



RAPPORT DE RECHERCHE

Thème 7 : Participation à la rédaction et la relecture des recommandations SOLCYP

Auteur : C. Dano
Organisme : EC Nantes

R/15/SOL/021
LC/14/SOL/52
Janvier 2015

SOLCYP - FICHE SIGNALÉTIQUE

TITRE : Participation à la rédaction et la relecture des recommandations SOLCYP

RAPPORT N°: R/15/SOL/021

DATE D'ETABLISSEMENT : janvier 2015

AUTEUR(S) : C. DANO

ORGANISME(S) CHARGE(S) DE L'ACTION : EC NANTES

THEME DE RATTACHEMENT : 7

LETTRE DE COMMANDE : LC/14/SOL/52

Table des matières

1 - OBJECTIFS	3
2 – ARGILE DE MERVILLE.....	3
2.1 Le site de Merville et son profil géotechnique.....	3
2.2 Propriétés physiques de l’argile de Merville.....	3
2.3 Degré de surconsolidation.....	7
2.4 Résistance au cisaillement maximale.....	9
2.5 Effet de la vitesse de chargement.....	13
2.6 Etude de l’anisotropie.....	22
2.7 Etat critique.....	25
2.8 Comportement sous chargement cyclique.....	27
2.9 Comportement sous cisaillement simple.....	33
3 – SABLE DE LOON-PLAGE.....	33
3.1 Etat initial des contraintes.....	33
3.2 Dégradation du frottement latéral due aux cycles.....	34
4 – REFERENCES.....	37
ANNEXE 1 : RESULTATS DES ESSAIS OEDOMETRIQUES A HAUTE PRESSION	38
ANNEXE 2 : RESULTATS DES ESSAIS TRIAXIAUX MONOTONES	42
ANNEXE 3 : RESULTATS DES ESSAIS TRIAXIAUX CYCLIQUES	50

1 - OBJECTIFS

Dans le cadre du Projet National SOLCYP, l'Institut de Recherche en Génie Civil et Mécanique (GeM – Ecole Centrale de Nantes) a pour objectifs :

- d'identifier, par le biais d'essais de laboratoire, les propriétés physiques et le comportement de l'argile prélevée sur le site de Merville ;
- de caractériser, par le biais d'essais de laboratoire, le comportement mécanique sous chargement cyclique du sable prélevé sur le site de Loon-Plage.

Ces deux sites ont fait l'objet d'essais de pieux en grandeur réelle.

2 – ARGILE DE MERVILLE

Le travail de caractérisation des propriétés et du comportement de l'argile de Merville a été réalisé dans le cadre de la thèse de doctorat de Jian HAN, financée par le programme de coopération entre le Groupe des Ecoles Centrales (GEC) et le China Scholarship Council (CSC) et soutenue le 11 juillet 2014.

Les carottes d'argile prélevées sur le site de Merville, désignées par SC1, SC2 et SC3, ont été stockées en chambre froide pendant toute la durée du projet.

2.1 Le site de Merville et son profil géotechnique

Les prélèvements d'argile ont été réalisés dans l'enceinte de l'aéroport local, près de sites antérieurement testés dans le cadre d'autres programmes de recherche.

L'analyse des carottes a permis de proposer le profil géotechnique suivant :

- de 0 à 2,5 / 3 mètres de profondeur : sol de nature silteuse, qui n'a pas été étudié par la suite.
- A partir de 2,5 à 3 mètres de profondeur : argile de couleur vert olive et « structurée », i.e. qu'elle présente, notamment entre 3 et 6 mètres de profondeur, des plans de fissuration résultant probablement du processus d'érosion et donc de surconsolidation.

Cette argile dite de Merville fait partie en fait, de la couche d'argile des Flandres qui recouvre le nord de la France et la Belgique, et que l'on retrouve côté britannique sous l'appellation argile de Londres. Il s'agit d'une argile résultant du dépôt, à l'époque éocène (yprésien), de sédiments fins en milieu marin

D'après les mesures de teneur en eau réalisées, on peut déduire que la nappe phréatique se situe non loin du toit de la couche d'argile, à environ 3 mètres de profondeur.

2.2 Propriétés physiques de l'argile de Merville

La minéralogie de l'argile de Merville, caractérisée par diffraction X, contient comme minéraux principaux, du quartz et de l'illite. Les minéraux accessoires sont la montmorillonite et la kaolinite.

La fraction argileuse ($< 2 \mu\text{m}$), déduite d'essais de sédimentométrie sur un échantillon prélevé à 7,5 m de profondeur dans le sondage SC2, après broyage de l'argile, est comprise entre 20 et 40% (Fig. 1).

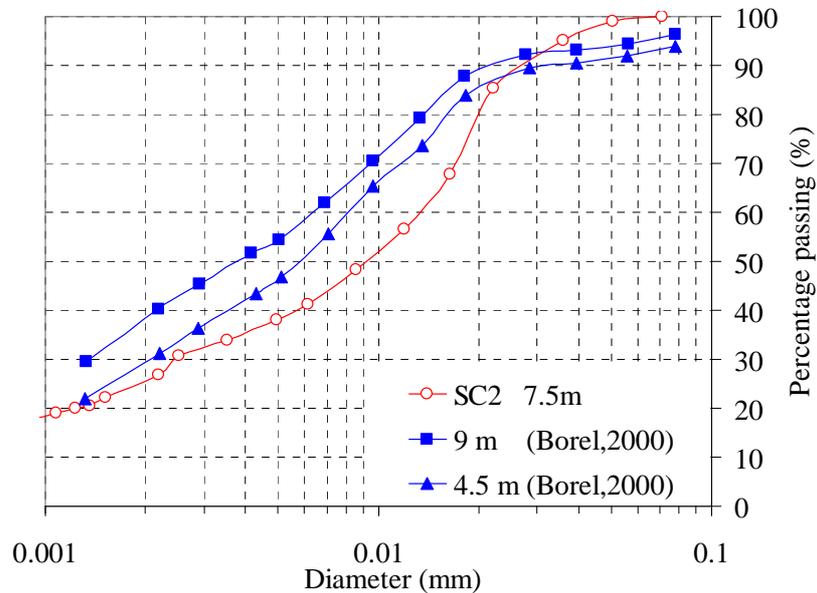


Figure 1. Résultats d'un essai de sédimentométrie.

La valeur moyenne du poids volumique solide γ_s , mesuré par la méthode des pycnomètres sur 15 essais, est de $26,3 \text{ kN/m}^3$ pour un écart-type de $0,7 \text{ kN/m}^3$.

La teneur en carbonates pour les échantillons à moins de 4 m de profondeur est inférieure à 1 %, tandis, qu'au-delà, elle se situe entre 4 et 6 %.

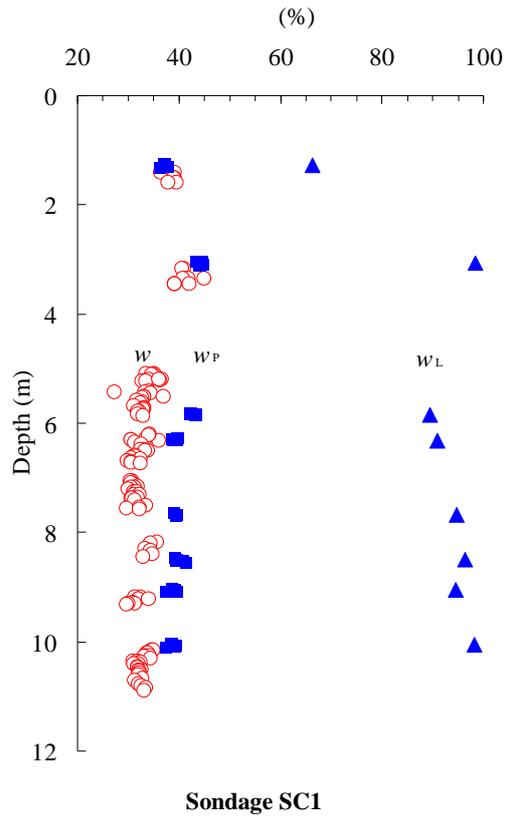
Enfin, les profils de teneurs en eau mesurées et des limites d'Atterberg déterminées dans le cadre de ce PN sont présentés sur la Figure 2. Ils sont relativement uniformes sur l'épaisseur de la couche d'argile auscultée et d'un sondage à l'autre. Les teneurs en eau varient entre 29,0 et 35,6 %, pour un degré de saturation de 100 %.

La limite de liquidité w_L est comprise entre 89 et 101 % et la limite de plasticité w_P entre 46 et 61 %. On en déduit un indice de plasticité $I_P = w_L - w_P$ compris entre 30 et 55 %. On reporte dans le Tableau 1, les données obtenues sur des sites voisins en 1986 et 2003.

L'argile de Merville est donc fortement plastique.

Tableau 1. Teneurs en eau et limites d'Atterberg des précédentes campagnes (Borel, 2000).

	w (%)	w_L (%)	I_P (%)	Clay size content (%)	CaCO ₃ Content (%)	G_s
Merville (1986)	27~33	86~98	58~69	30~40	6.8~8.8	2.74~2.75
Merville (2003)	32.3	69.2	40.5			



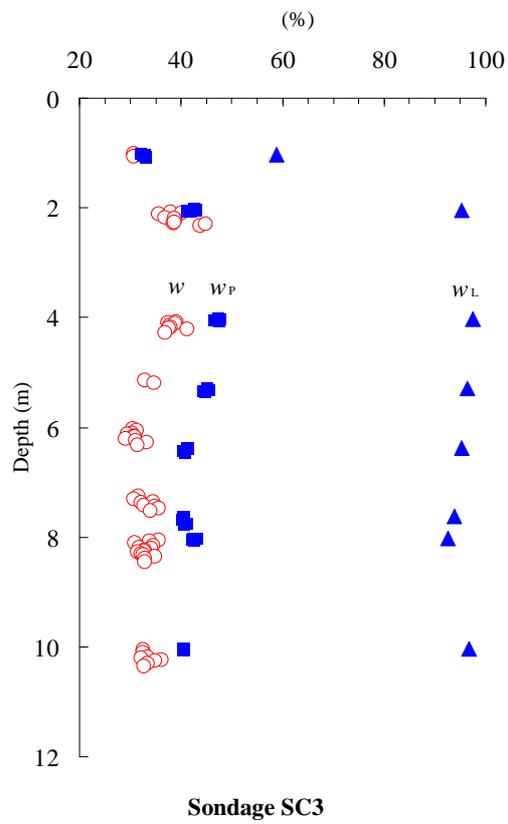
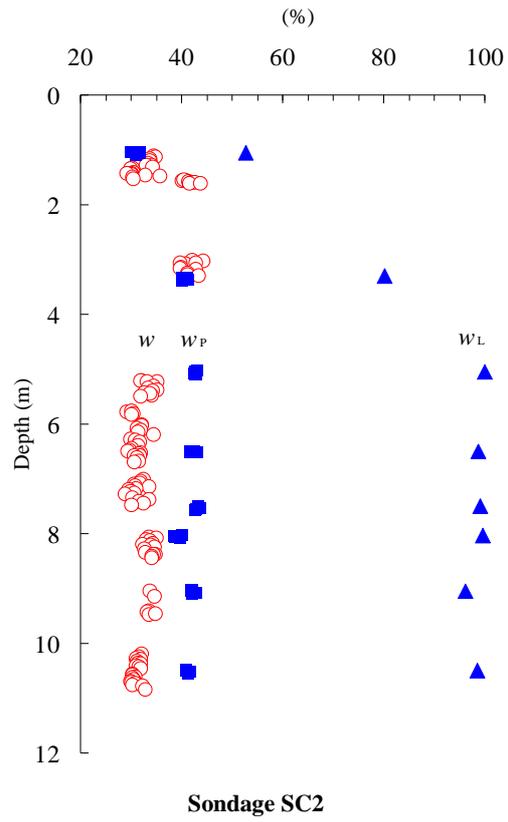


Figure 2. Profils des teneurs en eau et limites d'Atterberg.

2.3 Degré de surconsolidation

Du fait des processus géologiques de sédimentation, consolidation sous l'effet d'une accumulation de sédiments de l'ordre de 200 m et érosion, l'argile de Merville est reconnue comme un matériau fortement surconsolidé. La valeur de son degré de surconsolidation est moins connue. Josseume (1998) annonce une contrainte effective de préconsolidation de l'ordre de 3,4 MPa, soit un degré de surconsolidation OCR de l'ordre de 30. Une des conséquences est que les essais oedométriques standards, conduits à une contrainte maximale de l'ordre de 1 MPa, ne permettent pas d'identifier les coefficients de compressibilité élastique et plastique de l'argile.

Nous avons donc conduits une série d'essais oedométriques à haute pression (jusqu'à environ 12 MPa) afin de mieux cerner le comportement de cette argile. Des essais sur l'argile intacte puis sur l'argile reconstituée (donc remaniée) ont été réalisés sur des échantillons de 70 mm de diamètre et 19 mm de hauteur. L'argile intacte est découpée directement dans les carottes, en limitant le remaniement autant que possible. Les échantillons d'argile reconstituée sont préparés à partir d'une poudre d'argile mélangée à de l'eau à une teneur en eau comprise entre w_L et $1,5*w_L$. La boue ainsi obtenue est déposée dans un consolidomètre et consolidée sous K_0 à une contrainte verticale effective de 100 ou 300 kPa.

Les essais de compression oedométrique sont réalisés à vitesse de déplacement imposée, à raison de 2 $\mu\text{m}/\text{min}$ (soit une vitesse de déformation axiale de 0,63 %/h), estimée suffisamment faible pour ne pas générer de surpression interstitielle.

Tableau 2. Paramètres des essais oedométriques à haute pression.

Référence	Nature	Profondeur (m)	γ_h (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	σ'_{v0} (kPa)	w_0 (%)	w_L (%)	e_0
OH1	Intacte	7.43	19.3	14.3	97.4	34.8	93.8	0.793
OH2	Intacte	7.53	19.3	14.4	98.4	34.8	93.8	0.791
OH3	Intacte	9.48	19.2	14.3	117.1	34.8	96.1	0.805
OH4	Reconstituée	4 ~7	17.3	11.7	100	47.1	90.8	1.266
OH5	Reconstituée	7 ~11	18.2	13.2	300	38.1	93.8	0.953

Les résultats des essais sont présentés en Annexe 1. Une synthèse incorporant les résultats d'essais similaires par Hieng (1991) sur une argile similaire prélevée à Dunkerque est donnée sur la Figure 3. L'identification de la contrainte effective de pré-consolidation suit la méthode de Casagrande, pour les argiles surconsolidées. Les paramètres déduits des essais sont donnés dans le Tableau 3. On en déduit un degré de surconsolidation de l'ordre de 25.

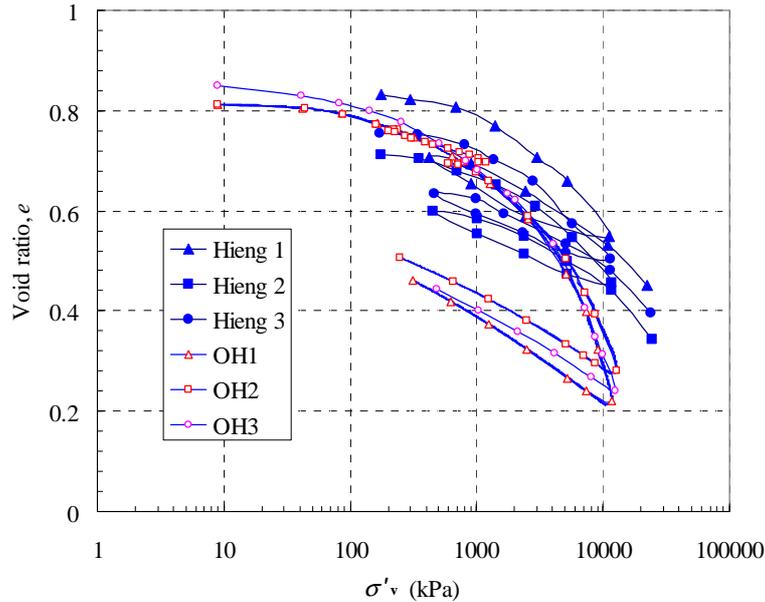


Figure 3. Résultats des essais oedométriques à haute pression sur l'argile intacte. Comparaison avec les résultats de Hieng (1991).

Tableau 3. Paramètres déduits des essais oedométriques à haute pression.

Test name	C_{s1}	C_{s2}	C_{s3}	C_s	C_c	σ'_p (kPa)
OH1	0.098			0.150	0.755	2800
OH2	0.073	0.115		0.139	0.591	2600
OH3	0.084	0.096	0.130	0.144	0.686	2750
Hieng 1				0.120	0.340	5000
Hieng 2				0.100	0.290	3600
Hieng 3				0.100	0.310	2800

C_{si} : indice de compressibilité élastique sur différents cycles de décharge / recharge.

L'indice de compressibilité élastique augmente au fur et à mesure du chargement, qui détruit progressivement une partie de la cimentation acquise lors des processus physico-chimiques post-sédimentaires. Quand la déstructuration est complète, l'argile intacte et l'argile reconstituée présente alors les mêmes indices de compressibilité élastiques, comme c'est le cas pour les chargements de l'ordre de 10 MPa. Le changement notable de compressibilité correspond donc au dépassement de la contrainte de cimentation σ'_y (« gross yield stress »), i.e. la déstructuration de l'argile, et au comportement plastique lié au dépassement de la contrainte de préconsolidation σ'_p (Hight et al. (1992) ; Cotecchia & Chandler (2000)). En général, $\sigma'_y > \sigma'_p$.

2.4 Résistance au cisaillement maximale

Plusieurs séries d'essais triaxiaux ont été conduites, toutes sur des échantillons de 35 mm de diamètre et 70 mm de hauteur :

- Une campagne d'essais UU (Tableau 4) ;
- Des essais Consolidés de manière Isotrope et Cisailés en conditions Non drainées, en Compression (CIUc) et en Extension (CIUe) (Tableau 5).

Les courbes sont reportées en Annexe 2.

2.4.1 – Résultats des essais UU

Tableau 4. Résultats des essais UU sur l'argile intacte.

Sondage	Réf.	Prof. (m)	Etat initial				Confinement (kPa)	Caractéristiques au maximum du déviateur		
			γ_h (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w_0 (%)	σ'_{v0} (kPa)		ε_f (%)	$(\sigma'_{a-} \sigma'_r)/2$ (kPa)	$(\sigma'_{a+} \sigma'_r)/2$ (kPa)
SC1	UU1	5.07	20.4	15.4	34.5	74.8	0	1.58	37.5	45.8
	UU2	5.12	20.4	15.4	34.7	75.3	97.2	14.92	67.3	159.8
	UU3	5.17	20.5	15.5	35.2	75.7	196.8	7.22	97.0	290.4
	UU4	5.22	20.2	15.1	34.2	76.2	396.1	4.06	103.1	496.6
	UU5	7.03	19.7	14.8	30.5	93.6	0	14.86	143.5	167.4
	UU6	7.10	19.6	14.5	30.7	94.3	97.0	8.89	213.7	294.4
	UU7	7.16	19.7	14.6	31.4	94.8	196.8	13.37	116.0	312.3
	UU8	7.20	19.3	15.1	30.5	95.2	394.4	10.04	137.8	526.2
	UU9	9.18	20.3	14.5	31.8	114.2	0	5.64	119.2	131.4
	UU10	9.22	20.0	14.8	32.1	114.6	96.6	14.80	154.4	242.8
	UU11	9.30	19.9	14.9	31.1	115.4	196.6	3.69	310.9	498.4
	UU12	9.33	20.4	14.9	30.0	115.7	395.8	3.58	328.4	724.6
	UU13	10.13	19.5	14.4	34.7	123.3	0	2.32	124.1	133.2
	UU14	10.18	18.9	14.5	33.8	123.8	94.8	7.14	144.8	240.5
	UU15	10.23	19.3	14.8	33.6	124.3	196.6	4.08	252.5	428.1
	UU16	10.28	19.1	14.9	33.8	124.8	396.4	14.92	119.0	502.0
SC2	UU17	5.23	19.8	15.4	32.1	76.3	0	0.95	30.8	34.8
	UU18	5.28	19.2	15.1	33.5	76.8	98.2	3.28	91.5	196.0
	UU19	5.76	19.3	15.0	32.2	81.4	197.7	5.39	186.4	403.7
	UU20	5.82	19.0	14.9	30.8	82.0	397.1	14.64	111.3	527.7
	UU21	7.02	19.0	14.5	32.3	93.5	0	2.17	25.9	43.2
	UU22	7.06	19.8	15.2	31.3	93.9	84.0	0.65	16.0	116.9
	UU23	7.13	19.5	15.0	32.2	94.5	197.5	4.07	209.3	425.6
	UU24	7.18	20.1	15.0	31.2	95.0	397.3	4.54	244.6	660.0
	UU25	8.08	20.0	14.5	33.6	103.7	0	2.46	37.6	54.1
	UU26	8.13	19.2	15.3	33.5	104.1	98.2	3.85	194.1	310.3
	UU27	8.19	20.2	15.2	33.6	104.7	197.6	3.55	128.9	345.1
	UU28	8.24	20.2	15.3	34.1	105.2	399.3	14.64	129.5	474.9
SC3	UU29	4.08	19.5	14.5	38.5	65.3	0	2.45	40.8	45.3
	UU30	4.12	19.3	14.2	38.5	65.7	96.9	4.49	32.5	165.1
	UU31	4.20	18.6	14.3	37.7	66.4	196.5	4.90	77.4	279.5
	UU32	4.22	18.9	14.2	38.3	66.6	396.1	14.9	76.2	477.7
	UU33	6.06	19.3	14.7	31.3	84.3	0	3.24	77.3	79.8
	UU34	6.09	19.3	15.2	30.4	84.6	96.7	12.79	121.2	222.0
	UU35	6.15	19.1	14.6	30.6	85.1	196.2	14.93	134.6	324.7
	UU36	6.20	19.7	15.0	30.5	85.6	395.7	3.80	245.5	635.8
	UU37	8.08	19.5	15.1	33.5	103.7	0	1.96	35.3	38.5
	UU38	8.18	19.7	15.0	33.2	104.6	96.1	2.13	95.6	196.3
	UU39	8.23	19.6	15.0	32.8	105.1	196.3	9.03	220.3	420.6
	UU40	8.32	19.8	15.3	32.3	106.0	395.5	4.09	270.3	668.6

2.4.2 – Résultats des essais CIUC et CIUE

Tableau 5. Résultats des essais CIU sur l'argile intacte.

Sondage	Réf.	Prof. (m)	Etat initial			Confinement σ'_0 (kPa)	Caractéristiques au maximum (CIUC) ou minimum (CIUE) du déviateur			
			γ_h (kN/m ³)	w_0 (%)	σ'_{v0} (kPa)		ε_f (%)	Angle α (°)	$(\sigma'_a - \sigma'_r)_f/2$ (kPa)	$(\sigma'_a + \sigma'_r)_f/2$ (kPa)
	CIUC1	5.45	19.8	33.6	78.4	100.0	14.24	45	67.3	127.7
	CIUC2	5.47	20.2	34.0	78.6	97.1	14.55	45	54.7	106.9
	CIUC3	5.53	19.8	33.2	79.2	198.3	11.3	45	128.1	258.6
	CIUE1	5.85	20.1	33.0	82.3	94.2	-2.65	29	-38.4	101.2
SC1	CIUE2	5.88	19.7	32.8	82.5	193.6	-2.07	68	-52.0	189.1
	CIUC4	7.36	19.7	31.7	96.8	96.6	13.5	50	132.3	180.9
	CIUC5	7.40	19.5	32.1	97.1	100.3	5.31	52	86.6	158.1
	CIUC6	7.55	19.8	32.8	98.6	200.5	6.36	67	149.3	239.2
	CIUC7	7.58	19.7	32.2	98.9	399.0	14.90	55	198.6	395.8
	CIUC8	10.47	19.6	32.6	126.6	195.5	8.40	58	180.9	264.2
	CIUC9	5.35	19.6	34.0	77.5	100.4	2.84	55	112.6	139.1
	CIUC10	5.46	19.8	34.2	78.5	99.9	3.20	50	100.2	145.5
	CIUC11	7.42	19.9	32.6	97.3	49.8	2.25	45	66.7	82.8
SC2	CIUC12	7.35	19.8	31.8	96.7	99.2	12.96	58	106.4	159.3
	CIUC13	7.48	19.4	31.6	97.9	95.8	9.85	45	137.9	215.6
	CIUC14	8.32	19.3	33.0	106.0	93.1	5.49	45	110.6	149.9
	CIUC15	8.39	19.4	33.8	106.6	194.8	9.42	38	159.6	234.6
	CIUC16	7.04	19.5	34.2	93.7	49.7	4.09	65	138.8	174.4
	CIUC17	7.08	19.6	33.8	94.1	100.0	3.45	45	149.4	199.5
SC3	CIUC18	7.16	19.9	34.6	94.8	199.6	3.94	45	172.5	261.1
	CIUC19	10.20	19.2	32.7	124.0	46.3	3.29	56	196.8	190.2
	CIUC20	10.25	19.0	33.1	124.5	95.4	14.96	45	71.6	114.6

Note: le symbole α représente l'angle du plan de rupture par rapport à l'horizontale.

Pour tous ces essais réalisés sur des échantillons d'argile intacte, les résultats dépendent fortement de leur état de micro-fissuration. La Figure 4 représente les chemins de contraintes effectives. Le déviateur maximal est aussi comparé à des résultats de la littérature (Hicher & Shao, 2002) sur l'argile des Flandres et l'argile de Londres. Le déviateur maximal pour l'argile de Merville est proche des valeurs obtenues sur l'argile des Flandres, mais en-deçà des résultats sur l'argile de Londres.

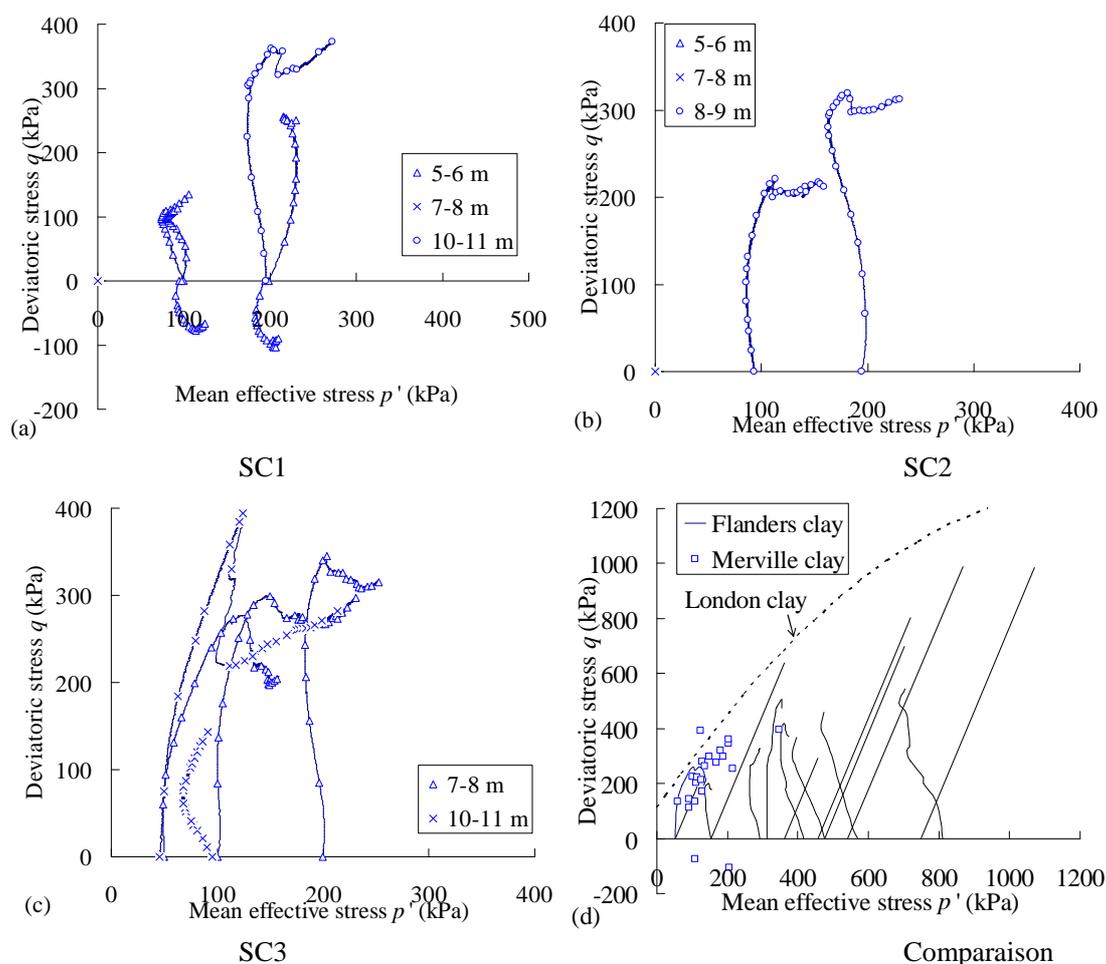


Figure 4. Chemins des contraintes effectives.

2.4.3 – Enveloppes de rupture

La variabilité naturelle et la présence de la microfissuration induit une variation des résistances au cisaillement. On synthétise ici l'ensemble des résultats conduits sur l'argile naturelle intacte, en termes de résistance maximale dans le plan (s' , t) et dans le plan de Mohr (σ'_n , τ) (Figure 5).

L'ensemble des données est borné par deux enveloppes intrinsèques en compression (Figure 5a) :

- L'enveloppe basse correspondant à $c' = 0$ kPa et $\phi' = 9.5$ degrés ;
- L'enveloppe haute correspondant à $c' = 96.8$ kPa et $\phi' = 26.2$ degrés
- Pour une enveloppe moyenne correspondant à $c' = 38.2$ kPa et $\phi' = 23.8$ degrés.

En prenant en compte l'état des contraintes sur le plan de rupture, on aboutit à des résultats sensiblement différents (Figure 5b). Les deux enveloppes extrêmes correspondent alors à un couple inférieur ($c' = 0$ kPa, $\phi' = 26.1^\circ$) et à un couple supérieur ($c' = 105.4$ kPa, $\phi' = 26.7^\circ$), pour un couple moyen ($c' = 43.1$ kPa, $\phi' = 26.7^\circ$).

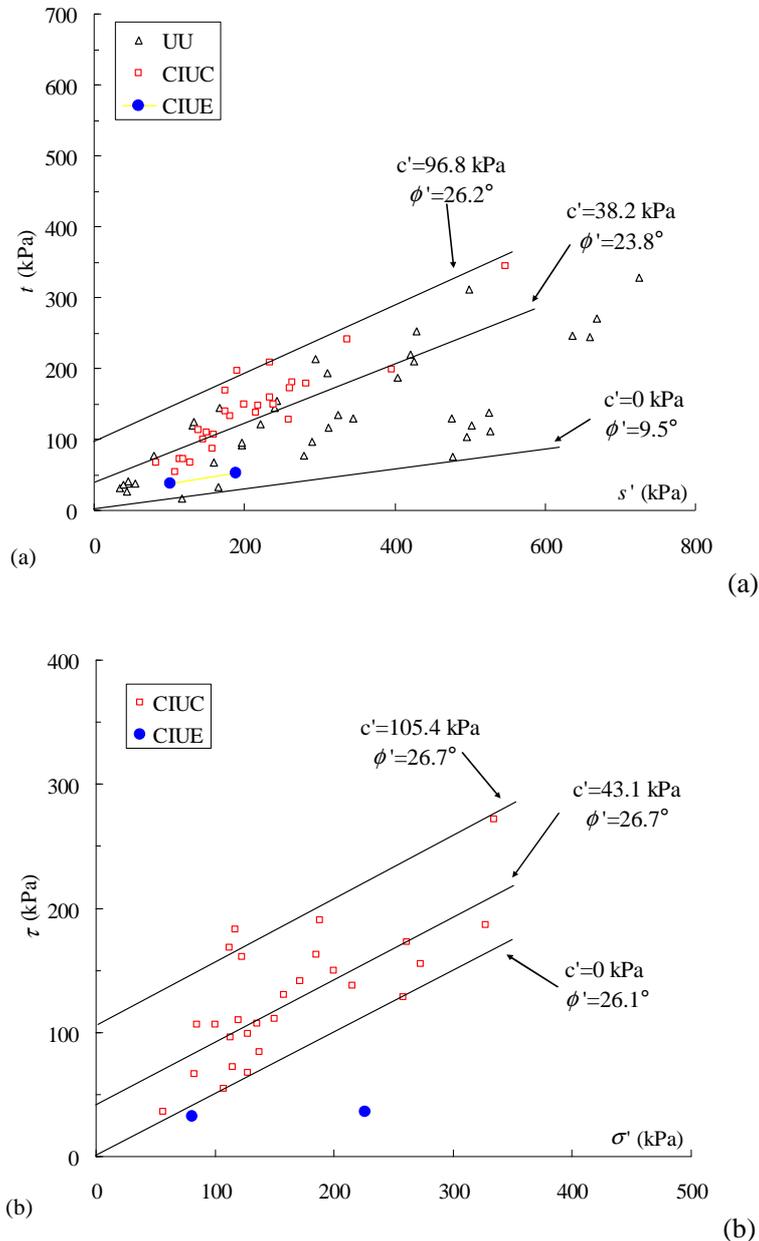


Figure 5. Synthèse des résistances au cisaillement maximales.

2.5 Effet de la vitesse de chargement

L'effet de la vitesse de chargement sur la résistance des argiles est connue et a été largement étudié pour les argiles normalement consolidées à faiblement surconsolidées. Les données sur les argiles fortement surconsolidées sont moins nombreuses. Aussi il nous a semblé

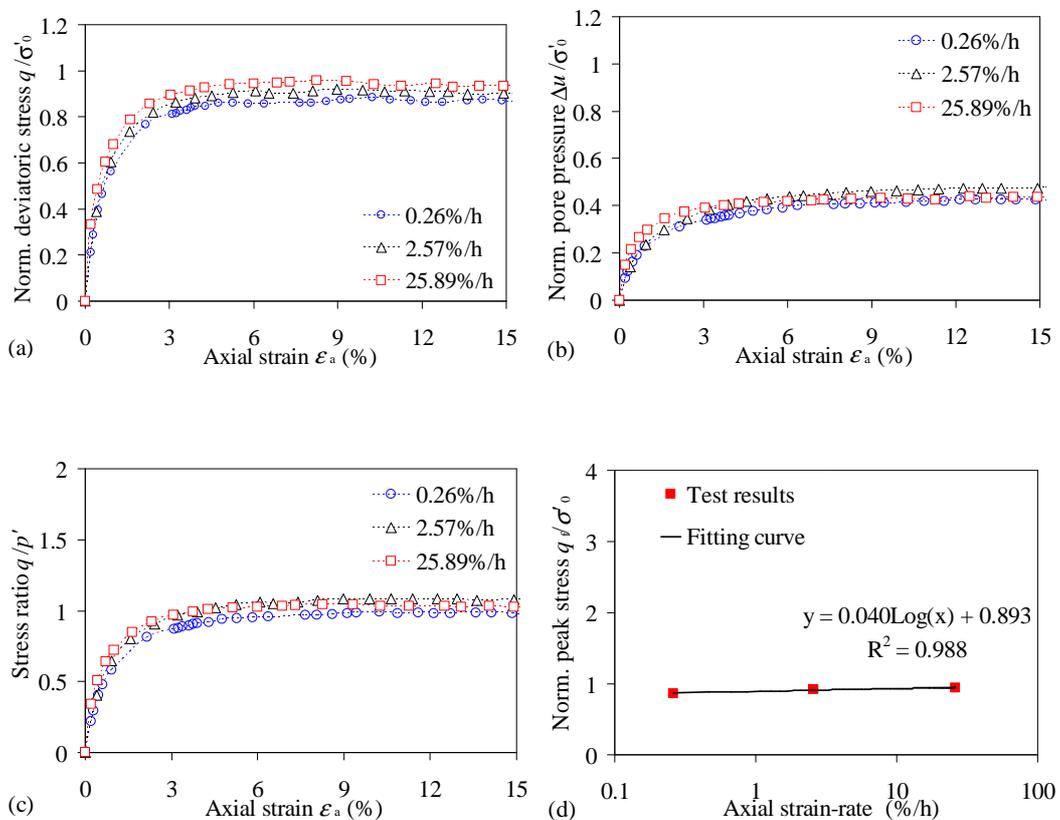
intéressant d'étudier ce point, qui plus est pour estimer l'effet des vitesses différentes entre les chargements monotones et cycliques.

Le Tableau 6 synthétise les données des essais réalisés. Ceux-ci ont été conduits sur des échantillons reconstitués avec des degrés de surconsolidation OCR compris entre 1 et 14, par le biais d'essais triaxiaux consolidés non drainés en compression. Les résultats sont présentés sur la Figure 6.

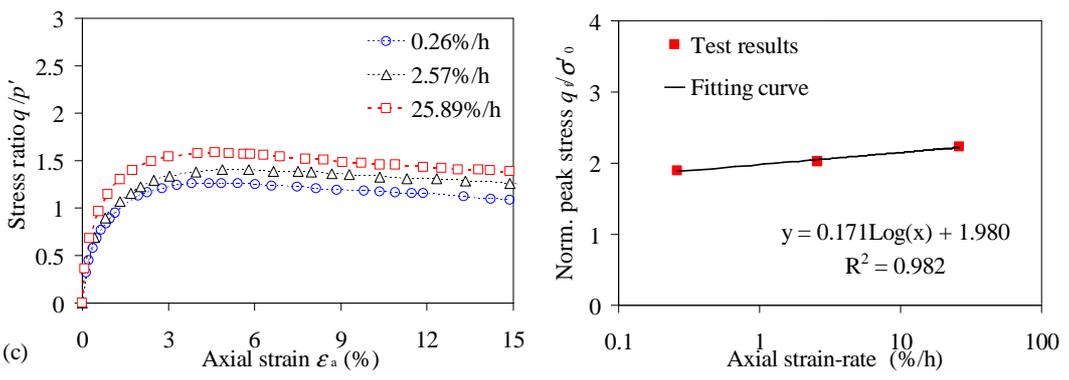
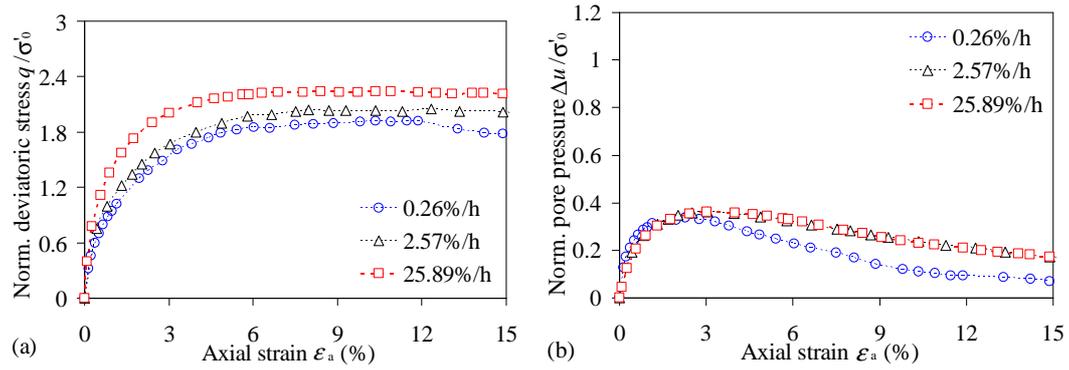
Pour quantifier cette dépendance vis-à-vis de la vitesse de chargement, Bjerrum (1973) a proposé l'expression suivante :

$$\frac{(q_f / \sigma'_0)_{\dot{\epsilon}_a}}{(q_f / \sigma'_0)_{\dot{\epsilon}_{a0}}} = 1 + \rho_0 \log\left(\frac{\dot{\epsilon}_a}{\dot{\epsilon}_{a0}}\right)$$

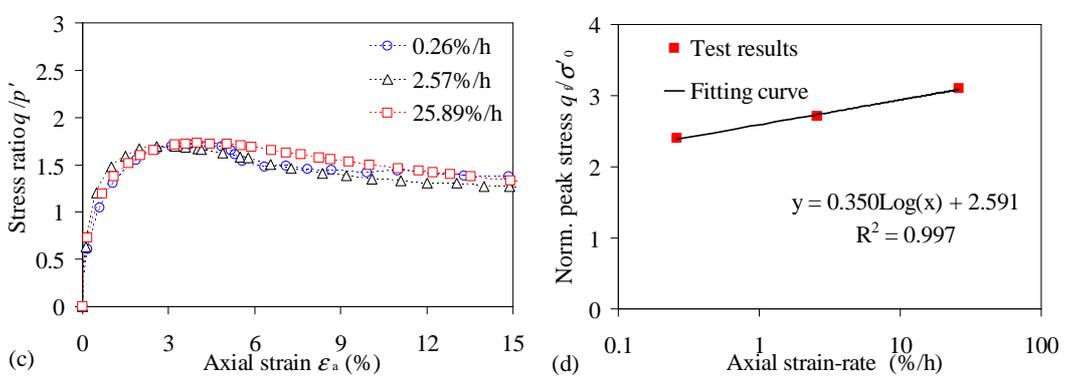
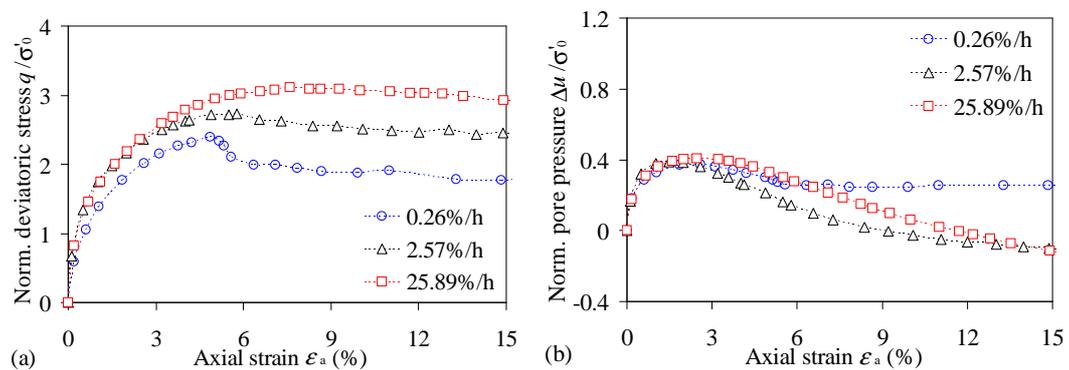
où $(q_f / \sigma'_0)_{\dot{\epsilon}_a}$ est la résistance au cisaillement non drainée normalisée.



OCR = 1



OCR = 7



OCR = 14

Figure 6. Résultats des essais CIUC à différentes vitesses pour OCR = 1; 7 et 14 sur l'argile reconstituée.

Tableau 6. Résultats des essais à différentes vitesses de chargement sur l'argile reconstituée.

Sondage	Prof. (m)	Etat initial			Contrainte de consolidation (kPa)		OCR	Taux de cisaillement (%/h)	Caractéristiques au déviateur max.		
		σ'_v (kPa)	w_0 (%)	m (g)	Etape 1	Etape 2			ε_f (%)	q_f (kPa)	Δu_f (kPa)
		100	50.4	117.8	99.1		1.0	0.26	4.75	85.3	37.3
		100	50.3	119.2	100.1		1.0	2.57	4.52	89.1	42.0
		100	50.2	118.0	99.6		1.0	25.89	4.27	92.3	40.5
		100	50.3	118.7	699.8	99.0	7.1	0.26	6.04	183.5	22.5
SC2	10 ~11	100	49.8	118.8	697.0	100.2	7.0	2.57	5.79	197.5	32.5
		100	50.1	119.0	701.0	99.7	7.0	25.89	5.64	219.6	33.3
		100	49.8	117.1	700.3	50.7	13.8	0.26	4.87	121.3	15.2
		100	49.9	117.3	699.1	49.7	14.1	2.57	4.88	134.9	10.5
		100	49.9	118.0	699.0	49.8	14.0	25.89	7.61	154.1	9.2

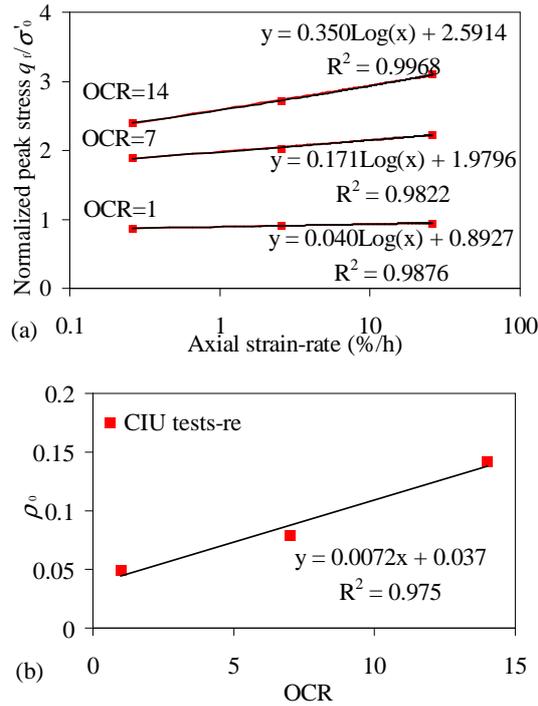
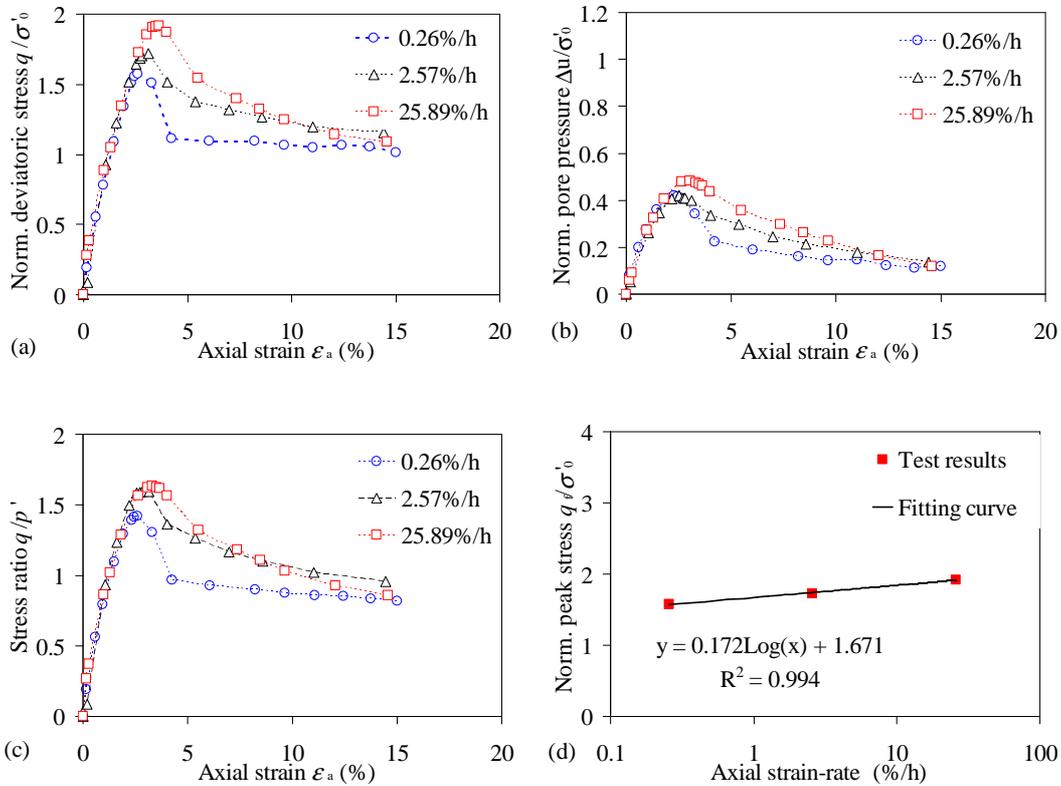
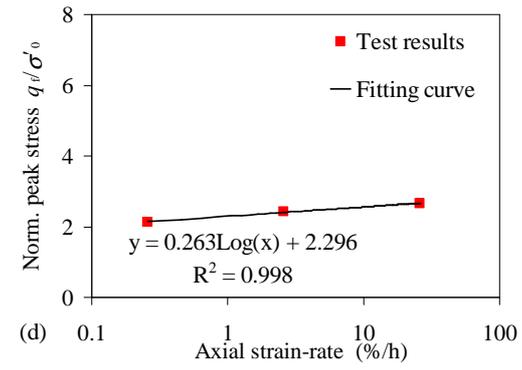
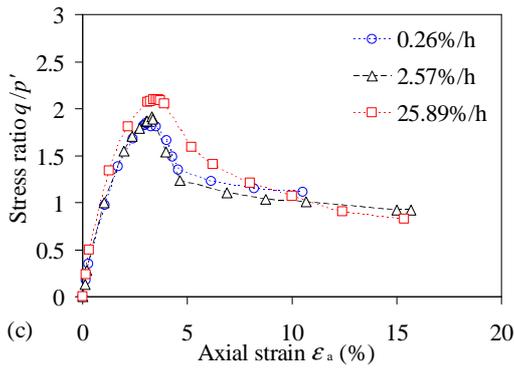
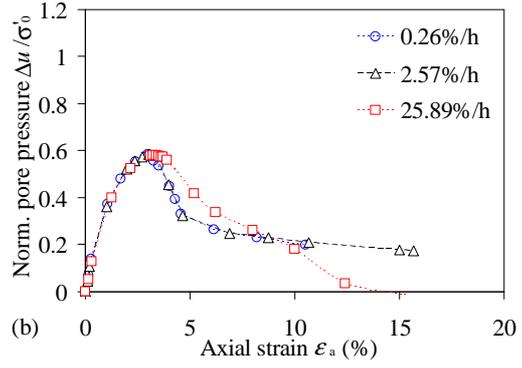
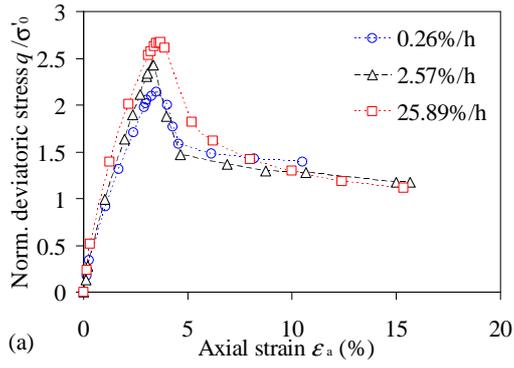


Figure 7. Interprétation des essais

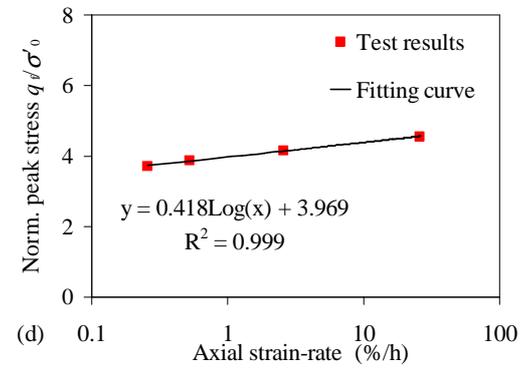
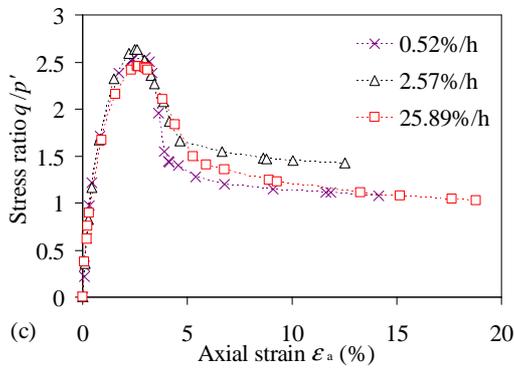
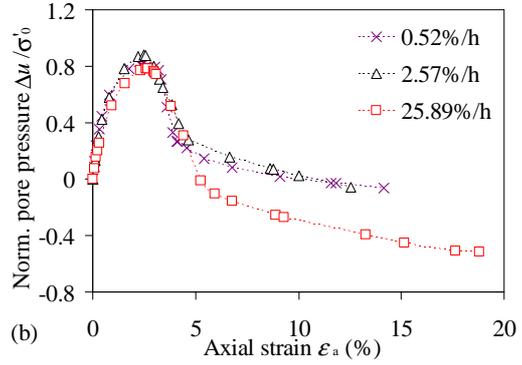
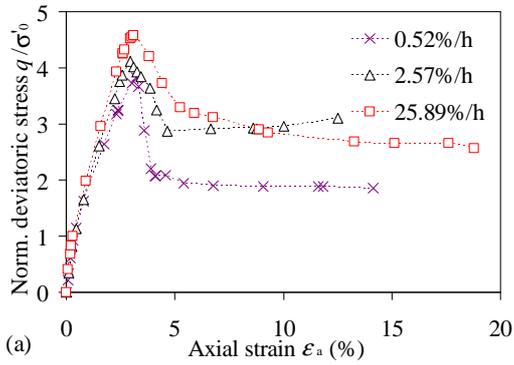
Une série d'essais similaires a été conduit sur des échantillons naturels intacts, avec des degrés de surconsolidation de 7, 14, 28 et 56. Les paramètres sont récapitulés dans le Tableau 7 et les résultats des essais présentés sur la Figure 8 et synthétisés sur la Figure 9.



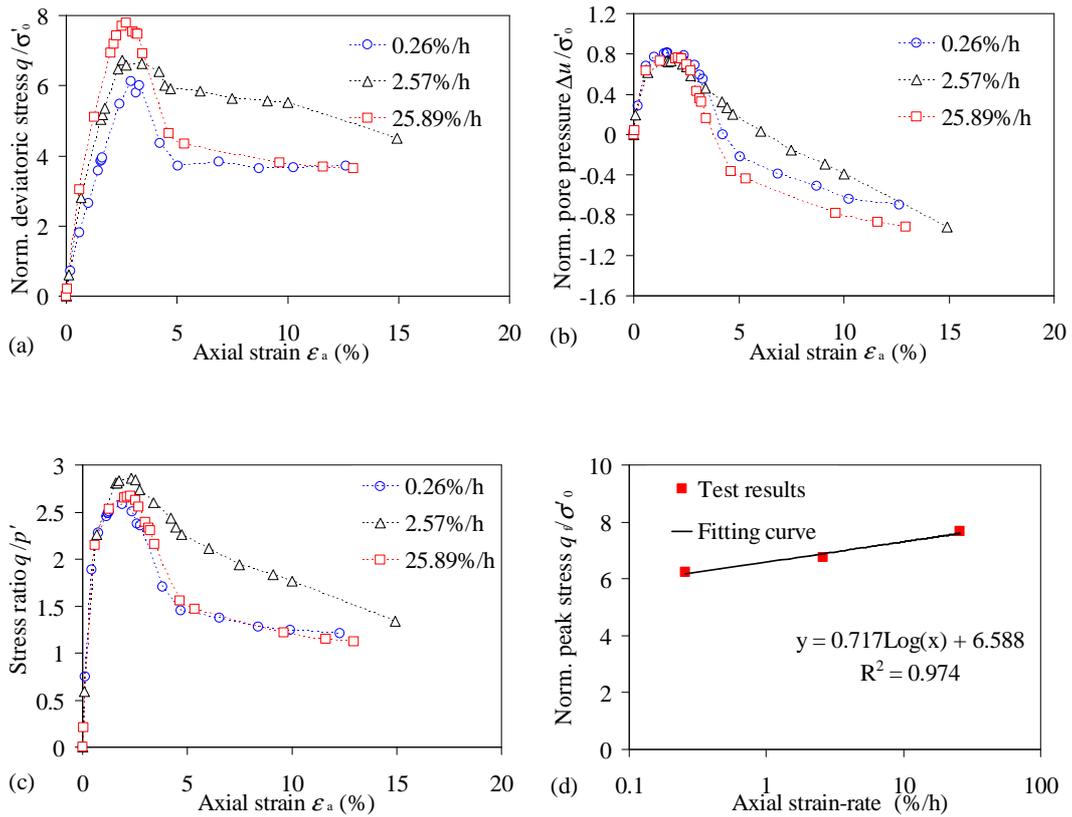
OCR = 7



OCR = 14



OCR = 28



OCR = 56

Figure 8. Résultats des essais CIUC à différentes vitesses pour OCR = 7, 14, 28 et 56 sur l'argile intacte.

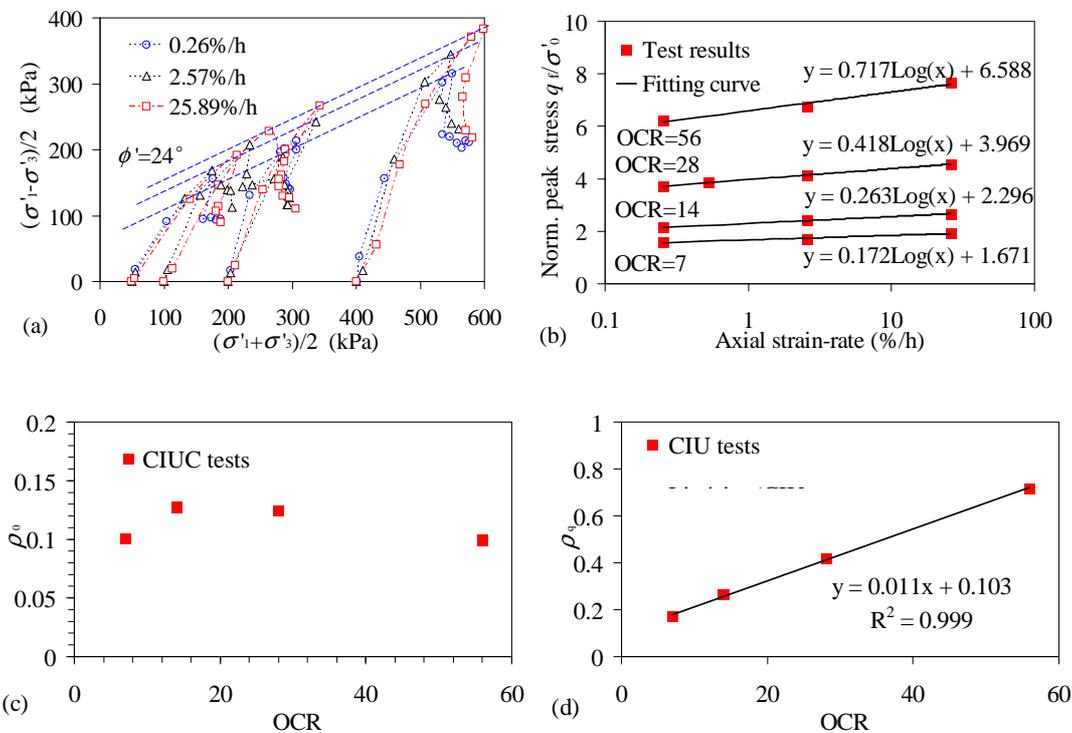


Figure 9. Synthèse des essais CIUC à différentes vitesses pour OCR = 7, 14, 28 et 56 sur l'argile intacte.

Tableau 7. Caractéristiques des essais à différentes vitesses de chargement sur l'argile intacte.

Sondage	Prof. (m)	Etat initial					σ'_0 (kPa)	OCR	Vitesse (%/h)	Car. Au déviateur max.				Car. au point de surpression interst. max	
		σ'_c (kPa)	γ_h (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w_0 (%)	σ'_{v0} (kPa)				ε_f (%)	Angle α (°)	q_f (kPa)	Δu_f (kPa)	ε_{uf} (%)	Δu_m (kPa)
SC2	10.38	2750	19.5	14.8	31.5	125.7	401.4	6.9	0.26	2.61	61	631.2	164.0	2.31	168.1
	10.43	2750	19.7	14.9	31.8	126.2	399.8	6.9	2.57	3.14	64	690.2	160.3	2.54	167.9
	10.30	2750	19.5	14.9	31.3	125.0	400.1	6.9	25.89	3.64	64	768.8	185.2	3.06	194.2
	10.20	2750	19.5	14.8	31.6	124.0	199.3	13.8	0.26	3.49	64	426.6	107.2	2.99	117.2
	10.25	2750	19.5	14.8	31.8	124.5	200.3	13.7	2.57	3.33	64	484.0	116.3	3.09	117.3
	10.28	2750	19.5	14.8	31.5	124.8	200.1	13.7	25.89	3.70	61	532.3	113.9	3.30	116.4
	10.53	2750	19.5	14.8	32.1	127.2	100.3	27.4	0.26	3.70	68	371.0	65.2	2.37	81.6
	10.73	2750	19.6	14.8	32.1	129.1	101.2	27.2	0.52	3.20	63	387.4	77.9	2.38	81.8
	10.65	2750	19.7	15.0	31.6	128.3	100.8	27.3	2.57	2.96	63	415.3	80.7	2.47	88.8
	10.58	2750	19.7	14.9	32.1	127.7	99.4	27.7	25.89	3.10	65	455.2	74.0	2.61	78.1
	10.15	2750	19.7	15.0	31.5	123.5	50.8	54.1	0.26	2.92	61	312.4	35.0	1.60	41.0
	10.60	2750	19.6	14.9	31.2	127.9	49.9	55.1	2.57	2.50	54	336.6	34.1	1.55	37.2
	10.48	2750	19.7	15.0	31.3	126.7	49.3	55.8	25.89	2.69	58	383.3	31.2	2.13	36.9

Tableau 8. Caractéristiques des essais pour étudier l'anisotropie.

Sondage	Réf.	Prof. (m)	Orientation	Etat initial				σ'_0 (kPa)	Caractéristiques au déviateur max.			
				γ_h (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w_0 (%)	σ'_{v0} (kPa)		ε_f (%)	Angle α (°)	$(\sigma'_a - \sigma'_r)_f/2$ (kPa)	$(\sigma'_a + \sigma'_r)_f/2$ (kPa)
SC2	V50	6.05	Vertical	19.7	14.9	32.1	84.2	50.5	11.82	75	72.1	119.1
	V100	6.36	Vertical	19.7	15.0	31.7	87.2	100.0	9.30	66	148.2	218.6
	V200	6.58	Vertical	19.5	14.8	31.5	89.3	200.0	3.92	64	179.3	282.0
	H50	6.28	Horizontal	19.6	14.9	31.5	86.4	49.8	2.27	69	177.1	196.9
	H100	6.47	Horizontal	19.4	14.8	31.3	88.2	98.8	2.54	52	192.6	244.7
	H200	6.67	Horizontal	19.4	14.8	31.1	90.1	200.0	2.75	67	304.9	414.5

Tableau 9. Caractéristiques des essais pour l'identification de l'état critique.

Unit	Depth (m)	Specimen name	Initial state of specimens			Consolidation pressure (kPa)		OCR	Features at the maximum (CIUC) or minimum (CIUE) deviatoric stress		
			σ'_v (kPa)	w (%)	m (g)	First stage	Second stage		ε_f (%)	$(\sigma'_a - \sigma'_r)_f/2$ (kPa)	$(\sigma'_a + \sigma'_r)_f/2$ (kPa)
SC3	7 ~8	rCIUC1	300	38.8	123.0	400.0	99.4	4	14.89	96.1	186.3
		rCIUE1	300	38.9	122.9	399.5	99.6	4	-8.18	-85.0	108.5
		rCIUC2	300	38.1	123.5	399.9		1	8.22	154.2	362.7
		rCIUE2	300	37.8	125.2	289.9		1	-13.3	-114.1	193.6
SC2	10 ~11	rCIUC3	100	50.3	119.2	199.2		1	7.71	81.8	196.2
		rCIUC4	100	50.1	119.1	400.6		1	11.75	171.6	407.0
		rCIUC5	100	50.1	118.5	699.9		1	11.48	297.0	705.9

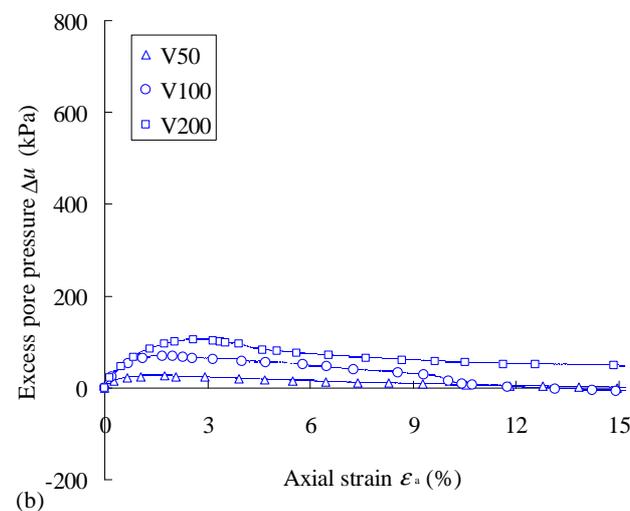
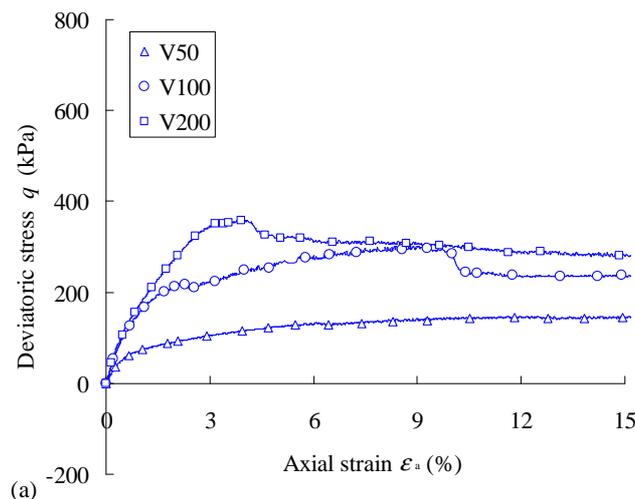
Dans le plan des contraintes effectives, on obtient ainsi, pour les 3 vitesses de chargement ((0.26 %/h, 2.57 %/h and 25.89 %/h), trois lignes de rupture parallèles. Aussi, l'angle de frottement au pic semble indépendant de la vitesse de chargement et sa valeur moyenne est 24 degrés. Comme pour les échantillons d'argile reconstituée, on détermine le coefficient ρ_0 de la relation de Bjerrum mais son évolution avec l'OCR n'est pas monotone. La formulation proposée par Zhu & Yin (2000) est alors considérée :

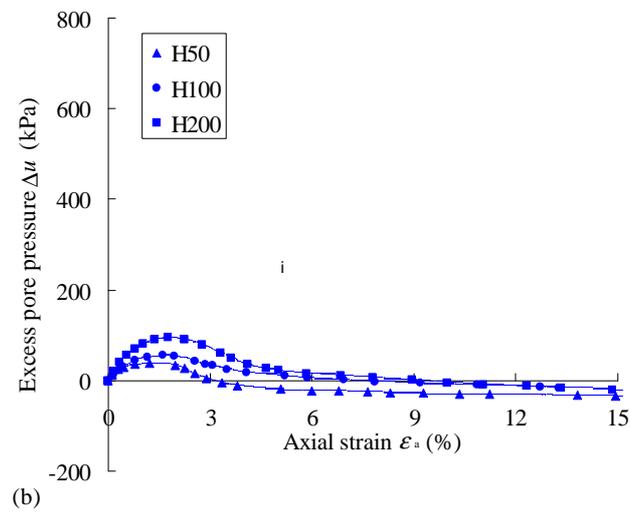
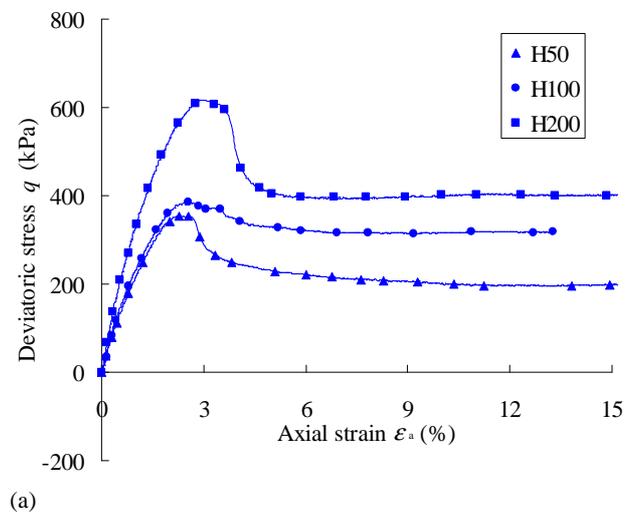
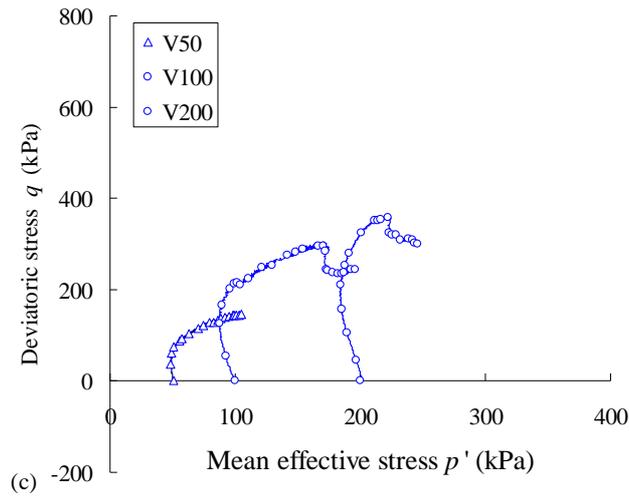
$$\rho_q = \frac{\Delta(q_f / \sigma'_0)}{\Delta \log(\dot{\epsilon}_a)}$$

Dans ce cas, le paramètre ρ_q augmente linéairement avec l'OCR (Figure 9).

2.6 Etude de l'anisotropie

La présence de la micro-fissuration induite par le processus d'érosion, en plus de l'anisotropie microstructurale, a pour conséquence une réponse mécanique dépendante de la direction de la sollicitation. On a ainsi comparé la réponse d'échantillons découpés verticalement et horizontalement dans les carottes. Le Tableau 8 donne les caractéristiques des essais réalisés, dont les résultats sont présentés sur la Figure 10.





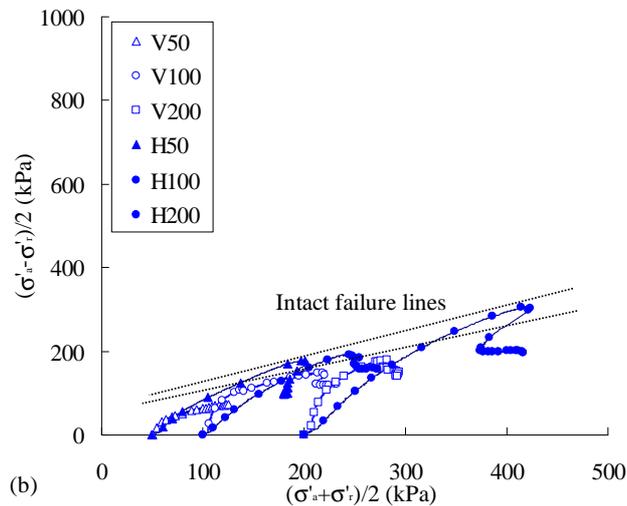
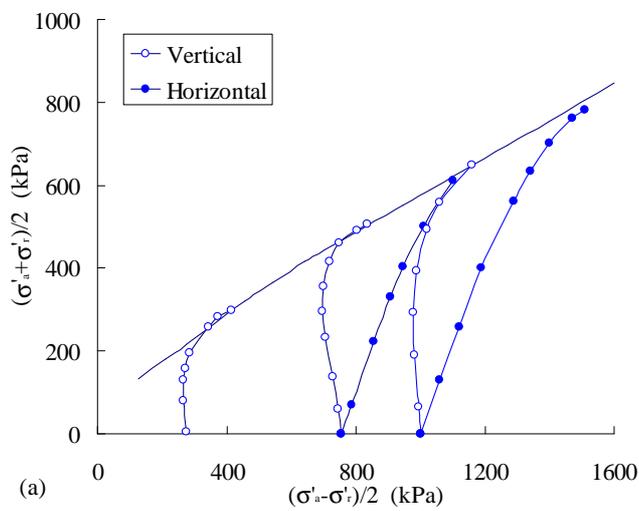
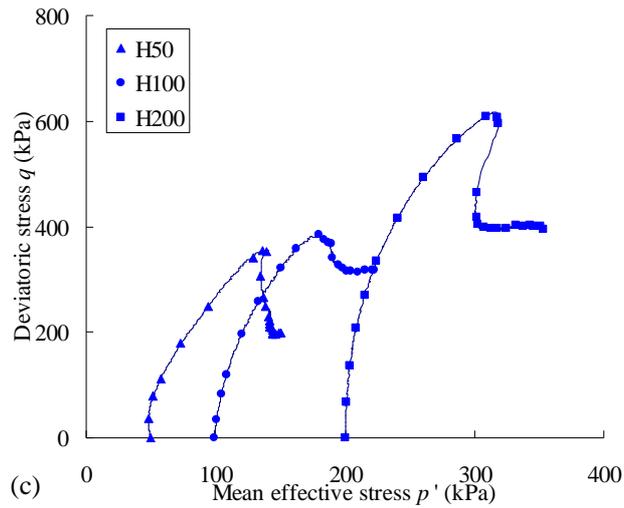


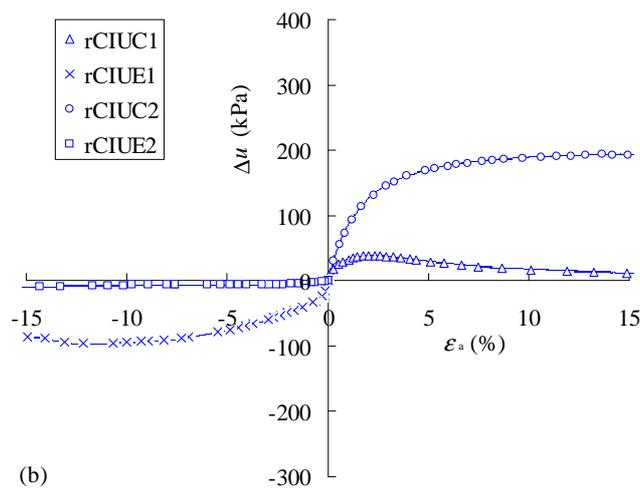
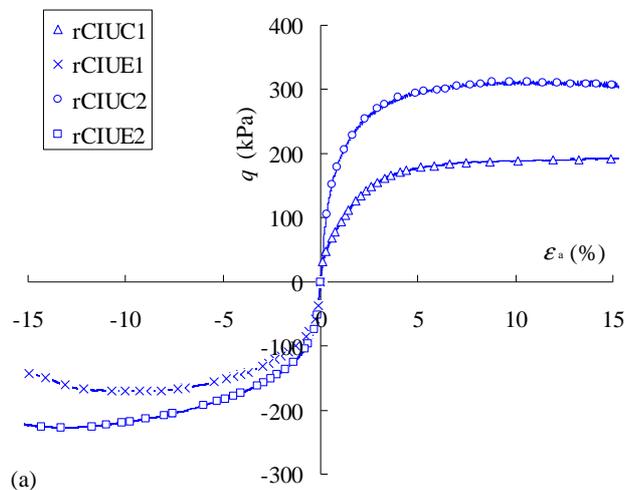
Figure 10. Résultats des essais liés à l'étude de l'anisotropie.

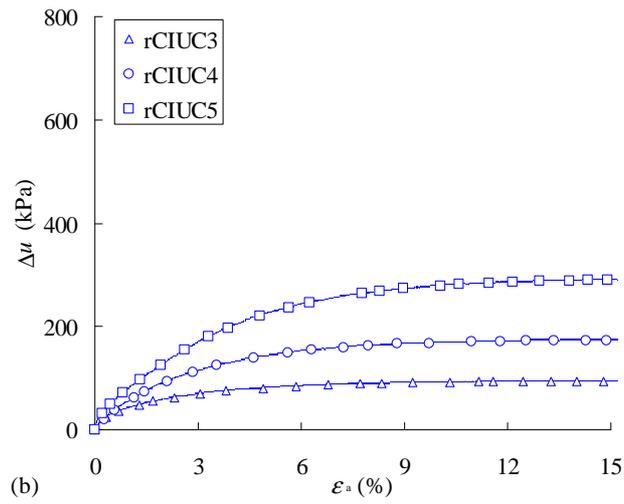
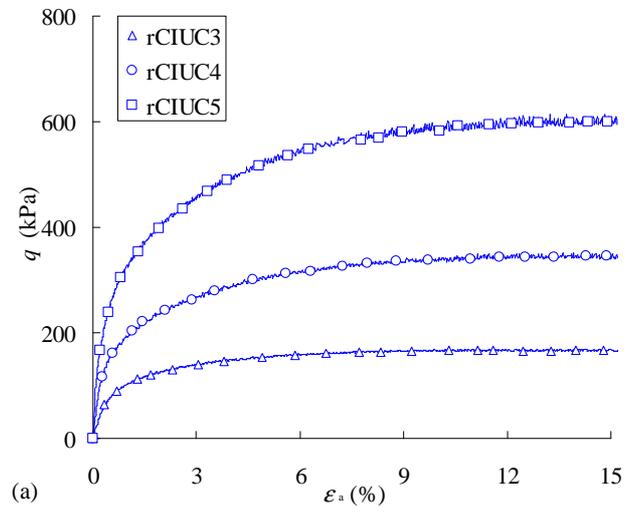
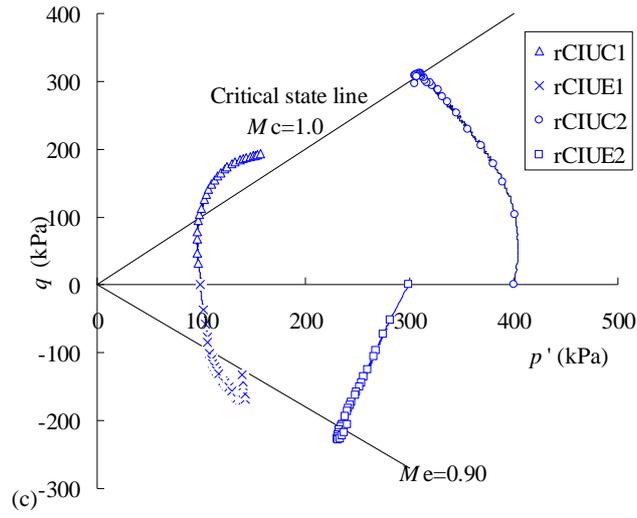
Les échantillons découpés horizontalement présentent des résistances plus élevées que les échantillons découpés verticalement, dans un rapport d'autant plus élevé que la contrainte de confinement est faible. La réponse en termes de surpression interstitielle ne montre pas, par contre, de différence significative entre les deux orientations.

2.7 Etat critique

L'identification des paramètres d'état critique a été réalisée sur des échantillons reconstitués, pour s'affranchir du problème de la localisation des déformations liée à la microfissuration des échantillons d'argile naturelle. Les caractéristiques des essais sont données dans le Tableau 9 et les résultats présentés sur la Figure 11.

En compression, les essais aboutissent à une pente d'état critique unique M_c de 1,0. En extension, la pente M_c est de 0,90. Dans le plan $(e - \log(p'))$, où ISO représente la droite de consolidation isotrope et CSL la ligne d'état critique, on observe que les échantillons normalement consolidés atteignent l'état critique, au contraire des échantillons surconsolidés.





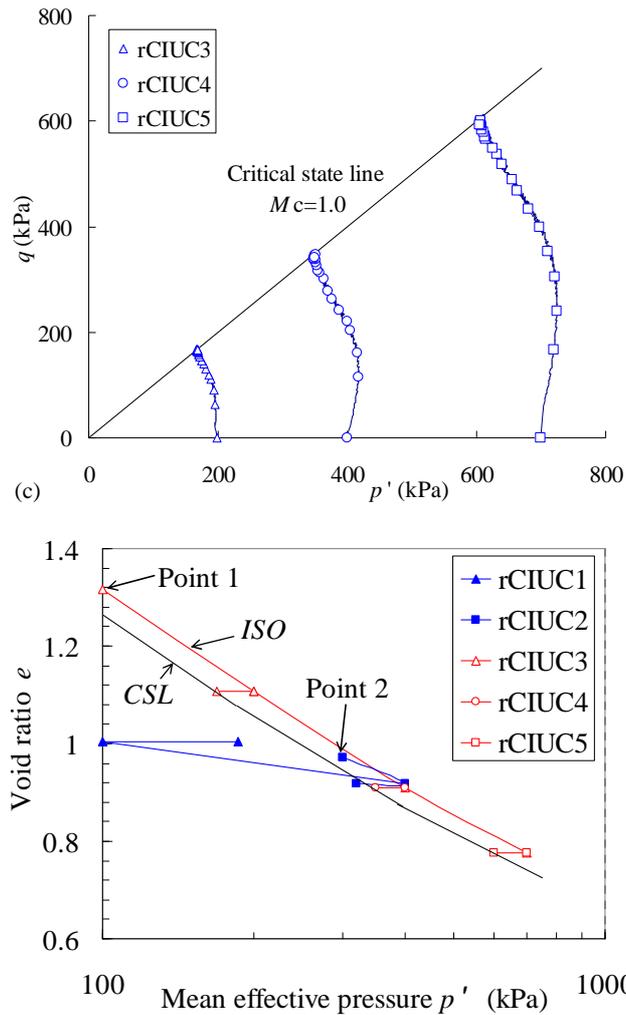


Figure 11. Résultats des essais pour identifier les paramètres d'état critique.

2.8 Comportement sous chargement cyclique

Les essais cycliques ont été pilotés en force, à une fréquence de 0,1 ou 1 Hz, sur des échantillons de 35 mm de diamètre et 70 mm de hauteur, en visant la réponse du sol sous très grand nombre de cycles. La contrainte effective de consolidation est de 200 kPa pour les échantillons intacts et 100 kPa pour les échantillons reconstitués et surconsolidés à un OCR de 4.

Notations :

q_m : déviateur moyen

q_{cy} : demie-amplitude cyclique du déviateur

$R_c = q_{cy}/q_{max}$: rapport de contraintes par rapport à la résistance en compression

$R_e = q_{cy}/q_{min}$: rapport de contraintes par rapport à la résistance en extension

ϵ_m : déformation axiale moyenne

ϵ_{cy} : demie-amplitude de la déformation axiale cyclique

Les valeurs de référence sont $q_{\max} = 256,2$ kPa et $q_{\min} = 104,0$ kPa pour les échantillons intacts et $q_{\max} = 192,2$ kPa et $q_{\min} = 170,0$ kPa pour les échantillons reconstitués. La gamme de R_c testée varie entre 0,1 et 1.

2.8.1 Résultats sur les échantillons naturels

Un essai triaxial cyclique non drainé a été conduit sur un échantillon intact prélevé entre 5 et 6 mètres de profondeur, dans le sondage SC1 ($w = 33,5$ %, $S_r = 100$ %, $\sigma'_0 = 194,0$ kPa, $f = 0,1$ Hz, $q_{cy} = 20$ kPa, $R_c = 0,08$, $R_c = 0,19$). Les résultats sont présentés sur la Figure 12.

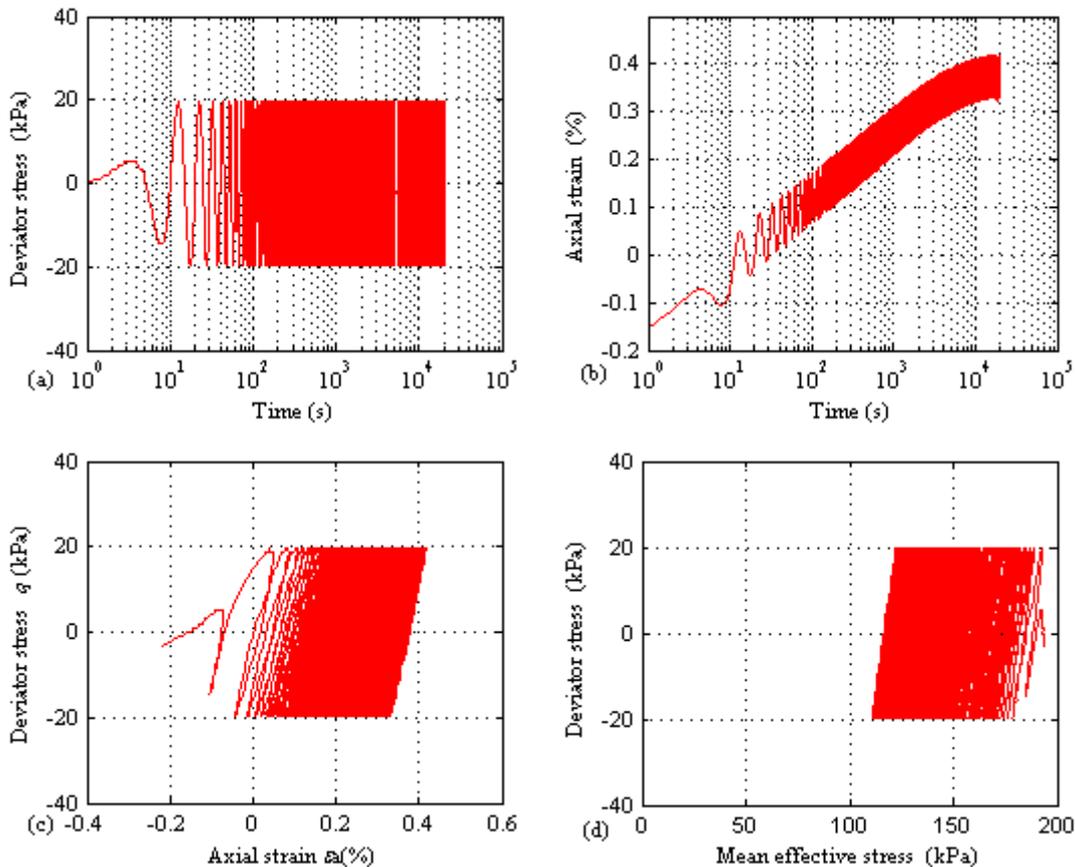


Figure 12. Résultats de l'essai cyclique sur l'échantillon intact.

Au bout de 20 000 cycles, on observe une perte de contrôlabilité de l'essai, marquant la rupture de l'échantillon matérialisée par un plan de rupture. La réponse étant fortement conditionnée par l'état de microfissuration initial, nous avons poursuivi cette campagne d'essais cycliques sur des échantillons reconstitués.

2.8.2 Résultats sur les échantillons reconstitués

Les échantillons sont reconstitués à partir d'une boue d'argile, consolidée à 300 kPa dans un consolidomètre. Une fois découpé, l'échantillon est placé dans la cellule triaxiale puis consolidé de manière isotrope à 400 kPa, avant d'être déchargé de manière isotrope jusqu'à 100 kPa, pour obtenir un degré de surconsolidation de 4.

Les échantillons sont ensuite testés à une fréquence de 1 Hz. Les paramètres des essais sont indiqués dans le Tableau 10 et les résultats présentés en Annexe 3.

Tableau 10. Paramètres des essais cycliques sur l'argile reconstituée et surconsolidée.

Test N°	1	2	3	4	5
Water content (%)	37.2	37.4	37.0	37.7	38.5
Weight of specimen (g)	125.4	124.3	125.4	127.5	124.4
Frequency (Hz)	1	1	1	1	1
Cyclic deviatoric stress (kPa)	21.4	41.7	84.7	92.8	101.0
Stress level	$R_c = 0.11$ $R_e = 0.13$	$R_c = 0.22$ $R_e = 0.24$	$R_c = 0.44$ $R_e = 0.50$	$R_c = 0.48$ $R_e = 0.55$	$R_c = 0.52$ $R_e = 0.59$
Consolidation type	Isotropic, effective confining pressure = 100 kPa, $OCR = 4$.				
Number of cycles	1026575	1060200	1051480	1050520	6990
Drainage type	Undrained	Undrained	Undrained	Undrained	Undrained

On observe une élévation initiale de la surpression interstitielle puis une diminution (excepté pour l'essai à $R_c = 0,52$) dont l'amplitude est plus importante que lors de l'élévation initiale. L'explication vient de la compétition qui existe entre l'élévation liée au chargement cyclique et le fluage qui devient prédominant au fil du temps (les essais à 1 million de cycles durent environ 2 semaines). Un essai de fluage a été réalisé montrant bien la diminution de la pression interstitielle avec le temps.

Pour les faibles valeurs de R_c (0,11 et 0,22), les chemins de contraintes effectives n'atteignent pas les lignes d'état critique en extension ou en compression. Pour $R_c = 0,44$, le chemin en contraintes effectives atteint la ligne d'état critique en extension. Pour $R_c = 0,48$ (rupture après 200 000 cycles) et 0,52 (rupture après 6990 cycles), il dépasse les deux lignes d'état critique.

La Figure 13 représente l'évolution des données enregistrées en cours d'essai : surpression interstitielle et déformation axiale en fonction du nombre de cycles. Un seuil de R_c compris entre 0,44 et 0,48 est ainsi proposé pour distinguer un comportement stabilisant et un comportement à la rupture.

Le Tableau 11 récapitule les principaux résultats de ces essais.

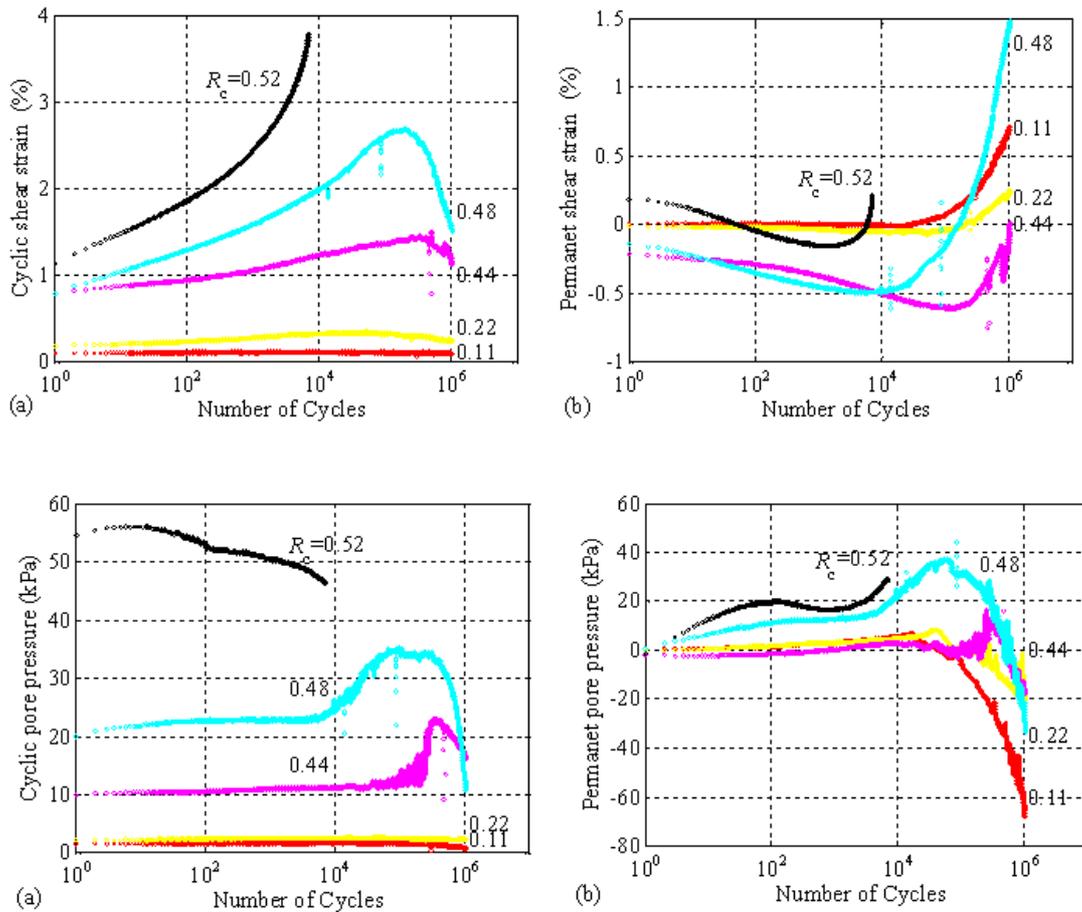
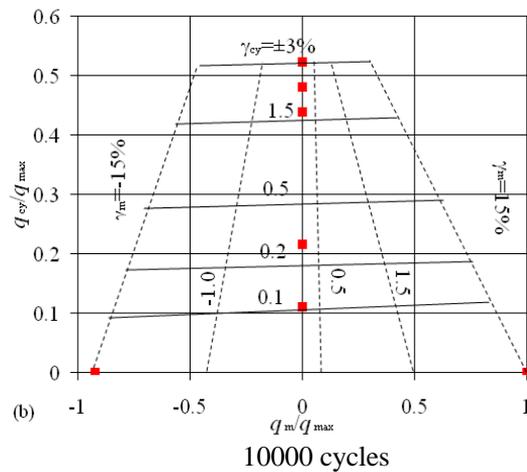
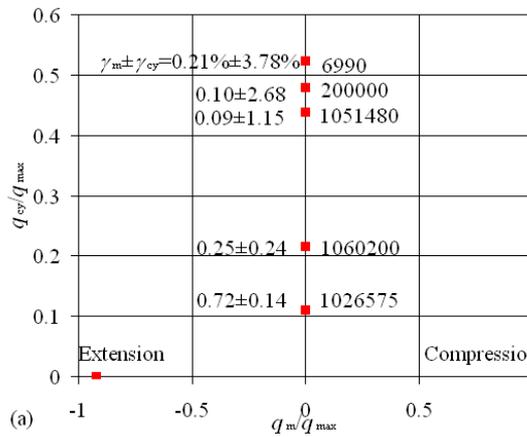


Figure 13. Evolution des surpressions et déformations axiales en fonction du nombre de cycles.

Suivant Andersen et al. (1988), nous proposons également une ébauche de diagramme contour (Figure 14), où l'on compare nos résultats avec des données de la littérature. L'évolution de la déformation axiale cyclique est fortement conditionnée par la nature minéralogique de l'argile. Ainsi une kaolinite (Black clay ou Drammen clay par exemple) avec des indices de plasticité plus faibles est plus sensible aux chargements cycliques que l'argile de Merville, fortement plastique, et qui présente donc une meilleure résistance par microstructurellement constituée pour s'opposer à la dégradation.

Tableau 11. Principaux résultats des essais cycliques.

R_c	Test results	Number of cycles						
		1E+0	1E+1	1E+2	1E+3	1E+4	2E+5	1E+6
0.52	$\gamma_m \pm \gamma_{cy}$ (%)	0.18 ± 1.14	0.12 ± 1.48	0 ± 1.86	-0.15 ± 2.44	0.21 ± 3.78		
	$\Delta u_m \pm \Delta u_{cy}$ (kPa)	1.4 ± 54.8	15.1 ± 56	21.6 ± 53	19.4 ± 50.5	31.6 ± 46.2		
0.48	$\gamma_m \pm \gamma_{cy}$ (%)	-0.14 ± 0.79	-0.23 ± 1.04	-0.35 ± 1.29	-0.45 ± 1.58	-0.49 ± 1.99	0.1 ± 2.68	
	$\Delta u_m \pm \Delta u_{cy}$ (kPa)	0.9 ± 20	6.4 ± 21.8	11.1 ± 22.5	12.5 ± 22.8	22 ± 25	26 ± 34	
0.44	$\gamma_m \pm \gamma_{cy}$ (%)	-0.21 ± 0.78	-0.25 ± 0.87	-0.28 ± 0.94	-0.37 ± 1.06	-0.51 ± 1.22	-0.59 ± 1.41	0.09 ± 1.15
	$\Delta u_m \pm \Delta u_{cy}$ (kPa)	0.3 ± 10	0.2 ± 10.3	0.8 ± 10.5	2.7 ± 11	4.7 ± 11.2	2.3 ± 15	-15.7 ± 16
0.22	$\gamma_m \pm \gamma_{cy}$ (%)	-0.01 ± 0.18	-0.02 ± 0.21	-0.02 ± 0.24	-0.03 ± 0.28	-0.05 ± 0.32	-0.01 ± 0.3	0.25 ± 0.24
	$\Delta u_m \pm \Delta u_{cy}$ (kPa)	0.1 ± 2.1	0.7 ± 2.3	1.9 ± 2.4	3 ± 2.4	4.8 ± 2.5	-2 ± 2.5	-22 ± 2.3
0.11	$\gamma_m \pm \gamma_{cy}$ (%)	0 ± 0.10	0 ± 0.11	0 ± 0.11	0 ± 0.11	0 ± 0.12	0.17 ± 0.1	0.72 ± 0.14
	$\Delta u_m \pm \Delta u_{cy}$ (kPa)	0.8 ± 1.7	0.9 ± 1.6	1.8 ± 1.7	3.3 ± 1.7	5.6 ± 1.7	-15.5 ± 1.6	-67.5 ± 0.75



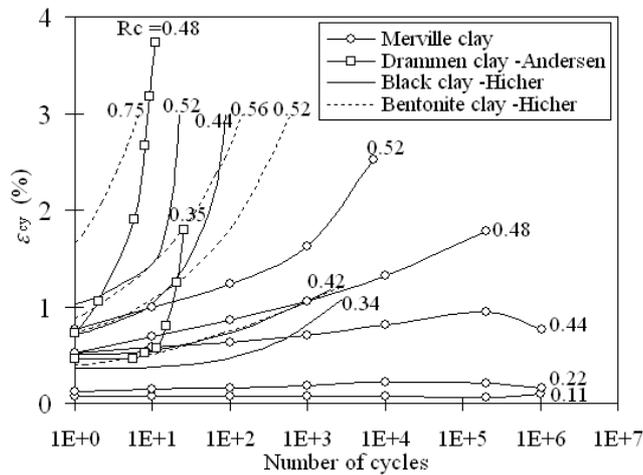
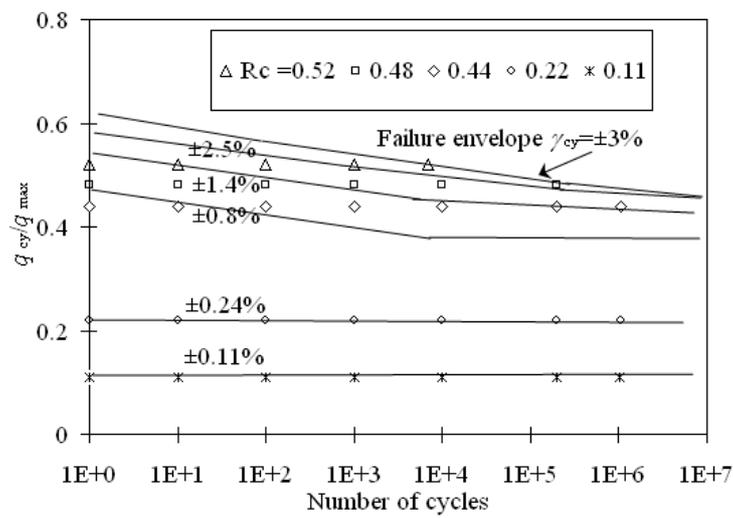
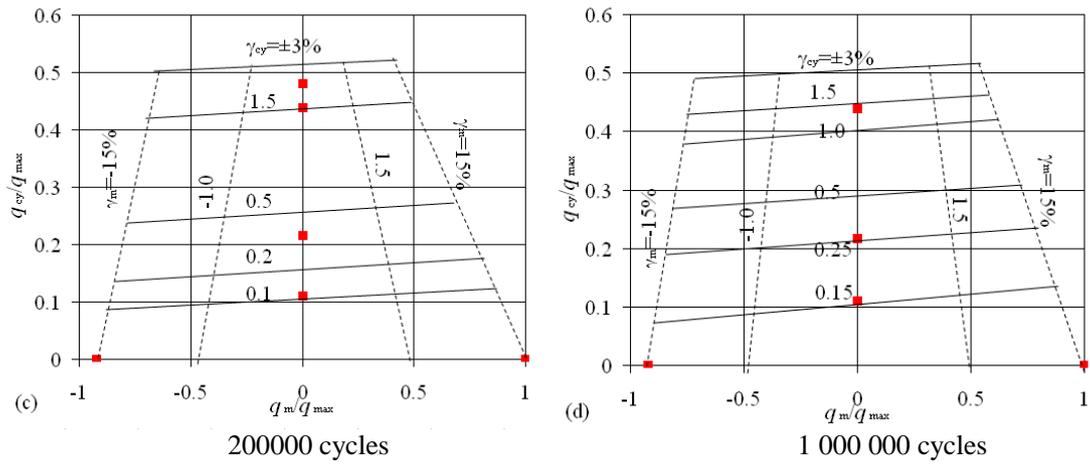


Figure 14. Ebauche de diagramme contour pour l'argile de Merville reconstituée.

Enfin, il apparait que la résistance au cisaillement non drainée augmente après l'application du chargement cyclique en raison du durcissement du matériau.

2.9 Comportement sous cisaillement simple

Le programme expérimental initial comportait également la caractérisation, sous chargements monotone et cyclique, de l'argile de Merville soumis à une sollicitation de type cisaillement simple. Mais il n'a pas pu être mené à bien. Les essais de chargement monotone montrent qu'en raison de la nature de l'argile (assez rigide), le cisaillement se produit à l'interface entre l'échantillon et les embases métalliques.

3 – SABLE DE LOON-PLAGE

L'objectif des essais de caractérisation du comportement, sous charges monotone et cyclique, du sable de Loon-Plage (près de Dunkerque) a été de quantifier la dégradation du frottement latéral à l'interface sol / pieu, dégradation due à la diminution de la contrainte normale effective au droit de cette interface. Nous avons donc été amené à calibrer (i) l'état initial des contraintes en suivant le modèle ICP développé par Jardine à l'Imperial College of London et (ii) l'évolution de la contrainte normale effective selon la méthode ABC également développée par l'Imperial College.

3.1 Etat initial des contraintes

La technique de mise en place d'un pieu (foré, battu ...) modifie substantiellement l'état des contraintes géostatiques d'un sol. Ainsi, dans un sable siliceux et pour un pieu fermé, les travaux de l'Imperial College (Jardine et al., 2005) aboutissent à la formulation suivante :

$$\sigma'_{rc} = 0.029 \cdot q_c \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{0.13} \cdot \left(\frac{h}{R} \right)^{-0.38}$$

avec :

σ'_{rc} : contrainte normale effective après installation du pieu et consolidation ;

q_c : résistance de pointe mesurée au CPT (essai pénétrométrique) ;

σ'_{v0} : contrainte effective verticale géostatique (i.e. avant installation du pieu) ;

P_a : pression de référence ;

h : distance entre la pointe du pieu et la profondeur z de calcul ;

R : rayon du pieu.

Pour un pieu ouvert, on remplace R par R^* telle que $R^{*2} = (R_{ext}^2 - R_{int}^2)$. Cet état des contraintes effectives post-installation est ensuite modifié par l'application d'un chargement statique (variation $\Delta\sigma'_{rd} = 2 \cdot G \cdot (\Delta r / R)$ où G est le module de cisaillement, fonction de q_c , et Δr liée à la rugosité du pieu).

Pour les essais de pieux en traction (mobilisation du frottement latéral seul) menés à Loon-Plage, les caractéristiques in situ du sol et les caractéristiques des pieux amènent, en pointe :

- A une valeur de la contrainte normale effective $\sigma'_{rc} \approx 100$ kPa pour un pieu foré (pieu de 10,5 m, couche de sable entre 6 et 10,5 m ; contrainte horizontale après installation imposée par le poids de la colonne de béton avant prise).
- A une valeur de la contrainte normale effective $\sigma'_{rc} = 400$ kPa pour un pieu battu (utilisation de la formule ci-dessus avec $h/R = 10$; $q_c = 35$ MPa, $\sigma'_{v0} \approx 100$ kPa à 9 m de profondeur).

Les essais de cisaillement simple sur le sable de Loon-Plage ont donc été conduits avec des contraintes normales effectives de 400 kPa puis 100 kPa, pour simuler les deux modes de mise en place (les essais triaxiaux ont été réalisés par le Cermès à Paris). Les échantillons ont un diamètre de 70 mm et une hauteur voisine de 25 mm. Les échantillons sont saturés (application d'une contre-pression de l'ordre de 600 kPa). Les poids volumiques des échantillons, préparés par pluviation et avant consolidation, sont compris entre 15,0 et 15,4 kN/m³ (indice des vides moyen $e_0 : 0,74$). Les essais de chargement monotones

3.2 Dégradation du frottement latéral due aux cycles

L'application de cycles de chargement, en conditions de volume constant (simulant une condition non drainée), génère une diminution de la contrainte normale effective à l'interface sol / pieu, et ainsi une capacité de mobilisation du frottement latéral amoindrie.

Les travaux de l'Imperial College (Jardine et al., 2005) aboutissent à la loi de dégradation suivante, dite méthode ABC :

$$\frac{\Delta\sigma'_n}{\sigma'_{n0}} = A \cdot \left[B + \frac{\tau_{cyc}}{\tau_{max,stat}} \right] \cdot N^C$$

ou

$$\frac{\Delta\sigma'_n}{\sigma'_{n0}} = A \cdot \left[B + \frac{\tau_{cyc}}{\tau_{max,stat}} \right]^C \cdot \log_{10}(N)$$

avec :

$\Delta\sigma'_n$: variation de la contrainte normale effective

σ'_{n0} : contrainte normale effective initiale post-installation (voir section précédente)

A, B, C : paramètres à caler

τ_{cyc} : demie-amplitude de la contrainte de cisaillement cyclique

$\tau_{max,stat}$: contrainte de cisaillement maximale sous chargement statique, en condition de volume constant ;

N : nombre de cycles.

Nous avons retenu la première formulation.

Les essais de cisaillement simple, à volume constant, sous chargement monotone, donnent une valeur de la contrainte de cisaillement maximale $\tau_{max,stat}$ de 73 kPa pour une contrainte normale initiale de 400 kPa et 20 kPa pour une contrainte normale de 100 kPa.

Le Tableau 12 récapitule les essais cycliques réalisés.

Tableau 12. Récapitulatif des essais cycliques réalisés sur le sable de Loon-Plage.

Essai	σ'_{v0} (kPa)	e_0	τ_{moy} (kPa)	τ_{cyc} (kPa)	τ_{max} (kPa)
C100-1	97,8	0,73	1	9	20
C100-2	98,7	0,73	1	5	20
C100-4	98,5	0,73	6	3,5	20
C400-2	396,5	0,74	1	28	73
C400-3	397,7	0,74	2	12,5	73
C400-4	398,3	0,75	18	14	73
C400-5	397,8	0,73	14	12,5	73
C400-6	397,0	0,74	7	27	73
C400-7	397,4	0,74	6	6	73

Le calage des paramètres suit la méthodologie proposée par Jardine & Standing (2000). Pour un nombre de cycles donné ($N = 1$ par exemple), on cale tout d'abord les deux paramètres A et B en traçant $\Delta\sigma'_n/\sigma'_{n0}$ en fonction de $\tau_{cyc}/\tau_{max,stat}$ (Figure 15). Ces deux paramètres étant fixés, on identifie ensuite N en traçant $\Delta\sigma'_n(N)/\Delta\sigma'_n(N=1)$ en fonction de $\ln(N)$ (Figure 16). A noter que cette méthode d'identification n'est pas mathématiquement robuste. La formulation permet ainsi de reproduire les données expérimentales sur un nombre de cycles limité (Figure 17).

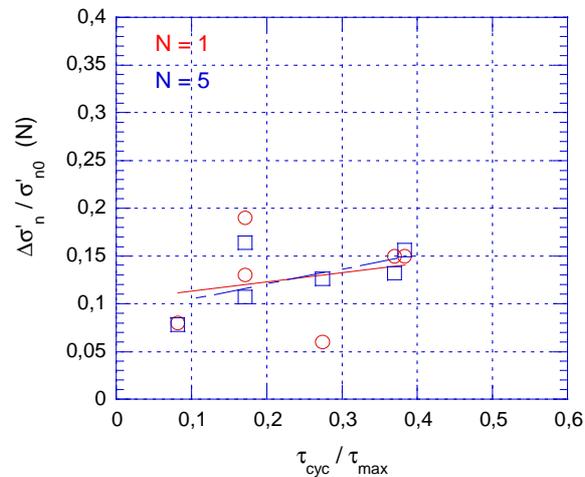


Figure 15. Calage des paramètres A et B.

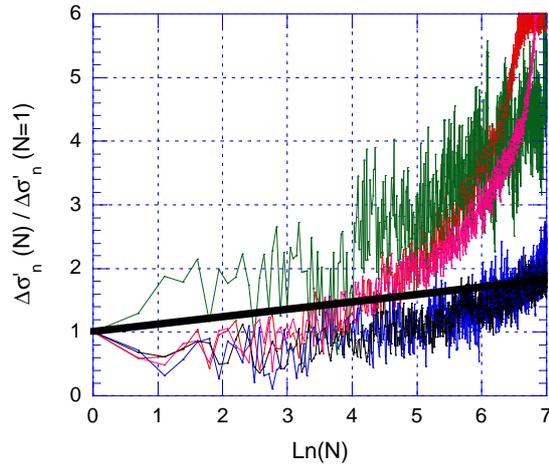


Figure 16. Calage du paramètre C.

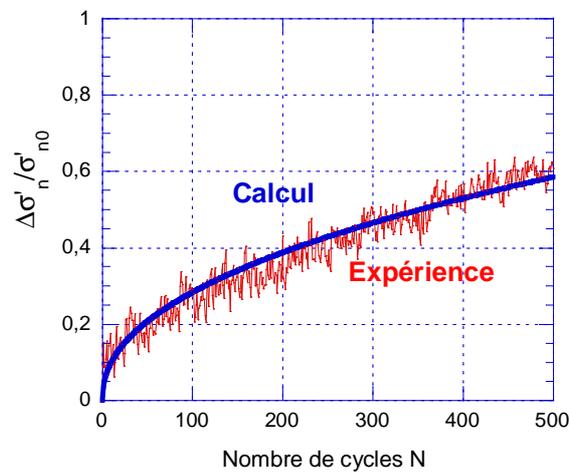


Figure 17. Comparaison expérience C400-2 – calcul analytique.

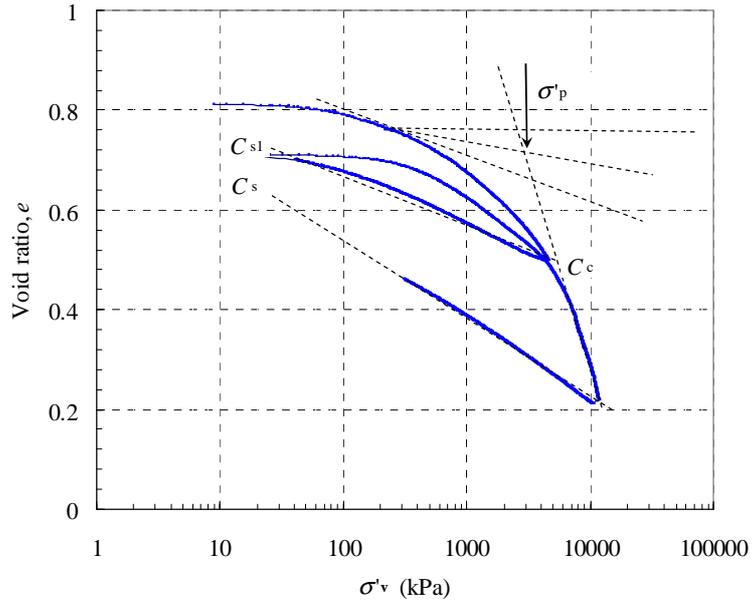
Dans le cas des essais sur le sable de Loon, nos expériences mènent aux valeurs suivantes : $A = -0,09$, $B = 1,15$, $C = 0,3$. La valeur de B est ici anormale. Pour comparaison, sur le même sable, les travaux de Jardine proposent deux jeux de paramètres :

- Jardine & Standing (2000) : $A = -0,083$, $B = -0,06$, $C = 0,355$;
- Publication de Jardine & Standing (2012) : $A = -0,126$, $B = -0,10$, $C = 0,45$;

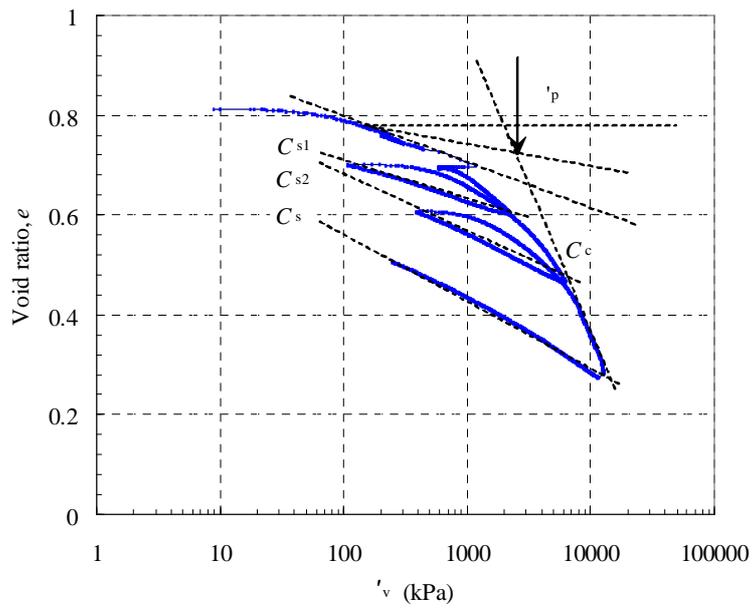
4 – REFERENCES

- Andersen K.H., Kleven A., Heien D. (1988). "Cyclic soil data for design of gravity structures." ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering, 114(GT5): 517-539.
- Andersen K.H., Lauritzsen R. (1988). "Bearing capacity for foundation with cyclic loads." Journal of the Geotechnical Engineering, 114(GT5): 540-555.
- Bjerrum L. (1973). "Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils." Proceedings of 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, Russia, 3: 111-159.
- Borel S. (2000). "Caractérisation de la déformabilité des sols au moyen d'essais en place. Caractéristiques géotechniques du site de Merville (Nord)." Rapport 1 21 04 9, mai 2000, LCPC Paris.
- Cotecchia F., Chandler R.J. (1997). "The influence of structure on the prefailure behaviour of a natural clay." Géotechnique, 47(3): 523-544.
- Hicher P.Y., Shao J.F. (2002). "Elastoplasticité des sols et des roches: Modèles de comportement des sols et des roches 1." Hermès Science Publications, Paris.
- Hieng O.I. (1991). "Loi de comportement d'une argile raide (détermination des paramètres géotechniques de l'argile des Flandres)." PhD Thesis, University Paris VI.
- Hight D.W., Bond A.J., Legge J.D. (1992). "Characterization of the Bothkennar clay; an overview." Géotechnique, 42(2): 303-347.
- Jardine, R.J. Standing, J.R. (2000). "Pile load testing performed for HSE cyclic loading study at Dunkirk, France". Offshore Technology Report OTO 2000 007; Health and Safety Executive, London. Vol. 1 & 2.
- Jardine R., Chow F., Overy R., Standing J. (2005). "ICP design methods for driven piles in sands and clays". Thomas Telford.
- Jardine R., Standing J. (2012). "Field axial cyclic loading experiments on piles driven in sand". Soils and Foundations, Vol: 52(4), Pages: 723-736.
- Josseume H. (1998). "Engineering properties of the Flanders clay at Dunkirk and Calais." Revue Française de Géotechnique, 84: 3-26.
- Josseume H., Hieng I.O., Stempfelet J.P. (1991). "Détermination des paramètres de compressibilité d'une argile raide à partir d'essais oedométriques à haute pression." Bulletin de LCPC, 109-120.
- Zhu J.G., Yin J.H. (2000). "Strain-rate-dependent stress-strain behavior of overconsolidated Hong Kong marine clay." Canadian Geotechnical Journal, 37(6): 1272-1282.

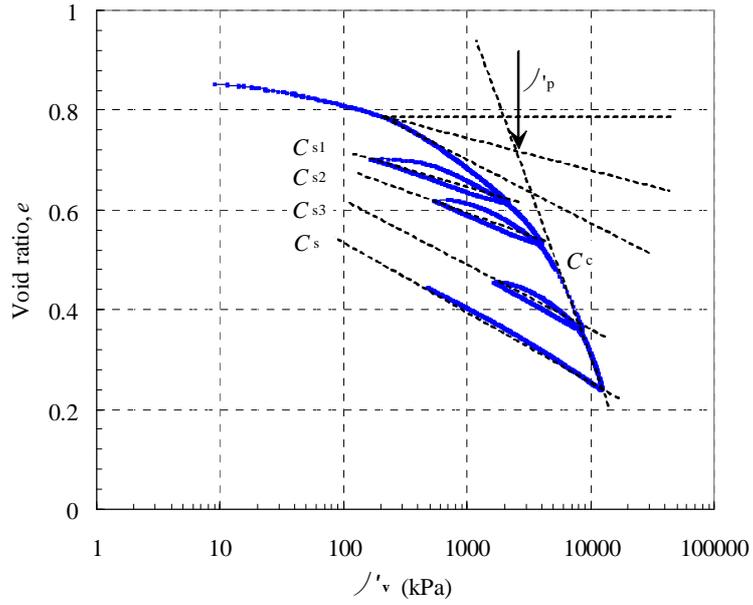
ANNEXE 1 : RESULTATS DES ESSAIS OEDOMETRIQUES A HAUTE PRESSION



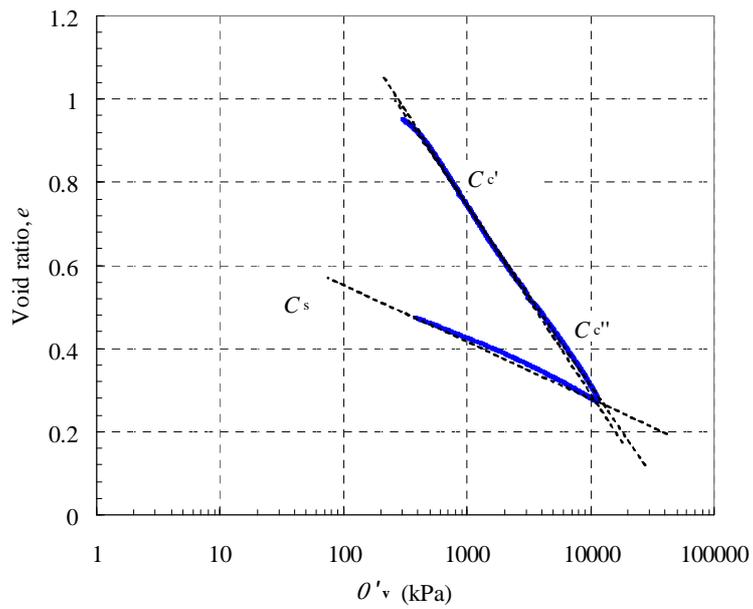
Echantillon OH1



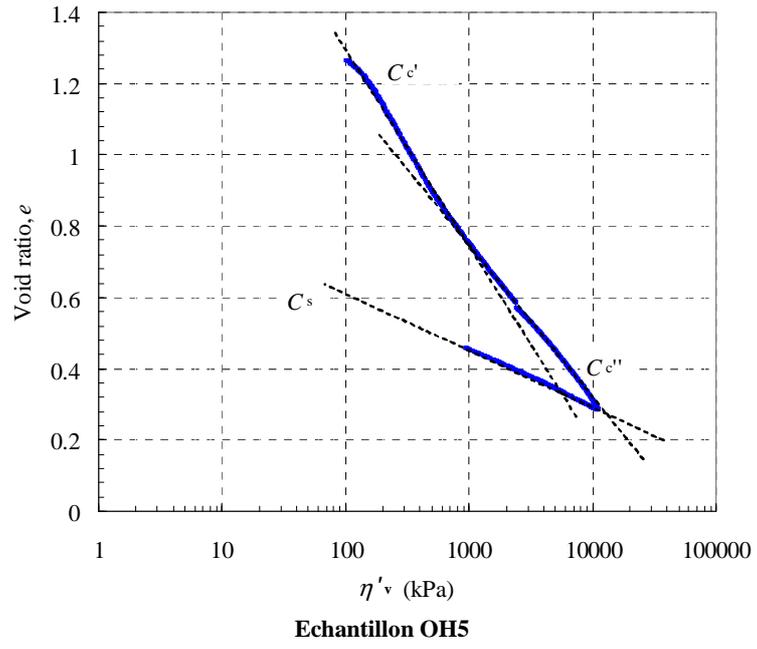
Echantillon OH2



Echantillon OH3

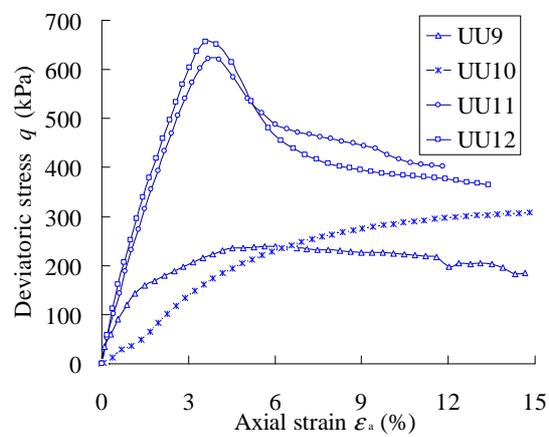
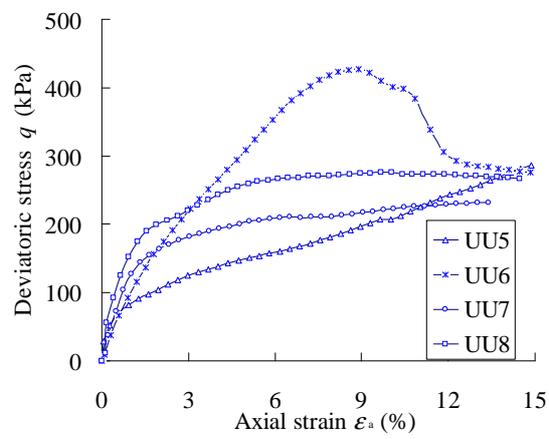
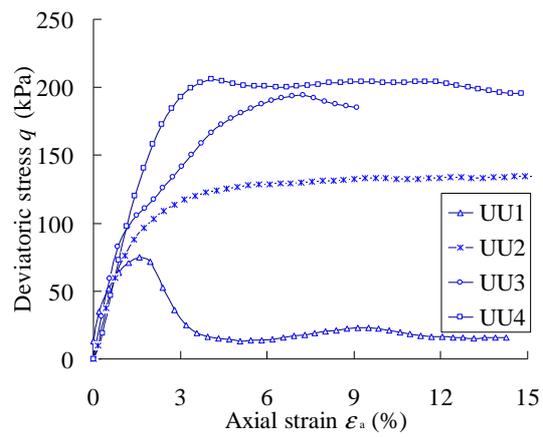


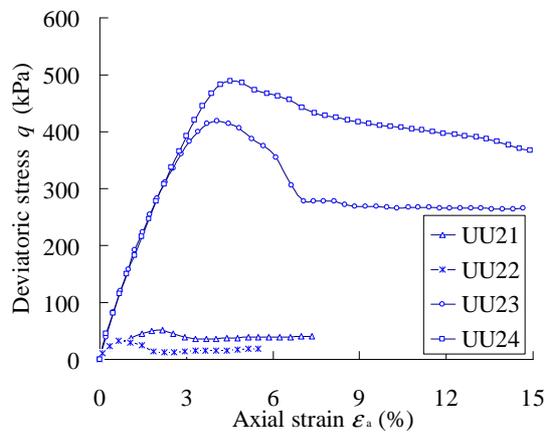
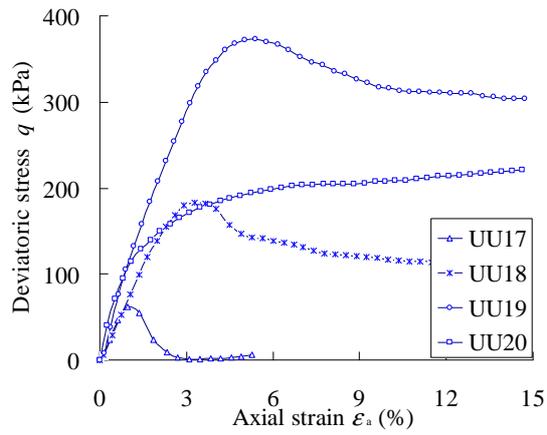
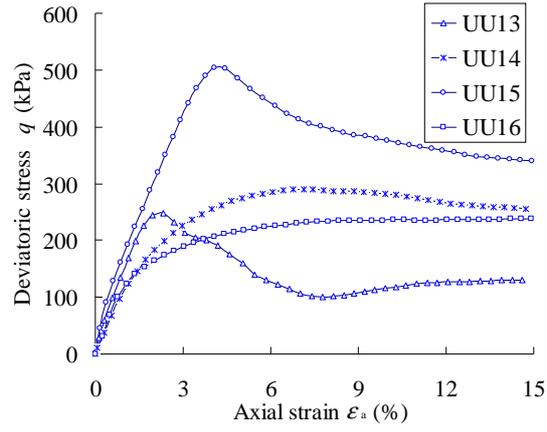
Echantillon OH4

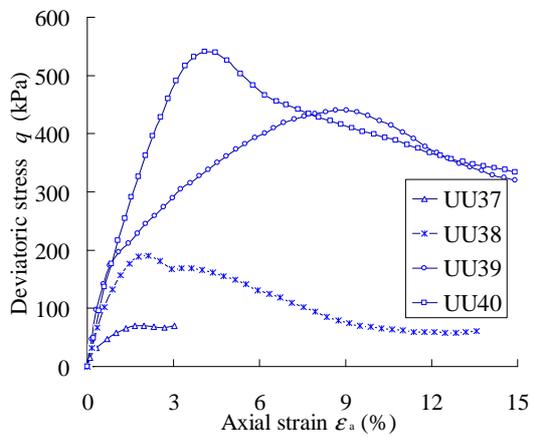
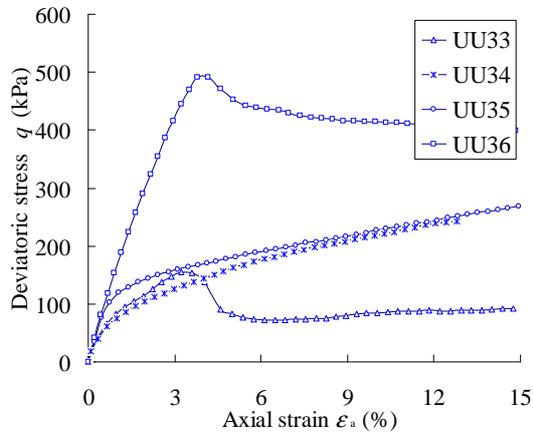
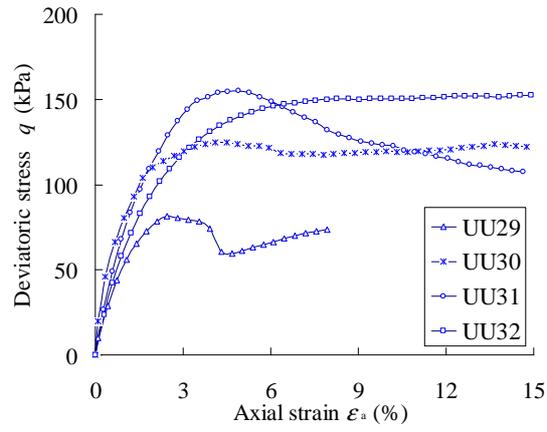
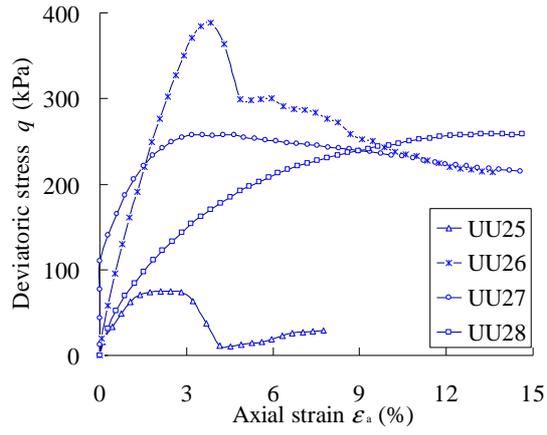


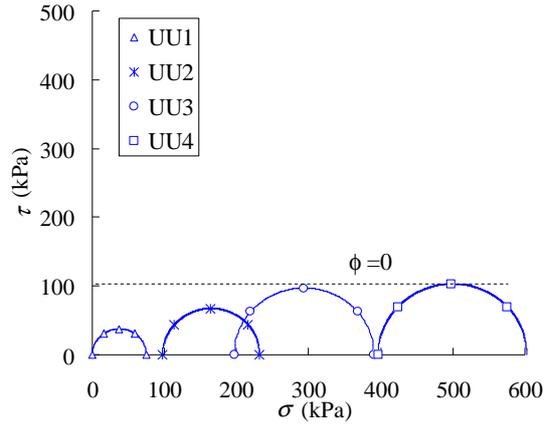
ANNEXE 2 : RESULTATS DES ESSAIS TRIAXIAUX MONOTONES

2.1 ESSAIS UU

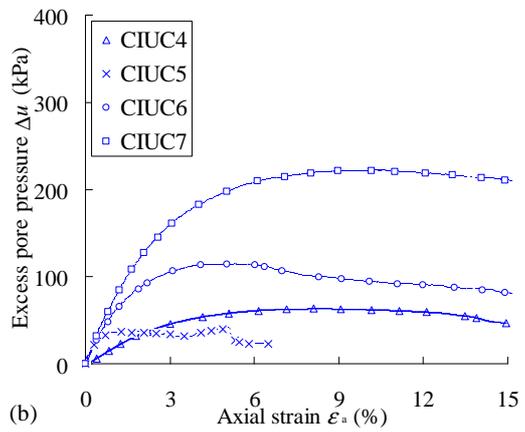
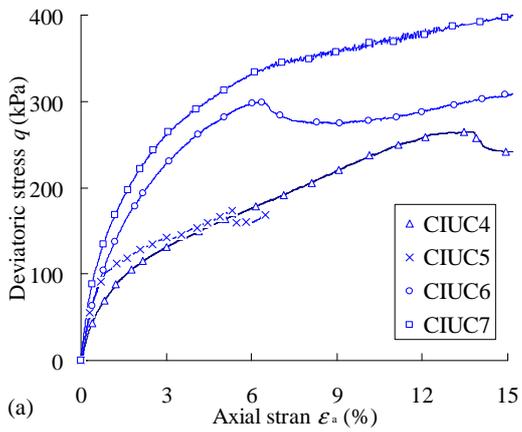
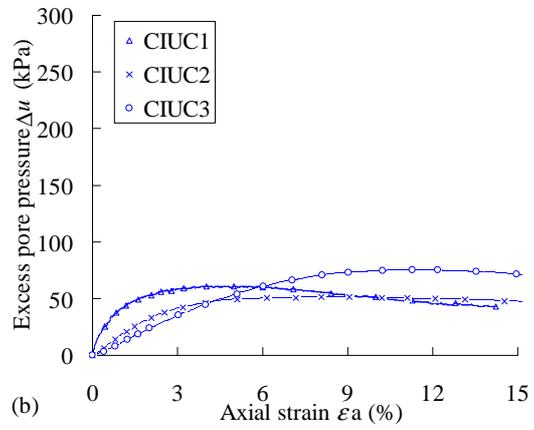
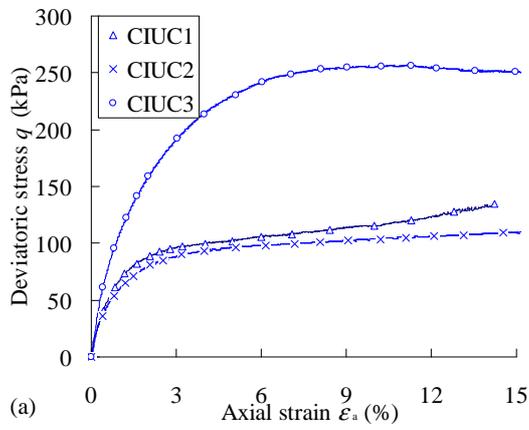


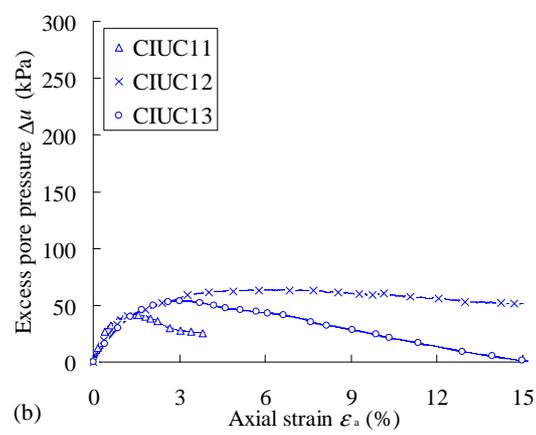
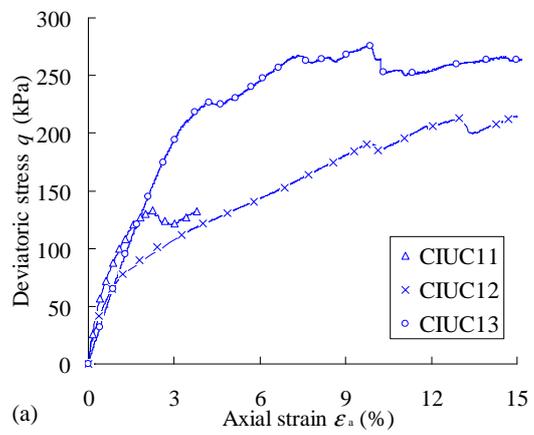
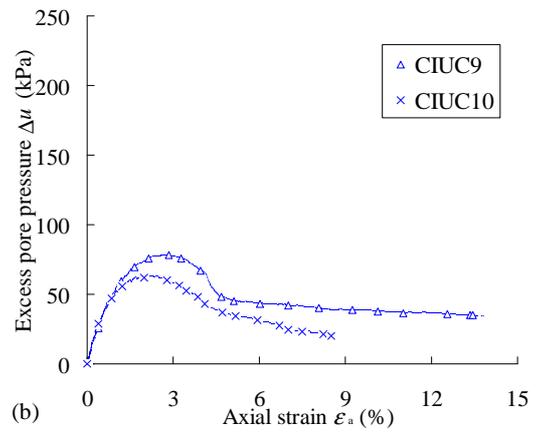
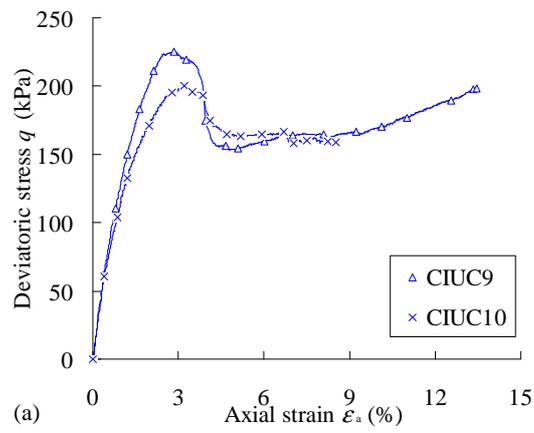
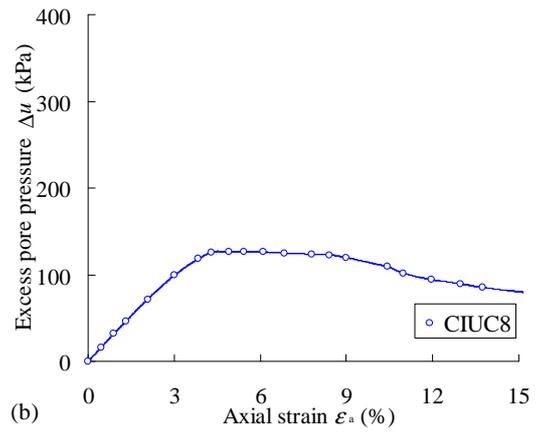
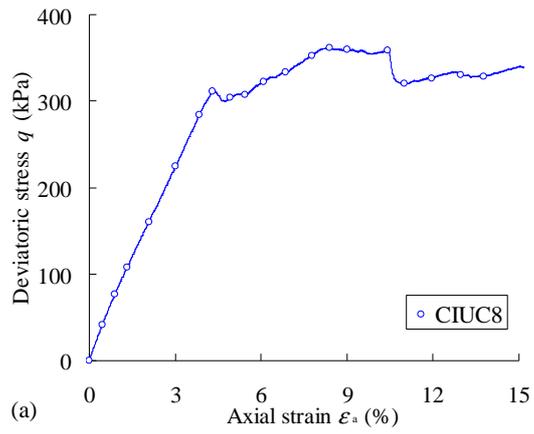


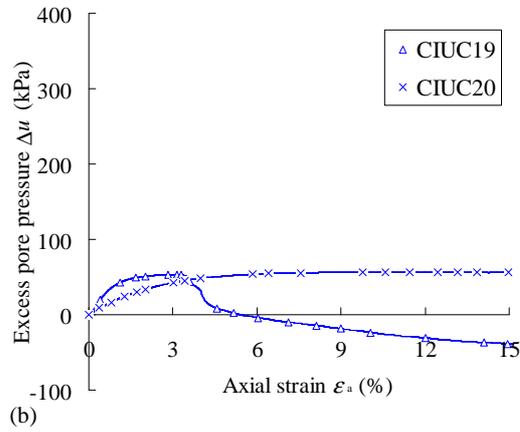
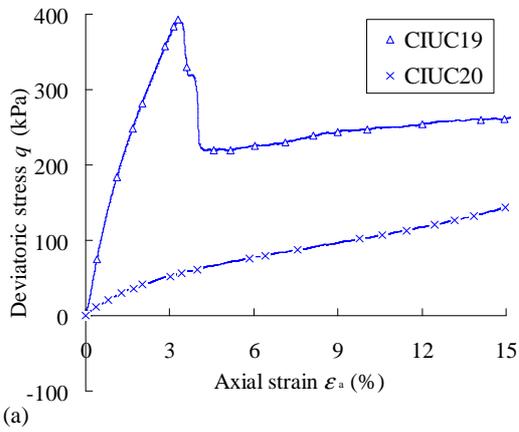
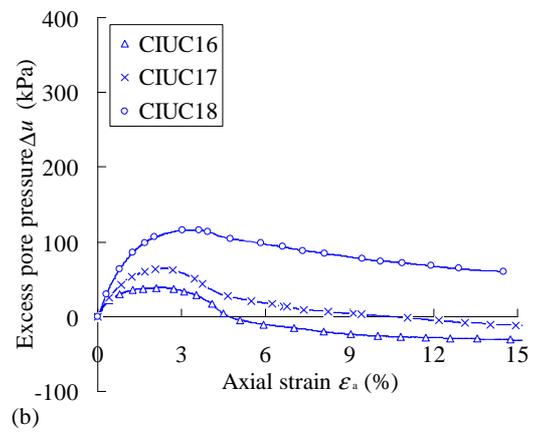
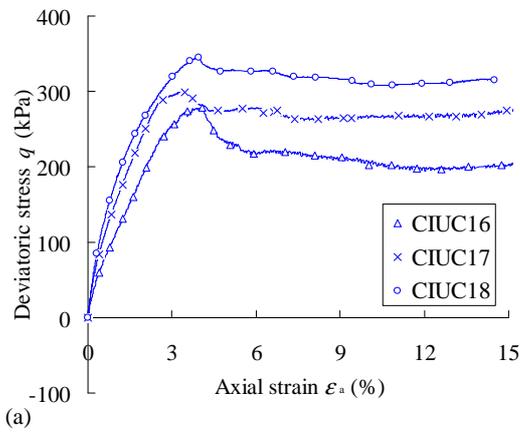
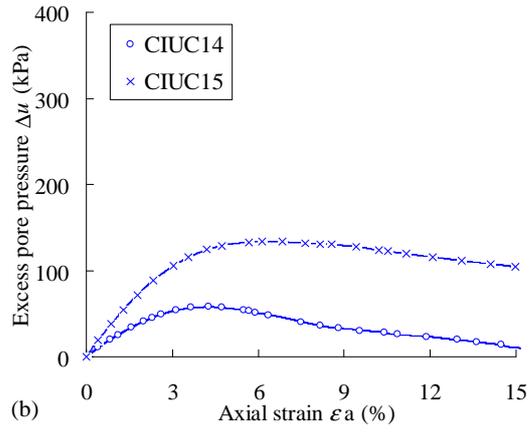
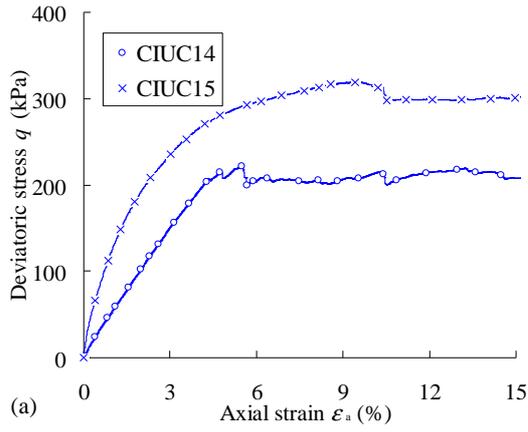




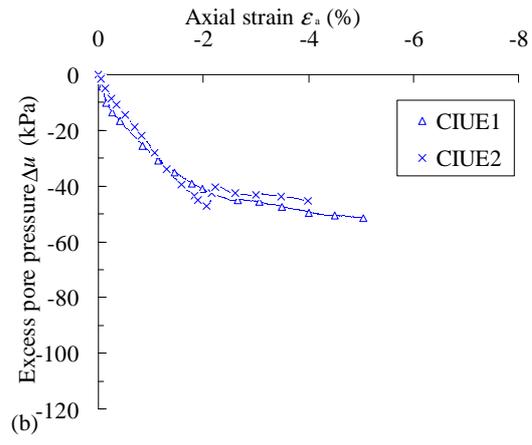
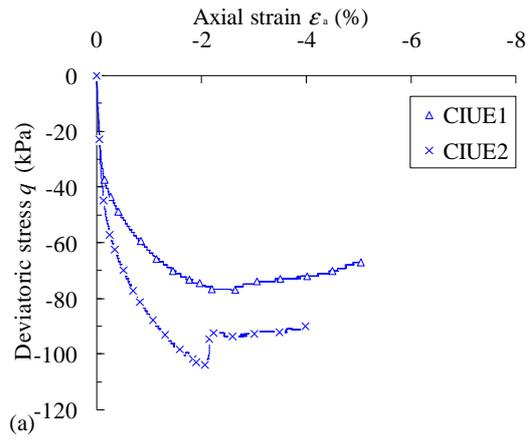
2.2 ESSAIS CIUC



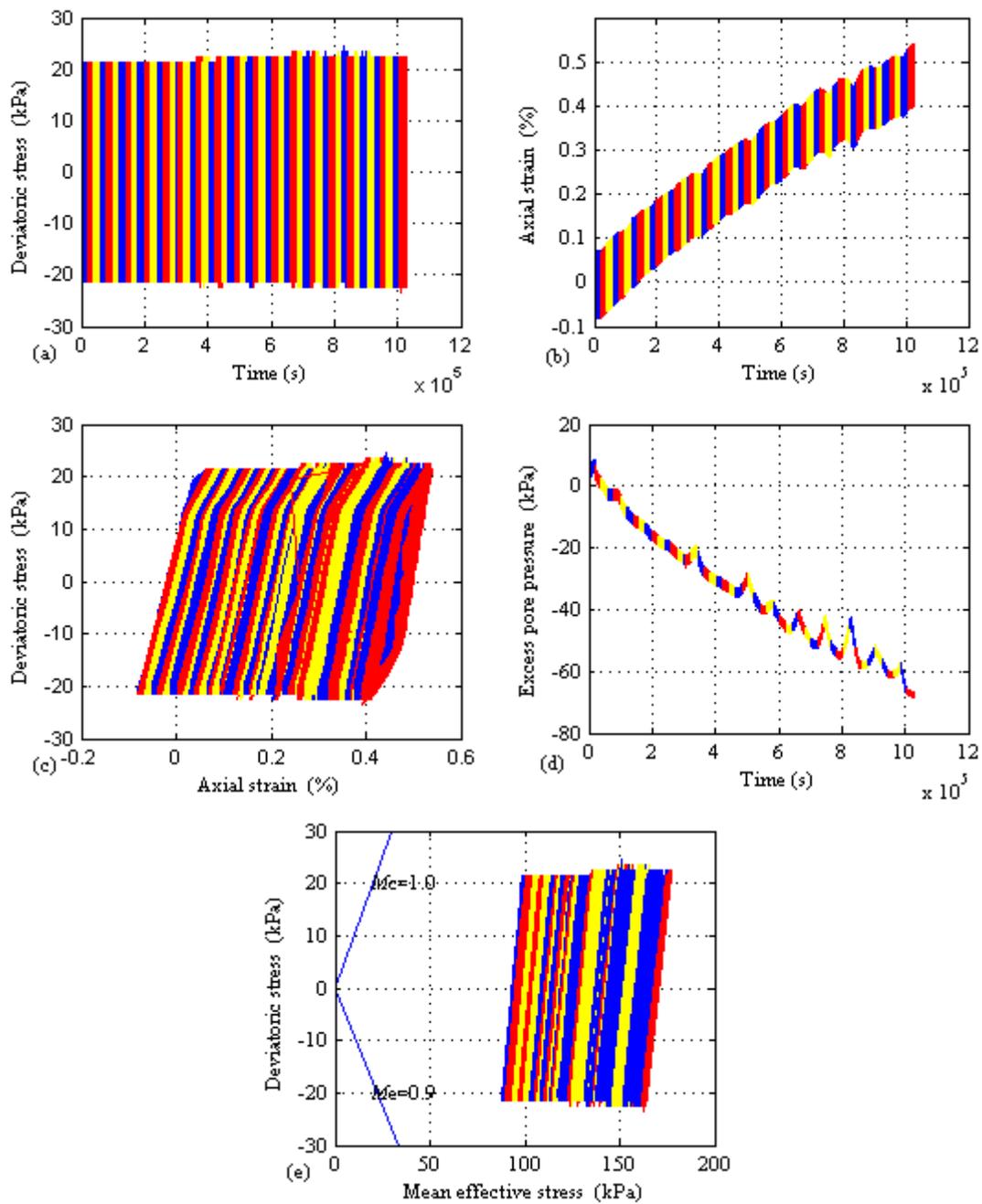




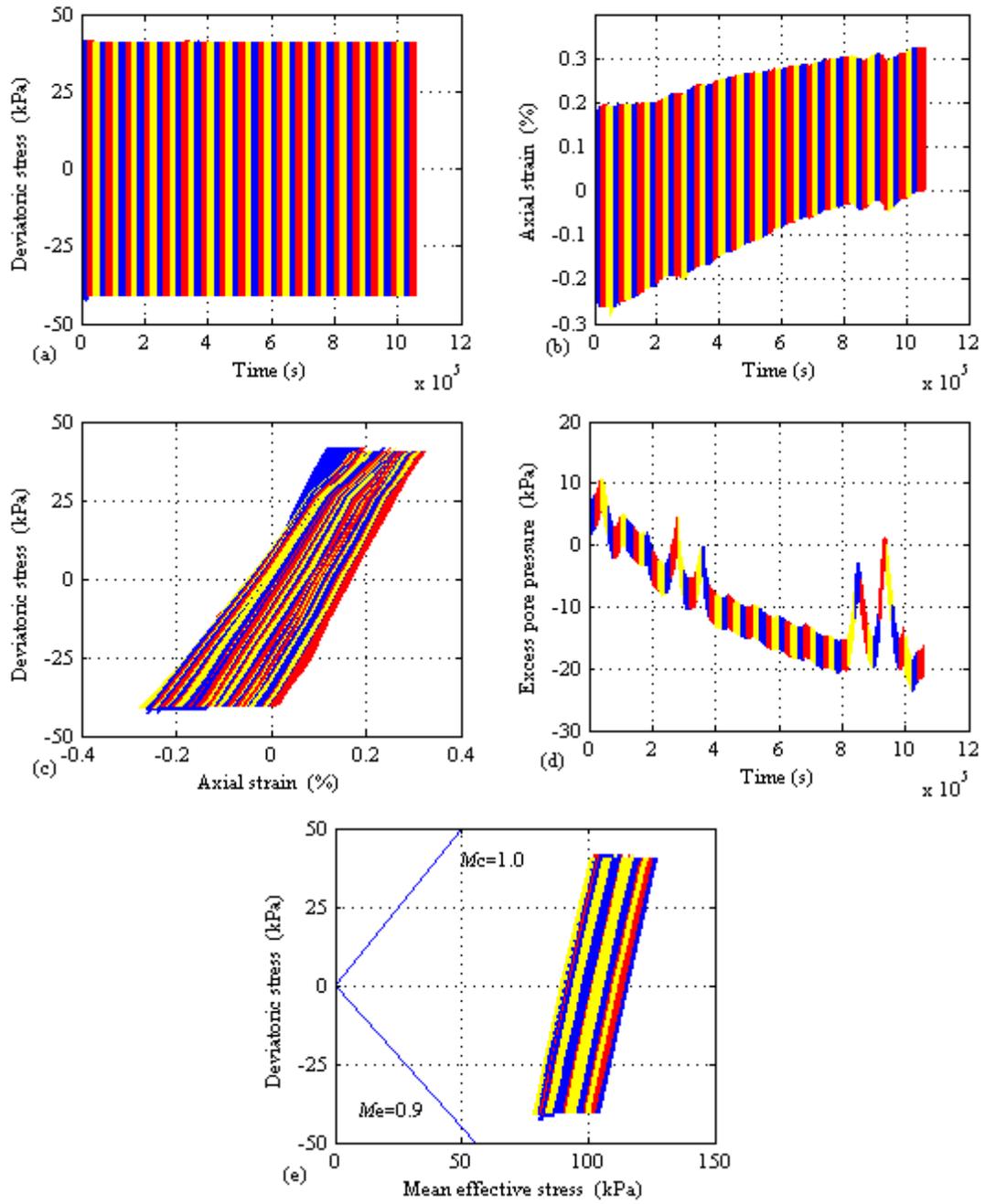
2.3 ESSAIS CIUe



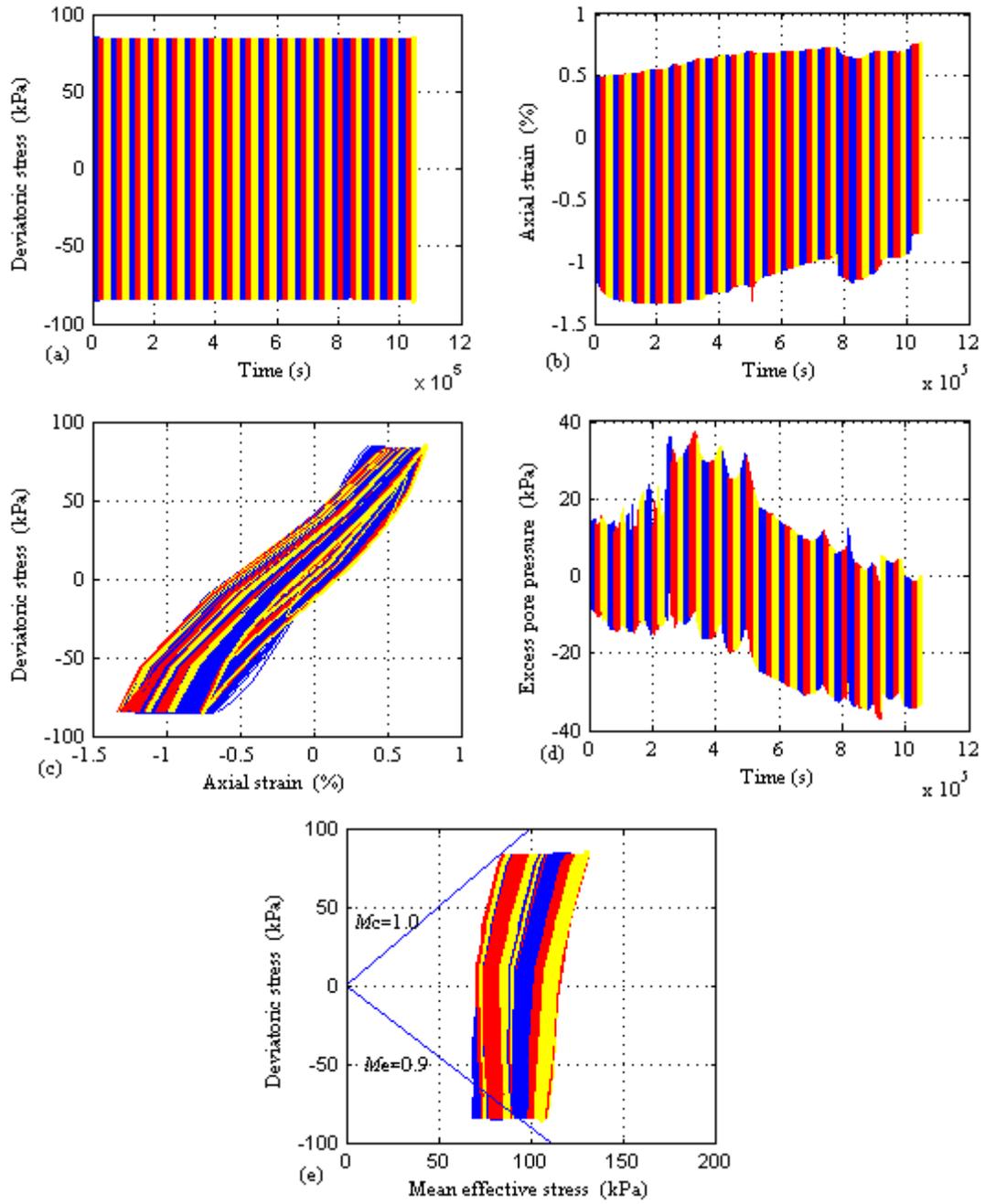
ANNEXE 3 : RESULTATS DES ESSAIS TRIAXIAUX CYCLIQUES



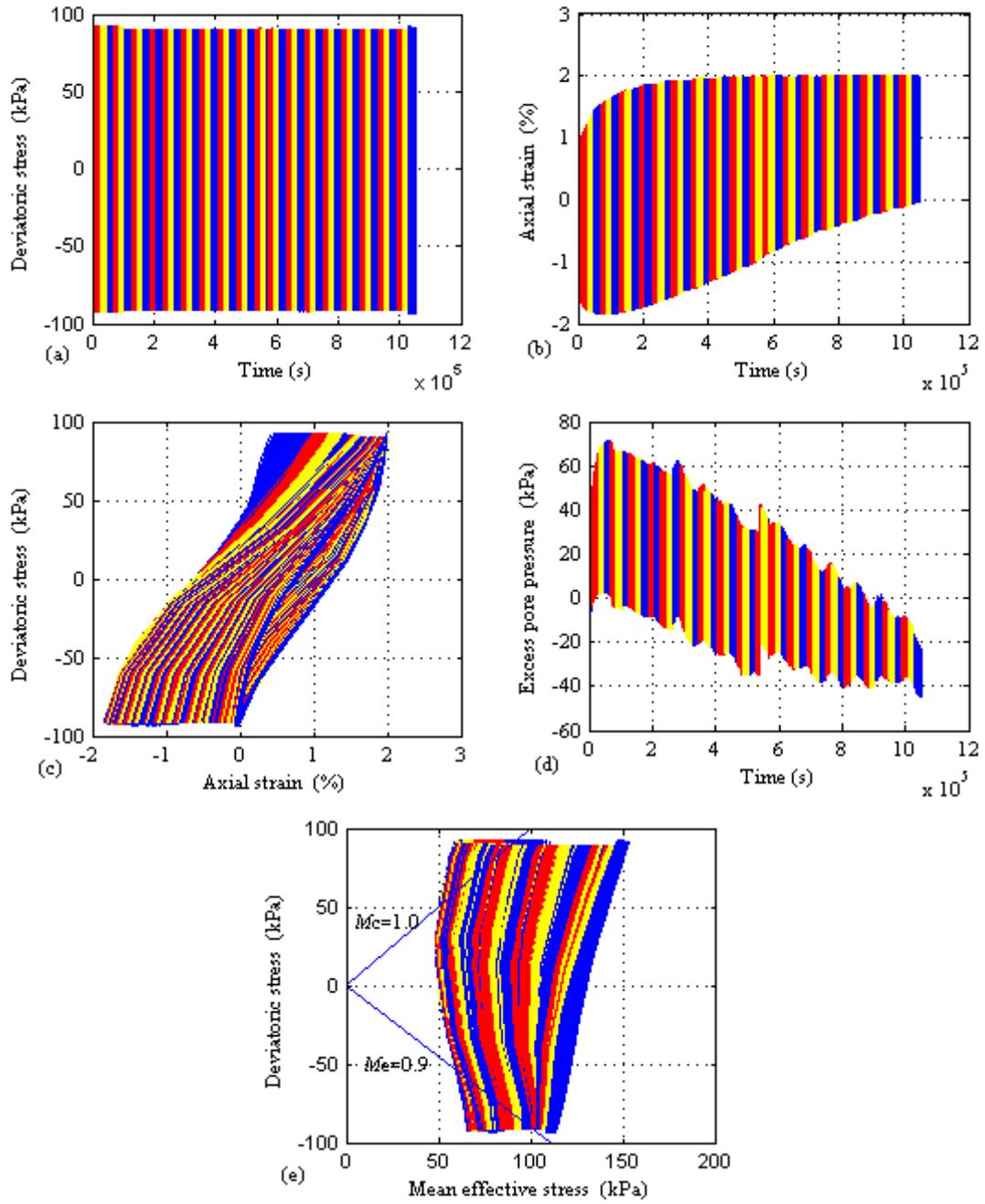
$R_c = 0.11$



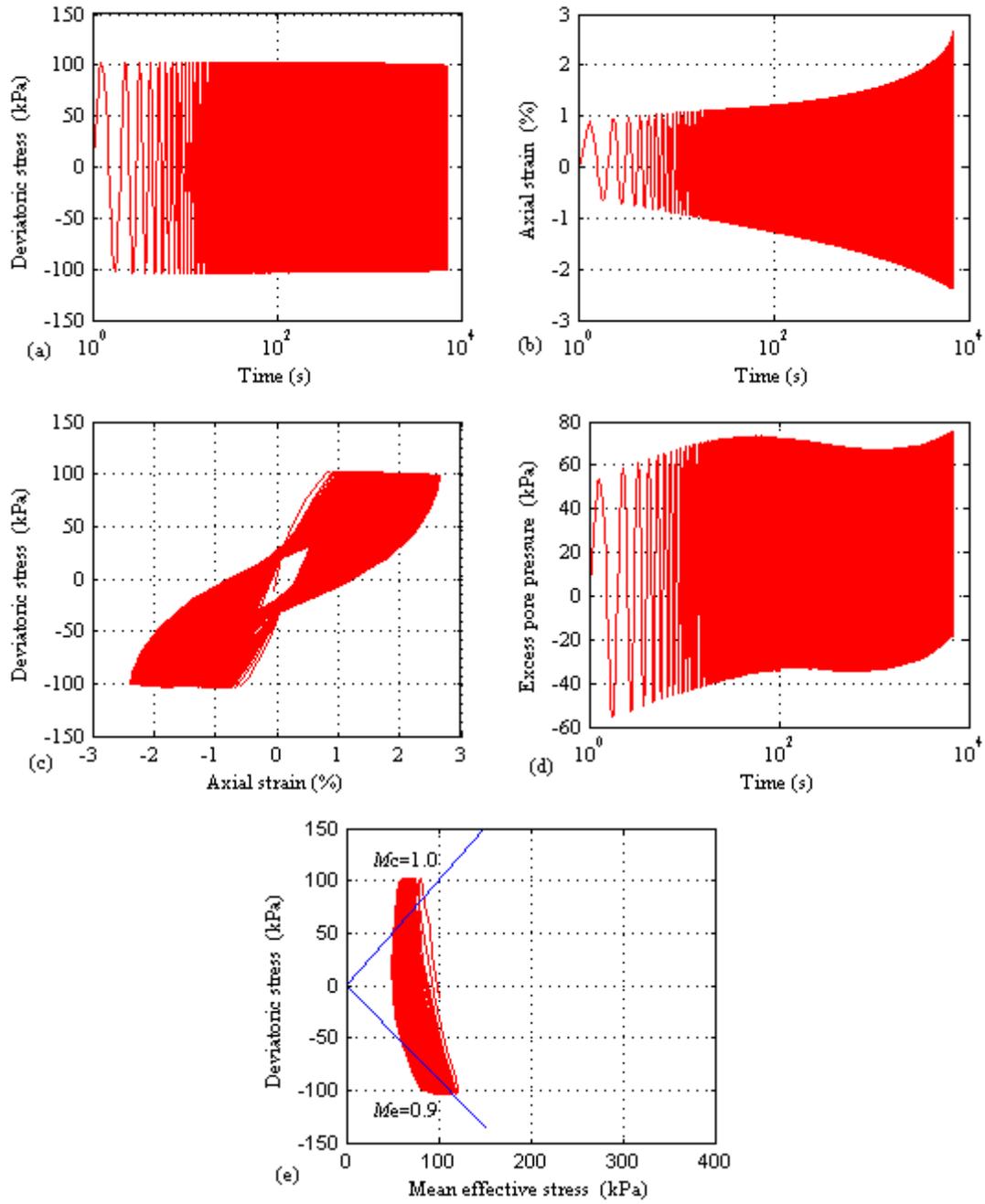
$R_c = 0.22$



$$R_c = 0,44$$



$$R_c = 0.48$$



$$R_c = 0,52$$