



RAPPORT DE RECHERCHE

Thème 1 :
Réalisation d'essais spéciaux de type Ring Shear sur
l'argile remaniée sur le site expérimental de Merville
Réalisation d'un essai Ko
Auteur : K. BEN AMOR
Organisme : FUGRO

R/13/SOL/017
LC/12/SOL/34 et LC/12/SOL/35
Juillet 2013

SOLCYP - FICHE SIGNALÉTIQUE

**TITRE : Réalisation d'essais spéciaux de type Ring Shear sur l'argile remaniée sur le site expérimental de Merville
Réalisation d'un essai Ko**

RAPPORT N°: R/13/SOL/017

DATE D'ETABLISSEMENT : juillet 2013

AUTEUR(S) : K. BEN AMOR

ORGANISME(S) CHARGE(S) DE L'ACTION : FUGRO

THEME DE RATTACHEMENT : 1

LETTRE DE COMMANDE : LC/12/SOL/34 et LC/12/SOL/35

Sommaire

RESUME	1
1. ESSAIS A LA BOITE DE CISAILLEMENT ANNULAIRE « RING SHEAR » SUR L'ARGILE REMANIEE DE MERVILLE	3
1.1. Introduction	3
1.2. Dispositif et procédure	3
1.4. Résultats	4
2. DETERMINATION DU COEFFICIENT LATERAL DES TERRES AU REPOS K_0	6
2.1. Introduction	6
2.2. Essai triaxial K_0	6
2.2. Détermination de K_0 à partir des résultats du pénétromètre statique.....	6
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	8
ANNEXES	9

RESUME

Ce rapport présente les résultats des essais de caractérisation de l'argile de Merville, il se décompose en deux parties :

- Dans la première partie, les résultats de l'essai à la boîte de cisaillement annulaire de type Ring Shear sur l'argile remaniée sont présentés. Au total, trois essais ont été réalisés.
- Dans la deuxième partie, l'essai triaxial K_0 permettant la détermination du coefficient des terres au repos est présenté. La difficulté de réaliser un tel essai sur l'argile de Merville est expliquée. Des valeurs représentatives de ce coefficient sont données à la fin et qui ont été déduites des mesures du pénétromètre statique.

1. ESSAIS A LA BOITE DE CISAILLEMENT ANNULAIRE « RING SHEAR » SUR L'ARGILE REMANIEE DE MERVILLE

1.1. Introduction

Fugro Géoconsulting S.A. a demandé à sa société sœur Fugro GeoConsulting Ltd en Angleterre de réaliser des essais à la boîte de cisaillement annulaire « Ring shear » sur l'argile remaniée de Merville. L'objectif est d'obtenir une mesure des angles de frottement résiduel sol-sol.

Quatre échantillons ont été prélevés pour ces essais et dont les profondeurs varient de 7 à 13m (voir Tableau 1).

Tableau 1 : Echantillons prélevés de Merville

Echantillon	Profondeurs
S1	7.0 à 7.3m
S2	9.0 à 9.3m
S3	11.0 à 11.3m
S4	12.7 à 13.0m

Une description des échantillons S1, S2 et S4 a été réalisé (type du sol, couleur, fissuration). Les limites d'Atterberg ainsi que la teneur en eau ont été aussi mesurées.

On présente dans la suite le dispositif « ring shear » utilisé, le principe de l'essai et les résultats obtenus.

1.2. Dispositif et procédure

La boîte de cisaillement annulaire de type Bromhead a été utilisée dans cette étude. Elle permet le cisaillement d'un échantillon de sol annulaire soumis à une pression de confinement par la rotation d'un cylindre interne.

La procédure pour réaliser l'essai est basée sur les normes anglaises BS1377 (1990).

Les échantillons S1, S2 et S4 ont été testés, la procédure suivante a été suivie :

- étape 1 : un échantillon d'argile totalement remaniée est préparé avec une teneur en eau proche de sa teneur naturelle ;
- étape 2 : l'échantillon est ensuite reconsolidé sous la contrainte verticale effective estimée *in situ*, les pressions de consolidation appliquées sont présentées dans le Tableau 2 ;
- étape 3 : un cisaillement rapide est ensuite réalisé;

- étape 4 : la dissipation des pressions interstitielles est suivie par la suite jusqu'à l'équilibre (pas de surpression) ;
- étape 5 : un cisaillement lent (avec une vitesse de 5mm/heure) est enfin appliqué à l'échantillon du sol.

Tableau 2 : Pressions de consolidation appliquées aux échantillons

Echantillon	Profondeur [m]	Pression de consolidation σ'_c [kPa]
S1	7.00	150
S2	9.00	250
S3	11.00	400

L'essai de cisaillement rapide est réalisé dans le but d'orienter les particules d'argile.

Le cisaillement lent drainé permet par la suite de mesurer la valeur au pic et ultime de l'angle de frottement résiduel, qu'on note respectivement δ_{pic} et δ_{ult} . La valeur au pic dépend de l'histoire du chargement et la vitesse de cisaillement.

L'angle du frottement ultime δ_{ult} est déterminé comme suit:

$$\tan \delta_{ult} = \frac{\tau_{ult}}{\sigma'_c} \quad (1)$$

Avec :

τ_{ult} : est la contrainte ultime de cisaillement sous un cisaillement lent ;
 σ'_c : est la pression de consolidation

L'angle du frottement résiduel au pic δ_{pic} est déterminé de la même manière :

$$\tan \delta_{pic} = \frac{\tau_{pic}}{\sigma'_c} \quad (2)$$

1.4. Résultats

La totalité des résultats des essais réalisés sur l'argile de Merville est présentée dans l'Annexe 1.

La mesure des teneurs en eau donnent des valeurs qui varient entre 31 et 38%.

Les limites d'Atterberg mesurées classent l'argile de Merville comme très fortement plastique (selon la charte de plasticité des normes anglaises BS 5930).

Pour les essais Ring Shear, les courbes obtenues présentant la variation du ratio $\tau_{\text{pic}}/\sigma'_c$ et de l'angle du frottement δ en fonction du déplacement pour le cisaillement rapide et le cisaillement lent sont présentées dans l'Annexe 1. Le Tableau 3 synthétise les angles de frottement résiduels au pic et ultimes obtenus pour un essai de cisaillement lent.

Tableau 3 : Angles de frottement résiduels au pic et ultimes obtenus par les essais de cisaillement lent

Echantillon	Profondeur [m]	Essai cisaillement lent	
		δ_{pic} [°]	δ_{ult} [°]
S1	7.00	15	7.5
S2	9.00	20	16
S3	11.00	15	13.5

2. DETERMINATION DU COEFFICIENT LATERAL DES TERRES AU REPOS K_0

2.1. Introduction

Fugro Géoconsulting S.A. a demandé à sa société sœur Fugro GeoConsulting Ltd en Angleterre de réaliser des essais triaxiaux anisotropes K_0 pour déterminer le coefficient des terres au repos de l'argile de Merville.

Nous présentons dans un premier temps le principe de cet essai et les causes rendant sa réalisation impossible sur l'argile de Merville. Nous exploitons dans un deuxième temps les résultats des essais au pénétromètre statique, réalisés sur le site de Merville, pour donner un ordre de grandeur de la variation du coefficient K_0 avec la profondeur.

2.2. Essai triaxial K_0

L'essai triaxial K_0 est un essai triaxial standard modifié. L'échantillon du sol est préalablement consolidé ; la compression anisotrope est ensuite effectuée sous un pilotage des contraintes verticale σ'_1 et horizontale σ'_3 tel que la déformation radiale reste nulle. La valeur de K_0 s'exprime comme le rapport σ'_3/σ'_1 .

Plusieurs essais sur l'argile de Merville ont été tentés mais n'ont pas permis d'obtenir des résultats fiables. La fissuration naturelle de l'argile rend le processus instable.

Des tentatives ont été effectuées en parallèle au laboratoire de l'IFSTTAR à Paris et ont conduit aux mêmes conclusions

2.2. Détermination de K_0 à partir des résultats du pénétromètre statique

Pour avoir des valeurs représentatives du coefficient des terres au repos K_0 , nous avons eu recours aux corrélations, utilisées couramment en littérature, permettant de relier le coefficient K_0 et les résultats du pénétromètre au piézocône (CPTu).

Pour les sols fins, Kulhawy et Mayne (1990) proposent la corrélation suivante :

$$K_0 = 0.1 \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (3)$$

avec

$\sigma_{v0}, \sigma'_{v0}$: est la contrainte verticale du sol (totale, effective) ;

q_t : est la résistance de pointe nette (corrigée) déterminée comme suit :

$$q_t = q_c + (1 + a)u_2 \quad (4)$$

Où

q_c : est la résistance de pointe apparente sur le cône ;

u_2 : est la pression interstitielle mesurée derrière le cône ;

- a : est l'indice de surface du cône = (A_n/A_c) avec A_n la superficie transversale de la cellule de contrainte et A_c la superficie projetée du cône.

Lunne et al. (1997) soulignent que cette corrélation (éq. 3) a été proposée sur la base des données expérimentales assez dispersées et que son utilisation doit être limitée à donner des ordres de grandeur.

Cinq essais au pénétromètre statique (CPTu) de type piézocône ont été réalisés sur le site de Merville (selon la norme NFP 94-119). Les résultats de de cette reconnaissance sont présentés en détail dans Benzaria (2012).

La variation de la résistance de pointe nette en fonction de la profondeur est présentée sur la Figure 1.

Les valeurs du coefficient des terres au repos obtenues en appliquant l'équation (3) sont également présentées sur la Figure 1. K_0 varierait entre 2 et 4 pour les profondeurs comprises entre 4 et 19m.

Ces fortes valeurs de K_0 supposent des valeurs de surconsolidation élevées, sans doute supérieures à 10 dans l'intervalle considéré. Des essais oedométriques à très fortes contraintes sont en cours de réalisation au GeM pour étudier cet aspect plus en détail.

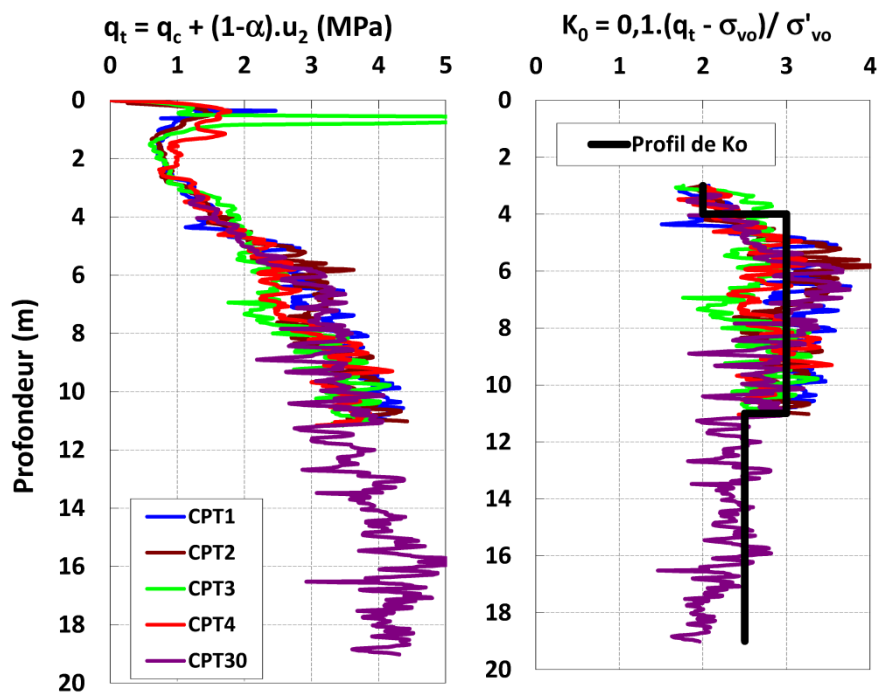


Figure 1 : Variation de la résistance de pointe nette q_t et du coefficient des terres au repos K_0 avec la profondeur dans le site de Merville

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Benzaria O. (2012). Contribution à l'étude du comportement des pieux isolés sous chargements cycliques axiaux. Version provisoire de la thèse de doctorat. Université Paris-Est. 268p.

BS 5930. (1999). Code of practice for site investigations. British Standard. 207p.

Lunne T., Robertson P.K. et Powell J.J.M. (1997). Cone penetration testing in Geotechnical Practice. Blackie Academic, EF Spon/Routledge Publishers, New York. 312p.

NF P 94-119 .(1995). Sols : reconnaissance et essais – Essais au piézocône. AFNOR, 25p.

Kulhawy FH et Mayne P.H (1991). Manual on estimating soil properties for foundation design. Electric Power Research Institute, ERPI, August, 1990.

ANNEXES

Date: 26/04/2012

Drawn by: ALB

Template Issue: 5

Date: 13/06/2012

Checked by: PH

Filename: J23017 / Labdata / Class / J23017_SD.XLS

Approved by: Date:

Borehole / Sample	Depth (m)	Moisture Content (%)	Sample Description
- / 1	7.00	31	Dark greyish brown (2.5Y 4/2) silty CLAY
- / 2	9.00	32	Very dark greyish brown (2.5Y 3/2) CLAY
- / 4	12.70	38	Very dark greyish brown (2.5Y 3/2) silty CLAY

Key to Gravel sizes: Fine: 2 - 6mm Medium: 6 - 20mm Coarse: 20 - 60mm

Moisture contents tested in accordance with BS 1377: Part 2: 1990: Clause 3

SUMMARY OF SAMPLE DESCRIPTIONS AND MOISTURE CONTENTS

Date: 24/05/2012

Drawn by: ALB

Template Issue: 5

Date: 13/06/2012

Checked by: PH

Filename: J23017 / Labdata / Class / J23017_Pl.XLS

Date:
Approved by:

Symbol Number	Borehole	Sample	Depth (m)	BS Test Method *	Preparation Method †	Passing 425µm (%)	Liquid Limit (%)	Plastic Limit (%)	Plasticity Index (%)
1	-	1	7.00	4.3/5.3/5.4	4.2.3	100	86	30	56
2	-	2	9.00	4.3/5.3/5.4	4.2.3	100	81	28	53
3	-	4	12.70	4.3/5.3/5.4	4.2.3	100	88	32	56

Note: I/S denotes Insufficient Sample

* Tested in accordance with the following clauses of BS 1377: Part 2: 1990:	
4.3	Cone penetrometer method
4.4	One point cone penetrometer method
4.5	Casagrande method
4.6	One point Casagrande method
5.3	Plastic limit method
5.4	Plasticity index

† Tested in accordance with the following clauses of BS 1377: Part 2: 1990:	
4.2.3	Natural soil
4.2.4	Sieved specimen
HP	Hand picked
The symbol N/P in the Plastic Limit column indicates that the sample is Non-Plastic and no Atterberg Limits could be determined	

SUMMARY OF ATTERBERG LIMITS TEST RESULTS

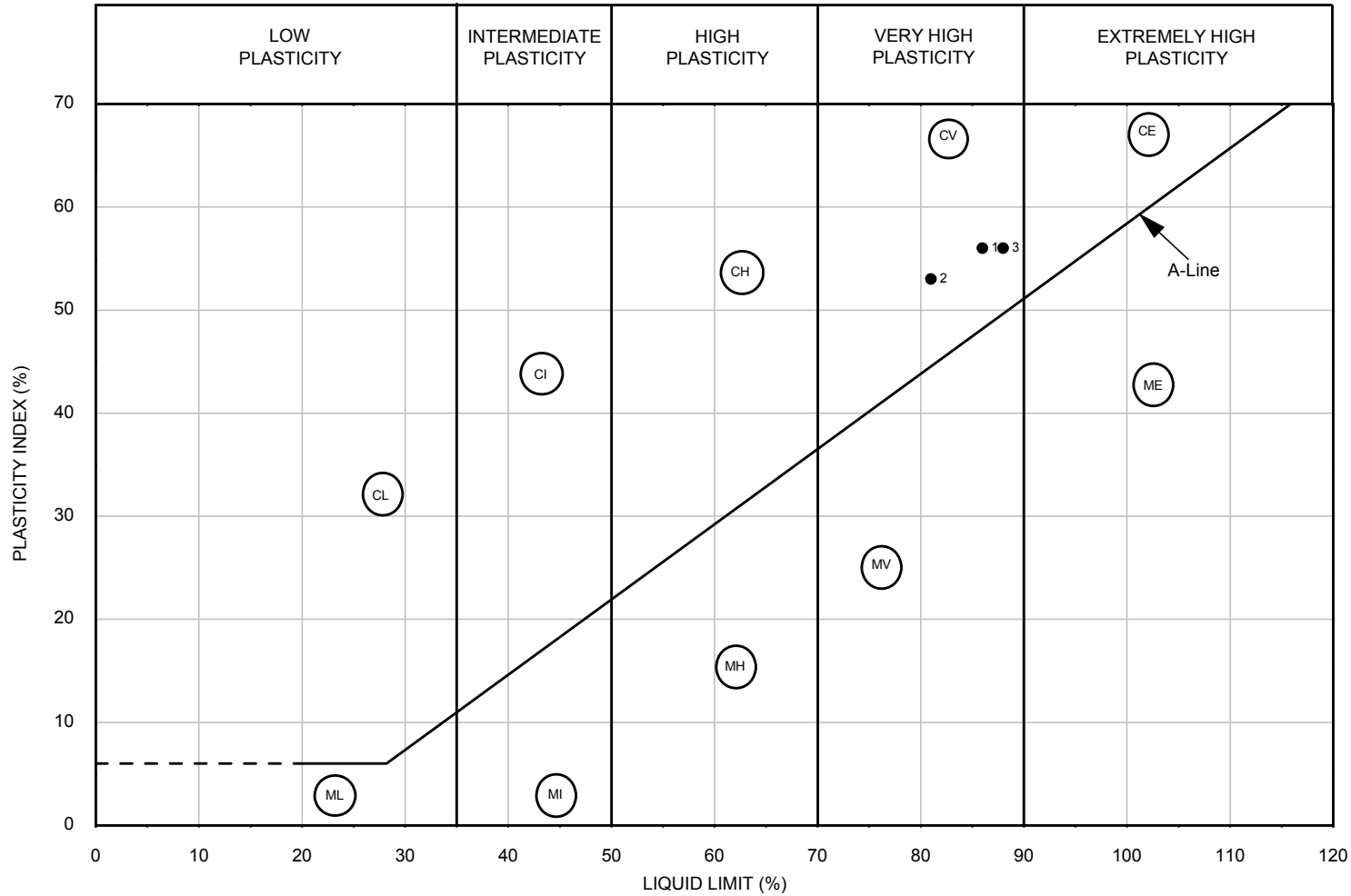
KEY TO TERMS USED :

Soil Types :
C = Clay
M = Silt

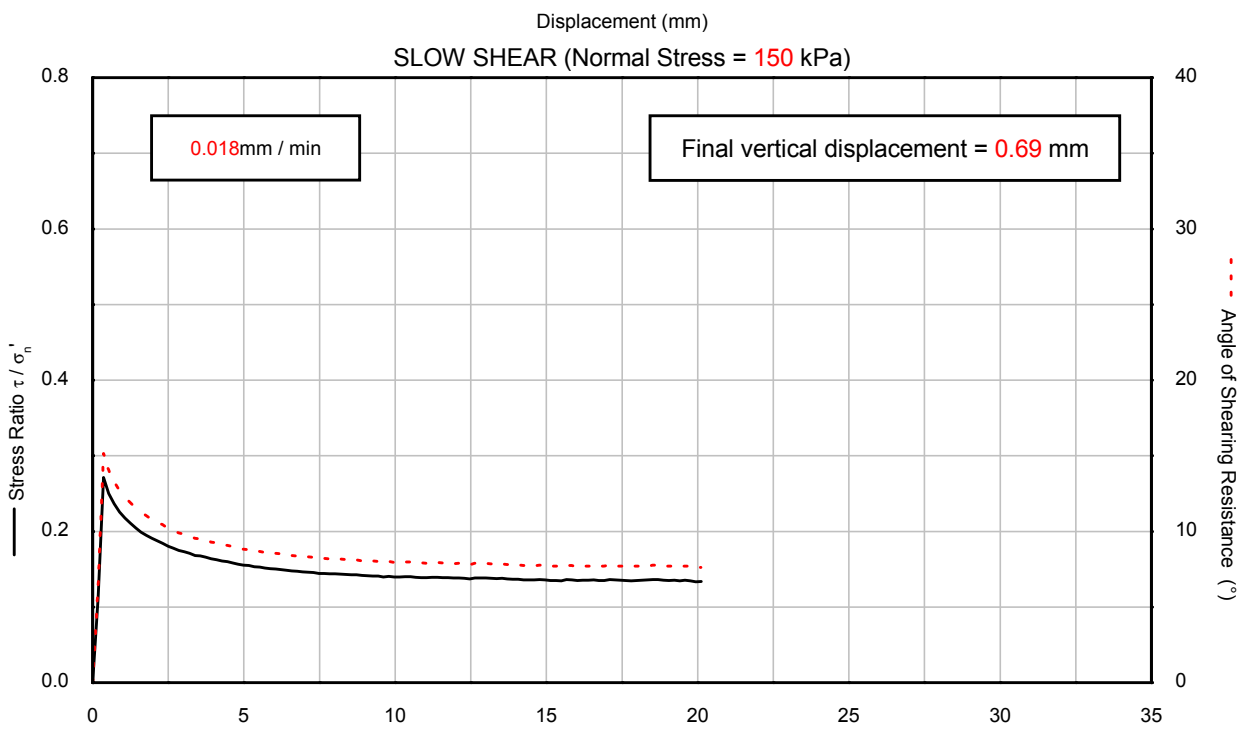
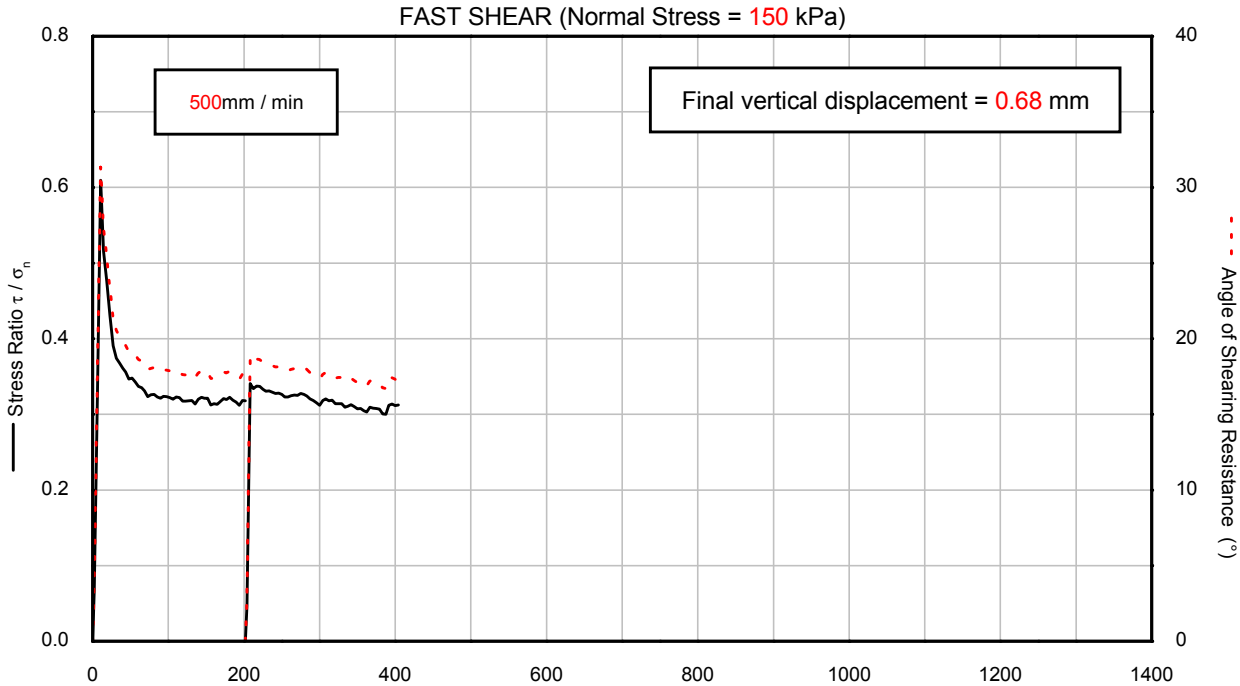
Plasticity :
L = Low
I = Intermediate
H = High
V = Very high
E = Extremely High

NOTE: The letter O is added to the symbol of any material containing a significant amount of organic material; e.g. : MHO

PLASTICITY CHART (BS 5930)

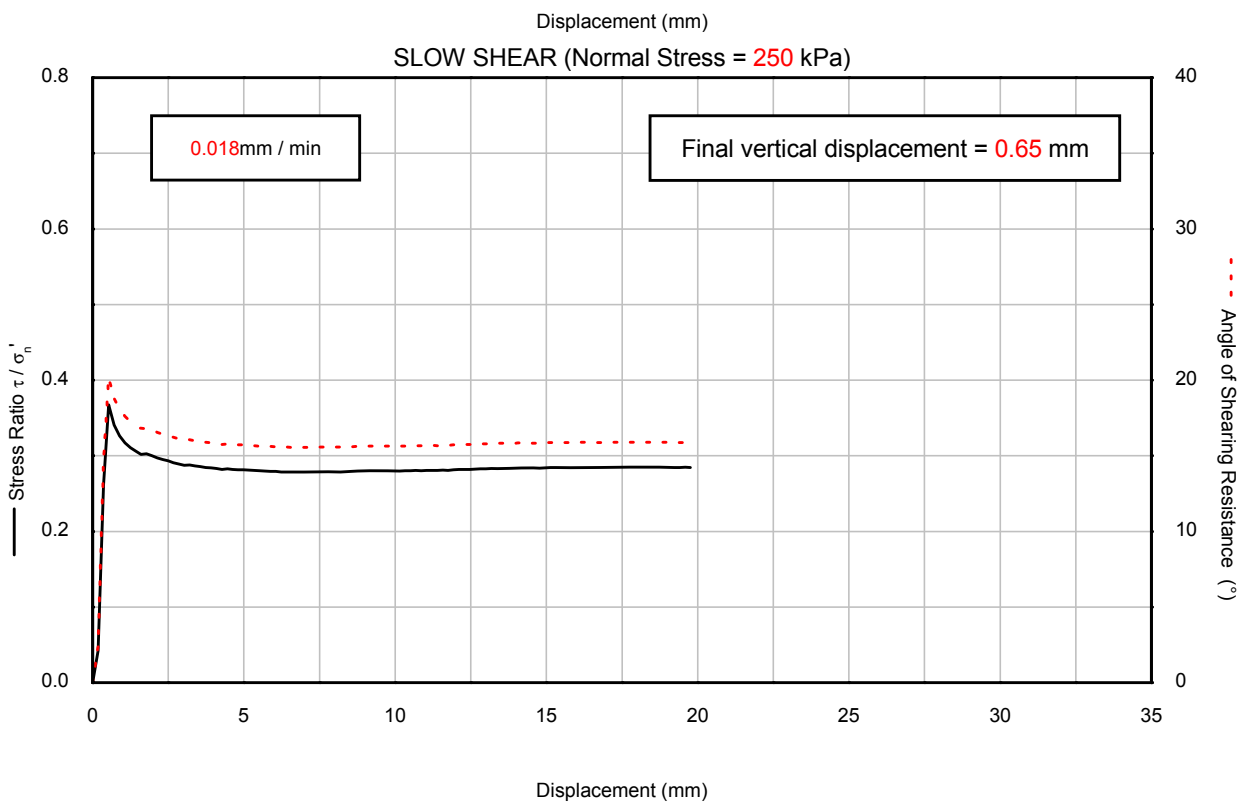
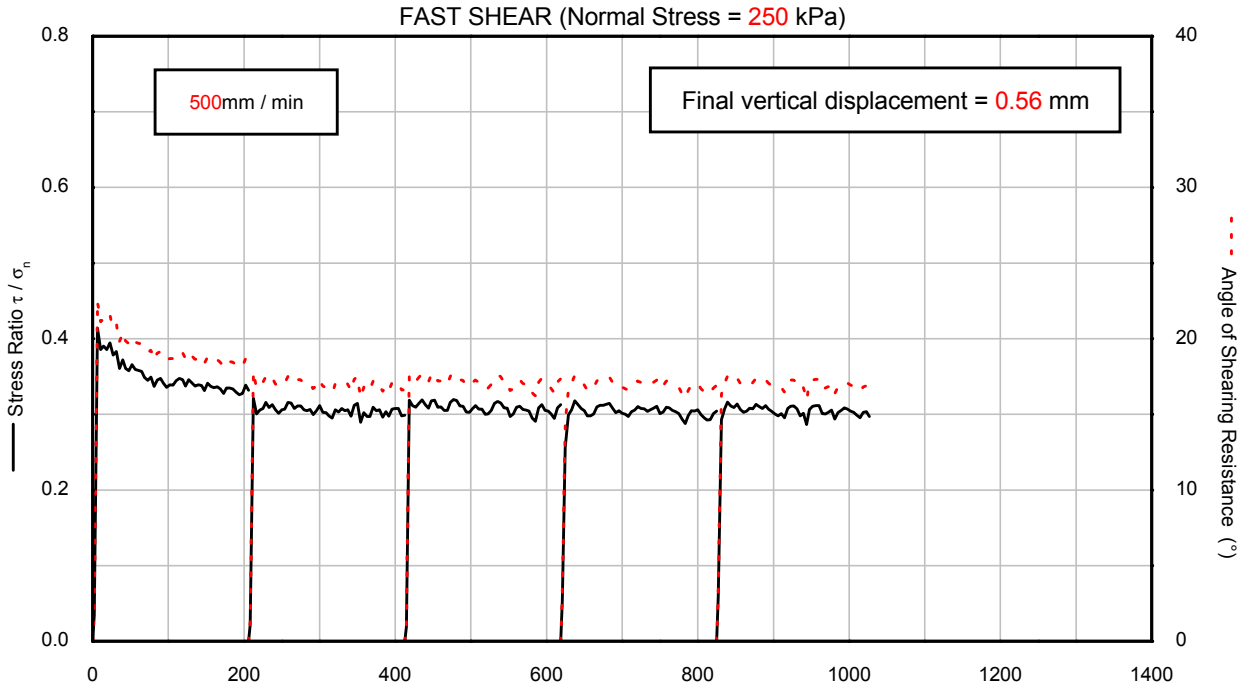


See summary sheet for key to symbols



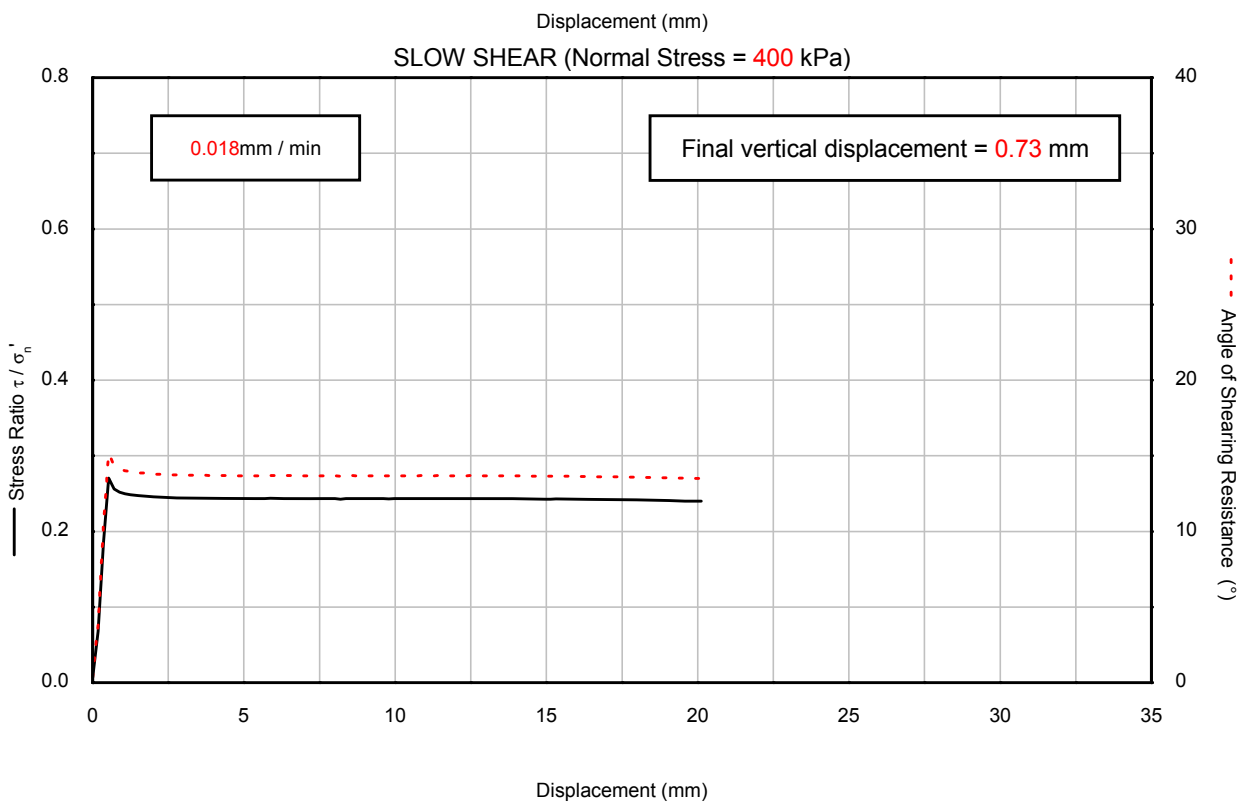
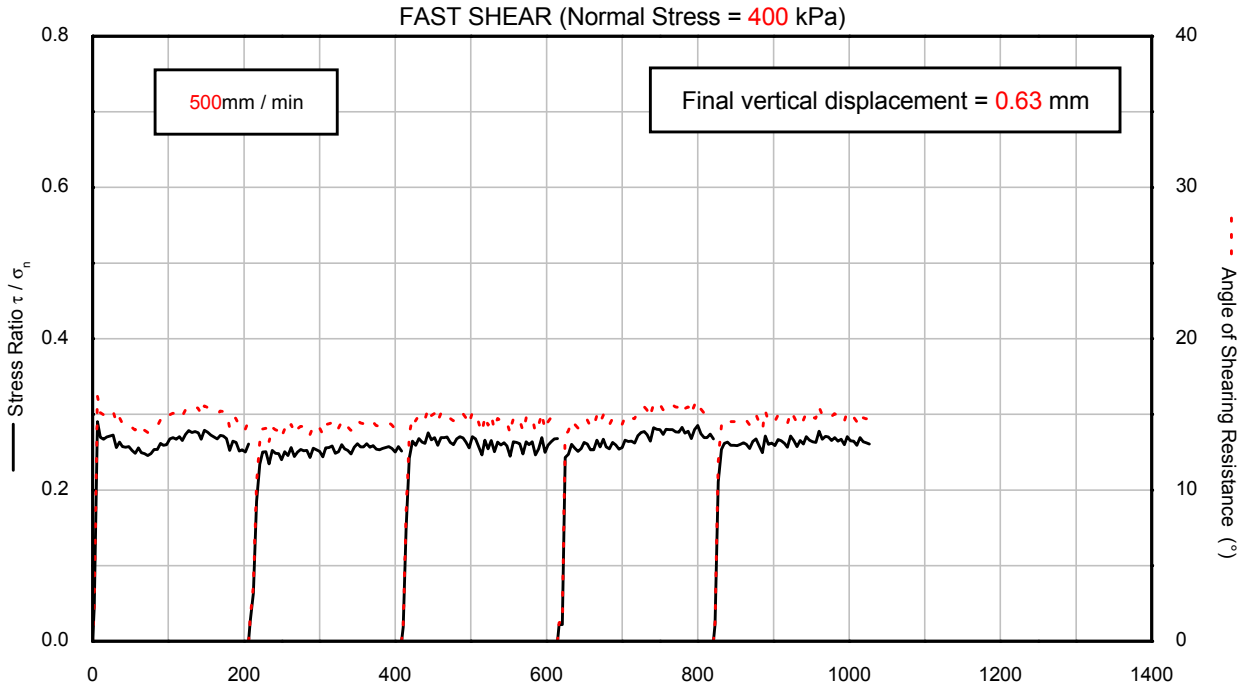
Borehole	: -
Sample	: 1
Depth (m)	: 7.00

**RING SHEAR TEST
SOIL / STEEL INTERFACE**



Borehole	: -
Sample	: 2
Depth (m)	: 9.00

**RING SHEAR TEST
SOIL / STEEL INTERFACE**



Borehole	: -
Sample	: 3
Depth (m)	: 11.00

**RING SHEAR TEST
SOIL / STEEL INTERFACE**