

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

BADJI MOKHTAR - ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA



جامعة باجي مختار عنابه

Faculté des Sciences de la Terre

Département des Mines

THESE

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de Doctorat

Option : Exploitation des Mines

**ÉTUDE ET ANALYSE DU COMPORTEMENT
MECANIQUE DES RESERVOIRS PETROLIERS**

Par

BOUTRID ABDELAZIZ

Devant le jury composé de :

Président :	TALHI Korichi	Pr	U.B.M. Annaba
Rapporteur :	BENSEHAMDI Salim	M.C A	ENSMM - Annaba
Examineurs :	BOUKELLOUL Mohamed Laid	Pr	U.B.M. Annaba
	DLALA Mahmoud	Pr	Faculté des Sciences. Tunis
	BAALI Fethi	Pr	U.L.T. Tébessa
	BOUHEDJA Ahcène	M.C A	U.B.M. Annaba

Année 2015

Remerciements

Je tiens à remercier monsieur le professeur **Talhi Korichi** de l'université d'Annaba, qui m'a fait l'honneur de présider mon jury de thèse ainsi que Messieurs le professeur **BOUKELLOUL M. Laidde** de l'université d'Annaba, le professeur **DLALA Mahmoud** de la faculté des sciences de Tunis, le professeur **BAALI Fethi** de l'université de Tébessa et le docteur **BOUHEDJA AHCÈNE** de l'université d'Annaba d'avoir accepté d'examiner mon travail.

Je remercie très chaleureusement mon directeur de thèse, **Salim Bensihamdi**, pour m'avoir accordé sa confiance et avoir accepté d'encadrer cette thèse. Je salue également la pertinence de ses réflexions mettant souvent l'accent sur quelques fondamentaux, sa bonne humeur et ses bons mots.

Je tiens également à remercier Messieurs le Dr **CHETTIBI Mohamed** et le Dr **Sami Yahyaoui**, surtout pour son soutien moral.

Mes remerciements les plus sincères à mes enseignants du Département de Mines de l'Université d'Annaba.

Je tiens aussi à remercier les personnes de la division EP de la région Rhourde Nouss et l'équipe du laboratoire de mécanique des roches de **SONATARCH**.

Je tiens enfin à remercier mes proches qui m'ont soutenu tout au long de l'élaboration de ce travail.

Abdelaziz

Table des matières

Liste des Symboles

Liste des Figures

Liste des Tableaux

Résumé

Introduction Générale 1

Chapitre 1. - Recherche bibliographique

Introduction	3
1.1. Les réservoirs.....	4
11.1 Les roches réservoirs.....	4
1.1.1.1 Les roches sédimentaires	4
1.1.1.2 Les sédiments détritiques	4
1.2 Géomécanique et Ingénierie de Réservoir	5

Chapitre 2. - Analyse des théories relatives à la dureté des roches

Introduction	9
2.2. Différentes Méthodes de Mesures de la dureté des Roches.....	10
2.2.1 La dureté brinell.....	10
2.2.1.2 Théorie de l'essai	10
2.2.2 Méthode expérimentale de bocardage	11
2.2.3 Essai du marteau de Schmidt.....	12
2.2.4 Essai de la charge de pointe	13
2.2.5 Essai de la pointe du Cône NCB	14
2.3. L'application de l'essai Brinell	15
2.3.1 L'instrument Pointe du cône NCB modifié	15
2.3.1.1 Procédure de test:	17
2.3.2 L instrument oedomètre.....	17
2.3.2.1 Procédure de test.....	19
2.4. Comparaison des résultats obtenus à partir de chaque instrument.....	19
2.4.1- Résultats de l'instrument pointe du cône NCB modifié	19
2.4.2- Résultats de l'instrument Oedométriques.....	20
2.5. Corrélation entre la dureté Brinell et les propriétés mécaniques des roches.....	23
2.6. Analyse et discussion des résultats: Puits OMN-602.....	24
2.7. Analyse et discussion résultats : Puits OMN-402.....	28
Conclusion	31

Chapitre 3. - Système d'estimation de la qualité de la roche

Introduction	32
3.2. RQD (Rock quality distignation)	34
3.3 - Le système Q ou « <i>Tunneling Quality Index</i> »	35
3.4 - Le Rock Mass Rating (RMR)	35
3.5 - Le Geological Strength Index (GSI)	39
3.6 - Indice de continuité rocheuse :	41
Conclusion	48

Chapitre 4. - Description des essais au laboratoire

Introduction	49
4.1. Cadre géographique la de zone d'étude	49
4.1.1 Limites et localisations de la zone d'etude :	49
4.1.1.1. limites géographiques :.....	49
4.1.1.2. Limites géologiques :	50
4.1-2.Historique de l'exploration dans la region	50
4.3. Stratigraphie	50
4.3.1. Le socle	50
4.3. 2. Le Paléozoïque	50
4.3. 2. 1. Le Cambrien	51
4.3. 2. 2. L'Ordovicien	51
4.3. 2. 3. Le Silurien	51
4.3. 2. 4. Le Dévonien	52
4.3. 2. 5. Le Carbonifère.....	52
4.3. 2. 6. Le permien.....	52
4.3. 3. Le Mésozoïque	52
4.3. 3. 1. Le Trias	52
4.3. 3. 2. Le Jurassique	52
4.3. 3. 3. Le Crétacé	53
4.3. 4. Le Cénozoïque.....	53
4.3.4.1 TRIAS ARGILO-GRESEUX SUPERIEUR.....	53

Partie Expérimentale

4.4.Préparation des échantillons.....	54
4.4.1.Confection des éprouvettes	54
4.2.Lavage.....	54
4.3.Mesures pétrophysique	54
4.4 Mesures pétrographiques et minéralogiques :.....	56
4.4.1Méthode d'étude.....	56
4.4.4.2. Les éléments figurés :	56
4.4.3.Le Quartz.....	56
4.4. Les micas.....	56
4.5. Les feldspaths.....	56
4.6. Les minéraux lourds.....	56
4.7. La Matière Organique.....	56
4.5. Les ciments.....	56
4.5.1Le ciment siliceux.....	57
4.5.2 Le ciment argileux.....	57
CONCLUSION.....	57
4.5. Mesure des propriétés mécaniques :.....	59
4.5.1. Procédure expérimentale:.....	59
4.5.3. Interprétation des courbes en déformation :.....	60
4.6Détermination des paramètres mécaniques:.....	61
4.7. Courbe intrinsèque:.....	62
4.7. 1.Réalisation expérimentale et exploitation des résultats:.....	63

4.7.2. Interprétation des résultats des essais de compression simple:.....	65
4.7.2.1 Principaux résultats obtenus:.....	69
4.2.2 Interprétation des résultats des essais triaxiaux: :.....	70
4.3. Résultats expérimentaux des essais (compression simple et triaxiaux)	72
4.8.Essai D.S.C.A. (microfissuration):.....	74
4.8.1.Préparation des échantillons:.....	74
4.8.2.Montage des jauges extensométriques et du système d'étanchéité	74
4.8.3Procédure expérimentale:.....	75
4.8.4.Principe de la méthode:.....	76
4.9.Théorie :.....	76
4.10. Résultats et interprétation :.....	77

Chapitre 5. - Modélisation du comportement mécanique de la roche réservoir

5.1 Introduction	80
5.2.Lien entre la simulation réservoir et la modélisation géomécanique.....	80
5.3.La simulation réservoir	81
5.4.Méthodes de couplage et modélisation géomécanique	82
5.5.Descriptif du modèle	84
5.6.Géométrie, maillage et conditions aux limites du modèle.....	84
5.7.Données de production	86
5.8 Comportement de réservoir et les couches couvertures durant la période de production	90
5.8.1 Paramètres du modèle	90
5.9.Etape initiale et équilibre géostatique.....	93
5.10.Résultats et discussions	93
Conclusion générale	97

Références bibliographiques

Annexe 1

Annexe 2

Annexe 3

Liste des Symboles

BHN : Brinell hardness number

L : Applied Load

D : Diameter of Ball Indentater

d : Diameter of Indentation

h : Depth of Indentation

F : dureté

n : nombre de coupe.

h : indication de volumétrie.

P : pression en MN

D : diamètre (distance entre les pointes de chargement) en m.

K : constante dépendant de la forme de l'éprouvette (varie entre 0.5 et 1).

Is : Le nombre de la pointe du cône standard.

Im : Le nombre de la pointe du cône modifié.

RQD : Rock Quality Designation

RSR : Rock Structure Rating

Jn : le nombre de familles de discontinuités

Ja : caractérise l'altération des épontes des discontinuités

Jw : quantifie les contraintes hydrauliques

SRF : le Stress Rating Factor « *Facteur de Réduction des Contraintes* »

Jv : la densité des joints

Jn : la somme des discontinuités du massif rocheux

Jr : définit la rugosité de la roche

Ja : degré d'altération de la roche

Jw : le facteur de réduction hydraulique

RMR : Rock Mass Rock

GSI : Geological Strength Index

SCR : Surface Condition Rating

SR : Structure Rating

Jv : densité des joints

L : Longueur de l'échantillon (cm)

Φ : Diamètre de l'échantillon (cm)

Vp : Volume poreux (cc)

\emptyset : Porosité (%)

D : Densité des grains

Déf. axi : Déformation axiale ($\mu\text{m}/\text{m}$)

Déf. Rad : Déformation radiale ($\mu\text{m}/\text{m}$)

Déf. vol : Déformation volumique ($\mu\text{m}/\text{m}$)

σ dévia : Contrainte déviatorique (Psi).

Pc : Pression de confinement (Psi)

σ axi : Contrainte axiale (Psi)

σ rup : Contrainte de rupture (Psi)

Rc : Résistance à la compression simple (Psi)

E : Module de Young (MPsi)

E 50% : Module de Young à 50 % du chargement (MPsi)

ν : Coefficient de Poisson

ν 50% : Coefficient de Poisson à 50 % du chargement

D.S.C.A : Difference Strain Curves Analysis

OFM : oil filed manger

Liste des Figures

N° Figures	Chapitre 1	N°de Page
Figure 1.1	Schéma simplifié d'un réservoir et chronologie des mécanismes mis en place au cours de la production.	5
Figure 1.2	Illustrations des phénomènes de subsidences observables en surface	6
Figure 1.3	Evolutions couplées de l'inondation d'une plaine deltaïque, liée à la subsidence à l'échelle régionale.	7
Chapitre 2		
Figure 2.1	schéma du marteau de Schmidt	12
Figure 2.2	schéma de la charge de pointe	13
Figure 2.3	schéma de la pointe du cône NCB	14
Figure 2.4	Installation de pointe du cône NCB	16
Figure 2.5	l'étalonnage de pointe du cône NCB	16
Figure 2.6	Schéma de modification de l'oedomètre	18
Figure 2.7	les résultats de la dureté Brinell (oedomètre modifié)	22
Figure 2.9	Comparaison entre la vitesse des ondes P et la densité de l'échantillon.	25
Figure 2.10	Comparaison entre la cohésion apparente et la densité de l'échantillon.	25
Figure 2.11	Comparaison entre la vitesse des ondes P et la dureté Brinell.	26
Figure 2.12	Comparaison entre le module de Young et la dureté Brinell.	26
Figure 2.13	Comparaison entre le facteur de contrainte triaxial et la dureté Brinell.	27
Figure 2.14	Comparaison entre le facteur de contrainte Triaxial et la cohésion	27
Figure 2.15	Comparaison entre la vitesse des ondes P et la densité	28
Figure 2.16	Comparaison de la cohésion apparent et la densité	29
Figure 2.17	Comparaison entre la vitesse des ondes P et la dureté Brinell.	29
Figure 2.18	Comparaison entre le module de young et la dureté de Brinell.	30
Figure 2.19	Comparaison entre le facteur de contrainte triaxial et la dureté Brinell.	30
Figure 2. 20	Comparaison entre le facteur de contrainte triaxial avec la cohésion.	31
Chapitre 3		
Figure 3.1	Procédure de détermination du RQD	34
Figure 3.2	Log de sonique de l'indice de continuité	44
Chapitre 4		
Figure 4.1	Carte de situation géographique de la région de Rhourde Nous	49
Figure 4.2	Banc d'essai triaxial roche	59
Figure 4.3	Déformation en fonction de pression déviatorique	61
Figure 4.4	Variation des paramètres mécaniques en fonction de la profondeur	66
Figure 4.5	Comparaison entre les paramètres mécaniques horizontaux et verticaux	67
Figure 4.6	Corrélation entre le module de Young et la résistance à la compression simple	68
Figure 4.7	Corrélation entre la porosité et la résistance à la compression simple	68
Figure 4.8	Variation des paramètres mécaniques en fonction de la profondeur (Essais triaxiaux)	71
Figure 4.9	les différentes parties des courbes contrainte-déformation	72
Figure 4.10	Banc d'essai de microfissuration	74
Figure 4.11	Montage des jauges et du système d'étanchéité	75
Figure 4.12	Disposition des jauges sur l'échantillon	76
Figure 4.13	Courbe théorique de pression/déformation	77
Figure 4.14	Courbe de pression/déformation	78

Chapitre 5

Figure 5.1	Echanges de données entre les simulations réservoirs et géomécaniques d'après [Longuemare et al., 2002]	83
Figure 5.2	Modèle Géomécanique	85
Figure 5.3	Maillage de modèle	85
Figure 5.4	Représentation et localisation des puits dans le plan du réservoir	86
Figure 5.5	Pressions de pore au toit du réservoir calculées par le OFM aux différents pas de temps	87-88
Figure 5.6	L'évolution de la pression au niveau de différents puits.	89
Figure 5.7	Déformations volumiques au pas géostatique	93
Figure 5.8	contraintes moyennes résultant de la dépletion du réservoir	94
Figure 5.9	champs du déviateur de contrainte au pas de temps 4	94
Figure 5.10a.	la contrainte verticale moyennne dans la couverture au pas 2	95
Figure 5.10b	la contrainte verticale moyenne dans la couverture au pas 3	95
Figure 5.11	variations du champ de contrainte dans la structure	96

Liste des Tableaux

N° Tableau	Chapitre 1	N°de Page
Tableau 1.1	Classification des roches détritiques.	4
	Chapitre 2	
Tableau 2.1	Résultats de dureté Brinell pour le grèsrouge (NCB)	20
Tableau 2.2	Résultats de dureté Brinell pour le grès blanc (NCB)	20
Tableau 2.3	Résultats de dureté Brinell pour le grès rouge (Oedomètre modifié)	21
Tableau 2.4	Résultats de dureté Brinell pour le grès blanc (Oedomètre modifié)	21
Tableau 2.5	Résultats des propriétés mécaniques -Puits OMN602	23
Tableau 2.6	Résultats des propriétés mécaniques -Puits OMN402	24
	Chapitre 3	
Tableau 3.1	Tableau récapitulatif de quelques types de classification	33
Tableau 3.2	Comparaison entre le Q-système et le RMR-système	36
Tableau 3.3	Classification RMR des massifs rocheux (Bieniawski , 1989 in Hoek et al., 1995)	37
Tableau 3.3 suite	Classification RMR des massifs rocheux (Bieniawski , 1989 in Hoek et al., 1995	38
Tableau 3.4	Classification GSI modifiée des massifs rocheux fracturés	40
Tableau 3.5	Classification des roches suivant l'indice de continuité	41
Tableau 3.6	Valeurs de l'indice de continuité en fonction de la profondeur	47
Tableau 3.7	Résultats de la classification des roches suivant l'indice de continuité	48
	Chapitre 4	
Tableau 4.1	Résultats des mesures pétrographiques	55
Tableau. 4.2	Résultats des mesures minéralogiques	58
Tableau 4.3	Résultats des essais de compression simple	64
Tableau 4.4	Résultats des essais triaxiaux	69
Tableau 4.5	Paramètres In Situ du réservoir	79
	Chapitre 5	
Tableau 5.1	Propriétés mécanique des différentes rock zones (1/2)	91
Tableau 5.1	Propriétés mécanique des différentes rock zones (2/2)	92

Résumé

L'objectif de notre recherche est de montrer le comportement mécanique du réservoir pétrolier et en particulier le changement de son état induit par leur exploitation.

La production d'un réservoir pétrolier provoque des changements de la répartition des contraintes et des pressions des fluides en place dans le champ. Un nouvel état de contrainte s'établit à chaque instant de production et provoque à son tour une modification des paramètres d'écoulement, les effets géomécaniques induits par la production d'un réservoir sont notamment susceptibles d'engendrer des changements significatifs de porosité et de perméabilité.

- Dans le réservoir, la déplétion (diminution des pressions de pore) engendre une diminution de la contrainte effective, qui se traduit par le phénomène de compaction.
- Dans les formations encaissantes (dont la couverture), la transmission des champs de contrainte et de déplacement peut entraîner une éventuelle subsidence (affaissement au niveau de la surface).

L'objectif principal de ce travail est d'étudier les variations du champ de contrainte au sein du réservoir en cours de production. Cette étude s'appuie sur un cas synthétique inspiré d'un champ de la région de Hassi Messaoud avec les données réelles du réservoir TAGS.

La simulation et la modélisation ont été réalisées avec le logiciel OFM et le code PLAXIS. (PLAXIS 8.2). Ce code permet de simuler le comportement mécanique des roches et la construction d'un modèle géomécanique d'un réservoir.

Mots-clés: Roches réservoirs, Comportement hydromécanique, contraintes, déplétion, modélisation.

Abstract

This research shows the mechanical behavior of the oil reservoir and in particular the change of state induced by their exploitation.

The production of oil reservoir causes changes in the distribution of stresses and pressures of fluids in place of the field. A new stress state is established at every moment of production and causes a change in flow parameters. Geomechanical effects induced by the production of reservoir are possible to generate significant loads of porosity and permeability.

- In the reservoir, depletion (decrease of pore pressures) causes a decrease in effective stress, resulting in the phenomenon of compaction.

- In the adjacent formations (including the cover), the transmission of stress fields and displacement can lead to a possible subsidence (subsidence at the surface).

The main objective of this work is to study the variation of the stress field within the reservoir during production. This study is based on a synthetic case based on a field in the region of Hassi Messaoud with a TAGS reservoir real data.

Simulation and modeling were carried out with the OFM software and PLAXIS code. (PLAXIS 8.2). This code is used to simulate the mechanical behavior of rocks to build a geomechanical model of reservoir.

Keywords:mechanical behavior, rock reservoir , stress, depletion, subsidence

ملخص

هذا البحث يبين السلوك الميكانيكي لخزان النفط وعلى وجه الخصوص التغيرات الناجمة عن استغلاله.

إنتاج خزان النفط يسبب تغيرات في توزيع إجهادات والضغط السوائل في مكان

في كل لحظة الإنتاج. تتغير إجهادات جديدة ، وهذا بدوره يؤدي إلى تغيير في تدفق ، والآثار الجيوميكانيكية الناجمة عن إنتاج خزان خاص من المحتمل أن تولد تغيير في المسامية والنفاذية.

- فيصخور الخزان (النقص من الضغوط المسام) تسبب نقصا في الضغط الفعال، مما أدى إلى ظاهرة من الضغط.

- في التكوينات المحيطة بها (بما في ذلك غطاء)، ونقل من حقول التوتر والنزوح يمكن أن يؤدي إلى هبوط ممكن (هبوط في السطح).

والهدف الرئيسي من هذا العمل هو دراسة الاختلاف في حقل الإجهاد داخل الخزان أثناء الإنتاج. وتعتمد هذه دراسة على

حالة في حقل بمنطقة حاسي مسعود مع بيانات حقيقية.

وأجريت المحاكاة والنمذجة مع البرنامج OFM ورمز PLAXIS ويستخدم هذا الرمز لمحاكاة السلوك الميكانيكي للصخور لبناء نموذج الجيوميكانيكية.

كلمة مفتاح: إجهادات , السلوك الميكانيكي لصخور, الخزان, هبوط

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Une connaissance plus approfondie du comportement mécanique des roches réservoirs et des couches couvertures, et plus particulièrement de leur tenue, s'avère aujourd'hui indispensable dans le cadre de plusieurs thèmes de recherche d'importance croissante.

Dans l'industrie pétrolière où le comportement des roches réservoir intervient naturellement dans les simulations géomécaniques pour une meilleure évaluation des quantités d'effluent produites, et du comportement mécanique de l'ensemble réservoir / épontes, ou directement exploitées pour étudier les phases d'abandon des puits par exemple. Ces calculs à grande échelle font à priori intervenir un comportement essentiellement de la roche réservoir et des problèmes de tenue de cette roche en fonction de l'historique des contraintes.

Parmi les roches réservoirs, les roches gréseuses (grès) sont les plus couramment rencontrées en Algérie. Ces roches présentent une grande variabilité de composition et de structure. Elles sont, en grande partie, composées de minéraux argileux plus ou moins compactés.

Ce travail de thèse est principalement motivé par les besoins de caractérisation expérimentale dans le domaine des comportements mécaniques des roches réservoir. Le travail vise à mesurer, analyser, modéliser et donc prévoir le comportement mécanique du réservoir pétrolier en particulier le changement de son état induit par son exploitation.

L'objectif de cette thèse est d'améliorer la compréhension de l'évolution du champ des contraintes au sein du réservoir et des couches couvertures au cours de la production.

Cette thèse est organisée en cinq chapitres principaux :

- Le premier chapitre introductif et bibliographique présente l'importance d'une collaboration étroite entre la Géomécanique et Ingénierie de Réservoir
- Le 2^{ème} chapitre présente la théorie relative à la dureté des roches, et la relation entre les paramètres mécaniques des roches avec la dureté.
- Le 3^{ème} chapitre, de la thèse mémoire introduit les systèmes de classification des massifs rocheux le système RMR (Rock Mass Rating), le Q-System (Tunneling System) et le GSI (Geological Strength Index), Le IC (Indice de Continuité rocheuse).
- Le 4^{ème} chapitre présente trois types d'essais réalisés :
 - Essais de compression simple
 - Essais (DSCA) pour les mesures des contraintes In-Situ
 - Essais triaxiaux à une pression de confinement sur les grès de réservoir TAGS.

Les différents résultats obtenus ont été complétés par une caractérisation pétrographique et pétrophysique des échantillons testés.

Dans le 5^{ème} chapitre(dernière partie) , une étude du comportement des roches réservoir pétrolier est réalisée sur un cas synthétique avec différentes propriétés mécaniques pour le réservoir et la couverture. La modélisation géomécanique est partiellement couplée avec l'approche réservoir qui modélise les écoulements des fluides avec des hypothèses très simplificatrices pour la mécanique. Le lien entre les simulations réservoir et géomécanique est établi au moyen des pressions (résultat de la simulation du réservoir), qui sont ensuite utilisées pour la simulation géomécanique du réservoir.

Chapitre 1

Recherche bibliographie

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

Dans ce chapitre, essentiellement bibliographique, nous faisons tout d'abord un rappel général portant sur la définition d'un réservoir pétrolier et les aspects géologiques des roches réservoirs. Après avoir rappelé la définition des roches sédimentaires détritiques, Puis, nous présentons l'importance d'une collaboration étroite entre la géomécanique et ingénierie de réservoir.

1. Les réservoirs

Un réservoir est une formation du sous-sol, poreuse et perméable, renfermant une accumulation naturelle, individuelle et séparée, d'hydrocarbures (huile et / ou gaz), limitée par une barrière de roche imperméable et souvent par une barrière aquifère, et qui est caractérisée par un système de pression naturelle.

Le réservoir, sous-entendu (imprégné d'hydrocarbures), est généralement subdivisé en couches, ou niveaux, ou unités (qui sont individualisés de façon lithologique, par l'étude des carottes et des diagraphies)

Un gisement est constitué d'un, ou de plusieurs réservoirs superposés ou proches latéralement. Certains gisement sont constitués de plusieurs dizaines ou même de plusieurs centaines de réservoirs. On les appelle des multicouches.

Un réservoir peut contenir soit de l'huile, soit du gaz, soit encore les deux fluides superposés

1.1. Les roches réservoirs

Les principales roches réservoirs sont constituées de grès et/ ou de carbonates. Ce sont des roches sédimentaire , c'est-à- dire formées à partir de sédiments constitués en surface par des débris(minéraux, animaux ou végétaux) ou des précipitations chimiques. Elle sont stratifiées en lits successif.

D'une manière générale, les processus de formation géologique des roches ont une influence très importante sur le comportement mécanique de celles-ci. La description précise des compositions minéralogiques et des textures de la roche fournit au mécanicien des informations toujours précieuses. Dans cette optique, les géologues classent les roches en trois grands groupes CHAMLEY (1990), COJAN et RENARD (1999), PROTHERO et SCHWAB (2003), READING (1996), et TUCKER (2001) :

les roches sédimentaires sont formées à partir de dépôts d'éléments détritiques, chimiques ou biochimiques (grès, argilite....)

- les roches éruptives (basal....)

- les roches métamorphiques (schiste, marbre....)

Pour l'étude du comportement mécanique d'un grès réservoir , il nous a paru important de faire un rappel général sur l'origine des grès (roche sédimentaire détritique), ainsi que sur la présence des discontinuités et des fissures au sein de la roche.

1.1.1 Les roches sédimentaires

Les roches sédimentaires font partie inhérente du cycle géologique, puisque leurs constituants (grains ou ions solubles) résultent de l'altération de roches ou de sédiments préexistants. Ces constituants ont subi un certain transport et ils se sont déposés, ou ont été précipités dans un bassin de sédimentation. L'évolution post-dépôt de ces sédiments (diagenèse) les transforme en roches sédimentaires. Ces roches peuvent subir un métamorphisme et être à leur tour soumises à l'altération lors de leur passage à la surface des continents.

Il est possible de classer les roches sédimentaires en quatre grandes classes génétiques

- les roches détritiques.
- les roches biogéniques, biochimiques ou organiques.
- les roches d'origine chimique résultant de la précipitation de minéraux dans un milieu sursaturé.
- une dernière classe est consacrée aux "autres roches sédimentaires" dont l'origine n'est pas liée à l'altération.

1.1.2 Les sédiments détritiques

Une première distinction parmi les roches détritiques est fondée sur l'état d'agrégation des particules sédimentaires : on oppose les roches meubles et les roches plastiques aux roches dures ou cohérentes. Dans les roches meubles, les grains détritiques sont entièrement indépendants les uns des autres : ils forment un assemblage en équilibre mécanique dont les espaces intergranulaires (pores) représentent une fraction importante du volume de la roche. Dans les roches plastiques, la présence de minéraux argileux en quantité importante permet une déformation sous contrainte. Dans les roches cohérentes, les constituants sont intimement soudés les uns aux autres. La transformation du sédiment meuble en roche indurée résulte soit de l'introduction d'un ciment entre les grains, soit de la compaction du sédiment, soit encore de la déshydratation des constituants argileux.

Un critère général sert à la classification des roches meubles et cohérentes: c'est la dimension des particules détritiques. On admet généralement trois grandes classes granulométriques (Tableau 1.1):

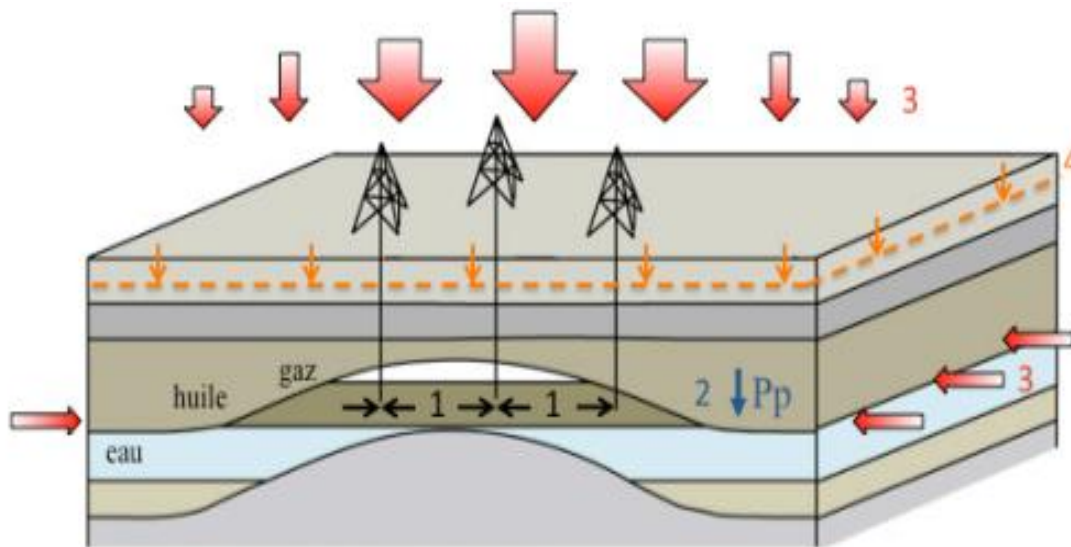
Tableau 1.1 : Classification des roches détritiques.

Diamètre des particules	sédiments meubles		sédiments indurés	
> 2 mm	Gravier		conglomérat, brèche	
de 2 mm à 62 µm	Sable		grès	
<62 µm	de 62 µm à 4 µm	silt	de 62 µm à 4 µm	siltite
	4 µm	Argile	< 4 µm	argilite

On notera que parmi les sédiments détritiques, on trouve les grès, ils représentent 80 % des réservoirs et 60 % des réservoirs d'huile en Algérie objet de la présente étude.

2. La géomécanique et ingénierie de réservoir:

Durant les premières années de l'exploitation d'un gisement, la récupération dite primaire se fait essentiellement par drainage contrôlé. Les mécanismes de cette récupération reposent sur la poussée hydraulique des fluides sous pression dans le réservoir. L'extraction de ces fluides engendre une diminution de la pression de pore, dite déplétion, au sein du réservoir et se traduit alors par une augmentation de la contrainte effective. De par l'extension latérale importante des réservoirs, la contrainte verticale exercée sur ceux-ci tend à augmenter plus rapidement que la contrainte horizontale. Cette modification du champ de contrainte appliqué sur le réservoir cause une compaction de celui-ci. En conséquence, cette compaction induit une déformation de la structure de la roche et de l'espace poreux associé.



- 1- Mise en production du réservoir
- 2- Pression de fluide (P_p) diminue (Déplétion du réservoir)
- 3- Augmentation du champ de contrainte régionale forte augmentation de contrainte effective verticale (fonction de la distance aux puits)
- 4- Diminution du niveau de la surface sous l'effet de compaction : Subsidence

Figure 1.1 : Schéma simplifié d'un réservoir et chronologie des mécanismes mis en place au cours de la production.

Dans le contexte pétrolier actuel, une grande partie de la production est issue de réservoirs peu consolidés généralement localisés à des profondeurs moins importantes. Dans ce cas, l'augmentation de contrainte entraîne une modification de la structure poreuse du matériau. La prédiction de l'ampleur de ces modifications structurales constitue alors un enjeu majeur pour les ingénieurs de réservoir, et ce, afin d'optimiser les taux de récupération et de garantir un meilleur contrôle des cinétiques de production. Si les déformations affectant la structure de la roche sont limitées et gardent un caractère purement élastique, c'est à dire réversible, la compaction tend à améliorer la production du réservoir. En effet, elle permet une

préservation, voire une augmentation de la pression de fluide, et améliore les capacités de production en drainage contrôlé. A titre d'exemple, la production du champ de Bachaquero, au Venezuela, a été assurée à plus de 50% par ces mécanismes de compaction (Merle et

al. 1976). Cette compaction peut néanmoins s'étendre aux couches sous et sus-jacentes (Segall, 1989) et être à l'origine de phénomènes de subsidence en surface, c'est à dire une baisse du niveau de la surface (voir figure 1.2). L'ampleur de cette subsidence varie fortement suivant les réservoirs exploités. En effet, elle peut être limitée ; par exemple, Maury et Grasso (1990) relèvent des taux de subsidence inférieurs à 6cm sur une durée d'exploitation de 30 ans du champ gazier de Lacq, dans le sud de la France. Au contraire, les taux de subsidence peuvent être très importants, et avoir des conséquences sur les infrastructures d'exploitation, et donc avoir des répercussions économiques, mais également environnementales (Boutéca et al. 1996). Un exemple célèbre est celui du champ d'Ekofisk en mer du Nord, pour lequel des taux de compaction maximum de 42cm/an ont été enregistrés (Sylte et al., 1999) et sont à l'origine d'un enfoncement important des plateformes pétrolières (voir Figure 1.2.c).

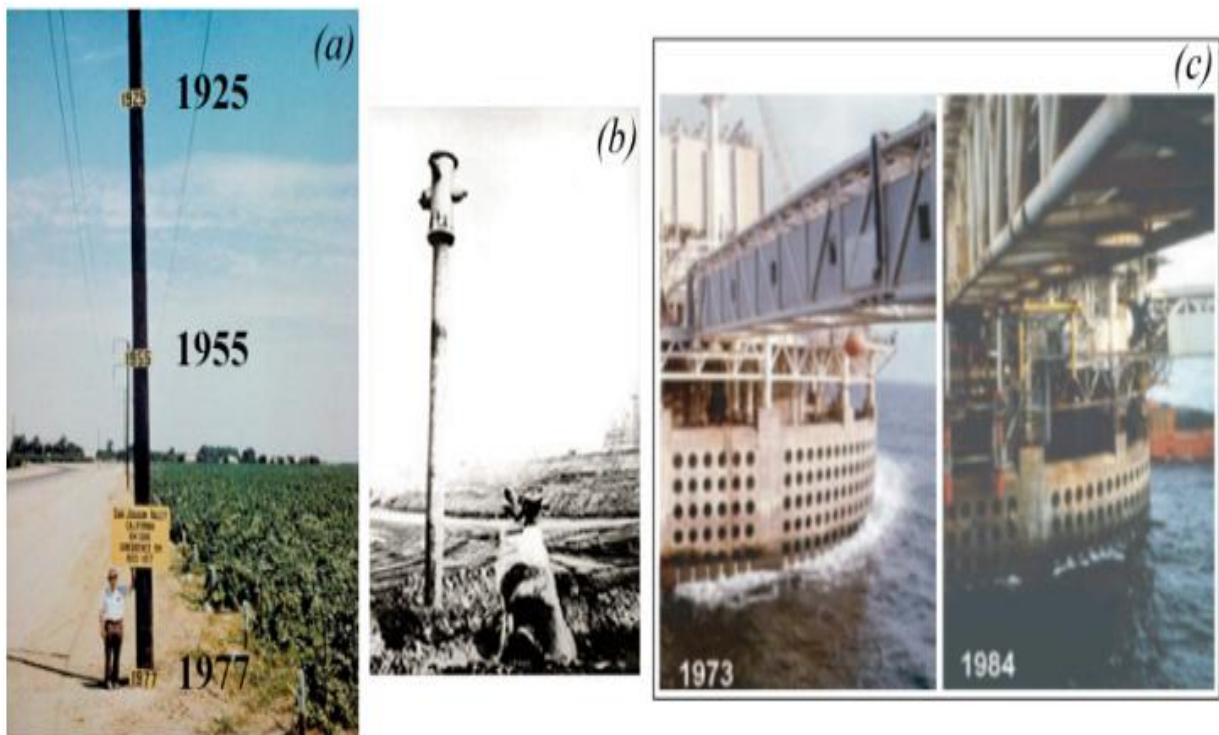


Figure 1.2 : Illustrations des phénomènes de subsidences observables en surface : (a) Photographie d'un poteau sur lequel est reporté le niveau de la surface en 1925 et 1955. Une subsidence d'environ 15m en 50ans induite par l'exploitation d'un aquifère carbonaté à Bakersfield en Californie, est observable (Xu et Nur, 2001). (b) Élévation d'une borne incendie de 4m au dessus de la surface, en raison de la subsidence induite par la production d'un champ de pétrole et de gaz à Long Beach, Californie (source : <http://www.npd.no>). (c) Photographies d'une plateforme pétrolière dans le bassin d'Ekofisk, en Mer du Nord, prises respectivement en 1973 et 1984 (Sulak, 1990).

En termes d'infrastructures, la compaction peut également causer d'importants dommages au niveau des puits. Particulièrement observés dans le cas des réservoirs peu consolidés, les mécanismes de compaction sous l'effet de la déplétion peuvent causer une déformation importante, pouvant conduire à la rupture des casings. Par exemple, près d'un millier de puits du champ de Belridge en Californie ont subi d'importants dommages en raison de la forte compressibilité, liée à une forte porosité, des réservoirs (diatomites) exploités sur ce champ (Fredrich et al., 2000). Da Silva et al. (1990) notent également la rupture de plus de 90 casings induite par une augmentation des contraintes axiales et radiales appliquées sur les puits, lors de l'exploitation de réservoirs carbonatés de forte porosité, sur un champ de Mer du Nord.

Si la compaction peut être à l'origine d'endommagement des infrastructures, celle-ci peut également avoir un impact important sur la productivité d'un réservoir. En effet, la compaction tend à diminuer sensiblement la porosité de la roche, et par conséquent sa perméabilité (Ostermeier, 2001).

Si la contrainte appliquée sur le réservoir devient suffisamment importante, elle peut induire une déformation irréversible de la structure de la roche qui se traduit généralement par une forte diminution de plus ou moins uniforme sa porosité. En effet, l'endommagement du réservoir peut se traduire par la mise en place de structures pouvant, d'une part, limiter les possibilités d'écoulement, telles que les bandes de compaction (Sternlof et al., 2006), ou d'autre part, modifier les chemins d'écoulements à grande échelle, tels que les fractures observées dans certains réservoirs carbonatés de Mer du Nord (Prevost et Chin 1994).

Récemment, Morton et al. (2006) montrent l'évolution couplée entre le taux de subsidence et La productivité d'un champ en Louisiane (voir Figure 1.3.). Dans cette région, la subsidence est liée à deux mécanismes ; la production induit d'une part la compaction du réservoir, et d'autre part, la réactivation d'une faille normale en marge des champs producteurs. La conséquence directe de la subsidence est une inondation de la plaine deltaïque dans cette région. Morton et al. (2006) montrent une corrélation étroite, spatiale et temporelle, entre les pertes de surface émergée et les taux de production. La subsidence est en effet maximale au pic de production et tend à diminuer à mesure que la production décline.

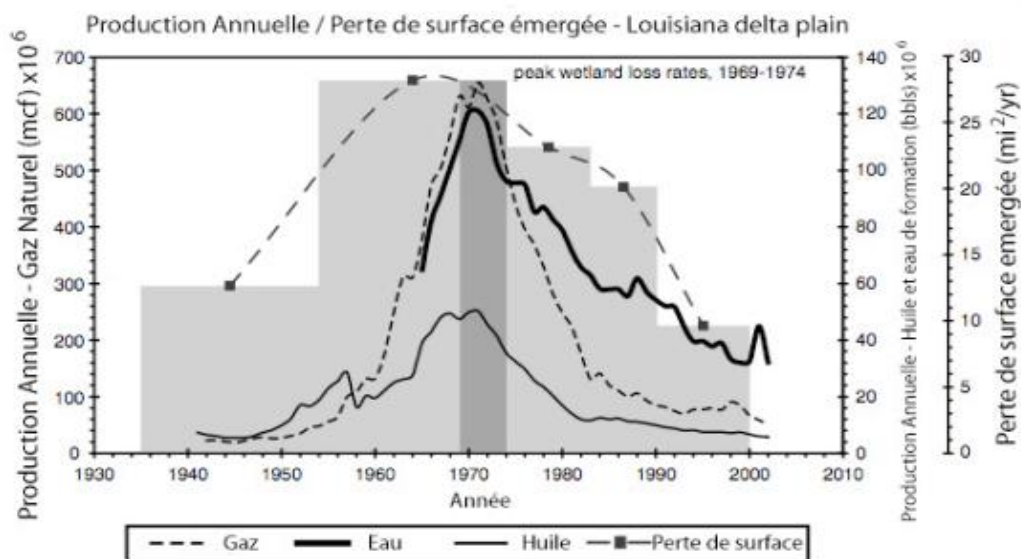


Figure 1.3 : Evolutions couplées de l'inondation d'une plaine deltaïque, liée à la subsidence à l'échelle régionale, et des productions d'hydrocarbures des champs pétroliers avoisinants (d'après Morton et al. 2006)

Une autre grande partie de la production mondiale provient également des réservoirs fortement enfouis dits « Haute Pression / Haute Température ». En raison de leur enfouissement important les réservoirs HP/HT sont fortement consolidés et donc très résistants. La productivité de ce type de réservoir est en règle générale assurée par un important réseau de fractures. Les déformations enregistrées sur ce type de réservoirs sont faibles, mais peuvent conduire à une très forte accumulation de contraintes. Sous l'effet de la déplétion, les mécanismes les plus importants ne sont plus liés à la compaction mais à la fracturation et la modification de la conductivité hydraulique des fractures. En effet, les déformations tendent à se localiser essentiellement dans les fractures, et en altère la perméabilité. De par la forte accumulation de contrainte, l'endommagement à l'échelle du réservoir peut se traduire par une fracturation intense, qui peut avoir des répercussions importantes sur la productivité, par la modification des chemins préférentiels d'écoulement (Heffer et al., 1994).

Chapitre 2

Analyse des théories relatives à la dureté des roches

1. Introduction :

La dureté d'une roche est directement liée à sa composition chimique et sa structure atomique, et reflète dans une certaine mesure les propriétés physiques et mécaniques de la matière minérale. La dureté est une qualité qui est facilement appréciée mais pas facile à décrire quantitativement. Différents tests ont été développés pour évaluer la dureté, dont la plupart mesurent la résistance du matériau à gratter ou à rayer la roche [(Small, 1960 ; Obert, Windes & Duvall, 1946 ; Tabor, 1951; Lea, 1936; Lysaght, 1969; Deere & Miller, 1966)]. Mohs a proposé une échelle de dureté en utilisant un ensemble standard de dix minéraux auxquels des numéros de dureté relative ont été alloués. La dureté d'un objet à tester est évaluée en observant si oui ou non il est rayé par l'une des normes minérales. La dureté de zéro peut être un outil utile pour une évaluation rapide mais rugueuse et présente l'avantage de ne pas avoir recours à l'instrumentation, cependant, elle est rarement utilisée en ingénierie.

L'instrumentation utilisée pour déterminer la dureté des roches a été développée à partir des techniques d'indentation pour mesurer la dureté des métaux, des minéraux et autres matériaux qui sont supposés être homogènes. La dureté est exprimée en unités arbitraires en fonction de la conception et de l'application de l'instrument de mesure. Le PNE Cône Pénétrateur a été utilisé dans le domaine de la mécanique des roches pour donner une indication sur la dureté de la roche.

Les corrélations de résistance à la compression et la dureté des roches (mesure de charbon) ont été effectuées par Szlavins (1971), qui a relié la résistance en compression uni axiale avec pénétrateur cône dureté. Les enquêtes sur les critères expérimentaux de classification des substances rocheuses menées par Coates (1964) ont suggéré la possibilité d'utiliser un test empirique, comme un essai de dureté ou de rebond, pour estimer la résistance de la roche.

En conséquence, Vander Vlis (1970) a appliqué le test de dureté Brinell, bien connu en mécanique, sur des échantillons de roche et a montré qu'il pouvait être utilisé comme un critère pratique pour la classification des roches. Il a en outre suggéré l'existence d'une relation empirique entre le nombre de dureté Brinell et les modules élastiques de la roche.

Les essais au pénétromètre à bille sur la roche, déjà appliquée par Huitt et McGlothlin (1958) dans les études sur les déformations qui se produisent au cours de l'étalement des fractures hydrauliques, désigne également la dureté comme indicateur utile pour les propriétés des roches.

D'autre part, Geertsma (1985) a proposé d'évaluer les risques d'afflux de particules, par l'utilisation du test de dureté Brinell.

La détermination de la dureté de la roche est donc un concept important dans la mécanique des roches. La dureté, cependant, n'est pas une propriété fondamentale d'un matériau, elle n'a pas de valeur qualitative évaluée à l'exception d'une charge spécifique appliquée conjointement avec un diamètre spécifique de l'empreinte de la bille.

2. Différentes Méthodes de Mesures de la dureté des Roches :

2.1 La dureté Brinell

La dureté Brinell d'une roche peut être mesurée à l'aide d'un échantillon de roche soumis à une charge prédéterminée au moyen d'une bille de forme sphérique en acier et en mesurant le diamètre ou la profondeur de l'empreinte.

L'essai de la dureté Brinell est de la valeur particulier dû au rapport apparent qui existe entre la dureté et les autres propriétés mécaniques de la roche.

La recherche antérieure a suggérée l'existence d'un rapport empirique entre la dureté Brinell et le module élastique de la roche, pour permettre une estimation du module d'Young. Par conséquent, l'essai de la dureté Brinell est envisagée favorablement par quelque section de l'industrie de pétrole pour une estimation simple et rapide du module d'élasticité, ce qui réduit le coût élevé d'un long et difficile programme d'essai de roche au laboratoire.

2.1.2 Théorie de l'essai :

Le nombre de la dureté Brinell (BHN) est défini comme le rapport L / A où :

L est la charge appliquée et A de la surface sphérique de l'empreinte en millimètres carrés.

En ce référant au schéma ci-dessous, la surface sphérique est déterminée par la mesure soit (1) du diamètre ou (2) la profondeur de l'empreinte résultante.

Ce rapport est constant pour un matériau donné, seulement lorsque la charge appliquée et le diamètre pénétrateur sont constants.

Le BHN peut être calculé par la formule suivante :

$$BHN = \frac{L}{(\pi D/2) (D - \sqrt{D^2 - d^2})} \quad (1)$$

Où

$$BHN = \frac{L}{\pi DH} \quad (2)$$

Où:

BHN = indice de dureté Brinell (kg/mm²).

L = Charge Appliquée (kg)

D = Diamètre des billes Indenter (mm)

d = Diamètre de l'indentation (mm)

h = profondeur de l'indentation (mm).

2.2 Méthode expérimentale de bocardage

La méthode bocardage, pour la détermination du coefficient de dureté des roches, est fondée sur le principe de proportionnalité du travail fourni et la surface formée de la roche.

D'après les recherches, il a été établi que la surface nouvellement formée pendant le concassage des roches se compose en générale de 90% de morceaux dont le diamètre moyen est 0.5 mm, selon ce principe Protodiakonov Cadet a proposé la méthode de bocardage.

Pour la détermination du coefficient de dureté avec cette méthode il est nécessaire de suivre les instructions suivantes :

-Concasser la roche à l'aide d'un marteau en plusieurs morceaux de dimensions moyennes 10 à 14 mm.

-Prendre 5 charges pesants chacune 50 à 70 g.

- Concasser chaque charge dans un tube métallique a l'aide d'un poids de 2.4 Kg et un hâteur de chute de 60 cm. Le nombre de coups dépend de la dureté de la roche et varie d'habitude entre 5 et 15.

-Le produit concassé est versé dans un tamis de 0.5 mm.

-le produit d'une fraction fine moins de 0.5 mm se mesure dans une volumétrie de diamètre 23 mm.

-le coefficient de dureté moyen de la roche se détermine par la formule suivante ;

$$f=20n /h$$

Ou : n = nombre de coupes.

h = indication de volumétrie.

2.3 Essai du marteau de Schmidt

Le marteau de Schmidt opère sur le principe suivant : Quand un échantillon de roche est frappé avec un marteau en acier, la mesure de rebondissement, qui peut être observée par l'opérateur, est une mesure de la dureté et par conséquent de la résistance de la roche.

Le marteau de Schmidt décrit ci-dessous est de construction simple, accessible et très robuste ce qui le rend très pratique pour usage in situ. Il pèse environ 1600 g et est de 30 cm de longueur.

Le marteau de Schmidt (figure.1) consiste essentiellement d'un ressort et d'une masse de charge qui glisse le plongeur dans le logement tubulaire. Sur extension du ressort à une position prédéterminée et arrangée, un mécanisme automatique de déclenchement vient en action et pousse la masse à se heurter avec l'énergie du ressort tendu sur le renforcement du plongeur. L'action de déclenchement est par conséquent indépendante de l'opérateur. La masse rebondira par le plongeur, qui est en contact avec la roche sous l'essai et déplacera l'aiguille le long de l'échelle.

Avant de revenir à la position de zéro, l'aiguille peut être maintenue par la pression du bouton stop pour permettre de prendre la lecture. Quand le plongeur est complètement étendu il est automatiquement repositionné pour le prochain essai.

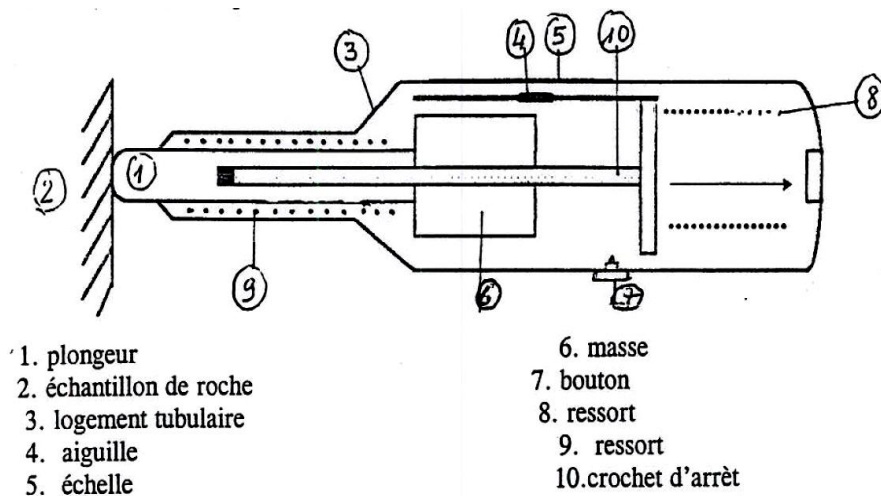


Figure .2.1: schéma du marteau de Schmidt

2.4 Essai de la charge de pointe :

La charge de la pointe (figure.2) est un instrument portable qui peut être utilisée pour déterminer la résistance à la compression uni axiale et la résistance à la traction d'une roche.

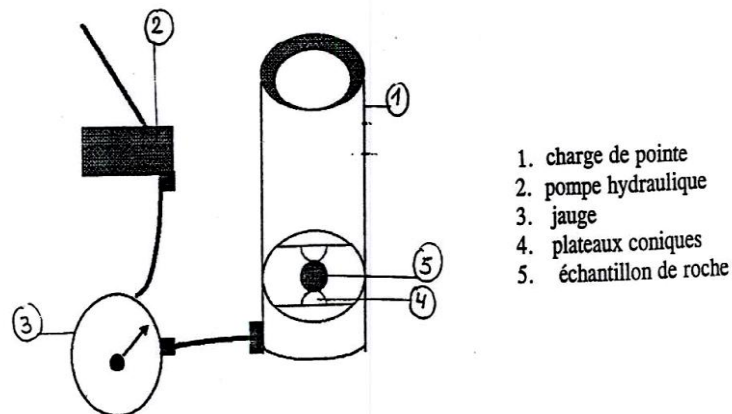


Figure.2.2 : schéma de la charge de pointe

Dans cet essai, un échantillon de roche préparé est placé entre deux plateaux tronqués et sphériques de la charge de pointe. La pression sera appliquée à l'aide d'un système de pompe hydraulique pour fournir une force uni-axiale jusqu'à la rupture de l'échantillon de roche. La pression appliquée au moment de la rupture serait notée. Il est nécessaire de mesurer le diamètre de chaque échantillon, qui sera inséré dans la charge de pointe en mode horizontal. Il est inutile de mesurer la longueur de l'échantillon, car il n'y a pas d'effet sur les résultats de l'essai.

L'instrument est composé d'une pompe hydraulique assurant la rupture de l'échantillon. La charge de pointe mesure environ 762 cm de hauteur et un diamètre d'environ 203 cm. C'est donc un instrument portable et peut être utilisé pour l'essai in situ. Dans cet essai, plusieurs types de roches seraient testés pour pouvoir satisfaire les résultats. Au moins 10 échantillons pour chaque type de roche seraient testés.

Comme cet essai peut être utilisé pour déterminer la résistance à la compression et la traction à partir de deux différentes équations.

Pour calculer la résistance à la compression de la roche (C_0) on peut utiliser la formule suivante :

$$C_0 = I_s * K \quad \text{avec} \quad I_s = P/D^2$$

Où

P = pression en MN

D = diamètre (distance entre les pointes de chargement) en m.

K = constante dépendant de la forme de l'éprouvette (varie entre 0.5 et 1).

2.5 Essai de la pointe du Cône NCB :

Dans cet essai, des petits morceaux de roche de types variés sont placés entre la barre flexible de la pointe du cône et la pointe de tungstène comme il est montré sur la figure.3

La pression dans la pointe est appliquée à l'échantillon de roche en variant l'échelle de vernier sur l'instrument, Ceci produit une déviation, La résistance à la compression uni-axial de la roche en question peut être déterminée.

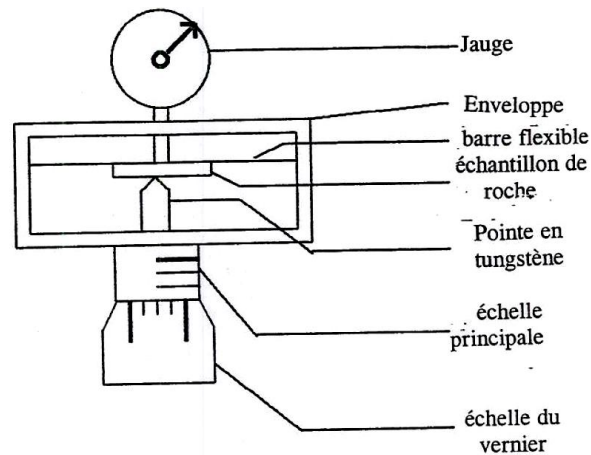


Figure .2.3 : schéma de la pointe du cône NCB

Un échantillon est placé en position, comme le montre le schéma ou ci-dessous assurant qu'il est justement maintenu et qu'il n'y a pas de déviation sur la jauge.

- La lecture initiale du micromètre est notée. (M0)

L'échelle de vernier est maintenant tournée jusqu'à une déviation de 0.635 mm comme le montre la jauge. La lecture du micromètre serait notée à ce stage (M1). S'il n'y a pas de rupture de l'échantillon ;le vernier devrait être tourné jusqu'au lecteur de la jauge 1.27mm .La lecture sur le micromètre serait encore notée. (M2).

Le nombre de la pointe du cône, I , est obtenu en divisant la déviation de la barre flexible par la pénétration du pointe de tungstène sur l'échantillon.

Le nombre de pointe de cône permet l'estimation d'un nombre de propriétés de la roche

Le nombre de la pointe du cône : $D1=Is/Ps$

$Ps=(M1-M0) - D1$ =pénétration.

La résistance à la compression uniaxiale peut être déterminée par l'équation suivante

$$\sigma_c = Is * 24.8$$

Dans le cas où il n'y a pas de rupture de la roche à une pénétration de 1.27 mm (jauge) .

La résistance à la compression peut être trouvée.

$$\sigma_c = I_m * 35.8$$

Où

I_s = Le nombre de la pointe du cône standard.

I_m = Le nombre de la pointe du cône modifié.

La pointe du cône est un petit instrument facilement portable dans une poche. Il est également très pratique et ne peut pas être utilisé in situ. Comme il n'exige aucune préparation de l'échantillon c'est aussi un instrument d'essai très commode. La pointe du cône est un instrument qui mesure la dureté de la roche sous l'essai.

IL existe des graphes qui sont valables pour permettre la corrélation du nombre de la pointe du cône la résistance et à la traction.

3. L'application de l'essai Brinell :

l'essai Brinell pour les roches consiste à utiliser des charges plus faibles par rapport au métal, tandis que le diamètre de la balle pénétrateur est généralement plus faible. Ainsi, l'utilisation de cet appareil standard de Brinell ne serait pas appropriée pour tester de petits échantillons de roche. Il était donc nécessaire de modifier la conception de l'équipement pour pouvoir l'utiliser en tant que testeur de la dureté des roches.

Deux instruments susceptibles d'être modifiés :

- **la pointe du Cône NCB** : modifié pour être utilisé comme testeur de la dureté portable.
- **L'oedomètre** : adapté pour être utilisé comme un appareil d'essai de laboratoire.

Les adaptations nécessaires, à ces instruments et les procédures de test sont développées ci-dessous.

3.1 L'instrument Pointe du cône NCB modifié :

L'instrument dans sa forme originale mesure la pénétration d'un cône à pointe en carbure de tungstène dans un fragment de roche sous une force constante. La charge appliquée est mesurée par la déviation d'un feuillard d'acier calibrée fixée à l'intérieur d'une fraise en acier (Figure.4).

La pénétration du cône dans l'échantillon est mesurée et utilisée pour donner un chiffre qui est liée à la résistance à la compression de la roche en cours de test.

La modification consiste à remplacer le pénétrateur conique par une balle de 5,5 mm de diamètre en acier.

En raison de l'utilisation d'une forme alternative d'un pénétrateur, il était nécessaire de recalibrer l'appareil. Ceci a été réalisé par l'application d'une série de poids à la bande d'acier par

l'intermédiaire de l'élément d'indentation et en notant les déflexions respectives indiquées par le comparateur de lecture.

Une fine plaque de métal a été placée entre le pénétrateur et la bande d'acier pour simuler la passerelle d'un échantillon de roche. Le banc d'étalonnage est illustré à la figure .5. La jauge à coulisse rotative sur l'instrument de référence a été mise à l'échelle dans les divisions de 0,025 mm.

Pour assurer une plus grande précision dans la lecture des profondeurs d'indentation, ces divisions ont été subdivisées pour produire des divisions de 0,005 mm.

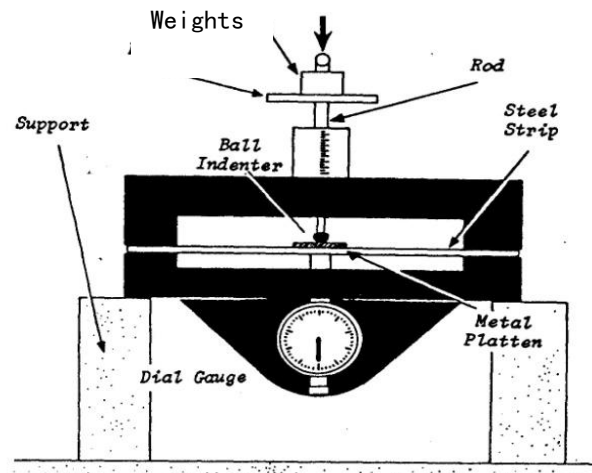


Figure .2.4: Installation de pointe du cône NCB

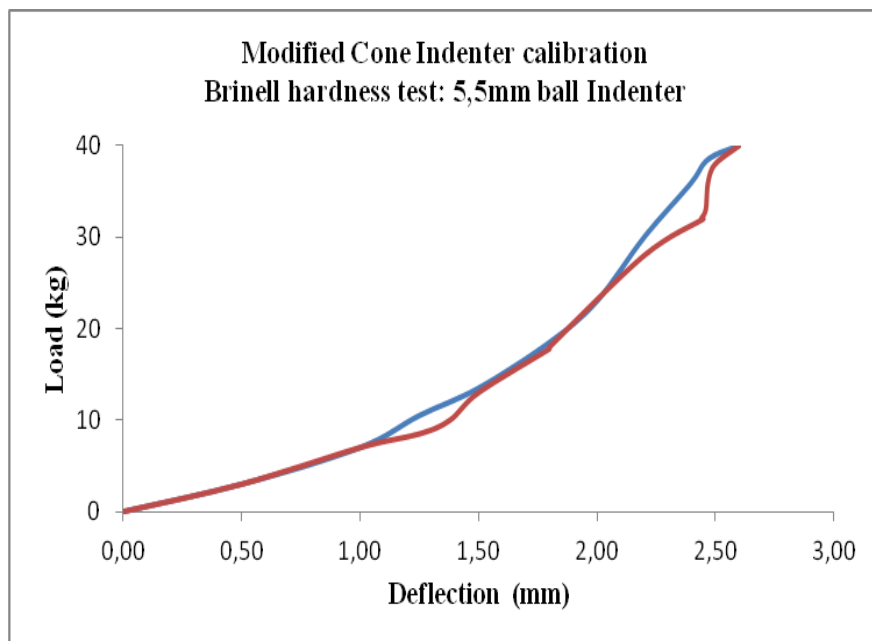


Figure.2.5: l'étalonnage de pointe du cône NCB

L'étalonnage de l'appareil par rapport à la charge appliquée par paliers de 2 kg pour un maximum de 40 kg. Les coefficients de pondération appliqués afin de réduire l'effet des

charges de choc. Les résultats sont présentés graphiquement sur la figure 3.4.

On peut voir sur le graphique que la déviation mesurée de la bande d'acier n'est pas linéaire, la plus élevée de la charge produisant une baisse du taux de changement de déviation. Cela a été considéré comme étant dû à la bande d'acier offrant une plus grande résistance à la flexion à des charges élevées.

3.1.1 Procédure de test:

La procédure de test est la suivante:

a) L'échantillon est inséré dans le dispositif et l'élément d'indentation mis en contact par rotation de la coulisse. Le comparateur est remis à zéro à ce point.

b) Le vérin est alors lentement et uniformément tourné jusqu'à la lecture de 1,28 mm (D1) indiqué sur la jauge. Ceci correspond à une charge de 10 kg.

c) Le vérin est légèrement tourné encore jusqu'à obtenir une lecture de 2,20 mm (D2). Ceci correspond à une charge de 30 kg.

d) La profondeur de l'empreinte résultante obtenue à partir de la relation suivante:

$$\text{Depth} = (M2 - M1) - (D2 - D1) \quad (3)$$

Deux autres tests sont généralement effectués sur chaque échantillon, on évitant de placer le pénétrateur au même endroit deux fois. La profondeur de pénétration moyenne a ensuite été obtenue. Le nombre de dureté Brinell est ensuite calculée à partir de l'équation (2), avec

$$L = 20 \text{ kg et } D = 5,5 \text{ mm.}$$

3.2 L'instrument oedomètre

L'oedomètre est un dispositif qui est normalement utilisée pour mesurer la consolidation des sols argileux sur une période de temps. La modification de cette pièce de l'appareil consiste à remplacer le bras de chargement existant avec un bras alternatif incorporant une douille fileté dans laquelle un pénétrateur à bille en acier et le support a été monté.

Trois supports comportant des diamètres respectifs des billes 1,59 mm, 3,17 mm et 5,5 mm ont été réalisés.

L'appareil modifié est illustré dans la figure.6. La jauge oedomètre classique a été remplacé par une jauge de lecture plus précise à 0,002 mm. Le chargement de la poutre oedométrique augmenté la charge appliquée à l'échantillon par un facteur de 10:1 (c.-à-d poids de 1 kg appliquée au moule est équivalent à 10 kg appliquée à l'échantillon par l'intermédiaire du bras de chargement.)

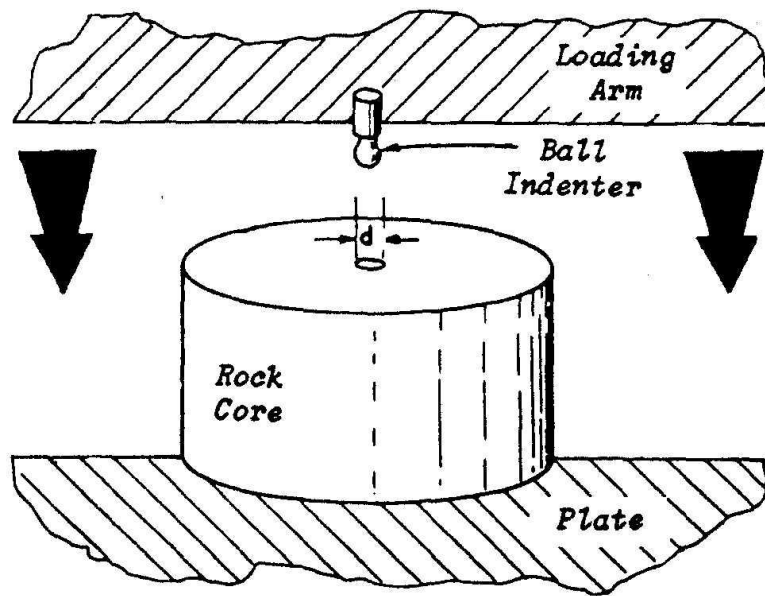
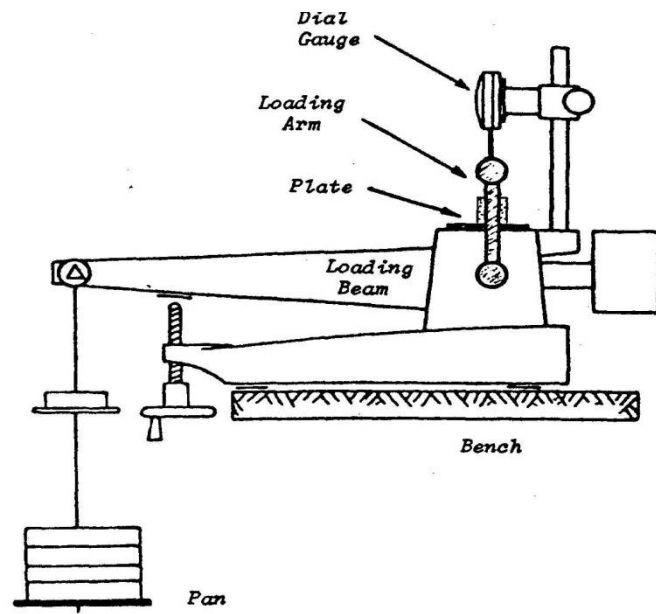


Figure .2.6: Schéma de modification de l'oedomètre

3.2.1 Procédure de test:

Les essais de dureté Brinell effectués à l'aide de l'oedomètre modifié, ont été menés sur un Plug de carotte de un (01) pouce qui avait été préparés pour les

essais des propriétés mécaniques. L'échantillon a été placé sur la plaque de charge de l'oedomètre et la balle indenteur reposait sur la surface.

Une retenue de charge de 1 kg (10 app kg, correspondant à une charge d'échantillon appliqué de 10 kg) a été placée sur le plateau et l'ensemble du comparateur tend vers zéro. Cela a permis de réduire l'effet des irrégularités de surface.

Un poids de 0,5 kg (5 app kg) a été ajouté au plateau et la lecture du comparateur a été prise. La charge a été augmentée de 0,5 kg (5 app kg) jusqu'à un maximum de 4 kg (40 kg app) et l'indentation a été lue après chaque augmentation progressive de la charge.

Dans la plupart des cas, la pénétration de la balle dans les échantillons n'était pas instantanée. Pour minimiser cette source d'erreur, plusieurs lectures ont été enregistrées après que la charge a été appliquée, et quand il est apparu que la mesure est constante, la lecture a été prise à la profondeur finale de l'indentation.

Chaque échantillon a été soumis à trois tests d'indentation. La déflexion de l'appareil a été déterminée dans les mêmes charges de compression pour l'essai Brinell. La déviation de l'appareil a ensuite été déterminée dans les mêmes charges de compression pour l'essai Brinell. Cette déviation a ensuite été soustraite de la déviation totale obtenue à partir de l'essai Brinell pour obtenir la profondeur correcte à laquelle la bille a pénétré dans l'échantillon

La BHN a été calculée à partir de l'équation (2), la valeur moyenne obtenue pour chacun des essais d'indentation.

4-Comparaison des résultats obtenus à partir de chaque instrument:

Une série de tests a été effectués au niveau de plusieurs Puits à Hassi Messaoud ayant les même types de roches afin de comparer les valeurs de dureté obtenues par les deux instruments ci-dessus.

Deux types de roches ont été testés: un grès rouge à grains grossiers et un grès blanc à grain fin. Trois échantillons de chaque type de roche ont été testés sur chaque instrument, trois tests effectués sur chaque échantillon. Ces deux instruments ont été équipés d'un pénétrateur à billes 5,5 mm.

4.1-Résultats de l'instrument pointe du cône NCB modifié :

Les résultats des tests pour les trois échantillons de grès rouge sont présentés dans le tableau 1. Le nombre de dureté Brinell moyenne pour ce type de roche est 21,5. Les résultats d'essai de dureté Brinell pour ce type de roche sont donnés dans le tableau 2. De ce tableau, on peut constater que le nombre de dureté Brinell moyenne est 59,3.

	D2	D1	M2	M1	Depth	BHN
--	----	----	----	----	-------	-----

	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
Test #1	2.20	1.28	3.174	2.205	0.049	23.62
Test #2	2.20	1.28	3.410	2.435	0.055	21.05
Test #3	2.20	1.28	3.398	2.420	0.058	19.96
Test #4	2.20	1.28	3.278	2.305	0.053	21.84
Test #5	2.20	1.28	3.325	2.355	0.050	23.15
Test #6	2.20	1.28	3.375	2.400	0.055	21.05
Test #7	2.20	1.28	3.535	2.565	0.050	23.15
Test #8	2.20	1.28	3.315	2.335	0.060	19.29
Test #9	2.20	1.28	3.311	2.335	0.056	20.67
La dureté moyenne de Brinell pour le grès rouge : 21,50						

Tableau 2.1: Résultats de dureté Brinell pour le grès rouge (NCB)

	D2 (mm)	D1 (mm)	M2 (mm)	M1 (mm)	Depth (mm)	BHN
Test #1	2.20	1.28	3.395	2.455	0.020	57.87
Test #2	2.20	1.28	3.484	2.545	0.019	60.92
Test #3	2.20	1.28	3.490	2.550	0.020	57.87
Test #4	2.20	1.28	3.165	2.225	0.020	57.87
Test #5	2.20	1.28	3.293	2.355	0.018	64.31
Test #6	2.20	1.28	3.439	2.500	0.019	60.92
Test #7	2.20	1.28	3.093	2.154	0.019	60.92
Test #8	2.20	1.28	3.136	2.195	0.021	55.12
Test #9	2.20	1.28	3.165	2.225	0.020	57.87
La dureté moyenne de Brinell pour le grès blanc : 59.30						

Tableau.2. 2: Résultats de dureté Brinell pour le grès rouge (NCB)

4.2- Résultats de l'instrument Oedométriques :

Les résultats pour le grès rouge sont représentés dans le tableau 3. Le nombre de dureté Brinell moyenne de cette roche est : 23,9.

Les résultats pour le grès blanc sont représentés dans le tableau 4, le nombre de dureté moyenne de Brinell est : 65.

	Charge	Profondeur de l'indentation (mm)	BHN
--	--------	----------------------------------	-----

	(Kg)	Profondeur de l'indentation (mm)			BHN
		Test 1	Test 2	Test 3	
Échantillon #1	5	0.007	0.009	0.013	30.70
	10	0.029	0.035	0.025	19.41
	15	0.043	0.043	0.038	21.09
	20	0.050	0.052	0.045	23.69
	25	0.058	0.061	0.056	24.83
	30	0.069	0.072	0.075	24.07
Échantillon #2	5	0.008	0.010	0.011	29.94
	10	0.030	0.029	0.027	20.19
	15	0.041	0.043	0.040	21.00
	20	0.049	0.052	0.048	23.32
	25	0.057	0.062	0.056	24.81
	30	0.070	0.073	0.074	24.00
Échantillon #3	5	0.009	0.010	0.012	28.00
	10	0.028	0.031	0.023	21.17
	15	0.042	0.044	0.038	21.09
	20	0.052	0.053	0.045	23.15
	25	0.060	0.060	0.057	24.52
	30	0.071	0.072	0.069	24.55
La dureté moyenne de Brinell : 23.86					

Tableau.2. 3: Résultats de dureté Brinell pour le grès rouge (Oedomètre modifié)

	Charge (Kg)	Profondeur de l'indentation (mm)			BHN
		Test 1	Test 2	Test 3	
Échantillon #1	5	0.004	0.004	0.004	71.64
	10	0.009	0.009	0.009	62.69
	15	0.013	0.013	0.013	68.39
	20	0.018	0.017	0.017	65.41
	25	0.021	0.020	0.020	71.64
	30	0.032	0.024	0.025	63.57
Échantillon #2	5	0.005	0.004	0.005	62.01
	10	0.010	0.010	0.009	59.87
	15	0.014	0.014	0.013	63.52
	20	0.019	0.019	0.018	62.01
	25	0.023	0.022	0.022	64.78
	30	0.027	0.026	0.025	66.78
Échantillon #3	5	0.004	0.004	0.004	72.34
	10	0.009	0.008	0.010	64.31
	15	0.013	0.014	0.014	63.52
	20	0.019	0.018	0.019	62.01
	25	0.023	0.023	0.024	62.01
	30	0.028	0.027	0.028	62.76
La dureté moyenne de Brinell : 64.96					

Tableau.2.4: Résultats de dureté Brinell pour le grès blanc (Oedomètre modifié)

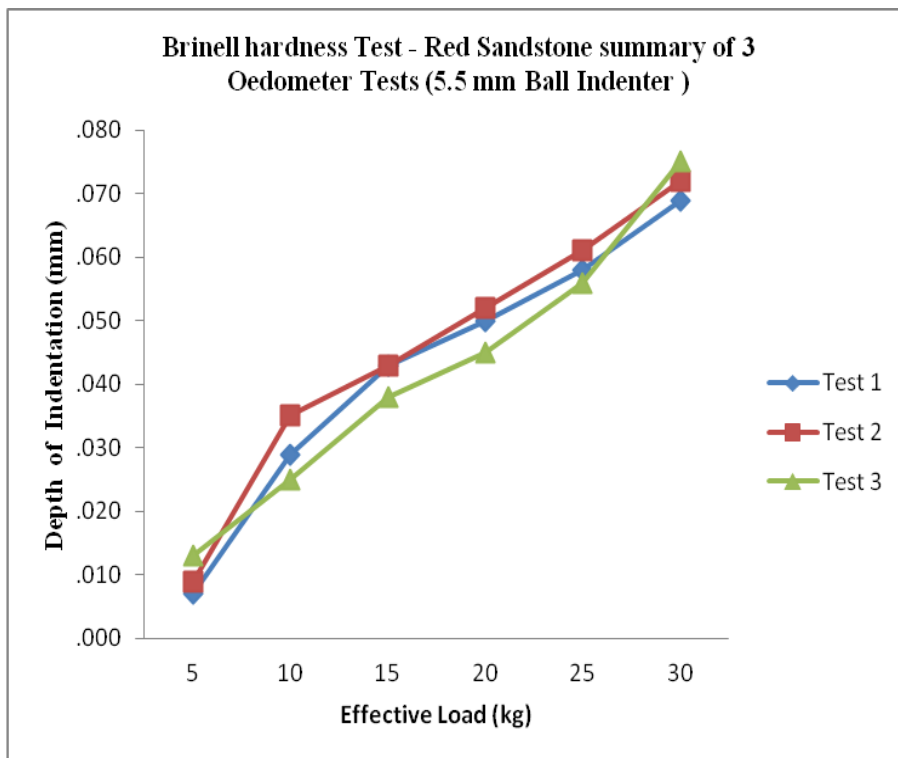
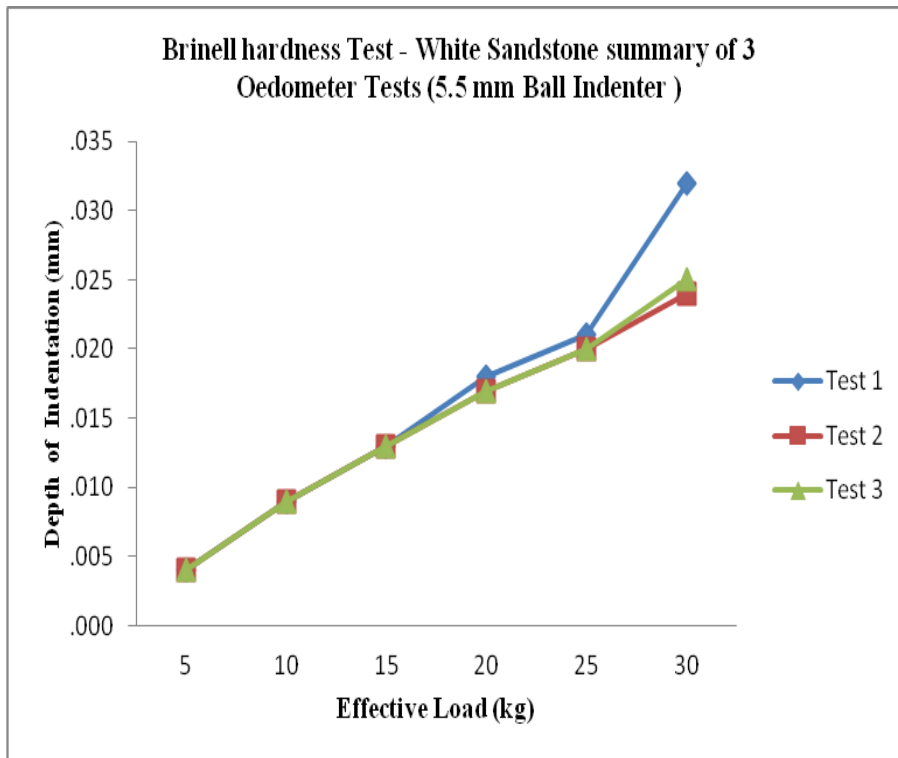


Figure.2.7 :les résultats de la dureté Brinell (œdomètre modifié)

D'après les résultats précédemment présentés, on peut conclure que l'œdomètre modifié a fourni des résultats plus reproductibles que le pointe du cône modifié.

En général, la répétabilité des mesures de test dépend de l'homogénéité de l'échantillon qui a été testé. La Figure .4 illustre un ensemble de résultats d'essais œdométriques modifiés typiques pour les deux échantillons de grès rouges et blancs. On peut voir que la répétabilité du test était supérieure avec le grès blanc à grain fin qu'avec le grès rouge à grain plus grossier.

5. Corrélation entre la dureté Brinell et les propriétés mécaniques des roches

Des échantillons de grès de deux puits de la région de Hassi Mouassoud ont été analysés. Il s'agit des puits OMN 602 et OMN 402.

Les essais réalisés sont:

- (a) la Densité
- (b) P-Wave Velocity (la vitesse des ondes)
- (c) le module de Young et le coefficient de Poisson
- (d) la dureté Brinell

Les résultats des propriétés mécaniques sont mentionnés sur le tableau.5 et le tableau. 6

profondeur M	La densité g/cm ³	la vitesse des ondes P M/s	Module de Young MPa	coefficient de Poisson	Angle of Friction	Triaxial Stress Factor	Cohesion MPa	Résistance à la compression Mpa	Dureté Brinell (kg/mm ²)
2,768.79	2.155	1,621.685	23,442.17	0.43	27.0	2.66	8.50	27.74	4.1
2,772.45	2.139	1,455.46	14,478.99	0.26	29.5	2.94	8.99	30.85	4.6
2,776.415	2.045	719.495	21,373.75	0.49	195	2.00	1.99	5.66	1,5
2,778.855	2.119	1,475.285	21,373.75	0.29	25.0	2.46	9.99	31.38	7.9
2,780.685	2.304	1,426.18	29,647.45	0.47	28.0	2.77	21.01	69.73	-
2,781.905	2.418	2,464.4	37,231.68	0.49	32.5	3.32	16.49	60.14	8.9
2,785.565	2.333	1,387.75	33,094.83	0.15	30.0	3.00	15.45	53.68	-
2,786.785	2.28	1,632.665	25,510.60	0.29	35.0	3.69	6.99	26.88	-
2,788.31	2.266	1,535.98	28,268.50	0.31	31.0	3.12	10.50	37.12	-

Tableau .2.5: Résultats des propriétés mécaniques -Puits OMN602

profondeur M	La densité g/cm ³	la vitesse des ondes P M/s	Module de Young MPa	coefficient de Poisson	Angle of Friction	Triaxial Stress Factor	Cohesion MPa	Résistance à la compression MPa	Dureté Brinell (kg/mm ²)
2,066.98	2.46	1,743.68	42,747.49	0.25	22.0	2.20	17.85	52.95	23
2,070.64	2.32	1,583.86	51,710.67	0.49	43.0	5.29	11.42	52.55	11
2,071.86	2.29	1,435.33	53,089.63	0.37	41.0	4.81	10.71	47.02	24
2,072.78	2.28	1,341.69	28,268.50	0.31	40.0	4.60	11.42	49	7
2,080.1	2.27	1,358.16	37,921.16	0.38	36.0	3.85	14.28	56.07	12
2,084.67	2.29	1,472.23	62,742.29	0.39	38.0	4.20	27.16	111.39	27
2,086.81	2.18	1,145.88	42747.49	0.33	37.0	4.02	11.42	45.82	17
2,087.72	2.33	1,158.08	39300.11	0.29	38.0	4.20	15.71	64.43	12
2,091.08	2.22	1,451.8	42058.01	0.32	34.0	3.54	24.28	91.34	17

Tableau.2. 6: Résultats des propriétés mécaniques -Puits OMN402

6. Analyse et discussion des résultats: Puits OMN-602

Les résultats montrent que densité des grès testés variait de 2,045 g/cm³ à 2,418 g/cm³, une variation de 15%. Cette faible variation avec la similitude de taille des grains des échantillons testés et de la profondeur d'origine (2,768.79 et 2,788.31 m-m) suggérée de travaux précédents que les propriétés de tous les échantillons doivent être semblables. L'examen de tous les résultats des tests suggère que cela soit largement vrai. La vitesse des ondes P dépend du type de roche, de la porosité, du degré de consolidation et du fluide dans les pores. La densité a été prise comme une indication de la porosité, les autres paramètres ont été supposés constants.

Le graphique de la vitesse des ondes P en fonction de la densité est représenté en figure 9. Il semble y avoir une tendance logique, la vitesse de l'onde P augmentant avec la densité. La densité de l'échantillon a été également tracée en fonction de la cohésion apparente sur la figure 10 et la tendance générale est évidente. La relation entre la vitesse des ondes P et la dureté Brinell est illustrée dans la figure 11. C'est une tendance logique est évidente. La vitesse de l'onde P augmentant avec la densité. Cela suggère qu'une relation doit exister entre la dureté Brinell et la cohésion apparente, cependant, aucune corrélation n'a été trouvée. Il y avait également peu de corrélation entre la dureté Brinell et la densité de l'échantillon. Ceci peut se produire dans une certaine partie due au nombre réduit des résultats obtenus de la dureté Brinell. Un graphique du module de Young en fonction de la dureté Brinell est représenté dans la figure 12. L'examen de ce graphique montre qu'un grand nombre de valeurs de dureté Brinell serait nécessaire avant qu'une relation pourrait être conclue.

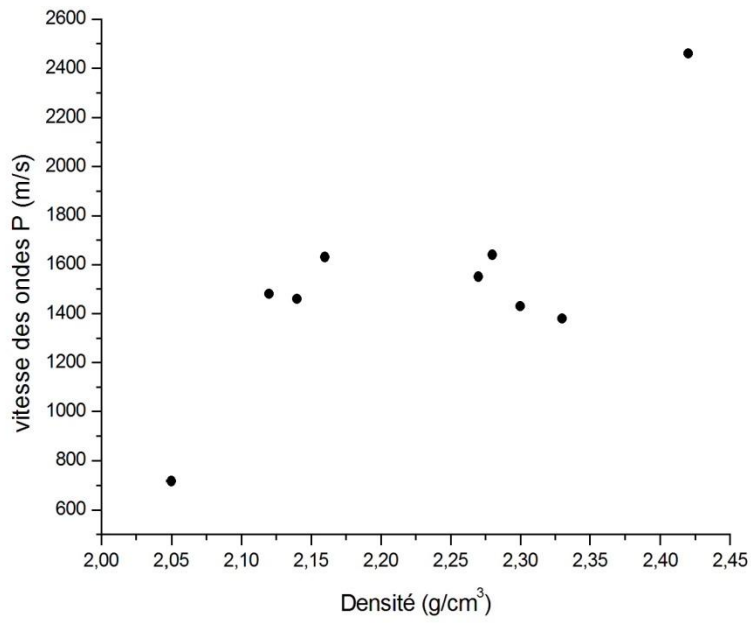


Fig.2. 9. Comparaison entre la vitesse des ondes P et la densité de l'échantillon.

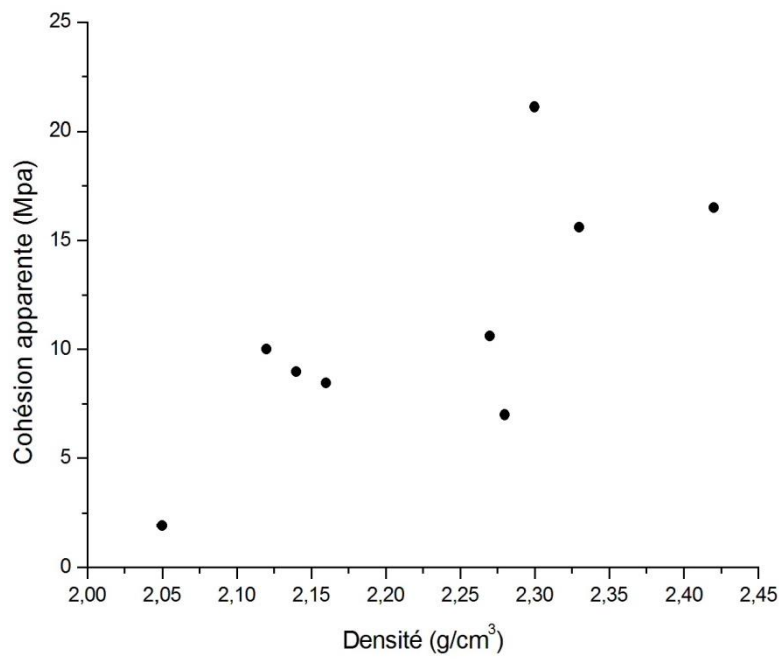


Fig.2. 10. Comparaison entre la cohésion apparente et la densité de l'échantillon.

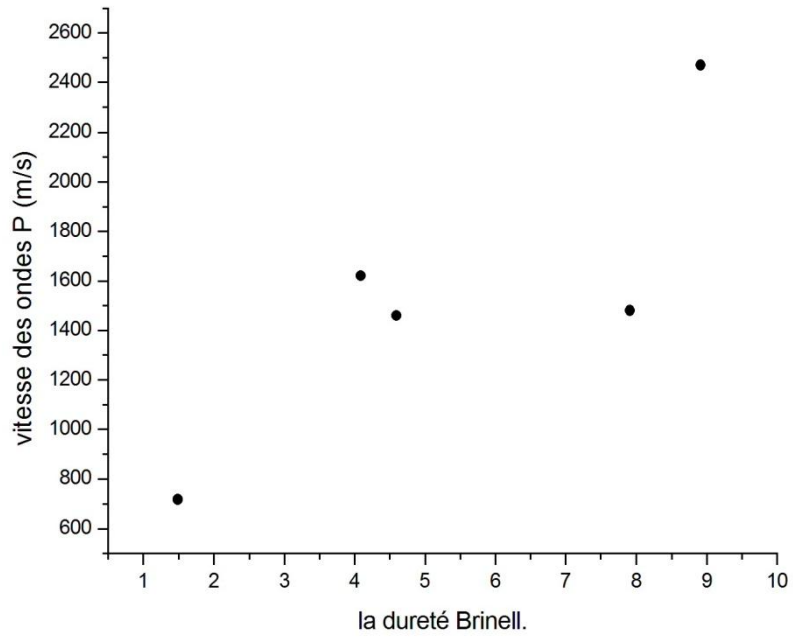


Fig.2.11. Comparaison entre la vitesse des ondes P et la dureté Brinell.



Fig.2.12. Comparaison entre le module de Young et la dureté Brinell.

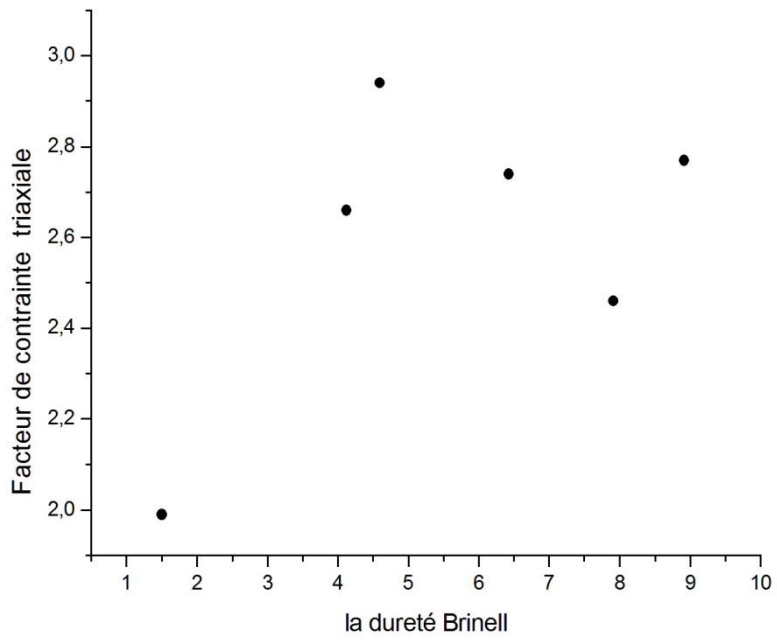


Fig.2.13. Comparaison entre le facteur de contrainte triaxiale et la dureté Brinell.

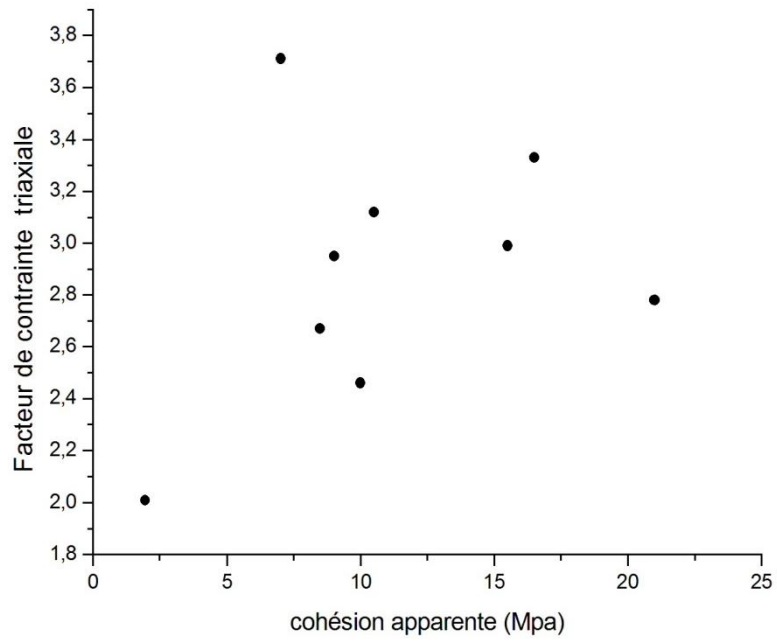


Fig.2.14. Comparaison entre le facteur de contrainte Triaxial et la cohésion.

Le graphe de dureté Brinell en fonction du facteur de contrainte triaxiale, comme indiqué dans la figure 13, suggère l'existence d'une relation entre elles. La corrélation entre le facteur de contrainte triaxial et la cohésion est moins concluante dans la figure 14. En général, les valeurs du module de Young et l'angle de frottement interne semble être raisonnable. Il n'y a pas de corrélation apparente entre l'une des propriétés avec elles-mêmes ou avec la densité de l'échantillon.

7. Analyse et discussion résultats : Puits OMN-402

La densité des échantillons de roche testés varie de 2,18 g/cm³ à 2,46 g/cm³, avec un taux de variation de 12%. La densité de l'échantillon augmente avec la teneur en argile. La relation entre la vitesse des ondes P et la densité de l'échantillon est présentée dans la figure 15 avec une tendance logique est évidente. Cela peut être constaté à partir de la figure 16, où, aucune corrélation entre la densité de l'échantillon et la cohésion n'est évidente.

Il semble qu'il existe avoir peu de rapport entre la vitesse de l'onde P et la dureté Brinell, comme indiqué dans la figure 17. Le graphe entre la dureté Brinell en fonction du module de Young (Figure 18) indique une relation définie. Le module augmente linéairement avec la dureté Brinell. Deux échantillons montrant une teneur élevée en argile ont été trouvés à l'écart de cette tendance.

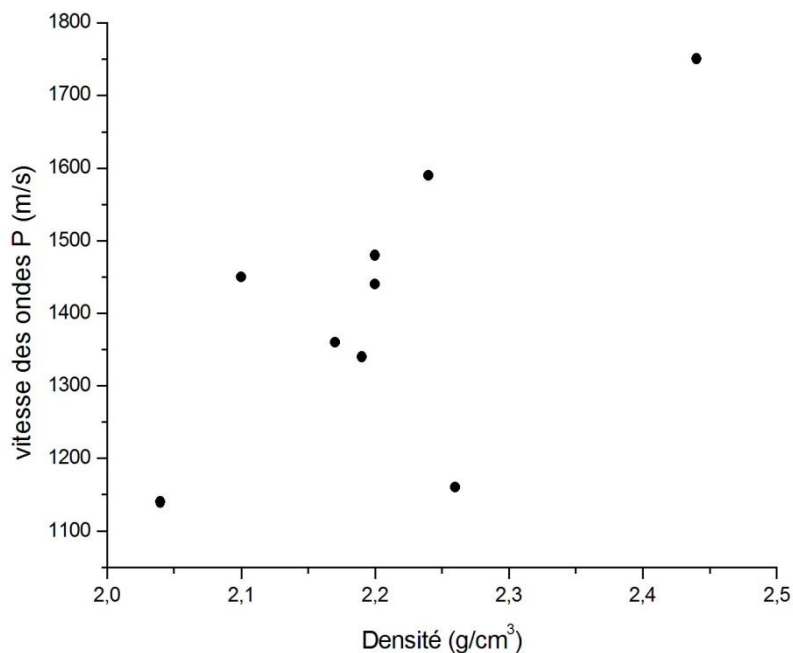


Fig.2.15. Comparaison entre la vitesse des ondes P et la densité de l'échantillon.

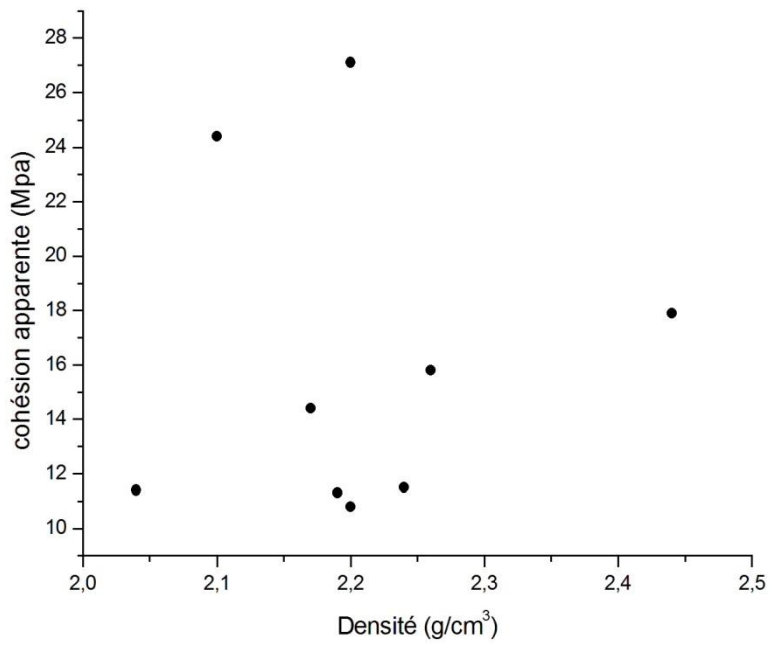


Fig.2.16. Comparaison de la cohésion apparente et la densité de l'échantillon.

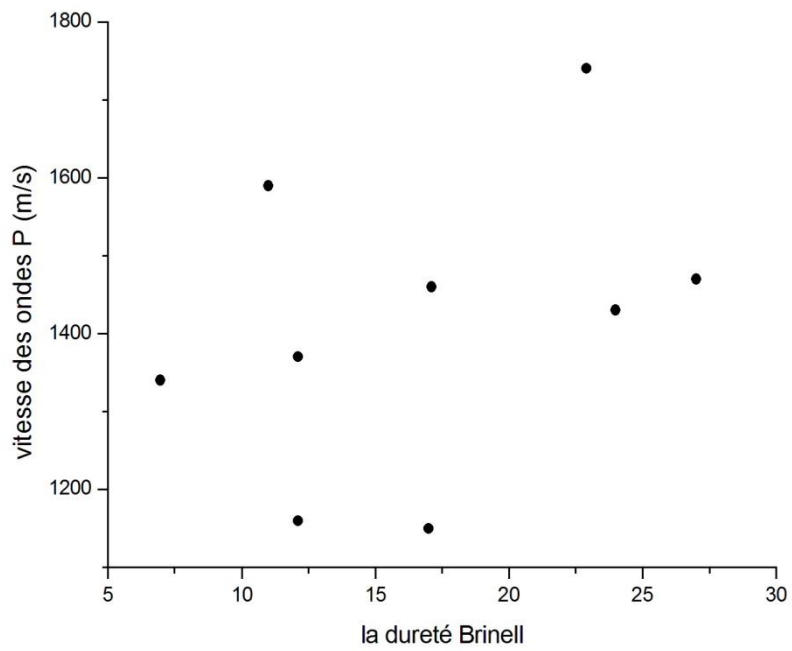


Fig.2.17. Comparaison entre la vitesse des ondes P et la dureté Brinell.

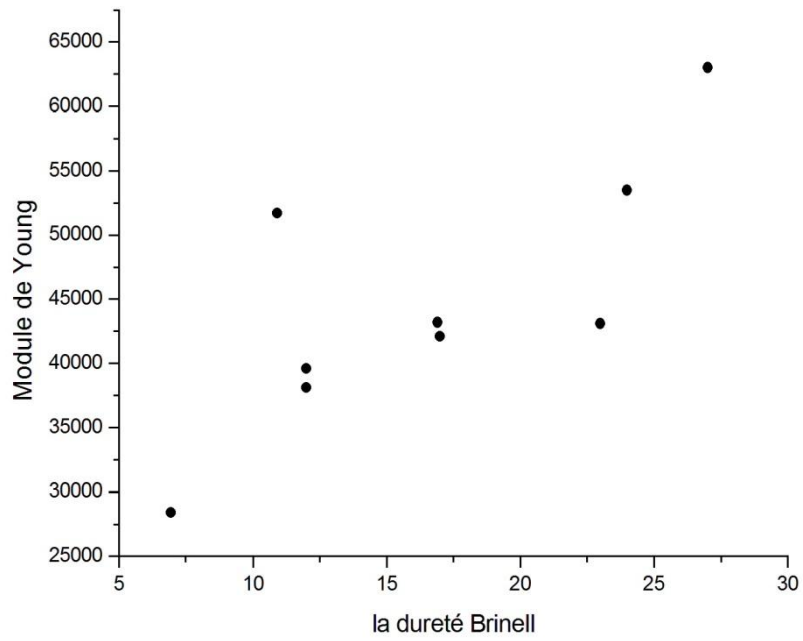


Fig.2.18. Comparaison entre le module de Young et la dureté de Brinell.

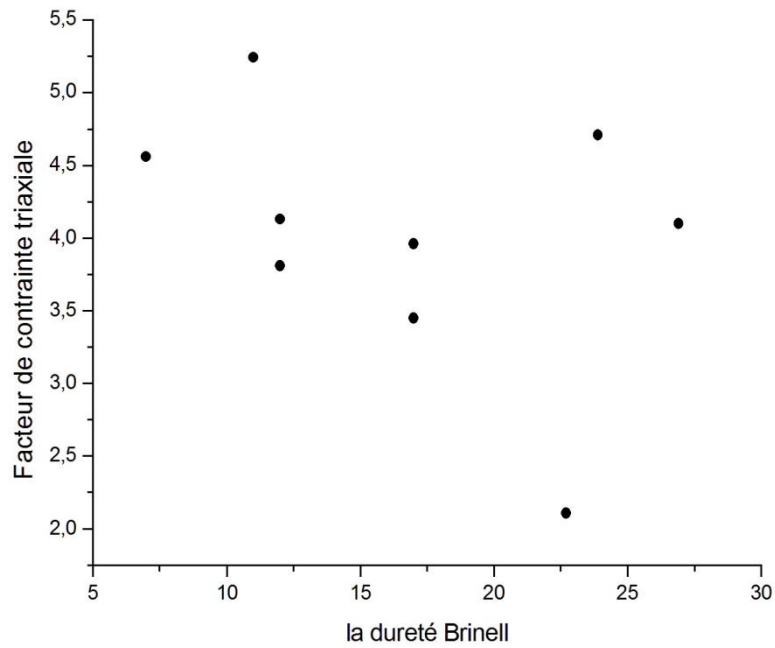


Fig.2.19. Comparaison entre le facteur de stress triaxial et la dureté Brinell.

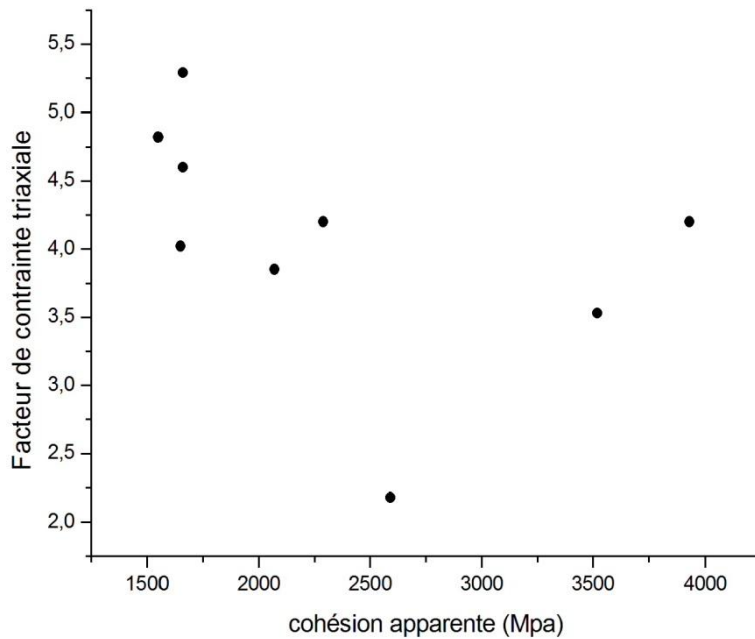


Fig.2.20. Comparaison entre le facteur de contrainte triaxial avec la cohésion.

Aucune corrélation n'a été constatée entre le facteur de contrainte triaxiale et la dureté Brinell (Figure 19), tandis que la dispersion des résultats obtenus à partir du graph du facteur de contrainte triaxiale en fonction de la cohésion illustre l'absence d'une relation (Figure 20). Les valeurs du module de Young et l'angle de frottement interne sont d'un ordre plus élevé que les valeurs correspondantes

Le puits OMN-602, comme avec les résultats des tests précédents, ne présente aucune corrélation entre l'une des valeurs avec elles-mêmes ou avec la densité.

CONCLUSION

On peut conclure que l'essai de dureté Brinell est une méthode simple et rapide pour l'évaluation de la dureté des roches.

Les résultats de pointe du cône NCB ne sont pas aussi précis que l'oedomètre modifié, néanmoins sa valeur reste proche de celle du testeur Brinell vu sa taille de poche, donc facile à utiliser et peut accepter de petits échantillons de roche.

La figure.7 montre la linéarité des résultats préliminaires en utilisant l'oedomètre modifié, ce qui indique que l'appareil est capable de produire des valeurs de dureté précises.

Les résultats obtenus confirment, en général, l'existence d'une relation entre la dureté Brinell et le module de Young. Une relation entre la densité des échantillons et la vitesse de l'onde P peut être signalée.

Chapitre 3

Systeme d'estimation de la qualité de la roche

1. Introduction

Tous comme les géologues, les géomécaniciens disposent d'un certain nombre de classifications qui permettent d'identifier les roches. Ces classifications raisonnent en terme de comportement des matrices et des discontinuités mais aussi en terme de familles de discontinuités. Elles interviennent le plus souvent dans le pré-dimensionnement et dans une moindre mesure dans le dimensionnement des ouvrages au rocher. Dans ces classifications, les paramètres structuraux et géométriques des discontinuités sont quantifiés à l'aide de valeurs chiffrées.

Les systèmes de classification tiennent compte alors du degré de fracturation du massif rocheux et de la présence ou non de bancs, du **RQD** (*Rock Quality Designation*), du **RSR** (*Rock Structure Rating*). Ces deux paramètres, en plus d'être utilisés dans des classifications diverses, constituent aussi des systèmes de classification. **J_n**, **J_a**, **J_w**, **SRF** sont surtout utilisés pour le Q-system dans l'ensemble des classifications que nous allons exposer. Le **J_n** quantifie le nombre de familles de discontinuités. Ce paramètre est déterminé en analysant les discontinuités et en y définissant le nombre de familles mais aussi le nombre de joints libres (*n'appartenant à aucune des familles définies*). Le **J_a** est un terme qui caractérise l'altération des épontes des discontinuités. Il correspond au *Joint Alteration Coefficient* ou "Indice d'Altération des Joints". Le **J_w** constitue un coefficient d'évaluation des contraintes hydrauliques. Il est déterminé suite aux venues d'eau lors du creusement d'un ouvrage. Le **SRF** est le *Stress Rating Factor* ou "Facteur de Réduction des Contraintes". C'est l'ensemble des notes affectées à ces paramètres qui permettent de déduire l'indice de classification de la roche afin d'en déduire sa *Classe*.

Ces paramètres constituent eux-mêmes les éléments de base des classifications géomécaniques. Pour ceux intervenant dans la même classification, les notes affectées permettent de déduire l'indice à affecter à la roche. En effet, ces classifications, dites mécaniques, permettent non seulement d'estimer indirectement les paramètres mécaniques des roches à l'échelle du massif mais aussi de définir le «*Stand-up time*» qui correspond au temps de tenu d'un massif sans soutènement.

Dans le cadre de ce travail, nous allons aborder les quatre (04) classifications les plus utilisées :

1. Le système Q ou (Tunneling Quality Index) de Barton et al. (1974),
2. Le RMR (Rock Mass Rating) de Bénéawski (1989) ;
3. Le GSI (Geological Strenght Index).
4. Le IC (Indice de Continuité)

Nom de la classification	Principe et utilisation	Domaine d'application	Auteurs
Terzaghi Rock Load Classification (RLC)	Descriptive et Comportementale Utilisation fonctionnelle	Conception des soutènements en acier dans les tunnels	Terzaghi (1946)
Lauffer's Stand up Time classification	Descriptive Utilisation diverse	Paramètres d'entrée dans la conception des tunnels	Lauffer (1958)
The New Australian Tunneling Method (NATM)	Descriptive et Comportementale Concept de tunnel	Excavation en terrain dur et avec excès de contrainte	Rabcewicz, Muller and Pacher (1958-64)
Rock Classification for Rock Mechanical urpose	Descriptive Utilisation diverse	Paramètres d'entrée en mécanique des roches	Patching and Coates (1968)
Unified Classification of Soil and Rock (UCSR)	Descriptive Usage variable	Bloc et élément des ouvrages de communication	Deer et al. (1969)
The Rock Quality Designation (RQD)	Quantitatif Utilisation variable	Basée sur le RQD	Deer et al. (1967)
The Size Strength Classification	Quantitatif, Usage variable	Basé sur la résistance de la roche et le diamètre des roches utilisé en génie minier	Franklin (1975)
The Rock Structure Rating classification	Quantitatif Utilisation fonctionnelle	Pour la conception des soutènements dans les excavations souterraines	Wickham et al. (1972)
The Rock Mass Rating classication	Quantitative Utilisation fonctionnelle	Tunnel et voirie de communication	Bieniawski (1973)
The Q-System classification	Quantitative Utilisation fonctionnelle	Tunnel et voirie de communicati	Barton et al. (1974)
The Typological classification	Quantitative Utilisation fonctionnelle	Application variable	Matula and Hozler (1978)
The Unified Rock Classification System	Descriptive Utilisation variable	Pour la conception des soutènements dans les excavations souterraines	Williamson (1980)
The Basic Geotechnical Classification	Descriptive Utilisation générale	Caractérisation générale et conception des soutènements	ISRM (1981)
The Geological Strength Index	Quantitative Utilisation fonctionnelle	Conception des soutènements en excavation souterraines	Hoek (1994)
The Rock Mass Index	Quantitative Utilisation fonctionnelle	Caractérisation général, conception des soutènements	Palmström (1995)

Tableau.3.1 : Tableau récapitulatif de quelques types de classification

2. Le RQD (Rock quality distignation) : Lors d'un sondage (figure 1), la carotte se découpe plus ou moins en des fragments de dimensions variables. Dès lors, le RQD correspond aux sommes de longueurs cumulées des fragments de dimension supérieure à 10 cm sur la longueur totale de la carotte . Ce concept est ensuite utilisé par un bon nombre de mécaniciens des roches pour plus de commodité, L'AFTES fixe la longueur totale de la carotte à 1m. Ainsi, le RQD représente le degré de fracturation de la roche et reflète la qualité du massif rocheux et par conséquent ne donne pas avec précision des informations sur le comportement du massif (Zhao, 2008).

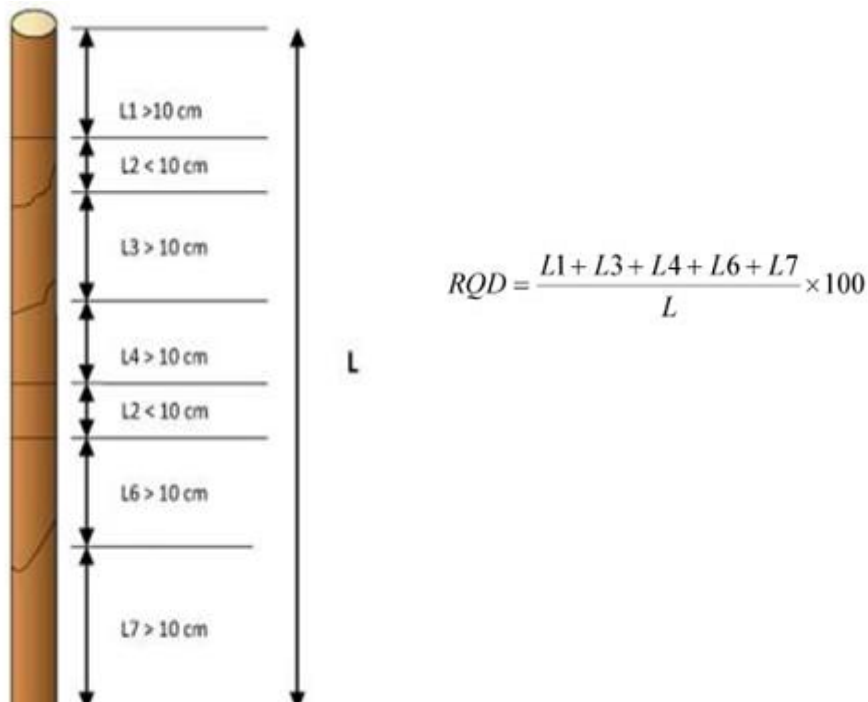


Figure.3.1 : Procédure de détermination du RQD

Lorsque des forages ne sont pas disponibles et que les discontinuités du massif sont visibles en surface alors le RQD est défini en faisant appel à la densité des joints (Palmström, 1982 in Carozzo, 2007).

Ainsi, le RQD est donné par :

$$RQD = 115 - 3,3J_v$$

J_v est la densité des joints.

Suite à une absence de connaissance de certaines informations relatives aux sondages carottés et à la densité des joints, le **RQD** est déduit de la fréquence (Zhao, 2008), par :

$$RQD = 100(0,1f + 1)e^{0,1f}$$

f est la fréquence des joints.

3. Le système Q ou « Tunneling Quality Index »

Ce système de classification a été mis sur place par Barton en 1974. Le système ainsi mis au point donne une bonne estimation de la qualité des surfaces de discontinuités. Ainsi, il décrit la surface des discontinuités et affecte des coefficients à leur altération, leur rugosité, ainsi qu'au nombre de famille de discontinuités (Barton et al., 1974 ; Carrozzo et al., 2007 ; Zhao, 2008 ; Chalhoub, 2006). Les contraintes dans le massif y sont aussi tenues en considération.

L'indice Q de cette classification est donné par la relation ci-dessous :

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

J_n est la somme des discontinuités du massif rocheux,

J_r définit la rugosité de la roche ;

J_a estime le degré d'altération de la roche ;

J_w est le facteur de réduction hydraulique ;

SRF est le facteur de réduction des contraintes.

Il faut néanmoins signaler que les différents auteurs (Carrozzo et al., 2007 ; Zhao, 2008) donnent un sens aux rapports qui sont défini dans l'équation précédente (Eq. 2.3.).

On note alors que :

- RQD/J_n , définit la taille des grains,
- J_r/J_a , définit le cisaillement entre les grains ;
- J_w/SRF , définit l'état des contraintes.

4. Le Rock Mass Rating (RMR)

Cette classification, mise au point par Bieniawski (1973, 1976 et 1989), évalue les différents paramètres dont un coefficient numérique est associé (Russo, 2007 ; Chalhoub, 2006 ; Golder Associate, 2003 ; Hoek et al., 1995). Elle est basée sur une étude de tunnels creusés dans des terrains sédimentaires. Pour l'utilisation de ce système et l'estimation de la résistance à la compression d'un massif rocheux, la connaissance des paramètres mis sur place pour cette classification est nécessaire.

Ces paramètres sont :

- La résistance à la compression uniaxiale de la roche saine,
- La valeur du RQD ;
- L'espacement des discontinuités ;
- Les conditions hydrauliques ;
- Les conditions de discontinuité ;
- L'orientation des discontinuités.

En effet, cet indice RMR (tableau.2. tableau.3) est la somme des cinq premiers paramètres caractérisant le massif rocheux et d'une note d'ajustement qui dépend de l'orientation des discontinuités par rapport à l'ouvrage (tableau 3). Dans cette

classification, l'influence jouée par la matrice rocheuse est minime comparée à celle des discontinuités.

Une corrélation entre le système Q et la classification RMR permet de remarquer qu'à chaque classe du système Q correspond une classe de RMR. Cette équivalence permet de dresser le tableau ci-dessous (tableau.2)

Tunneling Quality Index Q $Q = \frac{RQD}{J_n} \frac{J_r}{J_a} \frac{J_w}{SRF}$	Description de la masse rocheuse	Roche Mass Rating " RMR "
0,001 - 0,01	Exceptionnellement mauvaise	0 --- 3
0,01 - 0,1	Extrêmement mauvaise	3 ---23
0,1 - 1	Très mauvaise	23--44
1 -- 4	Mauvaise	44---56
4 - 10	Moyenne	56 --- 65
10 --- 40	Bonne	65 ---77
40 --- 100	Très bonne	77 --- 85
100 --- 400	Exptrêmement bonne	85 ---98
400 ---- 1000	Exceptionnellement bonne	98 ---100

Tableau 3.2: Comparaison entre le Q-système et le RMR-système

A. Paramètre de Classification et Note Affectées								
Paramètres			Intervalles de valeurs					
1	Résistance de la roche (matrice)	Indice Frankles Is ----- Résistance Compression	>10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 10 Mpa	1 --- 2 Mpa	Pour les faibles valeurs de la résistance la comprés	
			>250 MPa	100 - 250 Mpa	50 - 100MPa	4	5-25 Mpa	1- 5 Mpa
2	Note		15	12	7	25 - 50 %	2	1
	RQD		90--100 %	75 - 90 %	50 - 70 %	8	< 25 %	
	Note		20	17	13		3	
3	Espacement des discontinuités		>2000 mm	600 - 2000 mm	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm	
	Note		20	10	10	8	5	
4	Nature des discontinuités		Surface: rugueuse ,non continue,épontes en contact et non altérées	Surface légèrement rugueuse ,épais <1 mm ,épontes fortement altéré	Surface légèrement rugueuse épais <1 mm,épontes fortement étalées	Surface lustré ou remplissage <5 mm ou épais de 1 - 5 mm joint continu	Remplissage mou > 5 mm épaisseur >5 mm , joint	
	Notes		30	25	20	10	0	
5	Eau	Débit sur 10 m de longueurtunnel S w /S l	Aucun	< 10 l/min	10 à 125 %	25 - 125	>125 l/min	
			0	0,1	0,2 - 0,5	0,2 - 0,5	>0,5	
	Condition générale		Complètement sec	Humid	Mouillé	suivant	débitant	
	Note		15	10	7	4	0	
RMR = Somme des notes de 1 à 5								

Tableau.3. 3: Classification RMR des massifs rocheux (Bieniawski , 1989 in Hoek et al., 1995)

B. Ajustement de la valeur du RMR en fonction de l'orientation des discontinuités						
Direction et Pendage		Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très Défavorable
Notation	Tunnel	0	-2	-5	-10	-12
	Fondation	0	-2	-7	-15	-25
	Talus	0	-5	-25	-50	-60

C. Classes des Massifs Rocheux Déterminées par RMR						
Valeur du RMR	100 -81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 21	
Classes	I	II	III	IV	V	
Description	Très bon rocher	Bon rocher	Rocher moyen	Roche médiocre	Roche très médiocre	

D. Propriétés globales attribués aux massifs rocheux en fonction des classes					
Classes	I	II	III	IV	V
Temps de tenus sans Soutènement	20ans pour une portée de 15 m	1ans pour une portée de 10 m	1semaine pour une portée de 5 m	10 heures pour une portée de 5 m	30 minutes pour une portée de 1m
Cohésion du massif rocheux (kPa)	>400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	<100
Angle de frottement du massif rocheux (°)	>45	35 - 45	25 - 35	15 -25	< 15

Tableau .3.3(suite):Classification RMR des massifs rocheux (Bieniawski,1989 in Hoek et al.,1995)

E. Indications pour la notation (Nature des discontinuités)

Long des discont	<1 mètre	1-3 mètres	3 - 10 mètres	10 - 20 mètre	>20 mètre
Note	6	4	2	1	0
Ouverture des discont	Aucune	<0.1 mm	0.1 - 1 mm	1 - 5 mm	>5 mm
Note	6	5	4	1	0
Rugosité des épontes	Très rugueuse	Rugueuse	Légèrrugueuse	Lisse	Lustrée
Note	6	5	3	1	0
Altération des épontes	Non altérées	Légèrement altéré	Moyenn altéré	Très altéré	Décomposé
Note	6	5	3	1	0
Matériau de remplissage	Aucun	Remplis dur <5mm	Remplis dur>5mm	Remplismou<5mm	Remplis mou >5mm
Note	6	2	2	2	0

F.Influence de l'orientation et du pendage des discontinuité sur la stabilité

Horizontal du plan de discontinuité perpendiculaire du tunnel (Creusement à travers banc)		Horizontal du plan de discontinuité perpendiculaire (Creusement en direction)
Creusement dans le sens du Pendage 45 ° à 90 très favorable	Pendage de 20° à 45°favorable	Pendage de 45 ° à 90 ° très défavorable Pendage 20° à 45 ° : Moyen
Creusement contre le sens du Pendage de 45° à 90° :Moyen	Pendage de 20 ° à 45 °défavorable	Pendage de 0 à 20 ° et orientation quelconque : Moyen

Tableau .3.3(suite):Classification RMR des massifs rocheux (Bieniowski,1989 in Hoek et al.,1995)

5. Le Geological Strength Index (GSI):

Le *GSI* est un nombre sans dimension défini de manière empirique à partir d'observations de terrain des structures du massif rocheux. Il est réparti en 20 (*vingt*) codes d'évaluation et mis en place par Hoek (1995). Ce paramètre prend des valeurs faibles de 5 pour les matériaux de très mauvaises qualités et va jusqu'à des valeurs de 100 pour les matériaux d'excellentes qualités.

Vu les bases de cette classification (*essentiellement descriptives*), Somme et Ulusay (1999) la jugent limitée. C'est ainsi qu'ils ont proposé sa révision (*tableau 1.2.6*) en introduisant des paramètres additionnels. Les paramètres additionnels sont la *Surface Condition Rating* (SCR) et le *Structure Rating* (SR) (Russo, 2007).

- La "Surface Condition Rating" (SCR)

Le SCR est défini comme étant la somme de trois coefficients R_r , R_w , R_v définissant la rugosité, l'altération et le remplissage dans les massifs rocheux.

- La "Structure Rating" (SR)

Ce paramètre définit les dimensions des blocs. En effet, ces dimensions pourraient donner une bonne estimation du comportement mécanique des roches. Cela serait vrai dans la mesure où plus les blocs sont grands, moins ils sont susceptibles de se déplacer.

Ainsi, pour l'estimation de ces paramètres, on tient compte de la densité des joints (J_v). Cette densité de fracturation des joints revêt, outre un intérêt systématique (*le fait qu'elle permette de mieux connaître l'état structural du massif*). Le *GSI* est un paramètre qui, avec le *RMR* et *Q* permet de déterminer la déformabilité ainsi que la résistance mécanique des massifs rocheux.

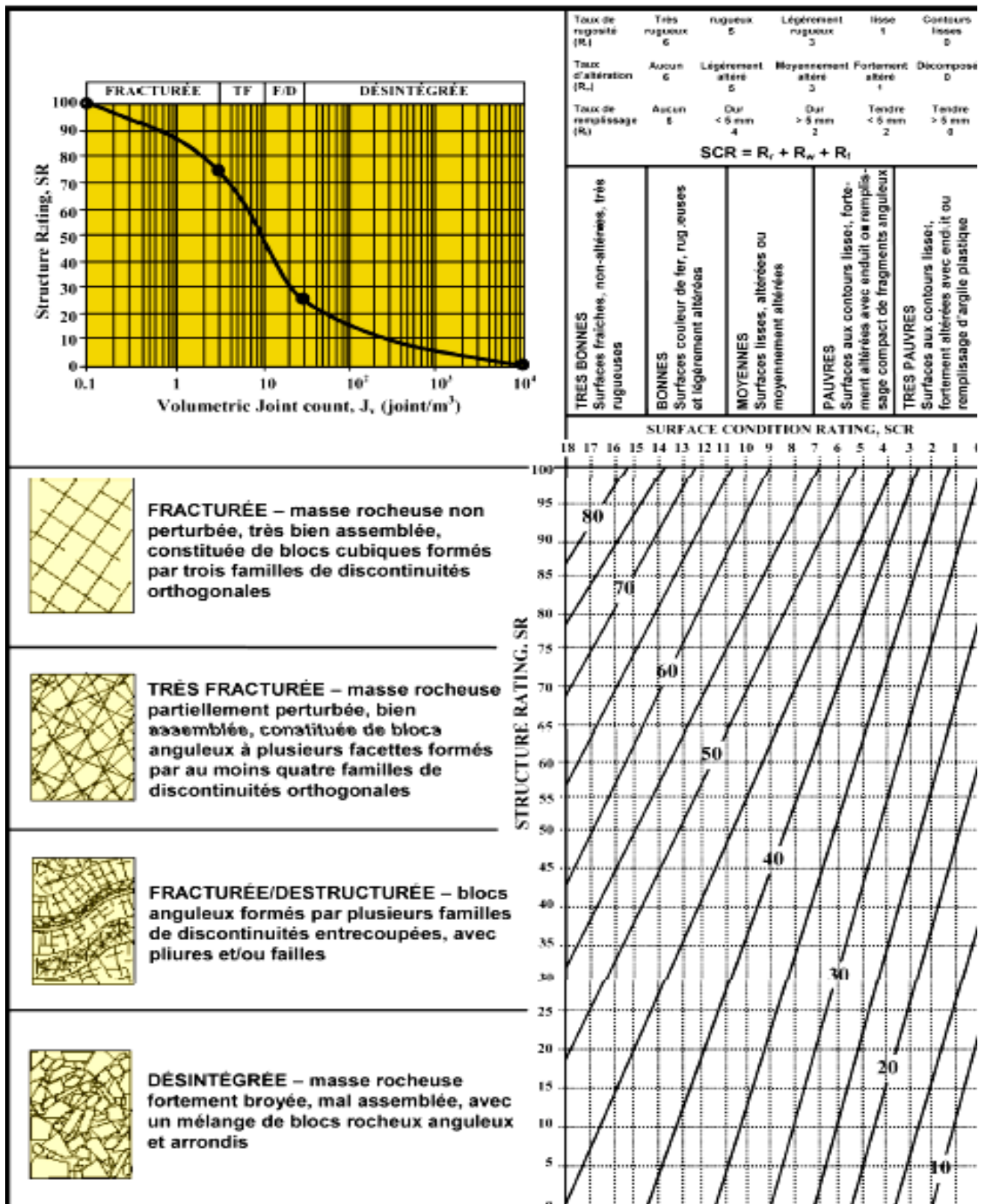


Tableau .3.4 : Classification GSI modifiée des massifs rocheux fracturés

6. Indice de continuité rocheuse :

Parmi les essais de laboratoire sur les éprouvettes de roches, on note l'essai sonique qui est basé sur la propagation des ondes. Ces essais ont permis de comprendre la circulation des ondes dans la roche, laquelle propagation est d'autant plus facile que le milieu est fracturé. Ce phénomène est à l'origine de la base de l'estimation de la microfissuration comme une roche est constituée d'un assemblage de minéraux, chacun d'entre eux est caractérisé par la vitesse de l'onde le parcourant. Pour les roches, les ondes longitudinales sont caractérisées par leurs vitesses soniques V_L . Une vitesse d'onde maximale V_{Lm} déterminée correspond à la somme des vitesses d'ondes des différents minéraux constitutifs de la roche. L'indice de continuité rocheuse est défini par une relation liant ces deux grandeurs :

$$I_c = \frac{V_L}{V_{Lm}}$$

Cet indice est le plus souvent exprimé en pourcentage et Frayssiness (2005) l'utilise pour prévoir les zones d'éboulement potentielles dans les falaises rocheuses.

Une classification mise sur place par l'AFTES (2003) sur la base de cet indice de continuité permet d'obtenir cinq classes :

Indice de continuité	Paramètres	Limites
IC1	100-90	Très forte
IC2	90-75	Forte
IC3	75-50	Moyenne
IC4	50-25	Faible
IC5	25-0	Très faible

Tableau.3.5 : Classification des roches suivant l'indice de continuité

Dans notre cas on utilise le système de classification indice de continuité basé sur l'enregistrement de sonique qui mesure le temps que met une onde acoustique de fréquence comprise entre 20 et 40 kHz pour traverser un pied de formation. La vitesse de propagation des ondes varie suivant la densité et la nature lithologique de la formation traversée (figure 1) Elle sera importante dans les solides et faible dans les fluides.

INDICE DE CONTINUTE

RHODNOUSS
ALGERIA

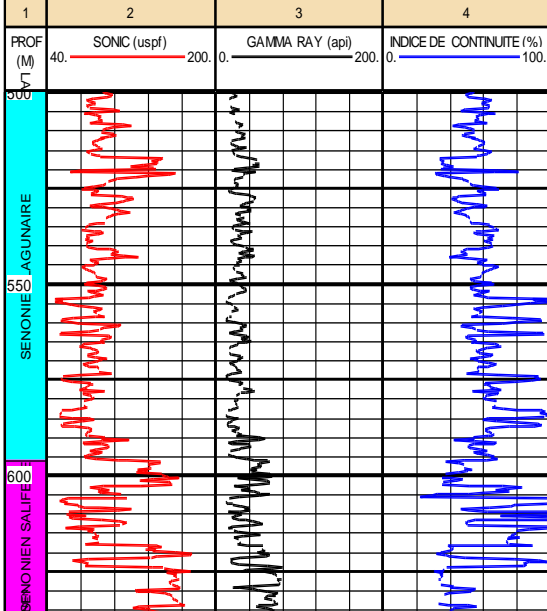
Scale : 1 : 1000

RN

DB : projet de rns central (3)

DEPTH (499.95M - 636.05M)

07/23/2013 11:16



INDICE DE CONTINUTE

RHODNOUSS
ALGERIA

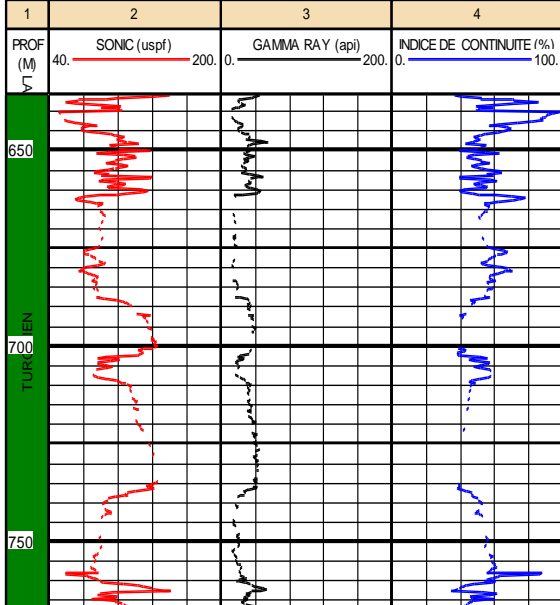
Scale : 1 : 1000

RN

DB : projet de rns central (3)

DEPTH (636.05M - 766.96M)

07/23/2013 11:17



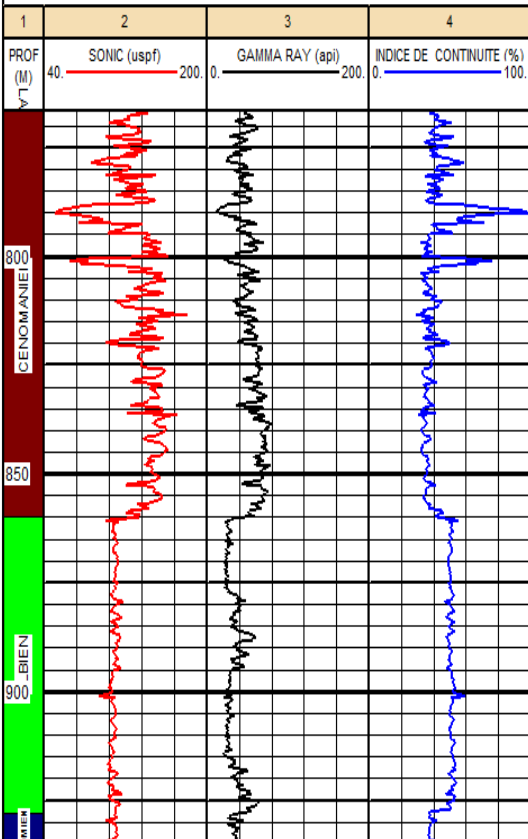
Scale : 1 : 1000

RN

DB : projet de rns central (3)

DEPTH (766.96M - 935.06M)

07/23/2013 11:18



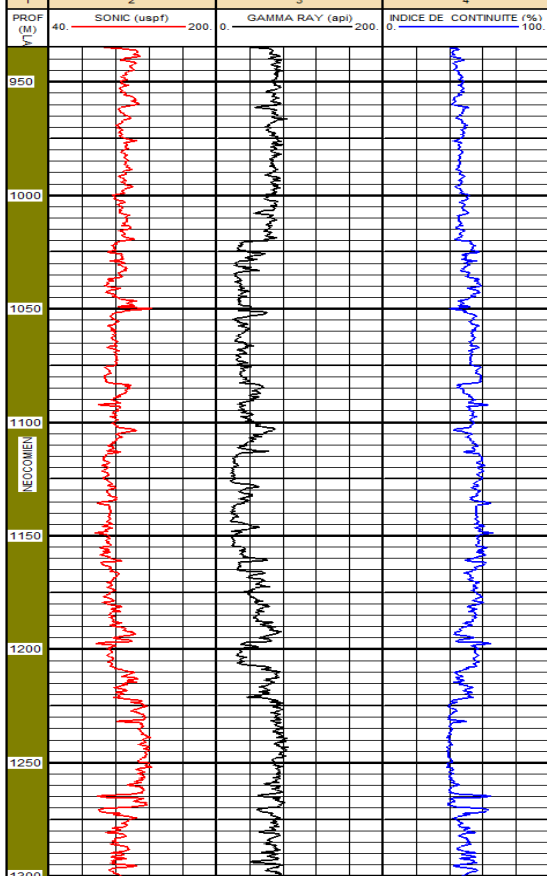
Scale : 1 : 1000

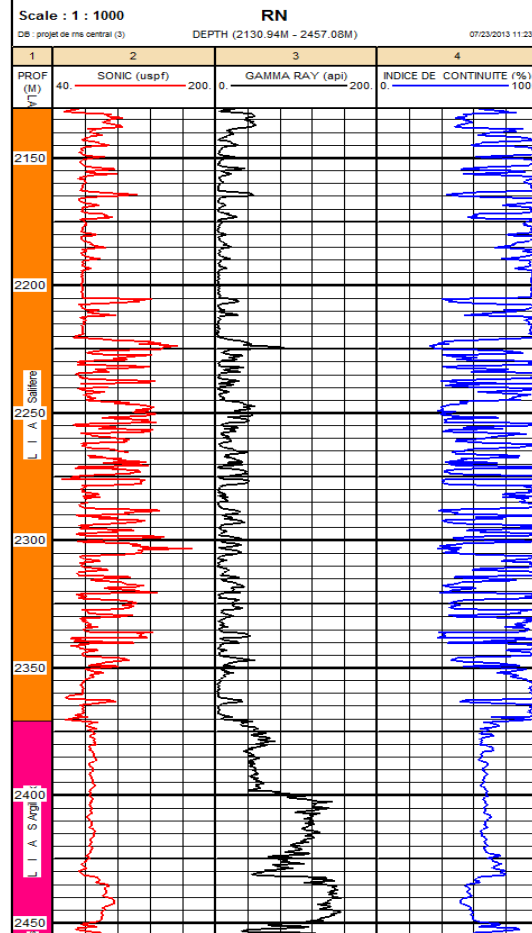
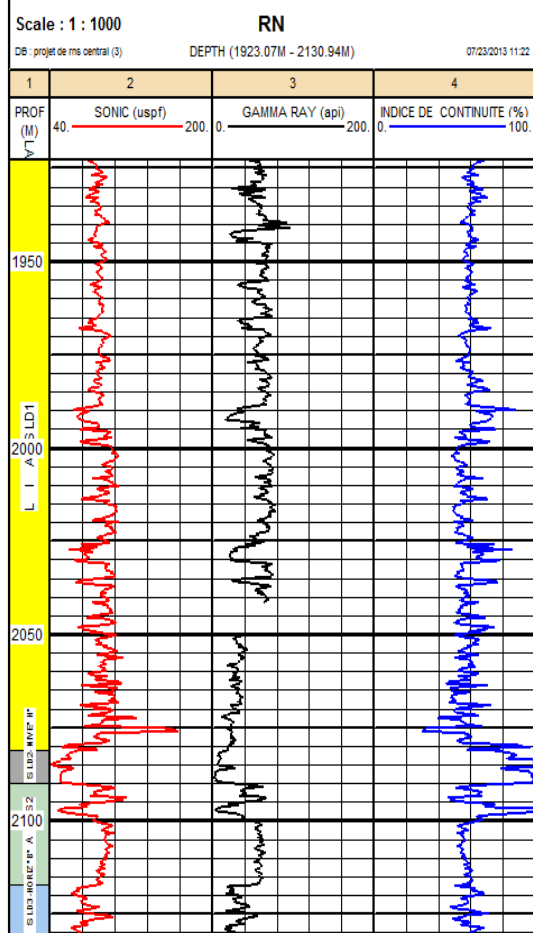
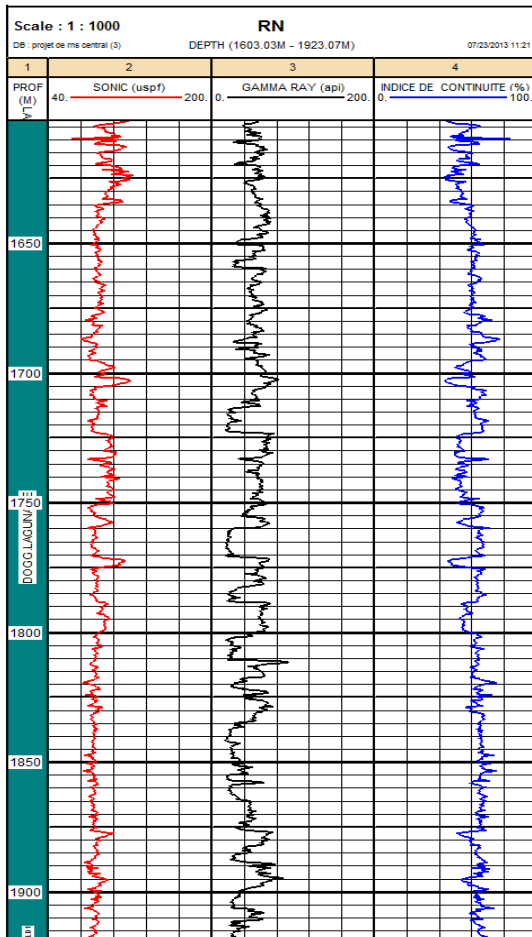
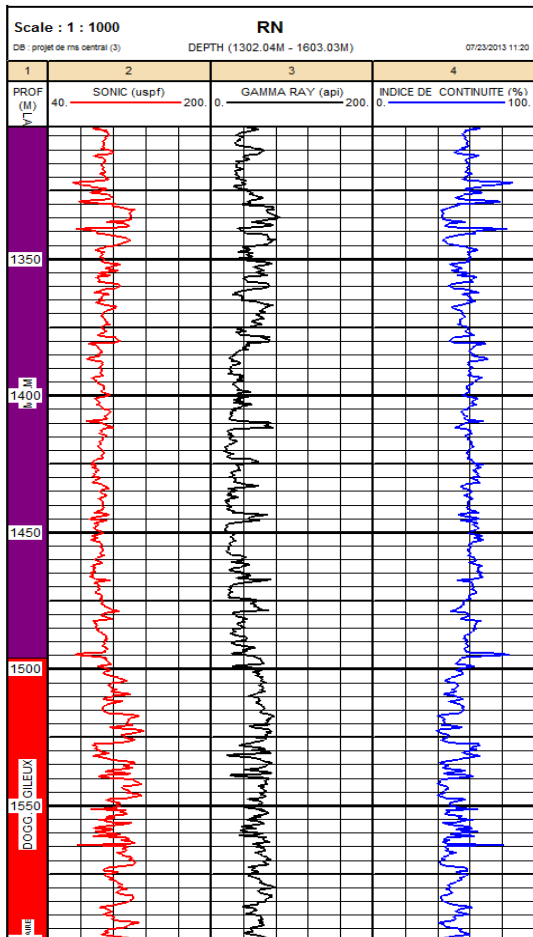
RN

DB : projet de rns central (3)

DEPTH (935.06M - 1302.04M)

07/23/2013 11:19





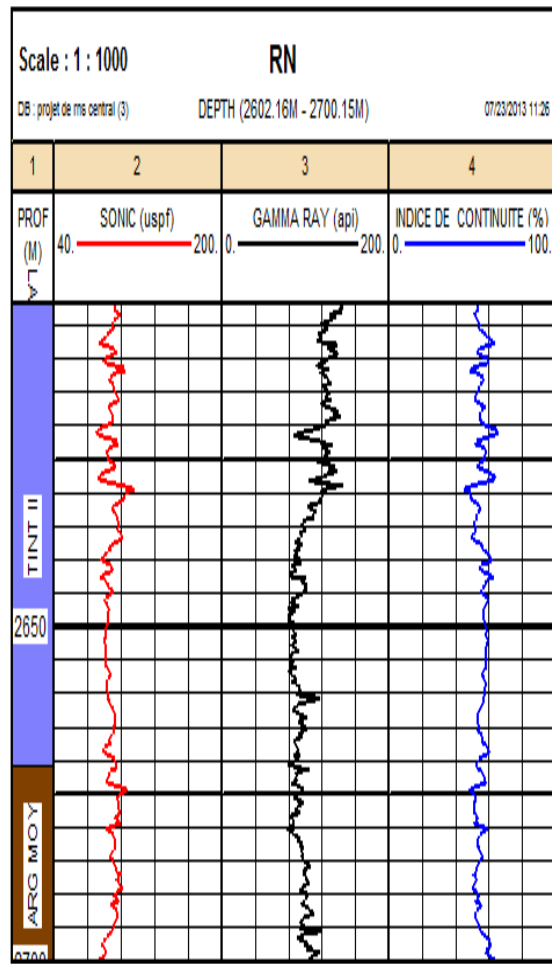
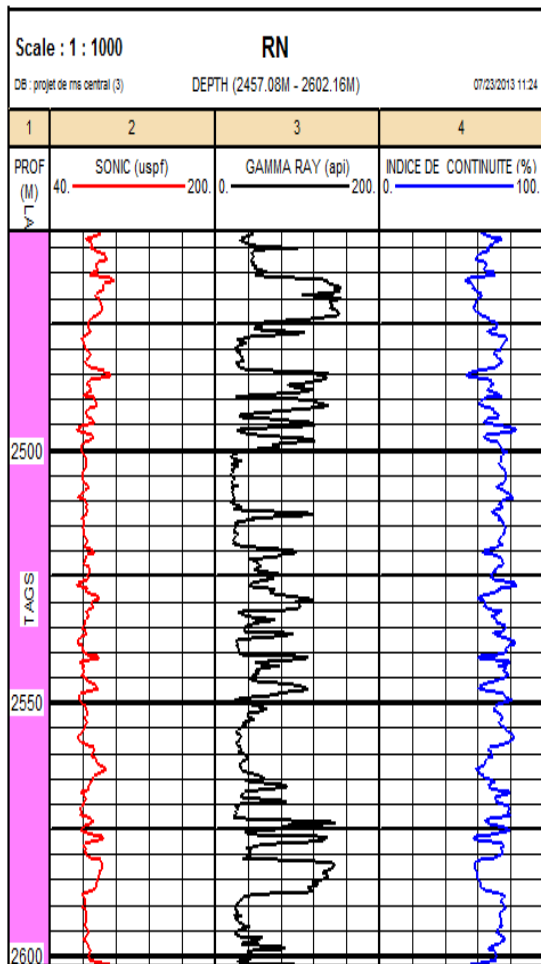


Figure .3.2 : L'Indice de continuité à partir du Log Sonique.

Profondeur	V_L	V_{LMAX}	IC
m	ft/s	ft/s	
499,95	10820,77	20000,00	0,54
507,12	11346,46	20000,00	0,57
513,98	11280,05	20000,00	0,56
520,68	16066,58	20000,00	0,80
527,23	8731,53	20000,00	0,44
533,63	10586,72	20000,00	0,53
542,17	10116,66	20000,00	0,51
562,59	17461,30	20000,00	0,87
571,58	12391,67	20000,00	0,62
585,60	11927,81	20000,00	0,60
594,44	11392,60	20000,00	0,57
602,06	6328,76	18000,00	0,35
611,05	16433,10	15000,00	1,00
620,05	6269,47	18000,00	0,35
628,28	6286,09	18000,00	0,35
634,37	8307,42	15000,00	0,55
636,20	6528,57	18000,00	0,36
640,77	18784,99	21000,00	0,89
649,15	9766,91	19000,00	0,51
657,23	7308,85	19000,00	0,38
666,22	11061,37	21000,00	0,53
675,37	12639,65	21000,00	0,60
680,55	14430,47	21000,00	0,69
687,86	11885,60	21000,00	0,57
693,05	7636,51	19000,00	0,40
702,49	8253,00	21000,00	0,39
711,64	8508,62	19000,00	0,45
721,70	7807,12	19000,00	0,41
735,56	7620,17	19000,00	0,40

Profondeur	V_L	V_{LMAX}	IC
M	ft/s	ft/s	
928,20	9107,60	24000,00	0,38
932,47	8957,26	24000,00	0,37
935,21	10509,71	24000,00	0,44
948,16	9064,47	19000,00	0,48
955,48	8770,33	19000,00	0,46
968,89	9473,14	19000,00	0,50
976,20	8047,67	19000,00	0,42
996,32	8271,73	19000,00	0,44
1010,65	8698,74	19000,00	0,46
1031,98	8822,82	18000,00	0,49
1053,32	10047,61	18000,00	0,56
1074,65	9608,42	18000,00	0,53
1102,39	9541,42	18000,00	0,53
1137,75	10112,49	18000,00	0,56
1172,04	9957,80	18000,00	0,55
1207,40	10130,00	18000,00	0,56
1242,75	7362,42	19000,00	0,39
1285,12	9743,09	19000,00	0,51
1306,15	10312,28	18000,00	0,57
1333,58	8291,12	19000,00	0,44
1361,93	11208,10	18000,00	0,62
1390,28	11009,81	18000,00	0,61
1418,62	11225,00	18000,00	0,62
1446,97	11292,47	18000,00	0,63
1475,31	10623,27	19000,00	0,56
1496,19	10324,18	19000,00	0,54
1516,77	8593,16	19000,00	0,45
1531,09	10183,68	18000,00	0,57
1552,43	9029,58	19000,00	0,48

Profondeur	V_L	V_{LMAX}	IC
m	ft/s	ft/s	
745,62	11654,06	21000,00	0,56
760,56	10981,43	19000,00	0,58
767,11	7410,99	19000,00	0,39
786,16	8713,33	20000,00	0,44
801,10	15181,93	20000,00	0,76
816,03	7381,65	19000,00	0,39
834,93	6513,39	19000,00	0,34
849,86	6839,97	19000,00	0,36
860,23	7562,55	18000,00	0,42
878,21	9385,11	18000,00	0,52
897,41	9444,64	18000,00	0,52
912,35	9368,28	18000,00	0,52
925,61	8942,74	18000,00	0,50
1866,53	11981,04	18000,00	0,67
1894,87	10483,05	19000,00	0,55
1923,22	12796,51	19000,00	0,67
1950,65	11252,34	19000,00	0,59
1986,01	10734,41	19000,00	0,57
2021,36	9777,10	19000,00	0,51
2056,72	10196,96	18000,00	0,57
2081,10	11638,77	20000,00	0,58
2084,61	23676,76	20000,00	1,00
2088,72	19676,91	20000,00	0,98
2090,25	15313,82	19000,00	0,81
2102,59	11061,58	19000,00	0,58
2109,91	10763,27	19000,00	0,57
2117,07	11127,26	19000,00	0,59
2121,49	14061,24	24000,00	0,59
2125,76	9897,56	18000,00	0,55

Profondeur	V_L	V_{LMAX}	IC
M	ft/s	ft/s	
1573,76	10546,80	18000,00	0,59
1595,10	9378,97	18000,00	0,52
1603,03	8466,03	19000,00	0,45
1623,14	9460,61	18000,00	0,53
1644,48	11761,59	19000,00	0,62
1665,81	10809,61	18000,00	0,60
1687,15	13815,76	18000,00	0,77
1708,49	12319,21	18000,00	0,68
1729,82	10380,70	19000,00	0,55
1757,41	9878,05	19000,00	0,52
1784,53	11615,83	18000,00	0,65
1811,20	11770,49	19000,00	0,62
1832,54	11927,99	18000,00	0,66
2512,24	13099,50	19000,00	0,69
2519,56	13288,56	19000,00	0,70
2528,40	13140,02	19000,00	0,69
2535,71	13598,97	18000,00	0,76
2543,03	13885,73	19000,00	0,73
2554,31	13281,11	18000,00	0,74
2561,62	11672,93	18000,00	0,65
2568,94	13365,23	19000,00	0,70
2576,25	11878,50	18000,00	0,66
2583,57	11281,72	19000,00	0,59
2590,88	13729,06	18000,00	0,76
2598,20	12841,87	19000,00	0,68
2605,51	10282,99	19000,00	0,54
2612,83	10524,28	19000,00	0,55
2627,15	11536,97	19000,00	0,61
2634,47	9828,49	19000,00	0,52

Profondeur	V _L	V _{LMAX}	IC
m	ft/s	ft/s	
2128,81	16266,48	24000,00	0,68
2131,09	15494,60	24000,00	0,65
2155,63	13740,85	15000,00	0,92
2183,36	13375,94	15000,00	0,89
2211,71	9782,15	18000,00	0,54
2233,05	12144,15	15000,00	0,81
2247,37	7650,95	18000,00	0,43
2261,70	9459,42	15000,00	0,63
2276,02	20558,58	19000,00	1,00
2290,35	15888,96	15000,00	1,00
2304,68	7920,47	-999,00	0,42
2319,00	11045,70	18000,00	0,61
2333,33	13766,94	15000,00	0,92
2354,66	13751,72	15000,00	0,92
2368,99	15453,49	15000,00	1,00
2390,32	12507,86	19000,00	0,66
2411,66	12718,94	19000,00	0,67
2425,99	13768,66	19000,00	0,72
2440,31	10444,27	19000,00	0,55
2454,64	11415,20	19000,00	0,60
2475,97	12801,38	18000,00	0,71
1950,65	11252,34	19000,00	0,59
1986,01	10734,41	19000,00	0,57
2483,29	13100,82	18000,00	0,73
2490,60	11672,44	19000,00	0,61
2497,92	12578,65	19000,00	0,66

Profondeur	V _L	V _{LMAX}	IC
m	ft/s	ft/s	
2641,78	10542,76	19000,00	0,55
2649,10	10890,56	19000,00	0,57
2656,41	10940,40	19000,00	0,58
2663,73	10165,58	19000,00	0,54
2671,04	10094,70	19000,00	0,53
2685,37	10243,60	19000,00	0,54
2692,69	9958,17	19000,00	0,52
2692,84	9958,17	19000,00	0,52
2692,99	9955,20	19000,00	0,52
2693,14	9937,26	19000,00	0,52
2693,30	9937,26	19000,00	0,52
2693,45	9927,77	19000,00	0,52
2693,60	9949,67	19000,00	0,52
2693,75	9949,67	19000,00	0,52
2693,90	10025,54	19000,00	0,53
2694,06	10127,63	19000,00	0,53
2694,21	10127,63	19000,00	0,53
2694,36	10196,77	19000,00	0,54
2694,51	10226,39	19000,00	0,54
2694,67	10226,39	19000,00	0,54
2694,82	10275,77	19000,00	0,54
2694,97	10382,37	19000,00	0,55
2695,12	10382,37	19000,00	0,55
2695,28	10501,94	19000,00	0,55
2695,43	10567,47	19000,00	0,56
2695,58	10567,47	19000,00	0,56

Tableau. 3.6 : Valeurs de l'Indice de continuité en fonction de la Profondeur

PERIODE	FORMATION	Prof	de	Epais	IC %	LITHOLOGIE
		Toit				
MIO-PLIOCENE		0		294	*	Sable fin à moyen à fines passées de calcaire sableuse,
CRETACE	SENONIEN_CARB	294		153	*	Calcaire micro-cristallin dolomitique avec passées d'argile,
	SENONIEN_LAG	447		149	60	anhydrite beige
	SENONIEN_SAL	596		40	56	Sel
	TURONIEN	636		131	51	Calcaire blanc à beige parfois argileux
	CENOMANIEN	767		93	40	Argile versicolore plastique , parfois anhydritique,
	ALBIEN	860		68	51	Sable moyen à grossier avec des grès argilo-dolomitique
	APTIEN	928		7	39	Marnes Calcaro-dolomitiques
	NEOCOMIEN	935		367	50	Argile silteuse dolomitique et rares fines passées de grès.
JURASSIQUE	MALM	1302		194	59	Argile silteuse indurée, parfois plastique à dolomitique
	DOGGER_ARG	1496		107	50	Argile versicolore avec passées de grès fin.
	DOGGER_LAG	1603		320	61	Alternance d'argile silteuse et de grès fin.
	LIAS_LD1	1923		158	50	Argile dolomitique, parfois anhydritique
	LIAS_NIVEAU H	2081		9	92	Anhydrite compacte blanche.
	LIAS_LS1	2090		27	61	Argile silteuse parfois gypseuse
	LIAS_NIVEAU_B	2117		14	59	Dolomie graveleuse, vacuolaire ou silteuse
	LIAS_SAL	2131		240	77	Sel massif blanc avec intercallations d'argile et d'anhydrite.
	LIAS_ARG	2371		53	66	Argile versicolore à siltstone.
TRIAS	TAGS	2424		178	70	Grès fin à moyen et argile silteuse à silto-sableuse
	INTERM II	2602		27	56	Alternance de grès fin et d'argile silteuse
	TRIAS ARG MOY	2629		40	54	Argile silteuse et dolomitique, parfois indurée.

Tableau .3.7 : résultats de la classification des roches suivant l'indice de continuité

Conclusion :

L'utilisation de systèmes de classifications géomécaniques IC montre que la majorité des horizons appartiennent à la classe des roches de qualité moyenne sauf pour deux horizons qui ont de qualité faible.

Chapitre 4

Description des essais au laboratoire

Introduction

Dans cette partie de ce travail de recherches, après avoir évoqué le contexte géologique de la zone d'étude, nous allons faire une description détaillée des différents essais au laboratoire qui constitue un des éléments indispensables dans l'étude du comportement mécanique des réservoirs. Ainsi, ce chapitre est consacré à cette partie importante de nos travaux. Nous traitons d'abord la méthodologie de confection des échantillons, ensuite les mesures pétrophysiques pétrographiques et minéralogique et les mesures des propriétés mécaniques puis l'interprétation des résultats. Enfin, nous utiliserons les résultats de ces essais de laboratoire pour la modélisation numérique.

1. Cadre géographique de la zone d'étude

1-1 Limites et localisations de la zone d'étude :

1-1-1. limites géographiques :

La région de RHOURE NOUSS est située dans la wilaya d'ILLIZI à 280 KM au SUD-EST de HASSI-MESSAOUD, et à environ 1000 KM D'ALGER, et se positionne entre :

29°16' et 30° parallèles .

06°24' et 07° méridien .

Elle est limitée au Nord par la région de GASSI-TAOUIL, au Sud par les régions de HAMRA, et de TIN- FOUYE TABANKORT .

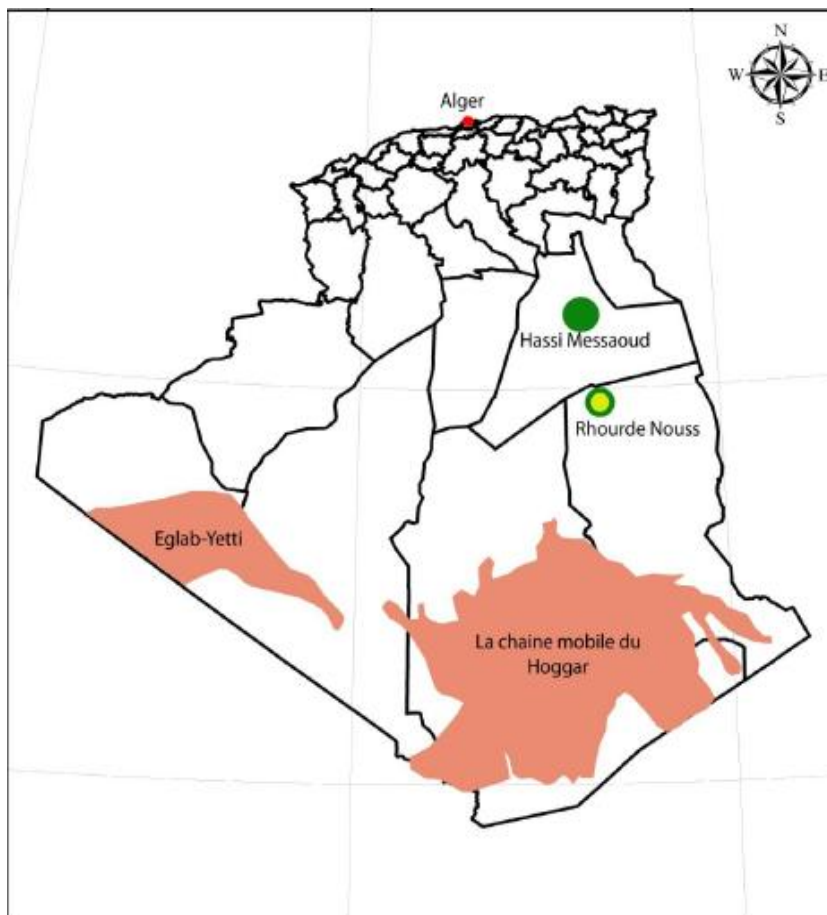


Fig.4. 1: Carte de situation géographique de la région de Rhourde Nous

1-1-2. Limites géologiques :

La région de Rhourde Nouss est située sur la bordure Sud du bassin triasique .elle est limitée :

- à l'Ouest , par le môle d'Amguid -El Biod au niveau de la faille de Ramade. Ce môle présente une vaste unité structurale subméridienne s'étendant sur 600 km allant d'Amguid au Sud à Rhourde El Baguel au Nord .
- au Nord - Est, par le bassin de Ghadamès vers lequel s'énoient les axes SO-NE des structures de Rhourde Hamra et de Rhourde Chouff .
- au **Sud - Est** ,par la partie Occidentale du môle d'Ahara .

1-2. Historique de l'exploration dans la région :

Les travaux de recherches sur cette région ont débuté en 1956 par la compagnie El Paso France Afrique avec l'implantation de HR1 qui a été foré sur la structure de Hamra. Au cours de ce forage, un seul test fût effectué et ce dans le Barrémo-Néocomien .

La poursuite des travaux sur cette même structure a permis en 1958 de forer HR 2. Ce dernier a donné du gaz dans les réservoirs Trias Gréseux et Ordovicien. Dès lors, les travaux ont été poursuivis vers l'Ouest avec la mise en évidence en 1959 de la structure de Ramade Nord

Par la suite, les recherches ont été orientées vers le Nord - Est, où la structure de Rhourde Nouss a été mise en évidence. En 1962, le sondage RN 1 de 2100 m de profondeur a révélé du gaz dans le Trias et le Gothlandien .

A partir de cette découverte, plusieurs autres structures furent forées :

Rhourde Adra (1963), Rhourde Nouss Sud Est (1972), Rhourde Nouss Sud-Ouest (1973), Meksem (1975), El Mouilah (1980), Rhourde Adra Sud (1982).....etc.

Donc de nombreuses accumulations d'hydrocarbures ont été reconnues par SONATRACH et les sociétés opératrices le long des 30 dernières années, avec :

- environ 8500 Km de sismique postérieure à 1970 ;
 - et 197 forages au total (jusqu'à l'actuel), dont 79 d'exploration et 118 de développement.
- Sur ces puits, 42 ont atteint les objectifs du Cambro- Ordovicien .

3. Stratigraphie

La série stratigraphique de la région de Rhourde Nouss est composée des ensembles suivants :

- Le Paléozoïque qui est incomplet, reposant sur un socle de nature granitique et /ou métamorphique ;
- Le Mésozoïque ;
- Le Cénozoïque.

3. 1. Le socle

Il est représenté par un complexe granitique et /ou métamorphique plissé et faillé. Il est très peu connu, en raison du nombre limité de puits qui l'ont atteint.

3. 2. Le Paléozoïque

Les premiers dépôts paléozoïques sous la discordance hercynienne sont datés Silurien, ils sont constitués d'un ensemble Argilo-gréseux. Le Dévonien et le Carbonifère sont eux érodés. En

revanche, on marque la présence de toutes les séries de l'Ordovicien et du Silurien, où l'épaisseur maximale est estimée 4000 mètres, notamment dans le sillon de Marfag qui se situe dans la partie ouest de la région.

3. 2. 1. Le Cambrien

Il est représenté par les grès de Hassi Leïla, constitué dans sa partie basale par des grès quartzitiques fins à grossiers mal classés et dans sa partie sommitale par des quartzites fins. L'épaisseur moyenne est estimée 104 m.

3. 2. 2. L'Ordovicien

C'est un terme très complexe, constitué par des alternances de grès quartzitiques et d'argiles. Son épaisseur moyenne varie de 750 à 1250 m et se compose de plusieurs unités se succédant de bas en haut :

Grès de Méribel : d'âge Tremadoc inférieur. Son épaisseur est de 180 m. Cette unité est constituée par des grès quartzitiques fins, avec des grès argilo-silteux et des passées d'argiles grises à noires.

Argiles d'El Gassi: d'âge Tremadoc moyen, avec une épaisseur de 268 m. Elles sont matérialisées par une alternance d'argile grise foncée, silteuse avec des passées gréseuses.

Grès d'El Atchane: d'âge Arenig inférieur. Epais de 56 m; ils sont constitués d'une alternance de grès fins siliceux bien classés et d'argiles siliceuses. On note la présence de quartzites à la base.

Quartzites de Hamra : d'âge Arenig moyen. Epais en moyenne de 80 à 232 m. Ils sont formés par des quartzites fins à moyens de couleur blanche, compactes, passant localement à des grès fins intercalés par quelques passées fines d'argile à la base.

Grès d'Ouargla: d'âge Arenig supérieur. Son épaisseur varie de 91 à 100 m. Ce terme est représenté essentiellement par des grès fins à moyens, gris-bruns, quartzitiques avec des intercalations d'argiles noires.

Argiles d'Azzel : d'âge Lanvrin son épaisseur est estimée entre 64 et 117 m, constitué d'argiles grises noires, siliceuses plus ou moins indures.

Grès d'Oued Saret : d'âge Landeilo, avec une épaisseur moyenne variant de 103 à 137 m, il est composé de grès fins parfois quartzitiques.

Les Argiles Micro-Conglomératiques : d'âge Caradoc, avec une épaisseur variant de 66 à 119 m, cette unité est constituée exclusivement d'argiles micro conglomératiques à grains de quartz.

Dalle M'Kratta: d'âge Asghill, elle présente une épaisseur variant de 6 à 10 m. Elle est matérialisée par des grès quartzitiques allant de très fins à moyens jusqu'au grossiers.

3. 2. 3. Le Silurien

Constitué par deux séries : une épaisse série argileuse à la base, surmontée par une autre qui comprend un ensemble argilo-gréseux.

Silurien Argileux : d'âge Landoverly-Taranon-Wenlock, et d'une épaisseur variant de 232 à 341 m. Il est constitué d'une série d'argiles noires micacées très riches en faunes (Brachiopodes, Gastéropodes et Graptolites).

Silurien Argilo-gréseux : d'âge Ludlow. Il représente le réservoir F6, qui comporte six unités. De bas en haut on distingue :

L'unité M1 : Cette unité est représentée par des argiles siliceuses, indurées à quelques passées carbonatées à la base. Elle présente une épaisseur qui varie entre 32 et 37 m.

L'unité M2 : Elle est d'une épaisseur variant de 61 à 153 m. Elle est matérialisée par des argiles siliceuses, indurées, avec quelques passées de grès de Mederba.

L'unité A1 : Elle est représentée par des grès fins à moyens, bien consolidés à ciment siliceux, intercalés par des fines passées d'argiles grises, noires, son épaisseur varie

entre 13 et 18 m.

□ **L'unité A2** : Son épaisseur varie de 98 à 126 m, elle comporte des niveaux de grès fins, siliceux à passées argileuses à la base.

□ **L'unité B1** : D'une épaisseur variant de 0 à 149 m. Elle est tronquée par l'érosion hercynienne surtout sur le flanc Sud-Est de la structure de Rhourde Nouss. Cette unité est constituée par une succession de grès quartzitique compact et d'argiles grises noires, indurées et micacées.

L'unité B2 : Son épaisseur varie de 0 à 111 m, elle est affectée par l'érosion hercynienne dans la partie Sud Est et la partie Sud Ouest de la région d'étude. Elle présente une alternance de grès quartzitique et des argiles micacées.

3. 2. 4. Le Dévonien

Le Dévonien quant à lui est totalement érodé.

3. 2. 5. Le Carbonifère

A l'instar du Dévonien, l'érosion a affectée entièrement le Carbonifère.

3. 2. 6. Le permien

Il est eu de même pour le Permien, l'érosion semble avoir touchée l'intégralité du Paléozoïque supérieur.

3. 3. Le Mésozoïque

3. 3. 1. Le Trias

Il repose par l'intermédiaire de la discordance hercynienne sur le Silurien argilo- gréseux. Ce trias est composé de cinq unités représentées de la base au sommet par :

Le Trias argilo-gréseux inférieur : d'âge Carnien, d'une épaisseur variant de 15 à 57 m.

Il est formé de bancs de grès fins à ciment silico-argileux, intercalé par la présence de passées d'argiles silteuses. On note la présence de micro-conglomérats à la base.

Le Trias intermédiaire I : d'âge Norien inférieur. Son épaisseur varie de 29 à 70 m. Il est constitué par des grès fins à tendance argileuse à la base et quartzitique au sommet.

Le Trias argileux moyen : d'âge Norien moyen, son épaisseur varie de 33 à 53 m. Il est constitué d'argiles brunes, rouges, silteuses et dolomitiques, parfois indurées.

Le Trias intermédiaire II : d'âge Norien supérieur. Il présente une épaisseur variant de 53 à 77 m. Il est constitué d'une alternance de grès fins et d'argiles rouges à vertes silteuses.

Le Trias Argilo-gréseux supérieur : d'âge Rhétien, son épaisseur varie entre 100 et 198 m. Il est matérialisé à la base par des grès fins, gris blanc, parfois microconglomératiques surmontés par des argiles brunes, rouges, silteuses, légèrement carbonatées (dolomitiques). Ce terme constitue le réservoir principal de la région de Rhourde Nouss.

3. 3. 2. Le Jurassique

- Le Lias

Il est subdivisé en cinq termes qui se succèdent de bas en haut comme suit :

Le Lias Argileux S1 : Son épaisseur varie de 39 à 62 m. Il est représenté par des argiles versicolores avec des silts.

Le Lias salifère S2 : Son épaisseur varie entre 202 et 443 m, et il se présente sous forme de sels massifs, intercalés par des bancs d'argiles brunes et des bancs d'anhydrites, marqueurs à la base.

L'horizon B : Son épaisseur varie de 14 à 42 m. Il est matérialisé par des dolomies graveleuses, vacuolaires ou silteuses, légèrement anhydritiques.

L'horizon H : Son épaisseur varie de 13 à 41 m, il est composé d'anhydrite blanche, compacte présentant un aspect crayeux, avec quelques passées de gypse rose maclé. Cet

horizon est considéré comme un bon marqueur sismique à l'échelle régionale.

Le Lias argileux dolomitique : Il présente une épaisseur variant de 140 à 220 m. Il est

constitué par des argiles silteuses dolomitiques à passées anhydritiques.

Dogger

Il est subdivisé en deux termes :

1. Le Dogger lagunaire : Son épaisseur varie de 0 à 322 m. Il s'agit d'une alternance d'argiles silteuses et des grès fins à moyens.

2. Le Dogger argileux : Son épaisseur varie de 55 à 228 m. Il est constitué d'argiles versicolores, intercalées par des bancs de grès fins.

- Le Malm

Son épaisseur varie de 0 à 232 m. Cette unité est composée d'argiles silteuses, tendres, parfois dolomitiques.

3. 3. 3. Le Crétacé

- Le Néocomien

Son épaisseur varie de 46 à 345 m. Il s'agit d'argiles silteuses, dolomitiques avec une alternance de sables fins, à grossiers et de grès fins à très fins, ligneuse et pyriteuses par endroits.

- Le Barrémien

Il présente une épaisseur moyenne de 529 m. Il est formé par une alternance de sables fins à grossiers, de grès fins à très fins et d'argiles rouges briques sableuses, légèrement dolomitiques.

- L'Aptien

Son épaisseur varie de 0 à 22 m. Il est représenté par des marnes calcaro-dolomitiques.

- L'Albien

Son épaisseur varie de 30 à 216 m. L'Albien est constitué de sables fins à grossiers avec des grès argilo-dolomitiques.

- Le Cénomani

Il présente une épaisseur qui varie de 62 à 111 m. Il est constitué par des argiles carbonatées à passées d'anhydrite.

Le Turonien

Son épaisseur varie de 69 à 113 m. Il est matérialisé par une alternance d'argiles versicolores plastiques et de calcaire blanc-beige parfois argileux avec des marnes calcaires.

Le Sénonien

Il comprend trois termes :

Le Sénonien salifère : D'une épaisseur qui varie de 13 à 80 m. Il est constitué que de sel massif, blanc, parfois argileux.

Le Sénonien anhydritique : Son épaisseur varie de 111 à 233 m. Il s'agit d'une alternance d'anhydrite massive beige, et d'argiles carbonatées.

□ **Le Sénonien carbonaté** : Il présente une épaisseur variant de 0 à 194 m. Il s'agit d'un complexe micro-cristallin, dolomitique.

3. 4. Le Cénozoïque

Il est représenté par le Mio –Pliocène. Les autres termes du Paléocène, de l'Eocène et de l'Oligocène ont été érodés ou non déposés suite à la phase Atlasique.

- Le Mio-Pliocène : Son épaisseur varie de 154 à 677 m, il repose en discordance sur le Sénonien carbonaté, il est constitué de sable fin, moyen à très grossier à fines passées de calcaire sableux, parfois gréseux, avec des intercalations d'argiles sableuses à dolomitiques.

3.4. TRIAS ARGILO-GRESEUX SUPERIEUR

Le TAGS (Trias Argilo-Gréseux Supérieur) représente le dernier terme du Trias dont il est le

principal réservoir. Sa hauteur totale varie de 100 à 200m dont plus de la moitié serait utile. C'est un réservoir à gaz avec à sa base un anneau d'huile épais d'une trentaine de mètres. Les faciès typiques du TAGS sont représentés par des grès propres moyens à grossiers à stratifications obliques. De ce fait, leurs caractéristiques pétrophysiques moyennes sont très bonnes; de nombreuses valeurs de porosité entre 15 et 20% sont observées, ainsi que la présence de bonnes perméabilités; en fait, l'étude pétrophysique du TAGS montre l'existence d'une porosité primaire particulièrement élevée (granulométrie grossière et faible argilosité). D'autre part, il est à noter la présence de bonnes perméabilités. A ces bonnes caractéristiques pétrophysiques s'ajoute la grande continuité du TAGS qui font de lui le meilleur réservoir.

4. Préparation des échantillons:

4.1. Confection des éprouvettes :

Des éprouvettes cylindriques de 1" de diamètre ont été prélevées parallèlement au sens de carottage du puits. Les échantillons sont découpés à une longueur légèrement supérieure à 2" puis surfacés. Cette opération consiste en la rectification des faces planes au moyen d'une meule afin d'aplanir et d'éliminer toutes les ébréchures susceptibles d'apparaître aux extrémités de l'échantillon lors des opérations de carottage et de sciage. Les dimensions finales des échantillons doivent aboutir à un élancement nominal proche de 2 (1 de diamètre et 2" de hauteur).

Il est très important de veiller à ce que toutes les éprouvettes ainsi formées aient des faces planes, parfaitement perpendiculaires à leurs génératrices ; en effet un léger défaut de planéité ou de parallélisme peut induire une hétérogénéité du champ de contrainte dans l'échantillon.

4.2. Lavage :

Avant de procéder aux mesures pétrophysiques, les échantillons sont lavés dans un soxhlet à l'aide d'un solvant aromatique (Toluène) pour extraire la matière organique et les impuretés, puis séchés dans une étuve à une température maintenue à 70°C jusqu'à stabilisation de leurs poids sec.

4.3. Mesures petrophysiques :

- Mesure de la porosité à l'Hélium : on détermine le volume solide de l'échantillon à l'aide d'un porosimètre à Hélium du type CORELAB dont le principe est basé sur la loi de Boyle et son volume total par mensuration.

- Mesure de la perméabilité à l'air : cette mesure est effectuée à l'aide d'un perméamètre à charge constante de type CORELAB dont le principe est basé sur la loi de Darcy.

- Mesure de la densité : C'est le rapport du poids sec de l'échantillon sur son volume solide.

Les principaux résultats des mesures pétrographiques sont portés sur le tableau ci-dessous

N° Ech	Côte (m)	Sens de prélèvement	L (cm)	Φ (cm)	Vp (cc)	Ø (%)	D (g/cc)
3	2501.23	V	4.08	2.53	0.82	3.98	2.63
4	2501.29	H	5.35	2.53	1.21	4.51	2.64
6	2501.96	H	4.71	2.53	1.08	4.55	2.64
9	2504.13	V	4.06	2.53	1.33	6.50	2.64
10	2504.16	H	5.25	2.53	1.44	5.46	2.63
13	2507.25	H	5.45	2.53	1.69	6.17	2.64
14	2507.30	V	4.89	2.53	1.63	6.62	2.63
18	2509.42	V	5.90	2.53	1.54	5.18	2.64
19	2509.49	H	5.12	2.53	1.17	4.55	2.64
20	2510.25	V	5.45	2.53	1.18	4.32	2.64
23	2512.55	H	5.36	2.53	1.11	4.12	2.63
24	2512.60	V	4.03	2.53	1.05	5.18	2.63
26	2514.61	V	5.48	2.53	1.42	5.15	2.64
27	2514.66	H	4.98	2.53	1.10	4.38	2.64
28	2516.2	V	6.75	2.53	1.17	3.46	2.64
29	2516.25	H	5.25	2.53	0.93	3.52	2.64

Tableau 4.1 : Résultats des mesures pétrographiques

4.4 Mesures pétrographiques et minéralogiques :

Etude pétrographique et minéralogique des niveaux gréseux du réservoir TAGS.

Son objectif est de déterminer, d'une manière détaillée, les constituants pétrographiques et minéralogiques des faciès analysés ainsi que l'estimation de leurs qualités du réservoir.

4.4.1 Méthode d'étude

L'étude pétrographique est basée sur l'observation au microscope optique polarisant, de lames minces (annexe 01).

Elle permet :

- L'identification et la quantification des éléments et des phases minérales présentes, détritiques et diagénétiques.
- L'estimation des diamètres moyens et maximaux des grains de grès, leur classement et leur morphoscopie ;
- La mise en évidence des types de contacts entre grains et leur fréquence ;
- L'estimation du réseau poreux et l'établissement de son origine.

4.4.2. Les éléments figurés :

4.4.3. Le Quartz

Les résultats d'observations, au microscope optique polarisant, des échantillons du réservoir TAGS montrent un pourcentage total des grains de quartz qui varie de 83 à 91 % (Annexe 01-Fig.5-6.). Ils sont monocristallins à extinction droite. Leur granulométrie varie de fine à très fine. Ces grains sont à classement très mauvais, à morphoscopie arrondie à sub-arrondie et montrent entre eux des contacts droits à concavoconvexes, rarement suturés.

4.4.4. Les micas

Dans les faciès étudiés, les micas sont représentés essentiellement par la muscovite dont le pourcentage varie de 0 à 2 %.

4.4.5. Les feldspaths

Ils sont présents de manière irrégulière et parfois altérés avec des proportions très faibles (en traces).

4.4.6. Les minéraux lourds

Dans ces faciès, on rencontre les minéraux lourds les plus résistants aux altérations et aux transformations durant le transport et la sédimentation. Ce sont le zircon et le leucoxène. Leur présence est en traces.

4.4.3. La Matière Organique

Elle est présente en traînées discontinues dans tous les échantillons analysés. Sa proportion varie de 1 à 4% et parfois en traces. (Annexe 01-Fig.9-10).

4.5. Les ciments

Dans le réservoir TAGS, les ciments rencontrés sont de type argileux et siliceux.

4.5.1 Le ciment siliceux

Il est présent avec un taux qui varie de 2 à 5 %. Il s'agit de la silice secondaire denourrissage développée d'une manière irrégulière autour des grains de quartz. (Annexe 01-Fig1-2).

4.5.2 Le ciment argileux

Les observations au microscope optique polarisant complétés par des analyses aux rayons-X indiquent que les faciès étudiés sont composés essentiellement d'illite, et accessoirement de chlorite et de Kaolinite (Annexe 01-Fig. 3-4). L'illite, en plus de celle occupant l'espace inter-granulaire, apparait sous forme de fins liserés discontinus autour des grains de quartz. La kaolinite et la chlorite se présentent également en plages inter-granulaires. Le pourcentage de l'argile totale varie entre 5 et 8 %.

CONCLUSION

D'après les résultats d'analyses pétrographiques et minéralogiques du réservoir TAGS nous avons remarqué:

- le sondage est composé des grains de grès quartzitique bien conservés qui ne présentent aucune fracture ou craquelure, de micas, de feldspaths et accessoirement de minéraux lourds. Ces éléments figurés sont liés par des ciments argileux (de type Illite résultat de la transformation de la muscovite), siliceux et très accessoirement pyriteux.

Et sur le plan réservoir, le réseau poreux est mal développé, consistant en quelques pores isolés dont le taux ne dépasse pas les 2 %. À cause de la disposition des grains de quartz (liaison entre eux concavo-convexe et suture), l'espace intergranulaire restant est comblé par l'argile et la matière organique.

Les principaux résultats des mesures pétrographiques et minéralogiques sont portés sur le tableau ci-dessous

Côte	Granu.(mm)		Texture			Pétrographie (%)									
	G.Moy	Mode	Classement	Morphoscopie	Concavo-convex	Grés quartzique	quartzit seconaire	feldsparts	Minéreau lourds	Micas	Argiles	Oxydes de fer	Anhydrite	Pyrite	Matière Organique
2500,17	0,425/0,175	Bimodale	M	AR/SR	F	85	5	Tr	Tr	2	8	Tr	Tr	Tr	0
2500,92	0,450/0,200	Bimodale	M	AR/SR	F	88	2	Tr	Tr	1	8	0	1	Tr	Tr
2501,23	0,450/0,200	Bimodale	M	AR/SR	F	91	3	Tr	Tr	1	5	Tr	Tr	Tr	0
2501,29	,0450/0,200	Bimodale	M	AR/SR	F	85	3	Tr	Tr	1	7	0	Tr	Tr	3
2501,50	0,500/0,200	Bimodale	M	AR/SR	F	88	3	Tr	Tr	1	7	Tr	1	Tr	Tr
2501,96	0,400/0,200	Bimodale	M	AR/SR	F	88	2	Tr	Tr	1	7	0	Tr	Tr	2
2502,20	0,275/0,125	Bimodale	M	AR/SR	F	87	3	Tr	Tr	1	8	0	Tr	Tr	0
2502,87	0,375/0,200	Bimodale	M	AR/SR	F	86	3	Tr	Tr	1	8	0	1	Tr	1
2504,13	0,375/0,200	Bimodale	M	AR/SR	F	86	2	Tr	Tr	2	8	Tr	Tr	Tr	2
2504,16	0,250/0,150	Bimodale	M	AR/SR	F	86	2	Tr	Tr	1	8	Tr	Tr	Tr	3
2505,32	0,300/0,200	Bimodale	M	AR/SR	F	87	2	Tr	Tr	2	8	0	Tr	Tr	1
2505,73	0,300/0,200	Bimodale	M	AR/SR	F	90	2	Tr	Tr	Tr	7	Tr	0	Tr	0
2507,25	0,375/0,175	Bimodale	M	AR/SR	F	85	2	Tr	Tr	1	8	0	0	Tr	4
2507,30	0,300/0,175	Bimodale	M	AR/SR	F	86	2	Tr	Tr	1	8	0	0	Tr	3
2507,83	0,300/0,200	Bimodale	M	AR/SR	F	89	2	Tr	Tr	0	7	0	Tr	Tr	2
2507,93	0,300/0,175	Bimodale	M	AR/SR	F	83	2	Tr	Tr	1	8	0	0	Tr	4
2508,16	0,375/0,225	Bimodale	M	AR/SR	F	87	2	Tr	Tr	1	8	0	0	Tr	2
2509,42	0,300/0,200	Bimodale	M	AR/SR	F	86	2	Tr	Tr	1	8	0	Tr	Tr	3
2509,49	0,325/0,200	Bimodale	M	AR/SR	F	89	2	Tr	Tr	1	8	0	0	Tr	Tr
2510,25	0,300/0,200	Bimodale	M	AR/SR	F	89	2	Tr	Tr	1	8	0	Tr	Tr	Tr
2510,38	0,300/0,175	Bimodale	M	AR/SR	F	89	2	Tr	Tr	1	7	0	Tr	Tr	Tr
2511,40	0,300/0,175	Bimodale	M	AR/SR	F	88	2	Tr	Tr	1	8	0	0	Tr	Tr
2512,55	0,300/0,200	Bimodale	M	AR/SR	F	89	2	Tr	Tr	Tr	8	0	Tr	Tr	Tr
2512,60	0,300/0,200	Bimodale	M	AR/SR	F	89	2	Tr	Tr	1	7	0	Tr	Tr	Tr
2513,76	0,300/0,200	Bimodale	M	AR/SR	F	91	2	Tr	Tr	Tr	7	0	0	Tr	Tr
2514,61	0,300/0,200	Bimodale	M	AR/SR	F	88	2	Tr	Tr	Tr	7	0	0	Tr	Tr
2514,66	0,300/0,200	Bimodale	M	AR/SR	F	88	3	Tr	Tr	Tr	8	0	0	Tr	Tr
2516,20	0,300/0,200	Bimodale	M	AR/SR	F	90	2	Tr	Tr	Tr	8	Tr	0	Tr	Tr
2516,25	0,300/0,200	Bimodale	M	AR/SR	F	90	2	Tr	Tr	1	7	Tr	0	Tr	Tr
2517,04	0,300/0,200	Bimodale	M	AR/SR	F	90	2	Tr	Tr	Tr	8	Tr	0	Tr	Tr

Tableau 4.2 : Résultats des mesures minéralogiques

5. Mesure des propriétés mécaniques :

5.1. Procédure expérimentale

La première opération consiste à tracer six génératrices régulièrement espacées sur l'échantillon. Chaque jauge extenso métrique devra être positionnée sur l'intersection de chacune de ces génératrices et d'un trait tracé à mi-hauteur. Chaque échantillon est donc équipé de six jauges : trois jauges horizontales pour mesurer la déformation radiale et trois jauges verticales pour mesurer la déformation axiale.

Le collage des jauges se fait avec une colle cyanoacrylate après nettoyage préalable des surfaces d'adhérences induites d'une sous-couche de colle de type "Pc-12", afin d'éviter tout problème de poinçonnement. Les échantillons sont ensuite enveloppés dans une gaine en Néoprène. Ce type de montage permet le contrôle de la pression de confinement (contrainte radiale sur l'échantillon) tout en gardant une parfaite étanchéité.

Les échantillons ainsi préparés sont prêts à être testés. Les essais effectués sont de type compression Uniaxiale à pression de Confinement Constante (U.C.C.) qui consiste à faire croître le déviateur ($\sigma_d = \sigma_{ax} - P_c$) à partir d'un état de chargement isotrope ($\sigma_{rad} = \sigma_{ax} = P_c$) initial jusqu'à rupture de l'échantillon, tout en faisant l'acquisition des données en pressions et en déformations



Figure 4. 2 : Banc d'essai triaxial roche

Limites équipements :

- Échantillon 1inch, 1inch 1/2
- Chargement axial : max 3000 Bar (1inch ½), 6600 Bar (1inch)
- Confinement : max 1000 Bar
- Saturation de l'échantillon : Pression maxi = 1000 Bar
- Température : maxi 120°C

5.3. Interprétation des courbes en déformation

Les déformations brutes (réponses des jauges) ainsi que la déformation axiale, radiale et volumique sont données pour chaque échantillon testé. Les déformations obtenues ainsi que leurs évolutions au cours du chargement dépendent non seulement de la structure (mode d'arrangement des particules minérales) mais aussi de la texture (nature des minéraux constitutifs) de la roche. Il n'est donc pas surprenant d'observer des comportements différents allant du type "élastique fragile " au type "élasto-plastique" sur des échantillons de carottes d'un même puits composé de faciès différents.

L'application d'un chargement de type compression uniaxiale à pression de confinement constant (U.C.C.) entraîne une succession de comportements qui dépend du niveau de la contrainte verticale appliquée. Au début du chargement, les faibles valeurs de contrainte déviatorique provoquent la fermeture des microfissures situées dans le plan perpendiculaire à la direction de chargement, souvent accompagnée par de faibles déformations élastiques de la matrice rocheuse (grain + ciment). Ces variations à l'échelle du grain se traduisent macroscopiquement par une diminution non linéaire du volume total de la roche, c'est le début du phénomène de contractance.

La diminution de l'espace poreux se poursuit jusqu'au début de l'endommagement de la roche. A ce stade du comportement, la roche se fragilise, des fissurations apparaissent et les déformations deviennent irréversibles délimitant la fin du domaine élastique siège des déformations réversibles.

Une augmentation supplémentaire du déviateur enclenche un développement progressif et stable de microfissures parallèles au déviateur, créant de ce fait une importante anisotropie induite.

L'ouverture progressive des microfissures se manifeste par une atténuation progressive de la contractance (diminution de volume) jusqu'au point de changement de courbure. Au-delà de ce point, le comportement de la roche devient fortement dilatant (augmentation de volume) en raison d'une propagation instable de la microfissuration débouchant sur une macrofracture accompagnée d'une libération brusque de l'énergie cumulée, traduite par une chute de pression du déviateur appliqué.

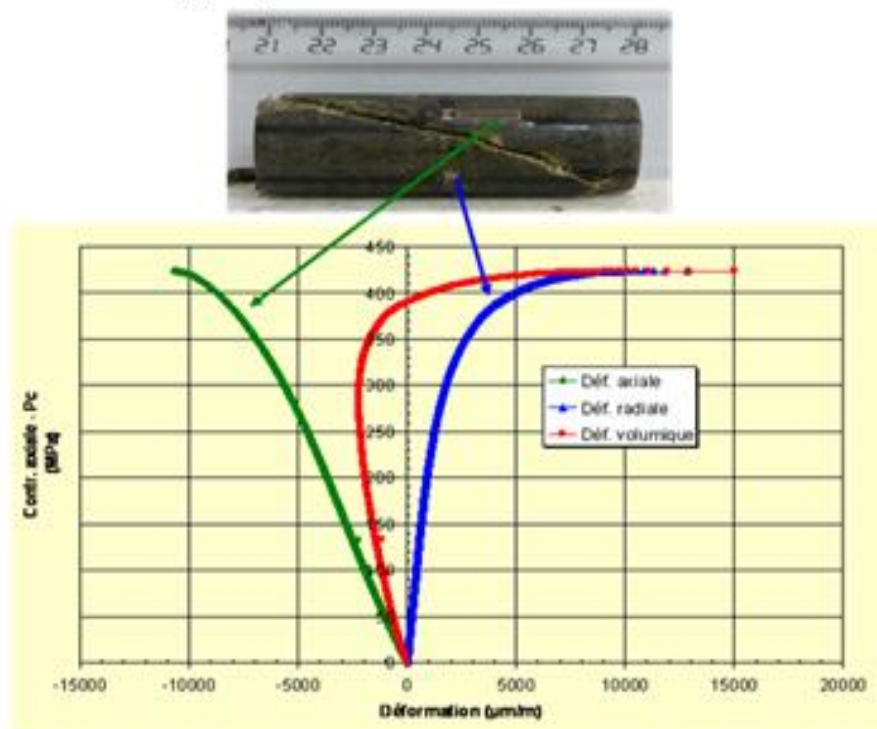


Figure .4. 3 : Déformation en fonction de pression déviatorique

6. Détermination des paramètres mécaniques E , ν et σ_{rup} :

La contrainte de rupture " σ_{rup} " est déduite directement par simple lecture des acquisitions enregistrées lors des essais. Elle représente la valeur maximale atteinte par le déviateur " σ_d " augmentée de la valeur de pression de confinement appliquée " P_c ".

$$\sigma_{rup} = \sigma_d + P_c \quad (1)$$

Les coefficients élastiques " E " et " ν " sont généralement mesurés à 50% de la résistance à la compression simple " R_c " (U.C.C. à $P_c = 0$ MPa; Norme I.S.R.M.). Il arrive qu'à un tel niveau de contrainte ($R_c/2$) certaines roches présentent déjà un comportement irréversible, du coup, l'application de la norme devient aberrante. Dans ce cas de figure, le calcul se fera dans l'intervalle de contrainte correspondant à des déformations élastiques réversibles.

Le module de Young " E " et le coefficient de Poisson " ν " sont alors déterminés par calcul à partir des déformations recueillies

Le module de Young représente le rapport de variation de la contrainte axiale appliquée sur la variation des déformations axiales associées :

$$E = \frac{\Delta\sigma_{ax}}{\Delta\varepsilon_{ax.}} \quad (2)$$

- Tandis que le coefficient de Poisson est déterminé par le rapport des déformations radiales sur les déformations axiales.

$$\nu = - \frac{\varepsilon_{rad.}}{\varepsilon_{ax.}} \quad (3)$$

Ceci nous permet de définir le module de cisaillement « G » fonctions de « ν » et « E » tel que :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (4)$$

L'allure de la courbe contrainte / déformations dépend énormément de la valeur de la pression de confinement. La représentation sur un même graphe des réponses de déformations enregistrées lors des essais U.C.C. à des niveaux croissants de « P_c » montre une augmentation proportionnelle de la contrainte de rupture et des déformations correspondantes. Le report des modules élastiques (modules d'Young, module de cisaillement) en fonction de la pression de confinement appliquée concrétise ces observations : on observe une nette augmentation traduisant une rigidification progressive de la roche.

7. Courbe intrinsèque :

Les essais U.C.C. ont pour but de révéler les comportements au voisinage de la rupture en vue de prédire les conditions dans lesquelles elle risque de se produire et donc de l'éviter. A cette fin, il est pratique de représenter les résultats de l'essai à l'aide d'un cercle de Mohr (procédé graphique fort utile).

A partir d'un état isotrope de pression de confinement " $\sigma_{ax.} = \sigma_{rad.} = P_c$ " on fait augmenter le déviateur jusqu'à atteinte de la contrainte de rupture $\sigma_{rup.}$. Le tenseur des contraintes est alors représenté par le cercle de diamètre " $\sigma_{rup.} - P_c$ ". Si l'on répète l'expérience pour des valeurs croissantes de confinement P_c, on obtient un ensemble de cercles de Mohr où l'on constate qu'ils admettent une courbe enveloppe. Cette courbe appelée courbe intrinsèque est une caractéristique du matériau étudié. Elle permet de mettre en évidence dans le plan contrainte normale - contrainte de cisaillement (σ, τ) une frontière délimitant deux régions : l'une stable où il n'y a pas de risque de rupture, l'autre instable où la cassure a été déjà entamée.

On peut assimiler notre enveloppe en une droite suivant le modèle de Mohr-Coulomb défini par

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c \quad (5)$$

Où : " φ " représente l'angle de frottement interne et " C " la cohésion de matériau.

7. 1.Réalisation expérimentale et exploitation des résultats

Une première série d'essais compression simple a été réalisée (annexe 2), Des mesures des paramètres mécaniques ont été réalisées sur des échantillons prélevés sur la carotte de puits RN (TAGS, intervalle 2500 – 2518 m). Ces mesures consistent en la détermination de la contrainte de rupture et des paramètres élastiques (module de Young et coefficient de Poisson) .

En compression simple, la contrainte de rupture est comprise entre 12300 et 23700 Psi. Le module de Young varie de 3.46 à 7.07 MPsi et le coefficient de Poisson moyen est égal à 0.13.

Les essais triaxiaux réalisés à une pression de confinement égale à 34.75 Mpa (annexe 3), , ont donné des contraintes de rupture comprises entre 22290 et 89462 Psi, des modules de Young qui varient de 4.86 à 9.01 MPsi et un coefficient de Poisson d'une valeur moyenne égale à 0.12.

Ces résultats reflètent les caractéristiques mécaniques de roches très dures. Les mesures pétrophysiques faites sur ces dernières en conditions ambiantes montrent une faible porosité comprise entre 3.5 et 6.5 % et une densité moyenne égale à 2.64.

Les principaux résultats des essais de compression simple sont portés sur le tableau ci-dessous :

N° Ech	Côte (m)	Sens prélèvement	Rc (Psi)	E (MPsi)	v
3	2501.23	V	19012	4.08	0.09
4	2501.29	H	22773	6.49	0.11
6	2501.96	H	16628	4.35	0.15
9	2504.13	V	9650	1.90	0.11
10	2504.16	H	19236	7.05	0.17
13	2507.25	H	12290	3.55	0.15
14	2507.3	V	15987	4.39	0.10
18	2509.42	V	21524	5.55	0.17
19	2509.49	H	23253	5.65	0.16
20	2510.25	V	23733	5.73	0.12
23	2512.55	H	18389	5.19	0.14
24	2512.60	V	12819	3.46	0.14
26	2514.61	V	18933	7.07	0.11
27	2514.66	H	21476	6.80	0.09
28	2516.2	V	22502	6.04	0.12
29	2516.25	H	21240	5.68	0.17

Tableau .4.3 : Résultats des essais de compression simple

7.2. Interprétation des résultats des essais de compression simple :

Le tableau ci-dessus montre que les valeurs de la résistance à la compression simple sont très variables. Elles sont comprises entre 12300 et 23700 Psi.

Les profils de variation des trois paramètres (R_c , E et ν) ont été tracés (voir figures 1). Le résultat obtenu montre :

- une variation aléatoire de R_c et E en fonction de la profondeur
- une faible différence entre les résultats mesurés sur les échantillons horizontaux et ceux des échantillons verticaux prélevés aux mêmes côtes (voir figures 2).
- Une assez bonne corrélation existe entre le module d'Young et la résistance à la compression simple (voir figures 3). (Par contre, on constate une mauvaise corrélation entre la résistance à la compression simple et la porosité ce qui explique que la rupture n'est pas contrôlée par les caractéristiques de la matrice (voir figures 4).

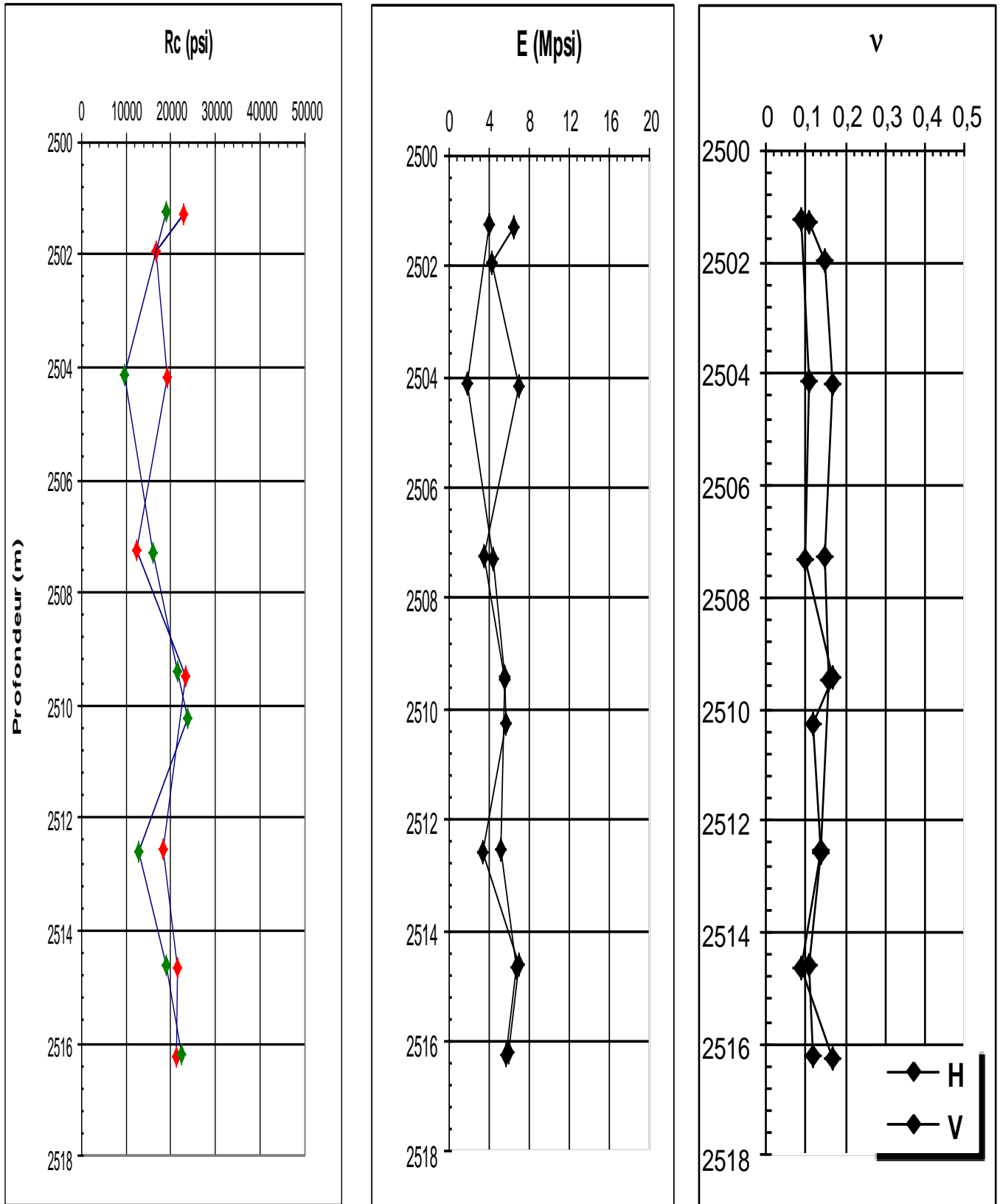
Une seconde série de tests triaxiaux a été réalisée sur des échantillons verticaux afin de quantifier l'anisotropie. Enfin, une dernière série a été faite sur l'intervalle [2517 – 2518 m].

L'équipement utilisé pour les essais triaxiaux est identique à celui destiné pour les essais de compression simple.

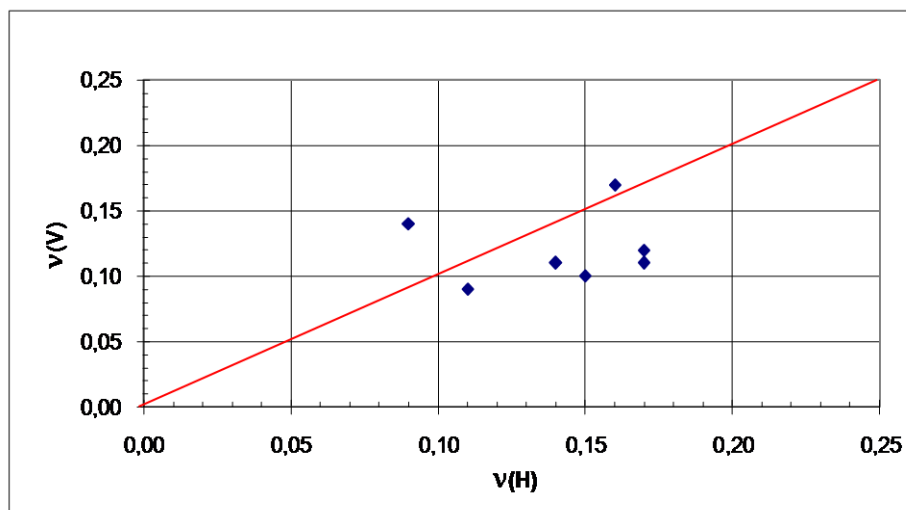
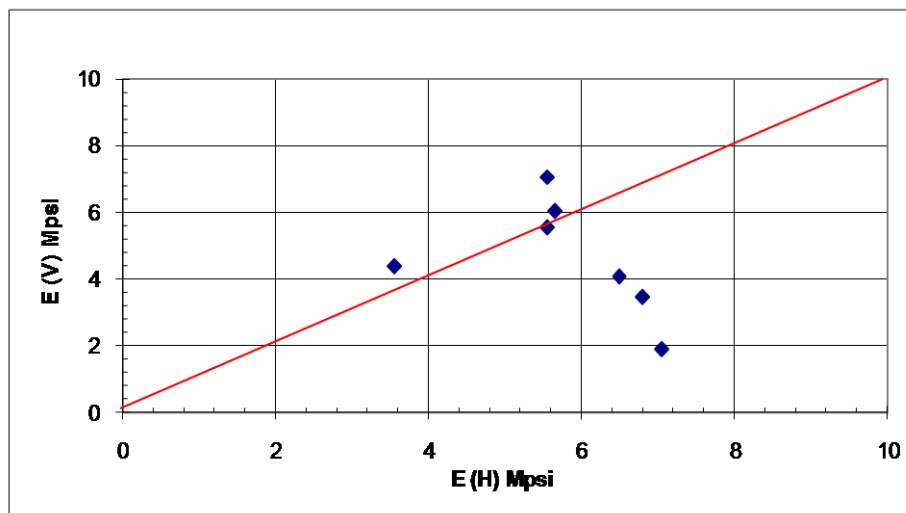
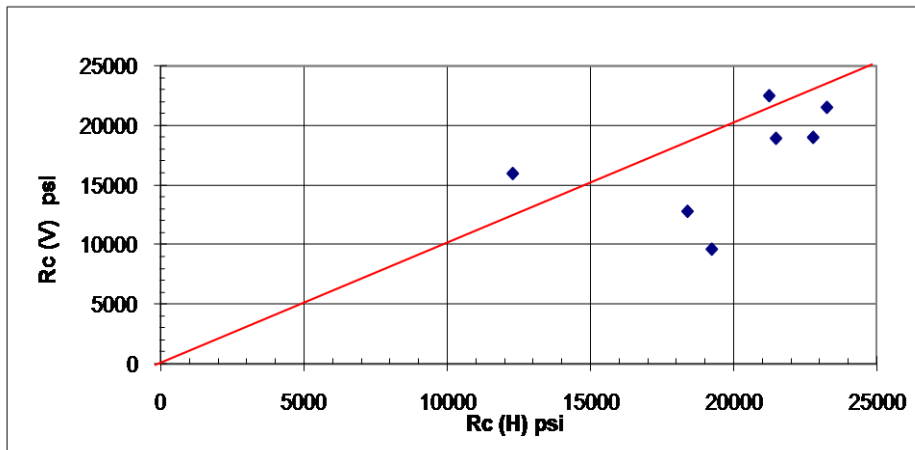
L'essai triaxial consiste à appliquer sur l'échantillon une pression de confinement, ensuite de maintenir cette dernière constante tout le long du chargement axial jusqu'à la rupture. Les déformations sont mesurées durant les différentes phases de l'essai (voir figures en annexe 2).

La contrainte de rupture " σ_{rup} ." représente la valeur maximale atteinte par le déviateur augmentée de la valeur de la pression de confinement " P_c ".

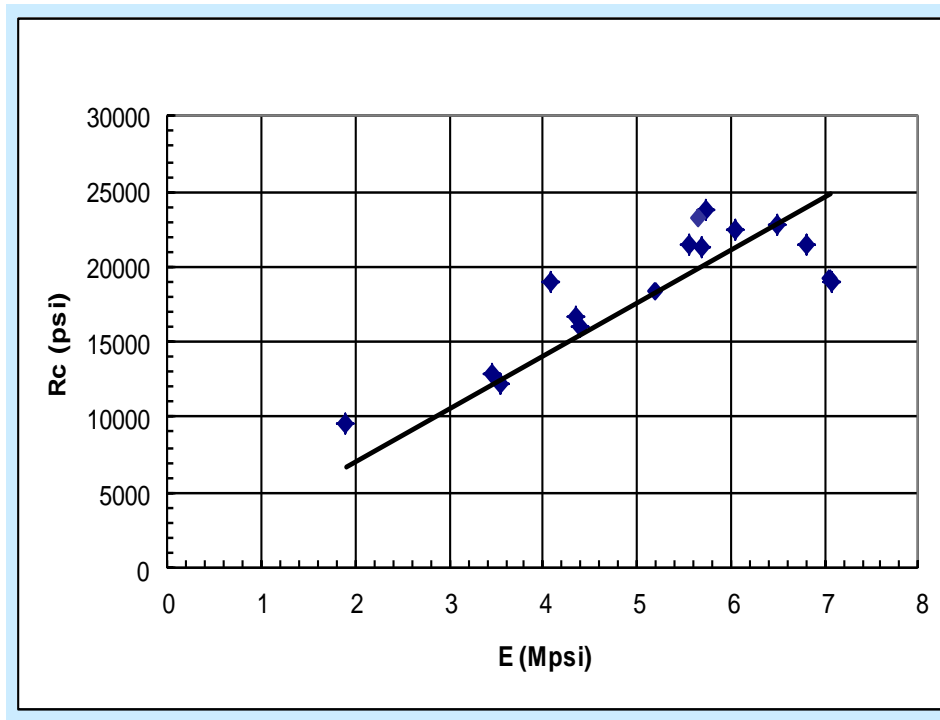
La méthode de détermination du module de Young et du coefficient de Poisson est identique à celle utilisée pour l'essai en compression simple.



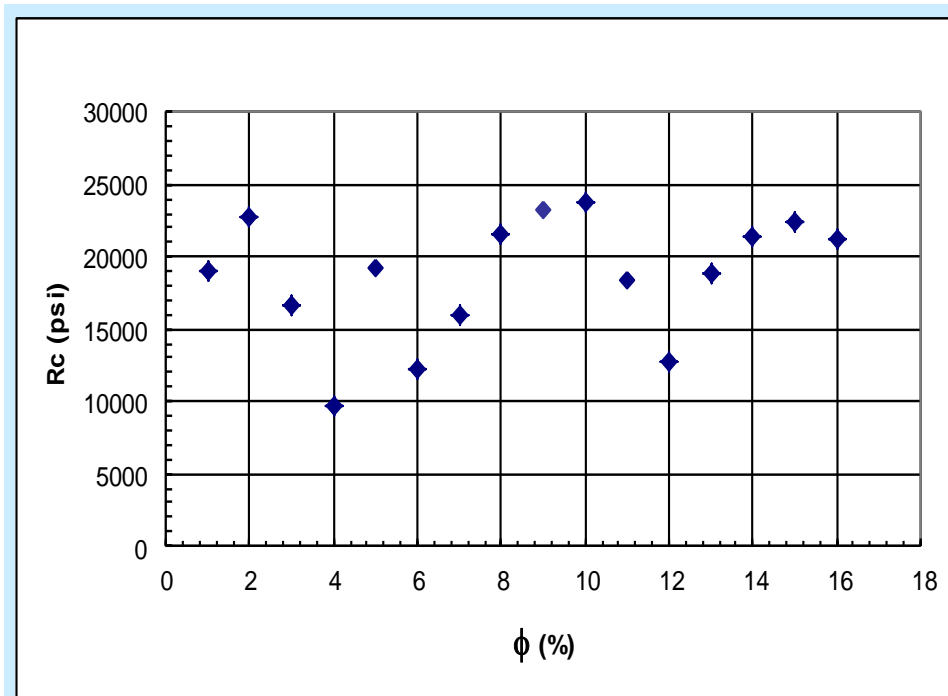
Figures. 4.4 : Variation des paramètres mécaniques en fonction de la profondeur



Figures.4.5 : Comparaison entre les paramètres mécaniques horizontaux et verticaux



Figures.4.6 : Corrélation entre le module de Young et la résistance à la compression simple



Figures.4. 7: Corrélation entre la porosité et la résistance à la compression simple

7.2.1 Principaux résultats obtenus

Les valeurs de la contrainte de rupture et des paramètres élastiques (module d'Young & coefficient de Poisson) sont mentionnées sur le tableau ci-dessous :

N° Ech	Côte (m)	Sens de prélèvement	σ rup (Psi)	E (MPsi)	ν
1	2500.17	H	61417	7.54	0.10
2	2500.92	H	73564	8.70	0.12
5	2501.50	H	55568	9.01	0.12
7	2502.20	H	66714	8.33	0.11
31	2502.25	V	63017	6.56	0.10
11	2505.32	H	55368	7.16	0.12
12	2505.73	H	68295	8.68	0.12
15	2507.83	H	55524	6.73	0.14
16	2507.93	V	60695	7.00	0.10
21	2510.38	H	55896	6.67	0.12
32	2510.40	V	32131	5.28	0.11
22	2511.40	H	55178	7.18	0.16
25	2513.76	H	61884	7.27	0.12
33	2513.80	V	22290	4.86	0.16
34	2516.04	H	67124	8.67	0.10
30	2517.04	H	89452	8.76	0.13
35	2517.25	H	56836	7.97	-----
36	2517.57	H	56391	7.69	0.16

Tableau.4.4 : Résultats des essais triaxiaux

7.2.2 Interprétation des résultats des essais triaxiaux:

Sur l'ensemble des échantillons (horizontaux et verticaux), la contrainte de rupture est importante. Ses valeurs sont comprises entre 32000 et 89000.

Le module de Young varie de 5 à 9 MPsi et le coefficient de Poisson moyen est estimé à 0.12.

Si l'on se limite uniquement aux échantillons horizontaux, seules les valeurs minimales de la contrainte de rupture et du module de Young changent. Elles sont respectivement 55178 Psi et 6.67 MPsi. Le coefficient de Poisson moyen reste inchangé.

Sur les échantillons verticaux, la contrainte de rupture est plus faible, elle est comprise entre 22300 et 63000 Psi, le module de Young varie de 4.8 à 7.0 MPsi et le coefficient de Poisson moyen est égal à 0.12.

Les profils de variation des trois paramètres (σ_{rup} , E et ν) ont été tracés (voir figures 5).

L'évolution du module de Young et de la contrainte de rupture en fonction de la profondeur se ressemblent.

La comparaison entre les résultats obtenus sur les quatre échantillons verticaux et ceux horizontaux prélevés aux mêmes côtes, montre un écart qui devient important aux deux dernières côtes (2510.38 et 2513.76 m).

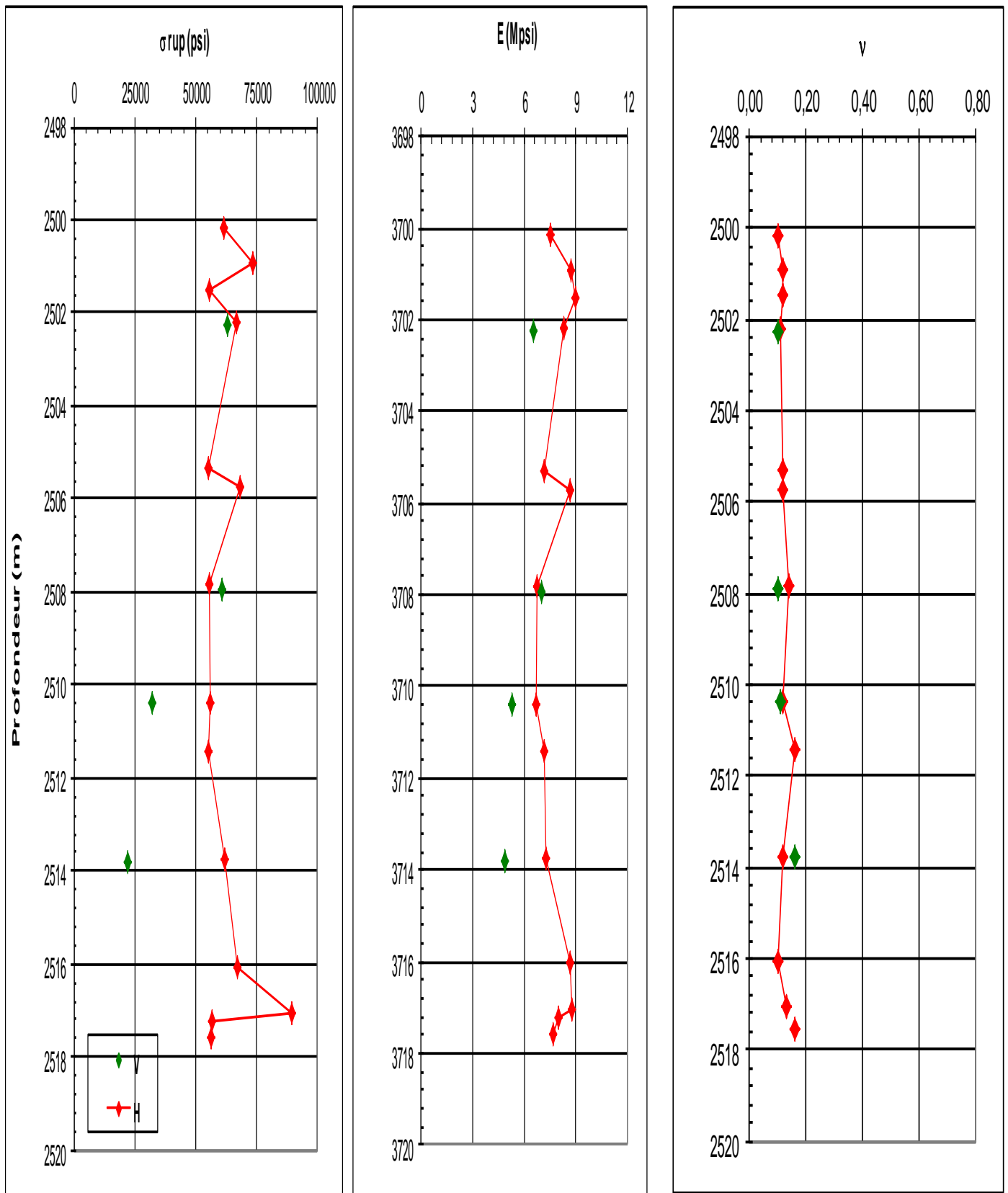


Figure.4.8 : Variation des paramètres mécaniques en fonction de la profondeur (Essais triaxiaux)

Résultats expérimentaux des essais (copression simple et triaxiaux)

Les essais effectués montrent des courbes contrainte-déformation dont l'allure générale est représentée ci-après :

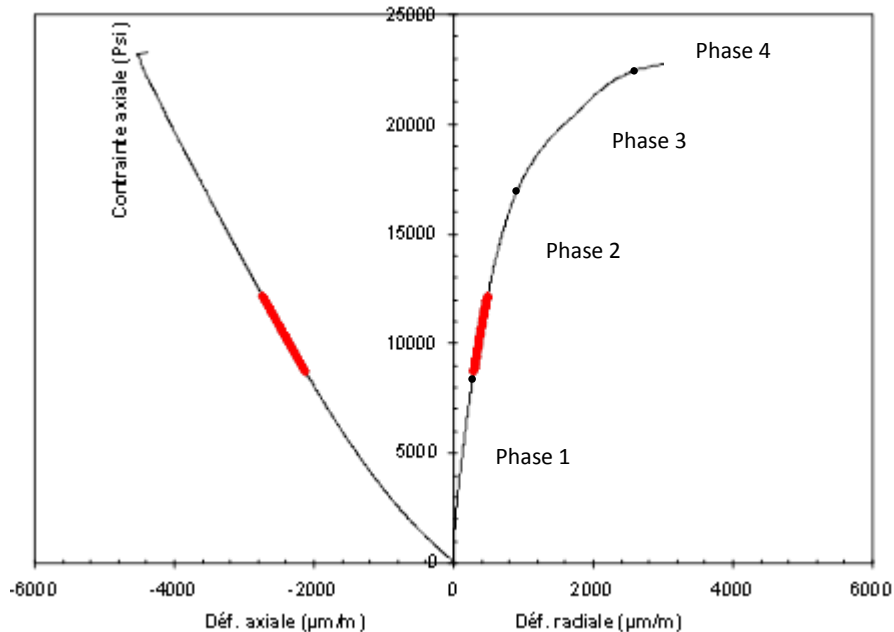


Figure.4.9 : les différentes parties des courbes contrainte-déformation

Une analyse des différentes courbes expérimentales montre quatre phases de ladéformation bien identifiables (figure.4.8).

1. Une phase légèrement courbée vers le haut (**Phase 1**).
2. Une phase de déformation linéaire où la courbe forme un segment de droite. C'est dans cette portion de la courbe que nous déterminons le module d'Young (**Phase 2**).
3. Une phase caractérisée par une rupture de la linéarité de la courbe contrainte-déformation avec une bifurcation de la direction de la courbe (**Phase 3**).
4. Une phase de ruine où les contraintes de chargement chutent brusquement (**Phase 4**)

La phase 1 : correspond à une réorganisation des constituants de l'éprouvette. Au départ, les grains minéraux constituant la roche ne sont pas strictement soudés. Ils sont contigus tout en laissant entre eux un certain volume de vides. Ainsi, au cours de cette phase ces grains vont se rapprocher et les vides interstitiels diminuent. En plus, lors de l'observation microscopique, nous avons mis en évidence la présence d'imperfections telles que des microfissurations des grains. Au cours de cette phase, ces microfissurations tendent également vers la fermeture. En bref, cette phase correspond à la fermeture des microfissures mais aussi à l'augmentation de la soudure entre les grains. Cette phase est partiellement linéaire puisque l'éprouvette ne retourne que partiellement à sa position de départ. Cette situation est la conséquence d'une destruction partielle des grains minéraux de la roche.

La phase 2 : correspond à une linéarité entre le niveau de contrainte et le taux de déformation de la roche. Au début de cette phase, la compacité de la roche est maximale, induite par la diminution des vides, des pores et des microfissures lors de la phase précédente. Pendant cette

phase, un déchargement de l'éprouvette la ramène à la position de départ. De ce fait, c'est dans cette phase que nous déterminons le (**Module d'Young de la roche, E**). Au cours de cette phase, la roche est préservée de toute apparition d'imperfection caractéristique. Les déformations de la roche sont alors réversibles.

La phase 3 : laisse apparaître les premières imperfections dues au chargement de la roche. La déformation de la roche perd alors son caractère réversible de la phase précédente. En plus, l'échantillon perd de manière marginale ses caractéristiques fondamentales d'élasticité telle que le module d'Young (E). Cela est la conséquence d'une réinitiation ou la réapparition de nouvelles microfissures. Le comportement de l'éprouvette devient donc non élastique. Il est très difficile de définir de manière exacte le point de départ de cette phase puisqu'au tout début de l'apparition de ces microfissures, il n'y a pas de variation conséquente du module d'Young. Les microfissures générées dans cette phase sont relativement parallèles au chargement et par conséquent sont en propagation stable.

La phase 4 : est caractérisée par un net développement de la fissuration. Les paramètres mécaniques de la roche se démarquent des phénomènes réversibles. Cette phase se termine par une ruine de l'éprouvette avec une rupture brusque. Cette rupture s'accompagne d'un éclatement de l'échantillon avec une chute des contraintes dont le déplacement associé dépend très largement de la nature de l'éprouvette. Les roches (*grès*) étudiées de réservoir TAGS sont à comportement fragile avec une très faible déformation plastique avant la rupture.

8.Essai D.S.C.A. (microfissuration) :



Figure.4.10 : Banc d'essai de microfissuration

Limites Equipements

- Échantillon cubique 5 cm de côté
- Pression isotrope : max 1000 Bar
- Mesure continue en déformations (20 voies de jauges)
- Température ambiante

8.1.Préparation des échantillons :

8.1Confection des éprouvettes:

Des éprouvettes cubiques d'arêtes légèrement supérieures à 40 mm ont été confectionnées par sciage et polissage d'une façon analogue à celle utilisée pour la confection des éprouvettes cylindriques utilisées lors des essais U.C.C.

8.2.Montage des jauges extensométriques et du système d'étanchéité

La première opération consiste à tracer sur chacune des faces de l'éprouvette cubique deux génératrices perpendiculaires entre elles. Ces génératrices doivent être parfaitement parallèles aux arêtes du cube situées dans le même plan.

On choisira trois faces adjacentes du cube où chaque jauge extensométrique de type rosette devra être positionnée suivant les génératrices au niveau de leurs intersections, ces dernières sont nettoyées puis induites d'une sous-couche de colle type "PC-12" pour éviter tout problème de poinçonnement. Par la suite, on effectue le collage des jauges à l'aide d'une colle cyanoacrylate puis l'ensemble est enrobé dans une couche de silastène.

Après séchage, les pattes de jauges traversant l'enrobage sont reliées aux ponts de jauges par l'intermédiaire de fils électriques soudés, de connecteurs électriques et de passage haute pression.

Le montage ainsi formé permet une isolation parfaite de l'échantillon tout en rendant possible les mesures de déformations (jauges extensométriques). Enfin, avant de placer ce

montage dans la cellule isotrope, on teste toutes les connexions électriques au moyen d'un voltmètre.



Figure. 4.11 : Montage des jauges et du système d'étanchéité

8.3 Procédure expérimentale

L'éprouvette jaugée (jauges extensométriques collées) suivant la figure représentée ci-dessous (cf. schéma 1) puis dotée de son système d'étanchéité (silastène), est mise dans une chambre de confinement dans laquelle on applique un cycle de chargement / déchargement jusqu'à un niveau 60 MPa (8700 psi) tout en enregistrant les déformations engendrées. Le taux d'accroissement de la pression isotrope lors des essais est de 0.5 MPa/min (72.5 psi/min).

Chaque point de l'échantillon est alors soumis à un tenseur de déformations $[\varepsilon]$ défini tel que :

$$\underline{\underline{\boldsymbol{\varepsilon}}} = \begin{bmatrix} \varepsilon_{xx} & \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{xy} & \varepsilon_{yy} & \varepsilon_{yz} \\ \varepsilon_{xz} & \varepsilon_{yz} & \varepsilon_{zz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \varepsilon_I & -\varepsilon_{VI} + 0.5\varepsilon_{II} + 0.5\varepsilon_I & \varepsilon_V - 0.5\varepsilon_I - 0.5\varepsilon_{III} \\ -\varepsilon_{VI} + 0.5\varepsilon_{II} + 0.5\varepsilon_I & \varepsilon_{II} & -\varepsilon_{IV} + 0.5\varepsilon_{II} + 0.5\varepsilon_{III} \\ \varepsilon_V - 0.5\varepsilon_I - 0.5\varepsilon_{III} & -\varepsilon_{IV} + 0.5\varepsilon_{II} + 0.5\varepsilon_{III} & \varepsilon_{III} \end{bmatrix} \quad (6)$$

Où ε_i représente la déformation donnée par la jauge "i"

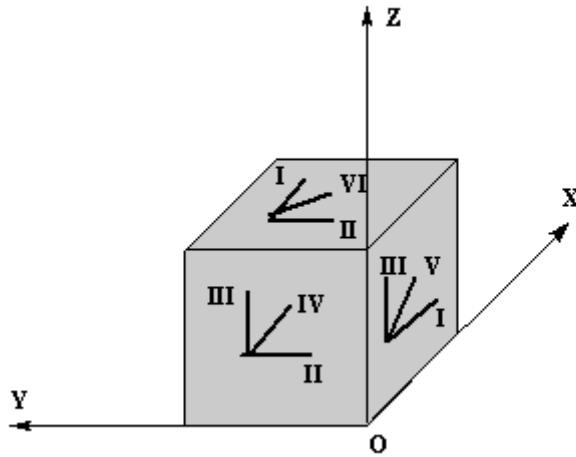


Figure.4.12 : Disposition des jauges sur l'échantillon

Ainsi, nous obtenons six courbes brutes en "pression / déformation" représentant les composantes du tenseur de déformation. Ce tenseur de déformation est par la suite diagonalisé afin de nous permettre d'avoir les valeurs propres et leurs vecteurs associés représentant respectivement, les déformations principales et leurs directions dans le repère (O, X, Y, Z).

8.4.Principe de la méthode :

Toute carotte remontée en surface subit une «relaxation» due à l'annulation des contraintes géostatiques (in-situ) auxquelles elle était soumise. Cette "relaxation" traduite par une augmentation du volume total est le fruit principal de phénomènes microscopiques de fissurations.

La méthode de D.S.C.A. consiste à prélever un échantillon cubique d'une carotte orientée et de la soumettre à une pression hydrostatique (isotrope) conséquente afin de s'assurer de la fermeture de toutes les microfissures.

L'hypothèse principale (postulat) de la D.S.C.A. consiste à supposer que le tenseur de contrainte effective in-situ est proportionnel au tenseur de déformations dues aux microfissures. En d'autres termes ; la détermination complète de l'état de contrainte (en intensité et en direction) revient à la détermination du tenseur de déformations dues à la microfissuration à partir des mesures des déformations totales enregistrées au cours des essais isotropes.

9.Théorie :

L'échantillon est hydrostatiquement comprimé afin de fermer les microfissures. Une courbe similaire à celle illustrée par le Schéma N°2 est enregistrée. Sur cette courbe théorique en pression/ déformation, on observe un comportement initial non linéaire (OA) correspondant à la fermeture graduelle des microfissures jusqu'à un seuil de pression "P_f".

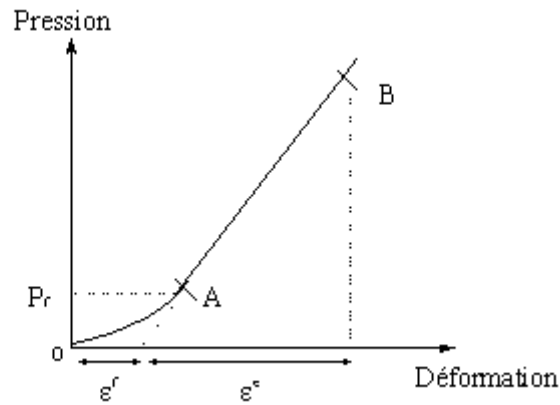


Figure.4.13 : Courbe théorique de pression/déformation

Le calcul de la dérivée de la courbe en pression/déformation volumique nous permet d'en déduire avec précision la valeur de cette pression de fermeture des microfissures . Ce seuil de pression correspond à la fin de la phase de serrage (fermeture des microfissures) et au début de la phase des déformations élastiques linéaires (AB).

De ce fait, la déformation peut être décomposée en deux parties : celle due à la fermeture des microfissures ε^f et celle due à des déformations élastiques linéaires ε^e .

$$\varepsilon = \varepsilon^f + \varepsilon^e \quad (7)$$

L'utilisation du postulat de la D.S.C.A. permet d'exprimer le tenseur de déformation diagonalisé ε_D^f en un tenseur de contrainte effective diagonalisé σ_D' tel que :

$$\sigma_D' = \lambda \varepsilon_D^f \quad \text{avec} \quad \varepsilon_D^f = \varepsilon_D - \varepsilon_D^e \quad (8)$$

Il est donc clair que la détermination des contraintes s'arrête sur la seule connaissance du coefficient de proportionnalité λ . Ce paramètre ne peut être évalué qu'à travers une hypothèse supplémentaire qui consiste à évaluer la contrainte verticale au poids de la colonne

des terres surincombantes :

$$\lambda = \frac{\sigma'_{zz}}{\varepsilon^f_{zz}} = \frac{\rho g z - b P_R}{\varepsilon^f_{zz}} \quad (9)$$

Dans ce qui suit, le calcul des contraintes en place sera conduit en prenant un coefficient de Biot "b=0.65" caractéristique des roches à faible porosité. Le cas "b=1" ne représente que la limite inférieure de ces contraintes.

10. Résultats et interprétation :

Chaque composante du tenseur de déformation diagonalisé est décomposée en une partie due aux microfissures et en une autre due à l'élasticité linéaire conformément à la relation 7. Une représentation simultanée de toutes ces déformations en fonction de la pression isotrope appliquée permet une première évaluation qualitative de la microfissuration induite par "relaxation". Elle représente entre 60 % et 65 % de la déformation totale engendrée.

L'utilisation de ces résultats de déformations dues aux microfissures nous permet aussi de calculer les contraintes principales (valeurs propres) ainsi que leurs directions associées (vecteurs propres) conformément à la théorie précédemment décrite.

La représentation des composantes (X_i, Y_i, Z_i) des vecteurs propres V_i en fonction du chargement isotrope montre dans la majorité des cas une évolution très fortement perturbée s'atténuant avec l'augmentation de la pression jusqu'à devenir constante une fois que toutes les microfissures y soient fermées ($P > P_f$).

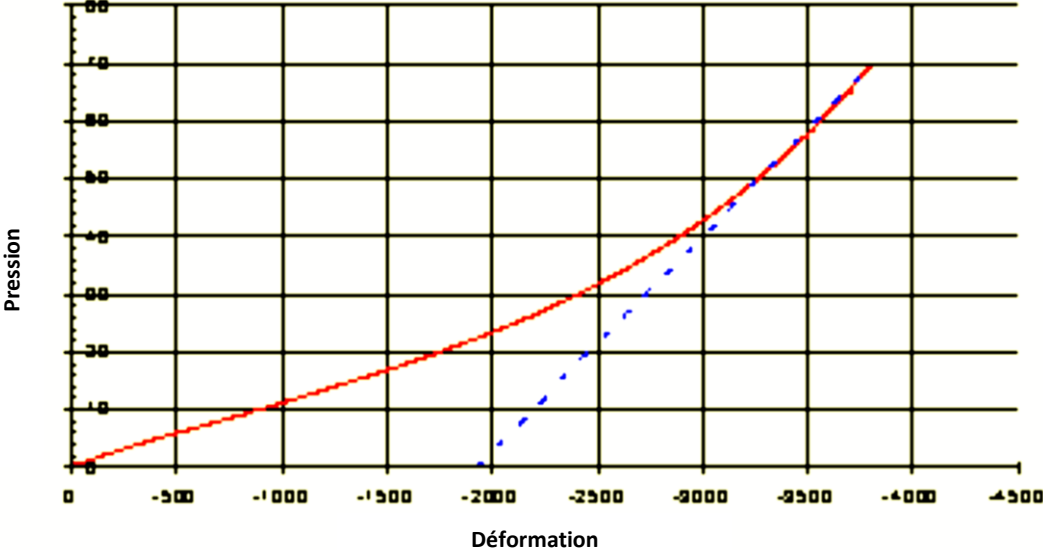


Figure.4.14 : Courbe de pression/déformation

Mesures des contraintes In-Situ (DSCA)

Les principaux résultats de l'essai (DSCA) sont portés sur le tableau ci-dessous :

N° échant	Cont Min (Mpa)	Cont Inter (Mpa)	Cont Max (Mpa)	Pression de fermeture des Microfissure (Mpa)
1	26.17	40.95	55.21	42
2	33.25	38.13	52.34	31
3	8.32	24.56	53.95	38
4	26.71	44.93	60.06	32
5	40.69	42.09	66.51	26
6	11.12	20.76	48.26	40
7	14.29	27.42	55.27	40
8	34.59	42.79	41.68	32
1	33.09	51.79	69.83	42
2	42.06	48.22	66.20	31
3	10.50	30.99	68.07	38
4	33.69	56.67	75.76	32
5	51.32	53.08	83.88	26
6	14.03	26.18	60.87	40
7	17.94	34.42	69.38	40
8	43.42	53.71	52.32	32

Tableau .4.5 : Paramètres In Situ du réservoir

Chapitre 5

Modélisation du comportement mécanique des réservoirs pétroliers

1.Introduction

Dans ce chapitre, on s'intéresse au comportement d'un réservoir pétrolier et en particulier au chemin de chargement résultant de son exploitation. La notion de réservoir qualifie ici les roches contenant les hydrocarbures. (i.e. Un réservoir pétrolier est une formation rocheuse perméable dont l'espace poreux est partiellement saturé par des hydrocarbures).

La production d'un réservoir pétrolier induit des changements de la répartition du champ de contraintes et des pressions des fluides en place. Un nouvel état de contraintes s'établit à chaque instant de production et provoque à son tour une modification des paramètres d'écoulement. Les effets géomécaniques induits par la production d'un réservoir sont notamment susceptibles d'engendrer des changements significatifs de porosité et de perméabilité.

La structure est rectangulaire et la géologie réduite à un réservoir composé d'une seule roche, et à des encaissants et une couverture unique également composés d'une seule roche, l'ensemble comportant un seul puit producteur situé au centre du modèle. A travers un couplage entre la simulation de réservoir et le modèle géomécanique de la structure, Vidal-Gilbert et Tisseau ont montré que la diminution du champ des pressions de pore dans le réservoir pendant la production engendre des modifications géomécaniques au sein du réservoir et également au sein des formations encaissantes.

- Dans le réservoir, la déplétion (diminution des pressions de pore) engendre une diminution de la contrainte effective (selon la convention de signe de la mécanique des milieux continus) qui se traduit par un phénomène de compaction (déformation verticale principalement dans le cas étudié).

- Dans les formations encaissantes (dont la couverture), la transmission des champs de contrainte et de déplacement peut entraîner une éventuelle subsidence (affaissement au niveau de la surface).

L'objectif de ce chapitre est d'étudier les variations du champ de contrainte au sein de réservoir TAGS (Trais argilo-gréseux supérieur) et dans les couches couvertures en cours de production. Cette étude s'appuie sur un cas synthétique inspiré d'un champ réel de la région de Hassi Messaoud. D'une épaisseur de 100 à 200 mètres, le TAGS est représenté par des Grés moyens à grossiers à stratifications obliques, avec de bonnes caractéristiques pétrophysiques .La porosité allant de 15 à 20% et la perméabilité atteignant des valeurs de 10 à 20 md.

2.Lien entre la simulation réservoir et la modélisation géomécanique

Au début de l'exploitation d'un gisement, les hydrocarbures sont produits par drainage naturel (récupération primaire). Ce procédé consiste à simplement laisser le gisement se dépléter. Ensuite, en injectant de l'eau, du gaz ou des produits chimiques, la pression au sein du réservoir est remontée de sorte à obtenir un différentiel de pression suffisant entre le réservoir et les puits. Ce sont des productions dites secondaire et tertiaire.

Lors de l'exploitation des hydrocarbures, les pressions et saturations des fluides en place sont modifiées dans le réservoir. La simulation de réservoir permet d'estimer ces changements au cours du temps, mais elle est basée sur des hypothèses simplificatrices du point de vue de la mécanique. L'approche géomécanique, quant à elle, décrit le comportement de la roche lors d'une sollicitation induite par l'exploitation, mais elle ne permet pas une représentation correcte des écoulements : les changements de phase et les écoulements triphasiques (huile, eau, gaz) ne sont pas pris en compte.

Pour considérer ces deux types de phénomènes qui coexistent à l'échelle du réservoir, un couplage est établi entre les simulations réservoir et géomécanique. Ce lien est opéré via une pression de pore moyenne, pondérée par les saturations des fluides en place et ces résultats de la simulation de réservoir, qui est ensuite utilisée comme chargement dans la partie réservoir de la simulation géomécanique. Ainsi, le couplage entre la simulation réservoir, calculant les pressions de pore dans le réservoir, et la modélisation géomécanique de la structure permet de déterminer les états de contraintes aux différents temps de la simulation réservoir dans l'ensemble de la structure (réservoir, couverture et encaissants).

3. La simulation réservoir

Le modèle réservoir (ou modèle dynamique) est obtenu à partir d'un modèle géologique. Un modèle géologique (ou modèle statique) fournit une description du réservoir intégrant les données des campagnes sismiques, de forage, des diagraphies et de production. Cependant, ce type de modèle étant d'une trop grande résolution pour le calcul des écoulements, une opération de changement d'échelle est nécessaire. Ainsi, le modèle réservoir contient un nombre inférieur de mailles, auxquelles sont affectées des propriétés (perméabilité, porosité, saturation, densité, compressibilité...) correspondant aux propriétés équivalentes d'un groupe de mailles du modèle géologique. De manière simplifiée, la qualité du réservoir est définie à partir de sa porosité et de ses perméabilités verticale et horizontale : plus la porosité est élevée, plus la roche peut contenir des hydrocarbures, et plus elle est perméable, plus la circulation fluide est facile. Dans cette étude, les écoulements ont été modélisés par le logiciel de simulation d'écoulement OFM développé par la société SCHLUMBERGER (calcul par discrétisation en volumes finis), qui permet d'étudier l'influence des déplacements des fluides, de la pression, du nombre de puits, de leur disposition, de leur débit, de leur historique de mise en production, de l'influence d'un éventuel aquifère, etc. L'objectif des simulations est de choisir le meilleur schéma d'exploitation pour optimiser le taux récupération et le bilan économique.

Les modèles numériques utilisés pour les simulations réservoir permettent de calculer les variations des caractéristiques du réservoir et des fluides telles que les débits aux puits et les pressions de pore dans le réservoir. Le système d'équations régissant les écoulements repose sur les lois d'écoulement de Darcy, de conservation de la masse, des équilibres capillaires et des perméabilités relatives, du bilan des saturations et des lois thermodynamiques.

Si l'on considère un milieu saturé par une seule phase dans l'approche réservoir, l'aspect géomécanique est introduit artificiellement par la dépendance de la porosité avec la pression de pore via la relation:

$$\frac{\partial \Phi}{\partial t} = \Phi^0 c_p \frac{\partial p_p}{\partial t} \quad \text{avec} \quad c_p = \frac{1}{V_v^0} \frac{\partial V_v}{\partial p_p}$$

On souligne que l'utilisation de la compressibilité de pore (ou des roches) C_p suppose le chemin de chargement connu et constant au sein du réservoir (Boutéca, 1992).

Parallèlement, la loi de comportement du fluide nous conduit à :

$$\frac{\partial \rho_f}{\partial t} = \rho_f^0 c_f \frac{\partial p_p}{\partial t} \quad \text{avec} \quad c_f = \frac{1}{\rho_f^0} \frac{\partial \rho_f}{\partial p_p}$$

La combinaison de la loi de conservation de la masse fluide de la loi de Darcy en utilisant l'expression de la teneur en masse fluide $m_f = \rho \phi$ conduit à l'expression :

$$\frac{1}{\rho_f^0} \frac{\partial}{\partial t} (\rho_f \Phi) = \frac{k}{\mu_f} \nabla^2 p_p$$

Si l'on intègre les relation (1) et (2) dans l'expression (3), nous obtenons l'équation de diffusion prise en compte dans la modélisation réservoir dans le cas où le milieu saturé par seul fluide.

$$\Phi^0 (c_p + c_f) \frac{\partial p_p}{\partial t} = \frac{k}{\mu_f} \nabla^2 p_p$$

Cette relation ne permet pas de prendre en compte proprement les effets géomécanique dus aux couplages hydromécanique, i.e. de relier entre les champs de contrainte et de pression de pore au champ de déformation .

4.Méthodes de couplage et modélisation géomécanique

La modélisation géomécanique permet de prendre en compte les couplages hydromécaniques au sein du réservoir. Ce type de modèle s'appuie sur les équations de la mécanique des milieux poreux [Coussy, 2004]) et permet de calculer les variations des champs de contrainte et de déformation induites par la modification du champ de pression de pore.

Différentes méthodes de couplage existent [Longuemare et al., 2002], [Mainguy M. and Longuemare P., 2002]. On décrira brièvement les méthodes de couplage partiel et de couplage total.

- Dans l'approche partielle, les équations d'équilibre mécanique et d'écoulement sont résolues séparément (i.e. dans des simulateurs différents), mais des informations sont échangées entre les deux simulateurs (figure 5.1). Le couplage partiel peut être explicite ou itératif. Le terme explicite est utilisé si la méthode de calcul est appliquée une fois par pas de temps et itératif si la méthode calcul est répétée jusqu'à obtenir la convergence des inconnues des équations d'équilibre mécanique et d'écoulement.

- Dans l'approche totale, les équations d'équilibre mécanique et d'écoulement sont résolues simultanément (i.e. dans le même simulateur). On souligne que les méthodes de couplages partiel itératif et total conduisent théoriquement à la même solution [Settari and Walters, 1999].

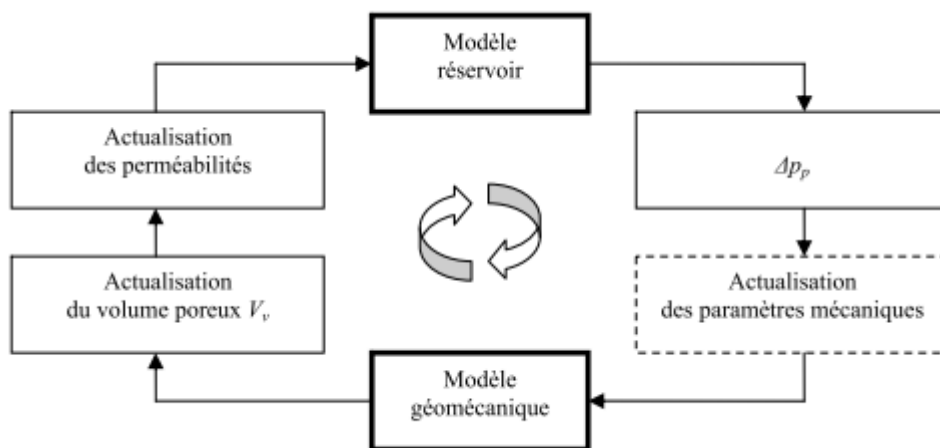


Figure .5.1 : Echanges de données entre les simulations réservoirs et

Dans le cas d'un couplage partiel et si l'on considère un milieu saturé par une seule phase, l'historique du champ de pression de pore est introduit dans le modèle géomécanique en tant que chargement. La simulation géomécanique permet de calculer les champs de déformation et de contrainte et les variations du volume poreux. Ce calcul permet d'estimer la correction de porosité à apporter à la porosité (lagrangienne) et aux perméabilités utilisées dans le simulateur réservoir. L'ensemble de ces « actualisations » est introduit dans le modèle réservoir pour débiter la prochaine itération ou le pas de temps de suivant.

Dans notre cas, l'historique des pressions de pore est extrait de la simulation réservoir et introduit dans la simulation géomécanique sous forme de chargement afin de calculer un nouvel état d'équilibre mécanique. Mais les effets mécaniques ne sont pas reportés sur la simulation réservoir. Les résultats de la simulation géomécanique sont uniquement utilisés pour analyser les évolutions des champs de contrainte et de déformation durant la production.

La modélisation géomécanique a été réalisée avec le code éléments finis PLAXIS. Le modèle géomécanique est issu d'une simplification du modèle de réservoir auquel on ajoute une structure encaissante. L'objectif est de calculer les champs de contrainte et de déformation, aux différents pas de temps de la simulation d'écoulement, dans le réservoir et dans les formations encaissantes. On souligne que le calcul des champs de contrainte et de déformation s'effectue par un calcul hydromécanique dans le réservoir et mécanique dans les épontes. En effet, la pression de pore est considérée comme un degré de liberté uniquement dans le réservoir et n'est pas définie dans la structure encaissante. Ainsi, la structure encaissante est modélisée par des éléments non poreux, i.e. aucun écoulement ne se produit.

5. Descriptif du modèle

La construction du modèle géomécanique s'effectue en plusieurs étapes à partir de la structure réservoir. Premièrement, la géométrie de la structure encaissante « habillant le réservoir » est définie. Cette structure regroupe l'ensemble des formations encaissantes (latérales, supérieures et inférieures), la géométrie du réservoir étant issue de la simulation d'écoulement. Deuxièmement, un maillage est affecté à la structure ainsi définie. Troisièmement, le modèle est découpé en différentes zones selon l'appartenance à une lithologie disposant de propriétés mécaniques similaires.

6. Géométrie, maillage et conditions aux limites du modèle

Le modèle géomécanique est constitué du réservoir et des épontes qui servent à habiller le réservoir pour pouvoir représenter au mieux son environnement et imposer des conditions aux limites les plus proches possibles de la réalité. La structure encaissante se

décompose en trois parties : l'underburden (dessous de la structure), le sideburden (épontes latérales) et l'overburden (épontes supérieures) (figure 2).

La figure 3 présente le maillage et la géométrie utilisés pour le réservoir et sa structure encaissante horizontale. Les dimensions du réservoir de géométrie rectangulaire sont de $3000 \times 5040 \text{ m}^2$ dans la direction horizontale. Il se décompose en une seule couche et se situe à environ 2424 m de profondeur au sein de la structure encaissante modélisée par un massif à section horizontale rectangulaire. Le sideburden ajoute une extension latérale égale à 1,5 fois la taille du réservoir de chaque côté.



Figure.5. 2 : Modèle Géomécanique

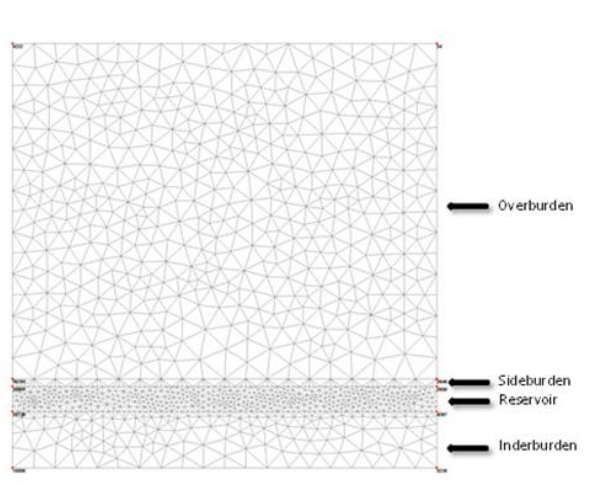


Figure .5.3 : Maillage de modèle

L'overburden se décompose en 17 couches d'épaisseur et de propriétés variables, dont les couches 16 et 17 qui correspondent aux couches couverture empêchant la migration des hydrocarbures vers la surface. L'underburden est constitué de deux couches. Au total, le modèle se décompose en 21 couches auxquelles sont affectées des propriétés

7. Données de production

Durant la production du champ, 22 mesures de pression ont été réalisées. La première campagne a eu lieu au démarrage et la seconde après 5ans (2192 jours) de production assistée par injection d'eau et de gaz. A cette date, le puit injecteur de gaz 17 a été fermé et les puits producteurs de P3 à P5 ont cessé de drainer de l'huile dans la couche 19 du réservoir. La troisième campagne sismique a eu lieu après 12 années (4383 jours) de production. Les périodes choisies pour les calculs des simulations réservoir et géomécanique sont concomitantes avec les dates des campagnes sismiques et un dernier pas de calcul a été ajouté pour clôturer la production après 22 années (8030 jours). Le calcul comprend 4 pas de temps : 5, 10, 15 et 22 ans.

L'historique de production issu de la simulation réservoir est imposé à chaque pas de temps et modifie le champ de pression de pore au sein du réservoir. La visualisation des champs de pression de pore dans le réservoir (issus de la simulation réservoir) aux différents pas de temps est présentée sur la figure 5.

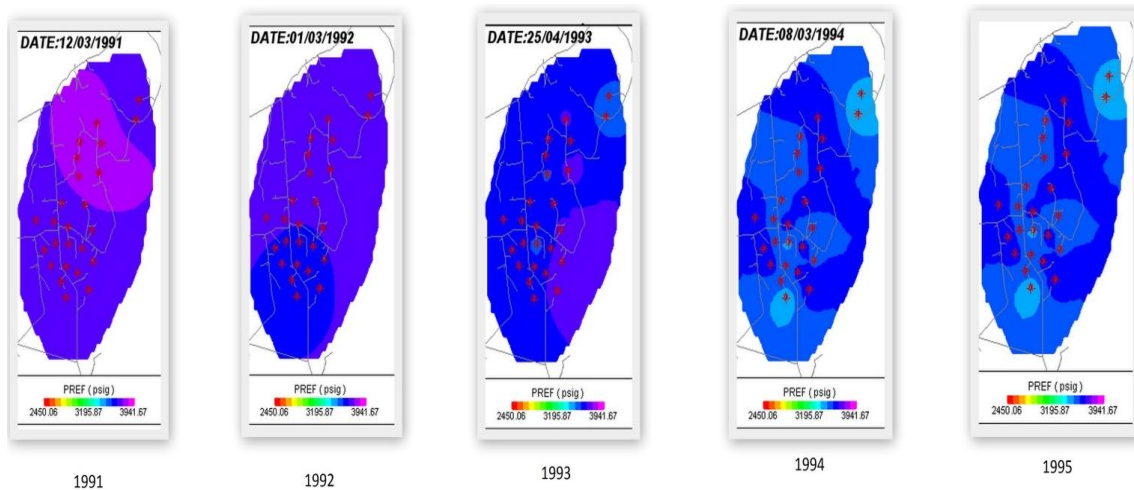


Figure .5.5A :Pressions de pore au toit du réservoir calculées par le logiciel OFM après 5 ans de production

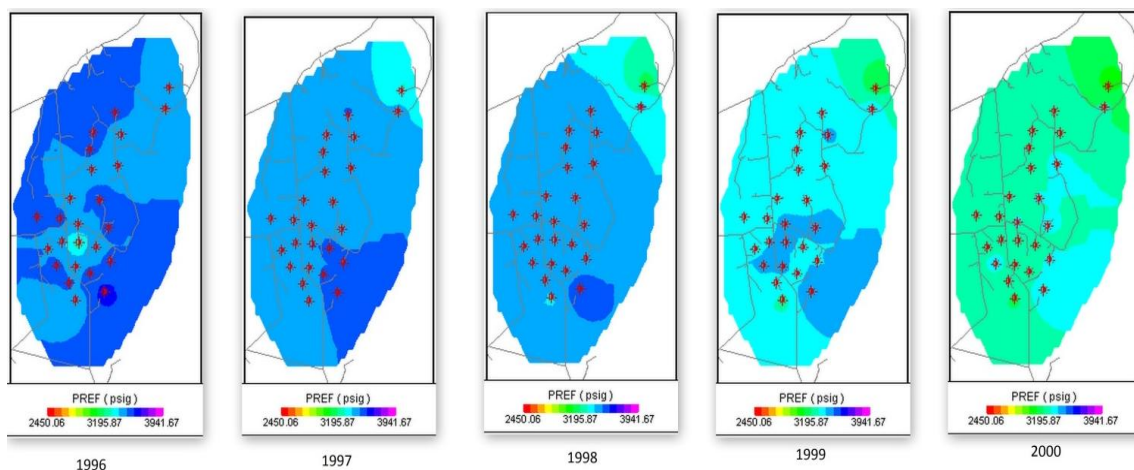


Figure .5.5B :Pressions de pore au toit du réservoir calculées par le logiciel OFM après 10 ans de production

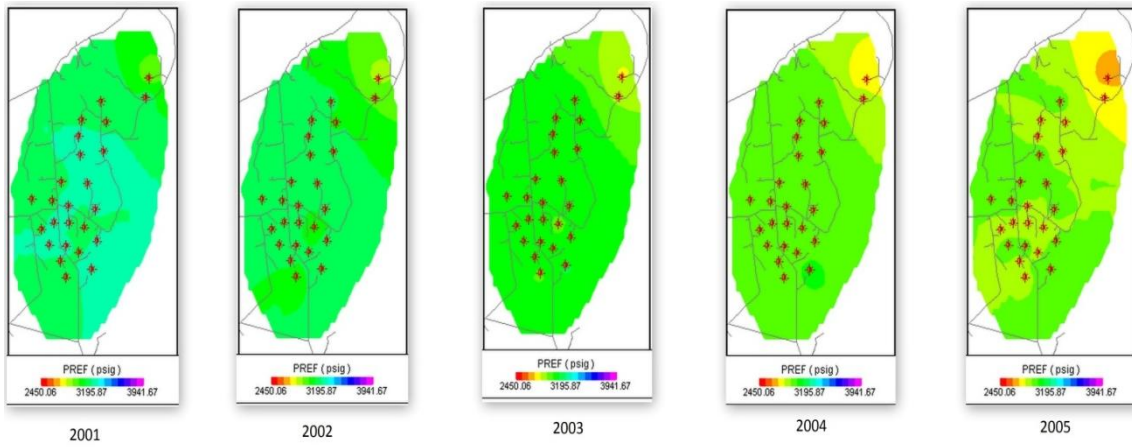


Figure .5.5C :Pressions de pore au toit du réservoir calculées par le logiciel OFM après 15 ans de production

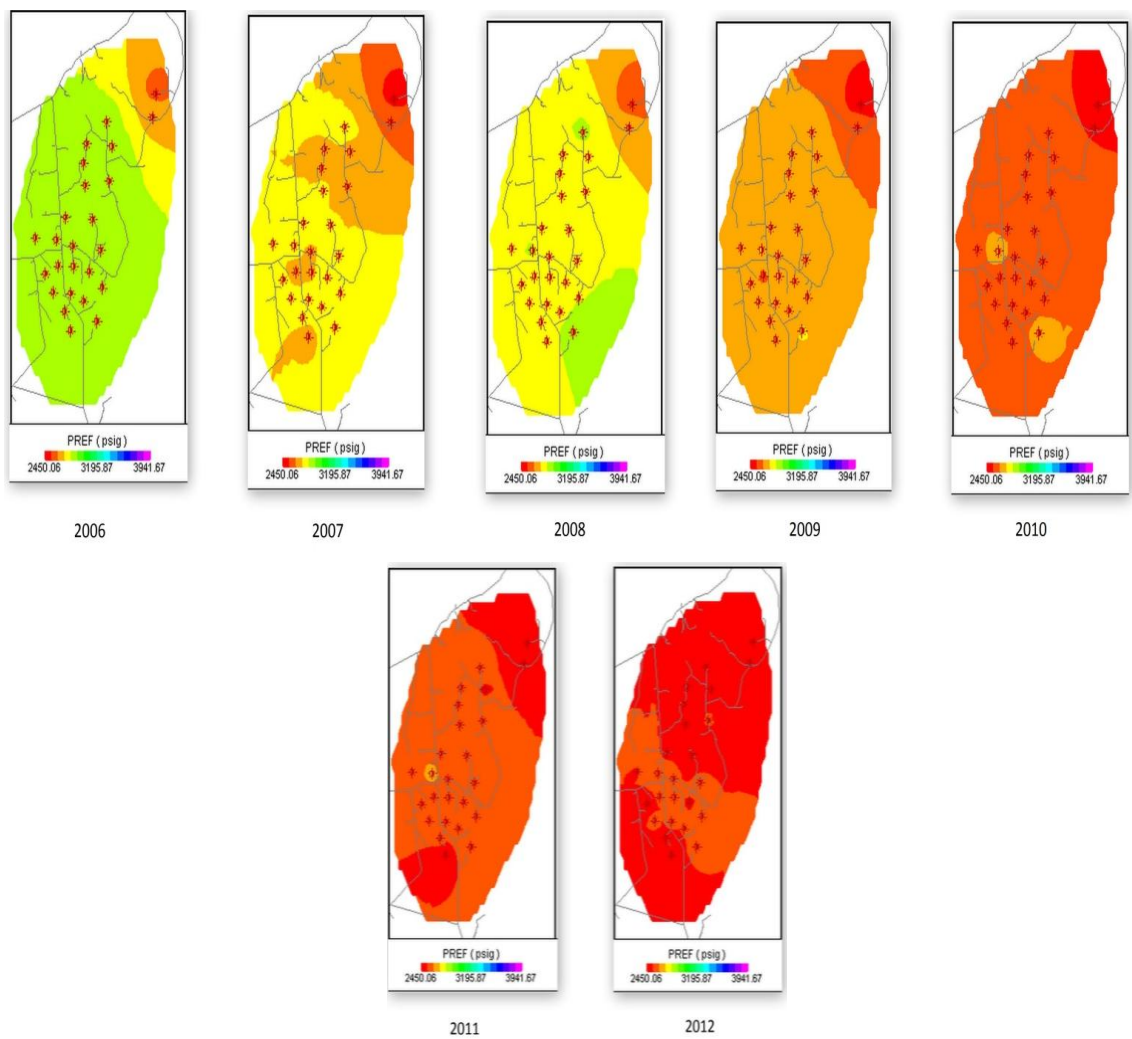


Figure .5.5D : Pressions de pore au toit du réservoir calculées par le logiciel OFM aux différents pas de 22 ans de production

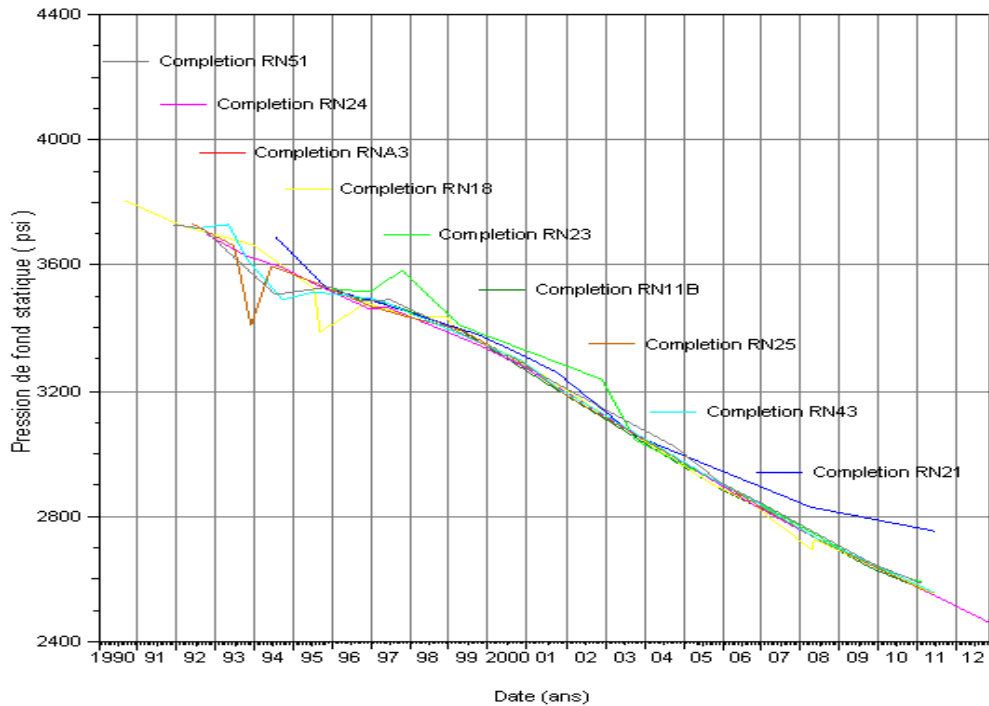


Figure .5.6 : L'évolution de la pression au niveau des différents puits.

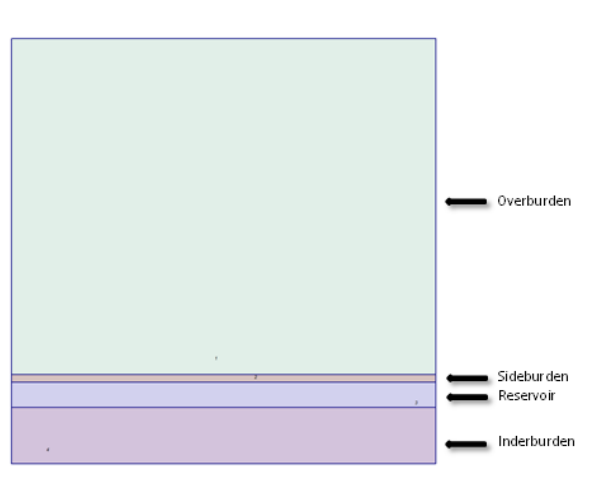
- A. A l'instant initial, la pression de pore est de l'ordre de 25.5 MPa (3700Psi) et égale à la pression hydrostatique.
- B. Après 5ans de production, la pression de pore décroît légèrement dans la zone des puits producteurs, et se situe aux alentours de 24 MPa (3500psi).
- C. Après 10 ans de production, la pression de pore de l'ensemble du réservoir chute de plus de 2 MPa (22 MPa) (3200Psi).
- D. Après 15 ans de production, la pression de pore de l'ensemble du réservoir chute de plus de 3 MPa (19 MPa) (2900Psi).
- E. En fin de production, à 22 ans, la pression de pore a diminué sur l'ensemble du réservoir, elle est minimale près des puits producteurs où elle atteint quasiment 15 MPa. Dans le reste du réservoir elle ne dépasse pas 16 MPa.

Lors de la production, au niveau du réservoir la chute de pression est de l'ordre de 10 MPa pour une pression de pore initiale dans le réservoir d'environ 25.5 MPa.

8. Comportement de réservoir et les couches couvertures durant la période de production

8.1. Paramètres du modèle

Après avoir décrit la structure du modèle et présenté l'historique de production, on s'intéresse au comportement de réservoir durant la production. Pour chaque rock zone, les paramètres du modèle sont :



Pour les formations encaissantes (couverture comprise) :

- le module de Young non drainé E_u ,
- le coefficient de Poisson non drainé ν_u ,
- la masse volumique saturée ρ ,
- les rapports des contraintes horizontales totales (mineure σ_h et majeure σ_H) sur la contrainte verticale totale σ_v qui permettent de définir l'état de contrainte initial de la structure,

Pour le réservoir :

- le module de Young drainé E ,
- le coefficient de Poisson drainé ν ,
- la masse volumique sèche ρ_d ,
- la masse volumique du fluide ρ_f ,
- la porosité Φ ,
- le coefficient de Biot ($b = 1$),
- le module d'incompressibilité du fluide K_f ,
- la viscosité du fluide ($\mu_f = 1 \cdot 10^{-3} \text{ Pa.s}$),
- la perméabilité intrinsèque ($k = 1 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$),

L'objectif de ce chapitre est d'étudier le comportement de réservoir (couches 19) durant la production. Dans ce cadre, différentes simulations ont été réalisées pour évaluer l'influence

des propriétés mécaniques du réservoir et de la couverture. Les paramètres modifiés sont le module de Young et le coefficient de Poisson. Les propriétés des différentes rock zones sont présentées dans les tableaux 5.1 et 5.2.

PERIODE	FORMATION	Situation	N°Couche	Prof de Toit	Epais	ρ	LITHOLOGIE
				m	m	kg/m ³	
MIO-PLIOCENE			1	0	294	2710	Sable fin à moyen à fines passées de calcaire sableuse,
CRETACE	SENONIEN_CARB	Overberden	2	294	153	2710	Calcaire micro-cristallin dolomitique avec passées d'argile,
	SENONIEN_LAG		3	447	149	2250	anhydrite beige
	SENONIEN_SAL		4	596	40	2980	Sel
	TURONIEN		5	636	131	2710	Calcaire blanc à beige parfois argileux
	CENOMANIEN		6	767	93	2550	Argile versicolore plastique , parfois anhydritique,
	ALBIEN		7	860	68	2650	Sable moyen à grossier avec des grès argilo-dolomitique
	APTIEN		8	928	7	2710	Marnes Calcaro-dolomitiques
	NEOCOMIEN		9	935	367	2700	Argile silteuse dolomitique avec de rares et fines passées de grès.
JURASSIQUE	MALM			10	1302	194	2550
	DOGGER_ARG		11	1496	107	2550	Argile versicolore avec passées de grès fin.
	DOGGER_LAG		12	1603	320	2980	Alternance d'argile silteuse et de grès fin.
	LIAS_LD1		13	1923	158	2550	Argile dolomitique, parfois anhydritique
	LIAS_NIV_H		14	2081	9	2980	Anhydrite compacte blanche.
	LIAS_LS1		15	2090	27	2650	Argile silteuse parfois gypseuse
	LIAS_NIVEAU_B		16	2117	14	2710	Dolomie graveleuse, vacuolaire ou silteuse
	LIAS_SAL		17	2131	240	2040	Sel massif blanc à rose avec intercallations d'argile et d'anhydrite.
	LIAS_ARG 9°5/8	Sidebureden	18	2371	53	2550	Argile versicolore à siltstone.
TRIAS	TAGS	Réservoir	19	2424	178	2650	Grès fin à moyen et argile silteuse à silto-sableuse
	INTERM II	Underberden	20	2602	27	2550	Alternance de grès fin et d'argile silteuse
	TRIAS ARG MOY		21	2629	40	2550	Argile silteuse et dolomitique, parfois indurée.

Tableau .5.1 : Propriétés mécanique des différentes zones (1/2)

les rapports des contraintes horizontales effectives (mineure σ_h et majeure σ_H) sur la contrainte verticale effective σ_v' qui permettent de définir l'état de contrainte initial de la structure.

Situation	N°	ρ_d	σ_h/σ_v	σ_H/σ_v	Φ	ρ_f	Kf	Cas rigide		Cas compressible	
	Couche	kg/m3				kg/m3	GPa	E Gpa	ν	E Gpa	ν
Overburden	1			0,85		1000	2	4,10	0,33	4,10	0,33
	2							2,60	0,33	2,60	0,33
	3							25,60	0,28	25,60	0,28
	4							5,80	0,32	5,80	0,32
	5							42,00	0,29	42,00	0,29
	6							13,50	0,29	13,50	0,29
	7							24,00	0,29	24,00	0,29
	8							20,00	0,22	6,50	0,30
	9							30,00	0,22	6,50	0,30
	10							25,60	0,28	25,60	0,28
	11							5,80	0,32	5,80	0,32
	12							42,00	0,29	42,00	0,29
	13							13,50	0,29	13,50	0,29
	14							24,00	0,29	24,00	0,29
	15							25,60	0,28	25,60	0,28
	16							20,00	0,22	6,50	0,30
	17							30,00	0,22	6,50	0,30
Sideburden	18							30,00	0,30	6,00	0,30
Réservoir	19	2665	0,4	0,75	0,24	941,2	1,99	4,70	0,26	0,94	0,26
Underburden	20		0,65	0,85		1000	2	30,00	0,22	6,50	0,30

Tableau .5.2: Propriétés mécanique des différentes zones (2/2)

Dans le modèle géomécanique, le réservoir a un comportement hydromécanique modélisé par une loi poroélastique linéaire, les paramètres d'entrée sont les paramètres drainés.

On rappelle que les champs de pression de pore issus de la simulation réservoir sont imposés comme chargement à chaque pas de temps. La structure encaissante (underburden, sideburden et overburden) a un comportement mécanique modélisé par une loi élastique linéaire utilisant les paramètres non drainés. En raison des différences de perméabilité entre ces couches et le réservoir, les mécanismes de diffusion des pressions de pore à travers la couverture et le sideburden sont négligés.

9.Etape initiale et équilibre géostatique

Le champ de contrainte verticale initiale est considéré égal au poids des terres et le champ de contrainte horizontale initial est défini par un rapport entre les contraintes horizontales mineure et majeure, et verticale représentatif des bassins sédimentaires (tableau 1)

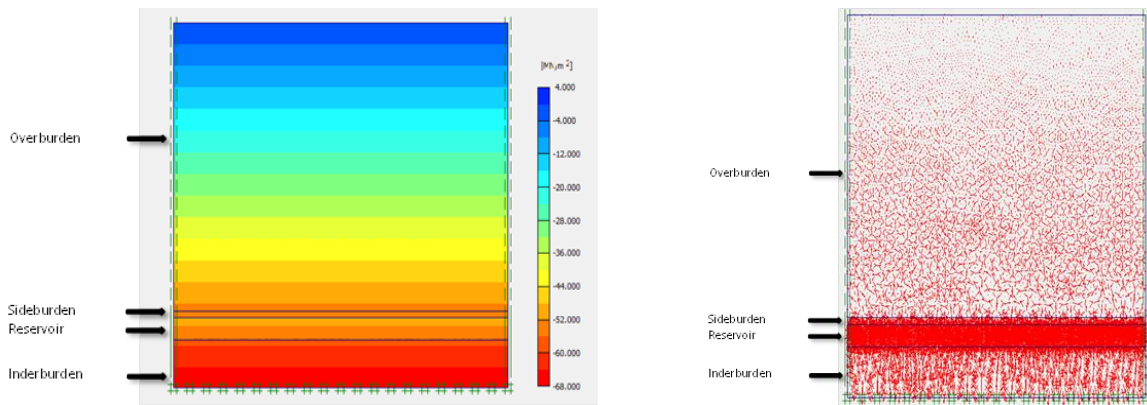


Figure .5.7 : Déformations volumiques au pas géostatique

La simulation débute par le calcul d'un pas géostatique. Cette étape permet de vérifier que le champ de contrainte initial est en équilibre sous chargement gravitaire. L'état d'équilibre obtenu est dit géostatique. Idéalement, les déformations engendrées par ce calcul ne sont pas significatives. Sinon, il faut redéfinir l'état initial de la structure de façon à minimiser les déformations.

Dans notre cas, la déformation volumique est de l'ordre de 10^{-6} sur la majorité de la structure (figure 6). Elle est plus élevée (10^{-5}) dans les épontes les moins rigides (couches 14, 15 et 16) et dans le réservoir. Ces déformations, très faibles, valident les conditions initiales.

10. Résultats et discussions

A présent, on s'intéresse aux résultats de la simulation géomécanique après 22 ans de production (résultats au pas de temps 4). On rappelle que la pression de pore dans le réservoir a alors diminué de 10 MPa.

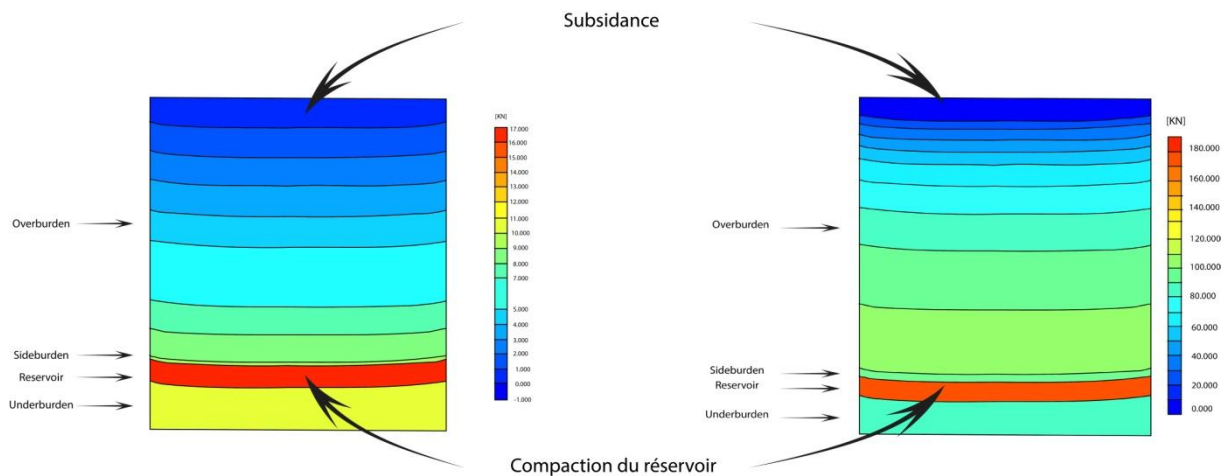


Figure .5.8 : contraintes moyennes résultant de la dépletion du réservoir

Globalement, la diminution de la contrainte effective (qui correspond à une augmentation de l'intensité de la compression) générée par la diminution de la pression de pore dans le réservoir entraîne une compaction du réservoir. Cette modification du champ de déformation se répercute à travers les épontes, jusqu'à la surface où un phénomène de subsidence est observé (de l'ordre de 15 cm).

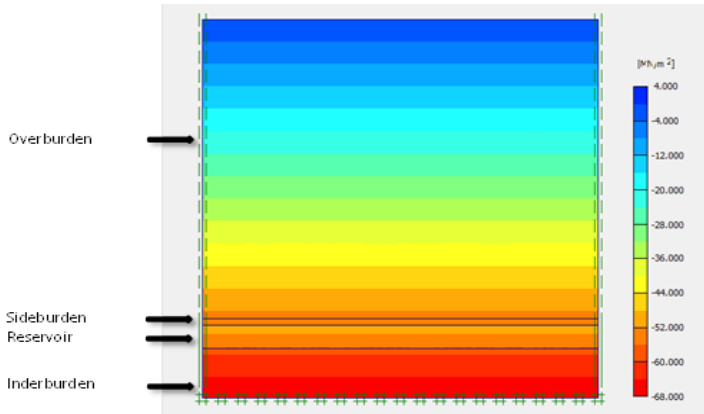


Figure.5.9: champs du déviateur de contrainte au pas de temps 4

Les champs du déviateur de contrainte des couches 17 et 18 mettent en évidence un relâchement des contraintes de cisaillement dans la couverture au niveau du toit du réservoir.

Entre l'état initial et la fin de production du champ pétrolier (pas de temps 4), la déplétion du réservoir et la transmission des champs de contrainte et de déformation aux formations encaissantes engendrent un relâchement des contraintes dans la couverture. L'amplitude de variation des contraintes effectives reste faible en comparaison de la diminution des pressions de pore d'environ 10 MPa observée dans le réservoir. A titre d'exemple, la contrainte verticale moyenne dans la couverture augmente de 0,8 Mpa au pas de temps 2 (Fig.10a) et de 1,6Mpa au pas de temps 3 (Fig.10b)

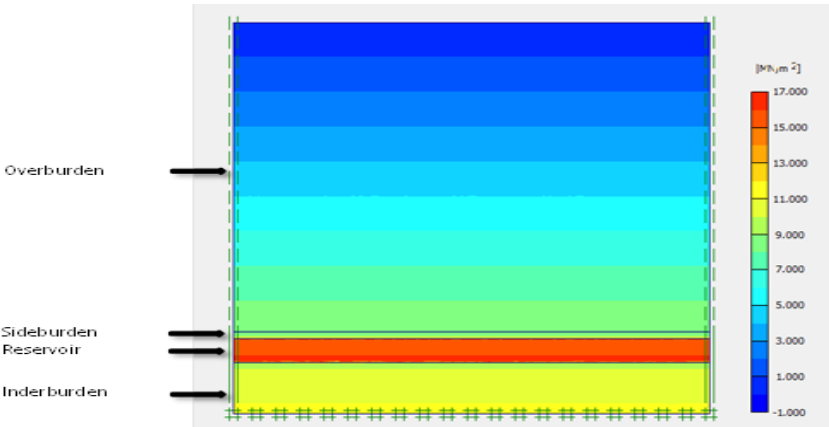


Figure .5.10a : la contrainte verticale moyenne dans la couverture au pas

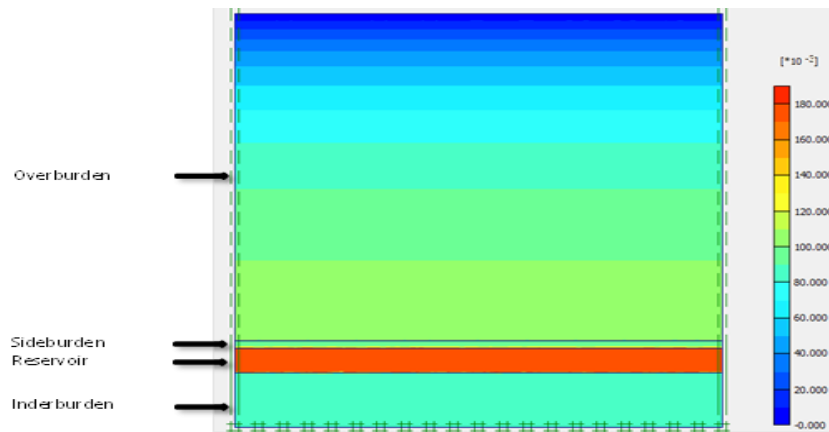


Figure .5.10b : la contrainte verticale moyenne dans la couverture au pas

3

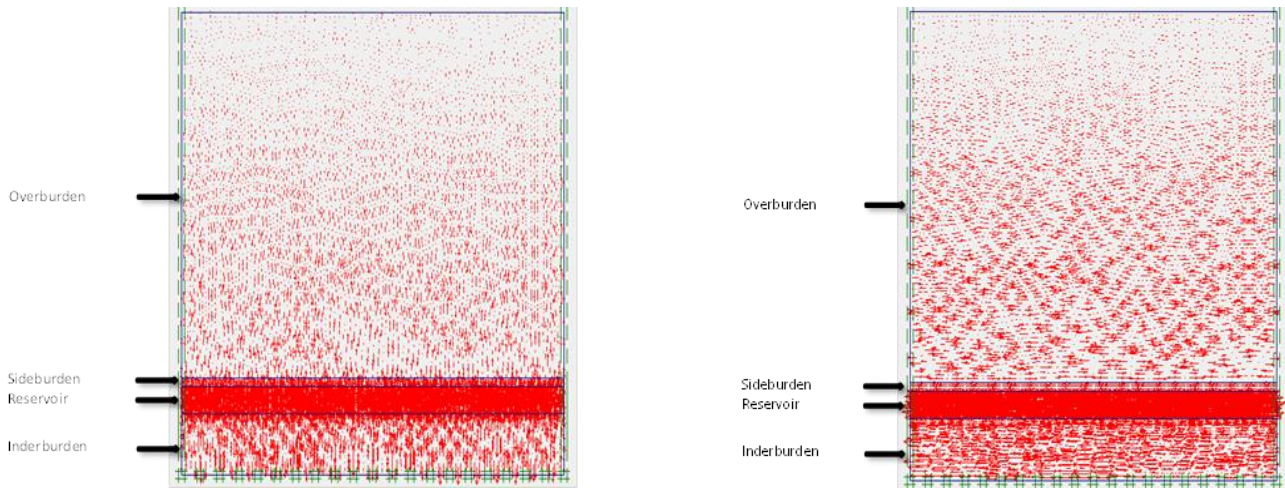


Figure .5.11 : variations du champ de contrainte dans la structure

La Figure 11 présente les variations du champ de contrainte moyenne dans la structure (modèle géomécanique) entre l'instant initial et la fin de production. Les zones de compression sont localisées près des bords latéraux du réservoir et dans la zone supérieure, en particulier dans les couches les plus rigides. Directement au toit du réservoir, on observe une zone de traction. On souligne que la forte accumulation des contraintes au niveau du réservoir est en partie attribuable à sa géométrie rectangulaire.

Le relâchement et l'amplitude de variation des contraintes observés dans la couverture valide, pour les cas considéré, l'utilisation d'une loi élastique pour modéliser le comportement de la couverture. Des calculs sur des structures plus complexes, comportant en particulier des failles, sont nécessaires pour approfondir cette analyse.

CONCLUSIONS GENERALES

Conclusion générale

Pour l'étude du comportement géomécanique des réservoirs pétroliers, la reconnaissance géologique est une étape incontournable.

Ce travail de recherche, mené à la région de (Rhourde Noussà) -Hassi Meassaoud , tant du point de vue investigations de terrain que de l'acquisition des données (de terrain et de laboratoire) a permis d'obtenir des résultats significatifs et relatifs au comportement du réservoir. Il constitue une toute première contribution à la caractérisation du comportement géomécanique des réservoirs pétroliers et des roches couvertures en cours de production

Le modèle de simulation numérique utilisé dans cette étude est construit et paramétré selon les données expérimentales obtenues en laboratoire lors des essais mécaniques sur les échantillons des roches du réservoir TAGS.

La dureté des roches peut être définie et mesurée avec une bonne précision par l'essai Brinell. Cette essai peut également donner des résultats très intéressants pour les roches. Il a d'autant plus d'importance qu'il se rattache avec d'autres caractéristiques physiques et mécaniques des roches. Les résultats obtenus confirment, l'existence d'une relation entre la dureté Brinell et le module de Young. La relation entre la densité des échantillons et la vitesse de l'onde P peut être signalée.

L'utilisation de système de classification géomécanique IC montre que la majorité des horizons appartiennent à la classe des roches de qualité moyenne sauf deux horizons qui sont de qualité faible.

Les roches étudiées du réservoir TAGS sont de comportement fragile avec une très faible déformation plastique avant la rupture car influencé par la composition pétrographique de la roche, l'anisotropie de la roche.

Enfin, l'étude du comportement géomécanique du réservoir pétrolier et des roches couvertures , réalisée sur un cas synthétique a permis d'étudier les variations du champ de contrainte au sein du réservoir et de la couverture en cours de production. La modélisation géomécanique a été effectuée avec différentes propriétés mécaniques pour le réservoir et la couverture dans le cadre d'un couplage partiel avec la simulation réservoir.

Dans le cas étudié, la diminution de la contrainte effective (qui correspond à une augmentation de l'intensité de la compression) générée par la diminution de la pression de pore dans le réservoir entraîne une compaction du réservoir. Cette modification du champ de déformation se répercute à travers les épontes, jusqu'à la surface où un phénomène de subsidence est observé (de l'ordre de 15 cm). Des calculs sur des structures plus complexes, comportant en particulier des failles, sont nécessaires pour approfondir cette analyse.

Nous sommes donc conscients du travail qui reste à faire dans l'avenir. Ce travail doit tout d'abord être étendu sur tous les faciès pétrographiques présents dans les domaines précités afin d'en déduire une cartographie géomécanique la plus complète possible des réservoirs algériens.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

René Cossé, (1988): Technique d'exploitation pétrolière (le gisement) pp (20- 24) Éditeur : Technip.

CHAMLEY, (1990): Sedimentology. Springer-Verlag", 285 pp. Éditeur : Springer-Verlag ASIN : 3540523766.

COJAN & M. RENARD, (1999): Sédimentologie".Dunod, 418 pp. ASIN : 2100043870

PROTHERO D. , SCHWAB F. ,(2003: Sedimentary geology (an introduction to sedimentary rocks and stratigraphy)". Freeman & Co, 422 pp. ISBN : 0716739054.

READING H.G. , (1996): Sedimentary environments: processes". Blackwell Science, 688 pp. ISBN : 0632036273.

TUCKER M.,(2001) :Sedimentary Petrology: An Introduction to the Origin of Sedimentary Rocks". Blackwell, 262 pp. 262 pages 3rd edition. ASIN : 0632057351.

JALBOUT A., (2005) :Etude expérimentale de l'influence de l'endommagement induit sur le comportement mécanique d'une roche fragile. THESE DE DOCTORAT , 16pp

MERLE H. A., KENTIE C. J. P., VAN OPSTAL G. H. C., SCHNEIDER G. M. C. (1976): The Baquero study - a composite analysis of the behavior of a compaction drive/solution gas drivereservoir. Journal of Petroleum Technology, September, 1107-1115.

SEGALL P.(1989) : Earthquakes triggered by fluid extraction. Geology, 17, 942 – 946.

MAURY V., GRASSO J. R.(1990) : Lacq gas field (France): monitoring of induced subsidence and seismicity consequences on gas production and field operation. Paper SPE 20887, EUROPEC 90.

BOUTECA M., SARDA J.-P., SCHNEIDER F.(1996): Subsidence induced by the production of fluids. Revue de l'institut Français du Pétrole, Vol. 51, n° 3, Mai-Juin.

SYLTE J. E., THOMAS D. K., RHETT D. W., BRUNNING D. D., NAGEL N. B. (1999) Waterinduced compaction in the Ekofisk field. Annual Technical Conference and Exhibition, Houston, TX,3-6 October, SPE 56246.

FREDRICH J. T., ARGUELLO J. G., DEITRICK G. L., DE ROUFFIGNAC E. P. (2000): Geomechanical modeling of reservoir compaction, surface subsidence, and casing damage at theBelridge field. *SPE 65354, Journal of SPE Reservoir Evaluation & Engineering.*

MORTON R. A., BERNIER J. C., JOHN A. B.(2006) :Evidence of regional subsidence and associated interior wetland loss induced by hydrocarbon production, Gulf Coast region, USA. *Envir. Geol.*, 50: 261-274, DOI 10.1007/s00254-006-0207-3.

STERNLOF K. R., KARIMI-FARD M., POLLARD D. D., DURLOFSKY L. J.(2006)
:Flow and transport effects fo compaction bands in sandstones at scale relevant to aquifer and reservoir management. *Water Resources Research*, 42, W07425,
doi:10.1029/2005WR004664.

PREVOST J. H., CHIN L(1994):A constitutive model for simulating reservoir compaction under a constrained stress path that leads to high shear. *Proc., 8th Intl. Conference for Computer Methods and Advance in Geomechanics, Morgantown, WV, Rotterdam, Vol. 2,* 2139.

HEFFER K. J., LAST N. C., KOUTSABELOULIS N. C., CHAN H. C. M., GUTTIERREZ M., MAKURAT A.(1994):The influence of natural fractures, faults and earth stresses on reservoirperformance, geomechanical analysis by numerical modelling. *In: AASEEN, J; O., BERG ET AL.(EDS) North Sea Oil and Gas Reservoirs, III., Kluwert, Dordrecht,* 201-211.

1. L. Obert, S.L. Windes, and W.I .Duvall, (1946) “Standardized tests for determining the physical properties of mine rock”, U.S.Bureau of mines, R.I. 3891.
2. L. Small, (1960). “Hardness theory and practices”; part .1: practices Cushing-Malloy, Inc. Ann arbor, Michigan.

3. D. Tabor, (1951). “The hardness of metals”, Oxford

4. F.C. Lea, (1936). “Hardness of metals, London”

5. V.E.D.Lysaght, (1969) “Hardness testing handbook”, American Chain and Cable C.O.

Tabor, D, (1954): Mohrs Hardness scale, A physical interpretation, proceeding physical society of London, sect .B , vol , 67, p 249.

Cone Indenter(1977):. new device for measuring rock strength mining and minerals engineering, march 1967, p18 N.C.B cone Indenter M.R.D.E Handbook N°5

Szlarrin, J.March (1971):.relationship between some physical properties of stone determined by laboratory tests, N.C.B, M.R.D.E report Np.19,

Coates, D.F(1964), classification of rocks mechanics, international journal of rock mechanics and mining sciences, Vol, 1, N°3, p 421.

Van der vlis, A.C, (1970) rock classification by simple hardness test, proc. 2nd congress, ISRMp23-30 1-8.

Brinell. J. A. 1900: 11eme congrès. Internationale. Méthode d’essai, Paris.

Huitt, j .L & Mcglathlin B.B, 1958: the propping of fractures in formation susceptible to propping sand combedment. *Drilland Prod. Practice,* , p 115.

McGLOTHLIN, B.B & HUITT, J.L- May 1965: relation of formation rock strength to propping agent strength in hydraulic fracturing. *Soc. Petrol. Engr. Paper n° 1131.*

Geertsma,jj (1985) :somme rock mechanical aspects of oil and gaz well completion SPEJ25

P848-856.

Hawkes, I and Mellor, M (1970). uniaxial testing in rock mechanical laboratories engineering geology Vol 4 pp177.

International society for rock mechanics commission on standardization of laboratory and field test (1978).

ASTM. 1997. :Laboratory determination of pulse velocities and ultrasonic elastic constants of rock. ASTM standard D2845-95. In Annual book of standards. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pa. Vol. 04.08, pp. 254–259.

Hobbs, D.W. 1970.:The behavior of broken rock under triaxial compression, Intern. J. Rock Mech. Mining Sci., vol.7, pp125-148 .

Hoek, E. and Brown, E.T. 1997. :Practical estimates of rock mass strength. Intl. J. Rock Mech. & Mining Sci. & Geomechanics Abstracts. 34 (8), 1165-1186.

International society for rock mechanics commission on standardization of laboratory and field test (1978).

International Society for Rock Mechanics (ISRM), Commission on Testing Methods (1978), Suggested methods for determining hardness and abrasiveness of rocks.

International Society for Rock Mechanics (ISRM), Commission on Testing Methods (2006), Suggested methods for determining the shore hardness value for rock.

International Society for Rock Mechanics (ISRM), Commission on Testing Methods (1977), Suggested methods for determining water content, porosity, density, absorption and related properties and swelling and slake-durability index properties.

International Society for Rock Mechanics (ISRM), Commission on Testing Methods (1979), Suggested methods for determining the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials.

International Society for Rock Mechanics (ISRM), Commission on Testing Methods (1999), Suggested methods for complete stress-strain curve for intact rock in uniaxial compression.

International Society for Rock Mechanics (ISRM), Commission on Testing Methods (1978), Suggested methods for determining the strength of rock materials in triaxial compression.

International Society for Rock Mechanics (ISRM), Commission on Testing Methods (1983), Suggested methods for determining the strength of rock materials in triaxial compression: revised version.

AFTES (Association Française des Travaux en Souterrain) (2003) : Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utiles à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains. Tunnel et Ouvrages Souterrains, revue bimestrielle N°177 Mai/Juin 2003. Pages 120-186.

Barton (2002) : Some New Q-value correlations to assist in site characterization and Tunnel design. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.

Barton, Lien et Lude (1974) : Engineering Classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock Mechanics* 6(4). pp. 189-239.

Bieniawski Z. T. (1973) : Engineering classification of jointed rock masses, *Trans. S. Afr. Instn. Civ. Engrs*, Vol N°12, PP. 335-344.

Derek Martin (2008) : Brittle rock failure and tunnelling in highly stresses Rock. Site characterization: Rock mass characteristics and GSI. University of Alberto, Edmonton, Canada, 2008.

Fabre et al. (2008) : l'importance de la formation à la mécanique des roches pour la qualité des projets géotechniques (10 pages).

Goodman R. E. (1976) : Method of geological engineering in discontinuous rock. West publishing, St.-Paul, 472 pages.

Goodman R; E (1989) : .*Rock Mechanics*. Edition John Wiley and Sons.

Golder associates (2003) : Appendix C "Rock Mass Classification description" Impliquant la Géologie et la Mécanique. Université Joseph Fourier de Grenoble, France. 218 pages.

Haied A. (1995) : Etude expérimentale de la rupture en mode de déformations localisé dans un grès. Thèse de Doctorat, Université de Lille I.

Kulhaway (1975) : Strsse-déformation properties of rock and rock discontinuities. *Engineering geology*. 8, 327-350.

Leal-Gomes M. J. A (ISRM, 2003): Some New Essential Questions about Scale Effects on the Mechanics of Rock Mass Joints. University of Trás-os-Montes e Alto Douro, Vila Real, Portugal.

W. Hartman and M.F. Handley (2002) : The application of the Q-Tunneling. Quality Index to rock mass assessment at Impala Platinum Mine. *The Journal of The South African Institute of Mining and Metallurgy*. 12 pages.

Zhao (2008) : Propriétés des discontinuités. Course lecture 2008. EPFL-ENAC-LMR (94 pages).

Déthié SARR (2012) :Propriétés géomécaniques des basaltes en pillow dusuper groupe de Mako et des roches grésopélitiques de Ségou au SENEGAL THESE de doctorat université cheikh anta diop de dakar.

Aurélien NOIRET (2009) :Contribution à la caractérisation du comportement géomécanique des roches couverture des réservoirs pétroliers Thèse de doctorat deÉcole Nationale Supérieure de Géologie de Nancy.

Aublive-Conil N. (2003) :Modélisation du comportement mécanique des argiles raides avec prise en compte de l'endommagement : application aux argilites de l'Est, Thèse de doctorat de l'Université de Cergy-Pontoise.

Berest P., Billaux D. Boulon M., Cornet F., David C., Duffaut P., Durville J-L., Gentier S., Giraud A., Ghoreychi M., Henry J-P., Homand F., Kondo D., Londe P., Pellet F.,

Sarda J-P., Shao J-F. et Souley M. (2000) :Manuel de mécanique des roches, Tome 1 : Fondements.

Biot M.A. (1941) : General theory of three-dimensional consolidation, Journal of Applied Physics, 12 (2), 155-164.

Biot, M.A. (1972) : Theory of finite deformations of porous solids, Indiana university mathematics journal

Biot M.A. (1995) : Theory of elasticity and consolidation for a porous anisotropic solid, Journal of Applied Physics, 26 (2), 182-185.

Chiarelli A-S (2000): Etude expérimentale et modélisation du comportement mécanique de l'argile de l'Est, Thèse de doctorat de l'Université de Lille 1.

Chiarelli A.S., Shao J.F., Hoteit N. (2003): Modeling of elastoplastic damage behavior of a claystone, International Journal of Plasticity, 19, 23-45.

Cook J.M. (1999) : The effects of pore pressure on the mechanical and physical properties of shales, Oil and Gas Science and Technology, 54 (6), 695-701.

Coussy O. (1991) : Mécanique des milieux poreux, Editions Technip Coussy O. (2004), Poromechanics, Editions John Wiley & Spons.

Longuemare P., Mainguy M., Lemonier P., Onaisi A., Gérard C. and Koutsabeloulis N. (2002): Geomechanics in reservoirs simulation : Overview of coupling methods and field case study, Oil & Gas Science and Technology, Rev. IFP, 57 (5), 471-483.

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, 57 (4), 355-367.

Mitchell J.K. (1993): Fundamentals of soil behavior, 2nd ed. John Wiley & Sons, Inc., New York, 111-130.

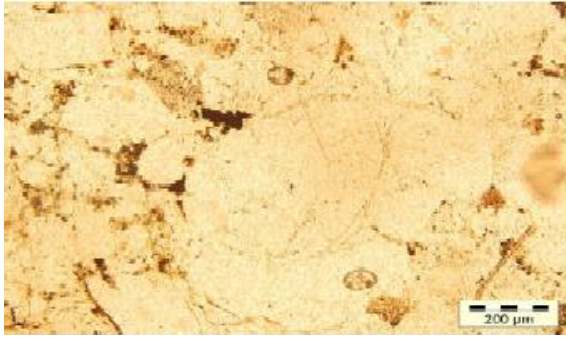
Vidal-Gilbert S. (2005): Description du calcul couplé ATHOS-ABAQUS, construction du modèle géomécanique, Rapport IFP 58 483.

Vidal-Gilbert S. and Tisseau E. (2006):Sensitivity analysis of geomechanical behavior on time-lapse seismic velocity modeling, Paper SPE 100142.

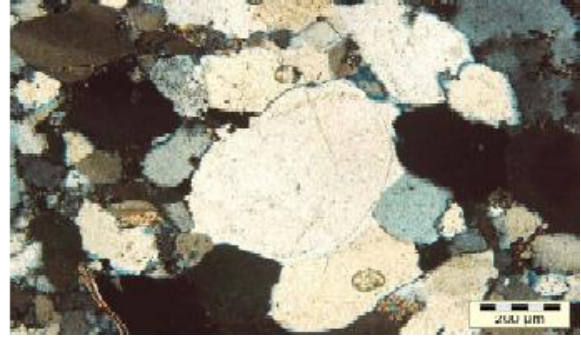
Vincké O., Longuemare P., Bouteica M. and Deflandre J.P. (1998):Investigation of the poromechanical behavior of shales in the elastic domain, Paper SPE/ISRM 47589.

Wakim J. (2005): Influence des solutions aqueuses sur le comportement mécanique des roches argileuses, Thèse de doctorat de l'Ecole des Mines de Paris.

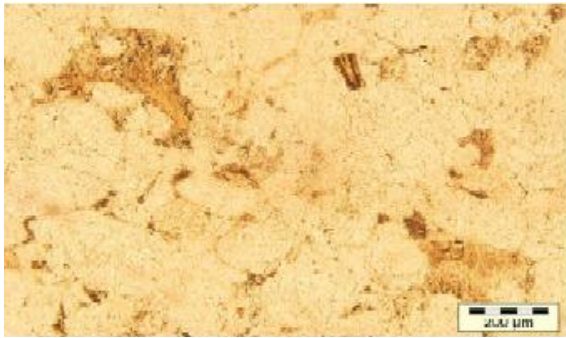
Annexes



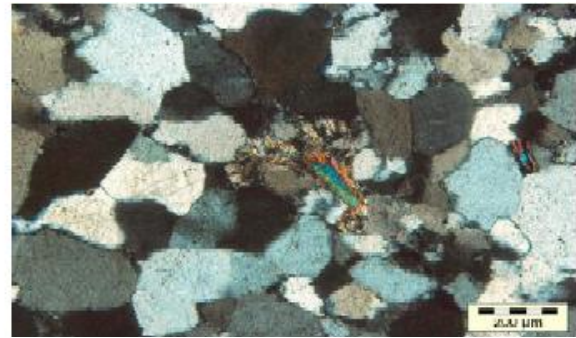
1. Côte : 2507, 83



2. Côte : 2507, 83



3. Côte : 2505, 73



4. Côte : 2505, 73

Ph : 01 et 02 : grès fin à très fin à ciment argilo- siliceux (notons la silice de nourrissage)
Ph : 03 et 04 grès fin à très fin à ciment argilo- siliceux (notons le ciment argileux).

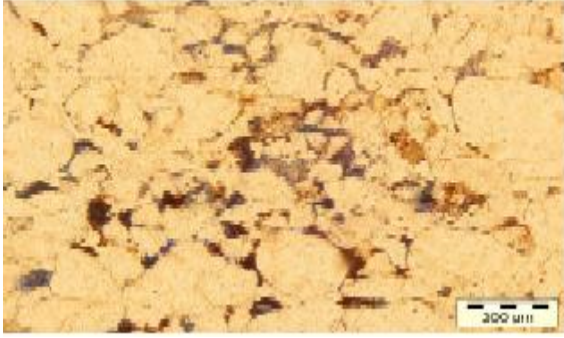


5. Côte : 2509, 42

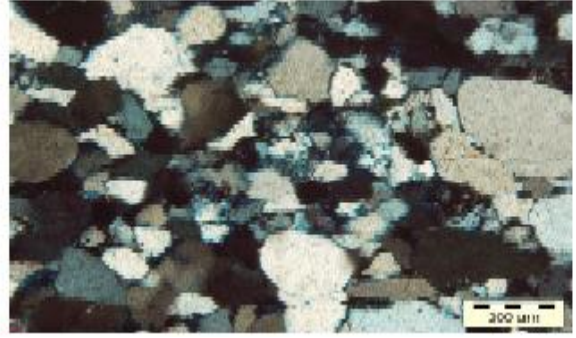


6. Côte : 2509, 42

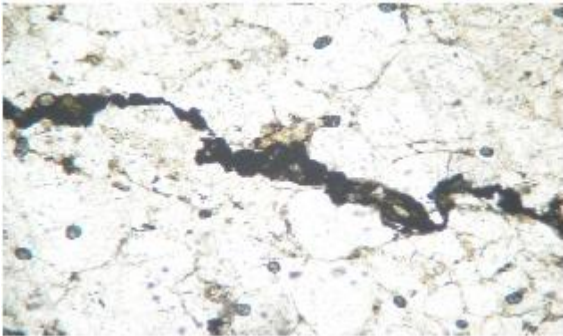
PH : 05 et 06 : grès fin à très fin arrondi à sub arrondi avec des contacts droit et concavo-convexe.



7. Côte : 2507, 93m



8. Côte : 2507, 93m



9. Côte : 2504, 13m

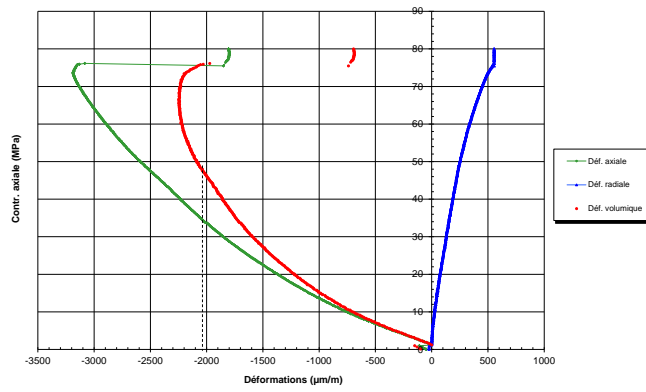


10. Côte : 2504, 13m

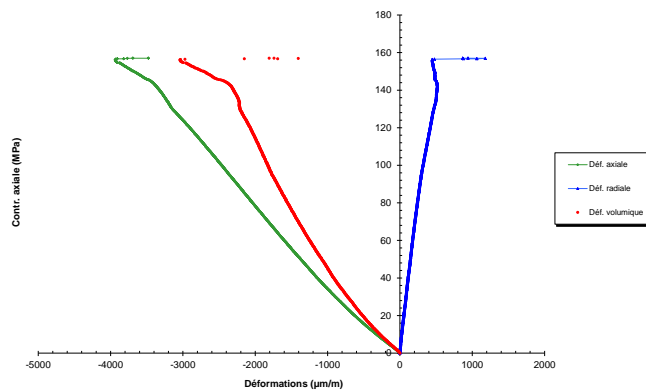
Ph : 07 et 08 : grès fin à très fin à ciment argilo- siliceux avec porosité très faible.
Ph : 09 et 10 matière organique pyritisée (d'allure stylolithique).



Essai de compression simple
Ech N°3 Cote : 2501,23 m

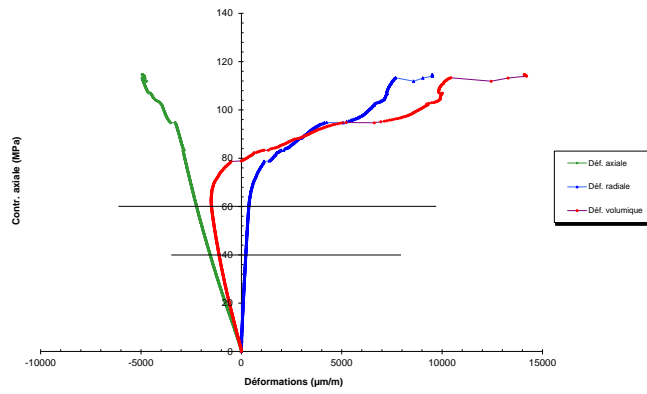


Essai de compression simple
Cote : 2501,29 m

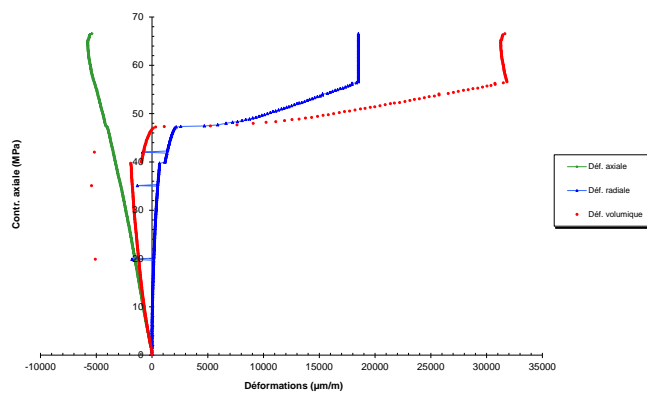




Essai de compression simple
Cote : 2501,96 m

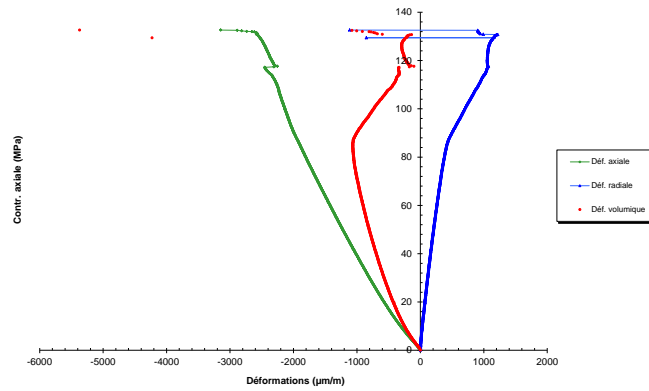


Essai de compression simple
Cote : 2504,13 m

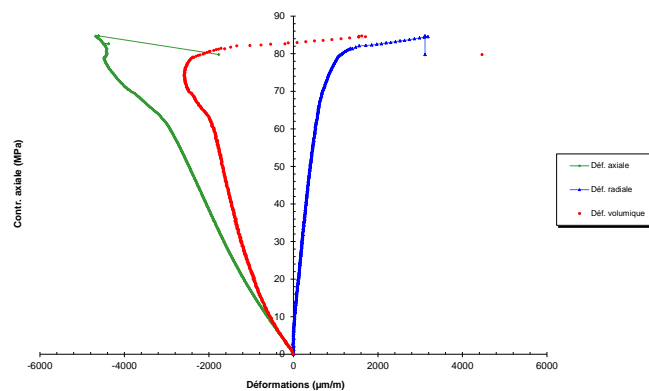




Essai de compression simple
Cote : 2504,16 m

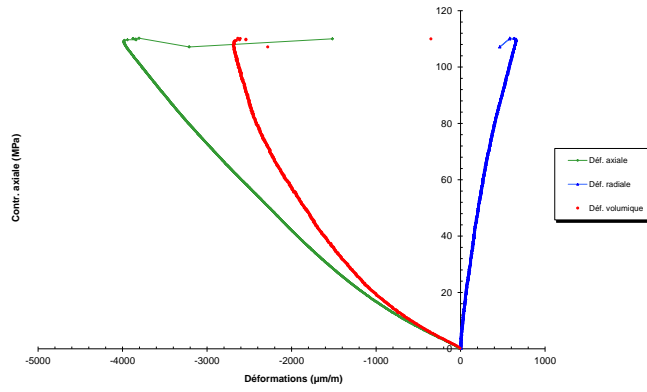


Essai de compression simple
Cote : 2507,25 m

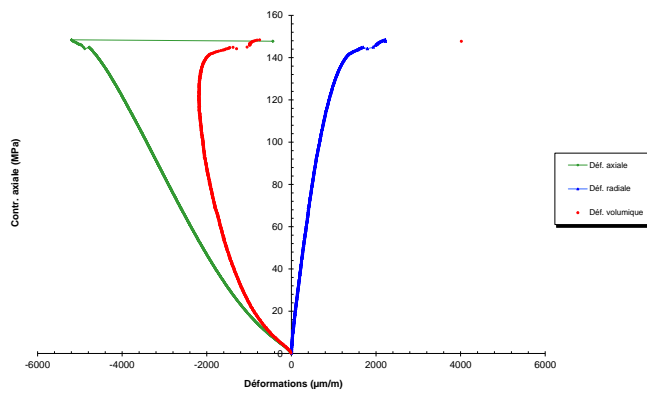




Essai de compression simple
Cote : 2507,30 m

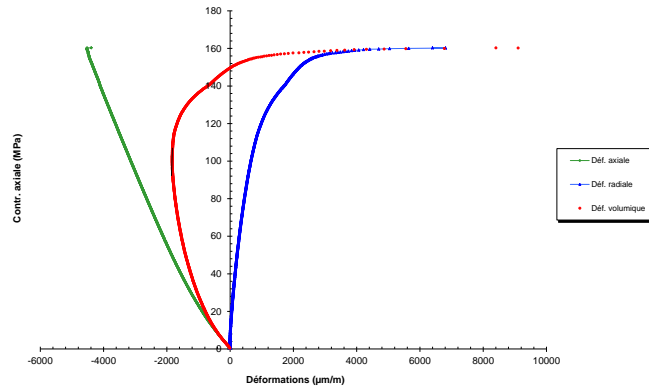


Essai de compression simple
Cote : 2509,42 m

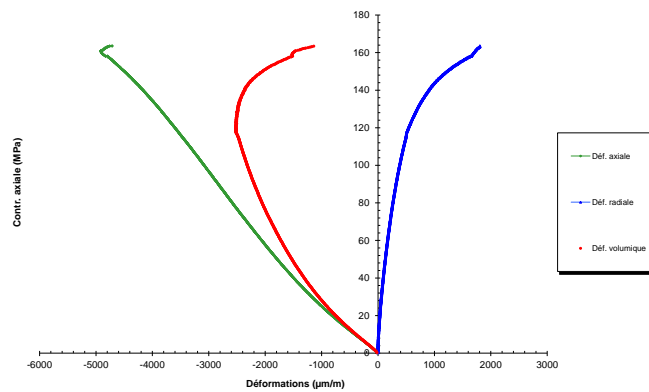




Essai de compression simple
Cote : 2508,49 m

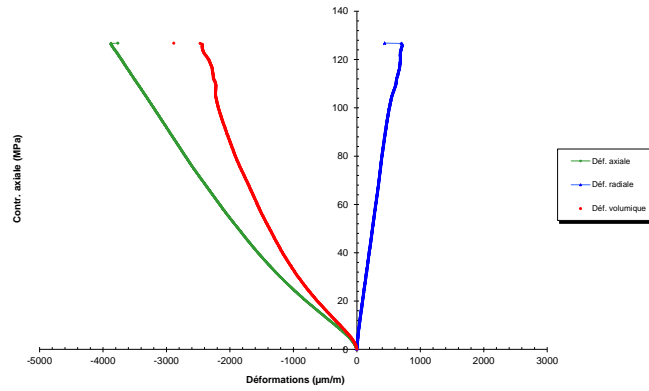


Essai de compression simple
Cote : 2510,25 m

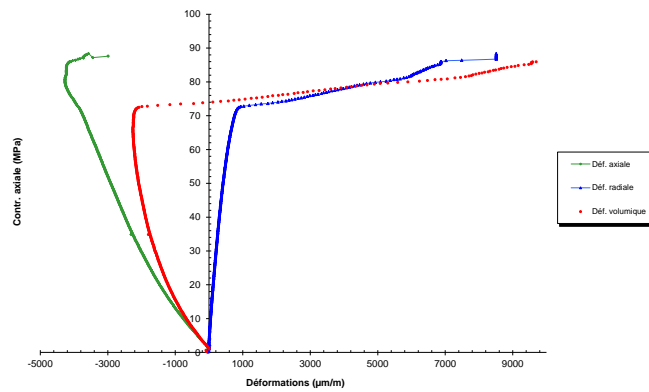




Essai de compression simple
Cote : 2512,55 m

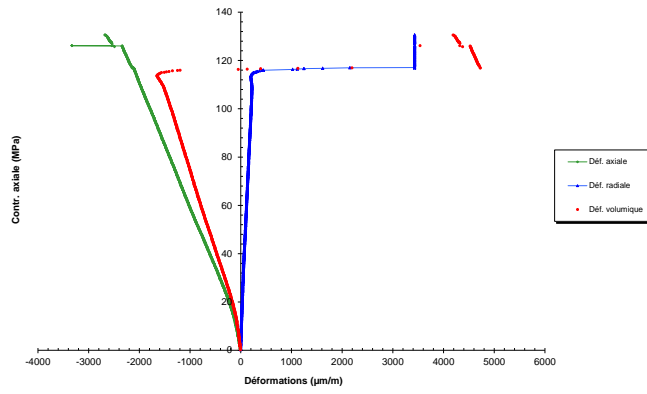


Essai de compression simple
Cote : 2512,60 m

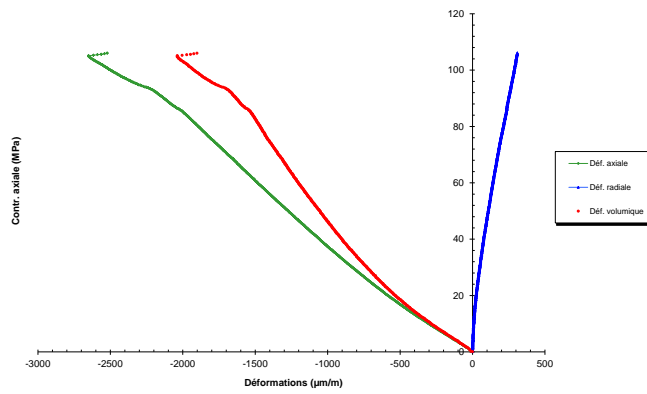




Essai de compression simple
Cote : 2514,61 m

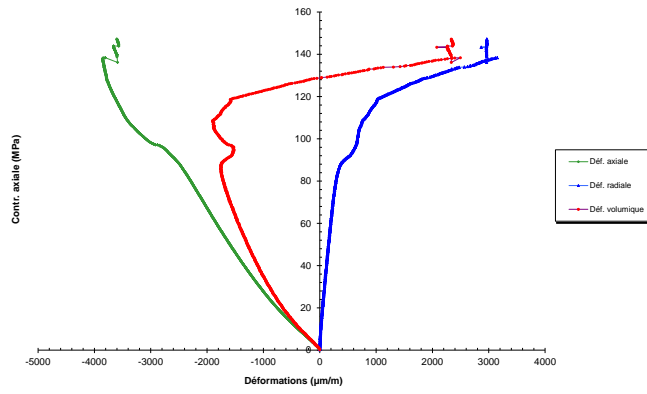


Essai de compression simple
Cote : 2514,66 m

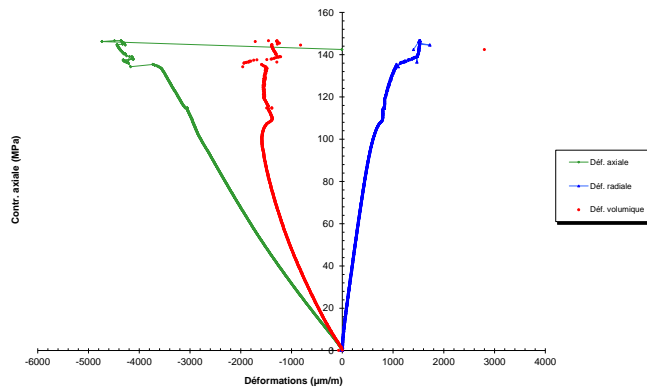




Essai de compression simple
Cote : 2516,20m

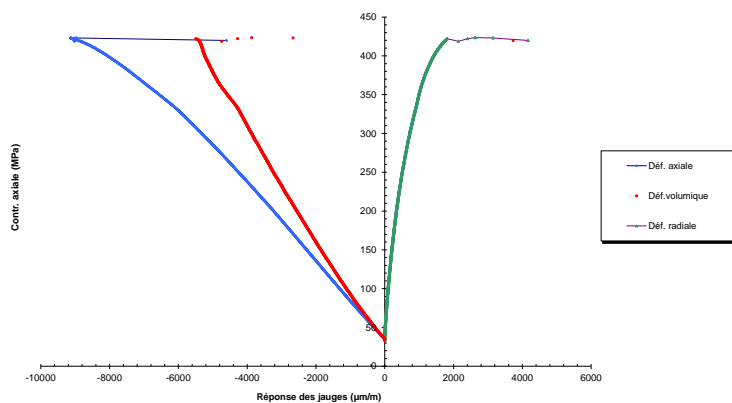


Essai de compression simple
Cote : 2516,25 m

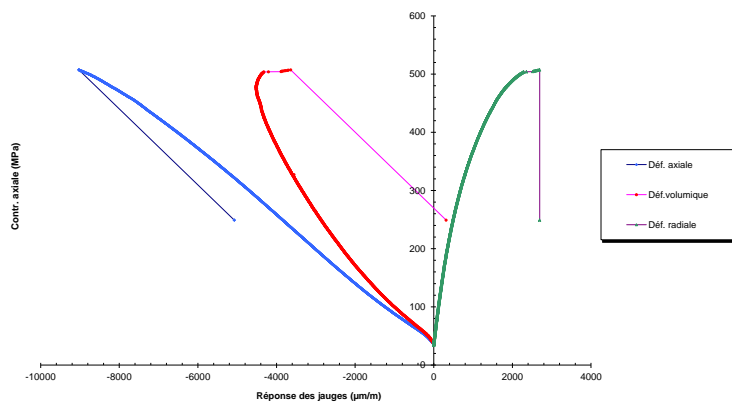




Ech N°1 (H) Cote : 2500,17 m

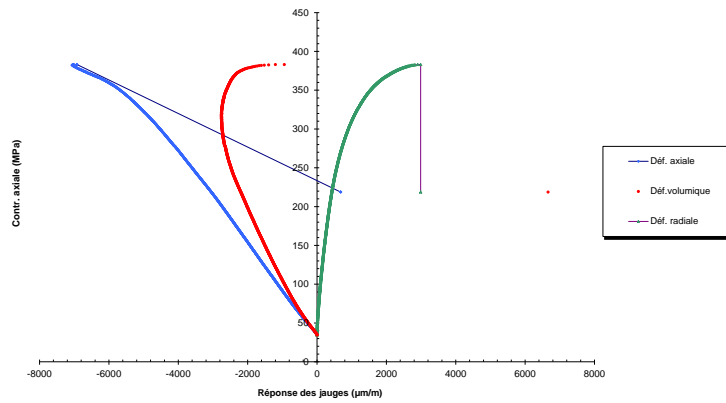


Ech N°2 (H) Cote : 2500,92 m

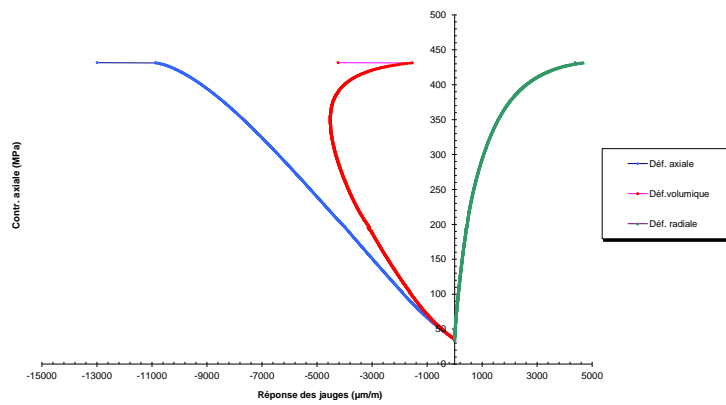




Ech N°5(H) Cote : 2501,50 m

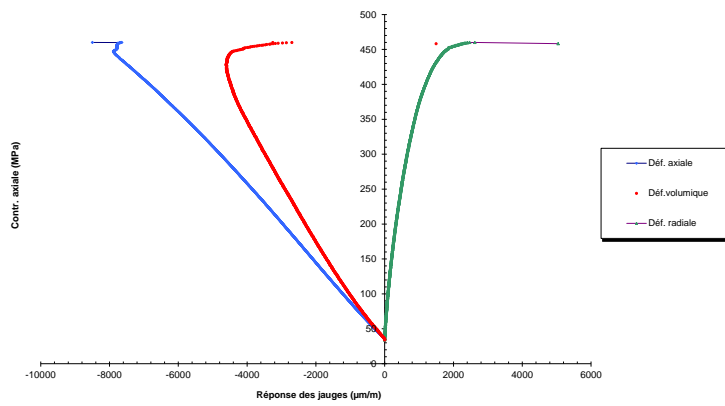


Ech N°30(H) Cote : 2502,04 m

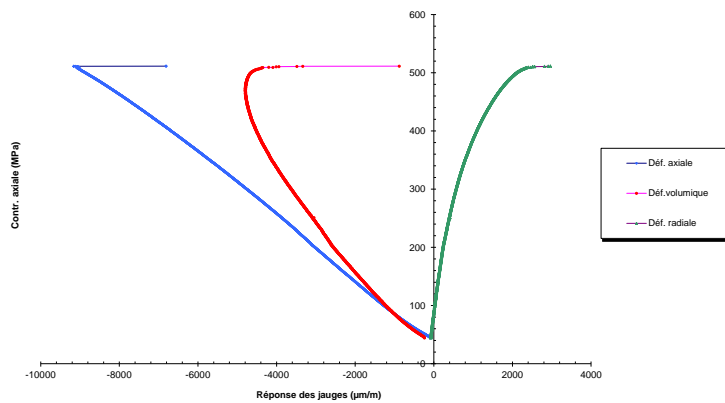




Ech N°7(H) Cote : 2502,20 m

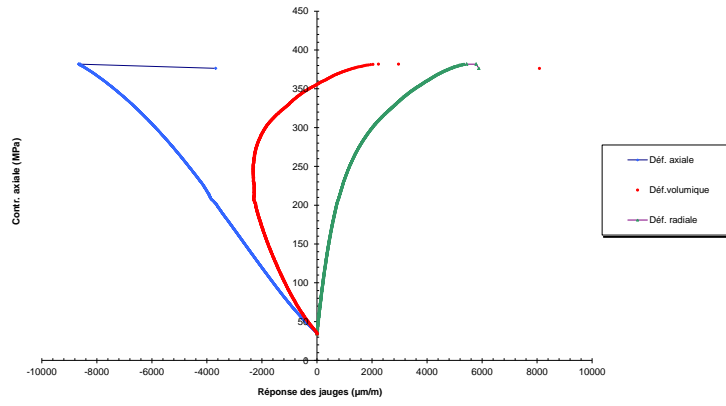


Essai UCC @ Pc = 45 MPa
Ech N°8(H) Cote : 2502,87 m

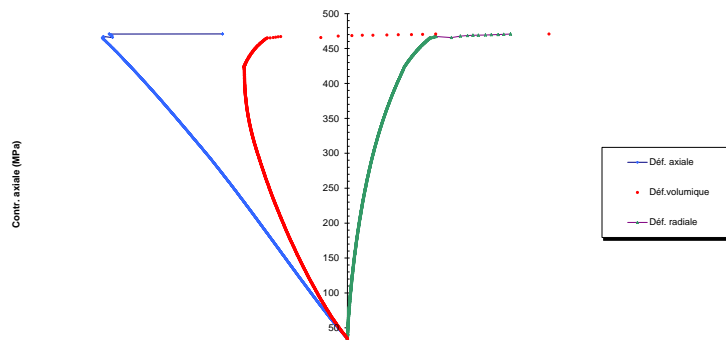


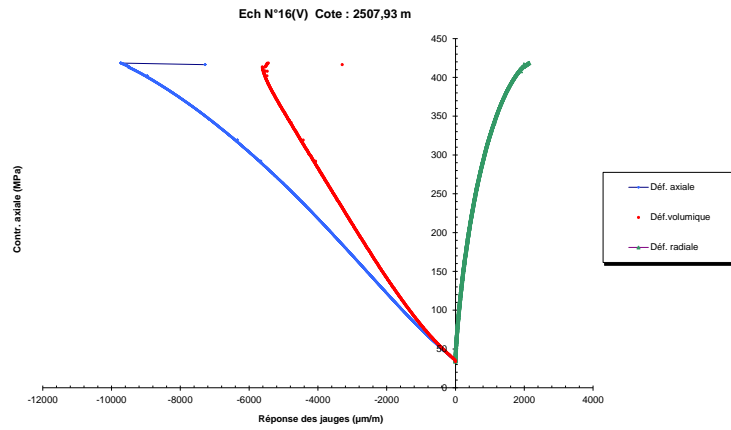


Essai UCC @ Pc = 34,75 MPa
Ech N°11(H) Cote : 2505,32 m



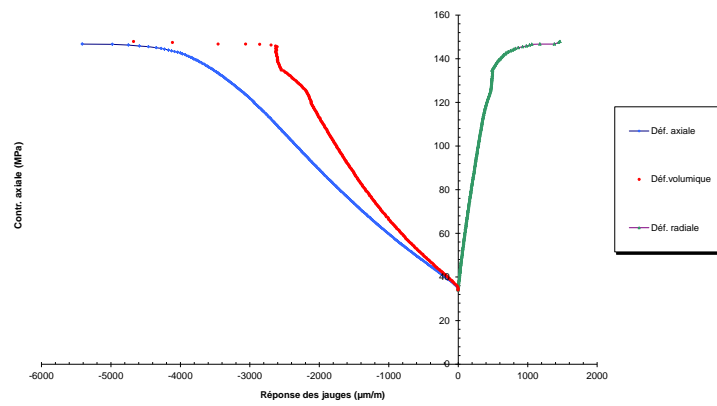
Essai UCC @ Pc = 34,75 MPa
Ech N°12(H) Cote : 2505,73 m



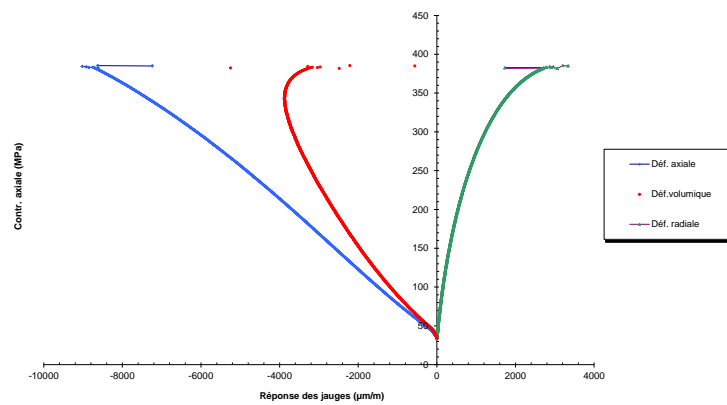




Ech N°17(H) Cote : 2508,16 m

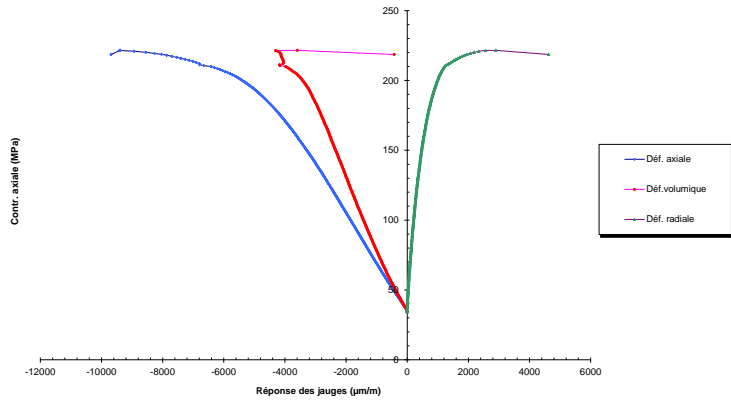


Ech N°21(H) Cote : 2510,38 m

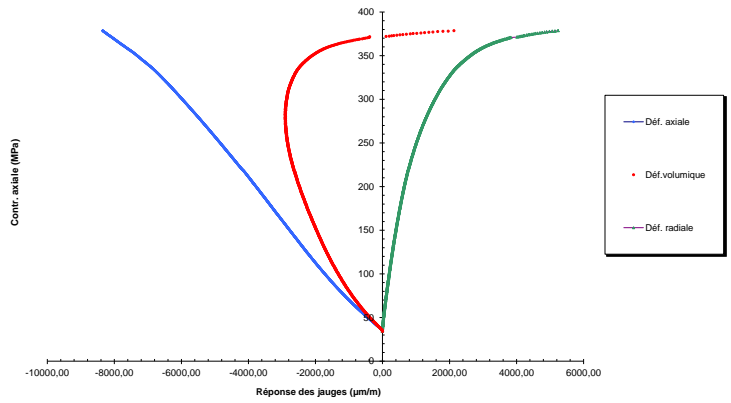




Ech N°32(V) Cote : 2510,40 m

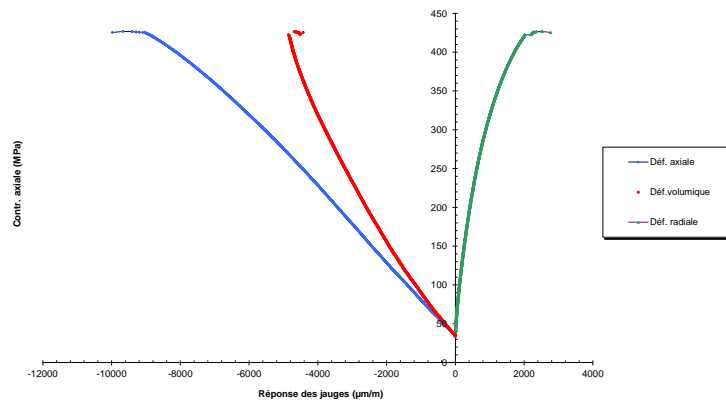


Ech N°22(H) Cote : 2511,40 m

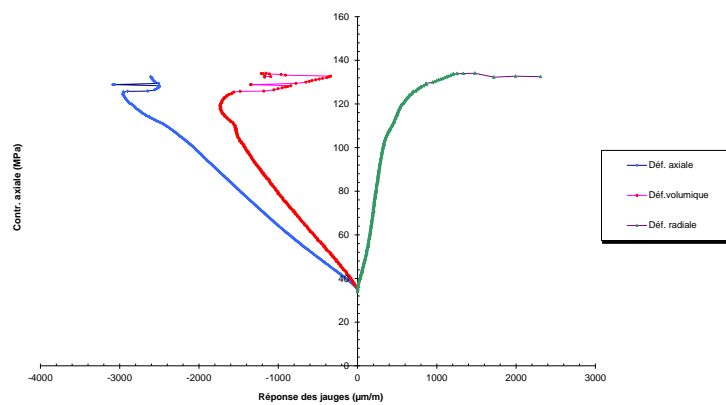




Ech N°25(H) Cote : 2513,76 m

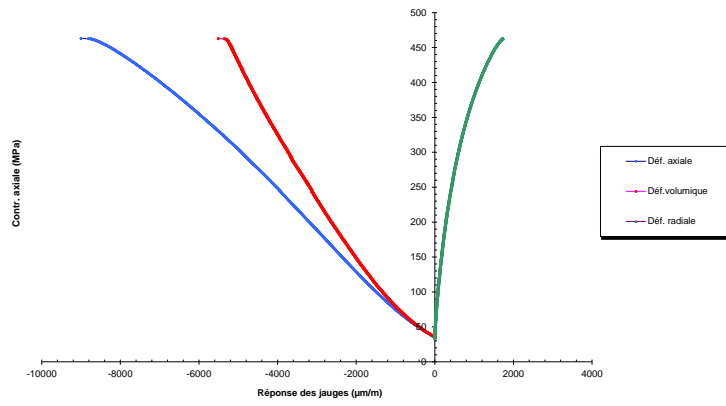


Ech N°33(V) Cote : 2513,80 m

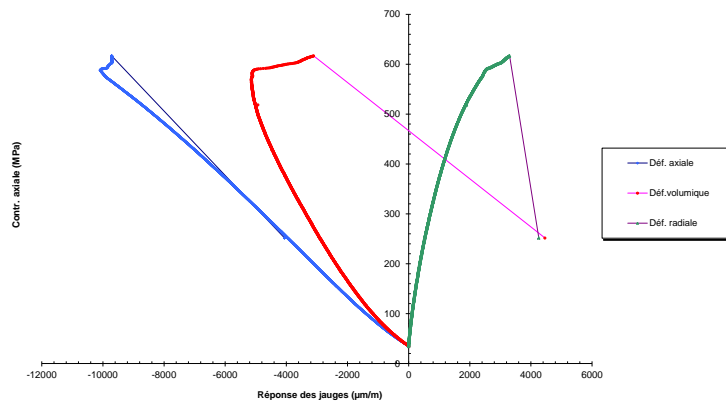




Ech N°34(H) Cote : 2516,04 m

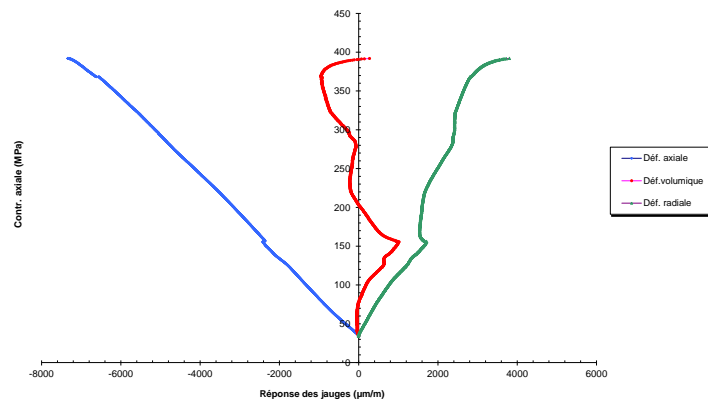


Ech N°30(H) Cote : 2517,04 m





Ech N°35(H) Cote : 2517,25 m



Ech N°35(H) Cote : 2517,57 m

