying the hydromechanical behavior of stiff sandstones showing small deformations and none or small anisotropy or heterogeneous carbonates which anisotropy is difficult to define at the sample scale [17].

Under the assumption of isotropy, if we consider that  $G$  is independent of the strains in the range of applied stresses, the horizontal permeability can be calculated by Eq. (4). The normalized horizontal permeability evolutions are shown in Fig. 16.

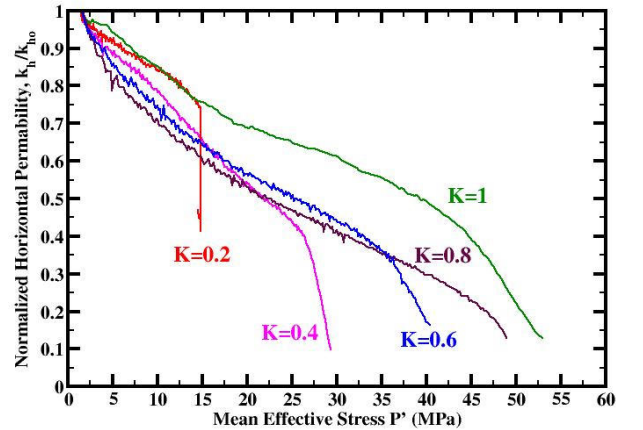


Fig. 16: Normalized horizontal permeability evolutions under the assumption of isotropy.

The horizontal permeability evolution for  $K=0.8, 0.6, 0.4$  are slightly similar and controlled by the mean effective stress up to the onset of inelasticity regime where the deviatoric stress starts to influence the permeability reduction. The permeability evolutions for  $K=1.0$  and  $K=0.2$  deviate from the 3 stress paths above. This might be due to the calculation method for horizontal permeability. It is possible that the assumption of isotropy leads to erroneous horizontal permeability evolution. In order to confirm this feature, it is necessary to consider the anisotropic permeability evolution due to compaction.

### b. Anisotropy factor in anisotropic case

As the Otter Sherwood Sandstone shows microstructural laminations (**Fig. 2, Fig. 3**) and seems to present permeability anisotropy (see Set 3 in **Table 2**), a second correcting factor should be introduced in the Darcy's law to take into account the anisotropic nature of OSS:

$$k_h = A.G. \frac{q}{S_a} \mu \frac{D}{\Delta P}, \quad (5)$$

with  $A$  the anisotropy factor, a function of the ratio ( $k_h/k_v$ ) which can be calculated by Finite Element simulations as well as shown in **Fig. 17**:

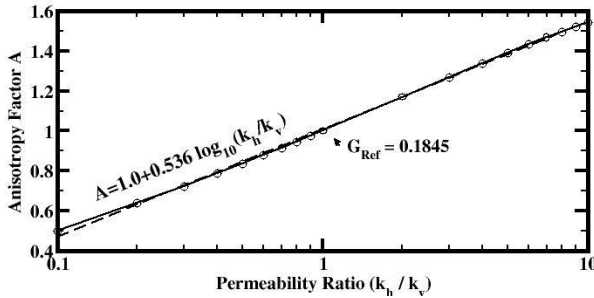


Fig. 17: Anisotropy factor evolution with permeability ratio.

The anisotropy factor  $A$  is strongly dependent on the permeability ratio and follows for our set-up configuration a logarithmic trend in the permeability ratio interval [0.1-10]:

$$A = 1 + 0.536 \log_{10}(k_h/k_v), \quad (6)$$

While loading anisotropic rock,  $A$  is thus expected to evolve with  $k_h/k_v$  ratio;  $G$  can be considered as constant as the influence of strains is of second order compared to the anisotropy evolution.

However, as the evolution of the  $k_h/k_v$  ratio is 'a priori' unknown, to calculate  $k_h$ , one needs either to proceed with an optimization scheme or to solve the equation obtained by combining equations (5) and (6):

$$k_h - 0.536 k_r \cdot \log_{10} k_h - k_r (1 - 0.536 \log_{10} k_v) = 0 \quad (7)$$

where  $k_r = G. \frac{q}{S_a} \mu \frac{D}{\Delta P}$  is the radial apparent permeability, nothing else than (4), i.e.  $k_h$  calculated with the assumption of isotropy ( $A=1$ ). The solution of Eq. (7) can be obtained numerically or by using Lambert W function.

To calculate the horizontal permeability and its evolution with stress paths, we thus need to know  $k_v$  and its evolution with stress paths (**Fig. 13c**). As we measure permeability continuously while loading and thus work with two different sets of samples, we have to rely on the reasonable assumption that the normalized evolutions measured on the first set (**Fig. 13c**) are also representative for the second set.

The horizontal permeability and permeability anisotropy evolutions inferred from this methodology will be presented in a future communication.

## 7. HYDROMECHANICAL MODELING

As OSS exhibits an elasto-plastic behavior, we use the modified Cam Clay model to analyze its mechanical response under proportional stress paths and to predict its hydromechanical behavior. In total four ingredients are required for a full description of the material behavior using an elasto-plastic model [25, 26, 27, 28]: elastic properties, yield surface, plastic potential and hardening rule. For the elastic behavior, the recoverable changes in volume ( $\epsilon_v^e$ ) and shear ( $\epsilon_Q^e$ ) strains are related to changes in mean effective ( $P'$ ) and deviatoric ( $Q$ ) stresses according to:

$$\epsilon_v^e = \kappa \frac{\delta P'}{\nu P'} \quad (8) \quad \text{and} \quad \epsilon_Q^e = \frac{\delta Q}{3G'}, \quad (9)$$

with  $\kappa$  the swelling coefficient,  $\nu$  the specific volume and  $G'$  the shear modulus. For the plastic deformation, if it is assumed that the material obeys to the 'normality condition', then the plastic potential  $g$  and the yield surface  $f$  (Eq. (1)) are identical ( $g=f$ ). The plastic strain increments vector ( $\delta \epsilon_v^p; \delta \epsilon_Q^p$ ) points outward and orthogonally to the yield surface  $g$ , such as:

$$\frac{\epsilon_v^p}{\epsilon_Q^p} = \frac{\partial g / \partial P'}{\partial g / \partial Q} = \frac{M^2 - \eta^2}{2\eta}, \quad (10)$$

with  $M$  the same material parameter as defined in Eq. (1) and  $\eta = Q/P'$  the stress ratio. The magnitude of plastic volumetric strain increment is:

$$\delta \epsilon_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{\nu(M^2 + \eta^2)} \left[ (M^2 - \eta^2) \frac{\delta P'}{P'} + 2\eta \frac{\delta Q}{P'} \right], \quad (11)$$

with  $\lambda$  the "compressibility coefficient".

The different parameters for the modified Cam Clay and elastic properties are determined as shown in **Fig. 18** and reported in **Table 4**, where  $e_0$  is the void ratio at  $P'=1\text{MPa}$  and volumetric hardening  $H$  was deduced from the relationship:  $H=(1+e_0)/(\lambda - \kappa)$ .

For isotropic rock, the elastic response is fully described by two elastic constants, Young's modulus  $E$  and Poisson's ratio  $\nu$ . The best fits on our data sets provide parameters  $E=2.05\text{ GPa}$  and  $\nu=0.31$ , values compatible with the determined bulk modulus  $K=1.8\text{ GPa}$  (**Fig. 8a**).

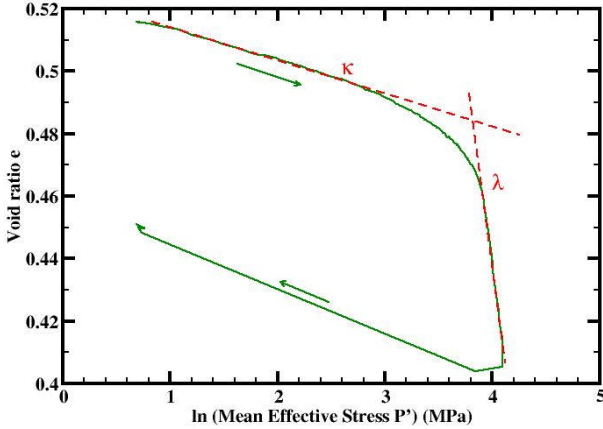


Fig. 18: Determination of elastoplastic parameters  $\kappa$  and  $\lambda$  on the sample OSS\_A loaded under stress path  $K=1.0$ ; bulk elastic modulus  $K$  was determined in **Fig. 8a**.

Table 4: Elastoplastic parameters determined for the Otter Sherwood Sandstone.

$e_0$	$\kappa$	$\lambda$	$H$	$E$ (GPa)	$\nu$
0.526*	0.0125	0.255	6	2.05	0.31

\* value extrapolated from experimental data

Based on these experimentally determined parameters and moduli, strains evolutions are calculated for all stress paths  $K$  using Eq. (8), (9), (10), (11) where the total strain increment is obtained by adding the elastic and plastic components  $\delta\epsilon = \delta\epsilon^e + \delta\epsilon^p$ .

**Fig. 19** shows the calculated volumetric and deviatoric strains versus mean effective stress, compared with the data of **Fig. 9 (c.d)**. For the different tested stress paths, we see that the elastoplastic model reproduces correctly the material behaviour. However, it should be mentioned that we had to use another criterion for the yield stress determination in order to account for the smooth strain and permeability evolutions in the transition regime. The yield cap used for modeling is a little larger than the 'initial' yield cap determined for mechanical characterization (**Fig.11**). Indeed, the slope of critical line is scaled to correspond to this yield cap.

Experimentally, we observe an elastic to plastic transition followed by plastic strain hardening with a

concave upward appearance mostly seen for stress paths  $K=1.0$ ,  $K=0.8$  and  $K=0.4$ . This point was also observed by **Yale et al., 1992 [37]**, for carbonates. The model cannot reproduce the transition zone from elastic to plastic deformation and the upward curvature in the last stage. In order to better fit the data, **Yale et al., 1992 [37]** propose to use a "hardening cap" after initial yielding in their finite elements modelisation; outside this "hardening cap", the material experiences plastic hardening. This cap model differs from the classical critical state theory which considers that an elastoplastic material hardens immediately upon exceeding the yield cap.

One should note that we did not modify the hardening parameter,  $H(e_0, \kappa, \lambda)$  for the different stress paths, meaning that the behavior of OSS for any stress path can then be predicted using the parameters in **Table 4**.

### OSS - Set 1 ( $k_v$ )

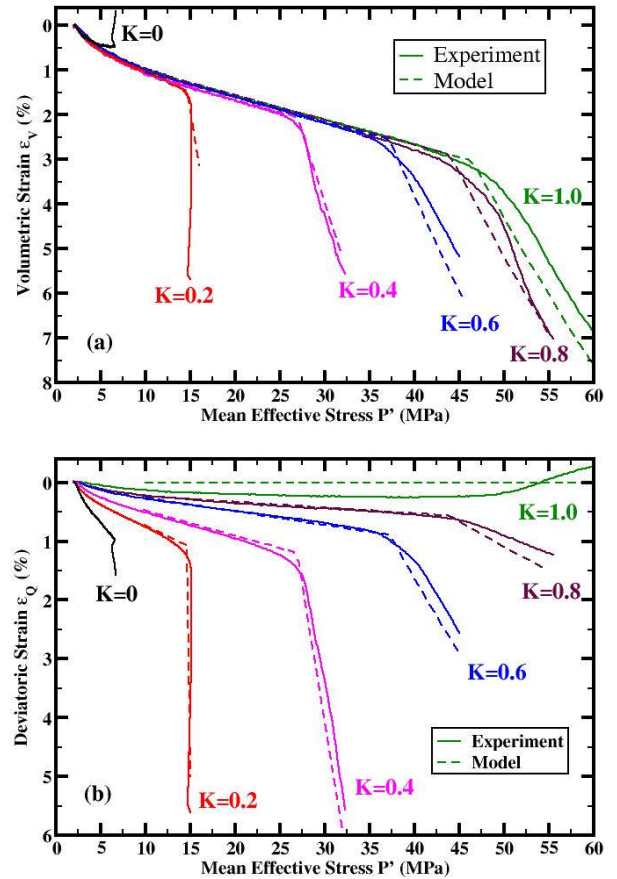


Fig. 19: Elastoplastic model prediction (dashed lines) compared to experimental data (solid lines) of set 1: (a) volumetric strain, (b) deviatoric strain.

Finally we focus on the vertical permeability; to predict its evolutions, we use the formula proposed by Crawford et al., 2005 [24]:

$$k_v = k_{v0} \cdot \exp(C \cdot \varepsilon_{eff}), \quad (12)$$

where  $k_{v0}$  is the initial vertical permeability,  $C$  is a rock parameter fitted on our experimental data set ( $C=0.22$ ) and  $\varepsilon_{eff}$  is calculated from the effective strain increment

$$\delta\varepsilon_{eff} = \sqrt{\delta\varepsilon_v^2 + \delta\varepsilon_Q^2}.$$

**Fig. 20** shows the predicted normalized vertical permeability versus mean effective stress compared to the data in **Fig. 13c**.

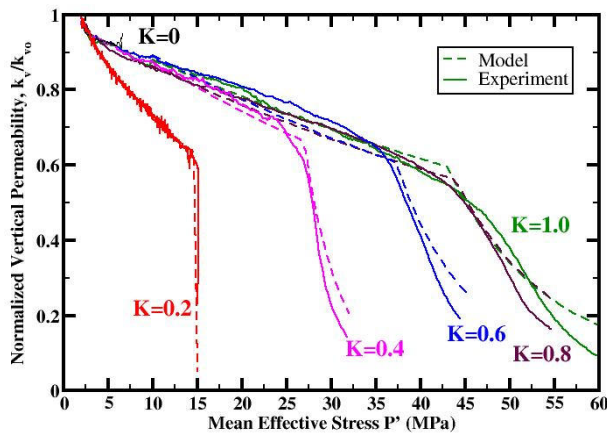


Fig. 20: Normalized vertical permeability evolutions with stress paths  $K$ , compared to experimental measurements

Vertical permeability modeling is closer to the experimental data than the strain modeling. The concave part of permeability is modeled correctly. However, the elastic phase is not really linear like strain curves for all stress paths. It is evident that Eq. (12) is only used to model the permeability evolution when the shape of the yield cap is in concordance with the isopermeability contours, like **Fig. 13d**. Indeed, when incremental plastic strain vectors are orthogonal (associated flow law) to the yield surface, these iso-permeability contours are also orthogonal to plastic strain increment vectors. In other situations, for triaxial measurements, if the permeability is controlled only by the mean effective stress  $P'$  and the reference effective stress  $P_0$ , we can use the formula  $k = k_0 \cdot \exp[-\gamma(P' - P_0)]$  proposed by David et al., 1994 [38]

## CONCLUSIONS

The main results of this study on the hydromechanical behavior of the weakly consolidated and laminated Triassic Otter Sherwood Sandstone (outcrop analog for the Sherwood reservoir of the Wytch Farm oil field) can be summarized as follows:

- The volumetric deformation curves of deviatoric stress paths ( $K < 1$ ) coincide with the traditional 'hydrostatic loading' ( $K = 1$ ) in the initial and second 'elastic' phase of compaction; the stress path reproducing best the uniaxial strain condition stands between  $0.2 < K < 0.4$ .
- Next, in the inelastic deformation regime, the volumetric behavior remains purely compactant for all stress paths investigated, except for  $K = 0$  showing brittle behavior with fracture localization; the transition regime is a function of the stress path, smooth at high  $K$  (spreads over 10-15MPa) and sharp at low  $K$ .
- Yield mean stress decreases as the stress path becomes more deviatoric and both the modified Cam-clay model and the elliptical cap model are suited to capture the onset of plasticity.
- Experimental end effects lead to erroneous measurement of absolute permeability (underestimation of 10 to 30 %), but are not sensitive to compaction.
- For stress paths  $K > 0.4$ , the permeability evolution is mainly controlled by the mean effective stress up to the onset of inelasticity regime where the deviatoric stress starts to influence the permeability reduction. Below  $K \leq 0.4$ , the deviatoric stress influences the permeability reduction from the start. Isopermeability contours in  $(P', Q)$  stress space match the shape of the yield cap.
- Porosity and permeabilities are unrecoverable under inelastic compaction: porosity decreases by few p.u. and permeabilities drop by one order of magnitude.
- Pore-throats tighten slightly and become clogged below  $0.1 \mu\text{m}$ . X-Ray scanner resolution is not sufficient to characterize the damage process and localization for stress paths  $K > 0.2$ ; micro-structural analysis will help to link the mechanical and permeability evolutions.
- Elastoplastic material properties can be fitted by using constitutive modeling and permeability evolutions with stress path are modeled using an exponential function of the effective strain. Smooth regime transition is not reproduced.
- Horizontal permeability measurement cannot be interpreted only by a 'geometry corrected Darcy's law'; as the permeability of the OSS is anisotropic, an anisotropy correcting factor is calculated and a procedure is proposed to calculate the evolutions of horizontal permeability with compaction.

## ACKNOWLEDGEMENTS

We thank IFP Energies nouvelles for permission to publish this study. At IFP School, we thank A. Mascle for supervising the sampling field trip in the Wessex Basin. At IFPEN, we gratefully acknowledge M.C. Lynch for the X-ray tomography and SEM imaging, F. Norrant for the NMR measurements, Y. Hamon and H. Ravelojaona for the thin sections preparation. At UCP, we thank R. Hébert for helping with mineral identification.

## REFERENCES

1. Brignoli, M. and A. Di Federico. 2004. Compaction of unconsolidated sands and stress path effects: Laboratory evidence. *Proc. North America Rock Mech. Symp, 5-9, Jun, 2004, Houston, Texas, U.S.*
2. Newman, G.H. 1973. Pore-Volume compressibility of consolidated, friable, and unconsolidated reservoir rocks under hydrostatic loading. *J. Petroleum Tech. 25: 129-134.*
3. Crawford, B.R., P.F. Sanz, B. Alramahi, and N.L. DeDontney. 2011. Modeling and Prediction of Formation Compressibility and Compactive Pore Collapse in Siliciclastic Reservoir Rocks. *Proc. US Rock Mechanics / Geomechanics Symp, 26-29 June, 2011, San Francisco, CA, US.*
4. Segura, J.M., Q.J., Fisher, A.J.L., Crook, M. Dutko, J.G. Yu, S. Skachkov, D.A. Angus, J.P. Verdon, and J-M. Kendall. 2011. Reservoir stress path characterization and its implications for fluid-flow production simulations. *Petroleum Geos. 17: 335-344.*
5. Ruistuen, H. and D. Rhett. 1999. Influence of reservoir stress path on deformation and permeability of weakly cemented sandstone reservoirs. *Paper SPE 56989, SPE Reservoir Eval. & Eng. 2(3) June 1999.*
6. Rhett, D.W. and L.W. Teufel. 1992. Effect of reservoir stress path on compressibility and permeability of sandstones. *Paper SPE 24756 Annual Technical Conference and Exhibition of the Society of Petroleum, 4-7 October, 1992, Washington, DC, US.*
7. Chang, C.T. and M.D. Zoback. 1998. Viscous rheology and state of stress in unconsolidated sands. *Paper SPE/ISRM 47401 Eurock'98, 8-10 July, 1998, Trondheim, Norway.*
8. Wong, T-F., C. David, and W. Zhu. 1997. The transition from brittle faulting to cataclastic flow in porous sandstone: Mechanical deformation. *J. Geophys. Res. Vol. 102(B2): 3009-3025.*
9. Baud, P., S. Vinciguerra, C. David, A. Cavallo, E. Walker, and T. Reuschlé. 2009. Compaction and Failure in High Porosity Carbonates: Mechanical Data and Microstructural Observations. *Pure & Appl. Geophys. 166: 869-898.*
10. Zhang, J., T-F. Wong, and D.M. Davis. 1990. Micromechanics of Pressure-induced Grain Crushing in Porous Rocks. *J. Geophys. Res. Vol. 95(B1): 341-352.*
11. Zhu, W., P. Baud, and T-F. Wong. 2010. Micromechanics of cataclastic pore collapse in limestone. *J. Geophys. Res. Vol. 115(B4): B04404.*
12. Holt, R.M. 1990. Permeability reduction induced by a nonhydrostatic stress field. *SPE Formation Evaluation. Vol. 5(4): 444-448.*
13. Ferfera, F.M.R., J.P. Sarda, M. Boutéca, and O. Vincké. 1997. Experimental study of monophasic permeability changes under various stress paths. *Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. Vol. 34(3/4), paper No. 037.*
14. Ostermeier, R.M. 2001. Compaction effects on Porosity and Permeability: Deepwater Gulf of Mexico Turbidites. *Paper SPE 66479, J. Petroleum Technology. Vol 53(2): 68-74.*
15. Zhu, W., L. Montési, and T-F. Wong. 2007. A probabilistic damage model of stress-induced permeability anisotropy during cataclastic flow. *J. Geophys. Res. Vol. 112(B10207): 1-22.*
16. Crawford, B.R., D.W. Webb, and K.H. Searles. 2008. Plastic compaction and anisotropic permeability development in unconsolidated sands with implications for horizontal well performance. *Proc. US Rock Mechanics and US-Canada Rock Mechanics. Syms, 29 June – 2 July, 2008, San Francisco, US.*
17. Dautriat, J., N. Gland., S. Youssef., E. Rosenberg, S. Bekri, and O. Vizika. 2009. Stress-Dependent directional permeabilities of two analog reservoir rocks: A prospective study on contribution of  $\mu$ -Tomography and pore network models. *Paper SPE 110455, SPE Reservoir Eval. & Eng. April 2009.*
18. Bai, M., F. Meng, and S. Green. 2002. Improved determination of stress-Dependent permeability for anisotropic formations. *Paper SPE/ISRM 78188 Rock Mechanics Conference, 20-23 October, 2002, Irving, Texas, U.S.*
19. Dautriat, J., N. Gland., J. Guélard., A. Dimanov, and J. Raphanel. 2009. Axial and radial permeability evolution of compressed sandstones: End effects and shear-band induced permeability anisotropy. *Pure & Appl. Geophys. 166: 1037-1061.*
20. Korsnes, R.I., R. Risnes, I. Faldaas, and T. Norland. 2006. End effects on stress dependent permeability measurements. *Tectonophysics 426: 239-251.*
21. Joshi, S.D. 1991. *Horizontal well technology.* PennWell Books.
22. Ayan, C., N. Colley., G. Cowan., E. Ezekwe., M. Wannell., P. Goode., F. Halford., J. Joseph., A. Mongini, and J. Pop. 1994. Measuring permeability anisotropy: The latest approach. *Oilfield Review. Vol. 6(4): 24-35.*

23. Crawford, B.R., M.J. Gooch, and D.W. Webb. 2004. Textural controls on constitutive behavior in unconsolidated sands: Micromechanics and cap plasticity. *Proc. North America Rock Mech. Symp.*, 5-9 June, 2004, Houston, TX, US.
24. Crawford, B.R., D. Yale., K. Searles., G. Dasari., W. Webb, and M.J. Gooch. 2005. Plastic compaction and anisotropic permeability evolution in unconsolidated sand. Communication at Euroconference of Rock Physics and Geomechanics, Oléron.
25. Schofield A. and Wroth P. 1968. *Critical State Soil Mechanics*. McGraw-hill.
26. Wood, D.M. 1990. *Soil behavior and critical state soil mechanics*. 1<sup>st</sup> ed. Cambridge: University Press.
27. Charlez, Ph.A. 1997. *Rock Mechanics. Vol. 2. Petroleum Applications*. 1<sup>st</sup>. Paris: Editions Technip.
28. Whitlow, R. 2000. *Basic Soil Mechanics*. 4<sup>th</sup> ed. Prentice Hall.
29. Svendsen, J.B. and N.R. Hartley. 2001. Comparison between outcrop-spectral gamma ray logging and whole rock geochemistry: implications for quantitative reservoir characterisation in continental sequences. *Marine and Petroleum Geology* 18: 657-670.
30. Holloway, S., A.E. Milodowski, G.E. Strong, and G. Warrington. 1989. The Sherwood Sandstone Group (Triassic) of the Wessex Basin, southern England. *Proc. Geologists' Association. Vol. 100(3): 383-394*.
31. Spencer, P.S. and K.P. Isaac. 1983. Triassic vertebrates from the Otter Sandstone Formation of Devon, England. *Proc. Geologists' Association. Vol. 94: 267-269*.
32. Hogg, A.J.C, I.J. Evans, P.F. Harrison., T. Meling, G.S. Smith, S.D. Thompson, and Watts, G.F.T. 1999. Reservoir management of the Wytch Farm Oil Field, Dorset, UK: providing options for growth into later field life. *Proc. Petroleum Geology of Northwest Europe, 1157-1172*.
33. Bowman, M.B.J., N.M. McClure, and D.W. Wilkinson. 1993. Wytch Farm oilfield: deterministic reservoir description of the Triassic Sherwood Sandstone. *Proc. Petroleum Geology of Northwest Europe, 1513-1517*.
34. Mark, W.H, and M. Gregg. 2003. Magnetostratigraphy of the Sherwood Sandstone Group (Lower and Middle Triassic), south Devon, UK: detailed correlation of the marine and non-marine Anisian. *Palaeogeography, Palaeoclimatology, Palaeoecology*. 193: 325-348.
35. Baud, P., W. Zhu, and T-F. Wong. 2000. Failure mode and weakening effect of water on sandstone. *J. Geophys. Res.* Vol. 105(B7): 16,371-16,389.
36. Bolton, M.D. 1986. The strength and dilatancy of sands. *Géotechnique*. Vol. 36(1): 65-78.
37. Yale, D.P., B. Crawford, and H. Watt. 1998. Plasticity and permeability in carbonates: Dependence on stress path and porosity. Paper SPE/ISRM 47582 *Eurock'98, 8-10 July, 1998, Trondheim, Norway*.
38. David, C., Wong, T-F., Zhu, W. and Zhang, J. 1994. Laboratory Measurement of Compaction-induced Permeability Change in Porous Rocks: Implication for the generation and Maintenance of Pore Pressure Excess in the Crust. *Pure & Appl. Geophys.* Vol. 143(1/2/3): 425-456.

Elsevier Editorial System(tm) for International Journal of Rock Mechanics and Mining  
Sciences

Manuscript Draft

Manuscript Number:

Title: COMPACTION, PERMEABILITY EVOLUTION AND STRESS PATH EFFECTS IN UNCONSOLIDATED SAND AND WEAKLY CONSOLIDATED SANDSTONE

Article Type: SI: 9th Euroconference RP&G

Keywords: stress path; compaction; permeability; hydromechanical coupling; Cam-Clay modified

Corresponding Author: Mr NGUYEN Van Hung, Ph.D Student

Corresponding Author's Institution: IFP Energies nouvelles

First Author: NGUYEN Van Hung, Ph.D Student

Order of Authors: NGUYEN Van Hung, Ph.D Student; GLAND Nicolas, Ph.D.; DAUTRIAT Jérémie, Ph.D.; DAVID Christian, Professor; WASSERMANN Jérôme, Ph.D.; GUELARD Jean, Technician

- Significant experimental campaign is required to fully describe the complex hydromechanical behavior.
- Sand and weakly consolidated sandstone showed very different hydromechanical behavior.
- Strain and permeability showed the same evolutions for weakly consolidated sandstone, but not for sand.
- For sand, the yield stress determination required a specific criterion validated by AE analysis.
- Plastic yielding is controlled by conventional elliptical cap models for both materials.



# COMPACTION, PERMEABILITY EVOLUTION AND STRESS PATH EFFECTS IN UNCONSOLIDATED SAND AND WEAKLY CONSOLIDATED SANDSTONE

<sup>1,2</sup> Nguyen, V.H., <sup>1</sup> Gland, N., <sup>1</sup> Dautriat, J., <sup>2</sup> David, C., <sup>2</sup> Wassermann, J., and <sup>1</sup>Guélard, J.

<sup>1</sup> *IFP Energies nouvelles, 1-4 Av. de Bois Préau, 92852 Rueil-Malmaison Cedex, France.*

<sup>2</sup> *Université de Cergy-Pontoise, Géosciences & Environnement Cergy, 5 mail Gay Lussac, 95031 Cergy-Pontoise, France.*

## ABSTRACT

The influence of stress paths on the mechanical behavior and coupled permeability evolutions of quartz sand packings and a soft sandstone have been investigated. The proposed approach is mainly based on performing drained compression tests keeping constant a stress path parameter  $K$ , defined as the ratio of the horizontal to vertical effective stress increments. Macroscopic mechanical data and the stress path dependency of permeability have been measured in the elastic, brittle and compaction regimes. The microstructural characteristics of unconsolidated materials – coarse rounded grains (Glass Beads) and angular grains (Durance Sand - DS) – and a weakly consolidated sandstone (Otter Sherwood sandstone - OSS) have been quantified in intact and deformed states combining petrophysical core analysis and multi-scale imaging accordingly to the feasibility of sub-sampling the different materials. Two different hydromechanical behaviors were evidenced for each material. The weakly consolidated OSS presents a mechanical behavior similar to consolidated rocks with two distinct regimes of deformation; the transition between these two regimes is a function of the stress path. Reversely the sand shows a gradual transition regime requiring using a curvature criterion to peak yield stresses; this criterion has been validated on the basis of Acoustic Emission analysis. The modified Cam-clay model and the elliptical cap model allow capturing efficiently the yield envelopes. But the yield pressures in hydrostatic conditions used for data normalization are lower than the prediction of Zhang et al's theoretical model due to the angular shape of the sand grains for DS and the heterogeneous mineral composition for OSS. The permeability measurements were performed with intermediate pressure ports to measure accurately the high permeable sand and to avoid end-effects. For OSS permeability evolutions follow closely the volumetric strain evolutions in both the elastic and plastic regime and are

mainly controlled by the mean pressure before yield. At these critical stresses, permeabilities drop drastically under the influence of deviatoric stress. Reversely for DS, the correlation between strain and permeability is not obvious as permeability reduction is pronounced at early stage of loading.

## 1. INTRODUCTION

It is well known that the mechanical compaction of porous rocks can induce inelastic deformation and irreversible changes of porosity. At the time scale of geological processes, the burial of sedimentary rocks leads to compaction and variable consolidation degree; at shorter time scale, the industrial underground activities, such as petroleum production or gas storage can affect the reservoir integrity. For instance, pressure depletion associated with hydrocarbon production may induce large strains and plastic deformations of the reservoir rocks, with serious consequences, such as subsidence, well failures, permeability damage, and reservoir impairment. Although 60% of oil and gas reserves are found in carbonate reservoirs, approximately 90% of the world's oil and gas wells are drilled in sandstone reservoirs [1]; many new reservoirs are discovered in the North Sea, Shetland Island U.K, Gulf of Mexico, off-shore Angola and Brazil in unconsolidated sands or weakly consolidated sandstones [2] more prone to compaction. Thus it is important to have a fundamental understanding of the mechanics of compaction for this kind of geomaterials.

Several laboratory studies have focused on the compaction behavior of siliciclastic rocks, mainly sandstones [3, 4, 5, 6, 7, 8] and also carbonates [9, 10, 11]. Under isotropic compression, macroscopic inelastic compaction associated with the breakage of particles was identified for most granular rocks at high stresses [12] and porous rocks [13]. Earlier and recent studies focused on determining a correlation between microstructural parameters and the critical pressure  $P^*$  at the onset of grain crushing under hydrostatic compaction loading [3, 13, 14]. A power law relating grain size times porosity to the critical pressure was identified for glass beads, porous sandstones [3] and rounded sands [14]. On the basis of a Hertzian fracture model, and an homogenization scheme, Zhang et al., 1990 [13] predicted an exponent equal to  $n=-1.5$  for that power law. On the basis of recent experimental results on rounded Quartz sand (Ottawa Sand) dense packings with selected range of sizes, Karner et al., 2005 [14] found that the  $P^*$  value depends on the grain size via a power-law relationship with exponent  $n=-0.68$ ; accounting for the packing porosity (31.7 – 37.9%) this result agrees with the former model. For more general deviatoric stress paths, once the stress state reaches the yield point, the plastic strains are accommodated either through brittle shear failure (either dilatant or compactant behavior) or

compactive pore collapse. As the permeability is mostly systematically measured in the direction of maximal vertical stress (vertical permeability), an important reduction of magnitude is generally measured; enhancement of vertical permeability has rarely been observed [15, 16] only for extreme deviatoric stress paths.

In order to investigate in the laboratory the coupled mechanisms of reservoir compaction and permeability evolution during the depletion, many authors [8] assumed that the reservoir compacts following uniaxial strain, so-called oedometric conditions, i.e. without lateral strains. However, field observations performed by [15, 17, 18] have confirmed that stress state evolutions could be more complex and rarely satisfy purely uniaxial conditions. Rhett et al., 1992 [15] introduced a stress path parameter  $K$ , defined as the ratio between the rate of effective horizontal stress increase  $\Delta\sigma'_h$  and the rate of effective overburden stress increase  $\Delta\sigma'_v$ , from initial reservoir conditions, which accounts for observed field stress state evolutions during the production.

The behavior of soft rocks has traditionally been tested within the context of soil mechanics. Thus, the laboratory studies have usually investigated mechanical behavior under low pressure hydrostatic conditions [16]. In the context of oil and gas industry, the reservoir rocks are commonly located at depths down to several kilometers [2, 19, 20], therefore it is required to test uncemented sands or weak sandstones also at high pressures, up to 100 MPa effective pressures. Previous studies have shown that the behavior of such rocks at high pressure has much in common with simple frameworks such as Critical State Soil Mechanics [21, 22, 23]. Mainly in the petroleum and geomechanics literature, several authors [6, 17, 18, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30] have investigated experimentally the effect of pressure and stress path in this range of interest on the compaction and sometimes on the coupled permeability evolution; yet a general correlation to predict the compaction and permeability under different stress path is missing.

In this paper we report an experimental hydromechanical study on a high permeability unconsolidated river sand and a porous weakly consolidated Triassic outcrop sandstone using a special experimental setup used for combining rock compaction and fluid flow capabilities. Our goal is to provide a comprehensive database to characterize the stress-dependent properties of unconsolidated and weakly consolidated geomaterials. This data set will be used to define and build a hydromechanical model in a further work. In the first part of this paper, hydrostatic tests were performed on both materials (and also on a reference glass beads material to calibrate the experiments) in order to compare their respective

yield pressures with published experimental results and the prediction of the model proposed by Zhang et al., 1990 [13]. In the second part, several stress path compaction tests have been carried out to identify their respective yield stresses. These results were used to determine the plastic yield surface. For both hydrostatic and deviatoric stress paths, damage analysis based on petrophysical measurements and imaging is presented. Finally, we aim to further understanding the vertical permeability evolutions under these deviatoric stress paths. We pay attention to the end-effects which can sometimes induce errors preventing to get the "true" vertical permeability value [31].

## 2. EXPERIMENTAL METHODOLOGY AND MATERIALS

### 2.1. Experimental Setup

The hydraulic triaxial cell used for this study (**FIGURE 1**) has been previously used by Dautriat et al. 2009 [7] to measure vertical and horizontal permeabilities for consolidated rocks such as sandstones and carbonates. The cell is operated with two high-pressure pumps (up to 69 MPa) to control independently the confining  $P_c = \sigma_r$  and axial  $\sigma_a$  stresses in order to apply different stress paths. The pore pressure regulation is achieved by a back pressure device while the flow is generated by a lower pressure pump (up to 25 MPa).

In order to measure the large vertical and radial strains of unconsolidated material, we used a couple of external linear variable differential transformer sensors (LVDT) (range  $\pm 5$ mm) fastened to the upper mobile piston and a dual cantilever sensor (range  $\pm 3$ mm) fastened to the nitrile sleeve inside the cell. The volumetric ( $\varepsilon_v$ ) and deviatoric ( $\varepsilon_Q$ ) strains are calculated from the axial ( $\varepsilon_a$ ) and radial ( $\varepsilon_r$ ) strains as:  $\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r$  and  $\varepsilon_Q = 2/3(\varepsilon_a - \varepsilon_r)$ .

In this study we report only vertical permeability data measured in the axial direction of maximal stress. Two pumps generate either oil or brine flow rates  $Q$  into the samples (pressure up to 15 MPa and 35 MPa respectively). Two permeability values are actually measured (**FIGURE 1(b)**):  $k_{v,T}$  over the total length of the sample ( $L_T \sim 80$  mm) and  $k_{v,M}$  over an intermediate length ( $L_M = 60$  mm) corresponding to the spacing of the pressure ports located radially on the sleeve. The latter allows to avoid hydro-mechanical end-effects and also enables to measure very high permeable geomaterials such as coarse grained sands. Two pressure differential devices are connected to the pistons flow lines

and to the pressure ports to measure the pressure drops simultaneously  $\Delta P_T$  and  $\Delta P_M$ . The permeabilities are derived from Darcy's law:

$$k_{v,T/M} = Q \left( \frac{\mu}{\Delta P_{T/M}} \right) \left( \frac{L_{T/M}}{S} \right) \quad (1)$$

written in such a way to highlight the respective influence of fluid flow, pressure drop and sample geometry on the permeability value, as will be discussed later.

To control and measure the pore pressure  $P_p$  respectively under drained and undrained conditions, a pressure sensor is connected to the bottom piston flow line.

The cell and flow lines are set inside an oven to better control the temperature of the experiments when required.

## 2.2. Strategy for selecting the materials for the study

As mentioned above, the triaxial cell has been used before to study the behavior of consolidated rocks. For this study, we focus only on the hydromechanical behavior of unconsolidated sand and weakly consolidated sandstone.

Firstly, we chose a simple commonly used reference material on the basis of existing models, glass beads which have been studied by many authors, Garbrecht 1993; Yin and Dvorkin 1993 (cited by [3]). This material was tested generally under hydrostatic loading and agrees well with the Zhang et al., 1990's [13] model for the prediction of the critical pressure based on Hertzian contact theory and crack propagation mechanics. Thus glass beads have been used as a model material in order to calibrate our experimental procedure.

Secondly, starting from the knowledge of other experimental studies [5, 14, 32] we were looking for an analogue material for the study of unconsolidated sands. Many authors, Lambe and Whiman 1969; Dewars and Hajash 1995; Zoback 1975; Dewars and Hajash 1995 (cited by [13]); Karner et al., 2003 [14]; Crawford et al., 2004 [20] have worked on Ottawa sand from the St. Peter Sandstone deposits in Illinois, an almost pure Quartz coarse-grained rounded sand. In this study, we preferred to choose a fluvialite sand from the Durance river (France) as a natural analogue of unconsolidated sands. The Durance sand (DS) is also a Quartz rich coarse grained sand, but the grains are angular, which is more common in natural geological environments.

For both unconsolidated materials, we want to make sure that the transition zone between elastic and non elastic regimes can be reached within the range of capability of our pressure vessel and preferably between 20 to 40 MPa. The beads and sand grain size were chosen accordingly on the basis of correlation obtained from studies on glass beads and Ottawa sands [3, 13, 14]. It is worth to mention that both unconsolidated materials of equivalent grain size have thus high permeability.

Finally, we studied the hydromechanical behavior of a very weakly consolidated sandstone, with a heterogeneous mineralogical content, the Triassic Otter Sherwood Sandstone (called hereafter OSS). Otter Sherwood sandstone outcrops in Wessex, South–West of England, it was directly sampled from Ladram Bay cliffs. This sandstone belongs to the family of Triassic Sherwood Sandstone group [33, 34] being the reservoir rocks of the nearby onshore Wytch Farm Oil Field in Dorset, which main producing units are located at a depth of approximately 1500 m [35, 36].

### 2.3. Sample Preparation

Two kinds of preparation were followed according to the different materials consolidation.

**Unconsolidated Sand:** The sand was first sieved to select an appropriate narrow grain size distribution. The unconsolidated samples were prepared directly in the sleeve of diameter  $D=38.1$  mm. The sample assembly was gently vibrated by tapping on the bottom piston so as to precompact the material and minimize the initial porosity  $\phi_0$ . In a first stage all samples have been compacted at an initial hydrostatic pressure. Purely mechanical tests were performed in both dry and brine saturated conditions while hydro-mechanical tests were performed with oil as saturating fluid; for the measurements of very high permeability, a viscous oil (MARCOL 172,  $\mu = 26$  cp at  $40^\circ\text{C}$ ) was selected to reduce the mobility ratio  $k/\mu$  and allow differential pressure ( $dP$ ) measurements. Samples were saturated after minimum 3 hours of vacuum. The cell and the system lines were regulated at  $40^\circ\text{C}$  with the oven in order to get a thermal stability and tune oil viscosity for  $dP$  sensors. Finally, a slight flow was maintained through the sample during one night to insure a perfect saturation by flushing residual trapped gas bubbles, while the pore pressure was regulated at  $P_p = 0.5$  MPa using a back-pressure regulator (**Table 1**).

**Weakly Consolidated Sandstone:** The outcrop Otter Sherwood Sandstone samples were cored perpendicular to the apparent bedding plane, with a nominal diameter of  $D=38.1$  mm and cut with a length of  $H \sim 80$ mm. All samples were dried inside an oven regulated at  $60^{\circ}\text{C}$  for at least 48H. The density profiles of each dry sample were then measured using an X-ray CT-scanner. The samples have been selected for the hydro-mechanical tests with respect to their homogeneous density profiles to avoid any effect of structural heterogeneity. Those samples required careful handling and manipulation while being set in the sleeve and cell due to their very weakly consolidated nature. Preliminary hydrostatic pressure was set at 2 MPa (**Table 1**) in order to ensure sealing of the core sleeve on the sample and proper setting of the radial extensometer. Except one mechanical test performed in dry condition, all the other hydro-mechanical tests were performed using NaCl brine at  $20 \text{ g.L}^{-1}$  concentration. The saturating procedure is similar to the sands. Those tests were performed at the laboratory regulated temperature close to  $20^{\circ}\text{C}$ ; the pore pressure was regulated at  $P_p = 0.5$  MPa as well (**Table 1**).

At that point, deformation sensors LVDT and cantilever are initialized and a compression experiment is ready to begin.

#### *2.4 Microstructural and Mineralogical Properties*

**Unconsolidated Sand:** The Durance sand was sieved with sieve fraction (1000-1100)  $\mu\text{m}$  in order to obtain a grain size distribution close to the one of the reference glass beads ( $\sim 1000 \mu\text{m}$ ). The actual grain size distributions was characterized by Particle Laser Diffraction (PLD) method (giving a volume equivalent dimension) (see **FIGURE 6**) using respectively refraction index of the minerals Glass and Quartz; respective rounded and angular shape of the grains may have some influence on the measured size distribution of reference glass beads and sieved Durance sand.

**Weakly Consolidated Sandstone:** While the sand is considered homogeneous in composition with almost exclusively quartz content, mineralogical content of the Otter Sherwood sandstone is much more complex. Using X-ray diffraction, [37] showed that this sandstone is composed of Quartz (mean 30%, range 26.5-43.5%), Feldspar (mean 18.3%, range 13-26%), detrital Clays dominated by Illite

(mean 11.8%, range 3.5-29%) and some Micaceous (mean 2.1%, range 0-7%). We confirmed this mineralogy by a petrography study on thin sections; from SEM imaging, we estimated the fractions of Quartz and Feldspar to (58 and 27%) respectively. For Otter Sherwood sandstone particle size distributions were estimated on crushed samples using major mineral (Quartz) Refraction Index; it presents a much wider distribution of grain sizes but this result should be considered as qualitative information only due to the mineralogical heterogeneity of the material.

**FIGURE 2** shows micrographs obtained under optical microscopy for the three materials, in which one can see the coarse rounded grains of the glass beads, the coarse angular grains of Durance sand, and the fine grained Otter Sherwood Sandstone with its heterogeneous composition. For the latter, we also observe laminations with finer grains and reduced porosity.

### *2.5 Petrophysical Parameters*

The petrophysical parameters, porosity and permeability, were determined for each material.

**Durance Sand:** For the Durance sand, the porosity of each close packing was estimated at the initial hydrostatic pressure from the bulk geometrical volume of the sleeve (corrected by the initial deformation) and the mass of sand grains. The initial permeability  $k_{v,M}$  was then measured by the steady-state multi flow rates technique; yet, because of the very high permeability of the sand, the additional pressure drops of the system flow lines and the sample end effects covers the differential pressure due to the flow inside the packing; the only way to sample this pressure differential for such highly permeable sand was by taking advantage of the local pressure ports molded on our sleeve and connecting them to an accurate  $\pm 15$  mbar dP sensor. It is worth noting that it is clearly not a trivial measurement.

**Otter Sherwood Sandstone:** For the weakly consolidated Otter Sherwood sandstone, the porosity measurement was obtained by the saturation technique (volume of fluid injected in the pore space under vacuum corrected from dead volumes), as well as by various conventional core analysis methods on smaller samples, such as Helium porosity, NMR porosity and Mercury porosimetry (**FIGURE 3**). The initial permeabilities were also measured by the steady-state multi flow rates technique; the two



measurements  $k_{v,T}$  and  $k_{v,M}$  were obtained simultaneously using the  $\pm 400$  mbar dP sensor connected on the system flow lines and the  $\pm 75$  mbar dP sensor connected to the local pressure ports.

Uncertainties on porosity and permeability measurements were calculated using error propagation equations as shown in [7]. The average petrophysical properties of each geomaterial are reported in **Table 2**.

### 3. EXPERIMENTAL RESULTS

#### 3.1. Hydrostatic Compaction

For each material, a reference hydrostatic compression experiment was performed first, in drained condition, with the pore pressure maintained constant at 0.5 MPa. The pressure was increased at a rate of  $0.1 \text{ MPa}\cdot\text{min}^{-1}$  up to  $P \sim 60$  MPa while monitoring strains evolutions.

##### a. Critical Pressures Determination and Zhang et al's Model:

The three hydrostatic compaction curves (mean effective stress - volumetric strain) of glass beads, Durance sand and Otter Sherwood sandstone are shown in **FIGURE 4**. The deformations are strictly compactant. Each curve presents an inflection point corresponding to a critical effective stress beyond which the decrease of volumetric strain is steeper marking the transition between the elastic and plastic regimes. As shown in **FIGURE 4(a)**, while the linear part of the curves (elastic regime) is clearly identifiable for the glass beads and the Otter Sherwood sandstone, it is not straightforward for the Durance sand. The onset of plastic collapse (initiation of pervasive grain crushing), i.e. the so-called critical pressure  $P^*$  [13], is picked as the endpoint of the linear evolution of the volumetric strains. For the glass beads, this value is close to  $P^* = 29.5$  MPa and for the Otter Sherwood sandstone the onset of plastic collapse occurs at  $P^* = 39.5$  MPa. For the Durance Sand, the strain curve does not show any sharp variation of the curvature of the stress-strain curve, making difficult a clear picking of the deformation regime change. Consequently to identify a yield stress, we had to use another criterion following the work of Mesri et al., 2009 [32], the point of maximum curvature of the stress-strain curve  $\text{Max}(\varepsilon_v'' / (1 + \varepsilon_v'^2)^{3/2})$ : **FIGURE 4(b)** highlights the method of determination of the yield stress value for the Durance Sand, leading to the value  $P^* = 9.8 \pm 0.6$  MPa.

The experimental values of  $P^*$  can be compared to the prediction of Zhang et al., 1990 [13] model based on the Hertzian contact theory and crack propagation mechanics. Zhang et al., 1990 [13] proposed a power law describing the dependency of the critical pressure with micro-structural attributes:  $P \propto (\varphi R)^n$ , where  $\varphi$  is the porosity,  $R$  is the mean grain radius and  $n = -1.5$ . This power law relation has been tested and validated on glass beads, on consolidated porous sandstones by Wong et al., 1997 [3] and more recently on rounded quartz sand by Karner et al., 2005 [14]. Using this law with the measured porosity and the mean grain radius determined by Laser Diffraction (see **FIGURE 3**) and confirmed by thin sections and SEM images analysis, the predicted critical pressures  $P^*$  are roughly 30 MPa for the glass beads, 20 MPa for the Durance sand and 800 MPa for Otter Sherwood sandstone. The model is in good agreement with the critical pressure measured on the reference glass beads but overestimates by a factor 2 the critical pressure value of Durance sand, and by more than one order of magnitude that of Otter Sherwood sandstone, **FIGURE 4 (c)**. The reason for such discrepancies can be the heterogeneous nature of OSS and the sharpness of grains in the Durance sand that are not in agreement with the assumptions of the model.

An additional hydrostatic compression test was performed on Durance sands by sieving grain sizes twice smaller  $d_g \sim 0.55\text{mm}$  with the expectation of increasing  $P^*$  by few tens of MPa with regard to the cell pressure range. While the maximum curvature point could be identified for the sand with bigger grain sizes **FIGURE 4 (d)**, the inflection point disappears with smaller grain sizes. We thus decided to keep the former grain sizes for the study.

#### *b. Acoustic Emission Contribution*

As was mentioned above, it is very difficult to get an accurate estimation of the critical pressure for the Durance sand from the stress-strain data. Therefore we decided to conduct an additional test on the experimental device available at Cergy-Pontoise University, which has the advantage to allow for the recording of acoustic emissions (AE) during loading. The experimental procedure was basically the same as the hydrostatic test ( $K=1.0$ ) at IFPEN, except the fact that we used tap water to saturate the sand, and the loading rate  $\dot{\sigma}_a$  was lowered to  $0.06 \text{ MPa}\cdot\text{min}^{-1}$ . A piezoelectric transducer was glued inside the triaxial cell on the metallic piston in contact with the bottom end of the sample, as close as

possible to the granular assembly. This transducer was used as a passive AE recorder and was connected to a Vallen AMSY-5 acoustic emission recording device. This system permits to analyze the evolution of acoustic emission activity during hydrostatic loading. In consolidated rocks like sandstones, it is well-known that the onset of grain crushing and pore collapse results in a surge in AE activity when the applied effective confining pressure reaches  $P^*$  [38]. **FIGURE 5** shows the evolution of effective confining pressure and AE event signal energy per second vs. time. The total number of acoustic emissions detected during this test was extremely large: more than 1 million AE events were recorded, a number which is much higher than what is usually observed in similar experiments on consolidated siliciclastic rocks. The “energy” given by the Vallen recording device corresponds to the squared amplitude (in Volts) of the recorded AE integrated over the AE duration, so the energy released per second is given in **FIGURE 5** in  $\mu\text{V}^2$ . As for the previous experiment shown in **FIGURE 4(a)**, no clear change in the stress-strain plot was observed, but looking at the time evolution of the AE energy released per second, we can see that there is a maximum which corresponds to an effective stress of about 10 MPa, which is close to the  $P^*$  value of 9.8 MPa estimated from the maximum curvature criteria as explained above. Therefore our acoustic emission analysis in a sense validates the estimated value of  $P^*$ . It is worth to mention that the AE activity plot is somehow very different from the ones obtained on consolidated rocks. Indeed, it is generally observed in the latter a sharp increase of AE activity once the applied pressure approaches  $P^*$ , but no significant activity below  $P^*$ . Here we found that the AE activity increases with a sharp slope almost from the beginning. The reason for such a difference is that in unconsolidated materials acoustic emissions are probably associated not only to intragranular damage but also to frictional slip events at grain contacts, when grains are moving under increasing load, whereas in consolidated rocks acoustic emissions are mostly a manifestation of grain breakage.

AE is considered as a small scale analogue to seismicity [39]. In rock failure experiments performed at the laboratory scale, the AE amplitude distributions follow generally a relation very similar to the well-known frequency-magnitude relation observed for earthquakes [40, 41]. Thus, for AE related to rock failure experiments, the analogous relation is  $\log N(> A) = c - b \cdot \log A$ , where  $N$  is the number of AE events with an amplitude larger than  $A$ ,  $c$  is a constant similar to the so-called  $b$ -value in seismology.

In our study we use AE event signal energy  $E$  considered as more representative of the energy radiated by the source than the maximum amplitude. The geometric spreading and the attenuation are not considered in this analysis of AE energy distribution:

$$\log N(> E) = d - b_E \cdot \log E \quad (2)$$

where  $N$  is the number of AE events with a signal energy larger than  $E$ ,  $d$  and  $b_E$  are constants.  $b_E$  is the slope of the linear regression performed in the linear part of the distribution in log-log scale (**FIGURE 5(b)**). The large number of recorded events (more than 1.7 millions) for the sand, allow an accurate estimation of the  $b_E$ -value evolution during the test (**FIGURE 5(c)**). A drop of the  $b_E$ -value from about 1.1 down to 0.7 is clearly observed, followed by a recovery close to the initial value. The minimum  $b_E$ -value corresponds approximately to a pressure of  $6 \pm 1$  MPa, thus well below  $P^*$ . These fluctuations were already observed by Main et al. 1990 [41] in consolidated rocks such as porous sandstone and by Lockner et al. 1991 [42] in granite during compression tests; the authors interpreted the drop of the  $b$ -value as a precursor of the failure. Our results on Durance sand compacted hydrostatically show similar behaviour of the  $b_E$ -value. Thus, we verified that  $P^*$  determined from curvature criterion is compatible with the occurrence of the drop of the  $b_E$ -value (precursor of the grain crushing) and the peak of the AE energy (**FIGURE 5(a)**).

### *c. Damage Analysis*

#### **Unconsolidated Sands:**

After unloading the samples deformed hydrostatically up to 60 MPa and specimen extraction (thanks to former brine saturation, salt deposit at grains contact consolidated sufficiently the sand), analysis of damage was performed. First, evolutions of grain size distributions by PLD were performed (see **FIGURE 6(a, b)**). Grain damage has clearly occurred for both unconsolidated materials as shown by the flattening of the distribution peak at  $d_g = 1$  mm (frequency decreased by a factor 2) and the development of a tail towards small particles sizes down to 100  $\mu\text{m}$  and less. Yet it also means that not all the particles were broken and that some of them may only be cracked or even undamaged. Part of macroscopic samples were then saturated with epoxy resin and miniplugs of 10mm diameter were cored and imaged by X-ray micro-tomography with a pixel size of  $\sim 10\mu\text{m}$ . **FIGURE 7(a, b)** shows the  $\mu$ -CT images of the compacted glass beads and Durance Sand; in both case, we observe Hertzian fractures radiating from some grain contacts, fine particles aggregates resulting from complete grain crushing and some undamaged grains. These observations are in agreement with the grain sizes distribution of compacted samples. Durance sand shows a more homogeneous distribution of cracked and crushed particles while glass beads presents clusters of undamaged particles surrounded by a

connected network of crushed material, which geometry reminds force chains network as shown in numerical simulations (e.g. [43]). This observation might explain the difference of mechanical behavior between the sand and glass beads.

### **Otter Sherwood Sandstone:**

Grain size distributions were also measured by PLD (see **FIGURE 6(c)**) on OSS. Distribution peak decreases by 30%, the distribution tail is broader and sub-micron particles appear. To observe damage of this complex mineralogical sandstone, SEM imaging on thin sections were performed (**FIGURE 7(c)**). We observe fractures propagating through grain contacts and zone of crushed material; these features are observed equally in Quartz and Feldspar grains. Indentation of Feldspar by quartz grains are also observed, but such deformation pattern preexists in the undeformed material. As for the unconsolidated material, few undamaged grains are also present; the micas present strong plastic deformation of kinking; as these minerals are softer, they are compressed and strongly deformed to accommodate the local movements of Quartz and Feldspar grains. Inelastic deformation of mica mineral is expected to occur at lower stress and may contribute to early plastic deformation, but the overall mechanical behavior should be dominated by the major minerals. Some of these observations on OSS are similar with the one of Zhang et., al 1990 [13] on the weakly consolidated Boise sandstone.

## *3.2. Compaction tests with different stress paths*

### *a. Experimental procedures*

Different stress paths with constant  $K = \frac{\Delta\sigma'_h}{\Delta\sigma'_v}$  were investigated in this study in addition to the hydrostatic compression ( $K = 1$ ), in order to fully characterize the hydromechanical behavior of the tested materials, where  $\Delta\sigma'_h$  represents the change in radial effective stress and  $\Delta\sigma'_v$  the change in axial effective stress (**FIGURE 8**). Two types of tests were performed:

- (1) Drained proportional triaxial stress path with constant  $K = [0.0;0.2;0.3;0.4;0.6;0.8]$ ,
- (2) Undrained triaxial compression at different confining pressures (only for the sand).

In order to be able to compare all our experiments, we run all the tests with the same axial loading rate  $\dot{\sigma}_a = 0.1 \text{ MPa}\cdot\text{min}^{-1}$ .

### *b. Mechanical behaviors*

Different deviatoric compression tests following stress-paths  $K$  of 0.0, 0.2, 0.3, 0.4, 0.6 and 0.8 were performed on Durance sand and Otter Sherwood sandstone. The evolution of strains (axial, radial, volumetric and deviatoric) with mean effective stress is shown in the **FIGURE 9**. As radial extensometer was unavailable during permeability measurements of oil saturated sand, deformations measured for dry sand are presented instead.

First we observe an initial compaction regime up to 2.5 MPa (except  $K=0.2$ ) for Durance sand and 10 MPa for Otter Sherwood sandstone. This is due to a rearrangement of sand grains towards tighter packing and the closure of voids at the microstructure scale (pre-existing micro-fissures, relaxed contacts) in the weakly consolidated sandstone.

Then in the "elastic" deformation regime, we observe for the sandstone that the evolution of volumetric strain is similar for all proportional triaxial stress paths and that the behavior is strictly compactant; for  $K=0$ , the elastic deformation regime has not been reached when inelasticity starts. For the sand, a linear elastic evolution is difficult to identify and the evolution towards the inelastic regime is widely spread and controlled by the stress path. We observe that the stress path parameter  $K$ , showing the deformation behavior comparable to a uniaxial strain condition (i.e. zero radial deformation) ranges in the interval [0.4; 0.6] for the sandstone and [0.2; 0.4]. This condition is commonly assumed as an approximation of the actual stress path followed by a reservoir, assuming one-dimensional compaction associated with fluid pressure depletion [7].

The transition from elastic to inelastic regime is sharper for the sandstone than for the sand at any value of  $K$ , and for each material the transition becomes smoother for increasing value of  $K$ . When exiting the elastic deformation regime, while the axial deformation is strictly compactant, the radial deformation evolution reverses for stress paths  $K \leq 0.4$  for the sand and  $K < 0.6$  for the sandstone; yet

the volumetric behavior remains purely compactant except for the smaller stress paths, respectively  $K=0.2$  and  $K=0$ . To pick up the location of the transition (yield stress), similar criteria have been used as for the hydrostatic test, i.e. maximum curvature of stress-volumetric strain curve for the sand and departure of linearity for the sandstone. The yield stress reduces when the stress path is more deviatoric (magnitude of  $K$  reduces); beyond the yield stress, we observe more hardening for increasing values of  $K$ .

### c. Yield Surfaces

Basically, both unconsolidated and weakly consolidated sands display an elasto-plastic behavior during depletion [20, 44]. Four constituents are required for fully describing the elastoplastic material response, which are obtained from experimental measurements [21, 22, 23, 45]: elastic parameters, yield surface, plastic potential and hardening parameter. Laboratory stress path testing is useful to map out combinations of yield surface shape for a given geomaterial. Changes of stress inside the current yield surface correspond essentially to recoverable deformation.

The “modified Cam-clay” elastoplastic model [22] consists in a yield function bounding this region of elastically attainable combinations of effective stress; it is given by:

$$f(P', Q, P^*) = Q^2 + M^2 P' (P' - P^*), \quad (3)$$

where  $P'$  and  $Q$  are the mean effective stress and the differential stress respectively, the parameter  $M = (6 \sin \varphi) / (3 - \sin \varphi)$  is a material parameter related to the Mohr-Coulomb friction angle  $\varphi$ , controlling the shape of the ellipse and  $P^*$  is the consolidation pressure controlling the size of the ellipse and corresponding physically to the memory of the material.  $M$  corresponds also to the slope of the critical state line.

A different approach was proposed by Wong et al., 1997 [3] who claim on the basis of triaxial experiments on various sandstones that the following normalized elliptic equation holds for the yield surface:

$$((P'/P^* - \gamma)^2 / (1 - \gamma)^2) + ((Q/P^*)^2 / \delta^2) = 1, \quad (4)$$

where  $P^*$  is the critical pressure at the onset of grain crushing under hydrostatic loading,  $\gamma$  and  $\delta$  are parameters of the model.

As shown in the section 3.1 and 3.2, the "elastic" domain of materials is determined by the yield stresses corresponding to the different stress paths. For the Otter Sherwood sandstone, the yield stress is often defined as the onset of irreversible plastic strain. For the Durance sand, the relationship between strain and stress is non-linear and the onset of inelasticity cannot be picked; thus we used the criteria of maximum curvature to define the yield point [32]. By using those two definitions, adapted to the different behavior of the sandstone and the sand, we obtained the yield surface for each material in the  $P'$ - $Q$  stress space.

In **FIGURE 10** and **Table 3**, all yield stresses are normalized to the yield stress under hydrostatic condition, i.e. the critical pressure  $P^*$  for each material. It appears that Durance sand and Sherwood sandstone have similar yield surfaces and can well be modeled as elliptical caps. Indeed, our experimental data perfectly match within the bounds defined by Wong et al., 1997 [3] in the normalized stress space. These boundaries have been determined from a compilation on experimental results on 6 sandstones with porosities ranging from 14.5 to 35%, tested in triaxial conditions. In addition, the data corresponding to brittle shear failure is included between the two critical state lines defined by Bolton et al., 1986 [46]. Our results are also in accordance with those obtained by Crawford et al., 2004 [20] for three unconsolidated sands with porosities in the range from 34.3 to 37.5%. As shown in **FIGURE 10**, a relative uncertainty remains on the definition of the boundary of elastic and plastic regimes, which can be reduced by performing such tests in the range  $0.2 < K < 0.4$ .

According to equations (3) and (4) and the yield stresses plot in **FIGURE 10**, the parameters of the yield envelopes are the following:

- For the modified Cam-Clay Model, best fits give ( $M=1.1$ ;  $P^*=10 \text{ MPa}$ ) for Durance Sand and ( $M=1.2$ ;  $P^*=40 \text{ MPa}$ ) for Otter Sherwood sandstone.
- For the Wong et al. model, best fits give ( $P^*=10 \text{ MPa}$ ,  $\gamma=0.5$ ,  $\delta=0.55$ ) for Durance Sand and ( $P^*=40 \text{ MPa}$ ,  $\gamma=0.5$ ,  $\delta=0.55$ ) for Otter Sherwood sandstone.

#### *d. Damage Analysis*



At the end of each compression test, the deformed sandstones were imaged by X-ray tomography with a spacing of 1 mm and a resolution of 400 $\mu$ m. For  $K=0$  (see **FIGURE 11(a, b)**), an oblique fracture is clearly observed showing the brittle behavior of the material at low  $K$  (the horizontal 'fracture' is the result of sample removal from the pressure vessel, corresponding to the location of a low density lamination acting as a weakness plane). For  $K=0.2$  (see **FIGURE 11(c, d)**) and  $K=0.3$  (see **FIGURE 11(e, f)**) the development of conjugate shear bands in the upper part of the sample shows the complex transitional regime between the brittle and cataclastic behavior of material. For all  $K \geq 0.4$ , the CT-scans resolution is not sufficient to identify any localization of the deformation (see **FIGURE 11(g, h)**). For the sand samples, it is difficult with our set-up to extract representative sample out of the sleeve to observe localization pattern of deformation.

In **FIGURE 12** we show the evolution of the particle size distribution between the undeformed materials and the deformed samples under the deviatoric stress paths  $K=0.4$  and  $K=0.6$ . As the stress path becomes more deviatoric, the compression produces more particle damage, highlighted by a more pronounced tail of particle size distribution for the sand and the enhancement of the second peak in the sub-micron range. In order to get better knowledge of damage mechanisms for deviatoric stress paths, a micro-structural study using thin-section analysis and micro-tomography is currently under way.

### *3.4. Stress dependent permeability*

Before each loading, the vertical permeability is measured at the initial hydrostatic pressure (3 MPa for the sand and 2 MPa for the sandstone) using the standard steady state method; several successive flow rates are applied between the inlet and the outlet of the sample and the resulting differential pressures are measured by dedicated sensors. Then while loading, the permeability is measured continuously using a single flow rate and by taking into account the deformation of the sample. Finally, the permeability is determined using the steady state method as described above, at maximum stress (when dP stability allows it) and at the hydrostatic unloaded state. Multi-flow rates permeability is used as quality control of the single flow rate continuous measurement, less accurate.

### *a. Hydro-mechanical end-effects*

It has been shown in previous works [7, 31] that one has to worry about hydro-mechanical end effects (HMEE) when measuring permeability in the axial direction on core samples under stress.

We illustrate this point on the Otter Sherwood sandstone experiments; we have plotted in **FIGURE 13** the evolution of vertical permeability of OSS measured simultaneously on the total length ( $k_{v,T}$ ) and on the mid-length ( $k_{v,M}$ ) for two stress paths, one showing dilatancy,  $K = 0$  (**FIGURE 13(a)**) and one showing compaction,  $K = 0.8$  (**FIGURE 13(b)**). In both cases the permeability is obtained from Darcy's law (Eq. (1)) with the assumption that the entire core cross sectional area contributes equally to the flow. We observe that the mid-length permeability is systematically higher than the total length permeability in the range 10 to 30% (**Table 4**). Such discrepancy has also been observed by Dautriat et al., 2009 [7, 10] on Fontainebleau and Bentheimer sandstones and on Estailades Limestone and by Korsnes et al., 2006 [31] on Aalborg chalk. This effect of pressure drop increase is attributed to the hydro-mechanical end-effects in the vicinity of the rock/piston interface; it is significant and should thus be taken into account in all studies involving permeability measurements. Despite the discrepancy in absolute values, we observe here that the relative variations of both permeability measurements with stresses are in fact comparable whatever the stress-path, meaning that stress dependent permeability evolution measured classically on the full length should still holds on similar weakly consolidated materials. As discussed previously the full-length permeability was not measured on the Durance sand; the experiment additional pressure drops were too important (due to high viscosity of oil) to be compared to the pressure drop inside the too permeable sand. Thus, no HMEE quantification are available for the sand.

### *b. Global versus local strains*

With regard to Darcy's law ((1)), we want to highlight another point; two terms may influence permeability evolution during compaction; in one hand the global strains  $\varepsilon_a$  and  $\varepsilon_r$  (**FIGURE 9**) change the term ( $L/S$ ) (**Eq. (1)**) and are linked to bulk volume change (porosity, i.e. pore bodies); on the other hand, local strains affect the vicinity of pore throats where the viscous dissipation is stronger controlling the pressure drop term ( $1/\Delta P$ ). Even for such highly deformable materials, a comparison of both terms for the weakly consolidated sandstone (**FIGURE 14**) shows that the pressure drop term controls the permeability evolution at the first order and the strains term appears to have only a second

order effect; for the sand (not shown), the strains term is more important but still dominated by the pressure drop term. In reality, the pressure drop evolution is a consequence of the global strains, but is enhanced by the local hydrodynamic effects at the pore throat level. While some authors have proposed empirical relations based on strains, it is thus not completely straightforward to correlate global strains to permeability.

### *c. Vertical Permeability Evolutions*

We present for both sands the evolution of mid-length permeability  $k_{v,M}$  measured using during compaction under different stress path, shown in the **FIGURE 15**. We observe that the vertical permeability evolutions of the sandstone follow closely the volumetric deformation evolutions (**FIGURE 9**) but for the sand, it is not that straightforward. For both material and almost all stress paths, the loading induces significant to drastic permeability reduction associated to compaction, except for the stress path  $K=0$  of OSS where dilatancy is associated with permeability increase.

For the DS, the permeability evolution shows also a kind of linear decrease in the “initial” deformation regime but the permeability reduction is much stronger  $\sim 0.06 \text{ MPa}^{-1}$ . In the “plastic” regime, the transition is smooth and permeability reduction softens for all stress paths with a delay for more deviatoric ones. Up to final mean effective stress, compaction induces permeability reduction of several orders of magnitude.

For the OSS, the permeability evolution shows firstly a linear decrease in the “elastic” deformation regime followed by a sharper drop in the “plastic” regime. The change of regime is very clear; the initial linear permeability reduction is  $\sim 0.01 \text{ MPa}^{-1}$ . Above the yield point, the permeability reduction deviates from linearity and drops drastically. As stress anisotropy increases, permeability reduction is steeper due to shear enhanced compaction. Up to final mean effective stress, compaction induces permeability reduction down to a factor 10.

Thus the stress induced permeability reduction can be highly significant in unconsolidated sands with a lower stress.

By comparing global strains and permeability reduction on OSS, it seems possible to calculate permeability evolution from strains in both regimes; but for sand with angular grain shape such as DS, a direct relation is not straightforward.

The normalized vertical permeability evolutions are plotted in the ( $P'$ ,  $Q$ ) stresses space from which iso-permeability contours are calculated by interpolation of the experimental data (**FIGURE 16**). This mapping of permeability clearly highlights the fact that the permeability evolution is mainly controlled by the mean effective stress for all stress paths (iso-curves nearly vertical) up to the onset of inelasticity regime where the deviatoric stress starts to influence the permeability reduction (concavity of iso-curves). The permeability reduction rate is firstly a function of mean effective stress and later a function of stress path parameter as well.

#### 4. CONCLUSIONS

We have performed hydrostatic and triaxial stress paths compression experiments on unconsolidated and weakly consolidated sands to better understand the hydromechanical behaviors of those materials. The compaction of this type of materials which is of particular interest to petroleum engineers will be controlled predominantly by how close the in situ stresses are to the yield envelope and we plan in a future work to compare the results of the present study to actual reservoir settings.

The sand and weakly consolidated sandstone show very different mechanical behavior from the point of view of stress-strain curves. The weakly consolidated OSS presents a mechanical behavior similar to consolidated rocks with two distinct regimes of deformation; the transition between these two regimes is a function of the stress path, smooth at high  $K$  and sharp at low  $K$ . Reversely the sand shows a gradual transition regime which makes difficult the identification of yield stresses. For the weakly consolidated sandstone, the yield stresses are identified by the onset of non-linearity on the stress-strain curves. For the sand, the yield stresses correspond to the points of maximum curvature of strain-stress curves.

This criterion of critical pressure estimation in sand is validated by AE analysis in hydrostatic condition, showing a peak of energy at a pressure close to  $P^*$ . In addition a minimum b-value was found below  $P^*$  which can be interpreted as a precursor sign of failure. Despite those different

mechanical behaviors, the normalized yield envelopes with respect to  $P^*$  obtained with those two criteria are very similar and the onset of plasticity can be captured by both the modified Cam Clay model and Wong et al's [3] elliptic cap formulation. Yet, the critical pressures  $P^*$  of those two natural sand materials, with complex angular shape of grains for DS and mineralogical heterogeneity for OSS, are overestimated by Zhang et al.'s [13] model. Damage analysis of OSS samples shows indeed few Hertzian fractures at some grain contacts, but also many others mechanisms are observed, such as plastic deformation of micas by kinking.

For all deviatoric stress path ( $K < 1$ ) on OSS, the volumetric strain curves coincide with the traditional 'hydrostatic loading' ( $K = 1$ ) in the elastic phase. In this regime, the proportional stress path  $K$  reproducing best the uniaxial strain condition (generally assumed for oil field reservoir) stands between 0.2 and 0.4 for DS and between 0.4 and 0.6 for OSS. In the inelastic phase, the volumetric strains remain purely compactant for all investigated stress paths except for  $K = 0.2$  for DS and  $K = 0$  for OSS (showing brittle behavior with fracture localization). At this stage of the study, the X-Ray scanner resolution is not sufficient to identify strain localization for stress path  $K > 0.3$ . Micro-structural analysis and micro-tomography imaging will be required to identify possible compaction bands.

Vertical permeability measurements were performed continuously while loading the samples; the intermediate pressure ports of our set-up are essential to measure accurately the pressure drops in highly permeable sands; they also highlight clearly the hydro-mechanical end-effect that leads with classical set-up to erroneous measurements of absolute permeability by 10 to 30% in the sandstone.

The main objective of this study was to link the mechanical and permeability evolutions. Two different behaviors were emphasized. For OSS, vertical permeability evolutions follow closely the volumetric strain evolutions in the elastic regime and are mainly controlled by the mean pressure as shown by the iso-permeability contours in ( $P':Q$ ) stresses space; as this sandstone is quite soft, permeability reduction associated to compaction can be significant in this regime (up to 40% for  $K = 1$ ). At yield, permeability drops drastically with respect to volumetric strain evolution, except for  $K = 0$  showing permeability increase concomitant with dilatancy associated with the fracture. The iso-permeability contours match roughly the shape of the yield cap as deviatoric stress start to control the permeability reduction. We observe a very good correlation between strain and permeability evolutions in both regimes. Reversely

for DS, this correlation is not obvious; permeability reduction is sharp from the start, decreasing at the end by more than one order of magnitude.

Those results have to be discussed with the respective evolutions of strains and pressure drops in both materials; we have seen that the permeability evolution is controlled at first order by the viscous dissipation at pore throats and only at second order by the bulk strains. Whereas the correlation is clear for OSS, we argue that is not straightforward to link directly bulk strains to permeability evolutions in unconsolidated natural sands.

#### ACKNOWLEDGEMENTS

We thank IFP Energies nouvelles for permission to publish this study. We thank SOVITEC for providing the Durance Sand and A. Mascle / IFP School for supervising the OSS sampling field trip in the Wessex Basin. At IFPEN, we gratefully acknowledge M.C. Lynch for the x-ray tomography, E. Rosenberg for the X-ray micro-tomography and F. Norrant for SEM imaging.

## REFERENCES

1. Walton, I.C., Atwood, D.C., Halleck, P.M. and Bianco, L.C.B. 2002. Perforating unconsolidated sands: an experimental and theoretical investigation. Paper SPE 79041. *SPE Drilling and completion*: 141-150.
2. Coop, M.R. and Willson, S.M. 2003. Behavior of hydrocarbon reservoir sands and sandstone. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* Vol. 129(11): 1010-1019.
3. Wong, T-F., David, C. and Zhu, W. 1997. The transition from brittle faulting to cataclastic flow in porous sandstone: Mechanical deformation. *J. Geophys.* Vol. 102(B2): 3009-3025.
4. Brignoli, M. and A. Di Federico. 2004. Compaction of unconsolidated sands and stress path effects: Laboratory evidence. *Proc. North America Rock Mech. Symp, 5-9, Jun, 2004, Houston, Texas, U.S.*
5. Graham, J. Alfaro, M. and Ferris, G. 2003. Compression and strength of dense sand at high pressures and elevated temperatures. *J. Can. Geotech.* Vol. 41(6). 1206-1212.
6. Fortin, J., Schubnel, A. and Guéguen, Y. 2005. Elastic wave velocities and permeability evolution during compaction of Bleurswiller sandstone. *Int.J. Rock Mech Min Sci.* Vol. 42: 873-889.
7. Dautriat, J., Gland, N., Youssef, S., Rosenberg, E., Bekri, S. and Vizika, O. 2009. Stress-Dependent Directional Permeabilities of Two Analog Reservoir Rocks: A Prospective Study on Contribution of  $\mu$ -Tomography and Pore Network Models, *SPE J.*, Vol. 12(2): 297-310.
8. Crawford, B.R., Sanz, P.F., Alramahi, B. and DeDontney, N.L. 2011. Modeling and Prediction of Formation Compressibility and Compactive Pore Collapse in Siliciclastic Reservoir Rocks. *Proc. US Rock Mechanics / Geomechanics Symp, 26-29 June, 2011, San Francisco, CA, US.*
9. David, P.Y., Crawford, B.R. and Heriot, W. 1998. Plasticity and Permeability in Carbonates: Dependence on Stress Path and Porosity. *Paper SPE/ISRM 47582 Eurock'98, 8-10 July, 1998, Trondheim, Norway.*
10. Dautriat, J., Gland, N., Dimanov, A. and Raphanel, J. 2011. Hydromechanical behavior of heterogeneous carbonate rock under proportional triaxial loadings, *J. Geophys. Research*, Vol. 116: 1037-1061.
11. Baud, P., Vinciguerra, S., David, C., Cavallo, A., Walker, E. and Reuschlé, T. 2009. Compaction and Failure in High Porosity Carbonates: Mechanical Data and Microstructural Observations. *Pure Appl. Geophys.* Vol. 166(5/7): 869-898.

12. Coop, M.R. and Lee, I.K. 1993. The behaviour of granular soils at elevated stresses. *Proc. Predictive soil mechanics. Symp, 27-29 July, 1992, St, Catherine's College, Oxford, UK.*
13. Zhang, J., Wong, T-F. and Davis, D.M. 1990. Micromechanics of Pressure-induced Grain Crushing in Porous Rocks. *J. Geophys.* Vol. 95(B1): 341-352.
14. Karner, S.L., Chester, J.S., Chester, F.M., Kronenberg, A.K. and Jr, A.H. 2005. Laboratory deformation of granular quartz sand: Implications for the burial of clastic rocks. *AAPG Bulletin.* Vol. 89(5): 603-625.
15. Rhett, D.W. and Teufel, L.W. 1992. Effect of Reservoir Stress Path on Compressibility and Permeability of Sandstones. *Paper SPE 24756 Annual Technical Conference and Exhibition of the Society of Petroleum, 4-7 October, 1992, Washington, DC, US.*
16. Olson, J., Yaich, E. and Holder, J. 2009. Permeability changes due to shear dilatancy in uncemented sands. *Proc. US Rock Mechanics and US-Canada Rock Mechanics. Syms, 28 June – 1 July, 2009, Asheville, NC, US.*
17. Hettema, M.H.H., Schutjens, P.M.T.M., Verboom, B.J.M. and Gussinklo, H.J. 2000. Production-Induced Compaction of a Sandstone Reservoir: The Strong Influence of Stress Path. *Paper SPE 65410, SPE Reservoir Eval. Eng.* 3(4) August 2000.
18. Ruistuen, H. and Rhett, D. 1999. Influence of Reservoir Stress Path on Deformation and Permeability of Weakly Cemented Sandstone Reservoirs. *Paper SPE 36535, SPE Annual Technical Conference & Exhibition held in Denver, USA, 6-9 October, 1996.*
19. Hagin, P.N. and Zoback, M.D. 2007. Predicting and monitoring long-term compaction in unconsolidated reservoir sands using a dual power law model. *J. Geophys.* Vol. 72 (5): E165-E173.
20. Crawford, B.R., Gooch, M.J. and Webb, D.W. 2004. Textural controls on constitutive behavior in unconsolidated sands: Micromechanics and cap plasticity. *Proc. North America Rock Mech. Symp, 5-9 june, 2004, Houston, TX, US.*
21. Schofield A. and Wroth P. 1968. *Critical State Soil Mechanics.* McGraw-hill, 310pp.
22. Wood, D.M. 1990. *Soil behavior and critical state soil mechanics.* 1<sup>st</sup> ed. Cambridge: University Press, 488pp.
23. Whitlow, R. 2000. *Basic Soil Mechanics.* 4<sup>th</sup> ed. Prentice Hall, 592pp.



24. Holt, R.M. 1990. Permeability Reduction Induced by a Nonhydrostatic Stress Field. *SPE Formation Evaluation*. Vol. 5(4): 444-448.
25. David, C., Wong, T-F., Zhu, W. and Zhang, J. 1994. Laboratory Measurement of Compaction-induced Permeability Change in Porous Rocks: Implication for the generation and Maintenance of Pore Pressure Excess in the Crust. *Pageoph*. Vol. 143(1/2/3): 425-456.
26. Khan, M. and Teufel, L.W. 2000. The Effect of Geological and Geomechanical Parameters on Reservoir Stress Path and Its Importance in Studying Permeability Anisotropy. *Paper SPE 66184, SPE Reservoir Eval. Eng.* 3(5) October 2000.
27. David, C., Menendez, B., Zhu, W. and Wong, T.F. 2001. Mechanical Compaction, Microstructures and Permeability Evolution in Sandstones. *Phys. Chem. Earth (A)*. Vol. 26(1/2): 45-51.
28. Crawford, B.R., Webb, D.W. and Searles, K.H. 2008. Plastic Compaction and Anisotropic Permeability Development in Unconsolidated Sands with Implications for Horizontal Well Performance. *Proc. US Rock Mechanics and US-Canada Rock Mechanics. Syms, 29 June – 2 July, 2008, San Francisco, US*.
29. Ferfera, F.M.R., Sarda, J.P., Boutéca, M. and Vincké, O. 1997. Experimental study of monophasic permeability changes under various stress paths. *Int. J. Rock Mech & Min. Sci*, Vol. 34(3/4), paper No. 037.
30. Ostermeier, R.M. 2001. Compaction effects on Porosity and Permeability: Deepwater Gulf of Mexico Turbidites. *Paper SPE 66479, J. Petroleum Technology*. Vol. 53(2): 68-74.
31. Korsnes, R.I., Risnes, R., Faldaas, I. and Norland, T. 2006. End effects on stress dependent permeability measurements. *Tectonophysics*. Vol. 426(1/2): 239-251.
32. Mesri, G. and Vardhanabhuti, B. 2009. Compression of granular materials. *J. Can. Geotech.* Vol. 46(4): 369-392.
33. Holloway, S., Milodowski, A.E., Strong, G.E. and Warrington, G. 1989. The Sherwood Sandstone Group (Triassic) of the Wessex Basin, southern England. *Proc. Geologists' Association*. Vol. 100(3): 383-394.
34. Spencer, P.S. and Isaac, K.P. 1983. Triassic vertebrates from the Otter Sandstone Formation of Devon, England. *Proc. Geologists' Association*. Vol. 94: 267-269.

35. Hogg, A.J.C, Evans, I.J., Harrison., Melling, T., Smeth, G.S., Thompson, S.D. and Watts, G.F.T. 1999. Reservoir management of the Wytch Farm Oil Field, Dorset, UK: providing options for growth into later field life. *Proc. Petroleum Geology of Northwest Europe*, 1157-1172.
36. Bowman, M.B.J., McClure, N.M. and Wilkinson, D.W. 1993. Wytch Farm oilfield: deterministic reservoir description of the Triassic Sherwood Sandstone. *Proc. Petroleum Geology of Northwest Europe*, 1513-1517.
37. Svendsen, J.B. and Hartley, N.R. 2001. Comparison between outcrop-spectral gamma ray logging and whole rock geochemistry: implications for quantitative reservoir characterisation in continental sequences. *Marine and Petroleum Geology*. Vol. 18(6): 657-670.
38. Zhang, J., Wong, T.f., Yanagidani, T., and Davis, D. 1990. Pressure-induced microcracking and grain crushing in Berea and Boise sandstones: acoustic emission and quantitative microscopy measurements, *Mech. Mater.* Vol. 9(1): 1-15.
39. Scholz, C.H. 1968. An experimental study of the fracturing process in brittle rock, *J. Geophys. Res.* Vol. 73(4): 1447-1454.
40. Scholz, C.H. 1968. The frequency-magnitude relation of microfracturing in rock and its relation to earthquakes, *Bull. Seiomol. Soc. Am.* Vol. 58(1): 399-415.
41. Main, I.G., Meredith, P.G., Jones, C. 1990. Temporal variations in seismicity during quasi-static and dynamic rock failure, *Tectonophysics*, Vol. 175(1/3): 249–268.
42. Lockner, D. A., Byerlee, J.D., Kuksenko, V., Ponomarev, A., Sidorin, A. 1991. Quasi-static fault growth and shear fracture energy in granite, *Nature*. Vol. 350: 39-42.
43. Wong, T.f., David, C. and Menendez, B. 2004. Mechanical compaction, Chapter 2 in "*Mechanics of fluid-saturated rocks*", eds. Y. Gueguen and M. Bouteca, Academic Press - Elsevier, 55-114, ISBN 0123053552.
44. Carles, P., Onaisi, A., Deude.V. and Mercier, F. 2004. A New Methodology To Determine The Pre-Consolidation Stress For Evaluating The Compaction Drive In Unconsolidated Heavy Oil Reservoirs. *Paper SPE 86978. Thermal Operation and Heavy Oil Symp, 16-18 March, 2004, Bakersfield, California, US.*
45. Charlez, Ph.A. 1997. *Rock Mechanics. Vol. 2. Petroleum Applications*. 1<sup>st</sup>. Paris: Editions Technip, 660pp.

46. Bolton, M.D. 1986. The strength and dilatancy of sands. *Géotechnique*. Vol. 36(1): 65-78.

## TABLE CAPTIONS

**Table 1:** Summary of the initial pressure conditions of the hydro-mechanical tests and the saturating fluids.

**Table 2:** Summary of the measured average petrophysical properties for the different tested materials.

**Table 3:** Summary of the mechanical data, yield pressures and stresses, determined for the different stress paths K for the dry Durance Sand (top) and for the brine saturated Otter Sherwood Sandstone (bottom).

**Table 4:** Summary of the mid-length and total-length permeability measurements, for the different stress paths K at initial pressure and at maximum stress, for the dry Durance Sand (top) and for the brine saturated Otter Sherwood Sandstone (bottom).

## FIGURE CAPTIONS

**Figure 1:** (a) Diagram of the hydraulic triaxial flow cell equipped with strain sensors and pore pressure ports; (b) global and local pressure drop measurements for mid-length and total length permeability measurements.

**Figure 2:** Micrographs from optical microscopy on (a) Glass Beads, (b) Durance Sand grains, (c) Otter Sherwood Sandstone showing mineral heterogeneity with alternate porous and dense laminations.

**Figure 3:** (a) SEM image (BSE Mode) of polished section of Otter Sherwood Sandstone along bedding plane showing mineral heterogeneity; (b) qualitative grain size distribution (dashed line) from PLD and pore throat size distribution (solid line) from mercury porosimetry.

**Figure 4:** (a) Mean effective stress-volumetric strain curves of isotropic compaction tests for the three materials; (b) identification of yield pressure for the Durance Sand using curvature calculation criterion; (c) yield pressures reported on Wong et al.'s diagram; (d) isotropic compaction tests for a fine grained Durance's Sand highlighting the difficulty of maximum curvature identification compared to the coarse grained Durance's Sand.

**Figure 5:** (a) Signal energy peak of recorded Acoustic Emission events during isotropic compaction test of Durance Sand, corresponding to a pressure close to 10 MPa, in agreement with maximum curvature criterion identification method (reported on the dashed line); (b) log-log representation of the frequency energy of AE events distribution and  $b_E$ -value determination as the slope of the linear part for the whole test; (c)  $b_E$ -value evolution during the test for a sliding window of  $10^4$  events.

**Figure 6:** PLD grain size distributions of (a) Glass Beads, (b) Durance Sand grains and (c) Otter Sherwood Sandstone grains, before and after isotropic compression tests (in dashed and green lines respectively); PLD is qualitative for OSS due to multiminerall content.

**Figure 7:** Observations of damaged samples after isotropic compression tests: using  $\mu$ -CT on small plugs of (a) Glass Beads and (b) Durance Sand and (c) SEM on polished section of Otter Sherwood Sandstone (perpendicular to the bedding plane).

**Figure 8:** Set of tested stress paths to characterize the hydro-mechanical of the materials: drained triaxial ( $K=0$ ), drained proportional triaxial ( $K>0$ ) and undrained triaxial compression tests (fine lines).

**Figure 9:** Stress path dependent strains of dry Durance Sand (left) and Brine saturated Otter Sherwood Sandstone for the set of vertical permeability measurements (right): (a,b) axial and radial strains, (c,d) deviatoric strain and (e,f) volumetric strain.

**Figure 10:** Normalized yield envelopes determined for (a) the Durance Sand and (b) the Otter Sherwood sandstone on mean stress - volumetric strain curves using respective yield criterions.

**Figure 11:** X-Ray tomography slices of Otter Sherwood Sandstone samples before and after proportional triaxial compression tests: (a,b)  $K=0$ , (c,d)  $K=0.2$ , (e,f)  $K=0.3$  and (g,h) OSS  $K=1.0$ ; above  $K>0.3$  CT resolution is not sufficient to identify strain localization patterns.

**Figure 12:** PLD grain size distributions of (a) Durance Sand grains and (b) Otter Sherwood Sandstone grains after deviatoric compression tests ( $K=0.4$  and  $K=0.6$ ); damage is more pronounced when  $K$  decreases.

**Figure 13:** Examples of Hydro-Mechanical End Effects on vertical permeability measurements of Otter Sherwood Sandstone for stress paths (a)  $K=0$  and (b)  $K=0.8$ ; intermediate measurements, unaffected by HMEE, show 10 to 30% of permeability gain compared to classical measurements (see **Table 4**).

**Figure 14:** Comparison of the contributions of pressure drop and bulk strains evolution to the change of permeability along the stress paths in Otter Sherwood Sandstone; pressure drop contributes to the first order to the compared to bulk strains.

**Figure 15:** Stress paths dependent permeability evolutions of (a) Durance sand and (b) Otter Sherwood sandstone. Unloading permeability values (open squares) show that the permeability loss is largely irreversible.

**Figure 16:** Vertical iso-permeability contours mapped in the  $P$ - $Q$  stress space superimposed to the followed stress paths (black lines) and determined yield caps (dashed lines) for (a) Durance Sand and (b) Otter Sherwood Sandstone.

**Table 1**

Type	Unconsolidated		Weakly Consolidated
	Beads	Sand	OSS
Mechanical test	$P_c=3\text{MPa}$ $P_p=0.5\text{MPa}$ SF: D (+B)	$P_c=0.7\text{MPa}$ $P_p=0.5\text{MPa}$ SF: D (+B)	$P_c=2\text{MPa}$ $P_p=0.5\text{MPa}$ SF: B (+D)
Permeability test	$P_c=3\text{MPa}$ $P_p=0.5\text{MPa}$ SF: O	$P_c=3\text{MPa}$ $P_p=0.5\text{MPa}$ SF: O	$P_c=2\text{MPa}$ $P_p=0.5\text{MPa}$ SF: B

$P_c$ : Confinement;  $P_p$ : pore pressure

SF: Saturating fluid; D: Dry (stands for Air); O: oil; B: Brine

**Table 2**

Material	Porosity (%)	Permeability (D)
Sovitec Glass Beads	$\langle\phi\rangle \sim 37$	$\langle k_v \rangle \sim 600 \pm 60$
Durance Quartz Sand	$\langle\phi\rangle \sim 39$	$\langle k_v \rangle \sim 600 \pm 72$
Otter Sherwood Sandstone	$\langle\phi\rangle \sim 33 \pm 0.3$	$\langle k_v \rangle \sim 0.200 \pm 0.03$ $\langle k_h \rangle \sim 0.350 \pm 0.07$

**Table 3****Durance Sand**

<b>K</b> (-)	$\sigma'_a$ (MPa)	$P'_c$ (MPa)	$P'$ (MPa)	$Q$ (MPa)	$P'/P^*$ (-)	$Q/P^*$ (-)	$\pm P^*$ (MPa)
<b>1.0</b>	9.8	9.8	<b><math>P^*=9.8</math></b>	0.0	1.00	0.00	0.60
0.8	10.8	8.8	9.5	2.0	0.97	0.20	0.50
0.6	10.9	6.7	8.1	4.2	0.83	0.43	0.60
0.4	10.0	4.3	6.2	5.7	0.63	0.58	0.35
0.3	8.3	2.5	4.4	5.8	0.45	0.60	0.06
0.2	6.0	1.4	2.9	4.6	0.30	0.47	0.01

**Otter Sherwood Sandstone**

<b>K</b> (-)	$\sigma'_a$ (MPa)	$P'_c$ (MPa)	$P'$ (MPa)	$Q$ (MPa)	$P'/P^*$ (-)	$Q/P^*$ (-)
<b>1.0</b>	39.5	39.5	<b><math>P^*=39.5</math></b>	0.0	1.00	0.00
0.8	43.2	35.4	38.0	7.8	0.96	0.20
0.6	43.4	27.1	32.5	16.3	0.82	0.41
0.4	39.6	16.6	24.2	23.0	0.62	0.57
0.3	32.5	10.0	17.5	22.4	0.44	0.56
0.2	24.4	6.2	12.2	18.2	0.32	0.46
0.0	9.8	1.9	4.5	7.9	0.13	0.20

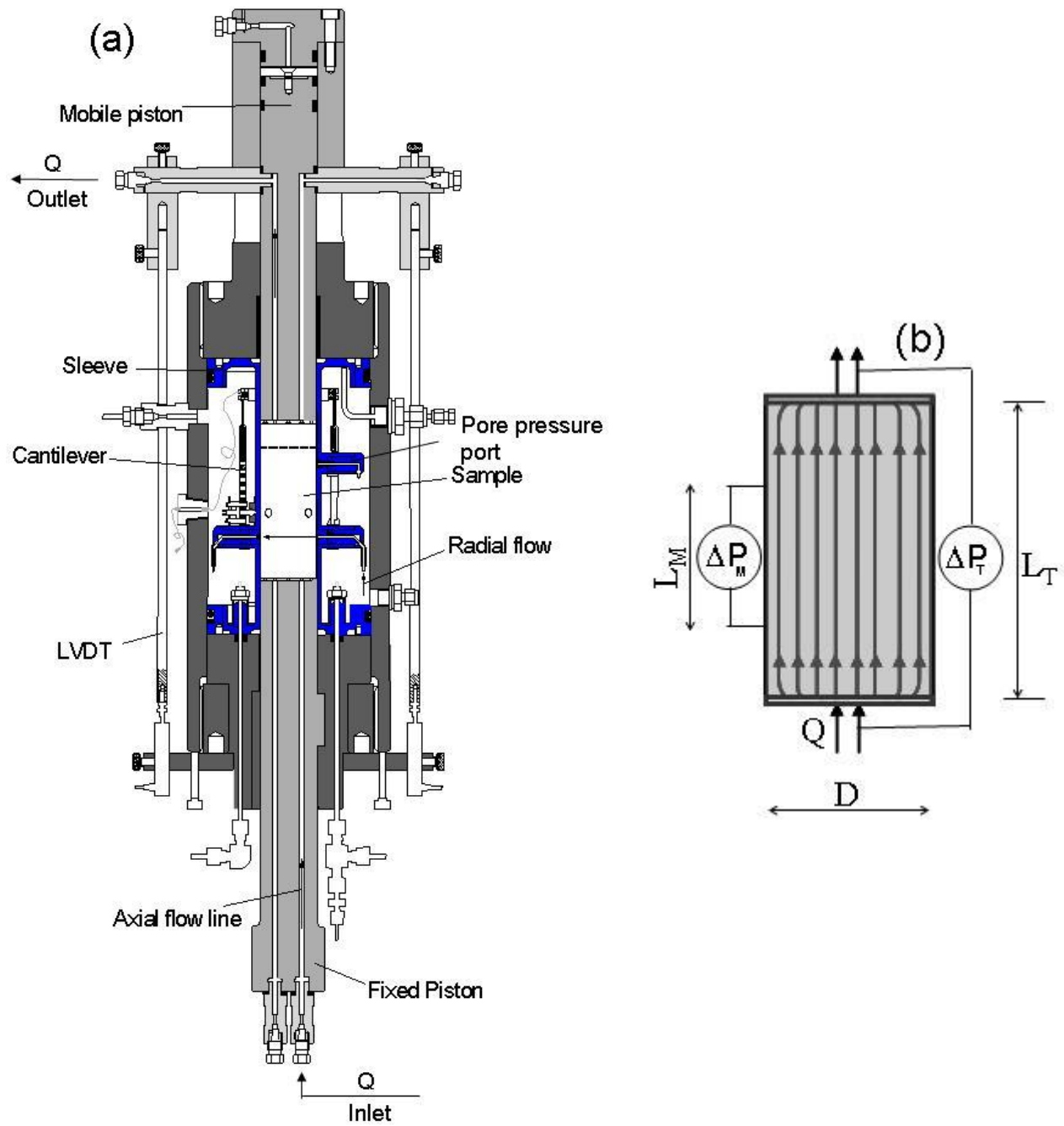


**Table 4****Durance Sand**

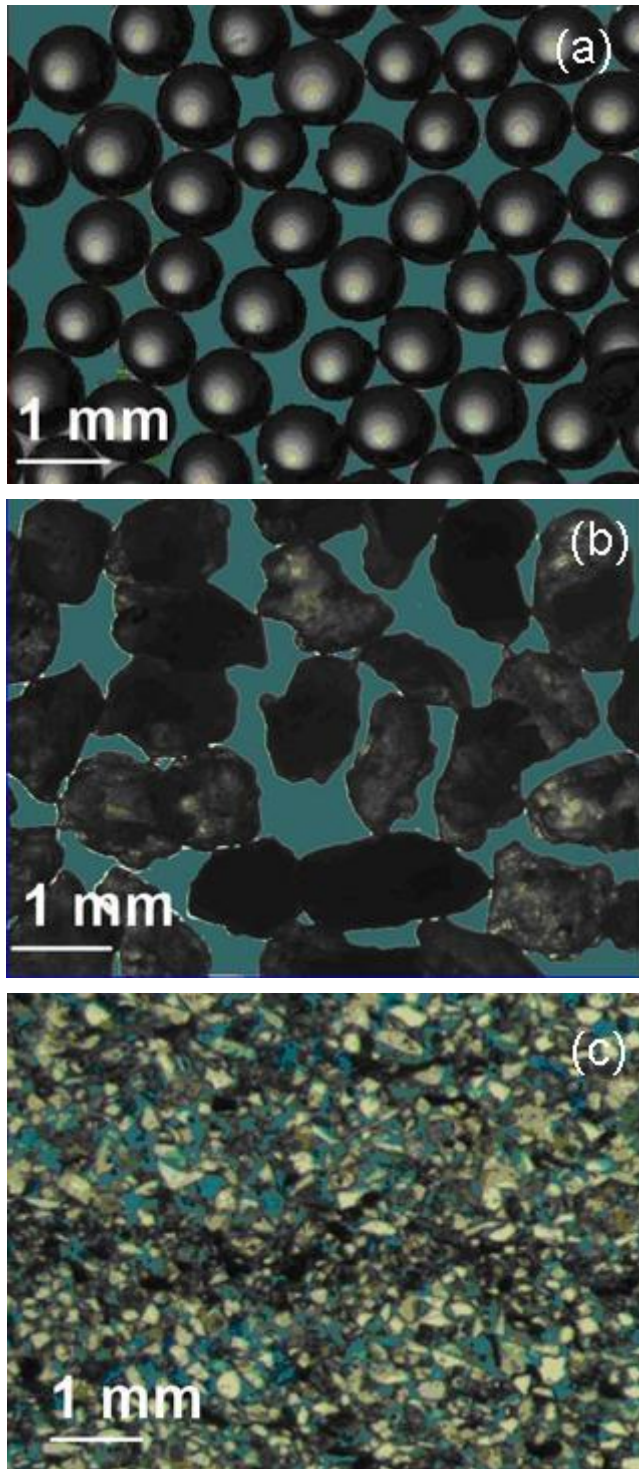
<b>K</b> (-)	<b>Φ</b> (%)	<b>k<sub>0,M</sub></b> (D)	<b>k<sub>M</sub> @ Pmax</b> (D)
1.0	39.0	627	33
0.8	38.2	614	31
0.6	38.7	610	6
0.4	38.5	605	6
0.3	38.9	-	-
0.2	38.6	620	274

**Otter Sherwood Sandstone**

<b>K</b> (-)	<b>Φ</b> (%)	<b>k<sub>v0,T</sub></b> (mD)	<b>k<sub>v0,M</sub></b> (mD)	<b>k<sub>v0,T</sub>/</b> <b>k<sub>v0,M</sub></b>	<b>k<sub>v,T</sub></b> <b>@ Pmax</b> (mD)	<b>k<sub>v,M</sub></b> <b>@ Pmax</b> (mD)	<b>k<sub>v,T</sub>/</b> <b>k<sub>v,M</sub></b> <b>@Pmax</b>
1.0	34.1	151	200	0.76	5	-	-
0.8	31.0	168	215	0.78	20	25	0.8
0.6	33.7	208	258	0.81	31	41	0.76
0.4	33.4	150	185	0.81	16	-	-
0.3	32.0	129	150	0.86	-	-	-
0.2	31.0	155	222	0.70	-	-	-
0.0	33.5	147	164	0.90	-	-	-



**FIGURE 1**



**FIGURE 2**

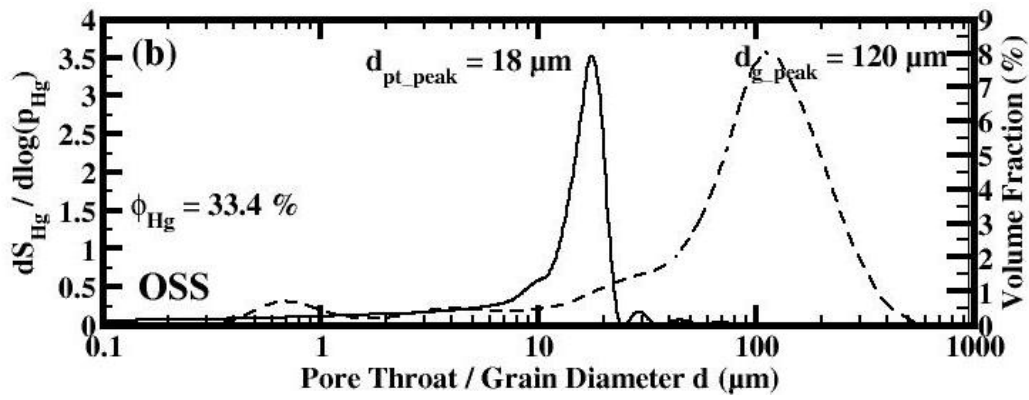
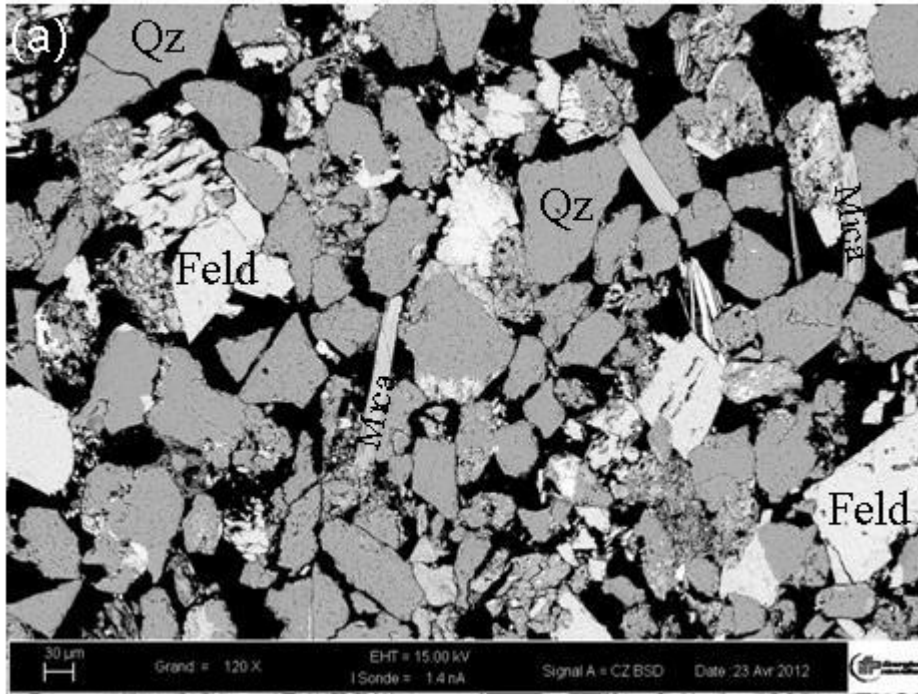


FIGURE 3

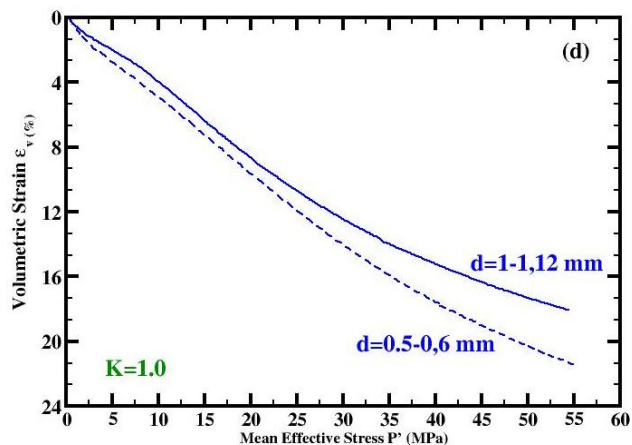
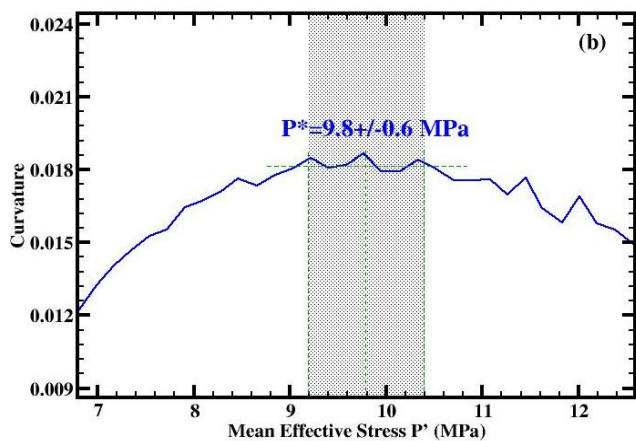
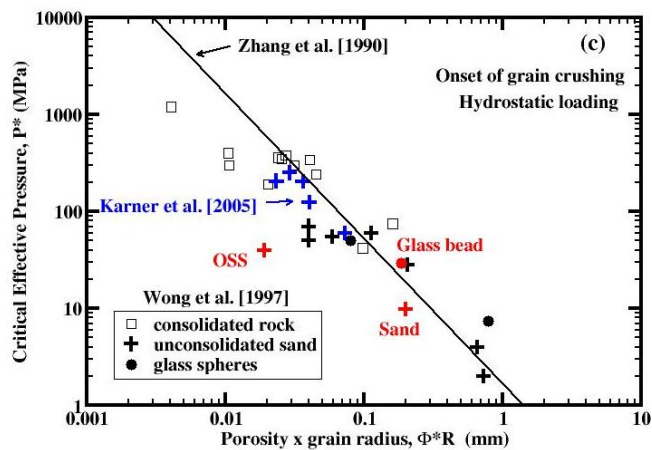
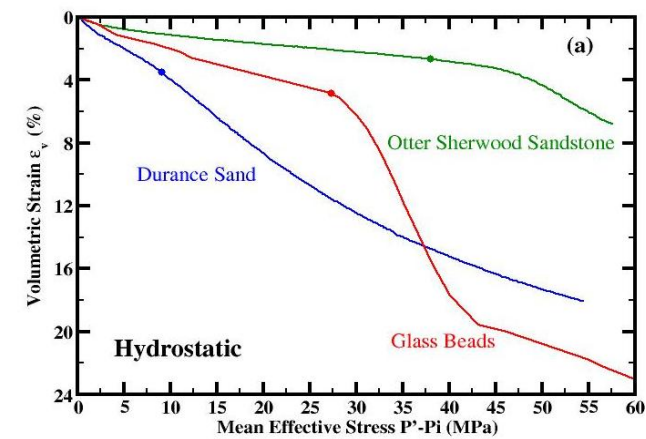
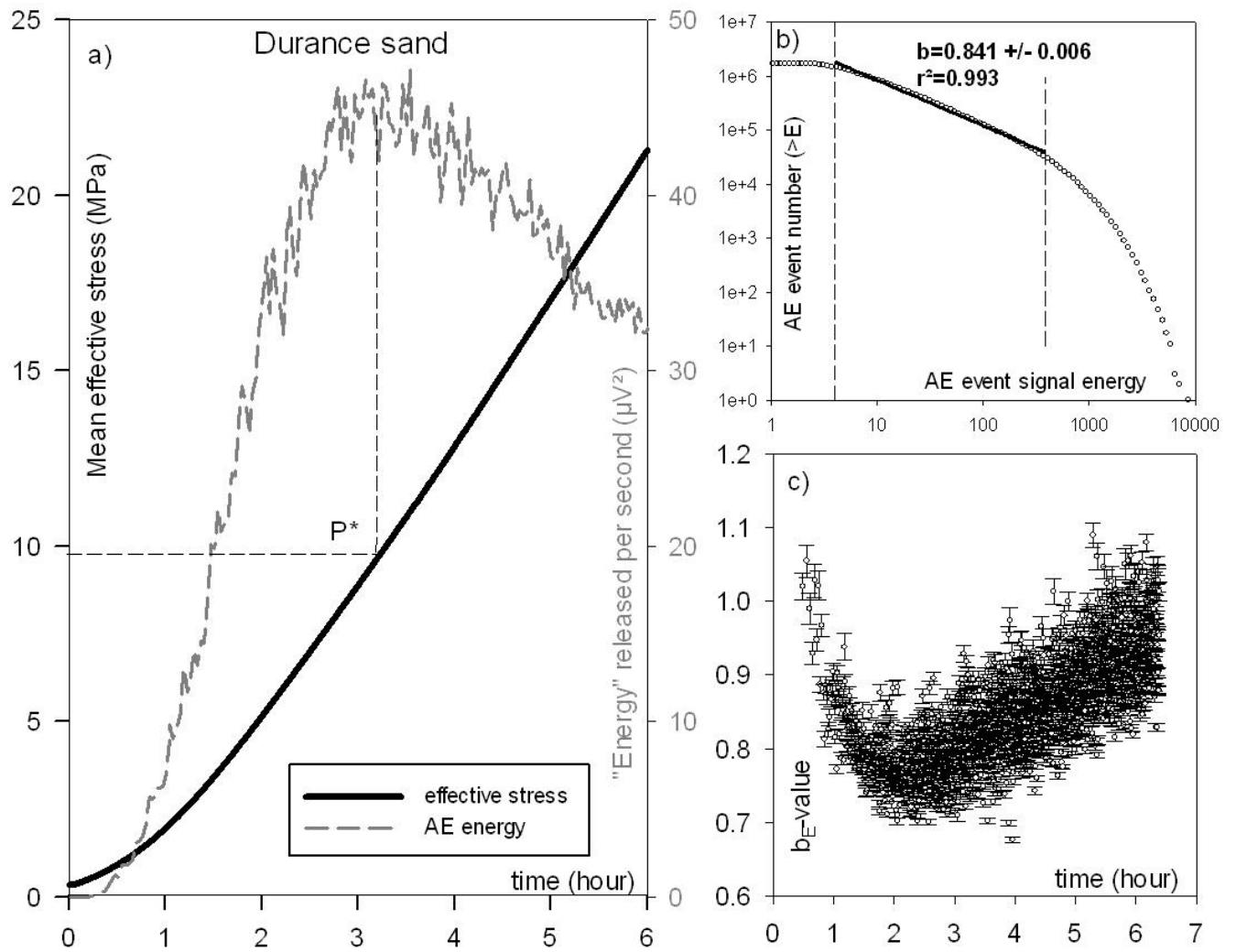
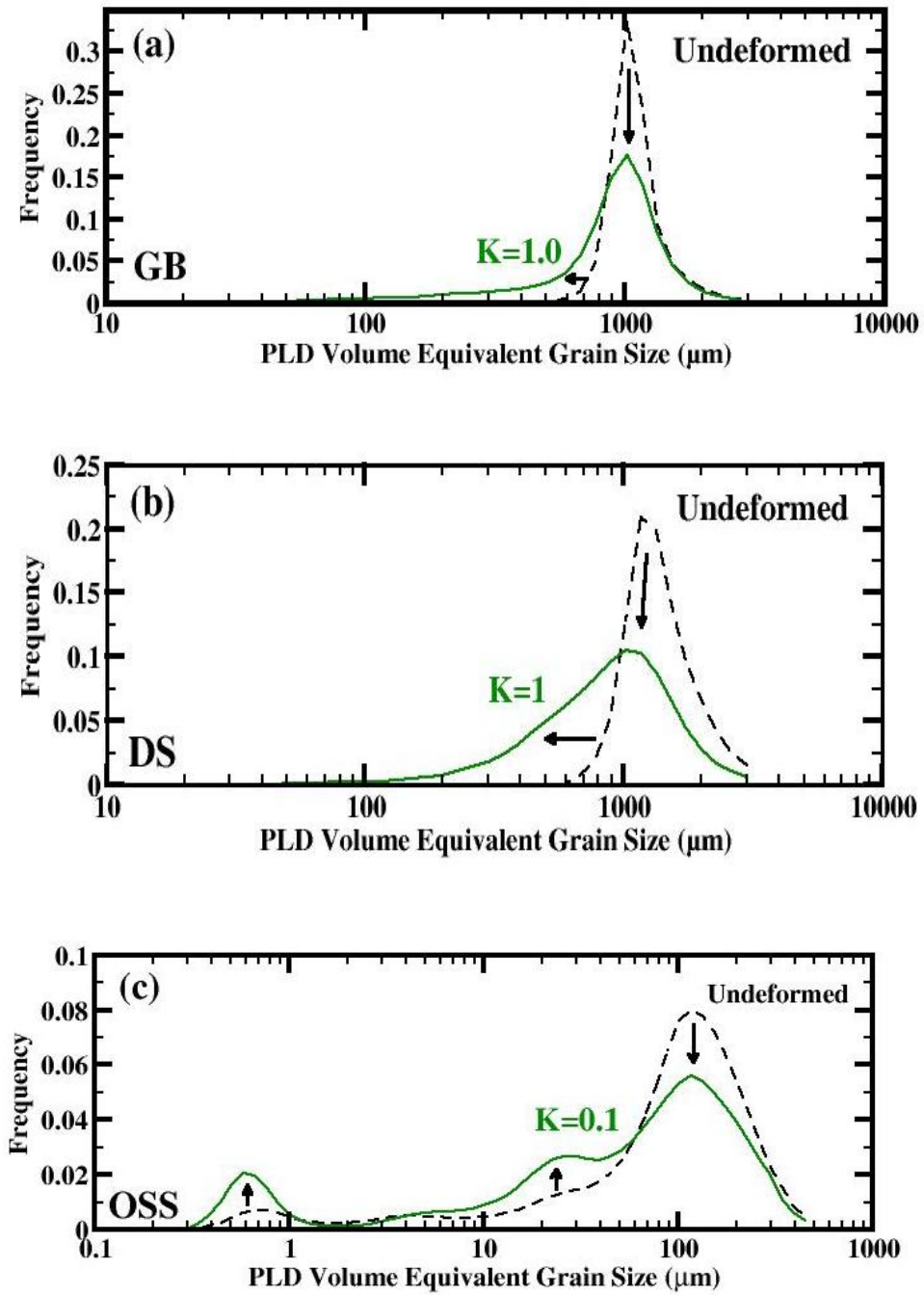


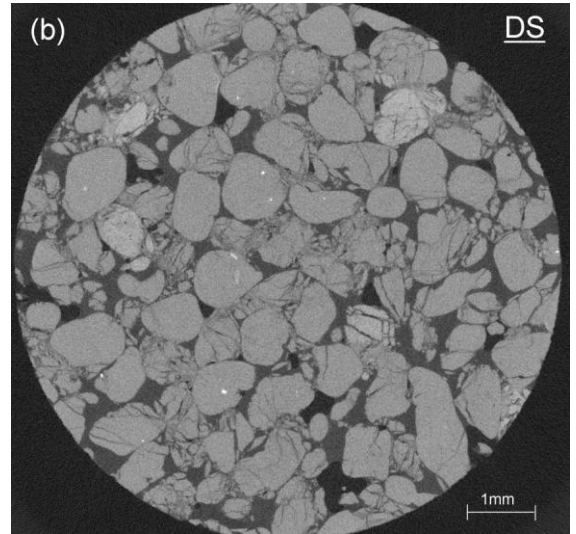
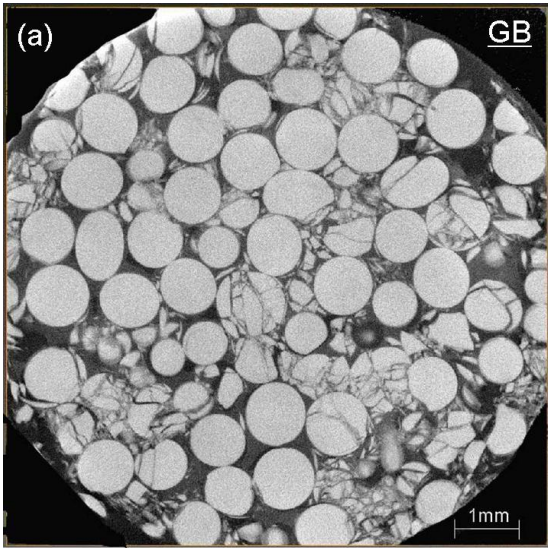
FIGURE 4



**FIGURE 5**



**FIGURE 6**



**FIGURE 7**



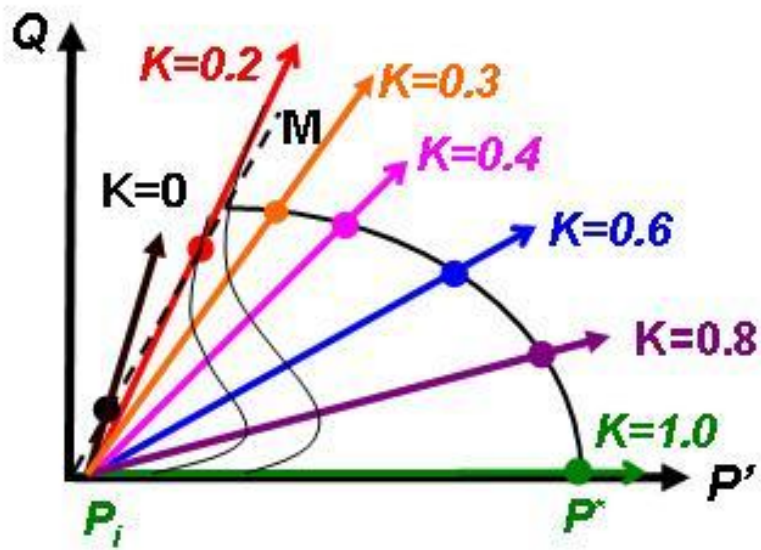


FIGURE 8

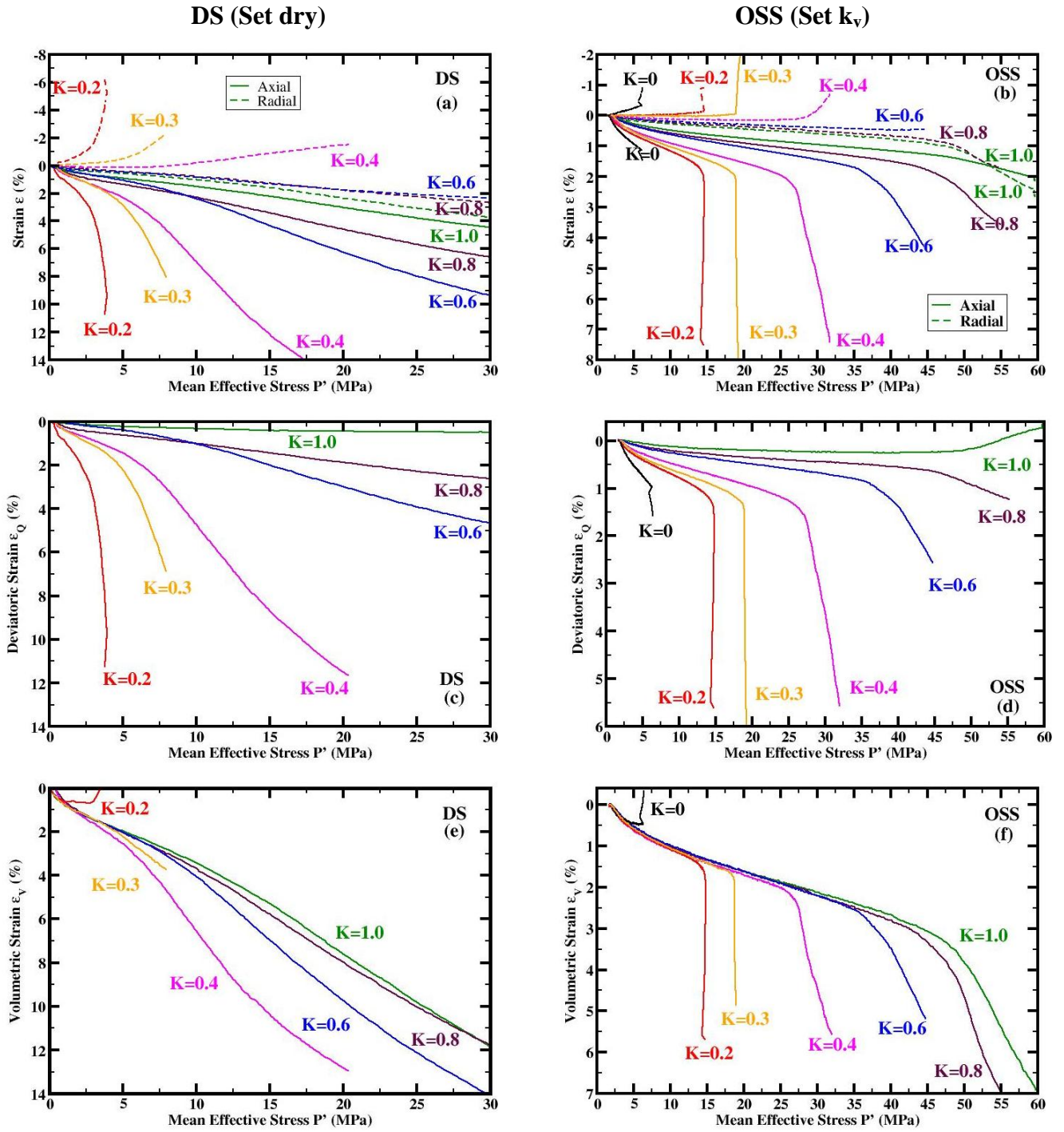


FIGURE 9

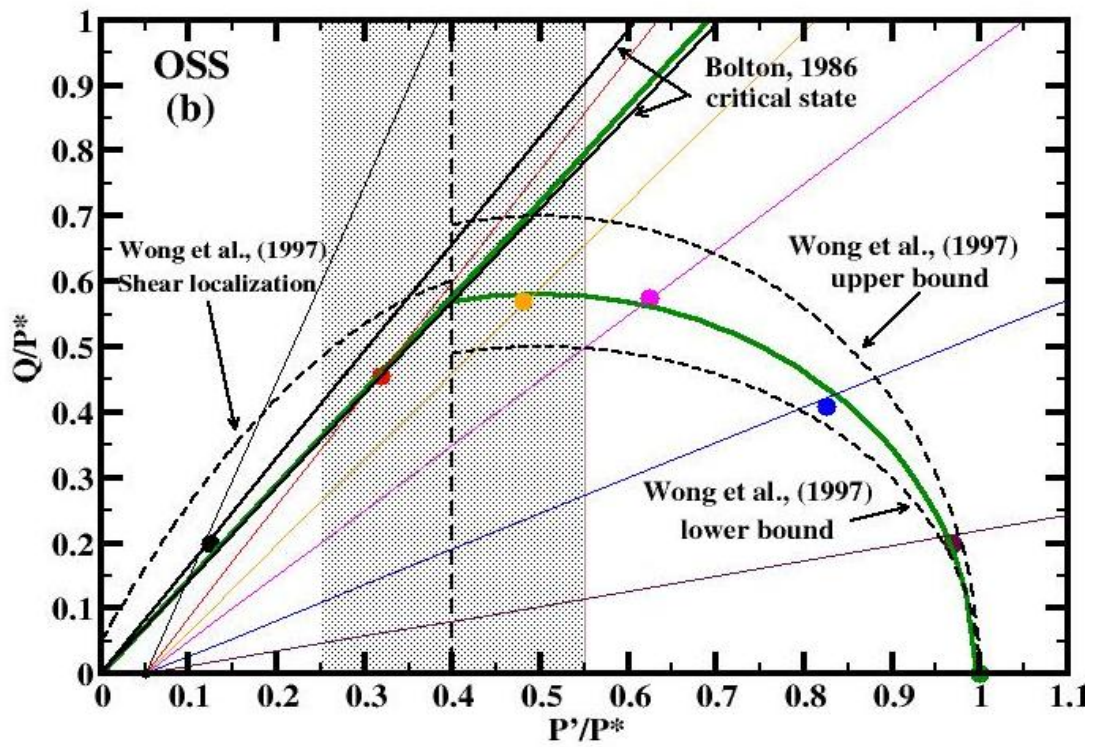
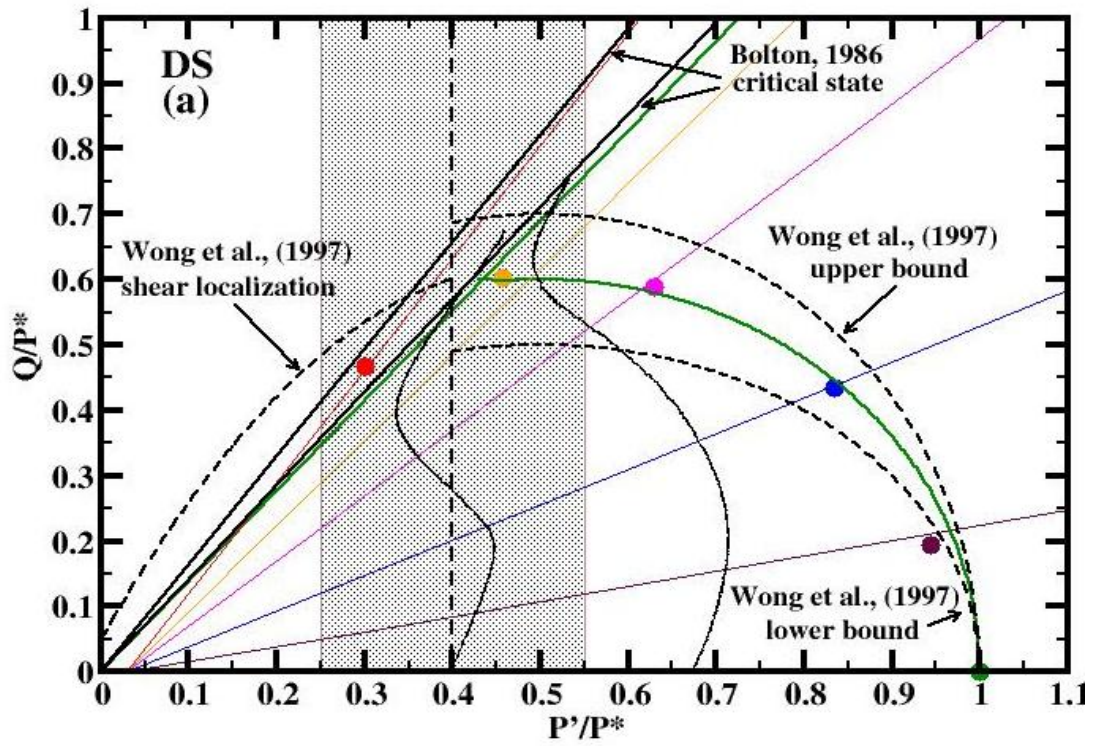
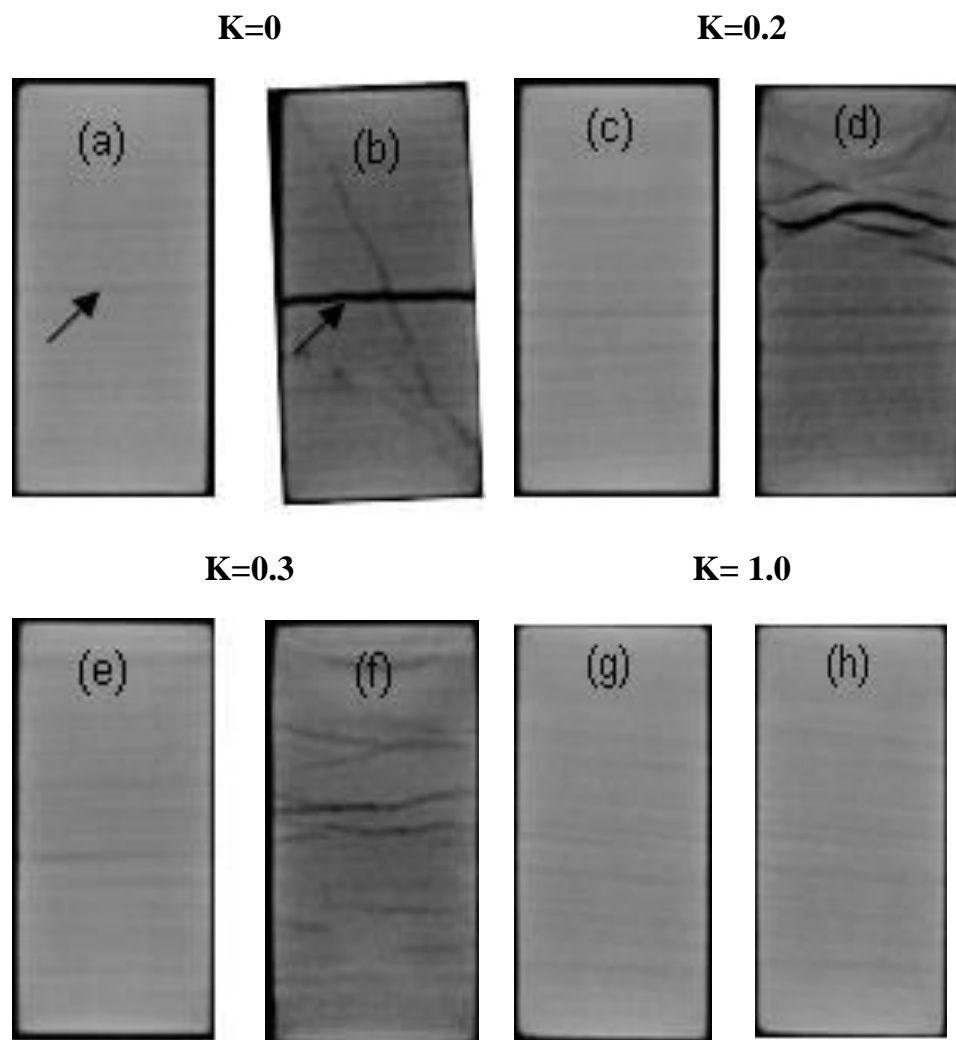


FIGURE 10



**FIGURE 11**

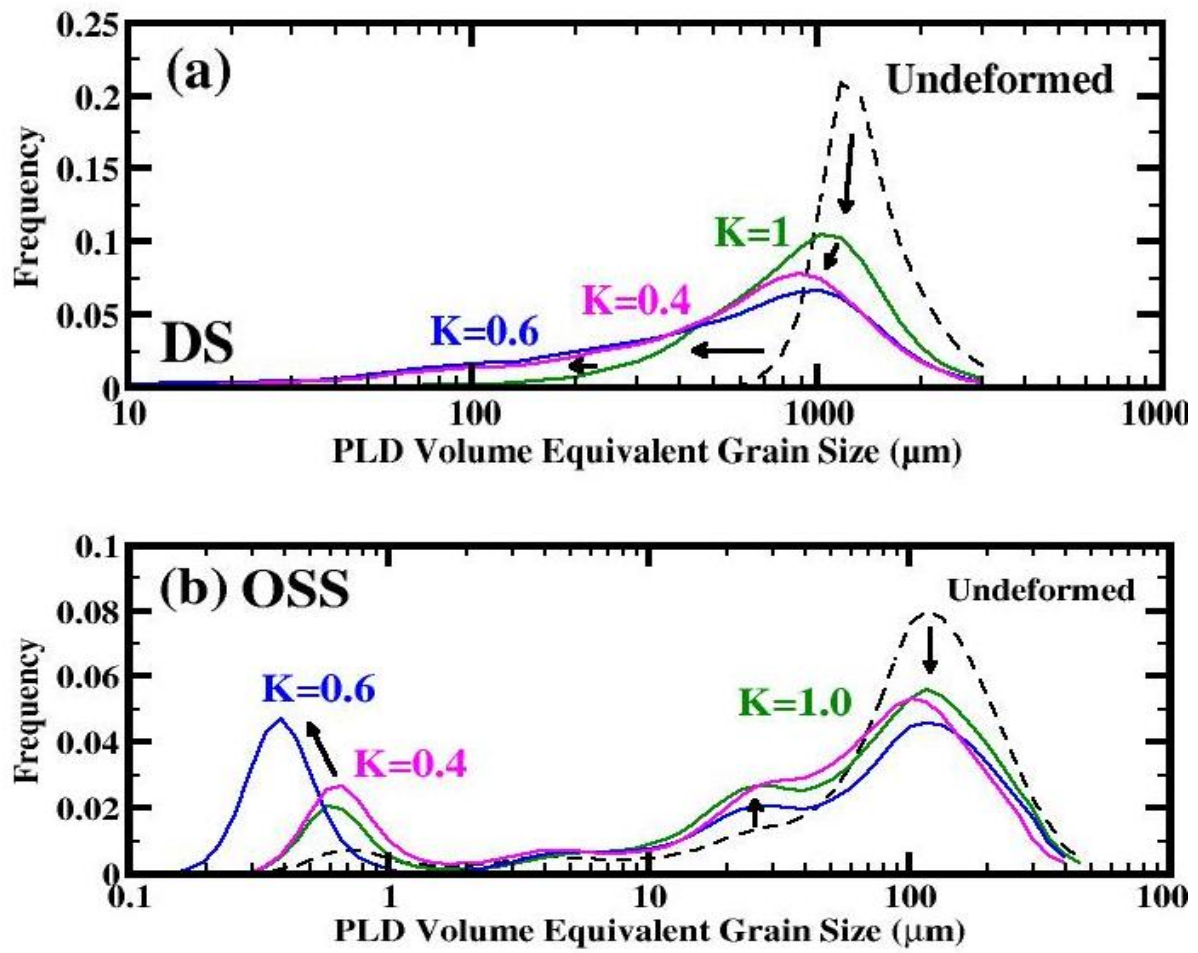


FIGURE 12

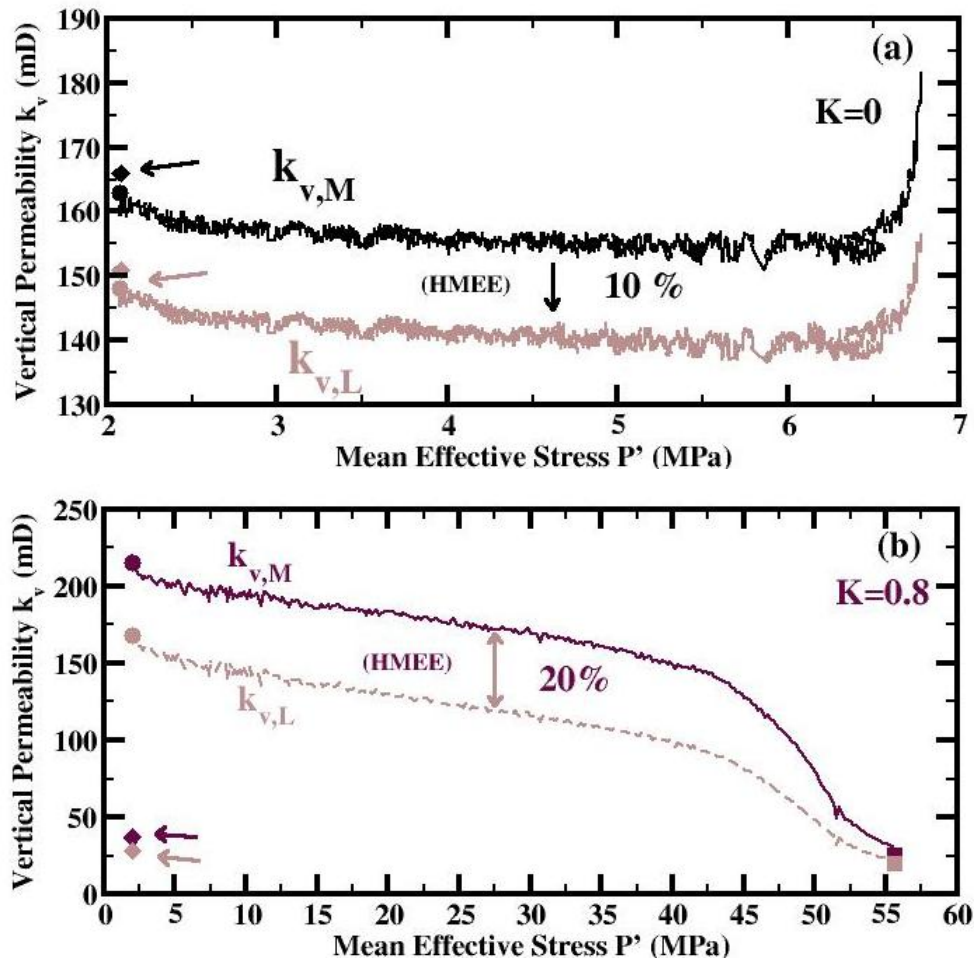


FIGURE 13

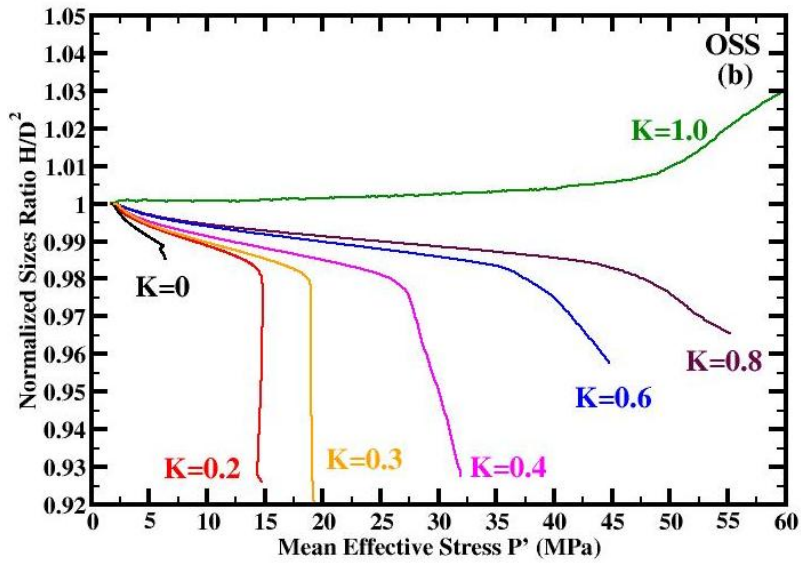
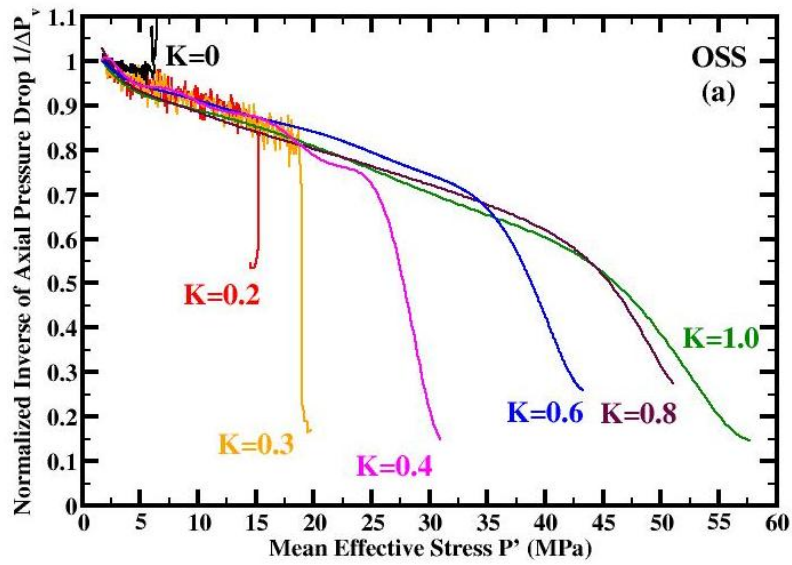


FIGURE 14

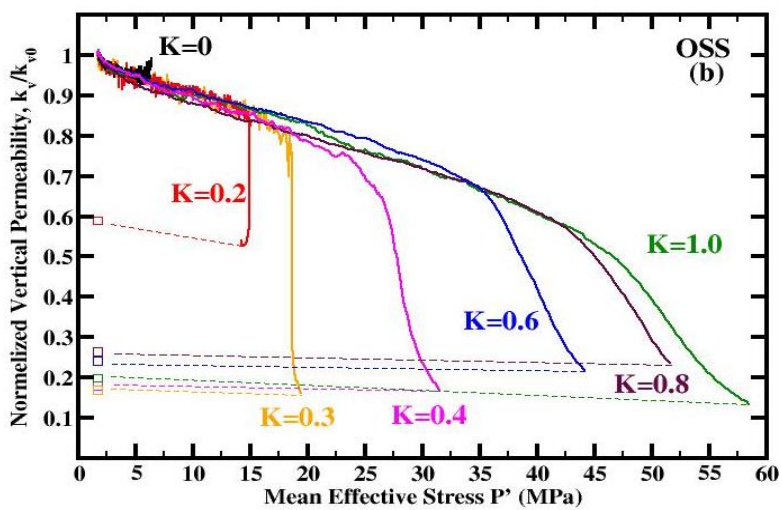
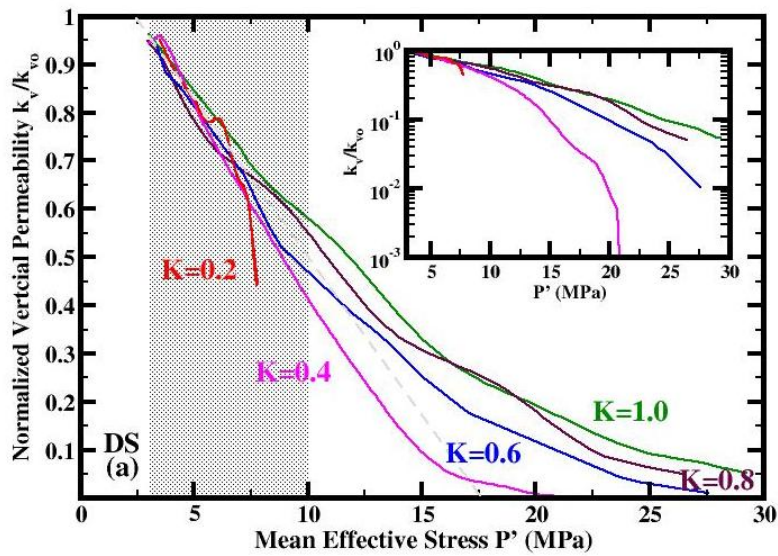


FIGURE 15



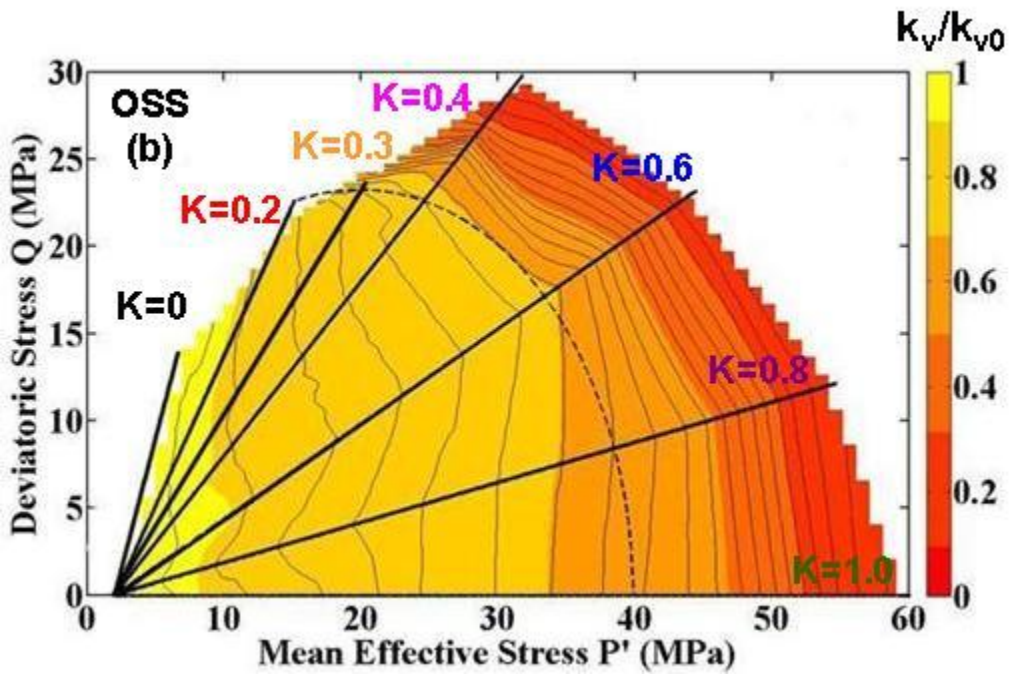
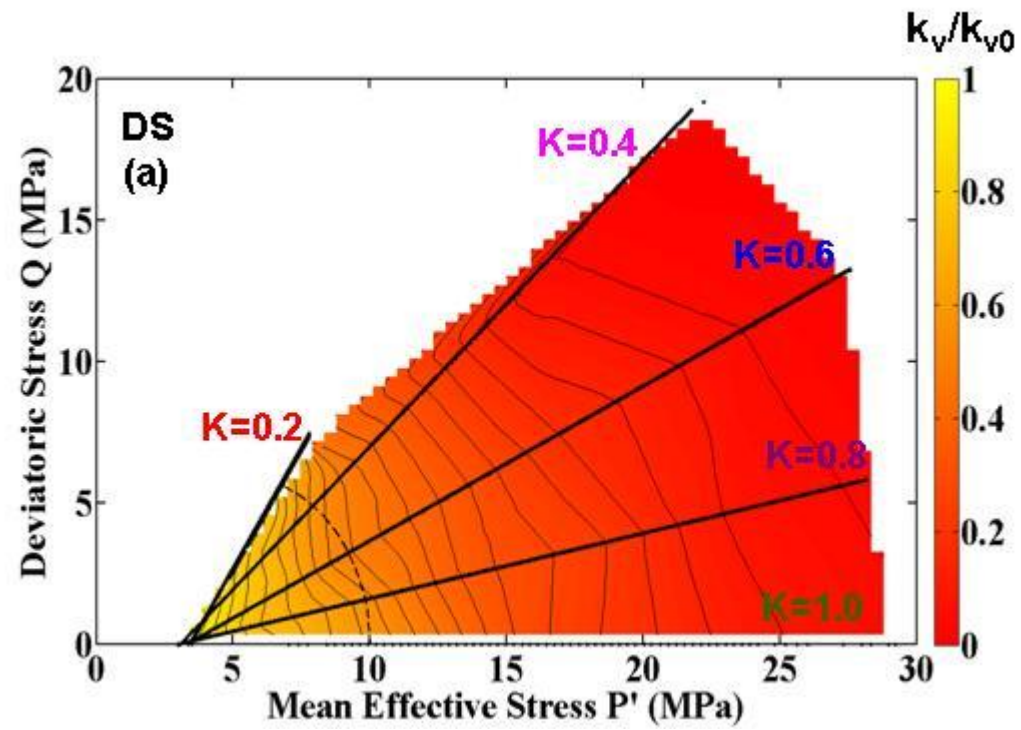


FIGURE 16

**Titre: Compaction des roches réservoirs non ou peu consolidées: Impact sur les propriétés de transport directionnelles**

**RESUME**

Au cours de la production d'hydrocarbures, l'extraction de fluides fait décroître la pression de pore dans les réservoirs (« depletion »). Ceci induit un changement du champ de contraintes qui résulte en une augmentation des contraintes effectives appliquées sur le réservoir. Les mesures in situ montrent que les variations de contraintes peuvent être décrites par un paramètre appelé chemin de chargement (stress path), défini comme le rapport entre la variation de contrainte effective horizontale et la variation de contrainte effective verticale par rapport aux conditions initiales dans le réservoir. La compaction induite par la production d'hydrocarbures peut avoir de graves conséquences dans le cas de roches faiblement consolidées car elle induit des variations des propriétés pétrophysiques des roches in situ, notamment de la perméabilité, un des paramètres les plus importants pour estimer la performance d'un réservoir mais aussi un des plus difficiles à mesurer. Pour compliquer encore les choses, la perméabilité est souvent anisotrope dans les réservoirs avec de forts contrastes entre la perméabilité horizontale  $k_h$  et la perméabilité verticale  $k_v$ .

L'objectif de cette étude est de comprendre l'influence des chemins de chargement sur le comportement mécanique et les évolutions couplées de perméabilité pour un sable quartzéux (Sable de la Durance, DS) et un grès faiblement consolidé (grès d'Otter Sherwood, OSS, qui constitue la roche réservoir du champ pétrolier de Wytch Farm en Angleterre). Nos résultats montrent que le grès peu consolidé présente un comportement mécanique similaire à celui de roches consolidées. Au contraire, le sable présente un comportement différent, avec une transition plus graduelle entre les régimes de déformation qui nécessite d'utiliser un critère basé sur l'évolution du rayon de courbure des courbes contraintes-déformations pour déterminer les contraintes limites : cette méthode a été validée par une étude d'analyse des émissions acoustiques pour caractériser l'endommagement. Les domaines de déformation élastique et plastique ont été bien définis et les contraintes limites ont été comparées aux prédictions du modèle Cam-Clay modifié et du modèle d'enveloppe limite normalisée. Les perméabilités horizontale et verticale ont été mesurées sous contraintes. Pour analyser l'influence des effets de bord dans les essais mécaniques, les perméabilités mesurées soit classiquement sur toute la longueur de l'échantillon, soit entre deux points intermédiaires ont été comparées. Pour l'écoulement horizontal, les facteurs géométriques et facteurs d'anisotropie ont été déterminés par des simulations numériques en éléments finis afin de pouvoir déterminer les vraies valeurs de perméabilité horizontale. L'évolution de la perméabilité suit l'évolution de la déformation des matériaux et est contrôlée aussi bien par la déformation volumique que par la déformation en cisaillement. A partir de nos mesures il est possible de séparer l'effet de la pression moyenne de l'effet de la contrainte déviatorique sur l'évolution de la perméabilité en construisant des cartes d'isoperméabilités dans l'espace des contraintes. Enfin une modélisation élasto-plastique a été réalisée pour prédire le comportement hydro-mécanique du grès faiblement consolidé. L'approche utilisée permet de prédire de manière satisfaisante l'évolution de la perméabilité avec les contraintes, à partir d'une loi exponentielle fonction de la déformation effective. Au contraire, pour le sable de la Durance le lien entre l'évolution de la perméabilité et la déformation est loin d'être évidente, notamment aux faibles contraintes où la réduction de perméabilité est très rapide. Pour mieux comprendre ces évolutions de perméabilité, une analyse de l'endommagement a été réalisée par des mesures sur échantillons et en utilisant des techniques d'imagerie à plusieurs échelles.

*Mots-clés: chemin de chargement, compaction, perméabilité, anisotropie, géomécanique modélisation, couplage hydromécanique.*

**Title: Compaction of unconsolidated or weakly consolidated reservoir rocks: impacts on transport properties**

**ABSTRACT**

During hydrocarbon production, the extraction of fluid induces a decrease of pore pressure called depletion. This depletion causes a change in the stress field that results in an increased stress on the rock by enhancement of the effective stress in the reservoir. In situ measurements show that the stress variations can be described by the so-called stress path parameter, defined as the ratio of the change in effective horizontal stress by the change in effective overburden stress from initial reservoir conditions. This production induced compaction can have severe consequences in the case of poorly consolidated reservoirs. Compaction induces variations of petrophysical properties of in situ rocks and particularly permeability variations, one of the most important parameters controlling reservoir performance. Yet it is one of the most difficult properties to measure. To complicate matters further, permeability anisotropy is often found in reservoirs. Therefore the horizontal permeability  $k_h$ , may be different from the vertical permeability  $k_v$ .

The aim of this study is to understand the influence of stress paths on the mechanical behavior and coupled permeability evolutions of a Quartz sand (Durance Sand, DS) and a weakly consolidated sandstone (Otter Sherwood Sandstone, OSS which is the reservoir rock of the Wytch Farm oil field, UK). We found that the weakly consolidated rock presents a mechanical behavior similar to that of consolidated rocks. However, the sand shows a different behavior, with a gradual transition regime which requires the use of a curvature criterion to peak yield stresses on the stress-strain evolution plot; this criterion has been validated on the basis of Acoustic Emission analysis. The elastic and plastic deformation regimes are well identified and the determined yield stresses are fitted using the modified Cam-Clay and Elliptic Cap models for all observed onsets of plastic yielding. Both vertical and horizontal permeability have been measured during loading. To analyze the influence of end effects during loading in the triaxial cell, permeabilities measured over the mid-section and over the total core length were compared. For the horizontal flow, the geometrical and anisotropy factors were determined using Finite Element simulations in order to calculate the correct horizontal permeability. Permeability evolution follows closely the material deformation and is controlled by both volumetric and shears strains. It is possible to infer the effect of the mean pressure and/or the deviatoric stress on the permeability evolution by building isopermeability maps in the stress space. Finally, an application of elasto-plastic modeling to predict the hydromechanical behavior of the weakly consolidated rock is presented. This approach allows a satisfying prediction of the permeability evolution with stresses, using an exponential function of an effective strain. Reversely for DS, the link between strain and permeability is not obvious as permeability reduction is pronounced at early stage of loading. To understand these permeability evolutions, a damage analysis has been performed using core analysis measurements and multi-scale imaging.

*Keywords: stress path, compaction, permeability, anisotropy, geomechanical modeling, hydromechanical coupling.*