





UNIVERSITE LOUIS PASTEUR

ECOLE ET OBSERVATOIRE DES SCIENCES DE LA TERRE

INSTITUT DE PHYSIQUE DU GLOBE DE STRASBOURG

THESE DE DOCTORAT

Présentée pour l'obtention du titre de DOCTEUR DE L'UNIVERSITE LOUIS PASTEUR DE STRASBOURG Discipline : Sciences de l'Univers

Spécialité : Géophysique

par

Sana AMIR

COMPORTEMENT MECANIQUE DES ROCHES FAIBLEMENT CONSOLIDEES : INFLUENCE DE LA CIMENTATION

Soutenue publiquement le 06 Juin 2007

<u>Composition du Jury de Thèse</u> :

M Yves BERNABÉ M Yves GUÉGUEN Mme Véronique MERRIEN-SOUKATCHOFF M Luis RIVERA Directeur de Thèse Rapporteur Externe Rapporteur Externe Rapporteur Interne

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE		
СН	APITRE 1 : PRESENTATION DU SUJET ET CONCEP	TS DE BASE.7
1.1	Introduction	8
1.2	Les modes de rupture dans les roches poreuses	9
1.3	Bandes de compaction	15
1.4	Interaction eau – roche	24
1	.4.1 Loi de pression effective	24
1	.4.2 Effets chimiques	
1.5	Les matériaux synthétiques dans les sciences de la Terre	
1.6	Le ciment Portland	
1.7	Objectif de ce travail	

CHAPITRE 2 : PROCEDURES EXPERIMENTALES		40
2.1	Préparation des échantillons	41
2.	.1.1. Composition des matériaux	41
2.	.1.2 Protocole de fabrication	43
	2.1.2.1 Mélange et précompaction	43
	2.1.2.2 Stockage des échantillons durant la prise	45
	2.1.2.3 Préparation finale des échantillons	45
	2.1.2.4 Echantillons à différentes charges de précompaction	46
	2.1.2.5 Reproductibilité	47
2.2	Mesure de la porosité	49
2.3	Essais mécaniques	49
2.3.1 Instrumentation – description de la presse triaxiale		
	2.3.1.1. La cellule	

2.3.1.2 Les circuits de pression de confinement, de contrainte ax	iale et de pore52
2.3.1.3 L'asservissement	
2.3.2 Déroulement des différents essais	54
2.3.2.1 Essai hydrostatique	54
2.3.2.2 Essai triaxial	54
2.4. Conclusion	55

3.1	Porosité	58
3.2	Essais hydrostatiques	60
3.3	Essais triaxiaux à sec	62
	3.3.1. Présentation des résultats par taux de cimentation	62
	3.3.1.1. Echantillons à 100% ciment	
	3.3.1.2. Echantillons à 50% ciment	63
	3.3.1.3 Echantillons à 30% ciment	65
	3.3.1.4 Echantillons à 20% ciment	67
	3.3.1.5 Echantillons à 10% ciment	
	3.3.1.6 Echantillons à 5% ciment	69
	3.3.2. Présentation des résultats par pression de confinement	71
	3.3.2.1. Essai à $Pc = 0$ MPa	72
	3.3.2.2. Essai à Pc =5 MPa	73
	$3.3.2.3. Essai \ a \ Pc = 10 \ MPa$	74
	$3.3.2.4. Essai \ a \ Pc = 20 \ MPa$	75
	$3.3.2.5. Essai \ a \ Pc = 30 \ MPa$	75
	$3.3.2.6. Essai \ a \ Pc = 40 \ MPa$	76
	$3.3.2.7. Essai \ a \ Pc = 50 \ MPa$	76
	$3.3.2.8. Essai \ a \ Pc = 60 \ MPa$	77
	$3.3.2.9. Essai \ a \ Pc = 70 \ MPa$	77
3.4.	Influence de la précompaction	78
3.5.	Essais triaxiaux saturés	79
	3.5.1. Echantillons à 5% ciment	80
	3.5.2. Echantillons à 10% ciment	

3.5.4. Echantillons à 30% ciment. 81 3.5.5. Echantillons à 50% ciment. 83 3.5.6. Echantillons à 100% ciment. 84 3.6. Modules de Young. 85 3.6.1. Evolution avec la cimentation. 85 3.6.2. Evolution avec la pression de confinement. 86 3.7. Contrainte à la rupture. 87 3.8. Enveloppe de rupture. 88 3.9. Conclusion. 89		3.5.3. Echantillons à 20% ciment	81
3.5.5. Echantillons à 50% ciment. 83 3.5.6. Echantillons à 100% ciment. 84 3.6. Modules de Young. 85 3.6.1. Evolution avec la cimentation. 85 3.6.2. Evolution avec la pression de confinement. 86 3.7. Contrainte à la rupture. 87 3.8. Enveloppe de rupture. 88 3.9. Conclusion. 89		3.5.4. Echantillons à 30% ciment	81
3.5.6. Echantillons à 100% ciment. 84 3.6. Modules de Young. 85 3.6.1. Evolution avec la cimentation. 85 3.6.2. Evolution avec la pression de confinement. 86 3.7. Contrainte à la rupture. 87 3.8. Enveloppe de rupture. 88 3.9. Conclusion. 89		3.5.5. Echantillons à 50% ciment	83
3.6. Modules de Young. 85 3.6.1. Evolution avec la cimentation. 85 3.6.2. Evolution avec la pression de confinement. 86 3.7. Contrainte à la rupture. 87 3.8. Enveloppe de rupture. 88 3.9. Conclusion. 89		3.5.6. Echantillons à 100% ciment	84
3.6.1. Evolution avec la cimentation 85 3.6.2. Evolution avec la pression de confinement 86 3.7. Contrainte à la rupture 87 3.8. Enveloppe de rupture 88 3.9. Conclusion 89	3.6.	Modules de Young	85
3.6.2. Evolution avec la pression de confinement.863.7. Contrainte à la rupture.873.8. Enveloppe de rupture.883.9. Conclusion.89		3.6.1. Evolution avec la cimentation	85
3.7. Contrainte à la rupture.873.8. Enveloppe de rupture.883.9. Conclusion.89		3.6.2. Evolution avec la pression de confinement	86
3.8. Enveloppe de rupture	3.7.	Contrainte à la rupture	87
3.9. Conclusion	3.8.	Enveloppe de rupture	88
	3.9.	Conclusion	89

4.1	Morphologie	91
4	4.1.1. Echantillon à 100% ciment, testé en condition sèche à Pc = 30 MPa	92
4	4.1.2. Echantillon à 100% ciment, testé en condition saturée à Peff = 30 MPa	93
4	4.1.3. Echantillon à 100% ciment, testé en condition sèche à Pc = 0 MPa	94
4	4.1.4. Echantillon à 50% ciment, testé en condition sèche à Pc = 60 MPa	94
4	4.1.5. Echantillon à 50% ciment, testé en condition saturée à Peff = 60 MPa	
4	4.1.6. Echantillon à 30% ciment, testé en condition sèche à Pc = 10 MPa	95
4	4.1.7. Echantillon à 30% ciment, testé en condition sèche à Pc = 60 MPa	96
4	4.1.8. Echantillon à 30% ciment, testé en condition sèche à Pc = 70 MPa	97
4	4.1.9. Echantillon à 20% ciment, testé en condition sèche à Pc = 10 MPa	97
4	4.1.10. Echantillon à 10% ciment, testé en condition sèche à Pc = 10 MPa	98
4	4.1.11. Echantillon à 10% ciment, testé en condition sèche à Pc = 70 MPa	99
4	4.1.12. Echantillon à 5% ciment, testé en condition sèche à Pc = 0 MPa	100
4	4.1.13. Echantillon à 5% ciment, testé en condition sèche à Pc = 70 MPa	101
4.2	Microscopie	101
4	4.2.1. Echantillons intacts	102
	4.2.1.1. Echantillon intact à 100% ciment	102
	4.2.1.2. Echantillon intact à 50% ciment	103
	4.2.1.3. Echantillon intact à 30% ciment	104

	4.2.1.4. Echantillon intact à 20% ciment	104
	4.2.1.5. Echantillon intact à 10% ciment	105
	4.2.1.6. Echantillon intact à 5% ciment	105
4.2.2	. Echantillons intacts : distribution spatiale de la porosité	106
4.2.3	. Echantillons endommagés en condition sèche	109
	4.2.3.1. Echantillon à 100% ciment testé à $Pc = 5$ MPa	109
	4.2.3.2. Echantillon à 100% ciment testé à $Pc = 70 MPa$	110
	4.2.3.3. Echantillon à 50% ciment testé à $Pc = 5$ MPa	110
	4.2.3.4. Echantillon à 50% ciment testé à $Pc = 30$ MPa	111
	4.2.3.5. Echantillon à 50% ciment testé à $Pc = 70$ MPa	111
	4.2.3.6. Echantillon à 30% ciment testé à $Pc = 5$ MPa	112
	4.2.3.7. Echantillon à 30% ciment testé à $Pc = 80$ MPa	112
	4.2.3.8. Echantillon à 20% ciment testé à $Pc = 0$ MPa	113
	4.2.3.9. Echantillon à 20% ciment testé à $Pc = 5 MPa_{}$	113
	4.2.3.10. Echantillon à 20% ciment testé à $Pc = 60 MPa$	114
	4.2.3.11. Echantillon à 10% ciment testé à $Pc = 3$ MPa	114
	4.2.3.12. Echantillon à 10% ciment testé à $Pc = 3$ MPa	115
4.3	Conclusion	115

CHAPITRE 5 : DISCUSSION ET INTERPRETATION DES RESULTATS

5.1. Effet de la pression de confinement : transition localisé / distribué	117
5.2. Influence de la cimentation C	
5.3. Influence de la précompaction	121
5.4. Influence de l'eau	
5.5. Enveloppes de rupture de nos matériaux et d'autres matériaux	123
5.6. Rôle du ciment	125

CONCLUSION GENERALE	
LISTE BIBLIOGRAPHIQUE	
LISTE DES FIGURES	
ANNEXE	

INTRODUCTION GENERALE

Le travail de thèse présenté ici a pour objectif d'étudier le comportement mécanique des roches granulaires, poreuses, faiblement consolidées. Ces roches sont fréquemment rencontrées dans les formations sédimentaires relativement superficielles ainsi qu'à plus fortes profondeurs dans des zones de surpression de pore. Dû à leur faible résistance mécanique, elles sont souvent impliquées dans des problèmes géotechniques tels que l'endommagement des forages ou la subsidence provoquée par la production d'eau, gaz ou pétrole. En particulier, il est très important de savoir si, dans les conditions de terrain, la déformation se localise sur des accidents morphologiques tels que des fractures ou, au contraire, tend à se distribuer uniformément. Ces roches sont difficiles à échantillonner et à préserver intactes. Par exemple, dans les forages traversant des zones de surpression, les carottes arrivent en surface le plus souvent fortement détériorées. Pour pallier à ces difficultés, le laboratoire de Physique des Matériaux de l'IPG Strasbourg suit depuis plusieurs années une approche expérimentale indirecte: préparer des éprouvettes de matériaux synthétiques analogues aux roches faiblement consolidées et les soumettre à des essais mécaniques (voir thèse de F. Saïdi, 2002, qui a utilisé des mélanges de sable, ciment Portland et eau, en proportions variées). Cette approche présente plusieurs avantages: 1) dans la mesure où la procédure de fabrication est fiable et reproductible, on peut préparer un grand nombre d'éprouvettes quasiment identiques, 2) on peut donc explorer en détail l'influence de paramètres environnementaux tels que la pression de confinement, enfin 3) on peut faire varier séparément et indépendamment certains paramètres structuraux tels que le taux de cimentation ou la taille des grains.

Ici, comme dans la thèse de F. Saïdi, nous avons utilisé le mortier (mélange sable, ciment Portland et eau) comme analogue aux roches faiblement consolidées et essayé de simuler des variations de consolidation de deux manières différentes: 1) nous avons fait varier le taux de cimentation en changeant les proportions en poids de sable et de ciment Portland sec, et 2) nous avons tenté de modifier le degré d'entassement des grains de sable en soumettant le mortier en début de prise à des pressions hydrostatiques (dites de précompaction) différentes. Notons que, si nous avons réussi à explorer la quasi totalité du domaine de variation du taux de cimentation (de 5 à 100 % en poids de ciment Portland sec),

nous n'avons pas pu mener à bien l'étude systématique de l'effet de la pré-compaction (trois valeurs de la pression de pré-compaction, 32, 64 et 128 MPa, seulement ont été utilisées).

Les résultats tirés de la littérature montrent que le comportement mécanique des roches sédimentaires bien consolidées est caractérisé par deux régimes qualitativement très différents et par une transition de l'un à l'autre suivant la magnitude de la pression de confinement. Aux faibles pressions de confinement, la déformation se localise sur des accidents morphologiques macroscopiques (par exemple, des bandes de cisaillement) d'une manière rappelant étroitement la propagation de fractures, alors qu'aux fortes pressions de confinement, la déformation apparaît macroscopiquement distribuée. Ces deux régimes sont donc respectivement appelés "fragile" et "ductile". Notons qu'il serait plus correct de parler de transition localisé/distribué au lieu de transition fragile/ductile suivant la terminologie standard. Pour les roches sédimentaires bien consolidées, le régime fragile est caractérisé par l'apparition de bandes de cisaillement (ou des fissures en extension axiale si la pression de confinement est nulle) précédée/accompagnée de dilatance et suivie d'adoucissement postrupture. En revanche, dans le régime ductile, la déformation est macroscopiquement distribuée, toujours accompagnée de compaction et donne lieu à de l'endurcissement postrupture.

La question la plus importante abordée dans cette thèse est la suivante: les roches faiblement consolidées suivent-elles la transition localisé/distribué classique décrite cidessus? Et si Non, quelle forme la transition prend-elle? En particulier, comment est-elle affectée par le taux de cimentation?

CHAPITRE 1 :

PRESENTATION DU SUJET ET CONCEPTS DE BASE

Chapitre 1 : Présentation du sujet et concepts de base

1.1. Introduction

La proche surface de la Terre est composée de matériaux granulaires poreux allant des sols non-cohésifs aux roches. L'étude des propriétés mécaniques des sols et des roches est l'objet de la mécanique des sols d'une part et de la mécanique des roches d'autre part. On comprend assez bien actuellement le comportement mécanique et les propriétés de ces deux types de matériaux (e.g Paterson and Wong, 2005). Mais il existe des matériaux intermédiaires, sols faiblement cimentés ou roches peu consolidées, qui restent mal connus bien que jouant un rôle important dans de nombreux problèmes géologiques ou géotechniques (zones de surpression dans les bassins, glissements de terrain, subsidence produite par la production pétrolière et gazière, stabilité des forages, production de sable etc ..., Martin and Serdengecti, 1984; Schutjens et al., 1995; Detournay and Fairhurst, 1987; Maury and Sauzay, 1987; Smart et al., 1991; Fredrich et al., 2000; Zhang et al., 2000). C'est la raison pour laquelle nous nous sommes lancés dans une étude expérimentale du comportement mécanique de ces matériaux, i.e., roches faiblement consolidées.

Dans cette étude, nous avons choisi de travailler sur des matériaux synthétiques. Cette technique a été utilisée depuis plusieurs années dans différents laboratoires avec un certain succès (e.g., Clough et al., 1981; Bernabé et al., 1992; Holt et al., 1993; Den Brok et al., 1997; David et al., 1998; Saidi, 2002; Saidi et al., 2004, 2005). L'utilisation de matériaux synthétiques se justifie d'une part par les difficultés d'échantillonnage sur le terrain de roches faiblement consolidées (Clough et al., 1981), et d'autre part parce qu'en situation naturelle, un trop grand nombre de paramètres varie de manière complexe et couplée. Nous avons mis au point une procédure fiable de fabrication de matériaux granulaires cimentés permettant le contrôle du taux de cimentation. Bien que notre but principal soit l'étude des sables faiblement cimentés (analogues aux roches faiblement consolidées) nous avons préparé une série complète d'échantillons avec le taux de cimentation allant de 100% (ciment pur) à 5% (sable pratiquement non cimenté). Ceci nous permet de caractériser le ciment lui-même et d'obtenir une vue d'ensemble du comportement mécanique des sables cimentés dans la totalité du domaine de variation de la cimentation. Nous avons ensuite soumis ces échantillons à des essais mécaniques, en faisant varier les conditions expérimentales. En particulier, nous avons effectué des séries de tests triaxiaux en changeant systématiquement la pression de confinement de 0 à 70 MPa. En effet, il est bien connu que le comportement mécanique des roches traverse une transition d'un comportement fragile (cassant) à basse pression de confinement à un comportement ductile (cataclastique) à haute pression de confinement (e.g., Bésuelle et al., 2000 ; Paterson and Wong, 2005). Il sera très intéressant de vérifier si les matériaux préparés dans cette thèse présentent la même évolution.

Ce mémoire est organisé en 5 chapitres. Dans ce premier chapitre seront expliqués les concepts de base utilisés dans cette thèse. Le deuxième chapitre présentera le dispositif expérimental qui nous a permis de réaliser notre travail. Ce sera dans le troisième chapitre que nous présenterons nos résultats expérimentaux. La morphologie des échantillons déformés et des observations de microstructure seront présentés dans le chapitre 4. Dans le chapitre 5, nous discuterons nos résultats et proposerons une interprétation.

1.2 Les modes de rupture dans les roches poreuses

Une observation générale en mécanique des roches est que non seulement la résistance à la rupture augmente avec la pression de confinement mais aussi la manière même avec laquelle l'échantillon se rompt (i.e., le mode de rupture) varie avec le confinement.

Dans les roches poreuses, le mode de rupture évolue de la façon suivante (voir figures 1.1., 1.2., 1.3. dans le cas de marbres et de grès, respectivement) : à Pc = 0 MPa, la déformation est localisée sur des fractures en extension sub-parallèles à la direction axiale ; à une pression de confinement plus importante mais tout de même faible, on observe une bande de cisaillement unique inclinée d'environ 30 degrés par rapport à la direction axiale ; à plus forte pression de confinement, des familles de bandes de cisaillement conjuguées apparaissent ; enfin à très forte Pc, la déformation est accommodée par de l'écoulement cataclastique dans tout le volume de l'échantillon. Les différentes phases de localisation sont corrélées à la présence d'adoucissement (existence d'un maximum de contrainte) et de dilatance.



Figure 1. 1 : Courbes contrainte-deformation, Paterson et Wong (2005)



Figure 1. 2 : Echantillon à l'issu de certains essais sur un marbre, Paterson et Wong (2005)



Figure 1.3 : Courbes d'essais triaxiaux réalisés sur un grès, Wong et al. (1997)

Ce schéma de transition fragile / ductile a été observé dans de nombreuses roches sédimentaires. Par exemple, Bésuelle et al. (2000) ont étudié la rupture d'échantillons de grès des Vosges soumis à des tests triaxiaux Les figures 1.4 et 1.5 montrent que la morphologie des échantillons déformés correspond au schéma classique détaillé ci-dessus.



Figure 1.4. : Schéma récapitulatif des morphologies des roches obtenues après des tests triaxiaux sous

différentes conditions de pression, Bésuelle et al. (2000)





Le scénario décrit ci-dessus peut être résumé sous forme d'enveloppes de rupture (voir figure 1.6). Par exemple, Wong et al. (1997) ont étudié la transition fragile / ductile de différents grès. Des essais hydrostatiques et triaxiaux ont été réalisés en condition saturée à

une pression de pore de 10 MPa et des pressions de confinement de 15 à 160 MPa. Dans le régime fragile, les différents grès vérifient la même enveloppe de rupture quasi linéaire croissante (symboles pleins dans la figure 1.6). Par contre, dans la partie ductile, chaque roche a sa propre enveloppe, décroissante, de forme courbe et se refermant sur l'axe horizontal à une pression critique appelée P* (symboles vides dans la figure 1.6).



Figure 1.6 : Enveloppe de rupture des grès étudiés, Wong et al. (1997)

Pour interpréter les observations présentées ci-dessus, il faut identifier le ou les micromécanismes dominants lors de la rupture d'un échantillon de roche poreuse. L'enregistrement d'émissions acoustiques (voir figure 1.7) durant un essai triaxial ainsi que l'observation au microscope électronique à balayage d'échantillons déformés permettent de conclure que le micro-mécanisme dominant dans les grès naturels est la fissuration

intragranulaire (en général, les microfissures émanent des points de contacts de grain à grain, i.e., fissures hertziennes). Notons que ce mécanisme est dominant aussi bien en régime ductile que fragile. De ce point de vue, la localisation apparaît comme une instabilité de la micro-fissuration intragranulaire.



Figure 1.7. Cartes de foyers d'émissions acoustiques à différents instants de la rupture d'un échantillon de grès (Dresen et Guéguen, 2004)

Ménendez et al. (1995) proposent le schéma microstructural suivant (voir figure 1.8). Dans le régime fragile, la localisation ne se produit pas avant que le pic de contrainte n'ait été atteint bien que les observations microstructurales et l'activité acoustique montrent qu'une faible fissuration intragranulaire et / ou intergranulaire se produit avant le pic de contrainte. Ensuite, des groupes isolés de fractures Hertziennes initiées aux contacts granulaires apparaissent quand la charge appliquée est proche du pic de contrainte. Enfin, la déformation se localise par coalescence de ces groupes de fractures Hertziennes. Dans le régime cataclastique compactant, la déformation est dominée par la fissuration et la fragmentation des grains, et, l'effondrement des pores.



Figure 1.8 : Micromécanismes impliqués dans le processus de rupture, Ménendez et al. (1996)

1.3 Bandes de compaction

Des observations en laboratoire ont montré que la localisation peut se produire en régime « ductile, compactant » sur des bandes de compaction. Par exemple, Baud et al. (2004), ont déterminé les enveloppes de rupture de 4 grès naturels et mis en relation les différents modes de rupture et de localisation (voir figure 1.9).



Figure 1.9 : Transition fragile / ductile et modes de localisation du grès de Bentheim, Baud et al. (2004)

Au début de la localisation, les bandes de compaction sont initiées sur de petits segments aux extrémités de l'échantillon. La déformation augmentant, le nombre de bandes de compaction s'accroit. Elles se regroupent pour constituer deux zones sub-parallèles qui s'étalent vers le centre de l'échantillon, et finissent éventuellement par occuper la totalité du volume (voir figure 1.10).



Figure 1.10 : Microphotographie de l'évolution des bandes de compaction dans le grès de Bentheim, Baud et al. (2004)

Des bandes de compaction ont aussi été observées sur le terrain. Par exemple, Sternlof et al., (2005) ont observé en détail des bandes de compaction exposées dans un affleurement de grès Aztec au nord-ouest du Névada (voir figures 1.11 et 1.12). Ils ont déterminé qu'elles étaient composées du même matériau détritique que le grès environnant, mais moins poreux.



Figure 1.11: Gros plan sur une bande de compaction située dans un affleurement, Sternlof et al. (2005)



Figure 1.12 : Images de trois zones différentes d'un grès (à l'intérieur de la bande de compaction, 2 mm à l'extérieur de la bande de compaction et à 1 m de la plus proche bande de compaction), Sternlof et al. (2005)

La microstructure montre une fragmentation intense bien que peu de micro-fissures soient visibles (elles ont sans doute disparu durant la diagénèse). Avec la compaction, les fragments se réarrangent et la porosité est réduite (voir figure 1.13). Sur la base de ces observations, les auteurs proposent un mécanisme de propagation d'une bande de compaction à partir d'un défaut initial. Ce mécanisme est identique à la propogation d'une fracture en mode I mais changé de signe ("anticrack").



Figure 1.13: Microstructure d'une bande de compaction, Sternlof et al. (2005)

D'autres exemples ont été observés en laboratoire sur des roches suffisamment poreuses. Par exemple, Fortin et al. (2006) ont analysé le développement des bandes de compaction dans le grès de Bleurswiller. En réalisant des essais triaxiaux à différentes pressions de confinement, ils ont observé des bandes de cisaillement à faible pression de confinement et des bandes de compaction pour des pressions de confinement plus élevées (voir figure 1.14).



Figure 1.14 : Bande de cisaillement et bandes de compaction obtenues sur le grès de Bleurswiller dans deux conditions de tests différentes, Fortin et al. (2006)

Le mécanisme en jeu est ici comme dans l'étude de Sternlof et al. (2004) la fissuration intragranulaire qui s'accompagne d'émissions acoustiques. Ils ont enregistré les événements acoustiques et en représentant leurs foyers, ils ont pu suivre le développement spatial des bandes de compaction au cours de la rupture (voir figure 1.15).



Figure 1.15 : Mise en évidence de bandes de compaction en utilisant la méthode des émissions acoustiques, Fortin et al. (2006)

Les auteurs proposent aussi un mécanisme de propagation de type "anticrack" à partir de défauts de forte porosité initialement situés dans l'échantillon. Les bandes de compaction observées pourraient être la conséquence de l'effondrement de pores dans des régions à forte porosité. Puis, les bandes résultantes grandiraient latéralement, se regrouperaient avec celles d'autres régions à forte porosité. Elles finiraient par traverser tout l'échantillon (voir figure 1.16).



Figure 1.16 : Croissance des bandes de compaction, Fortin et al. (2006)

Des bandes de compaction ont été observées dans d'autres conditions expérimentales. Par exemple, Haimson (2003) a observé des bandes de compaction sur des échantillons ayant été testés selon un protocole expérimental simulant les conditions d'un forage.

Les expériences de forage ont été réalisées avec un appareil de chargement triaxial vrai (i.e., σ_1 , σ_2 et σ_3 différents les uns des autres ; voir figure 1.17). Une cellule biaxiale horizontale a été placée dans un cadre de chargement vertical. Le protocole expérimental consistait en quatre étapes : chargement, forage, pause (d'une durée contrôlée par la surveillance des émissions acoustiques), et la caractérisation de l'endommagement du forage (breakouts).



Figure 1.17 : Protocole expérimental des essais réalisés en chargement triaxial vrai sur les roches, Haimson (2003)

Ainsi, ils ont pu observer des bandes de compaction formées par décohésion des contacts cimentés, avec une absence quasi-totale de fragmentation des grains (voir figure 1.18). Dans la zone de décohésion (i.e., la bande de compaction) les grains détachés ont été emmenés par le fluide de refroidissement qui circule à grande vitesse.



Figure 1.18 : Développement des bandes de compaction, Haimson (2003)

Ainsi, étudier le comportement mécanique d'une roche permet donc de déterminer son régime fragile, ductile, la transition entre ces deux régimes et les mécanismes intervenant dans les modes de ruptures. Comme nous l'avons expliqué dans l'introduction, beaucoup de facteurs liés au matériau sont à considérer dans l'étude (conditions environnementales et paramètres intrinsèques à la roche).

Une des conditions environnementales concerne le drainage du milieu de la roche. En effet, le comportement de la roche peut être différent en étant en interaction roche avec un fluide ou non.

1.4 Interaction eau – roche

1.4.1 Loi de pression effective

La pression effective Peff est définie par Peff = Pc – α Pp, où Pc désigne la pression de confinement, Pp la pression de pore et α est une constante, le coefficient de pression effective. Si la déformation est élastique, α est identique au coefficient de Biot α^* qui dépend des propriétés du matériau, $\alpha^* = 1 - \frac{K}{Ks}$, avec Ks, le module d'incompressibilité du solide sans pore et K, le module d'incompressibilité de la roche non saturée de fluide. Pour des déformations non élastiques (en particulier, si de la microfissuration est présente) α est différent de α^* . En pratique, on considère que $\alpha = 1$.

Pour étudier l'influence d'un fluide sur le comportement d'une roche, il faut comparer des essais à même pression effective, (Guéguen et Palciauskas, 1992). Cette loi permet donc d'étudier l'influence de l'eau sur le comportement des roches.

1.4.2 Effets chimiques

Baud et al. (2000) ont étudié l'affaiblissement d'échantillons de grès de Darley Dale et d'autres grès naturels saturés d'eau. Les échantillons ont subi des essais triaxiaux en conditions sèche et saturée (voir figures 1.19 et 1.20). Les auteurs ont interprété l'effet de l'eau dans le régime cataclastique et le régime de rupture fragile en utilisant un modèle micromécanique basé sur la réduction de l'énergie de surface dans un milieu poreux saturé. Les effets d'affaiblissement de l'eau dans les régimes cataclastique et fragile peuvent être expliqués par la réduction de l'énergie de surface. Leurs données ont également indiqué que le coefficient de friction contrôlant le glissement sur les surfaces de fissures préexistantes est plus faible en présence d'eau. Cet effet participe à la réduction de résistance en régime fragile.



Figure 1.19 : Courbes contrainte-déformation des tests mécaniques effectués sur le grès de Darley Dale au régime fragile, Baud et al. (2000)



Figure 1.20 : Courbes contrainte-déformation des tests mécaniques effectués sur le grès de Darley Dale au régime ductile, Baud et al. (2000)

Le deuxième type de paramètre à considérer pour l'étude du comportement mécanique des roches est l'ensemble des paramètres intrinsèques de la roche (minéralogie, porosité, ciment, ...). Le ciment de la roche joue un rôle très important. Les composants d'une roche sont les minéraux ayant chacun leur propriété, les espaces poreux qui ont une influence sur le comportement de la roche tenant compte de l'état de contrainte de l'échantillon, et il y a le ciment ou liant de la roche. Ce ciment ou liant peut être de l'argile, de la calcite On peut cimenter artificiellement une roche en utilisant du plâtre, de la chaux, de la halite, de la silice, du ciment comme le ciment Portland, de la résine utilisée par les pétroliers par exemple (Coop et Atkinson, 1993; Charlez, 1997). Etant donné qu'il n'est pas évident de contrôler simultanément tous les paramètres, nous avons choisi de contrôler la cimentation de la roche. On peut alors réaliser des échantillons synthétiques en utilisant un des ciments cités précédemment et ainsi étudier l'influence de la cimentation des roches granulaires poreuses sur leur comportement mécanique.

1.5. Les matériaux synthétiques dans les sciences de la Terre

L'idée de fabriquer artificiellement des matériaux analogues aux roches granulaires cimentées a été utilisée relativement fréquemment durant les 10 dernières années. Un certain nombre de résultats importants ont été ainsi obtenus.

Une grande variété de techniques de préparation a été explorée et de nombreux types de ciments différents ont été employés. Il a été démontré que dans certains cas, les matériaux synthétiques préparés imitent correctement les roches naturelles. Par exemple, Clough et al. (1981) ont comparé le comportement mécanique de matériaux artificiellement cimentés à une série de 4 sables naturellement cimentés provenant de sites situés près de San Francisco et ont montré qu'on peut ainsi simuler le comportement de sols naturels (voir figure 1.21). Les matériaux artificiellement cimentés ont été préparés à base de sable naturel provenant des mêmes sites californiens et de ciment Portland CEM II. La proportion volumique de ciment a été fixée à 2, 4 et 8 %. Le mélange était ensuite tassé dans un moule cylindrique puis stocké dans une chambre humide pendant 15 jours. Les échantillons obtenus ainsi que des spécimens de sable naturellement cimenté ont ensuite été soumis à des essais secs uniaxiaux et triaxiaux avec une pression de confinement entre 0 et 0,42 MPa.

Ces expérimentations ont permis de montrer que le comportement mécanique des sols cimentés est fortement tributaire de la teneur en ciment, de la distribution des tailles de grains, de la densité d'empilement des grains et de la pression de confinement. Les auteurs ont en particulier noté l'existence d'une transition fragile / ductile dans ce type de matériaux lorsque la pression de confinement est augmentée. Ils ont aussi constaté que la résistance à la rupture est d'autant plus élevée que la distribution des tailles de grains est grande. Les grains les plus gros sont essentiellement cimentés entre eux par un mélange de ciment et de grains fins.



1.21 a



1.21 b

Figure 1.21 : Comparaison de la résistance à la rupture de sables artificiellement et naturellement cimentés. a) PAC-1, sable naturellement et modérément cimenté; SLAC-2, sable artificiellement et faiblement cimenté ; b) PAC-2, sable naturellement et fortement cimenté ; SLAC-1, sable artificiellement et fortement cimenté (Clough et al., 1981)

Airey (1993) a vérifié certains des résultats ci-dessus sur des échantillons de calcarénites naturelles (sables cimentés par des minéraux carbonatés) provenant de la côte nord ouest de l'Australie. Dans ces sols, le degré de cimentation varie dans une gamme assez large. Des tests mécaniques ont été réalisés pour étudier l'effet de la cimentation sur le comportement du sol. Parmi les résultats obtenus, on peut retenir que la cimentation augmente la résistance à la rupture aussi bien en tension qu'en compression, ainsi que les modules élastiques du sol.

Bernabé et al. (1992) se sont intéressés à l'effet de la rhéologie du ciment sur les propriétés mécaniques des roches synthétiques granulaires. Deux types de ciment ont été considérés, de la halite (ciment ductile) et du verre de silice (ciment fragile). Pour les matériaux cimentés avec de la halite, plusieurs étapes de fabrication ont été nécessaires aux auteurs. Tout d'abord, le sable était précompacté dans un moule cylindrique en appliquant une pression hydrostatique de 40 MPa durant 20 minutes. Puis une solution de chlorure de sodium était injectée dans l'échantillon, la pression hydrostatique ayant été préalablement réduite à 3,4 MPa. Ensuite, l'échantillon était séché forçant la précipitation de halite aux contacts entre les grains. Notons que cette technique ne peut produire que des taux de cimentation extrêmement faibles. Les échantillons à base de sable et de verre de silice ont été préparés différemment. Une pression uniaxiale de 14 MPa a été appliquée à un mélange sable et poudre de verre placé dans un moule. Ensuite, celui-ci a été chauffé à 950°C, température inférieure au point de fusion du quartz et supérieure à celui du verre de silice. Alors, grâce aux forces de capillarité, le verre fondu se distribue aux contacts de grains (voir figure 1.22). Des tests uniaxiaux et triaxiaux ont montré que le comportement mécanique de ces matériaux change fortement en fonction des propriétés rhéologiques du ciment. Une autre conclusion de ces travaux est qu'un très faible taux de ciment peut renforcer de manière significative le matériau granulaire s'il est disposé au niveau des contacts grain-grain.



Figure 1.22 : Contact cimenté (Bernabé et al., 1992)

Den Brok et al. (1997) et David et al. (1998) ont étudié l'influence de la cimentation sur des matériaux granulaires artificiellement cimentés et fortement consolidés. La préparation des matériaux consistait à enrober des grains de sable de Fontainebleau avec un gel de silice alcalin. Par chauffage, le solvant disparaissait et le mélange restant était fritté à 800 °C sous une pression hydrostatique de 40 MPa. C'est grâce aux forces capillaires que le verre fondu (point de fusion à 770°C) se rassemble aux contacts de grains et dans les fissures intragranulaires (voir figure 1.23), produisant après refroidissement la cimentation désirée. Ainsi, deux variétés ont été fabriquées avec des fractions volumiques de ciment de 3 et 5 %. Les échantillons produits ont été soumis à des essais mécaniques en compression hydrostatique et triaxiale. Le résultat le plus important était que l'enveloppe de ces matériaux coïncide avec celles des grès naturels testés par Wong et al. (1997), (voir figure 1.24).



Figure 1.23 : Ciment localisé aux contacts entre les grains et dans les fissures intragranulaires (David et al., 1998)



Figure 1.24 : L'enveloppe de rupture des SS5% et SS3% coïncide avec celle de grès naturels (David et al., 1998)

Enfin, Saidi (2002) a utilisé le mélange sable - ciment Portland pour fabriquer des matériaux synthétiques analogues aux roches faiblement consolidées. En fait, le travail présenté ici est la continuité de la thèse de Saidi. Il a préparé au laboratoire des sables cimentés à différents taux volumique de cimentation (de 4 à 100%). Son protocole de préparation consistait à mélanger du sable (deux variétés de granulométries différentes ont été utilisés), du ciment Portland CEM I et de l'eau. Le mélange était introduit dans un moule de forme parallélépipédique. La durée de prise du ciment était 30 heures. Ce temps de séchage correspond à une période où la résistance à la rupture n'évolue pas encore trop rapidement (voir figure 1.25).



Figure 1.25 : Evolution de la résistance à la rupture en compression uniaxiale Rc en fonction du temps de séchage, F correspond aux matériaux préparés avec des grains de sable fins, G correspond aux matériaux préparés avec des grains de sable gros, (Saidi, 2002).

Les échantillons étaient alors soumis à des essais uniaxiaux, durant lesquels des excursions déchargement – rechargement ont permis de mesurer le module d'Young (voir figure 1.26).



Figure 1.26 : Courbe contrainte – déformation incluant une série de cycles chargement - déchargement pour la mesure du module de Young (Saidi et al., 2003)

Un résultat important est que la résistance à la rupture de ces matériaux augmente lorsque la cimentation varie de 4 à 60 %, puis reste constante pour les cimentations supérieures (voir figure 1.27). La cimentation critique ($C_{crit} = 60\%$) correspond à la limite entre deux configurations microstructurales : grains de sable agissant comme des inclusions rigides dans une matrice de ciment aux fortes valeurs de cimentation ; ciment déposé aux contacts grain-grain pour les faibles valeurs de la cimentation. Ces deux configurations existent également pour les échantillons étudiés dans le travail présenté ici.



Figure 1.27 : Résistance à la rupture en fonction du taux de cimentation (Saidi et al., 2003)

Saidi a aussi démontré que les modules d'élasticité de ces matériaux dépendent fortement du taux de cimentation (voir figure 1.28). Les propriétés élastiques des sables artificiellement cimentés ont été modélisées de deux manières différentes suivant le taux de cimentation. Pour les cimentations inférieures à 20%, Saidi a utilisé la théorie des contacts cimentés de Dvorkin et al. (1991), alors que, pour les cimentations supérieures, l'approche du milieu effectif (distribution diluée d'inclusions rigides dans une matrice de ciment) était suffisante.



Figure 1.28 : Module de Young en fonction du taux de cimentation (Saidi et al., 2003)

Le concept de transition fragile / ductile est aussi applicable pour les bétons et les mortiers qui correspondent pour nous à des matériaux synthétiques analogues de roches granulaires poreuses. Par exemple, Jamet et al. (1974) ont réalisé des essais triaxiaux sur de petites éprouvettes de béton. Ils ont ainsi observé une évolution d'un comportement fragile avec adoucissement à un comportement ductile avec endurcissement (voir figure 1.29).



Figure 1.29 : courbe contrainte – déformation des tests triaxiaux sur les sables cimentés, Jamet et al. (1974)

Citons également la thèse de Thomas Gabet (2006) qui a soumis des éprouvettes de béton et de mortier à des essais mécaniques triaxiaux et a étudié les variations de comportement mécanique en fonction de la pression de confinement. Il a noté un certain nombre de similarités avec le comportement des roches naturelles (en particulier, il semble que l'on puisse définir une transition de régime fragile – ductile avec formation de bande de cisaillement). Il a aussi noté l'apparition de bandes de compaction dans certains de ses échantillons soumis à de très hautes pressions de confinement.

1.6 Le ciment Portland

Le nom de « ciment Portland » a été donné à l'origine en raison de la ressemblance de la couleur et de la qualité du ciment durci avec la pierre de Portland, un calcaire exploité à Dorset. Il a été conservé ensuite pour désigner un ciment obtenu par un mélange homogène d'argile, de calcaire, et d'autres matériaux contenant de la chaux, de la silice, de l'alumine et de l'oxyde de fer. Le procédé de fabrication consiste à broyer les matières premières, à les mélanger dans certaines proportions, puis à les cuire dans un grand four rotatif à une température atteignant environ 1450°C, température à laquelle le matériau fond partiellement jusqu'à former des nodules d'une matière connue sous le nom de clinker. Le clinker est refroidi puis broyé en fine poudre, opération au cours de laquelle on ajoute parfois du gypse ou d'autres adjuvants afin de permettre un meilleur contrôle de la prise du ciment (voir figure 1.30). Le produit ainsi obtenu constitue le ciment Portland (voir figure 1.31). Le ciment est mélangé à du sable pour obtenir du mortier. Le béton est obtenu en mélangeant des graviers au mortier.


Figure 1.30 : Procédé de fabrication du ciment (Neville, 2000)

Type*	Désignation	Masse (% de la masse de la matière cimentaire)**			
		Clinker de ciment Portland	Pouz- zolane*** ou cendre volante	Fumée de sillice	Laitier de haut fourneau
CPA-CEMI	Portland	95-100	-	-	-
CPJ-CEM II/A CPJ-CEM II/B	Portland au laitier	80-94 65-79	=	_	6-20 21-35
CPJ-CEMII/A CPJ-CEMII/B	Portland aux pouzzolanes Portland aux cendres volantes	80-94 65-79	6-20 21-35	_	_
CPJ-CEMII/A	Portland à la fumée de silice	90-94	-	6-10	-
CPJ-CEMII/A CPJ-CEMII/B	Portland composé	80-94 65-79	:		;
CHF-CEM III/A CHF-CEM III/B CHF-CEM III/C	Laitier de haut fourneau	35-64 20-34 5-19	=	-	36-65 66-80 81-95
CPZ-CEMIV/A CPZ-CEMIV/B	Pouzzolane	65-89 45-64	11-36	-35	_
CLC-CEM V/A CLC-CEM V/B	Ciment au laitier et aux cendres	40-64 20-39	18-30 31-50	_	18-30 31-50
* Une deuxième lettre décrit la nature du second matériau. ** Sauf pour le filler qui peut atteindre 5%. *** Autre que cendre volante ou fumée de sili ce.					

Figure 1.31 : Classification des principaux types de ciment selon la norme européenne, ENV 197-1:1992,

(Neville, 2000)

En présence d'eau, le ciment Portland subit les réactions d'hydratation suivantes :

Il y a une première réaction qui se déroule durant environ 4 heures. Elle provoque la prise hydraulique.

$$(CaO)_{3}3Al_{2}O_{3}+6H_{2}O \qquad (CaO)_{3}Al_{2}O_{3}H_{6}+chaleur$$

La seconde réaction est plus lente, avec une durée d'environ 100 jours. C'est le durcissement hydraulique, correspondant à l'hydratation de $(CaO)_2SiO_2$ et $(CaO)_3SiO_2$ en gel de tobomorite. Il s'agit d'une réaction exothermique.

$$2((CaO)_{2}SiO_{2})+4H_{2}O \qquad (CaO)_{3}(SiO_{2})_{2}(H_{2}O)_{3}+CaOH+Chaleur$$

$$3((CaO)_{3}SiO_{2})+6H_{2}O \qquad (CaO)_{3}(SiO_{2})_{2}(H_{2}O)_{3}+3CaOH+Chaleur$$
gel de tobomorite

En ce qui concerne la structure du ciment non-hydraté, les grains sont de très petite taille et de forme anguleuse. Un quart d'heure après l'introduction d'eau, la réaction de prise fait apparaître sur les grains une enveloppe gélatineuse d'hydrate. Les grains deviennent liés à leur point de contact par ces enveloppes. Ceci produit un réseau de petites liaisons, suffisantes pour faire produire de la cohésion. Ces liaisons sont facilement rompues par un malaxage, mais elles se reconstituent aussitôt. Le durcissement commence environ au bout de 3 heures.

La couche de gel développe des protubérances qui croissent sous forme de fines aiguilles très serrées, formées à partir du produit de la seconde réaction. Au fur et à mesure que l'hydratation se développe, les épines croissent et envahissent graduellement les interstices entre les grains de ciment. L'enchevêtrement du réseau de ces aiguilles qui se développent, se fige finalement en une masse rigide, et présente la propriété supplémentaire de pouvoir s'insérer et se lier à une surface poreuse (voir figures 1.32 et 1.33).



Figure 1.32 : Prise et durcissement du ciment Portland. (a) au départ, les grains de ciment sont mélangés à l'eau,
(b) après 15 minutes, la réaction de prise lie faiblement les grains, (c) réactions de durcissement qui peuvent prendre 2 ans pour être totales d'où vient la résistance mécanique du ciment, (Ashby et Jones, 1980).



Figure 1.33 : Système poreux d'une pâte de ciment hydraté, (Neville, 2000)

Dans la pratique, on ne teste pas en général le ciment pur. On préfère l'étudier en mélange avec des granulats, i.e., sous forme de mortier ou de béton. Un des facteurs les plus importants contrôlant la résistance à la rupture du béton est le rapport eau / ciment (voir figure 1.34). Le temps de prise du ciment est également primordial (voir figure 1.35).



Figure 1.34 : Relation entre la résistance calculée d'une pâte pure de ciment et le rapport ciment / eau, (Neville, 2000)



Figure 1.35 : Développement de la résistance de bétons préparés avec différents types de ciments référencés sur la figure 1.22 (Neville, 2000)

1.7. Objectif de ce travail

Les résultats tirés de la littérature présentés précédemment montrent la complexité de la détermination du comportement mécanique des roches et sa sensibilié aux facteurs intrinsèques de la roche et à son milieu environnant. L'expérimentation en laboratoire met en évidence les deux principaux modes de rupture et la transition entre ces deux modes. Le premier mode, dit fragile, se caractérise par des bandes de cisaillement (à l'intérieur desquelles se concentre la déformation) et des fissures en extension (à très faible confinement) et également des fissures mixte extension-cisaillement. Le second mode, dit ductile ou cataclastique, est marqué par une fissuration plus diffuse qui peut éventuellement se localiser et former des bandes de compaction. Notre but étant de déterminer le comportement mécanique de roches dont on peut contrôler la composition et le milieu, nous avons testé mécaniquement à différentes pressions de confinement, essentiellement en condition sèche, des matériaux synthétiques dont nous pouvions contrôler la cimentation.

CHAPITRE 2 : PROCEDURES EXPERIMENTALES

Chapitre 2 : Procédures expérimentales

Ce travail de thèse est essentiellement expérimental. Le but principal est d'étudier le comportement mécanique des roches granulaires faiblement consolidées. Nous poursuivons le travail commencé par F. Saidi (2002) qui a utilisé des matériaux synthétiques (sables cimentés) préparés en laboratoire comme analogues des roches granulaires faiblement consolidées. Cette approche permet de faire varier d'une manière systématique et indépendante les paramètres caractéristiques de ces matériaux, ici le taux de cimentation pour simuler des degrés de diagenèse différents ou la pression de précompaction qui est analogue à la profondeur d'enfouissement. Dans la suite, nous expliquons comment les échantillons ont été préparés et soumis à des tests mécaniques.

2.1 Préparation des échantillons

Pour nous, il s'agit de réaliser des échantillons cylindriques en faisant prendre dans un moule un mélange de sable, de ciment Portland et d'eau. On fait varier le taux de cimentation en changeant les proportions de sable et de ciment secs. Le moule est fermé avec des pièces mobiles qui permettent d'appliquer une contrainte axiale (appelée pression de précompaction) durant les premiers instants de la prise du ciment. Les différentes étapes de la préparation sont décrites ci-dessous.

2.1.1. Composition des matériaux

Le sable utilisé est un sable naturel de type S4 provenant d'une gravière située près de Haguenau. Il est constitué de quartz et d'environ 2 à 3 % de micas noirs et moins de 1 % de muscovite. Ce sable ne réagit pas à l'acide acétique, ce qui exclut la présence de carbonates (Maineult, 2004). La distribution de tailles de grain a été mesurée par Saidi (2002) et est montrée sur la figure 2.1. La population étudiée comptait 563 grains. La taille moyenne était de 218 microns et l'écart type de 116 microns (la taille médiane était de 195 microns, la valeur minimale de 43 microns et la valeur maximale de 707 microns). Les grains de sable étaient de forme arrondie avec un facteur de forme moyen de 0,66.

Dans notre étude, le sable S4 original a été tamisé puis lavé afin d'éliminer les poussières et les résidus argileux. Le sable ainsi obtenu, dit S4 modifié (S4M), ne contient plus que les grains compris entre 200 et 400 microns. En réduisant les données de Saidi (2002) à

l'intervalle 200-400 microns (soit 231 grains), on obtient une taille moyenne de 292 microns, un écart type de 55 microns et une taille médiane de 291 microns (voir figure 2.2). L'écarttype de la distribution rapportée à la moyenne permet de caractériser le degré d'hétérogénéité du milieu (Bernabé et Bruderer, 1998). Ici nous avons obtenu une valeur d'environ 0,2, ce qui nous permet de conclure que le sable S4M est un milieu relativement homogène, en supposant un tassement uniforme.



Figure 2.1 : Distribution du diamètre moyen du sable S4



Figure 2.2 : Distribution du diamètre moyen du sable S4 modifié

Nous avons employé du ciment Portland CEM1 sans adjuvant chimique. L'eau utilisée pour la prise du ciment est de l'eau déminéralisée pour éviter autant que possible des réactions chimiques parasites autres que la réaction d'hydratation du ciment.

2.1.2 Protocole de fabrication

2.1.2.1 Mélange et précompaction

- Mélange dans un bécher de sable et de ciment secs en respectant les proportions massiques assignées : m_{ciment} = C/(1-C) m_{sable}, où C est la fraction massique de ciment. Une fois le mélange sec bien homogène, on rajoute une quantité d'eau déminéralisée calculée comme suit : m_{eau}=10%m_{sable}+30%m_{ciment}. Dans la suite, nous utiliserons la notation suivante pour désigner les différents matériaux fabriqués : SCX%, où X = C est le taux massique de ciment.
- Le mélange final est introduit dans le moule. Lors de cette thèse, deux moules ont été testés. Le premier était fermé au niveau de l'embase et la pression de précompaction était appliquée uniquement par l'intermédiaire de l'entretoise mobile comme indiqué dans la figure 2.3. Il nous est apparu que ce dispositif ne permettait pas une distribution uniforme des contraintes (pressions probablement plus fortes près de l'entretoise mobile que dans le voisinage de l'embase). Nous avons donc utilisé un second moule ouvert aux deux extrémités permettant de générer la pression de précompaction au moyen de deux entretoises mobiles en haut et en bas (voir figure 2.4). Les dimensions des moules étaient 63 mm pour la longueur et 20 mm pour le diamètre interne. Ces dimensions ont été choisies pour permettre de préparer des échantillons de 20 mm de diamètre et d'environ 40 mm de longueur après précompaction (taille appropriée pour l'utilisation de la presse triaxiale du laboratoire).



Figure 2.3 : Moule avec une entretoise mobile



Figure 2.4 : Moule avec deux entretoises mobiles

On effectue la précompaction de l'échantillon au tout début de la prise du ciment. Pour cela on utilise une presse uniaxale comme indiqué dans la figure 2.5. Les entretoises sont comprimées à vitesse de déplacement constante jusqu'à ce que la pression de précompaction choisie soit atteinte. Plusieurs charges de précompaction ont été essayées : 10 kN, 20 kN et 40 kN qui correspondent à des pressions de 32 MPa, 68 MPa et 128 MPa, respectivement. L'échantillon est alors déchargé et le processus répété plusieurs fois, jusqu'à ce que la longueur de l'échantillon ne change plus.



Figure 2.5 : Dispositif de précompaction

2.1.2.2 Stockage des échantillons durant la prise

Une fois l'étape de précompaction achevée, l'échantillon est démoulé puis stocké sous atmosphère humide pendant 4 semaines pour assurer la prise totale du ciment (voir figure 2.6).



Figure 2.6 : Boîte humide pour stockage des échantillons durant la prise du ciment

2.1.2.3 Préparation finale des échantillons

Une dernière étape de séchage, ayant pour but de retirer le surplus d'eau dans les échantillons, est nécessaire avant les tests mécaniques. Pour cela, on place les échantillons dans une étuve sous vide à 40°C durant 12 heures avant l'essai mécanique (voir figure 2.7).



Figure 2.7 : Etuve de séchage des échantillons

2.1.2.4 Echantillons à différentes charges de précompaction

La figure 2.8 montre que la répétition de la précompaction entraîne une augmentation modérée de la résistance à la rupture (maximum de la contrainte différentielle), de 10 à 20% et la forme des courbes change également. La préparation des sables cimentés précompactés à 64 et 128 MPa n'est pas identique au protocole final présenté dans ce chapitre pour ceux précompactés à 32 MPa. Ils n'ont été précompactés qu'une fois et n'ont pas été séchés dans l'étuve. Il est délicat de comparer les résultats des échantillons précompactés à 32, 64 et 128 MPa.



Figure 2.8 : Comparaison des courbes contrainte-déformation (Pc = 5 MPa) pour les échantillons précompactés une fois (courbes rouges) ou plusieurs fois (courbes bleues) sous 32 MPa.

2.1.2.5. Reproductibilité

Pour vérifier la reproductibilité de la fabrication de nos échantillons, nous avons considéré plusieurs groupes d'échantillons préparés dans les mêmes conditions (la charge de précompaction était de 32 MPa dans tous les cas). Pour chaque groupe, nous avons mesuré et comparé les masses volumiques notées ρ des échantillons considérés. Nous avons calculé la moyenne ρ_{moy} et l'écart type σ_{ρ} de la masse volumique de ces échantillons. Le rapport $\sigma_{\rho} / \rho_{moy}$ permet de quantifier les fluctuations relatives de la masse volumique d'un échantillon à l'autre. Etant donné que la densité des grains de quartz est à peu près égale à celles des minéraux composant le ciment après la prise, les fluctuations relatives de porosité sont approximativement égales à celles de la masse volumique ($\sigma_{\rho} / \rho_{moy} \sim \sigma_{\Phi} / \Phi_{moy}$). Nous pouvons ainsi évaluer la reproductibilité de notre procédure de fabrication.

Nous avons obtenu les résultats suivants :

SC5%	$\sigma_{ ho} / \rho_{ m moy} = 1,54 \%$	(14 échantillons)
SC10%	$\sigma_{\rho} / \rho_{moy} = 1,89 \%$	(10 échantillons)
SC20%,	$\sigma_{\rho} \ / \ \rho_{moy} \ = \ 2,75 \ \%$	(16 échantillons)
SC30%	$\sigma_{\rho} \ / \ \rho_{moy} = \ 0.25 \ \%$	(7 échantillons)
SC50%	$\sigma_{\rho} / \rho_{moy} = \ 1,06 \ \%$	(14 échantillons)
SC100%	$\sigma_{ ho}$ / ρ_{moy} = 2,68 %	(17 échantillons)

On constate que les fluctuations relatives étaient toujours inférieures à 3 %, ce qui démontre une bonne reproductibilité de notre procédure de fabrication.

On peut se demander si les fluctuations mécaniques sont aussi faibles que les fluctuations de densité (ou porosité). Une réponse partielle à cette question sera donnée dans le chapitre suivant. Ici nous nous contentons de comparer deux courbes d'essais mécaniques réalisés sur des échantillons à même taux de cimentation et testés sous la même pression de confinement.



Figure 2.9 : Reproductibilité des SC5% testés à Pc = 5 MPa (en bleu, les données de l'essai de reproductibilité)

Sur la figure 2.9a, les courbes de contrainte-déformation de deux échantillons de SC5% testés à Pc = 5 MPa sont quasiment confondues démontrant la bonne reproductibilité de la procédure de préparation explicitée ci-dessus. Notons néanmoins une moins bonne similarité

des courbes contrainte-déformation volumique, peut être due à la faible valeur de la déformation volumique (0,008 au maximum). L'exemple montré dans la figure 2.9 correspond au matériau ayant la plus faible cimentation et donc le plus susceptible d'être affecté par des différences lors de la préparation du matériau.

2.2 Mesure de la porosité

Pour caractériser les sables cimentés étudiés ici, nous avons mesuré la porosité d'au moins un échantillon intact, représentatif de chacun de ces matériaux.

La méthode utilisée est celle de la triple pesée. La méthode consiste à mesurer la masse de l'échantillon sec, M_{sec} , de l'échantillon saturé (notons que la saturation est effectuée sous vide, garantissant alors une saturation totale), $M_{saturé}$, et enfin de l'échantillon saturé immergé dans l'eau, $M_{immergé}$. On en déduit la porosité Φ avec la formule suivante :

$$\phi = \frac{M_{saturé} - M_{sec}}{M_{saturé} - M_{immergé}}$$

2.3 Essais mécaniques

Nous avons effectué trois types de tests mécaniques: essais uniaxiaux, triaxiaux et hydrostatiques. Les essais triaxiaux ont été réalisés surtout sur des échantillons secs et quelques échantillons saturés.

2.3.1 Instrumentation – description de la presse triaxiale

La presse triaxiale du laboratoire de physique des roches est constituée de :

- une cellule de confinement
- un vérin axial
- un circuit de pression de confinement
- un circuit de pression de pore
- un circuit de pression axiale

Elle est asservie par ordinateur (voir figures 2.10 et 2.11).



Figure 2. 10 : Presse triaxiale (cellule en position ouverte avec embase porte échantillon visible)



Figure 2.11 : Schéma de fonctionnement de la presse triaxiale (bleu, circuit de contrôle de la contrainte axiale; rouge, circuit de pression de confinement; vert, circuit de pression de pore)

2.3.1.1. La cellule

La chambre de confinement mesure 30 cm de hauteur pour 12 cm de diamètre et peut contenir des échantillons d'environ 40 mm de long sur 20 mm de diamètre. Elle peut supporter une pression de confinement maximale de 200 MPa.

La cellule est équipée de fils et connecteurs électriques pouvant être reliés à des jauges extensiométriques collées sur l'échantillon qui permettent d'enregistrer les déformations subies par celui-ci.

L'embase de la cellule comprend une canalisation hydraulique connectée au système de contrôle de la pression de pore.

2.3.1.2 Les circuits de pression de confinement, de contrainte axiale et de pore

Le circuit de confinement permet d'appliquer une pression uniforme à l'extérieur de l'échantillon. Il comprend un ensemble de 6 vannes, d'une pompe hydropneumatique pour générer la pression manuellement et d'un moteur servo-contrôlé pour la montée hydrostatique et la régulation de la pression. Le liquide de confinement utilisé est du kerdane, dérivé désaromatisé du pétrole, peu visqueux et peu compressible. Le capteur de pression peut mesurer des pressions allant de 0 à 200 MPa avec une précision de 0,05 MPa.

La pression axiale est exercée sur l'échantillon au moyen d'un piston dont le déplacement est mesuré par un capteur capacitif. Il permet de mesurer des déplacements allant jusqu'à 5 mm avec une précision de 0,5 µm. D'autre part, on mesure la pression appliquée sur le vérin hydraulique (dénommé pression axiale dans la figure 2.11) à l'aide d'un capteur de pression tel que la contrainte axiale est déterminée avec une précision de 0,15 MPa. Le circuit est composé de plusieurs vannes, d'une pompe manuelle pour la mise en contact du piston sur l'échantillon et d'un moteur pour l'essai triaxial.

Le circuit de pore permet de contrôler la pression à l'intérieur de l'échantillon en introduisant ou en retirant du fluide. Le fluide utilisé est de l'eau. Le circuit comprend un ensemble de vannes, dont un capteur de pression qui comme pour celui du circuit de confinement peut mesurer des pressions allant de 0 à 200 MPa avec une précision de 0,05 MPa, d'une pompe manuelle pour la montée en pression et d'un moteur de régulation.

Ces trois circuits sont totalement indépendants les uns des autres.

2.3.1.3 L'asservissement

Cette machine est pilotée par ordinateur à partir du logiciel de contrôle écrit dans le langage LabVIEW (National Instruments). Il communique avec les moteurs, capteurs et appareils de mesure, via une carte de contrôle et un multimètre Il possède une interface graphique qui permet de suivre l'évolution des différentes variables expérimentales par lecture directe sur l'écran. Ces données sont sauvegardées dans un fichier.

Ce programme permet de réaliser plusieurs types d'expériences: montée hydrostatique, expérience triaxiale pour des essais secs et saturés.

Les grandeurs mesurées lors d'un essai sont :

- La déformation axiale capteur est donnée par l'allongement mesuré par le capteur de déplacement axial rapporté à la longueur initiale de l'échantillon.
- La déformation volumique de l'espace poreux. Elle correspond à la quantité de fluide qui sort de l'échantillon rapportée au volume de ce dernier.
- La déformation volumique totale de l'échantillon. Celle-ci peut être déterminée à partir du circuit de contrôle de la pression de confinement. Dans cette méthode, la calibration de la mesure doit être effectuée. La déformation de la cellule contenant un échantillon d'acier équipé de jauges de déformation est mesurée durant une montée en pression. Cette déformation de la cellule ainsi que le déplacement du piston sont retirés de la déformation volumique mesurée sur l'échantillon d'acier.

2.3.2 Déroulement des différents essais



Figure 2.12 : Schéma de chargement d'un échantillon cylindrique, avec $\sigma 1$ = contrainte axiale et $\sigma 2=\sigma 3$ = contrainte de confinement

2.3.2.1 Essai hydrostatique

Cet essai consiste à appliquer une pression hydrostatique sur l'échantillon. L'éprouvette est isolée entre deux têtes métalliques dans une gaine en viton pour assurer l'étanchéité. On fait augmenter la pression à taux de chargement constant (0,5 MPa/s) jusqu'à 200 MPa (limite maximale de la pression de confinement).

2.3.2.2 Essai triaxial

L'échantillon est d'abord soumis à une montée hydrostatique jusqu'à la pression de confinement choisie. On augmente ensuite progressivement le chargement axial par l'intermédiaire du piston avec une vitesse de déplacement constante de $0,4 \mu m/s$ jusqu'à rupture de l'échantillon, tout en maintenant la pression de confinement constante.

Pour les essais en condition saturée, on met en contact le circuit de fluide de pore et l'échantillon préalablement saturé. On régule la pression de pore en s'assurant que la pression effective reste toujours constante pour pouvoir comparer avec les essais en condition non saturée.

2.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté le protocole expérimental de fabrication de nos sables cimentés que nous avons élaboré et validé. La méthode de la triple pesée a permis la mesure de la porosité de nos matériaux. Le travail expérimental a nécessité l'utilisation de la presse uniaxiale pour la précompaction des échantillon, de la presse triaxiale du laboratoire pour les essais mécaniques. Le chapitre suivant est consacré aux résultats expérimentaux obtenus.

CHAPITRE 3 : RESULTATS EXPERIMENTAUX

Chapitre 3 : Résultats Expérimentaux

Dans cette étude, un grand nombre d'essais mécaniques a été effectué. Nous avons exploré la quasi-totalité du domaine de variation de la cimentation (C de 5 à 100 %) et abordé l'effet de la pression de précompaction P_{pc} (une série complète de tests a été effectuée à $P_{pc} = 32$ MPa et des séries partielles à 64 et 128 MPa. Les échantillons précompactés à 64 et 128 MPa n'ont pas été préparés exactement selon le protocole validé dans ce travail. En effet, il n'y a qu'une seule précompaction et les échantillons n'ont pas été séchés la veille de l'essai mécanique. Dans la série principale, pour chaque cimentation, un large domaine de pressions de confinement (Pc de 0 à 70 MPa, de part et d'autre de la pression de précompaction, 32 MPa) a été utilisé. Notre but étant de caractériser le comportement mécanique du sable cimenté précompacté en fonction de C et Pc, nous avons résumé l'ensemble de nos observations dans un tableau synthétique (cf Annexe). Ce tableau contient des informations sur le matériau (valeur de C et P_{pc}), le type d'essai (hydrostatique ou triaxial, à sec ou saturé, valeur de Pc), ainsi que les trois caractéristiques essentielles utilisées pour décrire le comportement mécanique : adoucissement (la valeur du maximum de contrainte est donnée), dilatance et localisation de la déformation (la morphologie sera décrite dans le chapitre suivant).

3.1 Porosité



Figure 3.1 : Porosité du matériau pour différentes valeurs de la cimentation (ronds noirs, échantillons précompactés préparés dans cette thèse ; ronds bleus, échantillons non précompactés de la thèse de Fethi Saidi, 2002)

Sur la figure 3.1, nous avons représenté les valeurs mesurées de la porosité de nos échantillons (série principale, Ppc = 32 MPa) ainsi que celles des échantillons réalisés dans la thèse de Saidi (2002). La porosité Φ décroît continûment avec la cimentation C. On observe que Φ décroît assez fortement de 31% à 5,7% lorsque C varie de 5% à 50% puis se stabilise à $\Phi = 5,7-5,8$ % au-delà de C=50%. On observe un comportement similaire pour les échantillons réalisés par Saidi, qui n'ont pas été précompactés, avec un décalage d'environ 30 unités de porosité (sauf pour C=100% où l'écart est plus petit).

Dans sa thèse, Saidi avait montré que le sable cimenté non précompacté peut être décrit comme étant composé de trois phases, le sable, le ciment (micro-granulaire et micro-poreux) et la macroporosité (pores de taille supérieure à celle des micro-grains de ciment). La présence de macroporosité expliquait la décroissance continue de la courbe Φ -C qu'il avait observée.

Marion et al. (1992) ont mesuré la porosité de mélanges d'argile et de sable en différentes proportions (voir figure 3.2). Sur cette figure, les différentes courbes de porosité correspondent à différentes précompactions des échantillons (de 0 à 50 MPa, donc encadrant 32 MPa, la valeur utilisée dans notre étude). La porosité décroît fortement pour des teneurs en argile comprises entre 0 et 35% environ (la limite de cette décroissance dépend de la précompaction de l'échantillon). Pour les fractions volumiques inférieures à 40% la macroporosité doit toujours exister puisque le volume de ciment est inférieur au volume disponible entre les grains de sable (voir figure 3.3). La courbe Φ -C devrait donc avoir un minimum vers C = 25 % (correspondant à une fraction volumique de ciment de 35 %). En l'absence de macroporosité, Φ devrait augmenter lorsque la fraction volumique de ciment croît de 40 % à environ 100 %. On peut également noter que dans leur cas, cette augmentation est plus faible quand la précompaction augmente. Dans notre cas, étant donné que la précompaction est multiple contrairement à Marion et al., et ne connaissant pas l'effet de cette répétition de précompaction, on ne peut donc pas totalement comparer nos résultats et les leurs.



FIG. 2. Porosity versus clay content in our saturated sandclay mixtures: porosity data exhibit a minimum versus clay content at c = 20 to 40 percent. Pressure translates the curve toward lower porosity values and shifts the minimum toward higher clay content.

Figure 3.2 : Porosité du matériau en fonction de la teneur en argile pour différentes pressions de précompaction, Marion et al. (1992)



FIG. 4. Diagram of geometry of sand-clay mixture used in our model, in which the controlling factor is the clay volume fraction c versus sand porosity ϕ_x .

Figure 3.3 : Schéma du mélange sable-argile, Marion et al. (1992)

De la remarque précédente, on déduit donc que la précompaction n'a pas éliminé complètement toute trace de macroporosité, même dans les échantillons les plus cimentés. Cette remarque est importante car la macroporosité affecte de manière considérable les propriétés mécaniques du sable cimenté.

3.2 Essais hydrostatiques

Des essais hydrostatiques ont été réalisés sur certains échantillons. Voici, tout d'abord, les résultats obtenus avec des échantillons de ciment pur.



Figure 3.4 : Courbes déformation volumique - pression de confinement acquises lors d'essais hydrostatiques sur deux échantillons à 100% de ciment. Les mesures ont été faites à l'aide de jauges de déformation collées sur la surface latérale de chaque éprouvette.



Figure 3.5 : Courbes pression de confinement – déformation axiale et pression de confinement – déformation radiale acquises lors d'essais hydrostatiques sur deux échantillons à 100% de ciment. Les mesures ont été faites à l'aide de jauges de déformation collées sur la surface latérale de chaque éprouvette.

Les courbes contrainte-déformation de la figure 3.2 sont assez différentes de celles généralement observées pour des roches naturelles consolidées. Elles présentent une courbure régulière dirigée vers le bas, ce qui suggère un comportement non élastique, même à des pressions très faibles. À la fin de ces essais, après avoir retiré les échantillons de la cellule, on a mesuré une déformation axiale irréversible d'environ 2,5 %.

Les petits segments horizontaux visibles sur ces courbes correspondent à des arrêts momentanés du chargement pour permettre le remplissage de la pompe. Ils montrent que la déformation a continué de s'accumuler alors que la pression n'augmentait plus, ce qui indique un comportement visco-élastique ou visco-plastique.

Les essais hydrostatiques n'ont pas produit de résultats fiables pour les autres échantillons testés (C = 20% et 10%). Il semble en effet que la rigidité de l'ensemble résine et liant permettant le placement de la jauge sur l'échantillon ait une influence sur la réponse mesurée. Cet effet devrait aussi être présent pour les échantillons de la figure 3.3 mais nous ne pouvons pas en estimer l'importance. Nous ne tiendrons donc pas compte des essais hydrostatiques dans la discussion du Chapitre 5.

La figure 3.5 nous permet de constater que la compaction subie par les échantillons lors des essais hydrostatiques était isotrope. En effet, on voit que les déformations axiale et radiale sont approximativement égales.

3.3 Essais triaxiaux à sec

Dans cette section, nous montrons l'ensemble des courbes déformation axiale - contrainte différentielle et les courbes déformation volumique-contrainte différentielle correspondantes. Ces courbes peuvent être regroupées par type de matériaux (i.e., par cimentation) ou par niveau de confinement. Ces deux types de représentation seront utilisés dans les figures suivantes.

Pour caractériser le comportement mécanique des échantillons nous observons plus particulièrement si la rupture est suivie d'adoucissement ou d'endurcissement, si elle est accompagnée par de la dilatance ou si le matériau reste constamment compactant, enfin, si la déformation devient localisée après la rupture. Dans la suite de ce chapitre, on donnera une description succinte de la morphologie pour chaque test. Nous ferons une synthèse complète des observations morphologiques dans le chapitre 4.

Rappelons que dans les roches naturelles consolidées, la présence simultanée d'adoucissement, dilatance et localisation est caractéristique du comportement fragile, alors qu'endurcissement, compaction et une déformation distribuée indiquent un comportement ductile. Enfin, notons que nous considèrerons classiquement que la rupture correspond au maximum de contrainte. Cette méthode ne permet pas d'estimer la contrainte à la rupture lorsque la courbe de contrainte-déformation ne présente pas d'adoucissement.

3.3.1. Présentation des résultats par taux de cimentation



3.3.1.1. Echantillons à 100% ciment

3.6a

3.6b

Figure 3.6 : Essais triaxiaux à sec sur les échantillons SC100% (préparés avec $P_{pc} = 32$ MPa) aux différentes Pc utilisées. a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique (la déformation volumique n'a pas été mesurée lors de l'essai uniaxial).

• On observe des maxima de contrainte (et donc de l'adoucissement) pour les essais à Pc = 0 MPa jusqu'à Pc = 40 MPa. Pour Pc = 50 MPa, le niveau de contrainte reste constant après la rupture. Pour les pressions supérieures à 50 MPa, la contrainte différentielle continue de croître après la rupture. Il faut aussi noter que plus la pression de confinement est élevée, plus la contrainte et la déformation à la rupture augmentent et moins l'adoucissement est prononcé (la différence est particulièrement claire entre les essais à 0 MPa jusqu'à 20 MPa et ceux à partir de Pc = 30 MPa).

Pression de confinement de	Contrainte à la rupture	Déformation à la rupture
l'essai		
0 MPa	pic à 146 MPa	0,8 %
5 MPa	pic à 178 MPa	1,0 %

10 MPa	pic à 196 MPa	1,1 %
20 MPa	pic à 217 MPa	1,5 %
30 MPa	pic à 236 MPa	2,4 %
40 MPa	pic à 262 MPa	3,1 %
50 MPa	Endurcissement	
60 MPa	Endurcissement	
70 MPa	Endurcissement	

3.3.1.2. Echantillons à 50% ciment



Figure 3.7 : Essais triaxiaux à sec sur les échantillons SC50% (préparés avec $P_{pc} = 32$ MPa) aux différentes Pc utilisées. a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique n'a pas été mesurée lors de l'essai uniaxial)

 Le comportement est similaire à celui des échantillons SC100%. On observe une transition régulière entre adoucissement pour des pressions de confinement de 0 MPa jusqu'à 40 MPa et endurcissement au delà. Notons que la déformation à la rupture et le pic de contrainte sont légèrement plus faibles que précédemment mais augmente toujours avec la pression de confinement.

Pression de confinement de	Contrainte à la rupture	Déformation à la rupture
l'essai		
0 MPa	pic à 131 MPa	0,68 %
5 MPa	pic à 157 MPa	0,82 %
10 MPa	pic à 184 MPa	1,0 %
20 MPa	pic à 200 MPa	1,4 %

30 MPa	pic à 225 MPa	2,2 %
40 MPa	pic à 242 MPa	2,9 %
50 MPa	pic à 260 MPa	3,0 %
60 MPa	endurcissement	
70 MPa	endurcissement	

- Dans les échantillons SC50% la dilatance est visible pour les essais réalisés entre Pc =
 0 MPa et Pc = 40 MPa. Conformément à ce que l'on observe dans les roches naturelles consolidées, elle débute avant le pic de contrainte.
- La localisation est aussi similaire à ce qui a été observé dans les échantillons SC100%. Pour l'essai uniaxial, on a une fissuration en extension sub-parallèle à la contrainte maximale. Pour les essais à pression de confinement plus élevée, de Pc = 5 MPa à 50 MPa inclus, on observe une fissuration en cisaillement de même type que celle des échantillons SC100%. Pour les pressions de confinement les plus fortes, Pc = 60 et 70 MPa, les échantillons augmentent de volume en gardant leur forme cylindrique.

3.3.1.3. Echantillons à 30% ciment



Figure 3.8: Essais triaxiaux à sec sur les échantillons SC30% (préparés avec $P_{pc} = 32$ MPa) aux différentes Pc utilisées. a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique (la déformation volumique n'a pas été mesurée lors de l'essai uniaxial)

• Pour ce niveau de cimentation, on observe de l'adoucissement pour des valeurs de Pc allant jusqu'à 60 MPa, légèrement plus hautes que précédemment (l'essai à Pc = 40 MPa a été déchargé trop tôt, on ne voit donc pas le pic de contrainte). Notons que les maxima de contraintes sont nettement inférieurs à ceux observés pour les cimentations plus fortes. Par contre les valeurs de la déformation à la rupture sont semblables et augmentent avec la pression de confinement. Pour Pc = 70 MPa, la contrainte différentielle continue de croître après la rupture. Les essais à des pressions de confinement à 0 MPa et 5 MPa ont des adoucissements nettement plus prononcés que les essais suivants.

Pression de confinement de	Contrainte à la rupture	Déformation à la rupture
l'essai		
0 MPa	pic à 56 MPa	0,7 %
5 MPa	pic à 93 MPa	0,9 %
10 MPa	pic à 106 MPa	1,3 %
20 MPa	pic à 142 MPa	1,5 %
30 MPa	pic à 177 MPa	1,9 %
40 MPa	pic à 183 MPa	2,5 %
50 MPa	pic à 205 MPa	3,0 %
60 MPa	pic à 224 MPa	3,5 %
70 MPa	endurcissement	

- La dilatance n'est observée que pour les essais réalisés aux pressions de confinement comprises entre Pc = 0 MPa et Pc = 30 MPa. Plus la pression de confinement augmente, moins le comportement dilatant est marqué.
- La déformation apparait localisée sur des bandes de cisaillement pour les échantillons testés à une pression de confinement inférieure à 30 MPa. Entre 30 et 60 MPa, l'examen visuel des échantillons déformés ne permet pas de conclure que la déformation était localisée ou non. Enfin, pour les pressions supérieures à 60 MPa, on note une zone de déformation plus intense, orientée perpendiculairement à la contrainte maximale et située à mi-hauteur de l'échantillon.

Nous pouvons comparer les résultats ci-dessus (figure 3.8) avec ceux de la figure 3.9, obtenus sur des échantillons de la série SC30%_a (une seule étape de précompaction sous 64 MPa et non séché la veille de l'essai mécanique). Il faut bien tenir compte de ces différences de préparation, en effet la comparaison n'est pas totalement possible.



Figure 3.9 : Essais triaxiaux à sec sur les échantillons SC30% précompactés à $P_{pc} = 64$ MPa pour les différentes Pc utilisées. Seules les courbes contrainte différentielle-déformation axiale ont été enregistrées.

Pour les pressions de confinement inférieures à 10 MPa, le comportement des échantillons SC30% précompactés une fois à 64 MPa est assez similaire à celui des échantillons SC30% précompactés plusieurs fois à 32 MPa, avec une légère perte de résistance mécanique. Par contre pour Pc = 20 et 30 MPa, on ne note pas d'adoucissement et le niveau de contrainte enregistré reste très inférieur au pic de contrainte des échantillons SC30% précompactés à 32 MPa.

Remarque : on ne sait pas si cette différence résulte de la précompaction multiple à 32 MPa ou d'une précompaction unique à 64 MPa.

3.3.1.4. Echantillons à 20% ciment



Figure 3.10 : Essais triaxiaux à sec sur les échantillons SC20% (préparés avec $P_{pc} = 32$ MPa) aux différentes Pc utilisées. a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique (la déformation volumique n'a pas été mesurée pour l'essai uniaxial)

On n'observe des pics de contrainte que pour les essais à Pc = 0 MPa jusqu'à Pc = 20 MPa. Pour Pc = 30, 40 et 50 MPa, la contrainte reste constante après la rupture. Pour Pc = 60 et 70 MPa, on observe de l'endurcissement. Les essais à des pressions de confinement de 0 MPa et 5 MPa présentent des adoucissements nettement plus prononcés que ceux des essais à Pc = 10 et 20 MPa. On peut remarquer que les déformations à la rupture sont plus importantes ici que dans les matériaux discutés précédemment mais augmentent toujours avec Pc.

Pression de confinement de	Contrainte à la rupture	Déformation à la rupture
l'essai		
0 MPa	pic à 38 MPa	1,0 %
5 MPa	pic à 64 MPa	1,2 %
10 MPa	pic à 69, MPa	2,0 %
20 MPa	pic à 94 MPa	2,3 %
30 MPa	pic à 110 MPa	2,9 %
40 MPa	endurcissement	
50 MPa	endurcissement	
60 MPa	endurcisssement	
70 MPa	endurcissement	

- La dilatance n'est observée que pour les essais réalisés entre Pc = 0 MPa et Pc = 30 MPa.
- Pour les échantillons testés à une pression de confinement inférieure à 20 MPa, l'examen de la surface externe des échantillons ne révèle pas d'accidents morphologiques très clairement marqués. On note néanmoins une bande de cisaillement sur l'échantillon SC20% à Pc =10 MPa. A partir de 30 MPa, on observe une zone fortement endommagée, orientée perpendiculairement à la contrainte maximale et située à mi-hauteur de l'échantillon. Aux pressions de confinement les plus élevées, ces zones semblent correspondre au concept de bande de compaction.

3.3.1.5. Echantillons à 10% ciment



Figure 3.11 : Essais triaxiaux à sec sur les échantillons SC10% (préparés avec $P_{pc} = 32$ MPa) aux différentes Pc utilisées. a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique (la déformation volumique n'a pas été mesurée pour l'essai uniaxial)

 Il n'y a pratiquement plus d'adoucissement, sauf aux pressions de confinement les plus faibles. Les maxima de contraintes ont une forme très étalée et arrondie. On observe de l'endurcissement à partir de Pc = 30 MPa.

Pression de confinement	Pic de contrainte	Déformation à la rupture
(MPa)		
0	pic à 12 MPa	1,1 %
3	pic à 25 MPa	1,6 %
5	Plateau à 31 MPa	2,2 %
10	Plateau à 42 MPa	2,8 %
20	Plateau à 64 MPa	3,3%
30	endurcissement	
40	endurcissement	
50	endurcissement	
60	endurcissement	
70	endurcissement	

3.3.1.6. Echantillons à 5% ciment



Figure 3.12 : Essais triaxiaux à sec sur les échantillons SC5% (préparés avec $P_{pc} = 32$ MPa) aux différentes Pc utilisées. a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique (la déformation volumique n'a pas été mesurée lors de l'essai uniaxial)

Ce matériau ne présente presque plus d'adoucissement. On n'observe de pics de contrainte que pour les essais à Pc = 0 MPa jusqu'à Pc = 2 MPa. Pour Pc = 5 MPa, on a un plateau de contrainte. Puis à partir Pc = 10 MPa, la contrainte différentielle après la rupture est monotone croissante.

Pression de confinement	Pic de contrainte	Déformation axiale à la
(MPa)		rupture
0	pic à 2,6 MPa	1,7 %
1	pic à 9 MPa	1,8 %
2	pic à 14,5 MPa	1,7 %
5	Plateau à 19,7 MPa	4,5 %
10	endurcissement	
20	endurcissement	
30	endurcissement	
40	endurcissement	
50	endurcissement	
60	endurcissement	
70	endurcissement	

 On n'observe la dilatance que pour les essais réalisés entre Pc = 0 MPa et Pc = 10 MPa. • Comme précédemment, dans tous les cas, la déformation se localise sur des bandes de compaction, dont la largeur semble augmenter avec la pression de confinement.

Les figures 3.6 à 3.12 illustrent le comportement mécanique des différents sables cimentés en fonction de la pression de confinement.

Nous avons également regroupé les courbes de contrainte-déformation par pression de confinement pour visualiser plus clairement l'effet de la cimentation.

3.3.2 Présentation des résultats par pression de confinement

3.3.2.1. Essai à Pc = 0 MPa



Figure 3.13 : Courbes contrainte-déformation à Pc = 0 MPa pour les différentes cimentations

Toutes les courbes présentent un maximum de contrainte. Plus les échantillons sont cimentés, plus le pic de contrainte a tendance à être prononcé (pour C=50 et 100%, la chaîne

d'acquisition a cessé d'enregistrer immédiatement après la rupture). On observe un fort accroissement du pic de contrainte avec la cimentation de C = 5 à 50 % mais une valeur à peine supérieure pour le matériau SC100 %.



Figure 3.14: Essais uniaxiaux (Pc=0MPa) effectués sur des échantillons préparés avec un ciment différent (ciment à grains plus fins que le ciment Lafarge utilisé pour tous les autres échantillons). La pression de précompaction est de 32 MPa

Nous avons fait une série de tests sur des échantillons de sable cimenté préparés avec un ciment différent (de granulométrie plus fine). La figure 3.14 montre que le comportement mécanique n'est pas affecté de manière significative. On observe des variations de la résistance à la rupture ne dépassant pas 20% (positivement ou négativement suivant les cas).



Figure 3.15: Essais uniaxiaux (Pc=0 MPa) effectués sur des échantillons précompactés à 64 MPa.

De même, la précompaction ne semble pas avoir un effet très important, en tous cas, lorsque la pression de pré-compaction est supérieure à 32 MPa. La figure 3.15 montre des
variations de la résistance à la rupture de l'ordre de plus ou moins 20% par rapport aux échantillons de même cimentation mais précompactés à 31 MPa.



3.3.2.2. Essai à Pc = 5 MPa

Figure 3.16 : Essais triaxiaux à Pc = 5 MPa pour les différentes cimentations. a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique.

Les essais des échantillons SC100%, SC50%, SC30% et SC20% présentent tous un pic de contrainte suivi d'adoucissement. Par contre les échantillons SC10% et SC5% ont un comportement différent avec un plateau de contrainte. Sur la figure 3.16b, on peut voir que tous les échantillons ont un comportement dilatant.



Figure 3.17 : Influence de la cimentation pour les échantillons précompactés à 64 MPa testés à Pc = 5 MPa.



Figure 3.18 : Influence de la cimentation pour les échantillons précompactés à 128 MPa testés à Pc = 5 MPa.

On voit sur les figures 3.17 et 3.18 que la précompaction ne produirait pas de variations de la résistance à la rupture de plus de 20% par rapport aux échantillons ayant la même cimentation précompactés à 32 MPa. Notons qu'on n'observe pas de variations systématiquement plus grandes ou plus faibles.

Remarque : Il faut être très prudent sur les comparaisons et donc sur l'interprétation de l'influence de la précompaction, car il n'y a pas qu'un seul facteur modifié i.e., la charge de la précompaction. En effet, comme nous l'avons expliqué les échantillons précompactés à 64 et 128 MPa ne l'ont été qu'une fois, alors que ceux précompactés à 32 MPa l'ont été plusieurs fois. Cela a un incidence sur les contacts granulaires. Les échantillons à Ppc = 32 MPa contrairement à ceux à Ppc = 64 et 128 MPa ont été séchés dans une étuve à vide à 40°C. Donc les échantillons précompactés à 64 et 128 MPa n'ont pas eu de retrait de surplus d'eau avant l'essai mécanique. Ils n'ont pas été dans les même conditions avant l'essai mécanique. Il n'est donc pas possible de comparer totalement les résultats obtenus en considérant uniquement l'influence de la précompaction.

3.3.2.3. Essai à Pc = 10 MPa



Figure 3.19 : Essais triaxiaux à Pc = 10 MPa pour les différentes cimentations. a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique.

On peut faire les mêmes observations que pour les essais mécaniques à Pc = 5 MPa.

3.3.2.4. Essai à Pc = 20 MPa



Figure 3.20 : Essais triaxiaux à Pc = 20 MPa pour les différentes cimentations. a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique.

Ici encore, on peut faire les mêmes observations que pour les essais mécaniques à Pc = 5 et 10 MPa, sauf que les échantillons faiblement cimentés (SC5% et SC10%) ne présentent plus de dilatance.

3.3.2.5. Essai à Pc = 30 MPa



3.21a

3.21b

Figure 3.21 : Essais triaxiaux à Pc = 30 MPa pour les différentes cimentations. a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique.

Il y a très peu de modifications du comportement mécanique à Pc = 30 MPa, par rapport aux résultats précédents.

3.3.2.6. Essai à Pc = 40 MPa



Figure 3.22 : Essais triaxiaux à Pc = 40 MPa pour les différentes cimentations. a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique.

Pour presque tous les échantillons (de C = 5% à 30%), on a maintenant passé la transition d'un comportement dilatant-adoucissant à un comportement compactant-endurcissant.



3.3.2.7. Essai à Pc = 50 MPa



3.23b

Figure 3.23 : Essais triaxiaux à Pc = 50 MPa pour les différentes cimentations. a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique.

Dans ces conditions de pression de confinement, on n'observe plus ni adoucissement (SC30% passe néanmoins par un maximum de contrainte mais peu marqué) ni dilatance.

- Pc = 60 MPa Pc = 60 MPa 350 350 Contrainte différentielle (MPa) 300 Contrainte différentielle (MPa) 300 5% ci 10% 250 20% 250 30% 200 200 150 150 100 100 50 50 0 0 0.01 0.02 0.03 0.04 0.05 0.06 0.07 0.08 0.02 0.03 0.04 0.05 0 0 0.01 Déformation axiale Déformation volumique 3.24a 3.24b
- 3.3.2.8. Essai à Pc = 60 MPa

Figure 3.24 : Essais triaxiaux à Pc = 60 MPa pour les différentes cimentations. a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique.

On peut faire les mêmes observations que pour les essais mécaniques à Pc = 50 MPa.

3.3.2.9. Essai à Pc = 70 *MPa*



Figure 3.25 : Essais triaxiaux à Pc = 70 MPa pour les différentes cimentations. a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique.

On peut faire les mêmes observations que pour les essais mécaniques à Pc = 50 et 60 MPa.

3.4. Influence de la précompaction

Afin d'étudier l'influence de la précompaction sur le comportement du sable cimenté, on a réalisé des échantillons à différentes charges de précompaction (32, 64 et 128 MPa). Puis, nous les avons testés à 5 MPa de pression de confinement. On peut alors donc comparer les résultats obtenus.





Figure 3.26 : Courbes contrainte-déformation à Pc = 5 MPa pour les échantillons de a) SC50%, b) SC30%, c) SC20%, d) SC10% et e) SC5% (rouge, $P_{pc} = 64$ MPa; bleu ; jaune, $P_{pc} = 128$ MPa).

Contrainte différentielle (MPa)

On peut voir que ces courbes présentent des différences relativement modestes (plus ou moins 20% d'écart des maxima de contrainte). D'autre part nous n'observons pas de variation systématique de la résistance à la rupture avec la pression de précompaction. On peut donc en

conclure qu'une augmentation de la pression de précompaction de 32 à 128 MPa n'a pas eu d'effet important sur la résistance de ces échantillons. On ne peut néanmoins pas en déduire que nous n'aurions pas observé de variations importantes pour des faibles valeurs de Ppc. En effet, les matériaux considérés ici sont beaucoup plus résistants que les sables cimentés non précompactés étudiés dans la thèse de Saidi (2002).

3.5. Essais triaxiaux saturés

Nous avons voulu examiner l'effet de l'eau sur le comportement des roches synthétiques. Deux types d'effet sont possibles:

- 1) un effet mécanique classiquement caractérisé par la pression effective, Peff
- 2) un effet chimique (perte de résistance liée à l'interaction chimique eau-ciment).

Nous avons donc effectué une série de tests triaxiaux sur des échantillons saturés en eau en maintenant la pression de pore à 10MPa. Pour ces tests (sauf pour le SC100%), la pression de confinement a été choisie de telle manière que la pression effective (en supposant $\alpha = 1$) corresponde approximativement au comportement mécanique intermédiaire décrit dans la section précédente (i.e., à la transition fragile-ductile).

3.5.1. Echantillons à 5% ciment



Figure 3.27 : Essais triaxiaux sur les échantillons SC5% saturés (bleu foncé et vert). Comparaison avec les essais triaxiaux à sec (rouge). a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique (méthode de mesure utilisant la pression de confinement, bleu foncé; méthode utilisant la pression de pore, vert). Dans ces tests, on a Peff = 10 MPa.

L'échantillon SC5% saturé est moins résistant que l'échantillon sec (le niveau de contrainte est plus faible d'environ 30%). D'autre part, l'échantillon saturé ne présente pas de dilatance contrairement à l'échantillon sec.

3.5.2 Echantillons à 10% ciment



3.28a

3.28b

Figure 3.28 Essais triaxiaux sur les échantillons SC10% saturés (bleu foncé et vert). Comparaison avec les essais triaxiaux à sec (rouge). a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique (méthode de mesure utilisant la pression de confinement, bleu foncé; méthode utilisant la pression de pore, vert). Dans ces tests, on a Peff = 20 MPa.

L'échantillon SC10% saturé est moins résistant que l'échantillon sec (le niveau de contrainte est plus faible d'environ 30%). D'autre part, l'échantillon saturé présente beaucoup plus de compaction que l'échantillon sec.

3.5.3 Echantillons à 20% ciment



Figure 3.29 : Essais triaxiaux sur les échantillons SC20% saturés (bleu foncé et vert). Comparaison avec les essais triaxiaux à sec (rouge). a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique (méthode de mesure utilisant la pression de confinement, bleu foncé; méthode utilisant la pression de pore, vert). Dans ces tests, on a Peff = 50 MPa.

L'échantillon SC20% saturé est moins résistant que l'échantillon sec (mais notons que l'écart a diminué, le niveau de contrainte est plus faible d'environ 20%). D'autre part, l'échantillon saturé présente beaucoup plus de compaction que l'échantillon sec.





Figure 3.30 : Essais triaxiaux sur les échantillons SC30% saturés (bleu foncé et vert). Comparaison avec les essais triaxiaux à sec (rouge). a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique (méthode de mesure utilisant la pression de confinement, bleu foncé; méthode utilisant la pression de pore, vert). Dans ces tests, on a Peff = 60 MPa.

L'échantillon SC30% saturé est moins résistant que l'échantillon sec (mais notons que l'écart a encore diminué, le niveau de contrainte est plus faible d'environ 15%). En comparaison avec les essais précédents, il y a beaucoup moins de différence de déformation volumique.



3.5.5. Echantillons à 50% ciment





Figure 3.31 : Essais triaxiaux sur les échantillons SC50% saturés (bleu foncé et vert). Comparaison avec les essais triaxiaux à sec (rouge). a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique (méthode de mesure utilisant la pression de confinement, bleu foncé; méthode utilisant la pression de pore, vert). Dans ces tests, on a Peff = 60 MPa.

En comparaison avec les essais précédents, on note maintenant que la saturation en eau a un effet très différent. L'échantillon saturé est très légèrement plus faible (4% d'écart de la résistance à la rupture). Surtout, l'échantillon saturé montre beaucoup moins de déformation volumique que l'échantillon sec, alors que l'on observait plutôt la tendance opposée dans les cas précédents.



3.5.6. Echantillons à 100% ciment

Figure 3.32 : Essais triaxiaux sur les échantillons SC100% saturés (bleu foncé et vert). Comparaison avec les essais triaxiaux à sec (rouge). a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique (méthode de mesure utilisant la pompe de pression de confinement, bleu foncé; méthode utilisant la pompe de pression de pore, vert). Dans ces tests, on a Peff = 30 MPa.

Finalement, pour les échantillons SC100% sec et saturé, on note très peu de différence de résistance à la rupture. Par contre, la déformation volumique est beaucoup plus faible pour l'échantillon saturé et devient même dilatante à un niveau de contrainte largement inférieur au maximum, alors que l'échantillon sec reste fortement compactant beaucoup plus longtemps, au-delà du pic de contrainte. Notons aussi que la déformation volumique mesurée par la pompe de pression de pore est pratiquement nulle, ce qui semble indiquer que la perméabilité du ciment était trop faible pour permettre des écoulements rapides de fluide et un réel controle de la pression de pore. Nous pourrions ainsi expliquer la faiblesse de la déformation volumique des échantillons SC100% saturés (et sans doute les SC50% également).

3.6. Modules de Young

Pour estimer les propriétés élastiques de nos matériaux, nous avons mesuré le module de Young dans la partie initiale de la courbe contrainte-déformation, seul endroit le long de cette courbe où le comportement du matériau est quasiment élastique pur.

3.6.1. Evolution avec la cimentation



Figure 3.33 : Module de Young E en fonction de la cimentation pour tous les taux de cimentation. a) E en échelle linéaire, b) E en échelle logarithmique.

La rigidité de nos échantillons augmente avec la cimentation. La représentation logarithmique permet de bien voir la tendance de l'évolution de E par rapport à la cimentation. On observe tout d'abord un faible effet de la pression de confinement sur les valeurs de rigidité aux faibles cimentations, puis il augmente jusqu'à 50% de cimentation et l'écart se réduit à nouveau.



3.6.2. Evolution avec la pression de confinement

Figure 3.34 : Module de Young E en fonction de la pression de confinement. a) E en échelle linéaire, b) E en échelle logarithmique.

Sur la figure 3.34, le module de Young augmente avec la pression de confinement à Pc faible, puis décroît à partir d'une pression de confinement dépendant de la cimentation (à Pc = 20 MPa, pour SC100%, SC50%, SC10% et SC5%; à Pc =30 MPa pour SC30%). Sur la figure 3.34a, en tenant compte du bruit des mesures, on peut dire que le module de Young des SC 20% est relativement constant. La représentation logarithmique de E en fonction de la pression de confinement permet de bien visualiser les familles d'échantillons, les faiblement et les fortement cimentés et l'évolution de leur module de Young (qui met aussi bien en évidence les propriétés des échantillons à cimentation intermédiaire, i.e, SC20% et SC30%).

Certaines expériences ayant été répétées 2 ou 3 fois, nous avons calculé les fluctuations relatives de E quand cela était possible et trouvé qu'elles ne dépassaient jamais 25%.

3.7. Contrainte à la rupture

La contrainte à la rupture est le maximum de contrainte sur la courbe contrainte - déformation. Nous la représentons ici pour les essais réalisés à Pc = 0 MPa et 5 MPa de nos échantillons.



Figure 3.35 : Contrainte à la rupture en fonction de la cimentation (a) et en fonction de la porosité (b) à deux pressions de confinement différentes (Pc = 0 MPa, ronds pleins ; Pc = 5 MPa, ronds vides).

Les contraintes à la rupture augmentent fortement avec la cimentation jusqu'à C = 50%, au-delà l'augmentation est plus faible. Pour toutes les cimentations, les contraintes à la rupture à Pc = 5 MPa (symboles pleins) sont supérieures à celles à Pc = 0 MPa (symboles vides), avec un écart de contrainte augmentant avec la cimentation (sauf à 50% de cimentation).

Nous montrons aussi dans la figure 3.35b la contrainte à la rupture en fonction de la porosité. On observe que la contrainte à la rupture décroît avec la porosité de environ 150 MPa pour $\Phi = 5\%$ jusqu'à 3 MPa pour $\Phi = 30\%$. Ces valeurs sont tout à fait comparables à celles obtenues par Vernik et al. (1993) sur des grès siliciclastiques. Notons néanmoins que, dans notre étude, la porosité n'est pas une variable indépendante. En effet, la porosité est principalement contrôlée par le taux de cimentation et à un moindre degré par la précompaction.

Comme pour le module d'Young, certaines expériences ayant été répétées 2 ou 3 fois, nous avons calculé les fluctuations relatives de la contrainte à la rupture et trouvé qu'elles ne dépassaient jamais 17 %. Ces faibles valeurs des fluctuations confirment la bonne reproductibilité de notre protocole de fabrication.

3.8. Enveloppe de rupture

A partir des courbes contrainte-déformation obtenues sur nos échantillons, il n'est pas toujours possible de déterminer un maximum de contrainte. En effet, les courbes ne présentent pas de sommet. En reportant les contraintes différentielles à la rupture en fonction de la pression moyenne quand il était possible de déterminer une contrainte différentielle de ruptures, voir figure 3.36. Pour chaque matériau, l'ensemble de ces valeurs définit en fait l'enveloppe de rupture en régime fragile.



Figure 3.36 : Enveloppe de rupture de nos matériaux

Plus le taux de cimentation est élevé, plus le niveau de contrainte augmente. Les valeurs de la résistance à la rupture semblent s'aligner sur des droites jusqu'à une contrainte moyenne qui semble dépendre du taux de cimentation. La contrainte à la rupture évolue donc plus rapidement avec la contrainte moyenne pour les SC5% que pour les autres échantillons.

3.9. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les résultats expérimentaux acquis au cours d'essais triaxiaux réalisés sur nos matériaux synthétiques. Pour tous les types d'échantillons, on passe d'un régime de rupture avec pic de contrainte, adoucissement, dilatance et déformation localisée à absence de pic de contrainte, endurcissement, compaction et déformation pas toujours localisée. La transition entre ces deux régimes a lieu à une valeur de pression de confinement dépendant de la cimentation du matériau. Les paramètres des matériaux, tel la porosité, le module de Young ont été mesurés. Les données acquises lors des essais mécaniques ont permis de construire des enveloppes de rupture de nos matériaux lorsque cela était possible.

Des essais triaxiaux en condition saturée ont été réalisés, indiquant l'affaiblissement de nos sables cimentés par la présence d'eau.

Dans le chapitre suivant, nous réalisons une observation morphologique et microstructurale de nos échantillons déformés à différentes pressions de confinement.



Chapitre 4 : Morphologie et microstructure

4.1 Morphologie

Nous avons vu au chapitre 3 à quel point le comportement mécanique de nos sables cimentés est complexe. Le mode de rupture varie fortement avec le taux de cimentation et la pression de confinement. L'examen visuel des échantillons déformés renseigne qualitativement sur la morphologie et le mode de rupture. Cette méthode, à cause de sa sensibilité à l'évolution morphologique des échantillons, donne des résultats qui peuvent varier assez fortement avec le moment d'arrêt de l'essai. Néanmoins, nous avons pu identifier un schéma global du mode de rupture en fonction de la cimentation et de la pression de confinement.

Les observations morphologiques ont déjà été décrites dans le chapitre 3 pour chaque test effectué. Nous essayons dans le présent chapitre de donner une vue d'ensemble des différents comportements observés.

Pour chaque taux de cimentation, nous observons une transition entre un comportement de type fragile (déformation localisée sur des accidents morphologiques) aux faibles pressions de confinement et un comportement de type ductile (déformation diffuse) aux fortes pressions de confinement. D'autre part la partie fragile du comportement mécanique change avec le taux de cimentation, fractures extensives-cisaillantes pour les grandes valeurs de C (de 100 à 50%), bandes de compaction pour les faibles valeurs (de 5 à 10%). Notons qu'il n'y a pas de variations brutales du mode de rupture lorsque C ou Pc varient. Pour les valeurs moyennes de C et de Pc, on observe des comportements intermédiaires par rapport aux extrêmes définis cidessus.

Commençons par les roches à taux de cimentation élevé, i.e., SC100% et SC50%. Pour les essais uniaxiaux, on observe des fissures en extension. Aux pressions supérieures, la déformation est localisée sur des fractures inclinées par rapport à σ_1 . La trace de ces fractures sur la surface latérale de l'échantillon est très irrégulière, avec des variations d'orientation parfois très fortes. Cette complexité suggère un mode de fracturation mixte, en tension et en cisaillement, avec de fortes interactions des fractures les unes avec les autres. Il y a une perte de la localisation plus la pression de confinement de l'essai est élevée.

Le comportement des roches à faible cimentation (10% et 5%) est très différent. En effet, on observe dans tous les cas des bandes de compaction. L'épaisseur de la bande de compaction est très fine pour l'essai uniaxial et augmente avec la pression de confinement.

Pour les échantillons à cimentation moyenne, i.e., 30% et 20%, le comportement est intermédiaire entre les deux types de comportement décrits ci-dessus. On retrouve des bandes de cisaillement ou de compaction suivant les conditions de l'essai mécanique (bandes de cisaillement aux faibles pressions de confinement; bandes de compaction aux fortes pressions).

Dans tous les types de matériaux que nous avons étudiés, la fracturation est localisée pour les essais réalisés à faible confinement, puis au-delà d'un seuil de confinement, on passe à une fracturation plus diffuse, donc non localisée. La transition localisation / non localisation dépend du taux de cimentation de la roche.

Nous montrons un certain nombre d'exemples d'échantillons déformés pour illustrer la morphologie décrite ci-dessus.



4.1.1. Echantillon à 100% ciment, testé en condition sèche à Pc = 30 MPa

Figure 4.1: Echantillon de SC100% (ciment pur) testé à Pc=30 MPa.

On distingue en blanc sur fond sombre la trace de nombreuses fractures conjuguées inclinées par rapport à σ_1 . On peut remarquer la grande complexité de cette famille de fractures.

4.1.2. Echantillon à 100% ciment, testé en condition saturée à Peff = 30 MPa



Figure 4.2 : Echantillon de SC100% (ciment pur) testé en condition saturée à Peff=30 MPa.

Un fragment a été prélevé permettant d'examiner directement la surface d'une fracture. Cette surface a une topographie très irrégulière. Elle présente des zones polies (réfléchissantes à la lumière, zones relativement sombres sur la figure 4.2), ayant probablement accommodé des déplacements en cisaillement. Le reste de la surface a une couleur plus claire et ne réfléchit pas la lumière ce qui indique une forte rugosité microscopique. Ces zones pourraient avoir accomodé des déplacements en extension. 4.1.3. Echantillon à 100% ciment, testé en condition sèche à Pc = 0 MPa



Figure 4.3 : Echantillon de SC50% testé à Pc=0 MPa.

L'échantillon a été entièrement disloqué. On observe des fractures en extension typiques des roches soumises à des essais uniaxiaux.

4.1.4. Echantillon à 50% ciment, testé en condition sèche à Pc = 60 MPa



Figure 4.4 : Echantillon de SC50% testé à Pc=60 MPa

Ici, on observe une famille de fractures en cisaillement conjuguées. On note une distribution hétérogène des fractures (elles sont situées plus particulièrement dans le bas de l'échantillon).



4.1.5. Echantillon à 50% ciment, testé en condition saturée à Peff = 60 MPa

Figure 4.5 : Echantillon de SC50% testé en condition saturée à Peff=60 MPa.

Dans ce cas, on remarque que la déformation s'est localisée principalement sur une bande de cisaillement qui traverse tout l'échantillon.

```
4.1.6. Echantillon à 30% ciment, testé en condition sèche à Pc = 10 MPa
```



Figure 4.6 : Echantillon de SC30% testé à Pc=10 MPa.

Sur la figure 4.6, on observe le début de la formation d'une bande de cisaillement (cet essai particulier a été arrêté peu après la rupture, i.e., le pic de contrainte). En surface, des grains de sable se sont détachés formant un sillon, ce qui suggère que la décohésion des grains de sable était un mécanisme de déformation actif lors de cet essai.

4.1.7. Echantillon à 30% ciment, testé en condition sèche à Pc = 60 MPa



Figure 4.7 : Echantillon de SC30% testé à Pc=60 MPa.

Cet essai à Pc = 60 MPa a été arrêté à 4,7% de déformation, peu après la rupture (un maximum de contrainte peut être observé). L'examen visuel montre une zone de déformation plus intense, probablement l'amorce d'une bande de cisaillement.



4.1.8. Echantillon à 30% ciment, testé en condition sèche à Pc = 70 MPa

Figure 4.8 : Echantillon de SC30% testé à Pc=70 MPa

Cet essai à Pc = 70 MPa (conditions proches de celles de l'essai précédent) a été arrêté à 6,3% de déformation. L'échantillon a donc accumulé beaucoup plus d'endommagement et de déformation localisée sur une famille de bandes de cisaillement conjuguées.

4.1.9. Echantillon à 20% ciment, testé en condition sèche à Pc = 10 MPa



Figure 4.9 : Echantillon de SC20% testé à Pc=10 MPa

Sur la figure 4.6., Dans la zone centrale de l'échantillon, une grande quantité de sable a été détachée. Cette perte de cohésion a entraîné la formation d'une bande perpendiculaire à la direction de σ_1 divisant l'échantillon en deux morceaux distincts. Ce mécanisme est similaire à celui invoqué par Haimson (2003) pour expliquer la formation de bandes de compaction dans des grès très poreux.

4.1.10. Echantillon à 10% ciment, testé en condition sèche à Pc = 10 MPa



Figure 4.10 : Echantillon de SC10% testé à Pc=10 MPa.

Mêmes observations que précédemment.

4.1.11. Echantillon à 10% ciment, testé en condition sèche à Pc = 70 MPa



Figure 4.11 : Echantillon de SC10% testé à Pc=70 MPa.

On observe ici une morphologie très similaire à celle de l'échantillon précédent avec une épaisseur de la bande endommagée beaucoup plus grande.

4.1.12. Echantillon à 5% ciment, testé en condition sèche à Pc = 0 MPa



Figure 4.12 : Echantillon de SC5% testé à Pc=0 MPa (uniaxial).

Dans ces matériaux très faiblement cimentés, une bande de compaction centrale apparaît même dans le cas d'un essai uniaxial (il ne devrait pas être possible d'avoir du disquage durant la phase de déchargement lors d'un essai uniaxial). 4.1.13. Echantillon à 5% ciment, testé en condition sèche à Pc = 70 MPa



Figure 4.13 : Echantillon de SC5% testé à Pc=70 MPa.

Dans ce dernier exemple, la zone compactée fortement endommagée occupe les deux tiers de l'échantillon suivant sa longueur (seul le tiers supérieur est encore intact).

4.2 Microscopie

L'examen de la morphologie macroscopique n'est pas suffisant pour identifier les mécanismes microscopiques de déformation. Pour obtenir des informations sur le mode de rupture à l'échelle microscopique, nous avons préparé des lames minces des matériaux intacts et d'une sélection d'échantillons déformés à différentes pressions de confinement.

Dans les sections suivantes, nous montrons des photos sous microscope optique de l'ensemble des lames minces en commençant par les échantillons intacts. Toutes les photos ont été prises avec le même agrandissement (la longueur horizontale des photos correspond à 1,2 mm). Pour les échantillons déformés, la direction verticale correspond toujours à la contrainte maximale σ_1 .

4.2.1 Echantillons intacts : description qualitative

4.2.1.1. Echantillon intact à 100% ciment



Figure 4.14 : Echantillon SC100% intact.

Le ciment microgranulaire et microporeux apparait comme une phase presque continue sombre car les grains et les micropores sont d'une taille de l'ordre de 1 micron. On observe des macropores et des fissures probablement formées lors de la dessication (une partie de la macroporosité et des fissures pourrait aussi avoir été produite lors de la préparation des lames minces car le ciment comprimé est très difficile à imprégner avec de la résine, ce qui le rend plus vulnérable à l'endommagement durant le polissage).

4.2.1.2. Echantillon intact à 50% ciment



Figure 4.15: Echantillon SC50% intact

Les grains de sable fortement séparés les uns des autres flottent dans la matrice de ciment. On peut observer que certains grains sont fissurés.

4.2.1.3. Echantillon intact à 30% ciment



Figure 4.16 : Echantillon SC30% intact

Les macropores apparaissent ici en rose (la couleur de la résine). La différence entre ce cliché et celui du SC50% intact est que la distance entre les grains est plus faible, car il y a moins de ciment.

4.2.1.4. Echantillon intact à 20% ciment

1 mm



Figure 4.17 : Echantillon SC20% intact

Ici, les grains sont suffisamment proches les uns des autres pour interagir mécaniquement les uns avec les autres, la distribution du ciment reste relativement homogène.

On a des contacts grain-grain avec une très faible épaisseur de ciment.

4.2.1.5. Echantillon intact à 10% ciment



Figure 4.18 : Echantillon SC10% intact

Sur ce cliché, on a encore moins de ciment et sa distribution est très inhomogène. Les grains de sable forment clairement la structure mécanique de l'échantillon.

4.2.1.6. Echantillon intact à 5% ciment



Figure 4.19 : Echantillon SC5% intact

On ne voit presque plus de ciment. Il a tendance à se positionner aux contacts grain-grain. Il y a très probablement un effet de capillarité.

4.2.2. Echantillons intacts : distribution spatiale de la porosité

Dans le chapitre précédent, nous avons observé que, dans les échantillons les moins cimentés, la rupture avait lieu systématiquement sous forme de bande de compaction dans la partie centrale de l'éprouvette. Une explication possible serait une distribution spatiale de la porosité telle que la partie centrale de l'échantillon soit plus poreuse que les extrémités. Une telle distribution pourrait avoir été produite par notre procédure de précompaction. En effet, la pression de précompaction était appliquée de façon oedométrique et il est possible que la porosité aux endroits éloignés des entretoises mobiles ait été préservée par les forces de friction sur les bords du moule cylindrique. Nous avons donc mesuré la porosité en fonction de la position sur les lames minces des échantillons non déformés décrits ci-dessus.

L'aire de chaque lame mince a été divisée comme montré ci-dessous.

Α
В
С
D

Les zones A, B, C et D ont été examinées au microscope optique. Dans chacune de ces zones, 6 photos ont été prises avec le même agrandissement. Pour estimer la porosité, nous avons superposé à chaque photo une grille de 20 X 20 points régulièrement répartis et compté le nombre de points tombant dans l'espace poreux (les autres se situant soit dans les grains de sable soit dans un amas de ciment). Ces données peuvent être analysées en utilisant la distribution binomiale. La probabilité pour qu'un point tombe dans l'espace poreux est égal à Φ , la porosité. En moyenne, le nombre k de points tombant dans l'espace poreux doit être égal à n* Φ , où n est le nombre total de points sur la grille. L'amplitude des fluctuations statistiques est donnée par l'écart type σ_k , (donné par $\sigma_k^2 = n^* \Phi * (1 - \Phi)$; on retrouve le résultat classique que l'écart type divisé par la moyenne est inversement proportionnel à la racine carrée de n). SC5%, $\Phi = 20 \pm 1.6$ % А В $\Phi = 26 \pm 1.6 \%$ С $\Phi = 21 \pm 1.7 \%$ D $\Phi = 15 \pm 1.5 \%$ SC10%, Α $\Phi = 18 \pm 1.4$ % $\Phi = 18 \pm 1.4 \%$ В С $\Phi = 19 \pm 1.5 \%$ $\Phi = 19 \pm 1.5 \%$ D A $\Phi = 17 \pm 1.7 \%$ SC15%, $\Phi = 13 \pm 1.3 \%$ В С $\Phi = 11 \pm 1.3 \%$ $\Phi = 11 \pm 1.3 \%$ D $\Phi = 7.8 \pm 1.1 \%$ SC20%, А В $\Phi = 11 \pm 1.3 \%$ С $\Phi = 10 \pm 1.2$ % $\Phi = 7,7 \pm 1,1 \%$ D SC30%, Α $\Phi = 6.1 \pm 0.98$ % $\Phi = 4.4 \pm 0.84 \%$ В $\Phi = 5.9 \pm 0.94$ % С $\Phi = 2.8 \pm 0.67 \%$ D

Nous avons obtenu les résultats suivants :

Pour le matériau SC50%, la porosité était trop faible pour être mesurée avec précision par cette méthode, nous avons donc estimé la fraction volumique de grain de sable, Gs. Les résultats sont :

SC50%, A $Gs = 35 \pm 2,1 \%$ B $Gs = 34 \pm 2,0 \%$ C $Gs = 38 \pm 2,3 \%$ D $Gs = 37 \pm 2,2 \%$
La comparaison de ces résultats avec ceux de la figure 3.1 montre que la porosité déterminée sur les photos au microscope optique par environ 10 unités de porosité. On peut citer au moins deux raisons pour expliquer cette sous-estimation, 1) les amas de ciment sont microporeux mais la résolution n'est pas suffisante pour identifier la microporosité,

2) la grande profondeur de champs du microscope optique empêche d'identifier correctement une partie de l'espace poreux (la couleur rose de la résine est masquée par la présence de grains de sable ou de ciment à d'autres niveaux dans l'épaisseur de la lame mince.

Néanmoins, on observe que SC5% et SC20% montrent bien une zone centrale nettement plus poreuse que les extrémités. Par contre SC10% semble presque parfaitement homogène. Dans SC15%, on observe une décroissance régulière depuis une extrémité jusqu'à l'autre. Enfin les deux échantillons à fort taux de cimentation ne montrent pas de structure particulière.

Il semble que ces résultats sont en gros cohérents avec notre hypothèse de départ, production d'une zone centrale plus poreuse dans les échantillons lors de la précompaction. Notons que l'échantillon SC15% a été précompacté en utilisant la procédure dans laquelle une seule entretoise était mobile, voir figure 2.1. Ceci pourrait donc expliquer l'occurrence des bandes de compactions au centre de l'échantillon.

4.2.3. Echantillons endommagés en condition sèche

4.2.3.1. Echantillon à 100% ciment testé à Pc = 5 MPa



Figure 4.20 : Echantillon SC100% testé à Pc = 5 MPa

Sur cet échantillon SC100%, testé à 5 MPa de pression de confinement, on observe des fissures ouvertes parfois sub-parallèles, parfois inclinées par rapport à la direction de la contrainte majeure. Ces fissures sont imprégnées de résine bleue, ce qui permet de supposer qu'elles étaient présentes avant l'imprégnation elles sont donc dues à la déformation durant le test mécanique. Les fissures sont mixtes extensive-cisaillement et on peut observer un embranchement de plusieurs d'entre elles.



4.2.3.2. Echantillon à 100% ciment testé à Pc = 70 MPa



Ces fissures ne sont pas imprégnées et tendent à être orientées aléatoirement par rapport à la contrainte majeure σ 1 et sont probablement des fissures de dessication.

4.2.3.3. Echantillon à 50% ciment testé à Pc = 5 MPa

1 mm



Figure 4.22 : Echantillon SC50% testé à Pc = 5 MPa

On a un segment de fracture de cisaillement intergranulaire imprégnée de résine bleue et occurrence de fissures intragranulaires.



4.2.3.4. Echantillon à 50% ciment testé à Pc = 30 MPa

Figure 4.23 : Echantillon SC50% testé à Pc = 30 MPa

Ici, un segment de fracture en extension a apparemment traversé plusieurs grains de sable.

4.2.3.5. Echantillon à 50% ciment testé à Pc = 70 MPa



Figure 4.24 : Echantillon SC50% testé à Pc = 70 MPa

On ne voit pas de fracture macroscopique intergranulaire, mais des grains fissurés.

111

4.2.3.6. Echantillon à 30% ciment testé à Pc = 5 MPa



Figure 4.25 : Echantillon SC30% testé à Pc = 5 MPa

La géométrie de la fracture est assez complexe. Celle-ci est en cisaillement avec des segments inter- et intra-granulaires.



4.2.3.7. Echantillon à 30% ciment testé à Pc = 80 MPa1 mm

Figure 4.26 : Echantillon SC30% testé à Pc = 80MPa

Même observation que précédemment.

4.2.3.8. Echantillon à 20% ciment testé à Pc = 0 MPa



Figure 4.27 : Echantillon SC20% testé à Pc = 0 MPa

En rose pâle (couleur de la résine), on peut observer une fracture ouverte intergranulaire. Il y a de la fissuration intragranulaire.



4.2.3.9. Echantillon à 20% ciment testé à Pc = 5 MPa1 mm

Figure 4.28 : Echantillon SC20% testé à Pc = 5MPa

Mêmes observations que précédemment.



4.2.3.10. Echantillon à 20% ciment testé à Pc = 60 MPa1 mm

Figure 4.29 : Echantillon SC20% testé à Pc = 60 MPa

Il y a beaucoup d'endommagement au niveau des grains de sable.

1 mm

4.2.3.11. Echantillon à 10% ciment testé à Pc = 3 MPa



Figure 4.30 : Echantillon SC10% testé à Pc = 3MPa

On a très peu d'endommagements visibles sur cette zone presque intacte.



4.2.3.12. Echantillon à 5 % ciment testé à Pc = 0 MPa

Figure 4.31 : Echantillon SC5% testé à Pc = 0MPa

On a ici beaucoup de grains fissurés.

4.3 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons donc observé morphologiquement et microstructuralement nos échantillons de sable cimentés intacts et déformés par les essais mécaniques. Dans le cas des milieux fortement cimentés, la complexité de la géométrie des fractures laisse penser que le milieu est très hétérogène, ce qui est très difficile à vérifier directement dans la microstructure à cause de la petite taille des grains de ciment. Dans le cas des bandes de compaction (pour les échantillons peu cimentés), le mécanisme principal est la décohésion du sable. On a aussi de la micro-fissuration intragranulaire.

Nous avons aussi observé que les bandes de compaction étaient toujours situées dans la partie centrale des éprouvettes. Nous avons vérifié quantitativement que cette zone centrale avait une plus forte porosité probablement due au chargement oedométrique utilisé lors de la précompaction.

Dans le chapitre suivant, nous discuterons et interpréterons tous nos résultats et terminerons par une conclusion générale.

CHAPITRE 5 :

DISCUSSION

EΤ

INTERPRETATION DES RESULTATS

Chapitre 5 : Discussion et interprétation des résultats

Nous allons maintenant récapituler et discuter les principaux résultats obtenus.

5.1. Effet de la pression de confinement : transition localisé / distribué

Nous avons vu aux chapitres 3 et 4 que, pour chaque cimentation C, on observe une transition d'un mode de déformation localisée à une déformation distribuée lorsque la pression de confinement augmente. Nous voulons savoir si cette transition du mode de déformation correspond à la transition fragile / ductile classique telle qu'on la définit en mécanique des roches (i.e., la transition fragile / cataclastique ; Paterson et Wong, 2005). Ce serait le cas si la localisation correspondait à l'occurrence de dilatance et d'adoucissement (i.e., existence d'un maximum de contrainte axiale), et, si la morphologie post-rupture du matériau évoluait de manière classique avec la pression de confinement : en condition uniaxiale, i.e., à Pc = 0 MPa, des fractures en extension, sub-parallèles à σ 1 devraient être observées ; à une pression de confinement supérieure à 0 MPa mais tout de même faible, la déformation devrait se localiser sur une bande de cisaillement unique ; à plus forte pression de confinement, on devrait observer des familles de bandes de cisaillement conjuguées ; enfin, à très forte Pc, la déformation devrait être accommodée par de l'écoulement cataclastique distribué dans tout le volume de l'échantillon. Nos observations ne correspondent pas vraiment à ce schéma (voir aussi Gabet, 2006). Une différence essentielle est que la transition observée dans nos matériaux change de caractère avec le taux de cimentation. À basse cimentation, la rupture a lieu sur une bande de compaction dont l'épaisseur augmente avec la pression de confinement. L'épaisseur est faible (deux ou trois grains) en condition uniaxiale, ce qui correspond au mode localisé, et devient éventuellement comparable à la longueur de l'échantillon lorsqu'on a atteint le mode distribué. Il est évident que la localisation sur une bande de compaction ne s'accompagne pas de dilatance. On vérifie aussi ici qu'il n'y a pas d'adoucissement mais que la déformation s'accumule à contrainte constante. À forte cimentation, le scénario classique est approximativement suivi, mais il faut néanmoins noter des différences qui suggèrent que des micro-mecanismes spécifiques au ciment Portland et différents des micro-mécanismes de fissuration intragranulaire classiques sont actifs dans nos matériaux (voir sections suivantes). Pour les cimentations moyennes, le comportement est intermédiaire et fait intervenir fractures en tension et/ou en cisaillement ainsi que bandes de compaction suivant la valeur de la pression de confinement.

5.2. Influence de la cimentation C

Ainsi qu'il a été démontré dans d'autres études (Saidi, 2002, Saidi et al., 2003, 2005, Bernabé et al. 1992 ; David et al. 1998 ; Jamet, 1974) la cimentation renforce considérablement les matériaux granulaires. Résistance à la rupture et modules élastiques augmentent avec C (voir figures 3.32 et 3.33). Il est intéressant de remarquer deux régimes différents dans la figure 3.33 (voir aussi les figures 1.5 et 1.6 d'après Saidi et al., 2003) : à basse cimentation, la résistance à la rupture croit quasi-linéairement avec C ; à forte cimentation, la résistance reste à peu près constante, indépendamment de C. La cimentation critique (C_{crit} entre 30 et 50 %) séparant ces deux régimes correspond au point ou les grains de sable se séparent suffisamment les uns des autres pour ne plus agir que comme des inclusions rigides immergées sans interactions les unes avec les autres dans une matrice de ciment.

Plus important encore, ainsi qu'il a été mentionné plus haut, le mode de déformation et son évolution avec Pc change de manière dramatique quand le taux de cimentation varie.

 \blacktriangleright pour C < 10 %, on a des bandes de compaction

Des exemples de ces bandes de compaction ont été montrés dans le chapitre 4. Nous devons tout d'abord nous demander si ces accidents morphologiques sont bien liés à la rupture de nos échantillons ou si ce ne sont que des artefacts produits par disquage lors du déchargement à la fin des essais mécaniques (si la contrainte axiale est déchargée plus rapidement que la pression de confinement, on pourrait en effet se trouver en condition uniaxiale dans la direction radiale). Or le déchargement a toujours été effectué avec une vitesse de déplacement du piston limitée, et, d'autre part, les bandes de compaction apparaissent même à Pc = 0 MPa. Les bandes de compaction observées dans cette étude nous semblent donc être une manifestation réelle de la localisation de la déformation dans nos sables les plus faiblement cimentés lors d'essais triaxiaux. Il a été noté dans le chapitre 4

qu'elles étaient toujours situées dans la partie centrale des éprouvettes, laquelle correspond à une zone de plus forte porosité probablement due au chargement oedométrique utilisé lors de la précompaction. Les bandes de compaction apparaissent comme des zones fortement endommagées, orientées perpendiculairement à la contrainte axiale. Elles présentent en leur centre une perte totale de cohésion (les grains de sable se détachent de cette bande centrale lorsqu'on retire l'échantillon déformé de sa gaine de confinement). Ces bandes de compaction sont très différentes de celles observées sur le terrain ou dans des échantillons de grés déformés en laboratoire (Fortin et al., 2006), qui présentent les signes d'une intense microfissuration intragranulaire. Elles ressemblent d'une manière frappante aux bandes de compaction observées par Haimson (Haimson, 2003) et, comme elles, semblent résulter de la rupture et décohésion des contacts cimentés (la fissuration intragranulaire étant un mécanisme secondaire voire inexistant). Rappelons que Haimson (Euroconférence, Oléron, 2005) a rapporté que ces bandes n'apparaissent pas dans tous les grès très poreux (> 25 %) sans avoir pu identifier les facteurs favorisant la création de bandes de compaction. La comparaison de nos résultats avec ceux de Saidi (2002), qui n'avait pas observé de bandes de compaction mais une désagrégation totale de ses échantillons, nous poussent à supposer que la rhéologie du ciment pourrait être un facteur important de la localisation. En effet, Saidi avait laissé le ciment prendre durant un jour seulement (comparé à 4 semaines ici), produisant un ciment probablement beaucoup plus ductile que le notre. Alternativement, on pourrait aussi considérer que la très faible précompaction utilisée par Saidi (2002) a favorisé la production de bandes de compaction très épaisses.

Les bandes de compaction observées ici se distinguent de celles produites expérimentalement lors d'essais triaxiaux sur des roches naturelles (Wong et al, 1997; Ménendez et al., 1996, Bésuelle et al., 2000) en ce que la transition localisé / distribué se produit dans nos matériaux faiblement cimentés par augmentation de l'épaisseur de la bande de compaction, alors que l'épaississement de la zone compactée se fait dans les grès naturels par addition de bandes d'épaisseur égale. Notons aussi que les bandes de compaction se situent souvent au milieu de nos échantillons et non pas près des extrémités comme pour les expériences de Fortin (2006).

 \blacktriangleright pour 10% < C < 50%, on observe un comportement intermédiaire

Le comportement mécanique est complexe et difficile à décrire car il implique fractures en extension et/ou en cisaillement ainsi que bandes de compaction suivant le taux de cimentation et la pression de confinement (voir chapitres 3 et 4).

pour C > 50%, on a des fractures mixtes, avec des segments en extension et d'autres en cisaillement

Ces accidents morphologiques ressemblent plus à des fractures mixtes (en extension et/ou en cisaillement) qu'à des bandes de cisaillement comme on les rencontre habituellement dans les roches poreuses. Ces fractures sont principalement situées dans le ciment (n'oublions pas qu'à ces taux de cimentation élevés les grains de sable ne sont pas au contact les uns avec les autres et agissent plutôt comme des inclusions rigides dans une matrice de ciment). Elles apparaissent toujours en groupe (nous n'avons pas d'exemple d'échantillon contenant une fracture unique). Elles ont une géométrie complexe caractérisée par de fortes variations de l'inclinaison, l'alternance le long d'une fracture individuelle de segments en cisaillement et de segments en extension, et l'existence de zones contenant des branchements multiples et complexes, indiquant de fortes interactions entre les différentes fractures.

D'autre part, dans la gamme de pression de confinement testée, on n'a pas pu atteindre clairement le régime de déformation distribuée, même aux plus hautes pressions de confinement, pour lesquelles nous n'avons observé ni dilatance, ni adoucissement. La localisation peut donc très bien exister dans ces matériaux sans que le comportement mécanique ne présente d'adoucissement (pas de maximum de contrainte) ou de dilatance. Notons que pour les échantillons de ciment pur à faibles pressions de confinement, la dilatance apparaît après la rupture (définie comme le maximum de contrainte) et donc en principe après la localisation.

Mais nous avons vu au chapitre 1 que d'autres matériaux granulaires artificiellement cimentés se comportent comme des grès naturels. On peut alors s'interroger sur les différences de comportement notées ici. Les matériaux préparés par Den Brok et al. (1997) avaient un taux volumique de cimentation réduit, mais étaient néanmoins fortement consolidés ayant été soumis à de fortes température et pression hydrostatique, et le ciment, de la silice vitrifiée, étant très résistant. La conclusion la plus logique est que la localisation de la déformation dans nos matériaux les plus fortement cimentés se fait presque uniquement dans la matrice de ciment Portland précompacté et que celui-ci a des propriétés inhabituelles.

La figure 5.1 montre les valeurs estimées de la pression de confinement correspondant à la transition rupture localisée / distribuée dans tous nos sables cimentés. Le fait que la position de la transition est indépendante du taux de cimentation dans les matériaux les plus cimentés (i.e., pour $C > C_{crit}$) confirme que la matrice de ciment contrôle la localisation et que les

inclusions rigides (grains de sable) ont un effet négligeable tant qu'ils sont suffisamment éloignés les uns des autres.



Figure 5.1 : Représentation de la transition fragile / ductile de nos sables cimentés

5.3. Influence de la précompaction

On peut amorcer une comparaison des résultats obtenus sur des matériaux précompactés à des charges différentes. Ainsi, avec beaucoup de prudence, car il y a des facteurs qui changent simultanément, la comparaison n'étant donc pas aisée à faire, on peut se concentrer sur les résistances uniaxiales à la rupture de nos échantillons précompactés plusieurs fois à 32 MPa avec la prise du ciment qui s'est faite dans un milieu humide pendant 28 jours, de ceux précompactés une seule fois à 64 MPa, la prise du ciment ayant également été faite dans un milieu humide pendant 28 jours également et les échantillons de Saidi (2002) qui n'ont pas été précompactés et dont la prise du ciment avait été faite pendant 24 heures dans le moule et ensuite à l'air libre, donc pas en milieu humide, pendant 6 heures. En tenant compte de l'évolution des résistances uniaxiales avec le temps de prise qu'il a déterminée pour ses

échantillons (voir figure 1.x), nous avons alors pu rapporter les valeurs des résistances uniaxiales obtenues après 30 heures de prise dont 24 dans le moule à 28 jours de prise. Nous pouvons alors comparer les résistances à la rupture des trois types d'échantillons, en étant très précautionneux à cause de tous les facteurs de préparation simultanément différents (voir figure 5.2). On peut constater que l'influence de la précompaction est alors faible.



Figure 5.2 : Résistance uniaxiale à la rupture de différents types d'échantillons Ppc = 64 MPa (une seule précompaction), Ppc = 32 MPa (plusieurs précompactions), Ppc = 0 MPa (Saidi, 2002).

Mais cet effet de renforcement semble atteindre une saturation au-delà d'une certaine valeur de la pression de précompaction (inférieure ou égale à 32 MPa). En effet, il n'y a pas de différences significatives au niveau des résultats obtenus aux différentes charges de précompaction. Ceci pourrait s'expliquer par le fait que la porosité d'un empilement aléatoire de grains rigides ne peut atteindre de valeurs inférieures à environ 25 %, ce qui est le cas des échantillons SC5%. Il ne faut pas trop augmenter la pression de précompaction, on court le risque de produire de la fissuration intragranulaire, entraînant la fragmentation des grains et une diminution additionnelle de la porosité. Notons aussi que le ciment précompacté a une porosité de 5 % et ne se comporte donc pas comme un assemblage micro-granulaire de grains rigides de très faible taille. Les micro-grains de ciment doivent subir une déformation intragranulaire irréversible (probablement plastique) très importante durant la précompaction. Ceci pourrait expliquer les anomalies de comportement mécanique des sables les plus fortement cimentés considérés ici (i.e., SC100% et SC50%).

5.4. Influence de l'eau

Nous avons vu dans le chapitre 3 que la présence d'eau (à pression effective égale) dans nos échantillons durant un essai mécanique tend à réduire leur résistance à la rupture d'environ 20%. Nous avons donc obtenu le même résultat que Baud et al. (2000). Puisque nous n'avons aucune raison de penser que le coefficient de pression effective était supérieur à 1, cet effet doit avoir une origine chimique. À température ambiante les grains de sable (quartz) sont essentiellement inertes chimiquement et nous concluons donc que le ciment reste réactif à l'eau même après 4 semaines de prise. Notons que des phénomènes similaires pourraient exister dans la nature, dans des roches granulaires cimentées par des minéraux réactifs à l'eau. Baud et al. (2000) expliquent l'effet de l'eau par une diminution de l'énergie de surface et du coefficient de friction.

5.5. Enveloppes de rupture de nos matériaux et d'autres matériaux

Les données acquises durant ce travail comparées à celles d'autres matériaux peuvent nous aider à comparer nos matériaux à des roches naturelles et également à d'autres matériaux synthétiques.



Figure 5.3 : Enveloppes de rupture de nos sables cimentés comparées à celles de grès naturels.

Sur la figure 5.3, sont représentées la partie fragile des enveloppes de rupture de nos matériaux de grès naturels (grès de Bentheim, des Vosges, de Diemelstadt et de Wertheim) étudiés par Klein (2002) et de nos échantillons.

Nos matériaux sont comparables aux grès naturels cités précédemment. En effet, les enveloppes de rupture des SC20%, SC30%, SC50% et SC100% se situent entre celles des roches naturelles citées précédemment. Les SC10% et SC5% ont des niveaux de contraintes plus faibles, leur enveloppe est alors située en dessous de celle des grès naturels.

La figure 5.4 nous permet de comparer nos matériaux à d'autres matériaux synthétiques.



Figure 5.4 : Enveloppes de rupture de nos sables cimentés comparées à celles de grès naturels et de roches synthétiques.

Les enveloppes de rupture des échantillons SS3% et SS5%, cimentés à 3% et 5% par du gel de silice (Bernabé et al.,1992; Ben Brock et al. 1996 ; David et al. 1998) permet de considérer leurs enveloppes de rupture comparables à nos matériaux et aux grès naturels présentés sur les figures 5.3. et 5.4.

Le protocole de préparation des SS3% et SS5%, i.e., à forte pression et à haute température renforce de manière considérable les matériaux synthétiques. Ceci explique les fortes différences de contrainte différentielle à la rupture de ceux-ci par rapport à nos matériaux à cimentation équivalente.

5.6. Rôle du ciment

Ainsi, on peut mieux se rendre compte du rôle du ciment (en considérant différents ciments et à proportions équivalentes). De plus, le protocole de fabrication du matériau exerce également une influence sur la structure de la cimentation et donc sur les propriétés du matériau résultant, (voir figure 5.3).

Sur la figure 5.4., nous comparons les résistances uniaxiales de deux sables cimentés par deux ciments différents. Nous avons réalisé des tests uniaxiaux sur des matériaux synthétiques préparés selon un protocole identique hormis les proportions d'eau à adapter en fonction de la nature du ciment pour assurer sa prise.. D'une part, il s'agit du ciment Lafarge (utilisé pour tous les autres essais de ce travail de thèse). D'autre part, il s'agit d'un autre ciment provenant d'un autre fabricant, les minéraux ne sont pas exactement les mêmes et la taille de grain est également différente. La structure cimentaire et donc celle du matériau résultant diffère par le ciment utilisé. Les échantillons cimentés par du ciment Lafarge sont plus résistants que ceux préparés avec l'autre ciment. L'écart entre les résistances à la rupture augmentent avec la cimentation, mais est fortement réduit pour le ciment pur



Figure 5.5 : Résistances uniaxiales de sables cimentés préparés identiquement, mais avec deuxEnveloppes de rupture de nos sables cimentés comparées à celles de grès naturels et de roches synthétiques

La nature et la structure du ciment peuvent donc affecter de manière significative les caractéristiques du matériau et son comportement mécanique.

Conclusion Générale

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le travail de thèse présenté ici a pour objectif d'étudier l'influence de la cimentation sur le comportement mécanique des roches granulaires, poreuses faiblement consolidées. En particulier, il est très important de savoir si, dans les conditions de terrain, la déformation se localise sur des accidents morphologiques tels que des fractures ou, au contraire, tend à se distribuer uniformément. Ces roches sont difficiles à échantillonner et à préserver intactes. Face à ces difficultés, on aborde le problème par une approche expérimentale indirecte qui consiste à préparer des éprouvettes de matériaux synthétiques analogues aux roches faiblement consolidées et les soumettre à des essais mécaniques en étudiant l'influence de paramètres environnementaux tels que la pression de confinement, et en faisant varier séparément et indépendamment certains paramètres structuraux tels que le taux de cimentation.

Nous avons donc préparé en laboratoire des échantillons de matériaux similaires à du mortier à différents taux de cimentation (100%, 50%, 30%, 20%, 10%, 5%) et soumis à trois niveaux de pré-compaction (32, 64 et 128 MPa). Pour cela, nous avons utilisé un sable naturel tamisé provenant d'une gravière située près de Haguenau. Ce sable est essentiellement composé de quartz, plus 2 à 3% de micas et moins de 1% d'argile. La taille des grains de quartz varie entre 200 et 400 microns (moyenne 290 microns et écart-type 55 microns). Pour nos mortiers, le liant était du ciment Portland CEM 1, sans adjuvant chimique. Afin d'assurer l'hydratation du ciment, on a ajouté de l'eau déminéralisée au mélange sable / ciment. Nous avons pris soin de produire un mélange aussi homogène que possible de sable et de ciment sec. En effet, une bonne homogénéité du matériau est une condition très importante pour la reproductibilité des propriétés physiques. A l'étape suivante, le mélange homogène final, versé dans un moule cylindrique en acier inoxydable fermé à ses extrémités par deux entretoises mobiles, subit des cycles de pression de pré-compaction. Cette étape est considérée achevée lorsque la longueur de l'éprouvette ne diminue plus. On démoule alors l'échantillon (d'un diamètre de 20 mm et d'une longueur d'environ 40 mm) et on le conserve à l'intérieur d'une boîte humide pendant 4 semaines supplémentaires, permettant ainsi la prise totale du ciment. Après séchage complet de l'échantillon dans une étuve à 40°C, nous avons mesuré sa porosité par la méthode de la triple pesée. Pour l'ensemble des matériaux préparés, la porosité varie entre 32% pour les plus faiblement cimentés jusqu'à environ 5,7% pour les

Conclusion Générale

plus fortement cimentés. Nous avons aussi mesuré le module de Young tangent au tout début de la courbe contrainte – déformation, quand le comportement n'est pas encore trop nonélastique. La plupart des échantillons ont subi des tests mécaniques triaxiaux en condition sèche, avec une pression de confinement allant de 0 à 70 MPa.

Les résultats principaux sont les suivants :

- La résistance à la rupture des sables cimentés augmente avec le taux de ciment.

- Pour tous nos échantillons, on passe d'un mode de rupture avec maximum de contrainte, adoucissement, dilatance et déformation localisée à un autre régime caractérisé par l'absence d'un maximum de contrainte, endurcissement, compaction et déformation plutôt non-localisée. La transition entre ces deux régimes a lieu à une valeur de pression de confinement dépendant de la cimentation du matériau. Plus important, la forme de la transition dépend de la teneur en ciment. A forte cimentation, la transition ressemble (mais n'est pas tout à fait identique) à la transition fragile / ductile classique. A faible cimentation, on observe des bandes de compaction dont l'épaisseur s'accroît avec la pression de confinement.

- Dans la gamme explorée, nous n'avons pas observé un effet important de la pression de pré-compaction sur la résistance des matériaux aux différents taux de cimentation.

- En présence d'eau, les sables cimentés ont une résistance moins forte qu'en condition sèche. Ceci est probablement dû à des réactions chimiques de l'eau avec le ciment Portland.

- Les données acquises lors des essais mécaniques ont permis de construire partiellement les enveloppes de rupture de nos matériaux (uniquement pour le régime localisé).

Nous avons également fait des observations morphologiques et microstructurales de certains des échantillons intacts et déformés. Dans le cas des matériaux fortement cimentés, la complexité de la géométrie des fractures laisse penser que le ciment pré-compacté était très hétérogène, ce qui est très difficile à vérifier directement dans la microstructure à cause de la petite taille des grains de ciment. Dans le cas des échantillons peu cimentés, on observe des bandes de compaction dont l'épaisseur augmente avec la pression de confinement. Le mécanisme principal semble être la décohésion du sable (rupture des contacts de grains cimentés) avec une contribution minoritaire de micro-fissuration intragranulaire.

Nos résultats sont généralement comparables à ceux d'études antérieures (Saidi, 2002, Saidi et al., 2003, 2005, Bernabé et al. 1992 ; David et al. 1998 ; Jamet, 1974) et confirment que la cimentation renforce considérablement les matériaux granulaires mais de manière complexe. A basse cimentation, la résistance à la rupture croit quasi-linéairement avec la cimentation, alors qu'à forte cimentation, la résistance reste à peu près constante. La

128

Conclusion Générale

cimentation critique (C_{crit} entre 30 et 50 %) séparant ces deux régimes semble correspondre au moment où les grains de sable deviennent suffisamment séparés les uns des autres pour ne plus agir que comme des inclusions rigides immergées sans interaction dans la matrice de ciment. Nous avons aussi obtenu des résultats nouveaux, le plus important étant que pour les taux de cimentation inférieurs à 10 %, les échantillons déformés montrent des bandes de compaction qui s'épaississent avec la pression de confinement. Ces bandes apparaissent comme des zones fortement endommagées, orientées perpendiculairement à la contrainte axiale et toujours situées dans la partie centrale de l'échantillon. Elles sont caractérisées par une perte totale de cohésion (les grains de sable se détachent de cette bande centrale lorsqu'on retire l'échantillon déformé de sa gaine de viton). Elles ressemblent d'une manière frappante aux bandes de compaction observées par Haimson (2003) et, comme elles, semblent résulter de la rupture et décohésion des contacts cimentés (la fissuration intragranulaire étant un mécanisme secondaire voire inexistant). La comparaison de nos résultats avec ceux de Saidi (2002), qui n'avait pas observé de bandes de compaction mais une désagrégation totale de ses échantillons, nous pousse à supposer que la rhéologie du ciment pourrait être un facteur important de la localisation. En effet, Saidi avait laissé le ciment prendre durant un jour seulement (comparé à 4 semaines ici), produisant un ciment probablement beaucoup plus ductile que le notre. Alternativement, on pourrait aussi considérer que la très faible précompaction utilisée par Saidi (2002) a favorisé la production de bandes de compaction très épaisses. Il nous paraît très probable que non seulement la quantité mais aussi les propriétés du ciment contrôlent d'une manière importante les caractéristiques des matériaux granulaires cimentés, leur comportement mécanique et, en particulier, la transition localisé / distribué (le niveau de confinement à laquelle elle a lieu ainsi la forme qu'elle prend).

LISTE BIBLIOGRAPHIQUE

LISTE BIBLIOGRAPHIQUE

Airey, D.W., *Triaxial testing of naturally cemented carbonate soil*, J.Geotech, Engng., 119 (9), 1379-1398, 1993.

Ashby, M.F. et D.R.M. Jones, Engineering Materials 1 : An introduction to their properties and applications, Pergamon Press, Oxford, 1980.

Baud P., Klein E. et T.Wong *Compaction localization in porous sandstones : spatial evolution of damage and acoustic emission activity*, Journal of Structural Geology, (26), 603-624, 2004.

Baud P., Zhu W. et T.Wong, *Failure mode and weakening effect of water on sandstone*, J.Geophys. Res., (105), B7 16371-16389, 2000.

Bernabé Y. et C. Bruderer, *Effect of the variance of the pore size distribution on the transport properties of heterogeneous networks*, J. Geophys. Res., 103, 513-525, 1998.

Bernabé Y., D.T.Fryer et J.A. Hayes, *The effect of cement on the strength of granular rocks*, Geophys. Res. Lett., 19, 1511-1514, 1992.

Bésuelle P., Desrues J. et S. Raynaud, *Experimental characterisation of the localisation phenomenon inside a Vosges sandstone in a triaxial cell*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, (37), 1223-1237, 2000.

Bornet M., Bretheau T. et P. Gilormini, *Homogénéisation en mécanique des matériaux 1, Matériaux aléatoires élastiques et milieux périodiques*, Hermès Science Europe Ltd, 2001.

Bornet M., Bretheau T. et P. Gilormini, *Homogénéisation en mécanique des matériaux 2, Matériaux aléatoires élastiques et milieux périodiques*, Hermès Science Europe Ltd, 2001. **Cambou B. et M. Jean**, *Micromécanique des matériaux granulaires*, Hermès Science Europe Ltd, 2001.

Charlez P.A., Rock mechanics, Volume 1, Theoretical Fundamentals, Paris, Technip, 1991.

Charlez P.A., Rock mechanics, Volume 2, Petroleum Applications, Paris, Technip, 1997.

Clough, G.W., N.Sitar, R.C. Bachus et N. Shaffi Rad, Cemented Sands under static loading, J Geotech Engng., 107, 6,799-818, 1981.

Coop M.R. et J.H. Atkinson, The mechanics of cemented carbonate sands, Geotechnique, (29), No. 1, 53-67, 1993.

Coussy O. et J. Fleureau, Mécanique des sols non saturés, Lavoisier 2002.

David, C., B. Menendez et Y. Bernabé, *The mechanical behaviour of synthetic sandstone with varying brittle cement content*, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. & Abstr., 35, 759.770, 1998.

Den Brok S.W.J., David C. et Y. Bernabé, *Preparation of synthetic sandstones with variable cementation for studying the physical properties of granular rocks*, Compte rendu de l'Académie des Sciences, Paris, Sciences de la terre et des planètes / Eart & Planetary Sciences, (325), 487-492, 1997.

Dresen G. et Y. Guéguen, *Damage and Rock Physical Properties*, Mechanics of fluid saturated rocks, édité par **Guéguen Y. et Boutéca M.**, Elsevier Academic Press, International Geophysics Series Volume 89,169-206, 2004.

Detourney E. et C. Fairhurst, Two dimensional elastoplastic analysis of a long cylindrical cavity under non-hydrostatic loading, Int. J. Rock Mech. Sci. Geomech. & Abstr. (24), 197-211, 1987.

Duran, J., *Sables, poudres et grains – introduction à la physique des matériaux granulaires*, Eyrolles sciences, Paris, 1999.

132

Fortin J., Schubnel A. et Y. Guéguen, *Elastic waves velocities and permeability evolution during compaction of Bleurswiller sandstone*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, (42), 873-889, 2005.

Fortin J., Stanchits S., Dresen G. et Y. Guéguen, Acoustic emission and velocities associated with the formation of compaction bands in sandstone, Journal of Geophysical Research, (111)B10203, 1-16, 2006.

Friedrich J.T., G.L. Arguello, G.L. Dietrick et E.F. De Rouffignac, Geomechanical modelling of reservoir compaction, surface subsidence, and casing damage of Belridge Diatomite field, SPE Res. Eval.& Eng., (3), 348-359, 2000.

Gabet T., *Comportement triaxial du béton sous forte contrainte : Influence du trajet de chargement*, Mémoire de thèse, Université Joseph Fourrier, 2006.

Grolier J., Fernandez A., Hucher M. et J. Riss, Les propriétés physiques des roches, *Théories et modèles*, Masson Paris Milan Barcelone Bonn 1991.

Guéguen Y. et V.Palciauskas, Introduction à la physique des roches, Hermann, Paris, 1992.

Haimson B.C., Fracture-Like Borehole Breakouts in High-Porosity Sandstone : Are They Caused by Compaction Bands ?, Phys.Chem.Earth (A), (26), 15-20, 2001.

Haimson B.C., *Borehole Breakouts in Berea Sandstone Reveal a New Fracture Mechanism*, Pure and Applied Geophysics, (160), 813-831, 2003.

Hicher P, J. Shao, Elastoplasticité des sols et des roches, Modèles de comportement des sols et des roches 1, Lavoisier, 2002.

Hicher P, J. Shao, Lois incrémentales viscoplasticité endommagement, Modèles de comportement des sols et des roches 2, Lavoisier, 2002.

Holt R.M., T.E. Unander et C.J. Kenter, Constitutive mechanical behaviour of synthetic sandstones formed under stress, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. & Abstr., (30), 719-722, 1993.

Homand F. et P. Duffaut, *Manuel de mécaniques des roches : Tome 1, Fondements*, Comité Français de Mécanique des Roches, 2000.

Jaeger J.C. et N.G.W. Cook, *Fundamentals of Rock Mechanics*, London, Chapman and Hall, 1979.

Jamet P., Millard A. et G. Nahas, *Triaxial behaviour of a micro-concrete complete stress*strain curves for confining pressures ranging from 0 to 100 MPa, 133-140, 1974.

Klein E., Lois de déformation des matériaux granulaires : modélisation et expérimentation, Application aux roches réservoirs, Rapport de stage de DEA, Université Louis Pasteur, Strasbourg, 1999.

Klein E., *Compaction de matériaux granulaires : Modélisation et expérimentation*, Rapport de stage ingénieur, Université Louis Pasteur, Strasbourg, 1999.

Klein E., *Micromécanique des roches granulaires poreuses : Expérimentation et Modélisation*, Mémoire de thèse, Université Louis Pasteur, Strasbourg, 2002.

Lanier J., Mécanique des milieux granulaires, Hermès, Science Europe Ltd, 2001.

Lemaître, J. et J.L. Chaboche, Mécanique des matériaux solides, Dunod, Paris, 1988.

Maineult A., Application de la méthode du potentiel spontané à l'hydrogéologie : expérimentation sur modèle réduit d'aquifère, Mémoire de thèse, Université Louis Pasteur, Strasbourg, 2004.

Marion D., Nur A., Yin H. et D. Han, Compressional velocity and porosity in sand-clay mixture, Geophysics (57), 554-563, 1992.

Martin J.C. et S.Serdengecti, Subsidence over oil and gas fields, Geol. Soc. Am., Rev. Engng.Geol., 6, 23-24, 1984.

Maury V.M. et J.M. Sauzay, *Borehole instability : Case Histories, Rock Mechanics Approach, and Result*, SPE / IADC 16051, 1987.

Menéndez B., Zhu W. et T. Wong, *Micromechanics of brittle faulting and cataclastic flow in Berea sandstone*, Journal of Structural Geology, (18), 1-16, 1996.

Neville A.M., *Propriétés des bétons*, CRIB Centre de Recherche Interuniversitaire sur le béton, Sherbrooke-Laval, éditions Eyrolles, 2000.

Paterson, M.S., *Experimental rock deformation – the brittle field*, Springer - Verglas, Berlin, Heidelberg, 1978.

Paterson, M.S. et T. Wong, *Experimental Rock Deformation – the brittle field*, Springer - Verglas, Berlin, Heidelberg, 2005, Second Edition.

Saidi F., *Micromécanique des roches faiblement consolidées*, Mémoire de thèse, Université Louis Pasteur, Strasbourg, 2002.

Saidi F., Bernabé Y. et T. Reuschlé, The Mechanical behaviour of synthetic poorly consolidated granular rock under uniaxial compression, Tectonophysics (370), 105-120, 2003.

Saidi F., Bernabé Y. et T. Reuschlé, Uniaxial Compression of synthetic poorly consolidated granular rock with a bimodal grain-size distribution, Rock Mech. Rock Engng. 38 (2), 129-144, 2005.

Schutjens P.M., F.W. Fens et R.M.M. Smits, *Experimental observations of the uniaxial compaction of quartz-rich reservoir at stresses up to 80 MPa*, in Land subsidence, edited by F.B.J. Barends, F.J.J. Brouner and F.H. Shrôder eds, Balkema, New York, 1995.

Smart B.G.D., J.M. Somerville et K.J. Mac Gregor, The prediction of yield zone development around a borehole and its effect on drilling and production, In Proc. 32nd U.S. Symp.Rock Mech. Min.Sci., 961-969, 1991.

Sternlof K.R., J. W. Rudnicki et D.D. Pollard, Anticrack inclusion model for compaction bands in sandstone, Journal of Geophysical Research, (110) B11403, 1-16, 2005.

Vernik L., M. Bruno et C.Bovberg, *Empirical relations between compressive strength and porosity of siliciclastic rocks*, Int. J. Rock Mech. Min. Sci, 30, 677-680, 1993.

Wong T., David C. et W. Zhu, *The transition from brittle faulting to cataclastic flow in porous sandstones : Mechanical deformation*, J. Geophys. Res., (102), B2 3009-3025, 1997.

Zhang J.J., C.S. Rai et C.H. Sondergeld, *Mechanical strength of reservoir materials : key informations for sand prediction*, SPE Res. Eval & Eng., (3), 127-131, 2000.

LISTE DES FIGURES

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DU SUJET ET CONCEPTS DE BASE

Figure 1. 1 : Courbes contrainte-deformation, Paterson et Wong (2005)

Figure 1. 2 : Echantillon à l'issu de certains essais sur un marbre, Paterson et Wong (2005)

Figure 1.3 : Courbes d'essais triaxiaux réalisés sur un grès, Wong et al. (1997)

Figure 1.4. : Schéma récapitulatif des morphologies des roches obtenues après des tests triaxiaux sous différentes conditions de pression, Bésuelle et al. (2000)

Figure 1.5. : Schéma et morphologie des roches obtenues après des tests triaxiaux à différentes conditions, Bésuelle et al. (2000)

Figure 1.6 : Enveloppe de rupture des grès étudiés, Wong et al. (1997)

Figure 1.7. : Cartes de foyers d'émissions acoustiques à différents instants de la rupture d'un échantillon de grès (Dresen et Guéguen, 2004)

Figure 1.8 : Micromécanismes impliqués dans le processus de rupture, Ménendez et al. (1996)

Figure 1.9 : Transition fragile / ductile et modes de localisation du grès de Bentheim, Baud et al. (2004)

Figure 1.10 : Microphotographie de l'évolution des bandes de compaction dans le grès de Bentheim, Baud et al. (2004)

Figure 1.11 : Gros plan sur une bande de compaction située dans un affleurement, Sternlof et al. (2005)

Figure 1.12 : Images de trois zones différentes d'un grès (à l'intérieur de la bande de compaction, 2 mm à l'extérieur de la bande de compaction et à 1 m de la plus proche bande de compaction), Sternlof et al. (2005)

Figure 1.13: Microstructure d'une bande de compaction, Sternlof et al. (2005)

Figure 1.14 : Bande de cisaillement et bandes de compaction obtenues sur le grès de Bleurswiller dans deux conditions de tests différentes, Fortin et al. (2006)

Figure 1.15 : Mise en évidence de bandes de compaction en utilisant la méthode des émissions acoustiques, Fortin et al. (2006)

Figure 1.16 : Croissance des bandes de compaction, Fortin et al. (2006)

Figure 1.17 : Protocole expérimental des essais réalisés en chargement triaxial vrai sur les roches, Haimson (2003)

Figure 1.18 : Développement des bandes de compaction, Haimson (2003)

Figure 1.19 : Courbes contrainte-déformation des tests mécaniques effectués sur le grès de Darley Dale au régime fragile, Baud et al. (2000)

Figure 1.20 : Courbes contrainte-déformation des tests mécaniques effectués sur le grès de Darley Dale au régime ductile, Baud et al. (2000)

Figure 1.21 : Comparaison de la résistance à la rupture de sables artificiellement et naturellement cimentés. a) PAC-1, sable naturellement et modérément cimenté; SLAC-2, sable artificiellement et faiblement cimenté ; b) PAC-2, sable naturellement et fortement cimenté ; SLAC-1, sable artificiellement et fortement cimenté (Clough et al., 1981)

Figure 1.22 : Contact cimenté (Bernabé et al., 1992)

Figure 1.23 : Ciment localisé aux contacts entre les grains et dans les fissures intragranulaires (David et al., 1998)

Figure 1.24 : L'enveloppe de rupture des SS5% et SS3% coïncide avec celle de grès naturels (David et al., 1998)

Figure 1.25 : Evolution de la résistance à la rupture en compression uniaxiale Rc en fonction du temps de séchage, F correspond aux matériaux préparés avec des grains de sable fins, G correspond aux matériaux préparés avec des grains de sable gros, (Saidi, 2002).

Figure 1.26 : Courbe contrainte – déformation incluant une série de cycles chargement - déchargement pour la mesure du module de Young (Saidi et al., 2003)

Figure 1.27 : Résistance à la rupture en fonction du taux de cimentation (Saidi et al., 2003)

Figure 1.28 : Module de Young en fonction du taux de cimentation (Saidi et al., 2003)

Figure 1.29 : courbe contrainte – déformation des tests triaxiaux sur les sables cimentés, (Jamet et al., 1974)

Figure 1.30 : Procédé de fabrication du ciment (Neville, 2000)

Figure 1.31 : Classification des principaux types de ciment selon la norme européenne, ENV 197-1:1992, (Neville, 2000)

Figure 1.32 : Prise et durcissement du ciment Portland. (a) au départ, les grains de ciment sont mélangés à l'eau, (b) après 15 minutes, la réaction de prise lie faiblement les grains, (c) réactions de durcissement qui peuvent prendre 2 ans pour être totales d'où vient la résistance mécanique du ciment, (Ashby et Jones, 1980).

Figure 1.33 : Système poreux d'une pâte de ciment hydraté, (Neville, 2000)

Figure 1.34 : Relation entre la résistance calculée d'une pâte pure de ciment et le rapport ciment / eau, (Neville, 2000)

Figure 1.35 : Développement de la résistance de bétons préparés avec différents types de ciments référencés sur la figure 1.22 (Neville, 2000)

CHAPITRE 2 : PROCEDURES EXPERIMENTALES

Figure 2.1 : Distribution du diamètre moyen du sable S4

Figure 2.2 : Distribution du diamètre moyen du sable S4 modifié

Figure 2.3 : Moule avec une entretoise mobile

Figure 2.4 : Moule avec deux entretoises mobiles

Figure 2.5 : Dispositif de précompaction

Figure 2.6 : Boîte humide pour stockage des échantillons durant la prise du ciment

Figure 2.7 : Etuve de séchage des échantillons

Figure 2.8 : Comparaison des courbes contrainte-déformation (Pc = 5 MPa) pour les échantillons précompactés une fois (courbes rouges) ou plusieurs fois (courbes bleues) sous 32 MPa.

Figure 2.9 : Reproductibilité des SC5% testés à Pc = 5 MPa (en bleu, les données de l'essai de reproductibilité)

Figure 2.10 : Presse triaxiale (cellule en position ouverte avec embase porte échantillon visible)

Figure 2.11 : Schéma de fonctionnement de la presse triaxiale (bleu, circuit de contrôle de la contrainte axiale; rouge, circuit de pression de confinement; vert, circuit de pression de pore)

Figure 2.12 : Schéma de chargement d'un échantillon cylindrique, avec $\sigma 1$ = contrainte axiale et $\sigma 2=\sigma 3$ = contrainte de confinement

CHAPITRE 3 : RESULTATS EXPERIMENTAUX

Figure 3.1 : Porosité du matériau pour différentes valeurs de la cimentation (ronds noirs, échantillons précompactés préparés dans cette thèse ; ronds bleus, échantillons non précompactés de la thèse de Fethi Saidi, 2002)

Figure 3.2 : Porosité du matériau en fonction de la teneur en argile pour différentes pressions de précompaction, Marion et al. (1992)

Figure 3.3 : Schéma du mélange sable-argile, Marion et al. (1992)

Figure 3.4 : Courbes déformation volumique - pression de confinement acquises lors d'essais hydrostatiques sur deux échantillons à 100% de ciment. Les mesures ont été faites à l'aide de jauges de déformation collées sur la surface latérale de chaque éprouvette.

Figure 3.5 : Courbes pression de confinement – déformation axiale et pression de confinement – déformation radiale acquises lors d'essais hydrostatiques sur deux échantillons à 100% de ciment. Les mesures ont été faites à l'aide de jauges de déformation collées sur la surface latérale de chaque éprouvette.

Figure 3.6 : Essais triaxiaux à sec sur les échantillons SC100% (préparés avec P_{pc} = 32 MPa) aux différentes Pc utilisées. a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale.
b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique (la déformation volumique n'a pas été mesurée lors de l'essai uniaxial).

Figure 3.7 : Essais triaxiaux à sec sur les échantillons SC50% (préparés avec $P_{pc} = 32$ MPa) aux différentes Pc utilisées. a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique (la déformation volumique n'a pas été mesurée lors de l'essai uniaxial).

Figure 3.8: Essais triaxiaux à sec sur les échantillons SC30% (préparés avec $P_{pc} = 32$ MPa) aux différentes Pc utilisées. a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique (la déformation volumique n'a pas été mesurée lors de l'essai uniaxial)

Figure 3.9 : Essais triaxiaux à sec sur les échantillons SC30% précompactés à $P_{pc} = 64$ MPa pour les différentes Pc utilisées. Seules les courbes contrainte différentielle-déformation axiale ont été enregistrées.

Figure 3.10 : Essais triaxiaux à sec sur les échantillons SC20% (préparés avec P_{pc} = 32 MPa) aux différentes Pc utilisées. a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale.
b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique (la déformation volumique n'a pas été mesurée pour l'essai uniaxial)

Figure 3.11 : Essais triaxiaux à sec sur les échantillons SC10% (préparés avec P_{pc} = 32 MPa) aux différentes Pc utilisées. a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale.
b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique (la déformation volumique n'a pas été mesurée pour l'essai uniaxial)

Figure 3.12 : Essais triaxiaux à sec sur les échantillons SC5% (préparés avec P_{pc} = 32 MPa) aux différentes Pc utilisées. a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale.
b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique (la déformation volumique n'a pas été mesurée lors de l'essai uniaxial)

Figure 3.13 : Courbes contrainte-déformation à Pc = 0 MPa pour les différentes cimentations

Figure 3.14: Essais uniaxiaux (Pc=0MPa) effectués sur des échantillons préparés avec un ciment différent (ciment à grains plus fins que le ciment Lafarge utilisé pour tous les autres échantillons). La pression de pré-compaction est de 32 MPa

Figure 3.15: Essais uniaxiaux (Pc=0 MPa) effectués sur des échantillons précompactés à 64 MPa.

Figure 3.16 : Essais triaxiaux à Pc = 5 MPa pour les différentes cimentations. a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique.

Figure 3.17 : Influence de la cimentation pour les échantillons précompactés à 64 MPa testés à Pc = 5 MPa.

Figure 3.18 : Influence de la cimentation pour les échantillons précompactés à 128 MPa testés à Pc = 5 MPa.

Figure 3.19 : Essais triaxiaux à Pc = 10 MPa pour les différentes cimentations. a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique.
Figure 3.20 : Essais triaxiaux à Pc = 20 MPa pour les différentes cimentations. a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique.

Figure 3.21 : Essais triaxiaux à Pc = 30 MPa pour les différentes cimentations. a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique.

Figure 3.22 : Essais triaxiaux à Pc = 40 MPa pour les différentes cimentations. a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique.

Figure 3.23 : Essais triaxiaux à Pc = 50 MPa pour les différentes cimentations. a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique.

Figure 3.24 : Essais triaxiaux à Pc = 60 MPa pour les différentes cimentations. a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique.

Figure 3.25 : Essais triaxiaux à Pc = 70 MPa pour les différentes cimentations. a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique.

Figure 3.26 : Courbes contrainte-déformation à Pc = 5 MPa pour les échantillons de a) SC50%, b) SC30%, c) SC20%, d) SC10% et e) SC5% (rouge, $P_{pc} = 64$ MPa; bleu ; jaune, $P_{pc} = 128$ MPa).

Figure 3.27 : Essais triaxiaux sur les échantillons SC5% saturés (bleu foncé et vert). Comparaison avec les essais triaxiaux à sec (rouge). a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique (méthode de mesure utilisant la pression de confinement, bleu foncé; méthode utilisant la pression de pore, vert). Dans ces tests, on a Peff = 10 MPa.

Figure 3.28 Essais triaxiaux sur les échantillons SC10% saturés (bleu foncé et vert). Comparaison avec les essais triaxiaux à sec (rouge). a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique (méthode de mesure utilisant la pression de confinement, bleu foncé; méthode utilisant la pression de pore, vert). Dans ces tests, on a Peff = 20 MPa.

Figure 3.29 : Essais triaxiaux sur les échantillons SC20% saturés (bleu foncé et vert). Comparaison avec les essais triaxiaux à sec (rouge). a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique (méthode de mesure utilisant la pression de confinement, bleu foncé; méthode utilisant la pression de pore, vert). Dans ces tests, on a Peff = 50 MPa.

Figure 3.30 : Essais triaxiaux sur les échantillons SC30% saturés (bleu foncé et vert). Comparaison avec les essais triaxiaux à sec (rouge). a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique (méthode de mesure utilisant la pression de confinement, bleu foncé; méthode utilisant la pression de pore, vert). Dans ces tests, on a Peff = 60 MPa.

Figure 3.31 : Essais triaxiaux sur les échantillons SC50% saturés (bleu foncé et vert). Comparaison avec les essais triaxiaux à sec (rouge). a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique (méthode de mesure utilisant la pression de confinement, bleu foncé; méthode utilisant la pression de pore, vert). Dans ces tests, on a Peff = 60 MPa.

Figure 3.32 : Essais triaxiaux sur les échantillons SC100% saturés (bleu foncé et vert). Comparaison avec les essais triaxiaux à sec (rouge). a) Contrainte différentielle en fonction de la déformation axiale. b) Contrainte différentielle en fonction de la déformation volumique (méthode de mesure utilisant la pompe de pression de confinement, bleu foncé; méthode utilisant la pompe de pression de pore, vert). Dans ces tests, on a Peff = 30 MPa.

Figure 3.33 : Module de Young E en fonction de la cimentation pour tous les taux de cimentation. a) E en échelle linéaire, b) E en échelle logarithmique.

Figure 3.34 : Module de Young E en fonction de la pression de confinement. a) E en échelle linéaire, b) E en échelle logarithmique.

Figure 3.35 : Contrainte à la rupture en fonction de la cimentation à deux pressions de confinement différentes (Pc = 0 MPa, ronds pleins ; Pc = 5 MPa, ronds vides).

Figure 3.36 : Enveloppe de rupture de nos matériaux

CHAPITRE 4 : MORPHOLOGIE ET MICROSTRUCTURE

Figure 4.1: Echantillon de SC100% (ciment pur) testé à Pc=30 MPa.

- Figure 4.2 : Echantillon de SC100% (ciment pur) testé en condition saturée à Peff=30 MPa.
- **Figure 4.3** : Echantillon de SC50% testé à Pc=0 MPa.
- Figure 4.4 : Echantillon de SC50% testé à Pc=60 MPa
- Figure 4.5 : Echantillon de SC50% testé en condition saturée à Peff=60 MPa.
- Figure 4.6 : Echantillon de SC30% testé à Pc=10 MPa.
- Figure 4.7 : Echantillon de SC30% testé à Pc=60 MPa.
- Figure 4.8 : Echantillon de SC30% testé à Pc=70 MPa
- Figure 4.9 : Echantillon de SC20% testé à Pc=10 MPa
- **Figure 4.10** : Echantillon de SC10% testé à Pc=10 MPa.
- Figure 4.11 : Echantillon de SC10% testé à Pc=70 MPa.
- Figure 4.12 : Echantillon de SC5% testé à Pc=0 MPa (uniaxial).
- **Figure 4.13** : Echantillon de SC5% testé à Pc=70 MPa.
- Figure 4.14 : Echantillon SC100% intact.
- Figure 4.15: Echantillon SC50% intact
- Figure 4.16: Echantillon SC30% intact
- Figure 4.17 : Echantillon SC20% intact
- Figure 4.18 : Echantillon SC10% intact
- Figure 4.19 : Echantillon SC5% intact
- Figure 4.20 : Echantillon SC100% testé à Pc = 5 MPa
- Figure 4.21 : Echantillon SC100% testé à Pc = 70 MPa
- Figure 4.22 : Echantillon SC50% testé à Pc = 5 MPa
- **Figure 4.23** : Echantillon SC50% testé à Pc = 30 MPa
- **Figure 4.24** : Echantillon SC50% testé à Pc = 70 MPa

Figure 4.25 : Echantillon SC30% testé à Pc = 5 MPa

Figure 4.26 : Echantillon SC30% testé à Pc = 80MPa

Figure 4.27 : Echantillon SC20% testé à Pc = 0 MPa

Figure 4.28 : Echantillon SC20% testé à Pc = 5MPa

Figure 4.29 : Echantillon SC20% testé à Pc = 60 MPa

Figure 4.30 : Echantillon SC10% testé à Pc = 3MPa

Figure 4.31 : Echantillon SC5% testé à Pc = 0MPa

CHAPITRE 5 : DISCUSSION ET INTERPRETATION DES RESULTATS

Figure 5.1 : Représentation de la transition fragile / ductile de nos sables cimentés

Figure 5.2 : Résistance uniaxiale à la rupture de différents types d'échantillons Ppc = 64 MPa (une seule précompaction), Ppc = 32 MPa (plusieurs précompactions), Ppc = 0 MPa (Saidi, 2002).

Figure 5.3 : Enveloppes de rupture de nos sables cimentés comparées à celles de grès naturels.

Figure 5.4 : Enveloppes de rupture de nos sables cimentés comparées à celles de grès naturels et de roches synthétiques.

Figure 5.5 : Résistances uniaxiales de sables cimentés préparés identiquement, mais avec deuxEnveloppes de rupture de nos sables cimentés comparées à celles de grès naturels et de roches synthétiques

ANNEXE

Annexe : Résumé synthétique des essais mécaniques (NA signifie que l'information manque, l'observation n'ayant pas pu être faite pour diverses raisons; SCX%_a signifie que ces échantillons n'ont subi qu'une seule étape de précompaction; SCX%_b fait référence aux échantillons préparés avec un ciment différent du ciment Lafarge que nous avons utilisé pour tous les autres échantillons)

ANNEXE : RESUME SYNTHETIQUE DES ESSAIS MECANIQUES

ANNEXE :

RESUME SYNTHETIQUE DES ESSAIS MECANIQUES

Résumé synthétique des essais mécaniques (NA signifie que l'information manque, l'observation n'ayant pas pu être faite pour diverses raisons; SCX%_a signifie que ces échantillons n'ont subi qu'une seule étape de précompaction; SCX%_b fait référence aux échantillons préparés avec un ciment différent du ciment Lafarge que nous avons utilisé pour tous les autres échantillons).

Matériau	précompaction	type d'essai	pic de contrainte, adoucissement	dilatance	localisation
SC100%	32 MPa	Triaxial à sec Pc = 0 MPa	Qf = 146 MPa adoucissement	NA	oui
SC100%	32 MPa	Triaxial à sec Pc = 5 MPa	Qf = 178 MPa adoucissement	faible	oui
SC100%	32 MPa	Triaxial à sec Pc = 10 MPa	Qf = 196 MPa adoucissement	nulle	oui
SC100%	32 MPa	Triaxial à sec Pc = 20 MPa	Qf = 217 MPa adoucissement	nulle	oui
SC100%	32 MPa	Triaxial à sec Pc = 30 MPa	Qf = 236 MPa adoucissement	nulle	oui
SC100%	32 MPa	Triaxial à sec Pc = 40 MPa	Qf = 262 MPa adoucissement	nulle	oui
SC100%	32 MPa	Triaxial à sec Pc = 50 MPa	pas de pic pas d'adoucissement	nulle	oui
SC100%	32 MPa	Triaxial à sec Pc = 60 MPa	pas de pic pas d'adoucissement	nulle	oui
SC100%	32 MPa	Triaxial à sec Pc = 70 MPa	pas de pic pas d'adoucissement	nulle	non

SC100%	32 MPa	Triaxial	Qf = 243 MPa	significative	oui
		en saturé	adoucissement		
		Peff=30 MPa			
SC100%	32 MPa	hydrostatique	pas de pic	NA	non
SC100%	32 MPa	hydrostatique	pas de pic	NA	non
SC100%_a	64 Mpa	Triaxial à sec Pc = 0 MPa	Qf = 130 MPa sans adoucissement	NA	oui
SC100%_b	32 MPa	Triaxial à sec Pc = 0 MPa	Qf = 136 MPa sans adoucissement	NA	
SC90%_a	64 MPa	Triaxial à sec Pc = 0 MPa	Qf = 136 MPa adoucissement	NA	
SC80%_a	64 MPa	Triaxial à sec Pc = 0 MPa	Qf = 140 MPa adoucissement	NA	
SC70%_a	64 MPa	Triaxial à sec Pc = 0 MPa	Qf = 131 MPa adoucissement	NA	
SC60%_a	64 MPa	Triaxial à sec Pc = 0 MPa	Qf = 124 MPa adoucissement	NA	
SC50%	32 MPa	Triaxial à sec Pc = 0 MPa	Qf = 131 MPa adoucissement	significative	oui
SC50%	32 MPa	Triaxial à sec Pc = 5 MPa	Qf = 157 MPa adoucissement	significative	oui
SC50%	32 MPa	Triaxial à sec Pc = 10 MPa	Qf = 184 MPa adoucissement	significative	oui
SC50%	32 MPa	Triaxial à sec Pc = 20 MPa	Qf = 200 MPa adoucissement	significative	oui
SC50%	32 MPa	Triaxial à sec Pc = 30 MPa	Qf = 225 MPa adoucissement	significative	oui
SC50%	32 MPa	Triaxial à sec Pc = 40 MPa	Qf = 242 MPa adoucissement	significative	oui
SC50%	32 MPa	Triaxial à sec Pc = 50 MPa	Qf = 260 MPa adoucissement	significative	oui

SC50%	32 MPa	Triaxial	pas de pic	nulle	oui
		à sec	pas		
		Pc = 60 MPa	d'adoucissement		
SC50%	32 MPa	Triaxial	pas de pic	nulle	non
		a sec	pas		
		Pc = 70 MPa	d'adoucissement		
SC50%	32 MPa	Triaxial	Qf = 242 MPa	nulle	oui
		en saturé	adoucissement		
		Peff = 60MPa			
SC50%_a	64 MPa	Triaxial	Qf = 115 MPa	NA	oui
		à sec	adoucissement		
		Pc = 0 MPa			
SC50% a	64 MPa	Triaxial	Of = 150 MPa	NA	
500070 <u>u</u>	01111	à sec	adoucissement		
		Pc = 5 MPa			
SC50% a	128 MPa	Triaxial	Qf = 150 MPa	NA	
_		à sec	adoucissement		
		Pc = 5 MPa			
SC50%_a	32 MPa	Triaxial	Qf = 129 MPa	NA	
		à sec	adoucissement		
		Pc = 5 MPa	-		
SC50%_b	32 MPa	Triaxial	Qf = 77 MPa	NA	
		à sec	adoucissement		
0.0400/		Pc = 0 MPa		NT A	•
SC40%_a	64 MPa		QI = 8 / MPa	NA	oui
		$a \sec P_{c} = 0 MP_{a}$	adoucissement		
SC30%	32 MPa	Triaxial	Qf = 56 MPa	NA	oui
		à sec	adoucissement		
		Pc = 0 MPa			
SC30%	32 MPa	Triaxial	Qf = 93 MPa	significative	oui
		à sec	adoucissement		
		Pc = 5 MPa	-		
SC30%	32 MPa	Triaxial	Qf = 106 MPa	significative	oui
		à sec	adoucissement		
SC200/	22 MD-	Pc = 10 MPa	$Of = 142 MD_{2}$	-:: c :	:
SC30%	32 MPa		QI = 142 MPa	significative	oui
		Pc = 20 MPa	auvuuisseinent		
SC30%	32 MPa	Triaxial	Qf = 180 MPa	significative	oui
		à sec	adoucissement		
		Pc = 30 MPa			
SC30%	32 MPa	Triaxial	Plateau à 183	faible	oui
		à sec	MPa		
		Pc = 40 MPa	adoucissement		

SC30%	32 MPa	Triaxial	Qf = 205 MPa	significative	oui
		à sec	adoucissement	U	
		Pc = 50 MPa			
SC30%	32 MPa	Triaxial	Of = 224 MPa	nulle	oui
		à sec	adoucissement		
		Pc = 60 MPa			
SC30%	32 MPa	Triaxial	pas de pic	nulle	oui
		à sec	pas		
		Pc = 70 MPa	d'adoucissement		
SC30%	32 MPa	Triaxial	pas de pic	nulle	oui
		En saturé	pas		
		Peff=60MPa	d'adoucissement		
<u> </u>					
SC30%_a	64 MPa	Triaxial	Qf = 41 MPa	NA	oui
		a sec	adoucissement		
9.0200/		Pc = 0 MPa		NT A	
SC30%_a	64 MPa	l riaxial	QI = 49 MPa	NA	
		a sec $D_{a} = 1 M D_{a}$	adoucissement		
SC200/ a		Pc = 1 MPa	$Of = 05 MD_{2}$	NT A	
SC30%_a	04 MPa	i flaxiai	QI – 95 MPa	INA	
		$a \sec D_0 = 5 MD_0$	adoucissement		
SC20% a	64 MDa	rc = 5 wir a	$Of = 06 MP_0$	NA	
SC3070_a	04 WII a		QI – 90 MI a	INA	
		$P_c = 10 \text{ MPa}$	adoucissement		
SC30% a	64 MPa	Triaxial	Plateau à	NA	
5C5070_u	0 T MII u	à sec	Of = 72 MPa	1 17 1	
		Pc = 20 MPa	adoucissement		
SC30% a	64 MPa	Triaxial	pas de pic	NA	
		à sec	pas		
		Pc = 30 MPa	d'adoucissement		
SC30% b	32 MPa	Triaxial	Qf = 32 MPa	NA	
_		à sec	adoucissement		
		Pc = 0 MPa			
SC30%_a	32 MPa	Triaxial	Qf = 85 MPa		
		à sec	adoucissement		
		Pc = 5 MPa			
SC30%_a	128 MPa	Triaxial	Qf = 95 MPa	NA	
		à sec			
		Pc = 5 MPa	-		
SC20%	32 MPa	Triaxial	Qf = 38 MPa	NA	oui
		à sec	adoucissement		
		Pc = 0 MPa		· · · · ·	
SC20%	32 MPa	Triaxial	Qt = 64 MPa	significative	oui
		a sec	adoucissement		
SC200/	22.140	Pc = 5 MPa	Of = (O M D)		:
SC20%	32 MPa	l riaxial	QI = 69 MPa	significative	oui
		$a \sec D_0 = 10 \text{ MD}$	adoucissement		
		PC = 10 MPa			

SC20%	32 MPa	Triaxial	Qf = 94 MPa	significative	oui
		à sec	adoucissement	C	
		Pc = 20 MPa			
SC20%	32 MPa	Triaxial	Plateau à 110	significative	oui
		à sec	MPa	-	
		Pc = 30 MPa	adoucissement		
SC20%	32 MPa	Triaxial	pas de pic	nulle	oui
		à sec	pas		
		Pc = 40 MPa	d'adoucissement		
SC20%	32 MPa	Triaxial	pas de pic	nulle	oui
		à sec	pas		
		Pc = 50 MPa	d'adoucissement		
SC20%	32 MPa	Triaxial	pas de pic	nulle	oui
		à sec	pas		
		Pc = 60 MPa	d'adoucissement		
SC20%	32 MPa	Triaxial	pas de pic	nulle	oui
		à sec	pas		
		Pc = 70 MPa	d'adoucissement		
0.000/	22.165	T · · 1		11	
SC20%	32 MPa	Triaxial	pas de pic	nulle	oui
		en sature	pas		
0.000/		Peff = 50 MPa	d'adoucissement		
SC20%_a	64 MPa	Iriaxial	Qf = 24 MPa	NA	oui
		a sec $D_{2} = 0 M D_{2}$	adoucissement		
SC200/ h	22 MDa	PC = 0 MPa	$Of = 16 MD_{2}$	NI A	
SC20%_0	32 MPa		QI – 10 MPa	INA	
		$a \sec \theta$	adoucissement		
SC10%	32 MPa	$\Gamma C = 0$ MF a	$Of = 12 MP_2$	ΝA	oui
SC1070	52 IVII a	à sec	QI = 12 Ivii a	INA	oui
		$P_c = 0 MP_a$	adoueissement		
SC10%	32 MPa	Triaxial	Of = 25 MPa	significative	oui
501070	52 mi u	à sec	adoucissement	5151110001100	our
		Pc = 3 MPa			
SC10%	32 MPa	Triaxial	plateau à 31	significative	oui
		à sec	MPa	C	
		Pc = 5 MPa	adoucissement		
SC10%	32 MPa	Triaxial	Qf = 42 MPa	significative	oui
		à sec	adoucissement		
		Pc = 10 MPa			
SC10%	32 MPa	Triaxial	plateau à 64	nulle	oui
		à sec	MPa		
		Pc = 20 MPa	adoucissement		
SC10%	32 MPa	Triaxial	pas de pic	nulle	oui
		à sec	pas		
		Pc = 30 MPa	d'adoucissement		
SC10%	32 MPa	Triaxial	pas de pic	nulle	oui
		à sec	pas		
		Pc = 40 MPa	d'adoucissement		

SC10%	32 MPa	Triaxial	pas de pic	nulle	oui
		à sec	pas		
		Pc = 50 MPa	d'adoucissement		
SC10%	32 MPa	Triaxial	pas de pic	nulle	oui
		à sec	pas		
		Pc = 60 MPa	d'adoucissement		
SC10%	32 MPa	Triaxial	pas de pic	nulle	oui
		à sec	pas		
		Pc = 70 MPa	d'adoucissement		
SC10%	32 MPa	Triaxial	pas de pic	nulle	oui
		en saturé	pas		
		Peff = 20 MPa	d'adoucissement		
SC10%_a	64 MPa	Triaxial	Qf = 10 MPa	NA	oui
		à sec	adoucissement		
0.0100/_1	22.10	Pc = 0 MPa			
SC10%_b	32 MPa	Triaxial	Qf = 4 MPa	NA	
		a sec	adoucissement		
0.0100/	22.140	Pc = 0 MPa	OC 51 MD	NT A	
SC10%_a	32 MPa	l riaxial	Qf = 51 MPa	NA	
		a sec $D_{1} = 5 MD_{2}$	adoucissement		
<u>SC100/</u>		Pc = 5 MPa	$\Omega f = 52 MD_{2}$		
SC10%_a	64 MPa	l riaxial	QI = 52 MPa	NA	
		a sec $D_{a} = 5 M D_{a}$	adoucissement		
SC100/ a	129 MDa	PC = 5 MPa	$Of = (1 MD_{2})$	NT A	
SC10%_a	128 MPa		QI – OI MPa	INA	
		$a \sec D_{c} = 5 M D_{a}$	adoucissement		
SC5%	32 MPa	Triavial	$Of = 2.6 MP_2$	NΛ	oui
50570	52 WII a		adoucissement		oui
		$P_{c} = 0 MP_{a}$	adoueissement		
SC5%	32 MPa	Triaxial	Of = 8.9 MPa	significative	oui
50570	52 WH u	à sec	adoucissement	Significative	our
		Pc = 1 MPa	udodolbbolliont		
SC5%	32 MPa	Triaxial	Of = 14 MPa	significative	oui
~ ~ ~ ~ ~ ~ ~		à sec	adoucissement	8	
		Pc = 2 MPa			
SC5%	32 MPa	Triaxial	plateau à 20	significative	oui
		à sec	MPa	C	
		Pc = 5 MPa	adoucissement		
SC5%	32 MPa	Triaxial	Pas de pic	faible	oui
		à sec	pas		
		Pc = 10 MPa	d'adoucissement		
SC5%	32 MPa	Triaxial	pas de pic	nulle	oui
		à sec	pas		
		Pc = 20 MPa	d'adoucissement		
SC5%	32 MPa	Triaxial	pas de pic	nulle	oui
		à sec	pas		
		Pc = 30 MPa	d'adoucissement		

SC5%	32 MPa	Triaxial	pas de pic	nulle	oui
		à sec	pas		
		Pc = 40 MPa	d'adoucissement		
SC5%	32 MPa	Triaxial	pas de pic	nulle	oui
		à sec	pas		
		Pc = 50 MPa	d'adoucissement		
SC5%	32 MPa	Triaxial	pas de pic	nulle	oui
		à sec	pas		
		Pc = 60 MPa	d'adoucissement		
SC5%	32 MPa	Triaxial	pas de pic	nulle	oui
		à sec	pas		
		Pc = 70 MPa	d'adoucissement		
SC5%	32 MPa	Triaxial	pas de pic	nulle	oui
		en saturé	pas		
		Peff=10 MPa	d'adoucissement		
SC5%_a	64 MPa	Triaxial	Qf = 3 MPa	NA	oui
		à sec	adoucissement		
		Pc = 0 MPa			