

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Faculté de Technologie
Département de Génie civil

MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : Construction

**MODELISATION NUMERIQUE DE L'APPORT DE L'ESSAI
DPT A L'ETUDE DU COMPORTEMENT DES FONDATIONS
SUPERFICIELLES**

Par

RAHMANI Khaled

Devant le jury composé de :

Z.ZITOUNI	Maître de conférence, U. de Blida	Président
DJ.AMAR BOUZID	Maître de conférence, U. de Médéa	Examineur
K.GRINE	Maître de conférence, U. de Blida	Examineur
A.BOUAFIA	Professeur, U. de Blida	Rapporteur

Blida, Octobre 2012

ملخص

من بين الاختبارات الميدانية الأكثر شيوعا ، نجد اختبار الخرق الديناميكي الذي من خلال تكلفته و سهولة العمل به كما بعض الامتيازات الأخرى جعلت منه الاختبار الأكثر استعمالا في الجزائر.

تدرس هذه المذكرة مساهمة اختبار الخرق الديناميكي في سلوك الأساسات السطحية ، و هذا من خلال محاكاة رقمية قائمة على تطوير علاقات معرفة إحصائيا بين المقاومة الديناميكية و الخصائص الأودومتريية و هذا لاقتراح نهج عملي لحساب الهبوط الأودومتري ابتداءا من هذا الاختبار، كما ندرس باستعمال طريقة العناصر المنتهية ظاهرة الخرق الديناميكي و هذا باستعمال برنامج PLAXIS لتفسير و اقتراح مقارنة بسيطة لحساب قدرة تحمل الأساسات السطحية.

الكلمات المفتاحية : اختبار الخرق الديناميكي، أساسات سطحية ، الهبوط الأودومتري ، قدرة تحمل التربة ، ارتباط العناصر المنتهية، المحاكاة.

RÉSUMÉ

Parmi les essais in-situ les plus courants, on trouve l'essai de pénétration dynamique qui, par son coût et son maniement simple ainsi que d'autres privilèges font que ce dernier est très répandu en Algérie.

Ce mémoire étudie l'apport de l'essai de pénétration dynamique au comportement des fondations superficielles à travers une modélisation numérique tout en se basant sur le développement des corrélations déterminées statistiquement entre la résistance dynamique en pointe et les caractéristiques oedométriques afin de proposer une approche pratique pour le calcul du tassement oedométrique à partir de cet essai. Ainsi qu'une modélisation par la méthode des éléments finis du problème de l'enfoncement dynamique de la pointe DPT dans un sol homogène élastoplastique par le biais du logiciel PLAXIS v8.2 visant à interpréter et suggérer une approche simplifiée de calcul de la capacité portante des fondations superficielles par analogie à celle existante pour l'essai CPT.

Les approches proposées restent provisoires et ne peuvent servir à une recommandation pratique sous réserve d'être approfondies par des études comparatives avec les méthodes usuelles, et une amélioration de la modélisation numérique.

MOTS-CLÉS: Essai DPT, Fondation superficielle, Tassement oedométrique, Capacité portante, Corrélation, Modélisation, Éléments finis

ABSTRACT

Among the most common field tests, we find the dynamic probing test which by their cost and easy handling and other privileges that made him very answered in Algeria.

This paper studies the contribution of the dynamic probing test for the behavior of shallow foundations through a numerical modeling based on the development of correlations determined statistically between the dynamic resistance and oedometric characteristics to propose a practical approach for calculating the oedometric settlement from this test. And a modeling by finite element method of the dynamic penetration in a homogeneous soil elastoplastic through PLAXIS v8.2 software to interpret and suggest a simple approach for calculating the bearing capacity of shallow foundations by analogy to the existing one for CPT test.

The proposed approaches are provisional and cannot serve for a practical recommendation on condition to be subject to extensive comparative studies with conventional methods, and improved numerical modeling.

KEYWORDS: DPT test, Shallow foundation, Oedometric settlement, Bearing capacity, Correlation, Modeling, Finite element

REMERCIEMENTS

Ce travail, réalisé au laboratoire de géométraux au sein du département de Génie Civil de l'Université de SAAD DAHLEB- Blida sous la direction du professeur A. BOUAFIA, à qui je tiens à adresser tous mes sincères remerciements et profondes reconnaissances pour son suivi et importants conseils durant la réalisation de cette thèse.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements pour tous les enseignants du département de Génie civil, spécialement à ceux qui ont contribué à ma formation. Je remercie aussi Mlle M.MIR, pour son aide précieuse, ces orientations pertinentes ainsi que son soutien moral.

Je tiens à remercier également les membres de jury qui ont eu la gentillesse d'assister à la soutenance et pour l'honneur qu'ils m'ont accordé d'avoir accepté l'évaluation de ce mémoire.

Un remerciement particulier à Messieurs K.GRINE, Z.ZITOUNI, S.KENAI, M.ABED, M.BEN SAIBI, N. BOURAHLA, M MENADI, A.BRAHMA pour leurs aides précieuses, leurs encouragements et soutien durant les trois années d'étude en post-graduation.

Mes remerciements s'adressent à mes parents qui m'ont épaulé tous au long de ces années de travail, ainsi à tous membre de la famille pour leur soutien.

Que tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué directement ou indirectement à la réalisation de ce modeste travail, trouvent ici mes sentiments de profonde gratitude et de reconnaissance infinie.

TABLE DE MATIERE

RESUME.....	2
REMERCIEMENT.....	5
TABLE DES MATIERES.....	6
LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUE ET TABLEAU.....	9
INTRODUCTION.....	13
CHAPITRE 1 ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE.....	15
1.1 Historique du pénétromètre dynamique.....	15
1.2 Principe du pénétromètre dynamique.....	15
1.3 Description des pénétromètres dynamiques.....	16
1.3.1 Les pénétromètres dans lesquels le fût et la pointe ont le même diamètre.....	16
1.3.2 Les pénétromètres comportant une tige centrale d'un diamètre sensiblement inférieur à celui de la pointe.....	17
1.3.3 Le pénétromètre dynamique à pointe coulissante.....	18
1.4 Appareil de pénétration dynamique normalisé.....	20
1.5 Interprétation théorique de l'essai de pénétration dynamique.....	23
1.5.1 Formule de battage basé sur le bilan énergétique et la théorie des percussions.....	24
1.5.2 Formule de battage basé sur la théorie des vibrations.....	30
1.5.3 Synthèse sur les formules de battage.....	33
1.6 Calcul de la capacité portante à partir de l'essai de pénétration dynamique.....	35
1.7 Calcul du tassement à partir de l'essai de pénétration dynamique.....	37
1.8 Corrélation entre l'essai de pénétration dynamique est autres essais in situ.....	40
1.8.1 corrélation entre pénétromètre dynamique et pénétromètre statique.....	40
1.8.2 corrélation entre pénétromètre dynamique et pressiomètre.....	47

1.8.3	corrélation entre pénétromètre dynamique et pénétromètre standard.....	48
1.9	Conclusion.....	50
CHAPITRE 2 TASSEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES DANS LES SOLS		
FINIS A PARTIR DE L'ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE.....		
2.1	Introduction.....	51
2.2	Présentation de la base de données.....	52
2.2.1	Source de données pour les corrélations.....	52
2.2.2	Sélection des données pour les corrélations.....	52
2.2.3	Description de la base de données.....	52
2.2.4	Méthodologie de travail.....	54
2.2.5	Organigramme de la procédure du travail.....	57
2.2.6	Exemple de calcul.....	59
2.3	Analyse statistique des données.....	66
2.4	Recherche d'une corrélation entre q_d et E_0	68
2.5	Recherche d'une corrélation entre q_d et σ_c	69
2.6	Calcul du tassement œdométrique à partir de l'essai DPT.....	70
2.6.1	Démonstration de la méthode des tranches proposée.....	70
2.6.2	Résultat de calcul du tassement œdométrique à partir de l'essai DPT.....	72
2.7	Calage des formules proposées de la méthode pénérodynamique.....	80
2.8	Application de la méthode proposé pour le calcul du tassement à partir de l'essai DPT.....	81
2.9	Conclusion.....	85
CHAPITRE3 MODELISATION PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS DE		
L'ENFONCEMENT DYNAMIQUE DE LA POINTE PENETROMETRIQUE.....		
3.1	Introduction.....	86

3.2 Présentation du logiciel PLAXIS version 8.2 avec module dynamique.....	86
3.3 Présentation du modèle.....	88
3.3.1 Modélisation du phénomène de la pénétration dynamique.....	88
3.3.2 Géométrie du modèle.....	89
3.3.3 Choix de la taille du modèle (dimensionnement) et conditions aux limites.....	90
3.3.4 Propriété des matériaux.....	91
3.3.5 Génération du maillage.....	92
3.3.6 Conditions initiales.....	94
3.3.7 Calculs.....	95
3.4 Analyse des résultats.....	98
3.5 Calcul de la résistance dynamique en pointe.....	101
3.6 Présentation du signal de la vitesse et la contrainte verticale en tête et en pointe de la tige.....	102
3.7 Etude paramétrique.....	105
3.8 Interprétation des résultats.....	106
3.8.1 Proposition d'un facteur de cône dynamique.....	106
3.8.2 Proposition des facteurs de portance et formules pour le calcul de la contrainte admissible.....	108
3.8.3 Interprétation du facteur de cône.....	115
3.9 Conclusion.....	117
CONCLUSION.....	121
REFERENCE.....	122
ANNEXE.....	124

LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure 1.1	Schéma du pénétromètre Couard	17
Figure 1.2	Pénétromètre dynamique BEVAC	18
Figure 1.3	Pénétromètre dynamique FONDASOL	19
Figure 1.4	Forme de la pointe selon la norme internationale ISO 22476-2	23
Figure 1.5	Relation entre la résistance de pénétration et l'enfoncement	24
Figure 1.6	Schéma de la pénétration dynamique	26
Figure 1.7	Mesure graphique du raccourcissement élastique	28
Figure 1.8	Estimation graphique du refus élastique	29
Figure 1.9	Relation entre l'énergie de pénétration dans le sol et l'énergie incidente	32
Figure 1.10	Relation entre le terme de pointe dynamique et l'enfoncement plastique selon H.Gonin et selon la formule européenne, sans amortissement	33
Figure 1.11	Exemple de rapport de mesure de l'énergie de battage selon la norme ISO 22476-2	36
Figure 1.12	corrélation entre pénétromètre statique et dynamique dans les argiles	41
Figure 1.13	corrélation entre pénétromètre statique et dynamique dans les argiles jaunes de Vienne	42
Figure 1.14	comparaison entre pénétromètre statique et dynamique dans un sable limoneux saturé	44
Figure 1.15	sable argileux (Chalon-sur-Saône)	45
Figure 1.16	Corrélation entre pénétromètre dynamique Fondasol-Pressiomètre standard dans les argiles	47
Figure 1.17	corrélation entre les résultats du SPT avec le pénétromètre dynamique DPSH-ISSMFE admettant N_{30} au lieu de N_{20} (Muromachi and Kobayashi, 1982)	48
Figure 1.18	Relation entre le nombre de coup du DPH et du SPT dans un sol grossier au-dessous de la nappe d'eau (DIN 4094)	49
Figure 1.19	Relation entre le nombre de coup du DPH et du SPT dans un sol argileux peu plastique au-dessous de la nappe d'eau (DIN 4094)	50

Figure 2.1	Courbe de pénétration dynamique	54
Figure 2.2	Représentation de la courbe de chargement œdométrique	56
Figure 2.3	Organigramme de la procédure du travail	
Figure 2.4	Courbe œdométrique digitalisée	60
Figure 2.5	Courbe de chargement œdométrique $\Delta\sigma'_v = f(\varepsilon_z)$	62
Figure 2.6	: Courbe $\frac{E_{oed}}{E_0} = f\left(\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)$	64
Figure 2.7	Courbe pénétrométrique digitalisée	65
Figure 2.8	Corrélation entre $\frac{\Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$ et $\frac{E}{E_0}$ pour le cas : $\sigma'_v < \sigma_c$	67
Figure 2.9	Corrélation entre $\frac{\Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$ et $\frac{E}{E_0}$ pour le cas : $\sigma'_v > \sigma_c$.	68
Figure 2.10	Distribution du rapport $\frac{E_0}{q_d}$ dans les argiles	69
Figure 2.11	Distribution du rapport $\frac{\sigma_c}{q_d}$ dans les argiles	70
Figure 2.12	Schéma de découpage du sol en des tranches d'égale épaisseur	73
Figure 2.13	corrélation entre le tassement œdométrique et le tassement œdométrique calculé par l'essai DPT	79
Figure 2.14	Distribution du rapport du tassement œdométrique et le tassement œdométrique calculé par l'essai DPT	80
Figure 2.15	Corrélation entre le tassement œdométrique et le tassement œdométrique calculé à partir de l'essai DPT	84
Figure 3.1	Présentation du modèle 3D et du modèle axisymétrique utilisés	91
Figure 3.2	Maillage utilisé pour le calcul	94
Figure 3.3	Zone raffinée du maillage autour de la tige	94
Figure 3.4	Contraintes effectives moyennes initiales du model PLAXIS	95
Figure 3.5	Schéma de collision mouton-Enclume-Tige	96
Figure 3.6	Allure du signal de la vitesse en tête de la tige sous un seul coup lors de l'essai DPT	98
Figure 3.7	Allure du signal de la vitesse en tête de la tige introduit dans PLAXIS	98
Figure 3.8	Maillage déformé du modèle PLAXIS pour une argile molle	99
Figure 3.9	Déplacement vertical du sol pour une argile molle	100
Figure 3.10	Contrainte verticale totale du sol pour une argile molle	100
Figure 3.11	Vitesse induite en tête de la tige	102
Figure 3.12	Vitesse induite en pointe de la tige	102
Figure 3.13	Déphasage des Vitesses induite entre pointe et tête de la tige	103

Figure 3.14 contrainte verticale en tête de la tige	103
Figure 3.15 contrainte verticale en pointe de la tige	104
Figure 3.16 Déphasage des contraintes verticales entre pointe et tête de la tige	104
Figure 3.17 Variation du facteur de portance K_d en fonction de l'élancement D/B	114
Figure 3.18 Variation du facteur de cône en fonction de l'indice de rigidité pour les sols argileux	115
Figure 3.19 Variation du facteur de cône en fonction de l'indice de rigidité pour les sols sableux	116
Figure 3.20 Organigramme pour le calcul indirecte de la contrainte limite d'une semelle continue soumise à une charge verticale et centré à partir de l'essai DPT	117
Tableau 1.1 : Dimensions et masses des quatre types d'appareillage pour sondage dynamique selon la norme internationale ISO 22476-2	22
Tableau 1.2 : Valeur du coefficient de rigidité v	39
Tableau 1.3 : Résumé sur les corrélations entre le pénétromètre statique et dynamique	43
Tableau 1.4 : Valeurs de k_1 , et le coefficient de corrélation R entre DPH et SPT	49
Tableau 2.1 : Donnée issue d'une étude géotechnique pour un échantillon	59
Tableau 2.2 : Résultats après digitalisation de la courbe œdométrique	60
Tableau 2.3 : Fiche de résultats pour un sondage donné	64
Tableau 2.4 : Résultats après digitalisation de la courbe pénétrométrique	65
Tableau 2.5 : données interpolées pour le calcul du tassement œdométrique	75
Tableau 2.6 : Résultats du tassement œdométrique par la méthode classique	76
Tableau 2.7 : Tassement œdométrique pour les différentes pressions appliquées	76
Tableau 2.8 : Données pour le calcul du tassement par la méthode pénérodynamique	77
Tableau 2.9: Résultats du tassement œdométrique à partir de l'essai DPT pour une pression de 20 kPa	78
Tableau 2.10 : Tassement œdométrique pour les différentes pressions appliquées	78
Tableau 2.11 : Donnée pour le calcul du tassement œdométrique	82
Tableau 2.12 : Donnée pour le calcul du tassement œdométrique	83
Tableau 2.13 : Résultats du tassement œdométrique	84
Tableau 3.1 : Caractéristique mécaniques et physiques des matériaux utilisés	93
Tableau 3.2 : Résultat de la résistance dynamique en pointe pour les argiles	105
Tableau 3.3 : Résultat de la résistance dynamique en pointe pour les sables	106
Tableau 3.4 : Catégorie conventionnelles des sols et valeurs obtenues	106
Tableau 3.5 : Valeurs proposées pour le facteur de cône pour les argiles	107

Tableau 3.6 : Valeurs proposées pour le facteur de cône pour les sables	107
Tableau 3.7: Valeurs de facteurs de portance dans un sol cohérents	109
Tableau 3.8 : Valeurs de facteurs de portance dans un sol frottant ($\varphi = 30^\circ$) en fonction de l'élanement de la semelle $\left(\frac{D}{B}\right)$	111
Tableau 3.9 : Valeurs de facteurs de portance dans un sol frottant ($\varphi = 35^\circ$) en fonction de l'élanement de la semelle $\left(\frac{D}{B}\right)$	112
Tableau 3.10 : Valeurs de facteurs de portance dans un sol frottant ($\varphi = 40^\circ$) en fonction de l'élanement de la semelle $\left(\frac{D}{B}\right)$	113

INTRODUCTION

Il est bien évident que dans un projet de construction, la reconnaissance géotechnique est une étape primordiale, et elle doit se faire avec un grand soin afin de fournir les éléments nécessaires à la conception et calcul des ouvrages.

Le souci d'avoir des données fiables pour le calcul des fondations a toujours pris les praticiens de la mécanique des sols, passant par les essais de laboratoire aux essais in-situ ces procédés présentent chacun d'eux des avantages et limitation, ce qui rend très délicat d'avoir des données crédibles à partir d'un procédé sans faire appel à l'autre.

Loin de déprécier les intérêts qu'apporte les essais de laboratoire, Il suffit de mettre en évidence leur lenteur, leur cout élevé, et la difficulté d'extraction d'un échantillon représentatif voir impossible dans certains type de sol pour se pencher vers les essais in-situ qui connaissance ces dernières décades un développement considérable en parallèle avec le développement technologique que connait le domaine de la géotechnique.

Parmi les essais in-situ les plus courants, on trouve l'essai de pénétration dynamique qui par leur coût et leur maniement simple ainsi que d'autres privilèges ont fait que ce dernier est très répondeu en Algérie. Néanmoins la pratique de l'essai DPT nécessite l'utilisation des méthodes de calcul permettant une appréciation quantitative du comportement des fondations superficielles.

L'essai de pénétration dynamique est présenté dans la littérature géotechnique française comme étant un moyen expérimental rudimentaire pour apprécier qualitativement la consistance et la résistance des couches traversées. La capacité portante est grossièrement estimée à partir de cet essai et il n'existe pas d'approche de calcul de tassement des fondations.

D'origine allemande, cet essai a cependant connu un essor considérable dans ce pays et les ingénieurs allemands, fort d'une pratique très riche, ont contribué à une meilleure utilisation de cet essai en tant qu'outil de calcul des fondations superficielles. En conséquence, l'Eurocode-7 ainsi que les normes DIN présentent entre autre des méthodes pratiques basées sur des corrélations pour le calcul du tassement œdométrique dans les sols pulvérulents et fin au dessus de la nappe d'eau, à partir de cet essai.

Le présent travail, vise à étudier l'apport de l'essai de pénétration dynamique à l'étude du comportement des fondations superficielles tout en se basant sur le développement des corrélations définies empiriquement entre la résistance dynamique en pointe et les caractéristiques œdométriques afin de proposer une approche pratique pour le calcul du tassement œdométrique à partir de l'essai DPT. Ainsi qu'une modélisation du phénomène de l'enfoncement dynamique de la pointe pénétrométrique.

Afin d'effectuer ce travail, nous avons décomposé ce mémoire en trois chapitres :

le premier chapitre est consacré à une synthèse bibliographique, traitant l'apport de l'essai de pénétration dynamique aux projets de fondations, ainsi que les travaux de corrélation réalisés sur cet essai.

Le second chapitre vise à étudier les corrélations entre la résistance dynamique en pointe et les caractéristiques œdométriques afin de proposer une approche locale de calcul du tassement des fondations superficielles à partir de l'essai DPT en Algérie.

Le troisième chapitre s'intéresse à la modélisation par la méthode des éléments finis à travers le code PLAXIS du phénomène de battage d'une tige pénétrométrique soumise à un seul coup de battage, afin de déterminer des facteurs de cône dynamique servant pour le calcul de la contrainte limite des fondations superficielles continues soumises à une charge verticale centrée.

A la fin de ce mémoire, une conclusion générale est présentée tout en soulevant les principales recommandations ainsi que les perspectives de futures recherches.

CHAPITRE 1

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 Historique du pénétromètre dynamique

L'appareil de pénétration dynamique est très ancien, mais son histoire a été abordée de manière très sommaire dans la littérature, certains ouvrages indiquent que l'idée est venue des pays bas où une grande majorité des sous sols est constituée par une couche d'argile molle reposant sur des sables de bonne force portante. Son but initial était tout simplement de permettre l'évaluation de la longueur de fiche des pieux battus normalement utilisés pour fonder les constructions. [4]

Un autre auteur indique que le plus ancien essai de pénétration similaire au PDL est le *Ram Pénétromètre* développé en Allemagne à la fin du 17^{ème} siècle par Nicholus Goldman, la majorité des autres développements de l'appareil sont venus d'Allemagne. Künzel en 1936 a développé ce qui est appelé *prüfstab*, cet appareil a été utilisé après par Paproth en 1943 et éventuellement standardisé en 1964 sous le nom de pénétromètre léger, dans la norme DIN 4094 [5]. Depuis, plusieurs générations de pénétromètre dynamique se sont succédé avec une amélioration sensible apportée à l'appareil de base [6].

1.2 Principe du pénétromètre dynamique

L'essai de pénétration dynamique consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage des tiges métalliques à l'aide d'un mouton tombant en chute libre d'une hauteur constante. Pour une énergie de battage constante on compte le nombre de coups de mouton noté N correspondant à un enfoncement donné.

Il est bien évident que le paramètre N obtenu n'est pas d'un grand secours pour une étude précise de fondation, de plus, si l'on bat un élément de section constante, ce paramètre fait intervenir à la fois la résistance à la pointe et, partiellement le frottement latéral.

Des perfectionnements ont été apportés récemment qui consistent à battre une pointe conique et à calculer par une formule de battage la résistance dynamique que le terrain oppose à son enfoncement, on obtient ainsi un chiffre qui semble conférer à cet essai une apparence scientifique. Mais comme l'on dispose à l'heure actuelle d'au moins une dizaine de formule de battage qui donne des résultats assez divergents, il ne faut pas se leurrer sur la représentativité du terme de pointe ainsi obtenu. [1]

1.3 Description des pénétromètres dynamiques

Compté parmi les essais les plus utilisés comme moyen de reconnaissance du sol en place, en raison de leur simplicité et leur faible coût par rapport à d'autres essais in situ, les anciens pénétromètres dynamiques étaient constitués par une simple chèvre munie d'une poulie dans sa partie supérieure, et un mouton qui tombait en chute libre sur un fer profilé ou un tube métallique, le levage du mouton pouvait s'effectuer à la main, ou mieux avec un petit treuil.

Ces appareils particulièrement simples présentaient l'avantage de permettre une variation de l'énergie de percussion en jouant sur la hauteur de chute du mouton, ce qui offre un certain intérêt pour l'interprétation de l'essai.

Il existe trois types principaux de pénétromètres dynamiques :

1.3.1 Les pénétromètres dans lesquels le fût et la pointe ont le même diamètre

Ce type d'appareil fait intervenir à la fois la résistance à la pointe ainsi qu'un frottement latéral le long des tiges, il s'agit en fait d'un essai de battage d'un modèle réduit du pieu, ce qui permet d'évaluer l'effort axial dynamique en tête du pieu pour un enfoncement donné.[6]. Selon Sanglerat 1974 [7] ce type d'appareil est absolument à proscrire.

1.3.2 Les pénétromètres comportant une tige centrale d'un diamètre sensiblement inférieur à celui de la pointe

Théoriquement ce type d'appareil mesure uniquement la résistance en pointe. Toutefois, s'il est utilisé dans un sable lâche ou une argile molle le sol peut s'ébouler autour de fût ce qui entraîne un frottement latéral parasite. Selon Sanglerat 1974 [7] ce frottement latéral est généralement négligeable devant la résistance en pointe. Selon Meyerhof, ceci est vrai pour les dix premiers mètres du sondage pénétrométrique généralement dans les sols non cohérent au dessus de la nappe. Le pénétromètre Couard dans lequel le raccordement des tiges se fait à l'aide de manchons ovoïdes de même diamètre que la pointe est le mieux adapté à cette catégorie (Figure 1.1). Signalons dans la même famille un pénétromètre léger d'origine suisse (pénétromètre P.2 de la société BEVAC) qui est constitué par des tiges de 22 mm de diamètre, une pointe de 36 mm, et une masse automotrice de 300 N à air comprimé fournie par un compresseur qui, comme le pénétromètre Couard, glisse sur la dernière tige du pénétromètre avec une hauteur de chute de 20 cm (Figure 1.2).

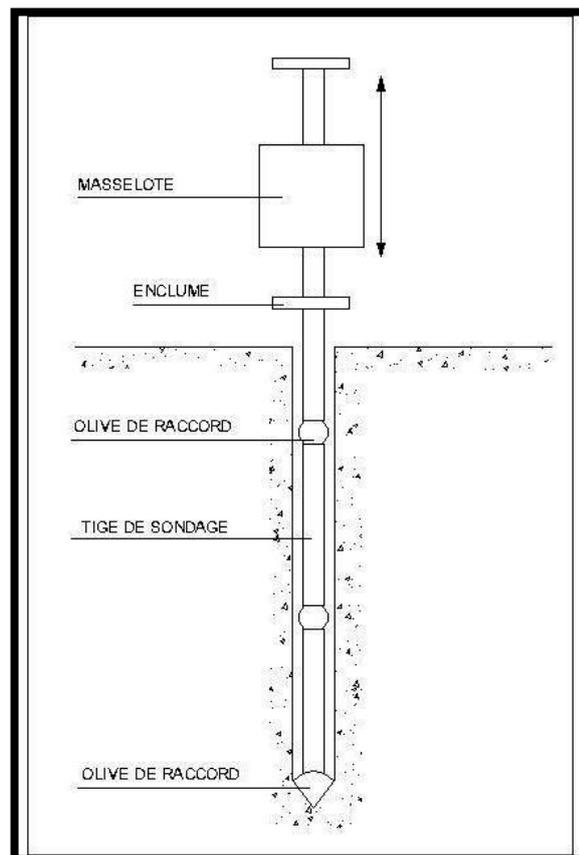


Figure 1.1 : Schéma du pénétromètre Couard [1]



Figure 1.2 : Pénétrömètre dynamique BEVAC

Comme mentionné auparavant, ces types de pénétrömètres présentent deux inconvénients :

- La difficulté d'extraction si le terrain s'est éboulé au dessus de la pointe.
- L'apparition d'un frottement latéral parasite dans le cas d'éboulement (sables) ou de resserrement du trou (argiles) [1]

Pour trouver un remède à ces inconvénients les concepteurs ont imaginé de laisser la pointe au fond du trou, c'est le pénétrömètre à pointe perdue, qui ne révoque pas le deuxième inconvénient, d'où le pénétrömètre SERMES [1] tourne la difficulté par l'injection de la bentonite par la pointe. Cet appareil comprend essentiellement une pointe perdue de 70 mm de diamètre munie de trous évents dans sa partie supérieure, un train de tiges tubulaires filetéés de 40 mm de diamètre extérieur en élément de 1 m, un mouton automatique à air comprimé assurant une cadence régulière de 50 coups/minute. L'enclume munie d'une tige guide est vissée au sommet du train de tige et un dispositif pneumatique permet le relevage du mouton dont la hauteur de chute est de 0,4 m et le poids de 300 N. toutefois par adjonction de masses supplémentaire, ce poids peut être porté à 600 ou 900 N. pour éliminer le frottement latéral, ils injectent de la bentonite par le canal axial du train de tige, celui-ci ressort par les trous évent de la pointe et, en remontant le long et à l'extérieur du train de tige, assure une lubrification continue.

1.3.3 Le pénétrömètre dynamique à pointe coulissante

Ce dernier est également constitué d'une tige centrale de diamètre inférieur à la pointe, mais équipé d'un tubage de protection de diamètre identique à celui de la pointe.

Dans ce type d'appareil une double manipulation est nécessaire du fait que le battage s'effectue en deux phases, car après le battage de la pointe avec le train de tiges en première phase le battage du tubage de protection est alors réalisé en deuxième, ce qui permet de séparer les mesures de la résistance en pointe de celui du frottement latéral, ce type de pénétromètre malgré son originalité n'est pas utilisé largement non seulement en raison de son coût élevé mais aussi de son maniement plus difficile que les précédents, ce qui enlève au pénétromètre son caractère de simplicité. Les pénétromètres dynamiques FONDASOL qui sont constitués par une pointe coulissante conique de diamètre de 60 mm, un train de tiges intérieur en acier solidaire à la pointe de diamètre intérieur de 32 mm et extérieur de 42 mm, un train de tube extérieur de diamètre 47/60, appartiennent à cette catégorie du fait qu'ils sont conçus avec ce principe (Figure 1.3)

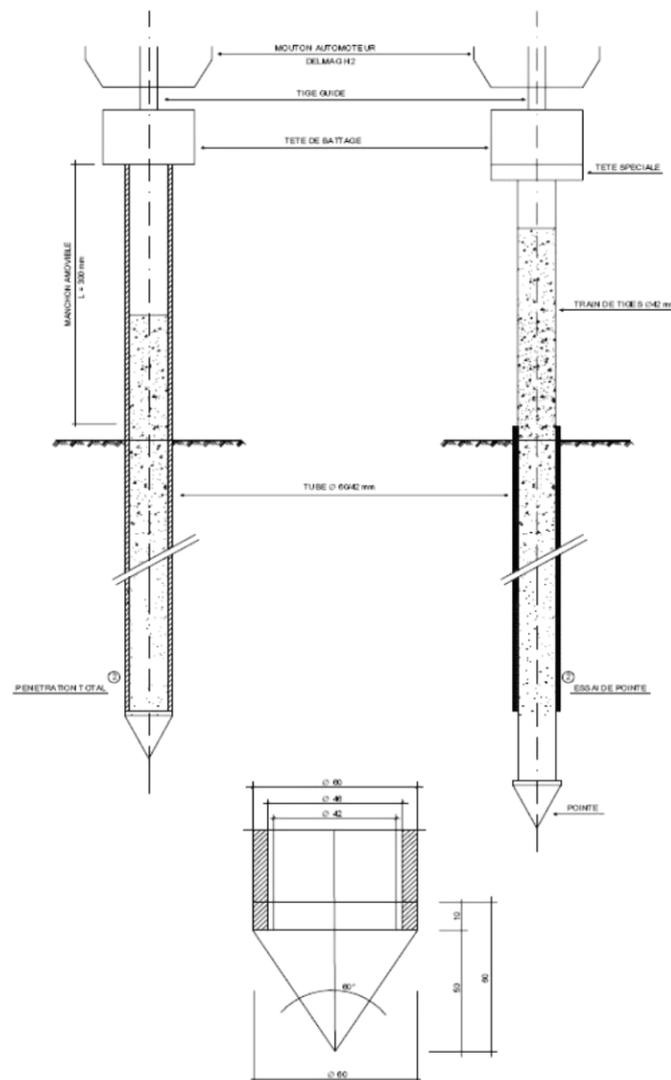


Figure 1.3 : Pénétromètre dynamique FONDASOL [1]

Nombreux sont les autres types de pénétromètres dynamiques utilisés dans le monde, Sanglerat 1974 décrit dans son ouvrage « *the penetromètre and soil exploration* », au moins une vingtaine de pénétromètres dynamiques ; par ailleurs les recherches menées avec cet essai ont montré que les résultats obtenus dépendent étroitement du type d'appareillage utilisé [6], d'où la standardisation de l'appareillage s'est avéré indispensable à la suite du 1^{er} symposium sur les essais de pénétration qui a tenu à Stockholm en 1974, dont il a été décidé de créer une commission internationale de standardisation [4].

En 1988 lors du premier symposium international sur l'essai de pénétration ISOPT-1 qui s'est tenu à Orlando (Floride) des recommandations unifiées ont été dégagées concernant les essais normalisés, l'année suivante, au 12^e congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations à Rio de Janeiro, ces recommandations ont été proposées pour approbation par le comité exécutif [6].

Il est à noter que l'historique de la standardisation de l'essai remonte à 1957 lors du quatrième congrès international de mécanique des sols qui s'est tenu à Londres dont laquelle un sous comité technique sur les essais de pénétration a été créé. Durant quatre ans de travail, une grande divergence d'opinions s'est dégagée entre les membres, ce qui a pour conséquence la dissolution de ce sous comité [6].

1.4 Appareil de pénétration dynamique normalisé

Il existe environ une vingtaine de documents officiels réglementant l'essai de pénétration dynamique [6], on se propose dans ce qui suit d'illustrer les différents pénétromètres dynamiques issus de la norme internationale ainsi que la procédure normalisée d'essai [6][8] :

- 1) Il existe quatre types d'essai DPT selon la taille du cône et l'énergie de battage :
 - L'essai DPL ou pénétration dynamique légère
 - L'essai DPM ou pénétration dynamique moyenne
 - L'essai DPH ou pénétration dynamique lourde
 - L'essai DPSH ou pénétration dynamique super lourde.
- 2) La géométrie du cône fait intervenir un angle au sommet de 90°. Le tableau 1 récapitule les caractéristiques standards de chaque appareil.

- 3) La résistance en pointe est définie par le nombre de coups de battage nécessaire pour un enfoncement donné de la pointe. L'énergie de battage est le produit du poids ($M.g$) de mouton fois la hauteur H de chute.
- 4) L'essai DPT est recommandé pour une investigation dans un massif pulvérulent. En interprétant l'essai dans un sol cohérent ou à grande profondeur, une prudence est requise en cas de mobilisation significative du frottement latéral avec les tiges.
- 5) L'essai DPT peut être utilisé pour l'appréciation qualitative des caractéristiques du sol telles que la densité relative, la compressibilité, la résistance au cisaillement et la consistance. Il est recommandé que l'interprétation de l'essai pour un calcul de la capacité portante des fondations soit à limiter principalement aux sols pulvérulents.
- 6) La cadence de battage est de 15 à 30 coups par minute. La résistance dynamique des sols pulvérulents dépend peu de cette cadence. On peut alors augmenter la cadence jusqu'à 60 coups/minute.
- 7) A partir du nombre de coups mesuré on calcule la résistance dynamique en pointe par :

$$q_d = \frac{M.g.h}{A.e} * \frac{M}{(M+M')} \quad (1.1)$$

M' : masse totale des tiges, du guide et de l'enclume

M : masse du mouton

h : hauteur de chute du mouton

A : aire de la section droite du cône

g : accélération due à la pesanteur (10 m/s^2)

e : pénétration pour un coup ($e = h/N_d$, $h = 10 \text{ cm}$ est l'enfoncement de la pointe).

- 8) On peut limiter la mobilisation du frottement latéral par une injection de la boue de forage à partir du cône, dans l'espace annulaire entre les tiges et la paroi du forage, ou en ajoutant un tubage de revêtement.

Tableau 1.1: Dimensions et masses des quatre types d'appareillage pour sondage dynamique selon la norme internationale ISO 22476-2 [8]

Appareillage de pénétration dynamique	Symbole	Unité	DPL (léger)	DPM (moyen)	DPH (Lourd)	DPSH (très lourd)	
						DPSH-A	DPSH-B
Dispositif de battage masse du mouton neuf hauteur de chute	m	kg	$10 \pm 0,1$	$30 \pm 0,3$	$50 \pm 0,5$	$63,5 \pm 0,5$	$63,5 \pm 0,5$
	h	mm	500 ± 10	500 ± 10	500 ± 10	500 ± 10	750 ± 20
Enclume diamètre masse (max.) (tige de guidage incluse)	d	mm	$50 < d < D_h^a$	$50 < d < D_h^a$	$50 < d < 0,5 D_h^a$	$50 < d < 0,5 D_h$	$50 < d < 0,5 D_h^a$
	m	kg	6	18	18	18	30
Angle au sommet du cône 90° aire nominale de la base du cône diamètre de la base du cône neuf diamètre de la base du cône usagé (mini.) longueur de la partie cylindrique longueur de la partie conique usure max. admise de la partie conique	A	cm ²	10	15	15	16	20
	D	mm	$35,7 \pm 0,3$	$43,7 \pm 0,3$	$43,7 \pm 0,3$	$45,0 \pm 0,3$	$50,5 \pm 0,5$
		mm	34	42	42	43	49
	L	mm	$35,7 \pm 1$	$43,7 \pm 1$	$43,7 \pm 1$	$90,0 \pm 2^b$	51 ± 2
		mm	$17,9 \pm 0,1$	$21,9 \pm 0,1$	$21,9 \pm 0,1$	$22,5 \pm 0,1$	$25,3 \pm 0,4$
	mm	3	4	4	5	5	
	Tiges de battage						
masse (max.)	m	kg/m	3	6	6	6	8
diamètre OD (maxi.)	d_t	mm	22	32	32	32	35
déviations des tiges ^d sur les 5 derniers mètres		%	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
pour les autres tiges		%	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Énergie nominale spécifique par coup	$\frac{mgh}{A}$ E_n	kJ/m ²	50	100	167	194	238

a D_h diamètre du mouton : s'il est de forme rectangulaire, la plus petite dimension est considérée équivalente au diamètre.

b Pointe perdue exclusivement.

c La longueur maximale de chaque tige ne doit pas excéder 2m

d inclinaison des tiges par rapport à la verticale.

NOTE les tolérances données sont des tolérances de fabrication.

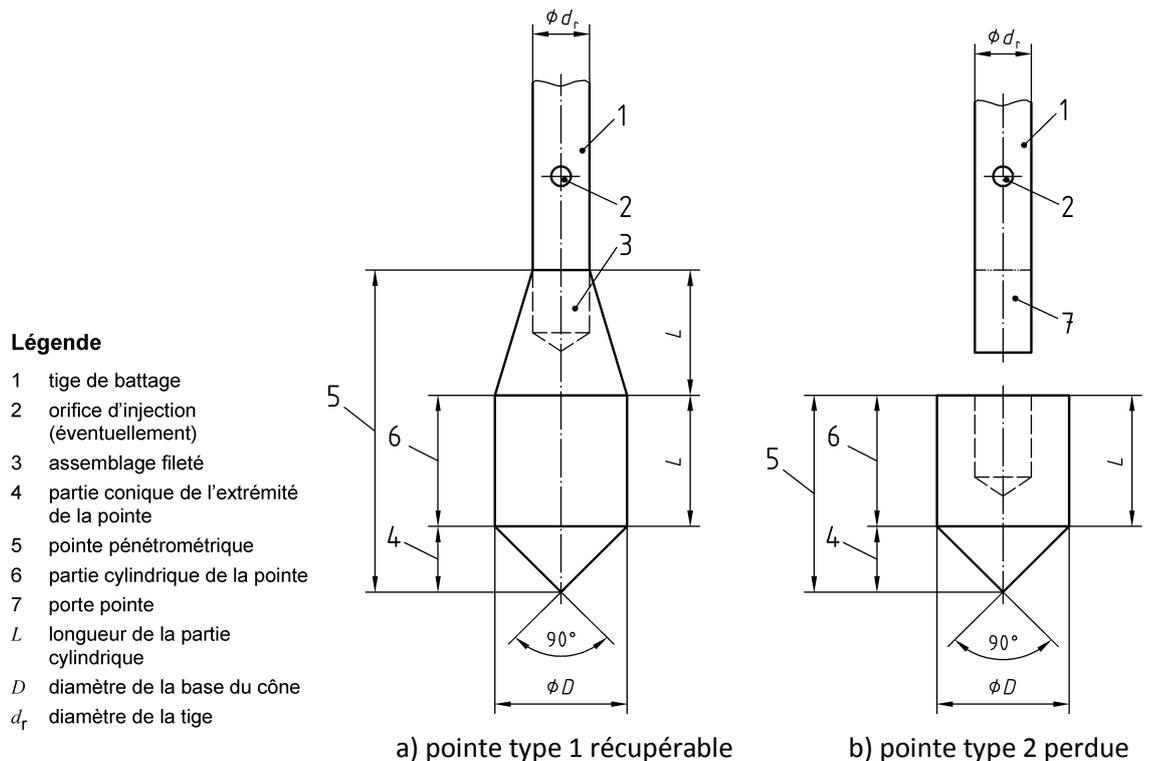


Figure 1.4 : Forme de la pointe selon la norme internationale ISO 22476-2 [8]

1.5 Interprétation théorique de l'essai de pénétration dynamique

La pénétration dynamique d'une pointe conique dans un massif de sol est un problème d'interaction sol/structure assez complexe vue la multitude des paramètres géométriques et géotechnique qui rentrent en jeu [6]. En pratique, l'interprétation des résultats de l'essai DPT s'effectue par le calcul d'une résistance dynamique q_d en pointe, à partir du nombre de coup N_d .

En littérature il existe une diversité de formules de battage approchant la résistance dynamique en pointe, dans la plupart d'eux provient du bilan énergétique du système mouton-appareil-sol et de la théorie des percussions de deux corps rigides, en outre il existe d'autres formules basées sur la théorie des vibrations et qui sont pas beaucoup utilisées. On se propose dans ce qui suit d'illustrer les différentes formules de battage ainsi que leur provenance et limitation.

1.5.1 Formule de battage basé sur le bilan énergétique et la théorie des percussions

Sur le plan théorique le problème consiste à déterminer la force statique Q qui produirait un enfoncement permanent qui est égale en fait, à l'enfoncement obtenu sous un coup de mouton. On suppose que la pointe du pénétromètre est soumise à une force statique croissante jusqu'au poinçonnement, et déchargé ensuite. La courbe effort-déformation est donc OABC (Fig. I.5).

L'énergie transmise au pénétromètre à chaque coup de mouton (énergie après le choc) est égale donc à la surface teinte de la (Fig. I.5), pour des raisons de simplicité cette surface est assimilé à la somme de la surface du rectangle $OA'AC$ et ce du triangle ABC et l'on a :

$$W' = \frac{1}{2} * Q * e_1 + Q * e \quad (1.2)$$

Avec e : l'enfoncement plastique

e_1 : l'enfoncement élastique

Couramment il est admet que l'énergie W' transmise au pénétromètre est égale à l'énergie

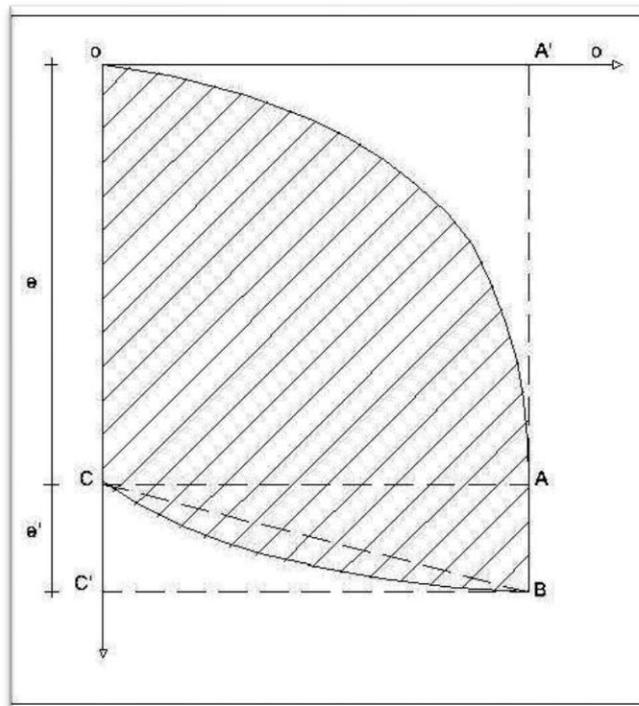


Figure 1.5 : Relation entre la résistance de pénétration et l'enfoncement

Potentielle W diminuée des pertes ΔW dues au choc mouton-tiges, et à l'élasticité des tiges

$$\Delta W = \Delta W_{choc} + \Delta W_e \quad (1.3)$$

Le premier terme est évalué en utilisant la théorie des percussions [11], il est donné par (Figure. I.6) :

$$\Delta W_{choc} = \frac{1}{2} m v_0^2 \frac{(1-\varepsilon^2).m'}{(m+m')} \quad (1.4)$$

Le deuxième est donné par [6] :

$$\Delta W_e = \frac{1}{2} \frac{Q^2 L}{S E_p} \quad (1.5)$$

Ou :

V_0 : est la vitesse de mouton juste avant le choc

ε : est le coefficient de restitution de Newton ($0 \leq \varepsilon \leq 1$)

m : est la masse du mouton (supposé plus grande que m')

m' : est la masse totale des tiges, du guide est de l'enclume

Q : est l'effort vertical dynamique transmis à la pointe

S : est l'aire de la section droite de la tige

E_p : est le module d'Young du matériau des tiges

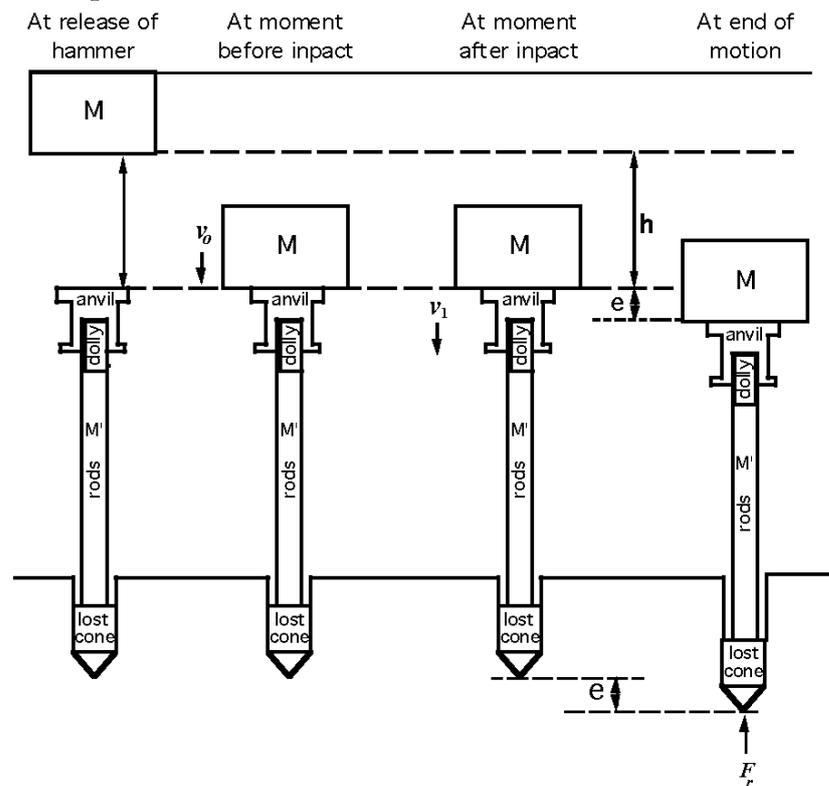


Figure 1.6 : Schéma de la pénétration dynamique

Il faut noter qu'il y a d'autres pertes d'énergies rentrant en jeu et qui sont négligées à l'heure actuelle tel que [6] :

La perte d'énergie notée ΔW_s dû à la déformation du sol au niveau de la pointe,

La perte d'énergie notée ΔW_f due au frottement sol/tiges.

On écrit alors :

$$W' = W - \Delta W = W \left[1 - (1 - \varepsilon^2) \cdot \frac{m'}{m + m'} \right] \quad (1.6)$$

Avec $W = m \cdot g \cdot h$

Il en résulte tous calculs faits :

$$W' = mgh \frac{m + \varepsilon^2 m'}{m + m'} \quad (1.7)$$

Faisant maintenant l'égalité entre (1.1) et (1.4) on obtient finalement l'effort statique équivalent :

$$Q = \frac{mgh}{e + \frac{e_1}{2}} \frac{m + \varepsilon^2 m'}{m + m'} \quad (1.8)$$

1.5.1.1 Formule de Crandal

Dans un pénétromètre où le frottement latéral est totalement éliminé comme le D.P.A, et dont la section de pointe est A, la résistance dynamique en pointe est donc :

$$q_d = \frac{mgh}{A(e + \frac{e_1}{2})} \frac{m + \varepsilon^2 m'}{m + m'} \quad (1.7)$$

Cette formule est dite formule de Crandal, elle est appelée aussi Engineering News Record

1.5.1.2 Formule des Hollandais

En pratique, on néglige l'enfoncement élastique e_1 , en supposant que le choc est mou (rebond nul, c.à.d. $\varepsilon = 0$) on obtient la célèbre formule des hollandais :

$$q_d = \frac{mgh}{Ae} \frac{m}{m + m'} \quad (1.8)$$

On remarque que la formule des Hollandais n'est qu'un cas particulier de celle de Crandal. Elle représente l'inconvénient de ne pas tenir compte de l'enfoncement élastique e_1 , ce qui implique une surestimation de la résistance en pointe.

Selon le document FOND-72, il a été constaté expérimentalement que la formule des Hollandais devient optimiste pour des valeurs de q_d au-delà de 10 à 12 MPa, ce qui correspond à des enfoncements par coup inférieurs à 5 mm [6], il y a lieu alors, selon ces recommandations, de n'utiliser la formule des Hollandais que pour un enfoncement par coup supérieur à 5 mm environ, en outre pour une interprétation sérieuse de l'essai pénétrométrique, il est conseillé d'utiliser simultanément les formules des Hollandais et celle de Crandal et de comparer les résultats [6]. Toutefois, en vue que pour calculer le terme de pointe à partir de la formule de Crandal, il faut connaître le refus élastique e_1 , qui est malheureusement très difficile à calculer.

1.5.1.3 Estimation de l'enfoncement élastique

Devant cet état de fait, certains expérimentateurs ont cherché à déterminer l'enfoncement élastique e_1 afin de l'introduire dans la formule générale.

D'après 'Redtenbacher' le refus élastique e_1 est assimilé au raccourcissement élastique des tiges sous la force Q tout en négligeant le sol environnant [1] :

$$e_1 = \frac{L}{aE} Q \quad (1.9)$$

L : longueur des tiges

a : section droite des tiges

E : module d'élasticité de l'acier

Toujours dans le but d'estimer le refus élastique, une méthode très pratique est souvent utilisée en pieux qu'en pénétromètre dynamique, elle consiste à fixer sur le fût du pieu un papier venant au contact d'un crayon qui lui, est maintenu fixe (Figure 1.7), cette méthode s'adapte très mal aux pénétromètres dynamiques du fait de leur petite section, mais aussi enlève aux essais leur souplesse et rapidité [1]

Une autre approche pour déterminer le refus élastique basée sur le fait que la hauteur de chute est une fonction linéaire de l'enfoncement plastique. De la formule (6) on a :

$$h = \frac{A(m+m')q_d}{m^2g} e + \frac{A e_1(m+m')q_d}{2 m^2g} \quad (1.10)$$

Elle est de la forme $h = \beta e + H_0$

avec $\beta = \frac{A(m+m')q_d}{m^2g}$, et $H_0 = \frac{A e_1(m+m')q_d}{2 m^2g}$

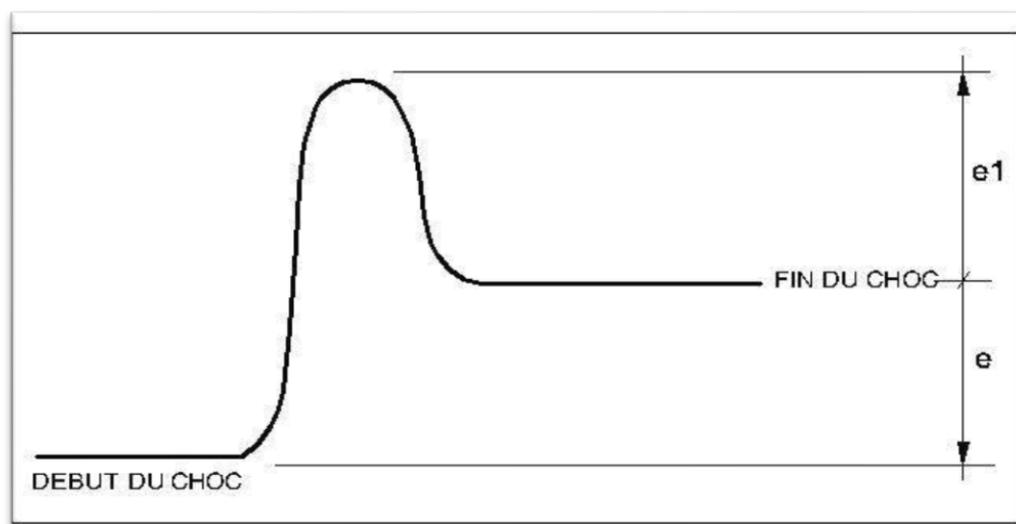


Figure 1.7 : Mesure graphique du raccourcissement élastique [1]

Si l'on dispose d'un appareillage qui permette de faire varier la hauteur de chute du mouton, on pourra tracer la droite représentative de h en fonction de différents enfoncements plastiques mesurés (Fig. 1.8), la pente de cette droite $P = \frac{\Delta H}{\Delta e}$ permet de calculer la résistance en pointe q_d qui sera égale :

$$q_d = \frac{P m^2 g}{A(m+m')} \quad (1.11)$$

Si H_0 désigne l'ordonnée à l'origine de la droite, on a également :

$$q_d = \frac{m g (H-H_0)}{A e} \cdot \frac{m}{m+m'} \quad (1.12)$$

Cette approche n'est pas générale, étant donné qu'elle n'est valable que pour un appareillage qui permet de varier la hauteur de chute.

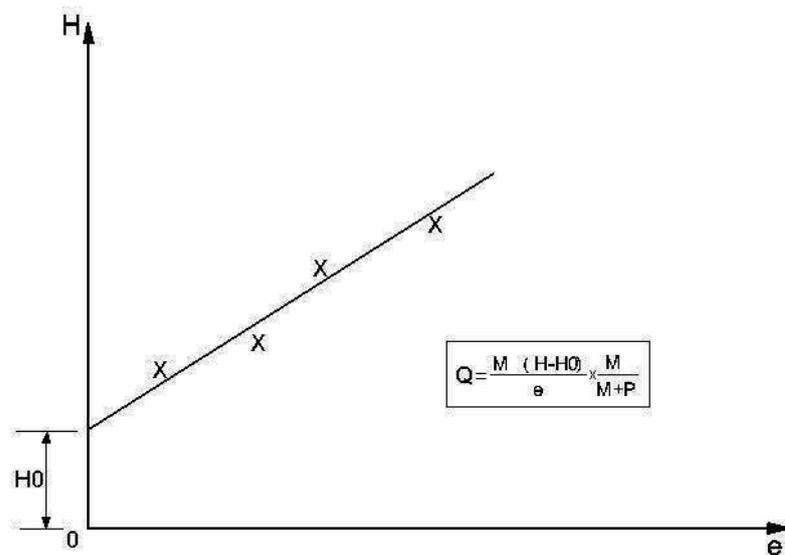


Figure 1.8 : Estimation graphique du refus élastique [1]

1.5.1.4 Formule de DELMAG

Dans le cas où on est devant un appareillage qui ne permet pas de varier la hauteur de chute tel que les pénétromètres à mouton auto batteur, une valeur statistique de l'enfoncement élastique proportionnelle à la longueur des tiges est introduite dans la formule générale, cette formule est appelée formule de Delmag et elle s'écrit [10]:

$$q_d = \frac{W}{A(e+CL)} \cdot \frac{m}{m+m'} \quad (1.13)$$

Où :

W : l'énergie du mouton auto-batteur

e : refus unitaire

C : coefficient fonction de l'élasticité des tiges, du type de mouton utilisé (compris entre 0,3 et 6,6)

L : longueur des tiges

Cette formule est recommandée dès que la résistance unitaire en pointe atteint ou dépasse 20 Mpa [10].

1.5.2 Formule de battage basé sur la théorie des vibrations

Certain chercheurs ont abordé le problème de battage en se basant sur une autre théorie, ils considèrent que chaque coup de mouton développe dans les tiges une onde de choc qui se propage jusqu'à la pointe ou elle se réfléchit en transmettant une partie de son énergie au sol, on utilise la théorie des vibrations, Boussinesq [11] a montré l'influence prépondérante de la vitesse du mouton au moment de l'impact, et que le poids des tiges n'intervient pas dans le phénomène. Cet auteur a établi que pour $m' > m/5$, la contrainte de compression maximale au niveau de la pointe est donnée par la relation :

$$\sigma = 2 E \frac{v}{c} (1 + e^{-\frac{2}{\mu}}) \quad (1.14)$$

Avec E : module d'élasticité des tiges

$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$: est la vitesse de propagation de l'onde du choc dans les tiges

v : la vitesse du mouton au moment du choc

$$\mu = \frac{m}{m'} = \frac{\text{masse du mouton}}{\text{masse du pénétromètre}}$$

ρ : la masse volumétrique des tiges

Il est admis que pour $m' \geq m$:

$$\sigma = 2 E \frac{v}{c} \quad (1.15)$$

Tant que la contrainte est inférieure à la contrainte limite de poinçonnement du sol, il n'y a que l'enfoncement élastique. L'enfoncement plastique ne se produit que lorsque la contrainte à la pointe devient supérieure à la résistance du sol.

D'après j. Meunier [11] la résistance du sol sous la pointe a pour expression :

$$q_d = \frac{m g H}{A \left(e + \frac{\rho_s v}{\rho_s c} l \right)} \quad (1.16)$$

Où ρ_s et c désignent respectivement la masse volumique du sol et la célérité des ondes, et l la longueur du mouton constitué du même matériau que le pénétromètre.

Cette formule ne fait plus apparaître le poids des tiges et ne serait valable que si la longueur du pénétromètre est supérieur à deux fois celle du mouton ce qui est toujours le cas dans les pénétromètres dynamiques [1].

H.Gonin a traité le problème de battage de façon plus concrète, il a montré l'importance de la géométrie du mouton et de sa vitesse au moment de l'impact, et a confirmé d'autre part, l'influence quasiment nulle du poids des tiges par rapport à celui du mouton [11],

Selon cet auteur l'énergie nécessaire pour faire pénétrer la tige dans le sol est :

$$W_s = \frac{2 \sigma_a A L q_d}{E} \left[1 + \frac{q_d}{2 \sigma_a} \left(\text{Log} \frac{q_d}{2 \sigma_a} - 1 \right) \right] \quad (1.17)$$

Et l'énergie incidente est :

$$W_i = \frac{1}{2} \sigma_a^2 \frac{A L}{E} \quad (1.18)$$

Avec :

L : longueur des tiges

A : section droite des tiges

σ_a : Contrainte maximale incidente à la base de la tige

E : module de l'élasticité des tiges

q_d : est la résistance en pointe

La figure ci-après montre selon H.Gonin la relation entre l'énergie de pénétration dans le sol et l'énergie incidente, elle est à estimer par :

$$W_s \neq 0,8 W_i \quad (1.19)$$

En l'absence de tout contact latéral entre les tiges et le sol, la formule de battage est donné par :

$$q_d = \frac{0,8}{A} \cdot \frac{m g h}{e} \quad (1.20)$$

L'auteur indique que sa théorie n'est applicable que lorsque $m \geq m$ [11]

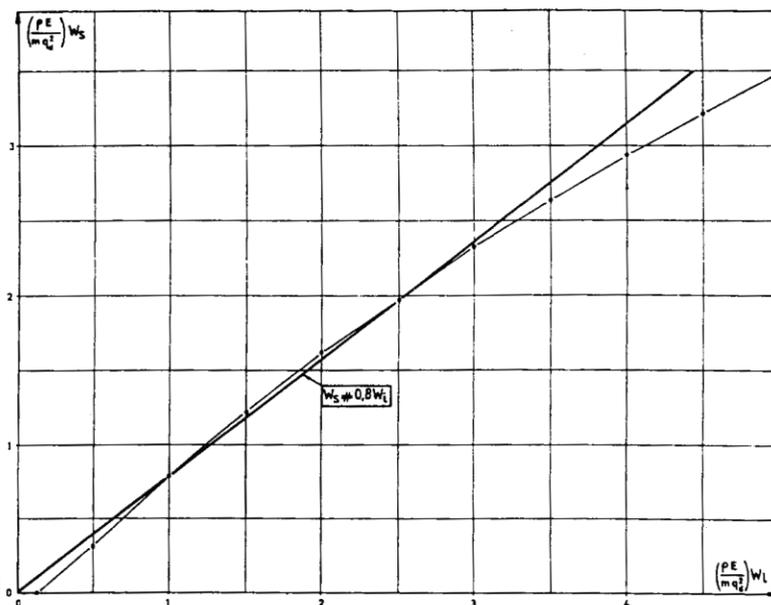


Figure 1.9 : Relation entre l'énergie de pénétration dans le sol et l'énergie incidente [11]

L'enfoncement plastique dans la théorie de H.Gonin s'exprime par la relation :

$$e = \frac{2 \sigma_a L}{E} [1 + x (\text{Log} x - 1)] \quad (1.21)$$

$$\text{Avec } x = \frac{q_d}{2 \sigma_a}$$

Les courbes représentatives de l'enfoncement plastique en fonction du terme de la pointe sont données dans la figure suivante :

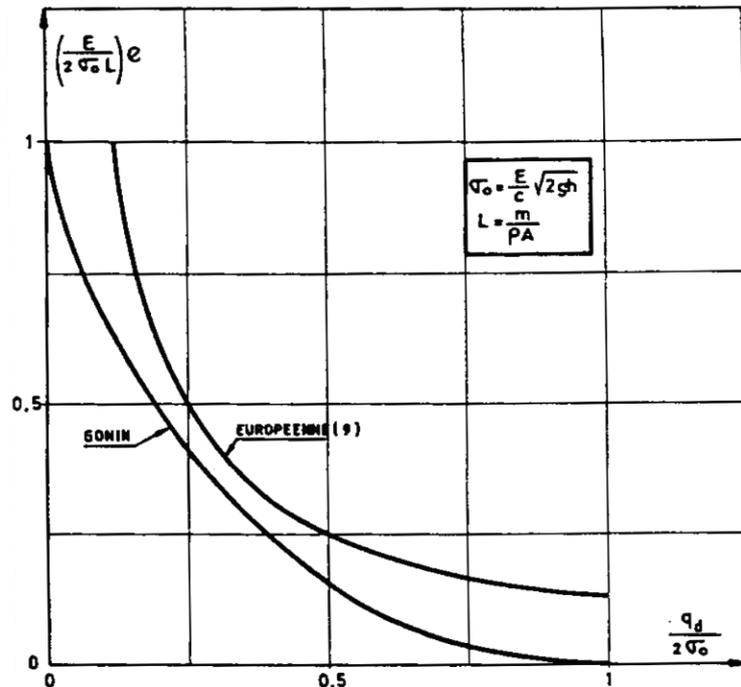


Figure 1.10 : Relation entre le terme de pointe dynamique et l'enfoncement plastique selon H.Gonin et selon la formule européenne, sans amortissement [11]

1.5.3 Synthèse sur les formules de battage

Les formules de battage déjà vues ci avant présente des lacunes puisque elles ignorent certains paramètres qui rentrent en jeu, on a vue que dans les formules basé sur le bilan énergétique les pertes sont mal connue vue la complexité du phénomène ainsi que la difficulté d'estimer l'enfoncement élastique, par contre les formules issu de la théorie des vibrations donnent selon MAURICE CASSAN des résultats plus représentative du terme du pointe, la figure. I.10 montre la divergence appréciable entre la formule des Hollandais et celle du H.Gonin, à l'exception dans la zone médiane pour $0,2 \leq \frac{q_d}{2 \sigma_a} \leq 0,6$.

Les normes en vigueur telles que L'EUROCODE 7-3, la norme internationale ISO 22476-2, la norme DIN 4094, ainsi que d'autres normes recommandent la formule des Hollandais pour le calcul de la résistance en pointe même si elle ne tient pas compte de l'enfoncement élastique, par ailleurs pour prendre en considération les pertes d'énergies due au frottement mouton-tige de guidage, et les pertes dues à la déformation des tiges, ces normes envisagent des méthodes pratique pour mesurer l'énergie réelle transmise au tiges de battage [9].

Vue l'importance de ces pertes d'énergie et leur influence sur les résultats, on se propose de présenter l'essentiel de ces méthodes selon la norme internationale ISO 22476-2 :

La mesure de l'énergie transmise aux tiges de battage peut être effectuée sur une partie d'une tige instrumentée positionnée sous le point d'impact du mouton sur l'enclume à une distance d'au moins 10 fois le diamètre de la tige (Figure 1.12)

Le dispositif de mesure est constitué d'une tige instrumentée amovible fixée entre l'enclume et la tête des tiges. Il comprend :

- un système de mesure de l'accélération verticale avec une réponse linéaire jusqu'à 5 000 g
- un système de mesure de la déformation axiale induite dans la tige
- un appareil avec une résolution inférieure à 1.10^{-5} s pour visionner, enregistrer et prétraiter les signaux
- un système de traitement informatique (enregistreur chronologique et ordinateur).

Les mesures se font à chaque impact, il faut contrôler le bon fonctionnement de l'équipement de mesure et des capteurs par affichage des résultats des mesures.

Le calcul de l'énergie transmise aux tiges est donné comme suit :

$$E(t') = \int_0^{t'} F(t)v(t)dt \quad (1.22)$$

Ou :

$E(t')$ est l'énergie transmise à la tige de battage jusqu'au temps t' après l'impact

$v(t)$ est La vitesse particulière de la section de mesure, elle est calculée par intégration de l'accélération $a(t)$ par rapport au temps t .

$F(t)$ est la force transmise aux tiges, elle est calculée comme suit :

$$F(t) = A_a E_a \varepsilon_m(t) \quad (1.23)$$

Avec :

$\varepsilon_m(t)$: est la déformation de la tige instrumentée mesurée à l'instant t

A_a : est l'aire de la section transversale de la tige instrumentée

E_a : est le module de Young de la tige instrumentée.

L'énergie du dispositif de battage à considérer est la valeur moyenne obtenue par au moins cinq mesures :

$$E_{meas} = \frac{1}{n} \sum_1^n E \quad (1.24)$$

1.6 Calcul de la capacité portante à partir de l'essai de pénétration dynamique

La littérature de mécanique des sols présente l'essai de pénétration comme étant un outil de reconnaissance qualitative du terrain, il permet de définir rapidement un type de fondation beaucoup plus que d'en étudier son comportement, cela est due en faite à la complexité de l'interprétation théorique du comportement du sol avoisinant la pointe pénétrométrique et la multitude des paramètres géométriques gouvernant l'énergie transmise de la pointe au sol [12]. Par ailleurs, si les corrélations qui existe entre les termes de pointe statique et dynamique sont sûres et générales, on pourra calculer un terme de pointe statique en corrélation avec le terme de pointe dynamique et utiliser les méthodes de calcul à partir de l'essai CPT, malheureusement ce n'est pas toujours le cas puisque on est devant des corrélation qui ont été faite dans des conditions particulière, et elle ne seront de valeur que si elles sont utilisées par ceux la même qui les ont établie [2].

Sanglerat (1975) indique qu'en général, pour le cas des fondations superficielles, la contrainte admissible peut être estimée en divisant le terme de pointe dynamique obtenue avec la formule des hollandais par un facteur de 20 :

$$q_{adm} = \frac{q_d}{20} \quad (1.25)$$

Cette formule est uniquement valable pour les fondations superficielles qui ont un rapport $1 < D/B < 4$ établis dans des sols pulvérulents, le coefficient de sécurité garantis est de l'ordre de 4. Si ce rapport est inférieur à 1 la contraintes admissibles est surestimé et une grande prudence devra être prise pour analyser le problème, cette même formule est adopté pour les sols purement cohérents en dessus de la nappe phréatique, le coefficient de sécurité garantis est de l'ordre de 6 [7].

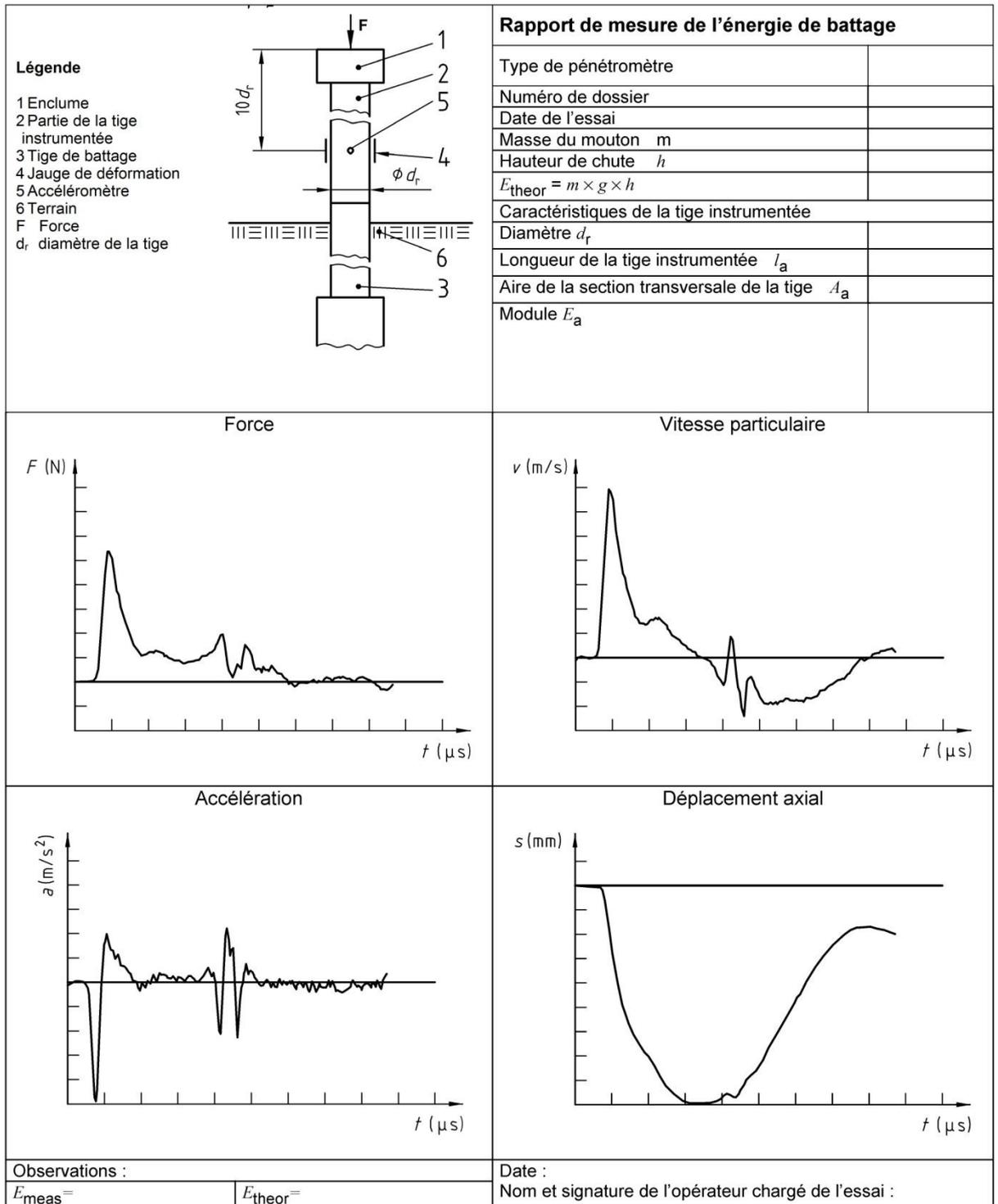


Figure 1.11 : Exemple de rapport de mesure de l'énergie de battage selon la norme ISO 22476-2 [8]

Fillat et Dubus(1981) ont recommandé d'utiliser la formule donnée par Sanglerat avec q_d calculé par la formule des Hollandais, selon cet auteur, cette formule paraît confirmé par la pratique, et elle doit toutefois être réalisée en parallèle avec d'autres modes de calcul de la capacité portante, par ailleurs cette relation est à bannir dans les sols fins saturés [11]

Selon Amar et Jézéquel (1994) la contrainte admissible sous une fondation est égale à $q_d/(15 \text{ à } 20)$ [12].

Selon Nuyens (1973), si la distance entre la base de la fondation au niveau de la nappe d'eau est au moins égale à une largeur B, il est recommandé d'estimer la contrainte admissible à $q_d/20$ [12].

Sur le plan réglementaire, le document DTU 13-12 relatif aux règles pour le calcul des fondations superficielles précise que Pour une semelle soumise à une charge verticale centrée de largeur B, de longueur L et d'encastrement D, la valeur ultime q_u est obtenue par :

$$q_u = \frac{q_d}{5 \text{ à } 7}$$

Toutefois, l'interprétation des résultats obtenus avec cet appareil doit être faite avec une grande prudence, notamment dans le cas des sols argileux [13]. Ainsi, en adoptant un coefficient de sécurité de 3, la contrainte admissible se situe entre $q_d/15$ et $q_d/20$.

Le document réglementaire français CCTG-Fascicule 62 (1993), ainsi que le document canadien CFEM (Canadian Foundation Engineering Manual 1985) ne présente aucune règle de calcul de la capacité portante à partir de l'interprétation de l'essai DPT [12].

D'autre part, les relations exposées ci avant n'offre aucune définition à la résistance pénétrométrique dynamique équivalente intervenant dans les formules, Ali Bouafia [12] propose de procéder par analogie avec les méthodes pressiométriques et pénétrométrique, de calculer une résistance dynamique équivalente en prenant une valeur moyenne sur une épaisseur de $3B/2$ sous la fondation, ceci après avoir écrêté les valeurs élevées par rapport à la valeur moyenne dans cette zone.

1.7 Calcul du tassement à partir de l'essai de pénétration dynamique

La littérature géotechnique est assez pauvre en ce qui concerne l'apport de l'essai de pénétration dynamique à l'analyse du tassement des fondations aussi bien superficielles que profondes, cela provient peut être au fait que la pénétration dynamique d'une pointe est un phénomène lié directement à la rupture du sol, et ne permet pas de traiter sa déformabilité. En outre, si on essaye d'utiliser les méthodes de calcul du tassement qui existe pour l'essai de pénétration statique, et ce en faisant relier les termes de pointe dynamique et statique par corrélations, cela conduirait à cumuler les risques d'erreur au deuxième degré, d'où il est déconseillé de chercher à estimer un tassement à partir des essais de pénétration dynamique [2]. Il est toutefois à signaler que la diversité des appareils

et des modes opératoires à travers le monde était un vrai obstacle pour avancer les recherches et développer des méthodes de calcul des fondations basé sur cet essai.

Sur le plan réglementaire, la norme Allemande DIN 4094 [14] a recommandé une méthode pratique de calcul du module œdométrique en fonction de la contrainte verticale, fréquemment préconiser pour le calcul du tassement des fondations superficielles dans les sols au dessus de la nappe d'eau, cette méthode est présenté dans la norme européenne à titre informative, on se propose de présenter cette méthode en détail :

Le principe de la méthode est d'estimer par corrélation le module de déformation œdométrique E_{oed} à partir de N_d (nombre de coup), et calculer par la suite le tassement s d'une tranche d'épaisseur H , soumise à une augmentation de contrainte effective $\Delta\sigma'_v$, comme suit [17] :

$$s = H \frac{\Delta\sigma'_v}{E_{oed}} \quad (1.22)$$

Du fait du comportement non linéaire prononcé du sol, comme le schématise la figure 1.14, le module œdométrique dépend lui-même de la contrainte appliquée. Il peut être calculé comme suit :

$$E_{oed} = v P_a \left[\frac{\sigma'_{v0} + 0,5 \Delta\sigma'_v}{P_a} \right]^W \quad (1.23)$$

Où :

v est le coefficient de rigidité, il est fonction du nombre de coup N_d , donné par le tableau 1.2 ;

W est l'exposant de rigidité ; pour les sables ayant un coefficient d'uniformité $C_U \leq 3$; $W = 0,5$; pour les argiles de faible plasticité ($I_p \leq 10$; $w_L \leq 35$) : $W = 0,6$;

σ'_{v0} est la contrainte effective verticale à la base de la fondation ou à toute profondeur sous la fondation due à un poids du sol ;

$\Delta\sigma'_v$ est la contrainte verticale effective créée par la structure à la base de la fondation ou à toute profondeur sous la fondation ;

P_a est la pression atmosphérique ($P_a = 100$ kPa) ;

I_p est l'indice de plasticité ;

w_L est la limite de liquidité.

Les étapes de calcul selon cette méthode sont comme suit [17] :

- découper le sol en N tranches suffisamment minces telles que la contrainte effective σ'_v varie linéairement au sein de la tranche. Ainsi, la valeur de la contrainte au milieu de la tranche est la valeur moyenne représentative de σ'_v devient négligeable dans un massif semi infini, ou jusqu'à la base du sol étudié dans le cas d'un sol d'épaisseur finie.
- Calculer $\Delta\sigma'_v$ au milieu de la tranche i à l'aide des méthodes courantes d'élasticité [18].
- Evaluer le module œdométrique de la tranche i à l'aide de l'équation (1.22), en calculant ν en fonction du nombre N_d au milieu de la tranche,
- Calculer le tassement œdométrique selon l'équation (1.21)
- Calculer le tassement total en sommant ceux des tranches 1 à N :

$$s_c^{oed} = s_c(1) + \dots + s_c(N) \quad (1.24)$$

- Le tassement obtenu correspond à des déformations latérales nulles. On procède alors à une correction pour tenir compte de la possibilité de déformations latérales accompagnant le tassement, comme il sera vu ci après, conformément à l'équation (1.24)

$$s_c = \mu s_c^{oed} = [\alpha(1 - A) + A] s_c^{oed} \quad (1.25)$$

Tableau 1.2 : Valeur du coefficient de rigidité ν

Essai	ν	Domaine de validité	
		Nombre de coups N_d	Type de sol
DPL	$214 \log_{10}(N_d) + 71$	$4 \leq N_d \leq 50$	Sable mal gradué
DPH	$249 \log_{10}(N_d) + 161$	$3 \leq N_d \leq 10$	$(C_u \leq 3)$ au-dessus de la nappe.
DPL	$4(N_d) + 30$	$6 \leq N_d \leq 19$	Argile peu plastique ($I_p \leq 10$ et $w_l \leq 35\%$), ferme (
DPH	$6(N_d) + 50$	$3 \leq N_d \leq 13$	$0,75 \leq I_c \leq 1,3$ et au-dessus de la nappe.

1.8 Corrélation entre l'essai de pénétration dynamique est autres essais in situ

1.8.1 corrélation entre pénétromètre dynamique et pénétromètre statique

Les corrélations qui existent entre le terme de pointe statique q_c et le terme de pointe dynamique q_d les plus connu, sont celles de Buisson, l'Herminier et Tchang est qui sont résumé par Sanglerat [1]:

$$0,3 \leq \frac{q_c}{q_d} \leq 1 \quad (1.26)$$

Avec dans la majorité des cas :

$$0,5 \leq \frac{q_c}{q_d} \leq 0,75 \quad (1.27)$$

Où q_c est obtenu au pénétromètre hollandais et q_d calculé par la formule des Hollandais, aucune précision n'est donnée sur la géométrie du pénétromètre dynamique

Il résulte de ces expressions que le terme de pointe statique est inférieur au terme de pointe dynamique.

Il existe d'autre corrélation entre les termes de pointe statique et dynamique, on se propose de les exposer dans ce qui suit [1] :

a) Argiles diverses

La figure 1.12 Montre les termes de pointe statique en ordonné mesuré au pénétromètre Gouda 25 kN, et dynamique en abscisse mesuré au pénétromètre Fondasol et calculé par la formule de Delmag, sur les argiles de la vallée de Saône, et les argiles d'Avignon :

Il est remarqué que les points représentatifs des argiles de chalon sont relativement dispersés, par rapport aux points des argiles d'Avignon qui sont relativement groupés autour de la première bissectrice.

Si on raisonne sur l'ensemble de point, il est admet que pour 73% des points :

$$q_c = q_d \quad (1.28)$$

et pour 27% des point on a :

$$q_c = 0,6 q_d \quad (1.29)$$

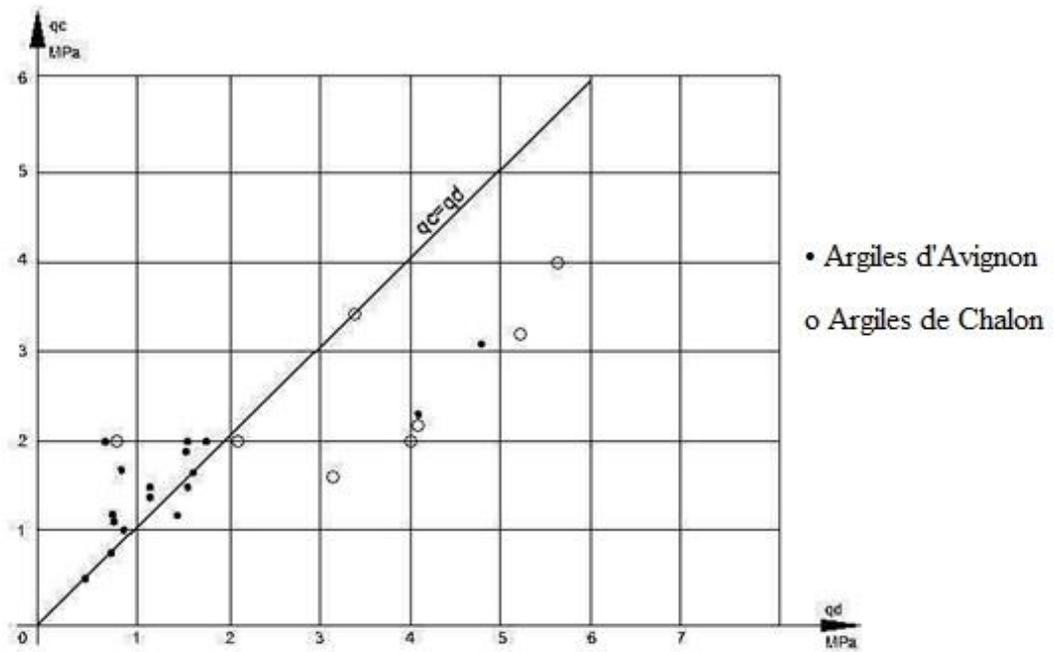


Figure 1.12 : corrélation entre pénétrömètre statique et dynamique dans les argiles [1]

La figure 1.13 montre les termes de pointe statique en ordonné mesuré au pénétrömètre statique Andina , et dynamique en abscisse mesuré au pénétrömètre Fondasol et calculé par la formule de Delmag, sur les argiles jaunes de la région de Vienne, il est remarqué que la dispersion des points est importante avec une bonne distribution de part et d'autre de la première bissectrice, il est admet que :

$$q_c \neq q_d$$

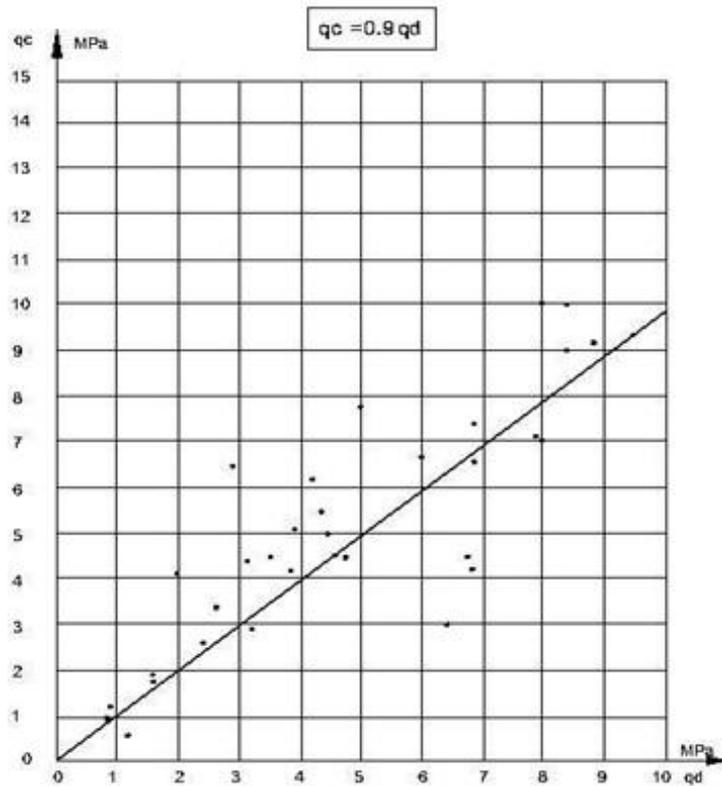


Figure 1.13 : corrélation entre pénétromètre statique et dynamique dans les argiles jaunes de Vienne [1]

b) Limons sableux de Fos-sur-Mer

Quatre sondages au pénétromètre statique Gouda de 100 kN, jumelés avec quatre sondage dynamique ont donné, dans des limons sableux aquifère des pénétoigrammes relativement proches (voir figure 1.13).

Tableau 1.3 : Résumé sur les corrélations entre le pénétromètre statique et dynamique

Type de sol	Type de l'appareil DPT	Type de l'appareil CPT	nappe d'eau	Formule de battage	$\frac{q_c}{q_d}$
Argile d'Avignon	FONDASOL	GOUDA 25 kN	Non	DELMAG	# 1
Argile de chalon	FONDASOL	GOUDA 25 kN	Non	DELMAG	# 0,6
Argile de vienne	FONDASOL	ANDINA	Non	DELMAG	0,9
Limons sableux de Fos-Mer	FONDASOL	GOUDA 100 kN	Dessous	DELMAG	1,27
Sable argileux de chalon	FONDASOL	Non indiqué	Dessus	DELMAG	$0,5 \leq \frac{q_c}{q_d} \leq 0,9$
			Dessous		$0,15 \leq \frac{q_c}{q_d} \leq 0,45$
Sable limoneux et limons argilo-sableux d'Argèles-sur-Mer	FONDASOL	Gouda 100 kN	Dessous	DELMAG	3,2
Sable, et gravier de vienne	FONDASOL	ANDINA	Non	DELMAG	1
Sable et gravier d'Argèles-sur-Mer	FONDASOL	GOUDA 100 kN	Dessous	DELMAG	2,6

c) Sable limoneux saturés de Fos-sur-Mer

La comparaison faite en utilisant le pénétromètre statique hollandais et le pénétromètre dynamique Fondasol sur les sables limoneux de Fos-sur-Mer a donner des résultats assez dispersés, avec une distribution honorable autour de la droite de régression (voir Figure 1.15), il admet ici :

$$q_c = 1,27 q_d \quad (1.30)$$

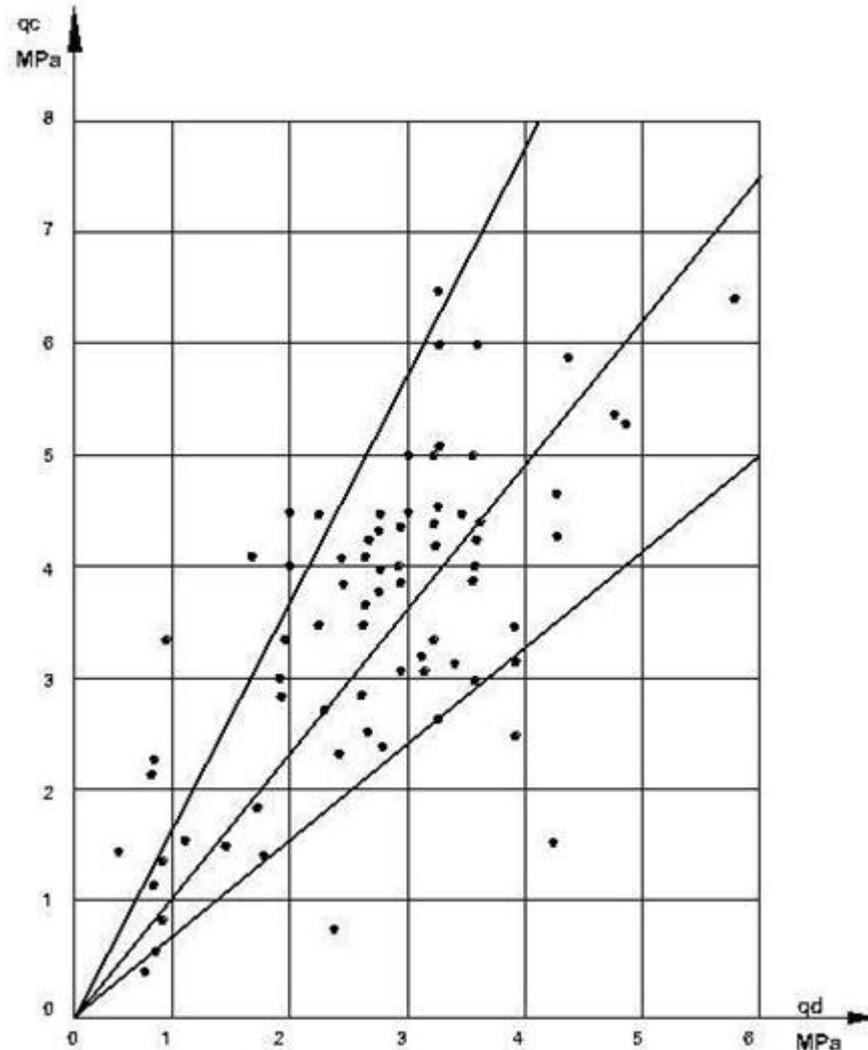


Figure 1.14 : comparaison entre pénétromètre statique et dynamique dans un sable limoneux saturé [1]

d) Sables argileux de Chalon-sur-Saône

La figure 1.16 montre une relation linéaire entre q_c et q_d , les essais réalisés au dessus de la nappe donnent une distribution à peu près linéaire qui a pour droite de régression :

$$q_d = 0,93 q_c + 1,88 \quad (1.31)$$

Avec un coefficient de corrélation de 96,6 %

Par contre il est remarqué que les points correspondant aux essais sous la nappe s'écartent nettement de la droite de régression, et confèrent à l'ensemble une dispersion beaucoup plus grande

De façon général, il est constaté que q_d est toujours supérieur à q_c avec en particulier :

- Au dessus de la nappe : $1,1 \leq q_d/q_c \leq 2$
- Au dessous de la nappe : $2,2 \leq q_d/q_c \leq 6,4$

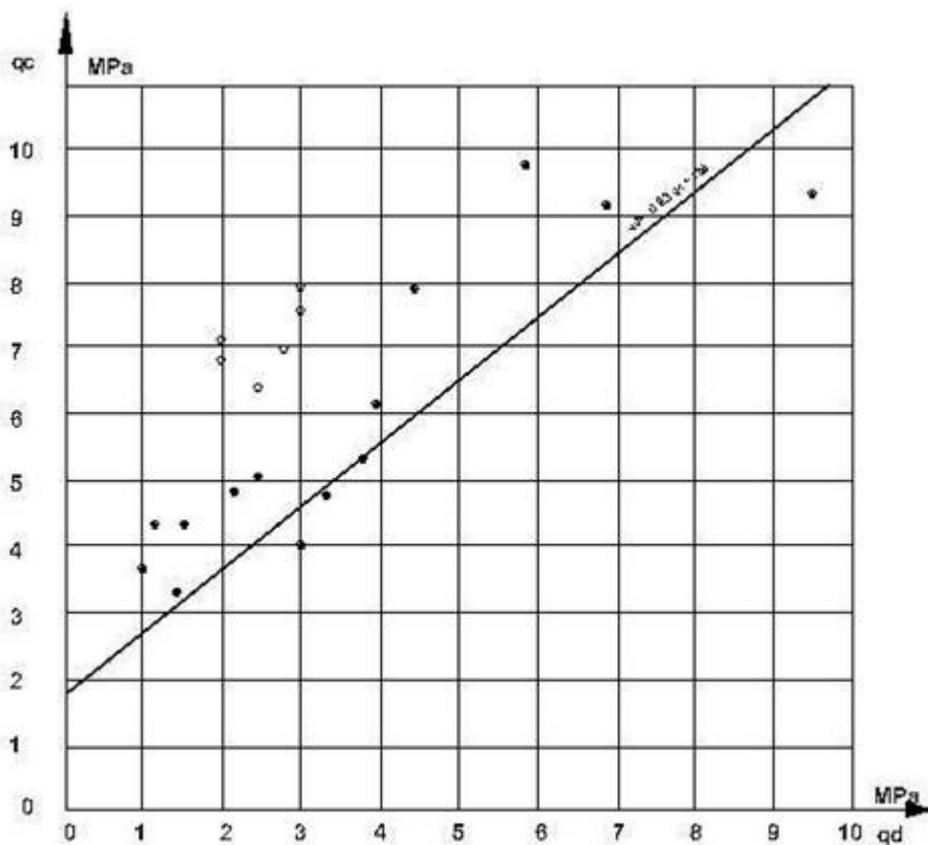


Figure 1.15 : sable argileux (Chalon-sur-Saône)

e) Sables limoneux et limons argilo-sableux d'Argelès-sur-Mer

Dans les sables limoneux aquifères d'Argelès-sur-Mer, les essais comparatifs qui accusent toujours une grande dispersion ont montré que les termes de pointe statique (Gouda 100 kN) étaient très largement supérieurs aux termes de pointe dynamique (voir Figure I.19), la régression linéaire du nuage de point conduit à la relation :

$$q_c = 3,2 q_d \quad (1.32)$$

Travaux de Laréal et Sanglerat sur les corrélations entre essai DPT et CPT [1] :

Lareal et Sanglerat ont travaillé sur des sols fins intéressants 39 sites de la région Rhône-Alpes, les pénétromètres utilisés sont à pointe élargie et les termes de pointe ont été calculés par la formule des Hollandais, les résultats suivantes ont été trouvés :

- Sable, sables et gravier $q_d \# q_c$
- Gravier très propres ou sable lâche..... $q_d < q_c$
- Sols cohérents au-dessus de la nappe..... $q_d \# q_c$

A l'exception de quelques essais dans les lœss qui ont donné $q_d > q_c$ avec :

$$1,1 \leq q_d/q_c \leq 1,5 \quad (1.33)$$

Il est à noter que les essais de pénétration dynamique étaient réalisés au pénétromètre BEVAC qui surestime certainement les termes de pointe [1].

Conclusion sur les corrélations DPT/CPT

Il est évident que l'interprétation de ces corrélations ne nous permet pas de lier directement les termes de pointe dynamique et statique, ceci revient à plusieurs facteurs parmi eux les conditions expérimentales, les outils utilisés et autres. De plus, aucune information sur les propriétés mécaniques et physiques du sol n'est donnée pour expliquer de manière sure ces corrélations. Dès lors, le bute n'est plus que de donner des plages entre les termes de pointe dynamique et statique, Maurice Cassan, en analysant les résultats de Laréal et Sanglerat, Buisson, l'Herminier et Tcheng, ainsi que ses résultats, a pu conclure que de manière général on a [1]:

- Dans les sables et graviers et les argiles, au dessus de la nappe, on a en général :
 $q_c = q_d$
- Dans les limons, les sables argileux et limoneux, on obtient :
 $q_d < q_c$
- L'écart entre les termes de pointe dynamique et statique devient important sous la nappe d'eau.

1.8.2 corrélation entre pénétromètre dynamique – pressiomètre

La figure 1.16 donne quelque résultats obtenus dans les argiles au dessus de la nappe avec le pénétromètre FONDASOL, et le pressiomètre standard, les points obtenus sont relativement groupés, la droite de régression est donnée par :

$$q_d - p'_0 = 2,95 (p_l - p_0) - 0,023$$

Avec q_d et p_l en Mpa

Soit approximativement :

$$\frac{q_d - p'_0}{p_l - p_0} \# 2,95 \# 3$$

Il est à noter que la même relation a été trouver avec le pénétromètre statique, ce qui semble confirmer dans les argiles au dessus de la nappe que : $q_c = q_d$

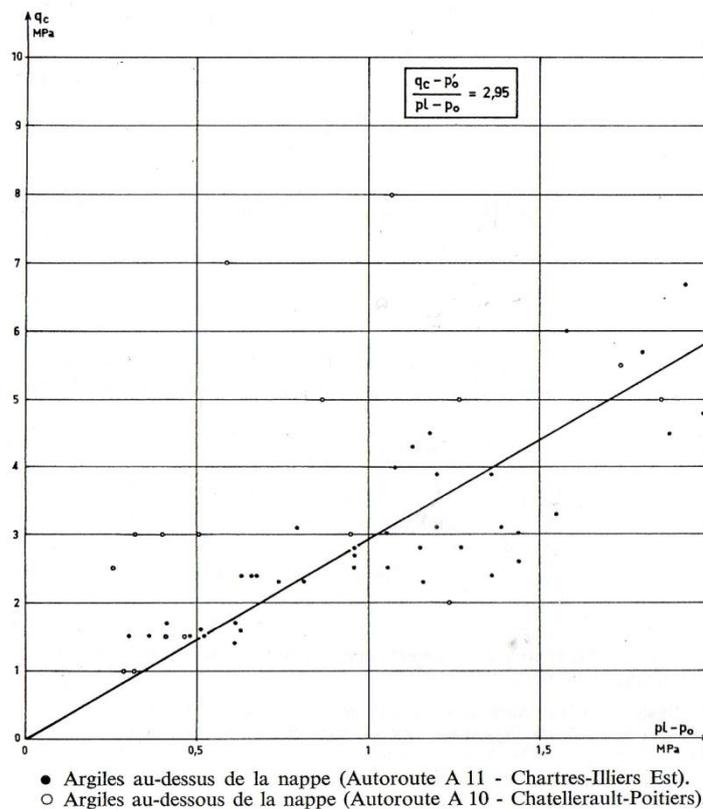


Figure 1. 16 : Corrélation entre pénétromètre dynamique Fondasol-Pressiomètre standard dans les argiles

Des tentatives de même genre ont été établis dans des argiles, des limons et même dans des sables et graviers, tous au dessous de la nappe sans succès d'arriver à une corrélation vue la dispersion importante des points.

1.8.3 corrélation entre pénétromètre dynamique – pénétromètre standard [14]

Muromachi et Kobayashi (1982) introduit une corrélation entre N_{30} et N_{SPT} , les données sont obtenu avec le pénétromètre japonais RTRI-Heavy qui rentre dans la catégorie DPSH-B de la norme internationale, effectué seulement sur quelque mètre en dessous de la surface du terrain, ils ont constaté que les résultats trouvés suit la relation suivante ,et qui prend en compte l'influence du frottement latéral:

$$N_{30} = 1.15 N_{SPT}$$

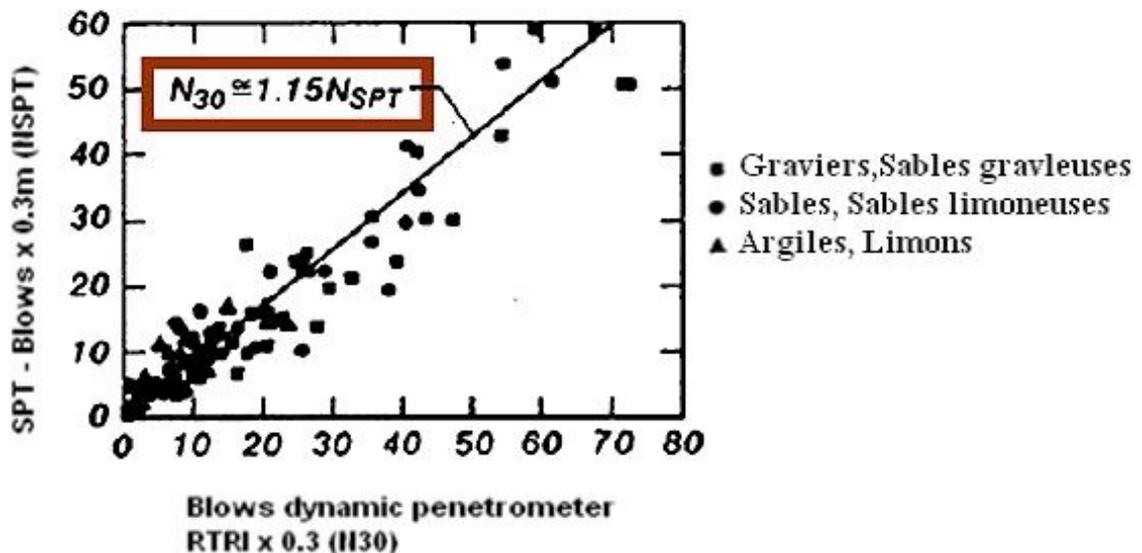


Figure 1. 17 : corrélation entre les résultats du SPT avec le pénétromètre dynamique DPSH-ISSMFE admettant N_{30} au lieu de N_{20} (Muromachi and Kobayashi, 1982)

Tissoni (1987) a effectué une comparaison entre le SPT et un pénétromètre dynamique qui appartient au type DPSH-B de la norme internationale, dans des graviers limono- sableux, il a trouvé la relation suivante :

$$N_{30} = 0,6 N_{SPT}$$

Une autre expérience faite par Studio Geotechnico Italiano avec le même pénétromètre dynamique dans un dépôt limono sableux avec des passages du gravier fin, les résultats trouvés sont analogue à la précédente :

$$N_{30} = 0,5 N_{SPT}$$

Card and Roche (1990), en UK ont établis des corrélations entre un pénétromètre dynamique appartient au type DPH de la norme internationale et le pénétromètre standard dans des dépôts calcaireux et des dépôts pulvérulents, il a trouvé une relation simple entre le terme de pointe dynamique DPN 30 et SPT N_{30} :

$$DPN_{30} = K_1 SPT N_{30}$$

Où : k_1 est donné dans le tableau suivant, ainsi que le coefficient de corrélation pour les différents sols étudiés :

Tableau 1.3 : Valeurs de k_1 , et le coefficient de corrélation R entre DPH et SPT

Dépôt	K_1	R
Calcaire	1,4	0,78
Sable	1,4	0,75
Gravier alluvionnaire	1,0	0,30
Gravier pure	1,1	0,80

La norme allemande DIN 4094 donne sous forme de graphe des corrélations entre le nombre de coup du pénétromètre dynamique DPH et du SPT dans les sols grenus, et les argiles peu plastique au dessus de la nappe d'eau, la figure 1.18 et la figure 1.19 montre ces corrélations

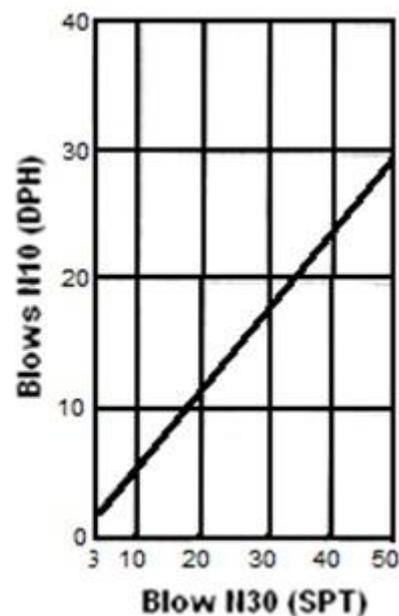
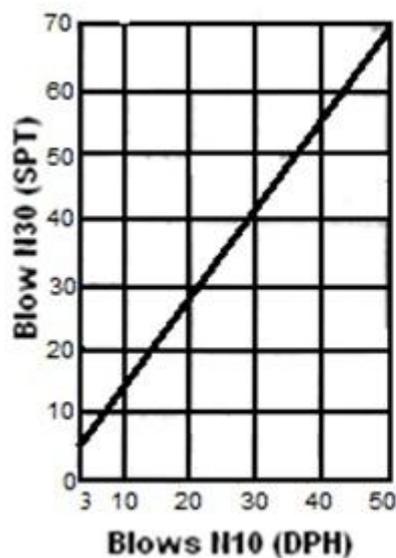


Figure 1.18 : Relation entre le nombre de coup du DPH et du SPT dans un sol grossier au dessous de la nappe d'eau (DIN 4094) [14]

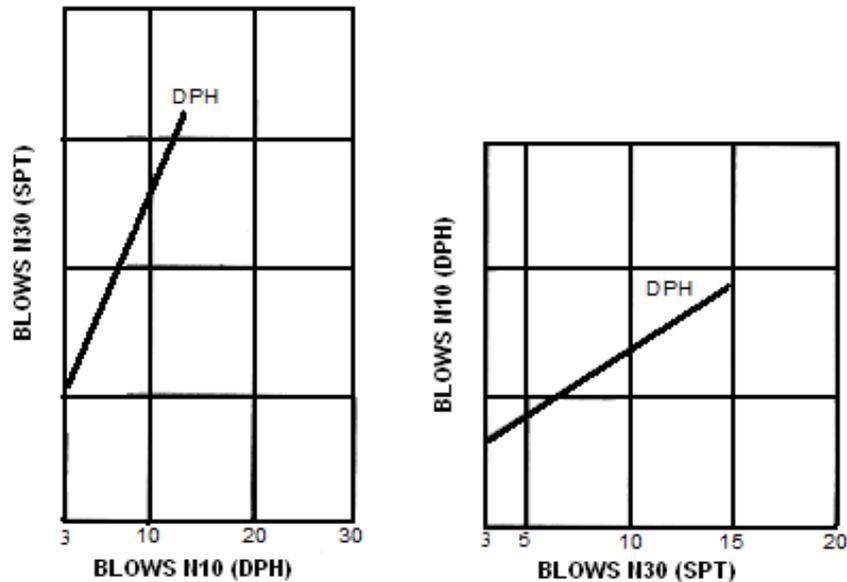


Figure 1.19 : Relation entre le nombre de coup du DPH et du SPT dans un sol argileux peu plastique au dessous de la nappe d'eau (DIN 4094) [14]

En conclusion, il faut indiquer que les corrélations obtenues sont des relations empiriques, et elles devront être utilisées avec une grande prudence [15].

1.9 Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté une synthèse bibliographique sur l'essai de pénétration dynamique, leur développement, leur standardisation, leur fondement théorique, ainsi que leur interprétation.

La littérature géotechnique française présente l'essai comme étant un moyen expérimental rudimentaire pour apprécier qualitativement la consistance et la résistance des couches traversées. La capacité portante est grossièrement estimée à partir de cet essai et qu'il n'existe pas d'approche de calcul de tassement des fondations.

Plusieurs travaux de corrélations ont été effectués entre l'essai DPT et d'autres tel que l'essai CPT, l'essai pressiométrique ainsi que l'essai SPT. Dans le but est de tenter d'avoir des résultats pratiques pour développer des approches de calcul à partir de l'essai DPT, sans grand succès.

La norme allemande DIN4094 présente l'essai de pénétration dynamique comme un moyen utile pour le calcul de la capacité portante ainsi que le calcul du tassement œdométrique dans les sols pulvérulents et fins au dessus de la nappe d'eau.

En s'inspirant de la norme allemande, nous allons chercher dans le chapitre suivant à corréler la résistance dynamique en pointe avec les caractéristiques œdométriques, afin de développer une approche locale pour le calcul du tassement œdométrique à partir de l'essai DPT.

CHAPITRE 2

TASSEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES DANS LES SOLS FINS A PARTIR DE L'ESSAI DE PENETRATION DYNAMIQUE

2.1 Introduction

Les normes géotechniques qui existent en Algérie ou à travers le monde ne présentent pratiquement pas de méthodes qui traitent le calcul du tassement des fondations superficielles à partir de l'essai de pénétration dynamique. Exceptionnellement, la norme allemande DIN 4094 est peut être l'unique norme qui offre ce type de calcul, vu l'utilisation très avancée de cet essai dans ce pays.

En Algérie, l'essai de pénétration dynamique est largement utilisé pour réaliser les investigations des sols vu leur coût, leur simplicité et rapidité par rapport à d'autres essais in situ. L'idée d'élaborer une telle méthode de calcul du tassement des fondations superficielles s'avère très utile tout en s'inspirant de la méthode présentée dans la norme DIN 4094.

On se propose dans ce qui suit de présenter les étapes suivies pour établir la méthode de calcul du tassement des fondations superficielles à partir de l'essai de pénétration dynamique, en commençant par le recueil des données et en aboutissant à la définition des corrélations.

2.2 Présentation de la base de données

2.2.1 Source de données pour les corrélations

Les données géotechniques utilisées pour cette recherche ont été recueillies à partir des rapports d'études géotechniques établis par des laboratoires Algériens sur différentes sites.

2.2.2 Sélection des données pour les corrélations

Les données sélectionnées ont été choisis en se basant sur les critères suivants :

1. Le sondage carotté qui fournit les données de compressibilité œdométrique et le sondage pénétrométrique qui donne la résistance dynamique q_d en pointe doivent être exécutés dans le même site d'investigation avec une distance entre eux qui ne dépasse pas un rayon de 4 m environs.
2. Un seul type de sols a été pris en compte dans notre méthode à savoir les sols argileux.
3. Les sols sous la nappe d'eau ne sont pas pris en considération.
4. Les corrélations effectuées entre la résistance dynamique en pointe et le module de déformation œdométrique $\frac{q_d}{E_{oed}}$ ainsi que $\frac{\sigma_c}{q_d}$ doivent être faites à la même profondeur.
5. Le nombre de données sujet des corrélations doivent être plus que trente, afin d'avoir une série de données statistiquement représentative.

2.2.3 Description de la base de données

Notre étude à été menée en se basant sur des études géotechniques de plusieurs sites, chaque étude contenant au moins un sondage carotté et plusieurs essais de pénétration dynamique, ce qui nous offre la possibilité de faire la corrélation entre le terme dynamique de pointe q_d et les données issus de l'essai œdométrique à savoir E_{oed} et σ_c .

Le nombre de sites étudiés est de 36, la majorité étant situé dans le nord de l'Algérie et plus précisément dans les wilayas suivantes : Alger, Blida, Boumérdes, Tipasa. (Voir annexe n°1)

Le nombre de sondages carottés est de 38, chaque sondage après prélèvement des échantillons fournis des données de compressibilité à différentes profondeurs, et donc permet d'établir les corrélations.

Le nombre des échantillons prélevés pour l'ensemble des sites est de 78 ; parmi ces échantillons il y en a 23 qui ne répondent pas aux critères de notre étude.

2.2.3.1 Données issues des essais d'identification physique

Les essais d'identification physique nous permettent de mesurer les caractéristiques physiques permettant la classification du sol et l'identification de son état physiques.

En général, les caractéristiques physiques fournis par ces essais sont :

- La teneur en eau ω (%), et le degré de saturation S_r (%),
- La limite de plasticité (ω_p) et de liquidité (ω_L),
- La densité sèche γ_d ,
- La distribution granulométrique et sédimentométrique des grains.

Ces caractéristiques nous offrent la possibilité de classer notre sol selon le system LCPC et de calculer la contrainte verticale σ_{v0} due au poids des terres.

2.2.3.2 Données issues de la courbe œdométrique

L'essai œdométrique permet de mesurer les paramètres de compressibilité du sol et qui sont :

- la contrainte de préconsolidation notée σ'_p
- Le coefficient de compression noté c_c
- Le coefficient de gonflement. c_s
- Le module œdométrique initiale E_{oed}^0 .

2.2.3.3 Données issues du pénétrogramme dynamique

L'essai de pénétration dynamique permet de mesurer le nombre de coup N_d nécessaire à l'enfoncement de la pointe de 20 cm, lequel on interprète selon la formule des Hollandais pour aboutir à la résistance dynamique en pointe q_d en fonction de la profondeur z

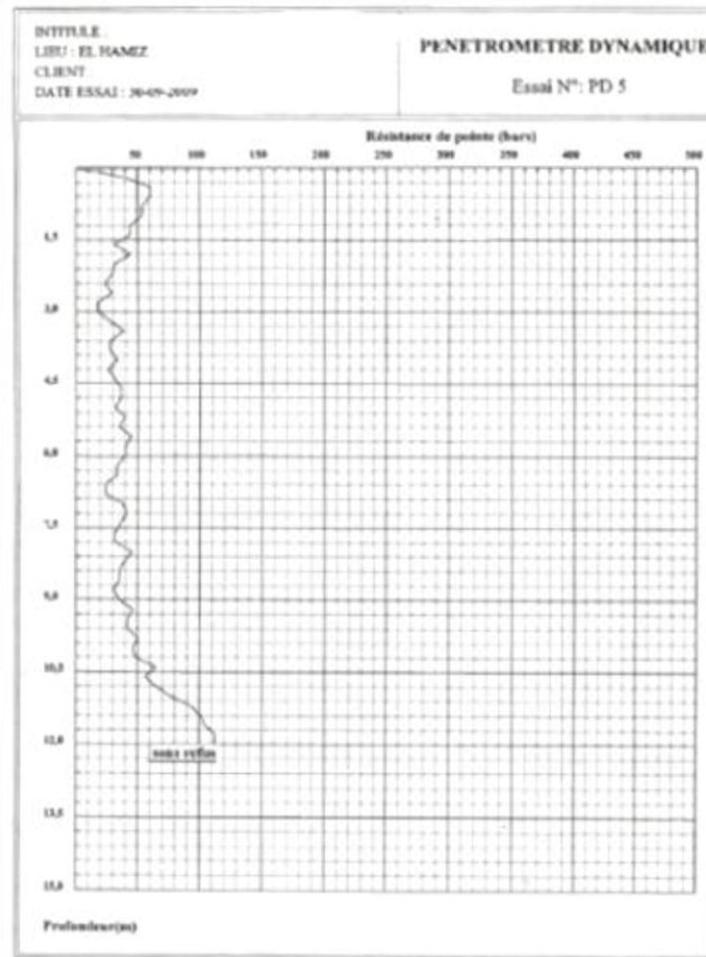


Figure 2.1 : Courbe de pénétration dynamique

2.2.4 Méthodologie de travail

Après avoir construit la base de données en suivant les critères cités auparavant, nous allons maintenant présenter en détails toutes les étapes de calcul :

Le but de l'étude est de définir une corrélation entre le terme dynamique de pointe q_d et le module de déformation œdométrique initial E_{oed}^0 dans les terrains argileux en dessus de la nappe.

1. Tracé de la courbe de chargement :

La première étape que nous avons effectuée est de faire ressortir la courbe de chargement œdométrique $\Delta\sigma'_v = f(\varepsilon_z)$ à partir de la courbe de compressibilité œdométrique ($e - \text{Log } \sigma'_z$). Pour se faire nous avons procédé comme suit :

a) Digitalisation de la courbe œdométrique :

La digitalisation des courbes œdométriques est la première étape effectuée dans notre étude. Elle sert à nous fournir l'indice des vides en fonction de la contrainte verticale appliquée (figure 2.3).

b) Calcul de la déformation verticale ε_z pour chaque incrément de charge $\Delta\sigma_v$:

Lors d'un essai œdométrique, le calcul de la déformation verticale mesurée directement par le comparateur en fonction de la charge appliqué est donnée par :

$$\varepsilon_z(i) = \frac{\Delta H}{H_0} \quad (2.1)$$

ΔH est le tassement final de l'échantillon sous une contrainte σ_z après 24 heures [16].
 H_0 est la hauteur initiale de l'échantillon.

A ce stade, et comme nous n'avons que la courbe de compressibilité œdométriques, alors on a procédé inversement, c'est à dire à partir de chaque indice des vides e on calcul la déformation verticale ε_z et ce en utilisant la formule suivante :

$$\varepsilon_z = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{(1+e_0)} \quad (2.2)$$

Avec : $\Delta e = e_2 - e_1$

c) Calcul de la contrainte appliqué $\Delta\sigma'_v$:

La contrainte appliquée vaut : $\Delta\sigma'_v = \sigma'_v - \sigma'_{v0}$

d) Tracé de la courbe de chargement œdométrique $\Delta\sigma_v = f(\varepsilon_z)$:

Après avoir calculé la déformation verticale pour chaque incrément de charge, on trace la courbe dite de chargement œdométrique, l'allure de cette courbe est généralement de forme hyperbolique (figure 2.2).

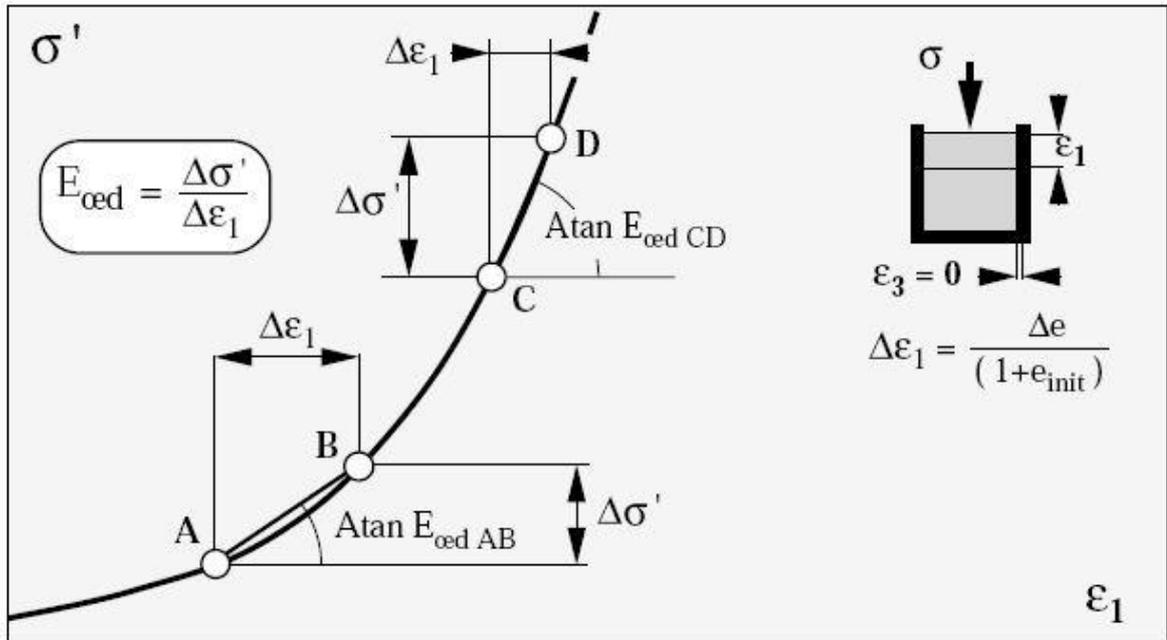


Figure 2. 2: Représentation de la courbe de chargement œdométrique

2. Ajustement hyperbolique de la courbe de chargement :

Après avoir tracé la courbe de chargement œdométrique, on a constaté que l'allure de la courbe de chargement ressemble à une hyperbole de la forme suivante :

$$y = \frac{x}{a + bx}$$

y représente les valeurs de $\Delta\sigma_v$, et x représente les valeurs de ε_z .

donc :

$$\Delta\sigma_v = \frac{\varepsilon_z}{a + b \cdot \varepsilon_z} \quad (2.3)$$

La pente initiale de cette courbe représente le module œdométrique initial, elle est donnée par :

$$E_0 = \frac{1}{a}$$

L'ajustement hyperbolique par moindre carrée de la courbe de chargement $\Delta\sigma'_v = f(\varepsilon_z)$ a pour but de déterminer le module œdométrique initial E_0 .

Calcul du module œdométrique $E_{œed}$ sécant pour chaque incrément de charge :

Le module œdométrique sécant est calculé par la formule suivante :

$$E_{oed} = \frac{\Delta \sigma'_v}{\varepsilon_z} \quad (2.4)$$

3. Calcul du rapport du module œdométrique sécant E_{oed} au module initial E_0 .
4. Tracé de la courbe $\frac{E_{oed}}{E_0} = f\left(\frac{\Delta \sigma'_v}{\sigma_{v0}}\right)$.
5. Digitalisation de la courbe pénétrométrique :

La digitalisation des courbes pénétrométrique sert à nous fournir la résistance dynamique en pointe en fonction de la profondeur Z (figure 2.1).

2.2.5 Organigramme de la procédure du travail

Dans cet organigramme, une illustration sommaire des critères de choix des données ainsi que les étapes du travail suivi est résumée, en vue d'une meilleure présentation de la méthodologie du travail.

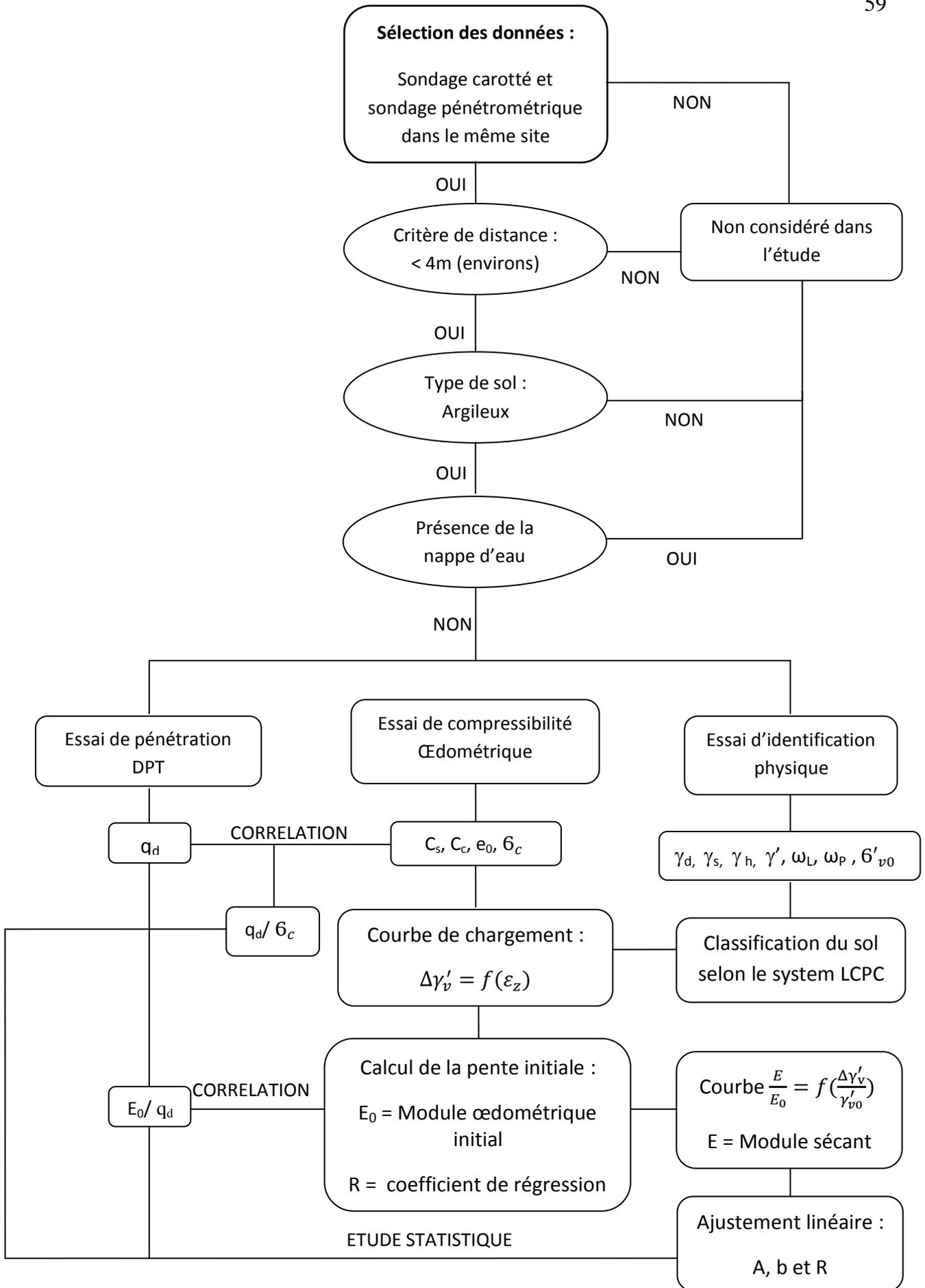


Figure 2.3 : Organigramme de la procédure du travail

2.2.6 Exemple de calcul

Afin de mieux comprendre les étapes suivies, nous allons illustrer dans ce qui suit un exemple sur un échantillon du sol. Les détails des résultats d'analyse de l'ensemble de la base de données sont présentés sous forme de fiches synthétiques en annexe 1

1. Saisie des données dans un tableur (type Excel) :

Tableau 2.1 : Donnée issue d'une étude géotechnique pour un échantillon

N° du rapport		Sondage carotte n°:					
		1					
		N° de l'échantillon:					
		1		2		3	
1	Epaisseur de la Couche	5,60	5,90	11,50	12,00	14,20	14,60
		0,30		0,50		0,40	
	ω (%)	23,00		21,00		22,00	
	ω_L (%)	53,00		47,00			
	I_p (%)	26,00		24,00			
	S_r (%)	94,00		100,00		99,00	
	Symbole LCPC	At		Ap			
	γ_d (kN/m ³)	16,40		17,20		16,90	
	γ_h (kN/m ³)	20,10		20,90		20,70	
	γ_s (kN/m ³)	26,50		26,50		26,50	
	γ' (kN/m ³)	10,21		10,71		10,71	
	e_0	0,616		0,541		0,568	
	σ_c (bars)	3,52		3,28		3,65	
	C_s						
	C_c	0,1897		0,1916		0,1964	
	C_g	0,0437		0,0727		0,0809	
	Type d'essai			UU			
C(MPa)			0,40				
φ (degré)			12,00				

2. Calcul de la contrainte due au poids des terres :

$$\sigma'_{v0} = \gamma' \cdot z$$

Avec :

γ' : est le poids volumique du sol

Z : est la profondeur de l'échantillon

On déduit la valeur de l'indice des vides initial de l'échantillon e_0 , à partir de la courbe de compressibilité œdométrique

3. Digitalisation de la courbe œdométrique :

La digitalisation a été réalisée par le programme freeware « Plot Digitizer V2.4.1 »

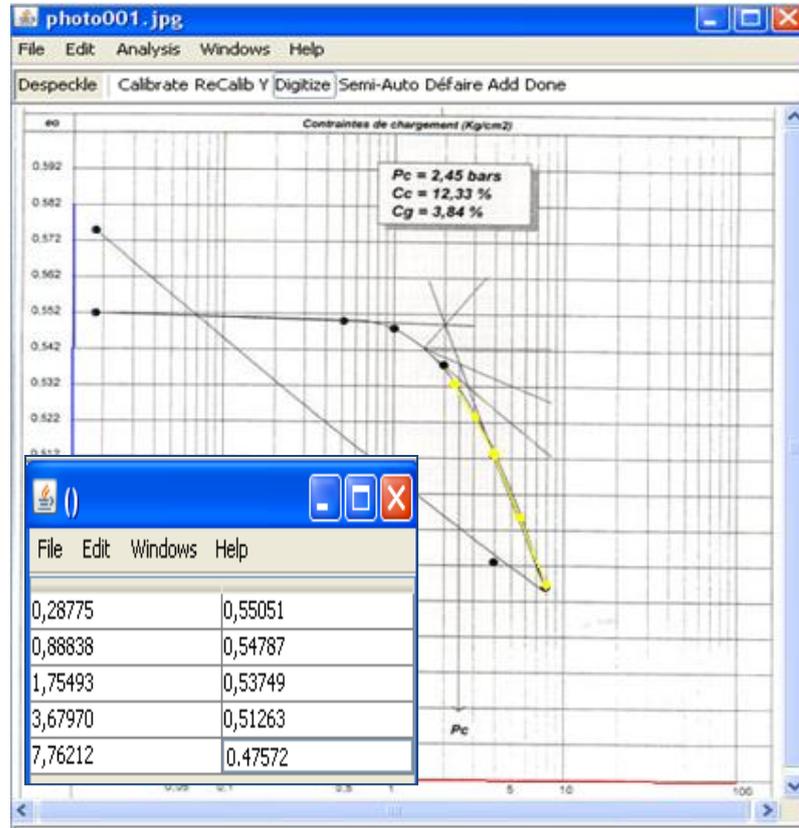


Figure 2.4 : Courbe œdométrique digitalisée

Les résultats de la digitalisation sont regroupés au tableau 2.2

Tableau 2.2 : Résultats après digitalisation de la courbe œdométrique

SC01 (5,6-5,9)		
N° pt	Contraintes verticale σ_v' (bars)	Indice des vides e
1	0.5808	0.7118
2	1.0280	0.7047
3	2.0420	0.6875
4	4.0941	0.6575
5	8.2366	0.6126
6	16.6963	0.5511

4. Calcul de la déformation verticale ε_z pour chaque incrément de charge $\Delta\sigma_v$:

$$\varepsilon_z(1) = \frac{\Delta e_i}{(1 + e_0)} = \frac{e_1 - e_0}{(1 + e_0)} = \frac{0,705 - 0,712}{(1 + 0,712)} = 0,00413 = 0,413 \%$$

$$\varepsilon_z(2) = \frac{0,685 - 0,712}{(1 + 0,712)} = 1,42 \%$$

$$\varepsilon_z(3) = \frac{0,657 - 0,712}{(1 + 0,712)} = 3,17 \%$$

$$\varepsilon_z(4) = \frac{0,612 - 0,712}{(1 + 0,712)} = 5,79 \%$$

$$\varepsilon_z(5) = \frac{0,551 - 0,712}{(1 + 0,712)} = 9,40 \%$$

5. Calcul de la contrainte appliquée $\Delta\sigma'_v$:

$$\Delta\sigma'_v(1) = \sigma'_v(1) - \sigma_{v0} = 1,028 - 0,581 = 44,7 \text{ kPa}$$

$$\Delta\sigma'_v(2) = \sigma'_v(2) - \sigma_{v0} = 2,042 - 0,581 = 146,1 \text{ kPa}$$

$$\Delta\sigma'_v(3) = \sigma'_v(3) - \sigma_{v0} = 4,094 - 0,581 = 351,3 \text{ kPa}$$

$$\Delta\sigma'_v(4) = \sigma'_v(4) - \sigma_{v0} = 8,237 - 0,581 = 765,6 \text{ kPa}$$

$$\Delta\sigma'_v(5) = \sigma'_v(5) - \sigma_{v0} = 16,696 - 0,581 = 1611,5 \text{ kPa}$$

6. Tracé de la courbe de chargement $\Delta\sigma'_v = f(\varepsilon_z)$:

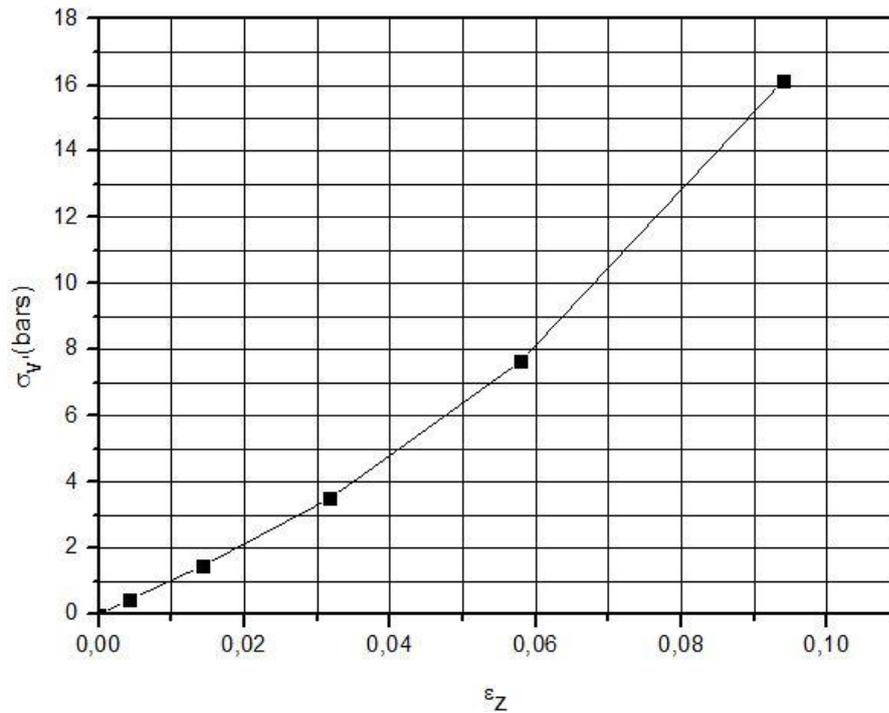


Figure 2.5 : Courbe de chargement œdométrique $\Delta\sigma'_v = f(\epsilon_z)$

7. Ajustement hyperbolique de la courbe de chargement :

L'allure de la courbe de chargement ressemble à un hyperbole de la forme suivante :

$$y = \frac{x}{a + bx}$$

y représente les valeurs de $\Delta\sigma'_v$, et x représente les valeurs de ϵ_z .

donc :

$$\Delta\sigma'_v = \frac{\epsilon_z}{a + b \cdot \epsilon_z}$$

La pente initiale de cette courbe représente le module œdométrique initial, il est donné

$$\text{par : } E_0 = \frac{1}{a}$$

Dans notre exemple : $E_0 = 10,047 \text{ MPa}$, avec un coefficient de régression $R=96,40 \%$

Il est à noter que seuls les résultats avec un bon coefficient de régression ($R > 80 \%$), sont pris en considération (voir annexe 1)

8. Calcul du module œdométrique E_{oed} sécant pour chaque incrément de charge :

$$E_{oed}(1) = \frac{\Delta \sigma_v(1)}{\varepsilon_z(1)} = \frac{0,447}{0,413} = 108,27 \text{ bars}$$

$$E_{oed}(2) = \frac{\Delta \sigma_v(2)}{\varepsilon_z(2)} = \frac{1,461}{1,42} = 102,89 \text{ bars}$$

$$E_{oed}(3) = \frac{\Delta \sigma_v(3)}{\varepsilon_z(3)} = \frac{3,513}{3,17} = 110,79 \text{ bars}$$

$$E_{oed}(4) = \frac{\Delta \sigma_v(4)}{\varepsilon_z(4)} = \frac{7,656}{5,79} = 132,17 \text{ bars}$$

$$E_{oed}(5) = \frac{\Delta \sigma_v(4)}{\varepsilon_z(4)} = \frac{16,115}{9,4} = 171,67 \text{ bars}$$

9. Calcul du rapport entre le module œdométrique sécant E_{oed} et le module initial E_0 :

$$\frac{E_{oed}(1)}{E_0} = 1,077$$

$$\frac{E_{oed}(2)}{E_0} = 1,024$$

$$\frac{E_{oed}(3)}{E_0} = 1,1$$

$$\frac{E_{oed}(4)}{E_0} = 1,31$$

$$\frac{E_{oed}(5)}{E_0} = 1,71$$

10. Calcul du rapport entre l'incrément de contrainte $\Delta \sigma_v'(i)$ et la contrainte initiale σ_{v0}'

:

$$\frac{\Delta \sigma_v'(1)}{\sigma_{v0}'} = \frac{0,447}{0,581} = 0,77$$

$$\frac{\Delta \sigma_v'(2)}{\sigma_{v0}'} = \frac{1,461}{0,581} = 2,51$$

$$\frac{\Delta \sigma_v'(3)}{\sigma_{v0}'} = \frac{3,513}{0,581} = 6,05$$

$$\frac{\Delta \sigma'_v(1)}{\sigma'_{v0}} = \frac{7,656}{0,581} = 13,18$$

$$\frac{\Delta \sigma'_v(1)}{\sigma'_{v0}} = \frac{16,115}{0,581} = 27,74$$

11. Tracé de la courbe $\frac{E_{oed}}{E_0} = f\left(\frac{\Delta \sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)$:

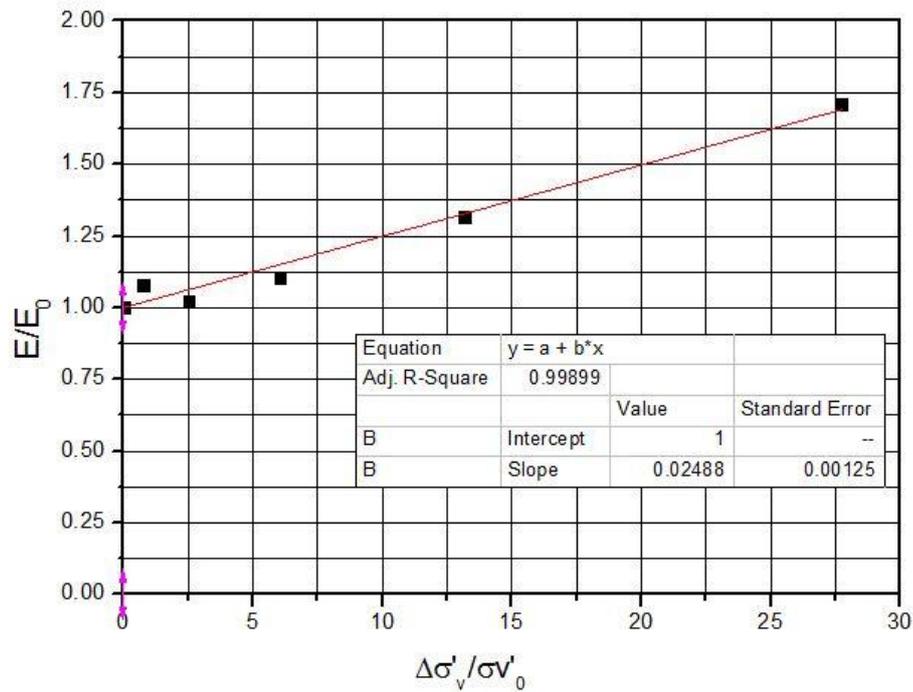


Figure 2.6 : Courbe $\frac{E_{oed}}{E_0} = f\left(\frac{\Delta \sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)$

Tableau 2.3 : Fiche de résultats pour un sondage donné

SC01 (5,6-5,9)									
N°pt	σ'_{v0} (kPa)	e	e_0	σ'_{v0} (kPa)	$\Delta \sigma'_v$ (kPa)	ε_z (%)	E (kPa)	E/E ₀	$\Delta \sigma'_v / \sigma'_{v0}$
1	58,10	0,712	0,712	58,10	0,00	0,00	10047,6	1,000	0,000
2	102,80	0,705	0,712	58,10	44,70	0,40	10827,2	1,078	0,770
3	204,20	0,687	0,712	58,10	146,10	1,40	10289,4	1,024	2,516
4	409,40	0,657	0,712	58,10	351,30	3,20	11079,7	1,103	6,050
5	823,70	0,613	0,712	58,10	765,60	5,80	13217,4	1,315	13,182
6	1669,60	0,551	0,712	58,10	1611,60	9,40	17167,3	1,709	27,749

12. Digitalisation de la courbe de l'essai au pénétromètre dynamique:

La digitalisation a été réalisée par le programme freeware « Plot Digitizer V2.4.1 »

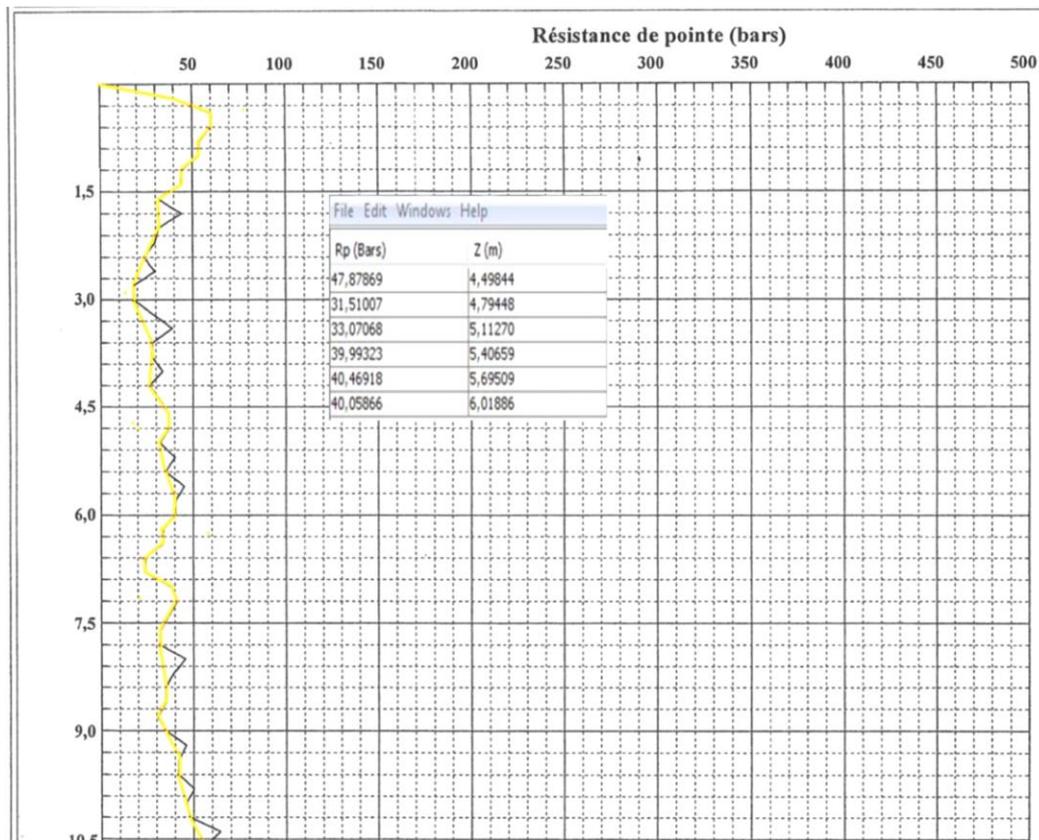


Figure 2.7 : Courbe pénétrométrique digitalisée

Tableau 2.4 : Résultats après digitalisation de la courbe pénétrométrique

q_d (MPa)	Z (m)
3,20	4.78424
3,14	4.97729
3,33	5.08626
3,51	5.18808
4,51	5.57592
4,03	5.77986
4,01	5.96598

13. Rapport entre le terme dynamique de pointe q_d et le module œdométrique initial E_0 .

14. Rapport entre le terme dynamique de pointe q_d et la contrainte de préconsolidation σ'_c .

2.3 Analyse statistique des données

Après avoir tracé les courbes $\frac{E_{oed}}{E_0} = f\left(\frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right)$, pour chaque échantillon du sol, on a constaté que l'allure de cette courbe ressemble à une droite, de la forme suivante :

$$\frac{E_{oed}}{E_0} = a + b * \frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}} \quad (2.5)$$

a : c'est la valeur de $\frac{E_{oed}}{E_0}$ lorsque $\frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}}$ est égale à 0, et b c'est la pente initiale de la droite de régression.

La détermination de a et b se fera de la manière suivante :

- Lorsque $\frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}} = 0$, ce qui revient à dire qu'il n'y a pas de surcharge $\Delta\sigma_v$ c'est à dire que $\sigma'_v = \sigma'_{v0}$, et donc le module œdométrique sécant n'est autre que le module œdométrique initial, et la valeur de a sera égale à l'unité $a = 1$.
- Pour déterminer la valeur de b , on a procédé à un ajustement linéaire de toutes les données pour les deux états de pré consolidation :

Les résultats trouvés sont donnés ci-après :

a) Cas $\sigma'_v < \sigma'_c$:

Dans ce cas on a 233 points :

La marge des contraintes à partir des courbes œdométriques expérimentales varie comme suit :

$\frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}} = 0 \div 26,30$ avec une valeur moyenne de 1,574 et un coefficient de variation $C_v = 189$ %.

Le mode opératoire de l'essai œdométrique impose une série de pression prescrite, ce qui varie c'est la profondeur de l'échantillon (donc σ'_{v0}).

L'ajustement linéaire fait sur l'ensemble de données a permis d'obtenir un très bon coefficient de régression, et on a :

$a = 1$, $b = 0,018$, $R = 98\%$

$$\frac{E_{oed}}{E_0} = 1 + 0,018 \cdot \frac{\Delta \sigma_v}{\sigma_{v0}} \quad (2.6)$$

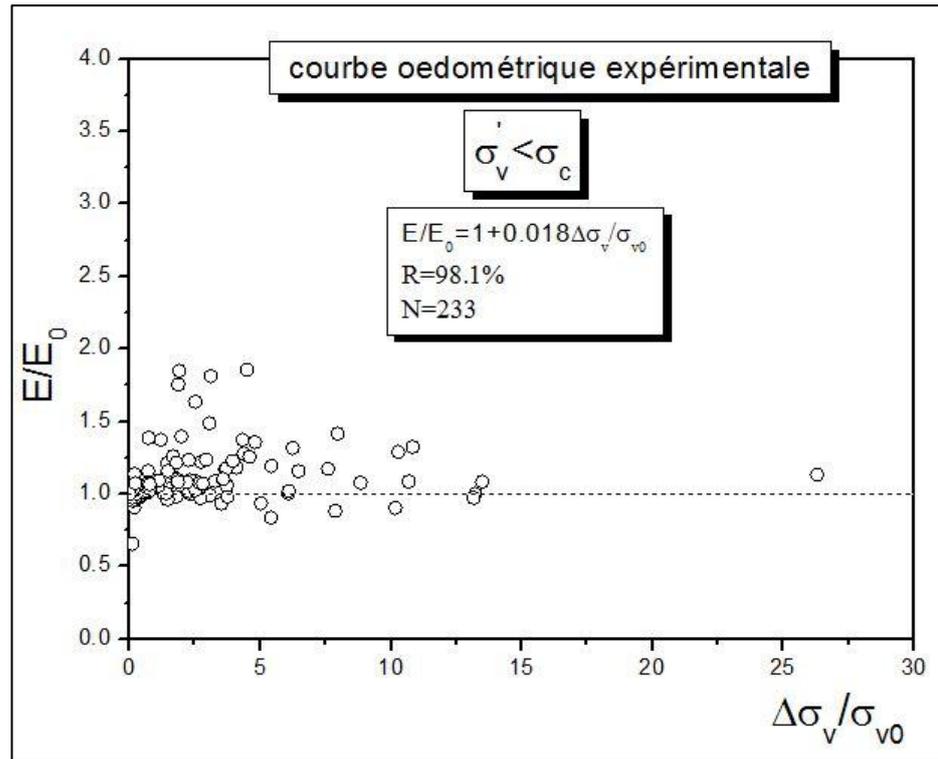


Figure 2.8 : Corrélation entre $\frac{\Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}}$ et $\frac{E}{E_0}$ pour le cas : $\sigma'_v < \sigma'_c$.

b) Cas $\sigma'_v > \sigma'_c$:

Dans ce cas, on a 369 points :

La marge des contraintes à partir des courbes œdométriques expérimentales varie comme suit :

$$\frac{\Delta \sigma_v}{\sigma_{v0}} = 0,142 \div 74,53, \text{ avec une valeur moyenne de } 9,807 \text{ et un coefficient de variation}$$

$$C_v = 125 \%$$

L'ajustement linéaire fait sur l'ensemble de données à permis d'obtenir un très bon coefficient de régression, et on a :

$$a = 1, b = 0,035, R = 94\%.$$

$$\frac{E_{oed}}{E_0} = 1 + 0,035 \cdot \frac{\Delta \sigma_v}{\sigma_{v0}} \quad (2.7)$$

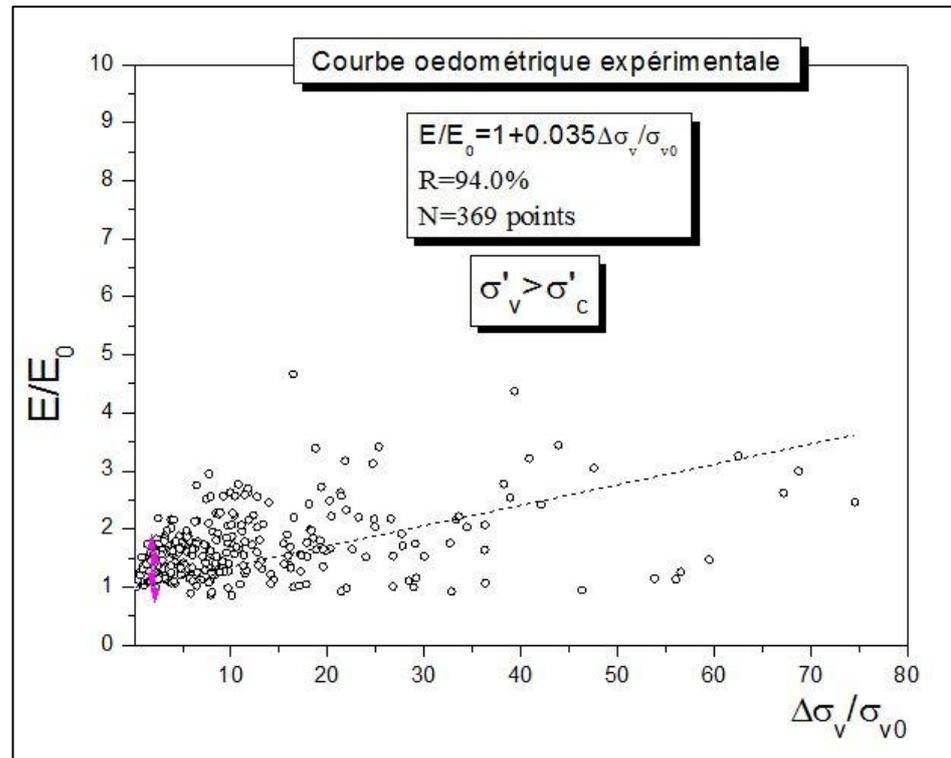


Figure 2.9 : Corrélation entre $\frac{\Delta\sigma_v}{\sigma_{v0}}$ et $\frac{E}{E_0}$ pour le cas : $\sigma'_v > \sigma'_c$.

2.4 Recherche d'une corrélation entre q_d et E_0

L'étude de la corrélation entre la résistance dynamique en pointe q_d et le module œdométrique initial E_0 , est une étape essentielle dans notre étude ; elle sert à nous confirmer s'il existe un lien entre ses deux paramètres ou non. L'étude a été faite sur tout les échantillons dont lesquels on a pu extraire le module œdométrique initial avec un bon coefficient de régression.

On a 80 points, l'ajustement linéaire des données n'a pas donné un bon coefficient d'ajustement, on a procédé donc par analyse statistique de la population du rapport $\frac{E_0}{q_d}$.

L'analyse statistique des données a été faite en utilisant le logiciel (ORIGIN PRO V8) de la manière suivante :

- L'établissement du tableau de fréquences relatives.
- Effectuer la répartition en classes des données de même amplitude.
- Représentation des données sous forme d'histogramme, (figure 2.9).
- Ajustement non linéaire de l'histogramme, par la fonction de gauss.

L'étude statistique des données a dégagé une distribution à tendance centrale autour d'une classe modale correspondante à l'intervalle 0,5-1,0

La valeur caractéristique ou moyenne μ de la loi normale de Gauss du rapport $\frac{E_0}{q_d} = 0,59$

Le coefficient d'ajustement par la loi de Gauss donne un coefficient $R=96,18\%$

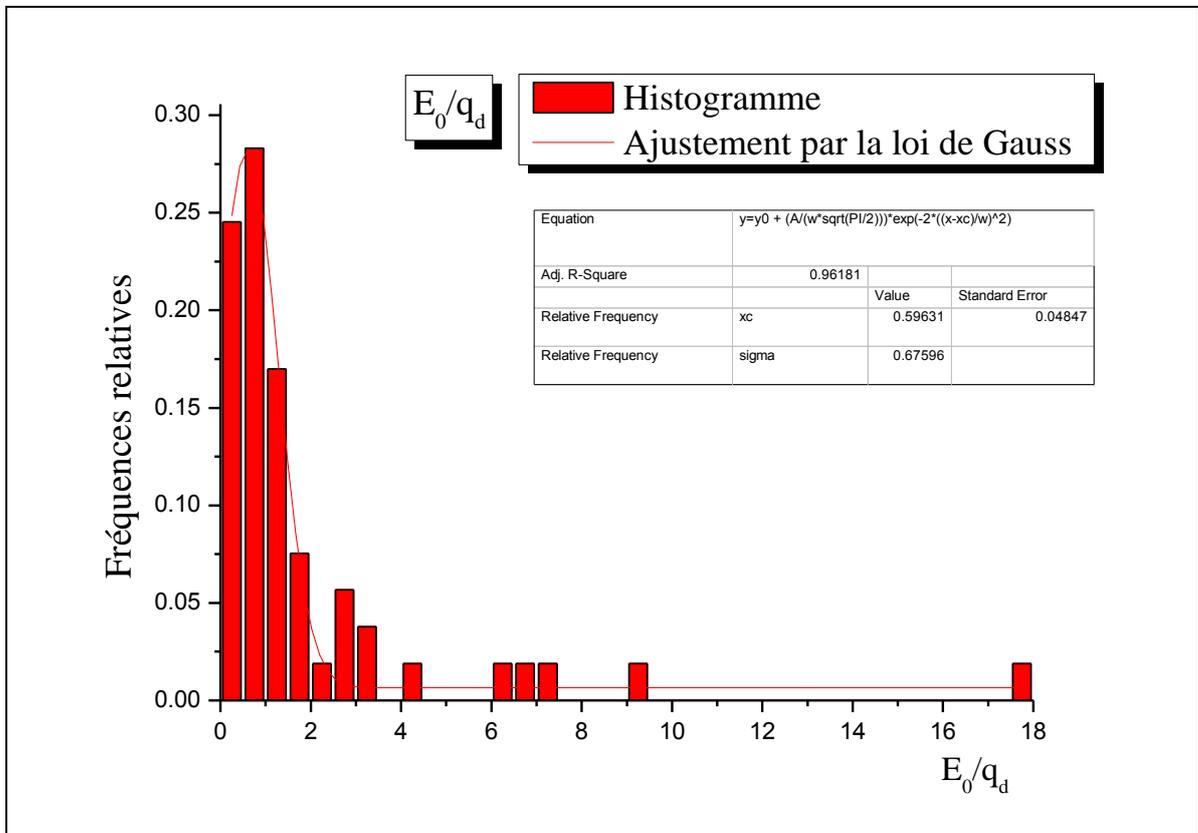


Figure 2.10 : Distribution du rapport $\frac{E_0}{q_d}$ dans les argiles

2.5 Recherche d'une corrélation entre q_d et σ_c

On a 48 points, l'ajustement linéaire des données n'a pas donné un bon coefficient d'ajustement. Donc on a procédé par analyse statistique de la population $\frac{\sigma_c}{q_d}$.

L'étude statistique des données a dégagé les résultats suivants :

La valeur caractéristique ou moyenne μ de la loi normal de Gauss du rapport $\frac{\sigma_c}{q_d} = 0,08$ Le coefficient d'ajustement $R=96,14\%$

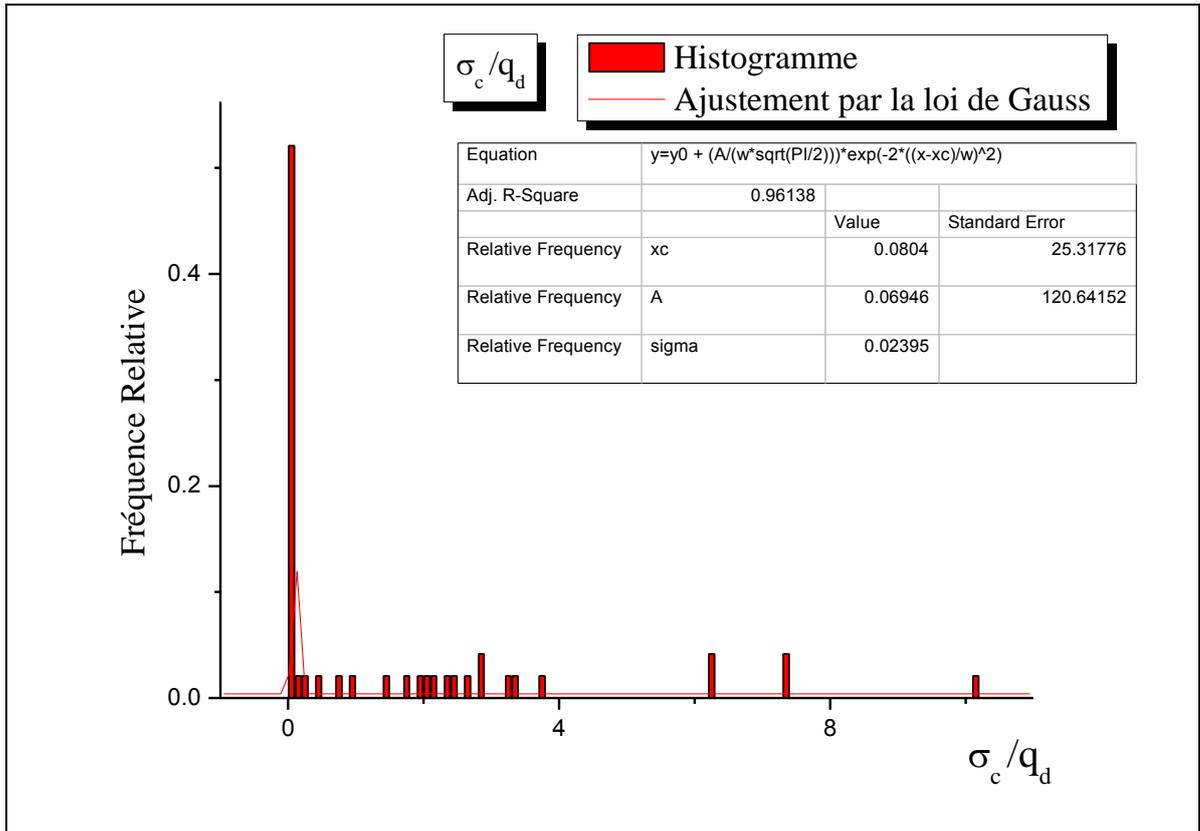


Figure 2.11 : Distribution du rapport $\frac{\sigma_c}{q_d}$ dans les argiles

2.6 Calcul du tassement œdométrique à partir de l'essai DPT

2.6.1 Démonstration de la méthode des tranches proposée

Le principe de la méthode que nous allons proposer est d'estimer par corrélation le module de déformation œdométrique E_{oed} à partir de q_d (résistance dynamique en pointe), et calculer par la suite le tassement s d'une tranche d'épaisseur H , soumise à une augmentation de contrainte effective $\Delta\sigma'_v$, comme suit :

$$s = H \frac{\Delta\sigma'_v}{E} \quad (2.6)$$

Du fait du comportement non linéaire prononcé du sol, comme le schématise la figure 2.2, le module œdométrique dépend lui-même de la contrainte appliquée. Ce qui nous a amené à exploiter la variation du module œdométrique en fonction de la contrainte appliquée, qu'on a trouvé trouvée auparavant (équation 2.6, équation 2.7)

a) Cas $\sigma'_v > \sigma'_c$:

$$E = E_0 * (1 + 0,018 * \frac{\Delta \sigma_v}{\sigma_{v0}}) \quad (2.6)$$

b) Cas $\sigma'_v < \sigma'_c$:

$$E = E_0 * (1 + 0,035 * \frac{\Delta \sigma_v}{\sigma_{v0}}) \quad (2.7)$$

Avec :

E_0 : est le module œdométrique initial

E : est le module œdométrique sécant

σ'_{v0} : est la contrainte effective verticale à la base de la fondation ou à toute profondeur sous la fondation due à un poids du sol ;

$\Delta \sigma'_v$ est la contrainte verticale effective créée par la structure à la base de la fondation ou à toute profondeur sous la fondation ;

Pour évaluer le module œdométrique initial E_0 sans avoir recours à l'essai de compressibilité œdométrique, on fait intervenir les corrélations trouvées entre la résistance dynamique en pointe et le module œdométrique initial, qui est :

$$\frac{E_0}{q_d} = 0,59$$

On remplace cette valeur dans la formule de E, on trouve alors :

a) Cas $\sigma'_v > \sigma'_c$:

$$E = 0,59 * q_d * (1 + 0,018 * \frac{\Delta \sigma_v}{\sigma_{v0}}) \quad (2.8)$$

b) Cas $\sigma'_v < \sigma'_c$:

$$E = 0,59 * q_d * (1 + 0,035 * \frac{\Delta \sigma_v}{\sigma_{v0}}) \quad (2.9)$$

A ce stade, on remarque que le recours à l'essai de compressibilité œdométrique est toujours nécessaire, du fait que la détermination de la contrainte de préconsolidation se fait uniquement par cet essai, pour cela, et comme notre objectif est d'estimer le tassement œdométrique à partir de l'essai DPT, la corrélation trouvée entre la résistance dynamique en pointe q_d et la contrainte de préconsolidation σ'_c sera utilisée :

$$\frac{\sigma_c}{q_d} = 0,08$$

Maintenant que tous les paramètres de calcul du tassement œdométrique à partir de l'essai DPT sont définis, la formule de base de calcul sera :

1/ Cas $\sigma'_v > 0,08 * q_d$:

$$s = H * \left[\frac{\Delta\sigma'_v}{0,59 * q_d * \left(1 + 0,018 * \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right)} \right] \quad (2.10)$$

2/ Cas $\sigma'_v < 0,08 * q_d$:

$$s = H * \left[\frac{\Delta\sigma'_v}{0,59 * q_d * \left(1 + 0,035 * \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right)} \right] \quad (2.11)$$

Avec :

S : est le tassement d'une tranche i

H : est l'épaisseur de la tranche

$\Delta\sigma'_v$: est l'augmentation de la contrainte

σ'_{v0} : est la contrainte due au poids des terres

q_d : est la résistance dynamique en pointe dans la tranche i.

2.6.2 Résultat de calcul du tassement œdométrique à partir de l'essai DPT

La méthode développée est une méthode basée sur des corrélations obtenues statistiquement entre les caractéristiques œdométriques et la résistance dynamique en pointe, pour cela, et afin de confirmer si les formules proposées donnent des résultats comparables à ceux calculées par la méthode œdométrique on a procédé à un calcul comparatif entre la méthode proposée basé sur l'essai DPT et la méthode actuelle basé sur l'essai œdométrique.

2.6.2.1 Hypothèse de calcul

Les hypothèses suivantes ont été adoptées pour le calcul du tassement œdométrique :

- Le calcul des contraintes dues aux surcharges de l'ouvrage a été estimé sur la base de la théorie de l'élasticité pour le cas d'un massif d'épaisseur infinie [17]. [18]
- La profondeur utile Z_{utile} a été adoptée en considérant qu'au-delà de cette profondeur l'influence de la pression q à la base de la fondation est inférieure à 10% [17].
- Le calcul a été fait pour une fondation superficielle carrée de dimensions ($L \times B$) et un ancrage D égale à 1,50m.
- Le calcul a été effectué pour de différents incréments de charge, et qui ont pour valeur $q = 20, 50, 70, 120$ et 200 kPa.
- La zone utile a été découpée en des tranches d'égale épaisseur, soit de 0,5m.
- Les données utilisées pour le calcul du tassement pour les tranches i sont calculées par interpolation, et extrapolation linéaire entre les données où on possède les caractéristiques œdométriques.

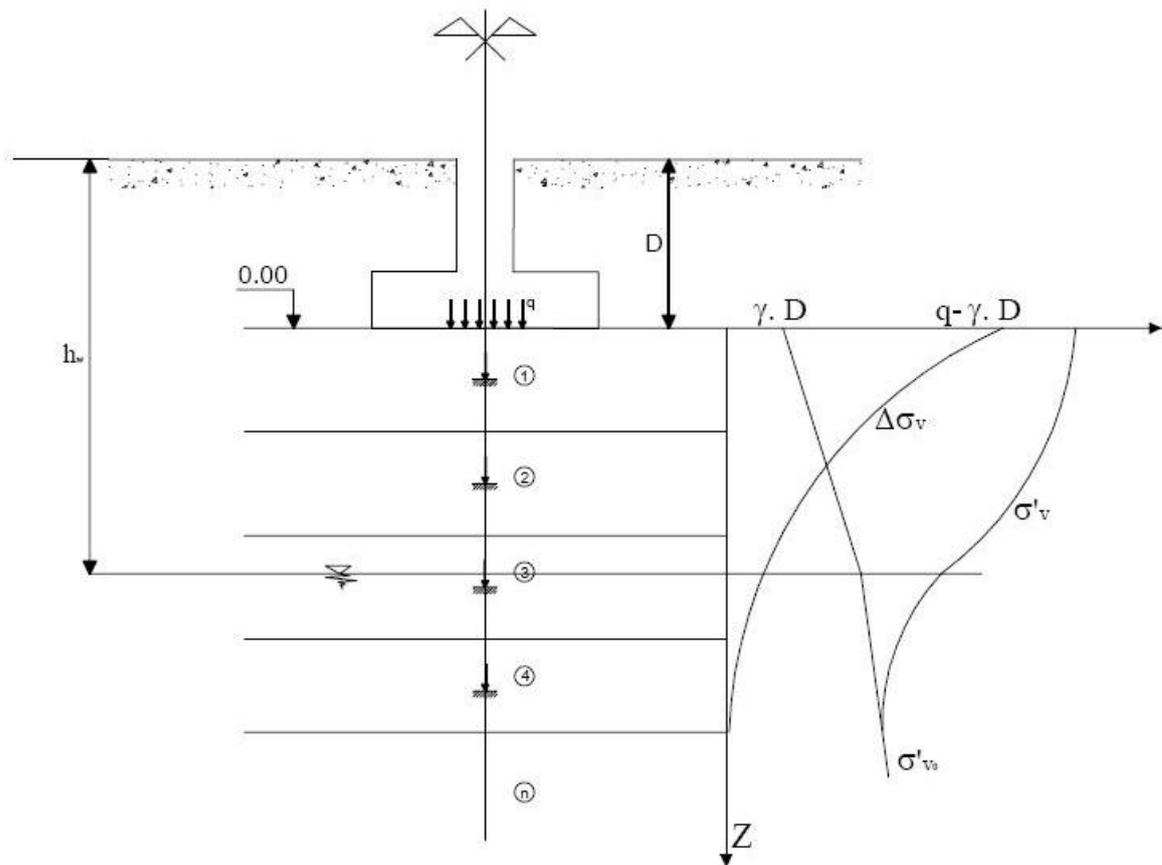


Figure 2.12 : Schéma de découpage du sol en des tranches d'égale épaisseur

2.6.2.2 Exemple de calcul par la méthode des tranches

A/ Méthode œdométrique classique

L'exemple qu'on va présenter fait partie de notre base de donnée, la méthode de Newmark a été utilisé pour le calcul de l'augmentation de la contrainte $\Delta\sigma'_v$ [17]

Nombre de tranches : 21

Les dimensions de la semelle sont $L = B = 5,75$, obtenues comme suit :

L'augmentation de la contrainte verticale en un point au milieu de la semelle est :

$$\Delta\sigma'_v = 4 * (q - \sigma_{v0}(D)) * I_\sigma \quad (2.12)$$

Pour que l'augmentation de contrainte soit inférieure ou égale à 10% de la pression à la base, le coefficient de l'influence de la pression I_σ doit être égal à 2,5 % :

$$\Delta\sigma'_v = 4 * (q - \sigma_{v0}(D)) * 0,025 = 0.1 * (q - \sigma_{v0}(D))$$

Sachant que pour une semelle carrée de dimensions (LxB), l'élancement horizontal de la fondation m , et la profondeur relatif du point étudié n ont pour valeur :

$$m = \frac{L}{B} = 1, \text{ et } n = \frac{2 * Z_{utile}}{B} = 4,175 \text{ (déduit de la formule de Newmark)}$$

De n on calcule B qui sera égale dans notre cas à : $5,75m$, puisque $Z_{utile} = 12m$ (profondeur où s'arrête la courbe de pénétration dynamique)

$$B = \frac{2 * 12}{4,175} = 5,75 \text{ m et } L = 5,75 \text{ m}$$

Les données de calcul sont résumées dans le tableau ci-après

Tableau 2.5 : données interpolées pour le calcul du tassement œdométrique

N° de la tranche	Z(m)	γ' (kN/m ³)	σ_c (kPa)	C_s	C_c	e_0
1	1,75	10,21	371	0,00855	0,1882	0,7747
2	2,25	10,20	368	0,00818	0,18838	0,7673
3	2,75	10,20	366	0,00782	0,18855	0,7599
4	3,25	10,20	364	0,00745	0,18873	0,7526
5	3,75	10,20	362	0,00708	0,18891	0,7453
6	4,25	10,20	360	0,00671	0,18907	0,7381
7	4,75	10,20	357	0,00635	0,18925	0,7306
8	5,25	10,20	355	0,00598	0,18943	0,7230
9	5,75	10,21	353	0,00559	0,18961	0,7157
10	6,25	10,22	351	0,00523	0,18978	0,7085
11	6,75	10,26	349	0,00488	0,18995	0,7012
12	7,25	10,31	347	0,00452	0,19012	0,6939
13	7,75	10,35	344	0,00416	0,19029	0,6869
14	8,25	10,40	342	0,00379	0,19047	0,6796
15	8,75	10,45	340	0,00342	0,19064	0,6722
16	9,25	10,50	338	0,00305	0,19082	0,6647
17	9,75	10,55	336	0,00269	0,1910	0,6575
18	10,25	10,59	333	0,002325	0,19117	0,65011
19	10,75	10,64	331	0,00195	0,19134	0,64269
20	11,25	10,69	329	0,001585	0,191515	0,635805
21	11,75	10,71	328	0,0014	0,1916	0,632235

Les résultats de l'augmentation de contrainte $\Delta\sigma'_v$, la déformation verticale ε_z , le module œdométrique E^{oed} , ainsi que le tassement pour chaque tranche S^{oed} , pour une pression de 20 kPa sont résumés dans le tableau 2.6

Tableau 2.6 : Résultats du tassement œdométrique par la méthode classique

N° de la tranche	σ'_{v0} (kPa)	$\Delta\sigma'_v$ (kPa)	σ'_v (kPa)	E^{oed} (MPa)	$\bar{\sigma}_c$ (kPa)	S^{oed} (mm)	ε_z (%)
1	17,861	4,688	22,549	0,437	370,70	5,37	0,01073
2	22,963	4,633	27,595	0,545	368,50	4,25	0,00851
3	28,062	4,459	32,521	0,65	366,30	3,43	0,00686
4	33,161	4,164	37,326	0,753	364,10	2,77	0,00553
5	38,262	3,79	42,052	0,854	361,90	2,22	0,00444
6	43,363	3,388	46,751	0,953	359,80	1,78	0,00355
7	48,465	2,994	51,458	1,052	357,60	1,42	0,00285
8	53,566	2,631	56,197	1,149	355,30	1,14	0,00229
9	58,668	2,308	60,976	1,246	353,10	0,93	0,00185
10	63,776	2,027	65,803	1,343	351,00	0,75	0,00151
11	68,898	1,784	70,682	1,439	348,90	0,62	0,00124
12	74,04	1,576	75,616	1,535	346,70	0,51	0,00103
13	79,205	1,398	80,603	1,631	344,50	0,43	0,00086
14	84,394	1,246	85,639	1,726	342,30	0,36	0,00072
15	89,608	1,115	90,722	1,821	340,10	0,31	0,00061
16	94,847	1,002	95,849	1,915	337,90	0,26	0,00052
17	100,111	0,904	101,015	2,009	335,70	0,22	0,00045
18	105,397	0,819	106,216	2,103	333,60	0,19	0,00039
19	110,706	0,745	111,451	2,196	331,40	0,17	0,00034
20	116,039	0,68	116,719	2,289	329,20	0,15	0,00030
21	121,389	0,623	122,011	2,387	328,00	0,13	0,00026
$s^{oed} = \sum_1^n s_i$						27,42 mm	

Les tassements œdométriques pour les autres incréments de charge sont résumés dans le tableau 2.7

Tableau 2.7 : Tassement œdométrique pour les différentes pressions appliquées

N° d'incrément	Surcharge q (kPa)	$\Delta\sigma'_v$ (kPa)	S^{oed} (m)
1	20,00	4.69	0.027422
2	50,00	34.69	0.154375
3	70,00	54.69	0.215757
4	120,00	104.69	0.332928
5	200,00	184.69	0.46686

B/ Méthode pénétrodynamique

Les données de calcul obtenu par digitalisation sont résumées dans le tableau 2.8

Tableau 2.8 : Données pour le calcul du tassement par la méthode pénétrodynamique

N° de la tranche	Z(m)	q _d (bars)
1	1,75	45,556855
2	2,25	29,494235
3	2,75	23,628635
4	3,25	28,820975
5	3,75	37,23528
6	4,25	38,28659
7	4,75	33,597405
8	5,25	33,91993
9	5,75	38,29855
10	6,25	36,760105
11	6,75	43,687985
12	7,25	62,535255
13	7,75	71,60141
14	8,25	74,20499
15	8,75	80,713115
16	9,25	84,60229
17	9,75	76,27029
18	10,25	75,931195
19	10,75	106,58428
20	11,25	166,746965
21	11,75	226,37192

Les résultats de l'augmentation de contrainte $\Delta\sigma'_v$, la déformation verticale ε_z , la résistance dynamique en pointe, ainsi que le tassement pour chaque tranches i, pour une pression de 20 kPa sont résumés dans le tableau 2.9

Tableau 2.9: Résultats du tassement œdométrique à partir de l'essai DPT pour une pression de 20 kPa

N° de la tranche	σ'_{v0} (kPa)	$\Delta\sigma'_v$ (kPa)	σ'_v (kPa)	q_d (kPa)	σ_c (kPa)	S^{oed} (mm)	ε_z (%)
1	17,861	4,688	22,549	4555,685	364,455	0,87	0,00174
2	22,963	4,633	27,595	2949,423	235,954	1,33	0,00265
3	28,062	4,459	32,521	2362,863	189,029	1,59	0,00319
4	33,161	4,164	37,326	2882,097	230,568	1,22	0,00244
5	38,262	3,79	42,052	3723,528	297,882	0,86	0,00172
6	43,363	3,388	46,751	3828,659	306,293	0,75	0,00150
7	48,465	2,994	51,458	3359,74	268,779	0,75	0,00151
8	53,566	2,631	56,197	3391,993	271,359	0,66	0,00131
9	58,668	2,308	60,976	3829,855	306,388	0,51	0,00102
10	63,776	2,027	65,803	3676,01	294,081	0,47	0,00093
11	68,898	1,784	70,682	4368,798	349,504	0,35	0,00069
12	74,04	1,576	75,616	6253,525	500,282	0,21	0,00043
13	79,205	1,398	80,603	7160,141	572,811	0,17	0,00033
14	84,394	1,246	85,639	7420,499	593,64	0,14	0,00028
15	89,608	1,115	90,722	8071,311	645,705	0,12	0,00023
16	94,847	1,002	95,849	8460,229	676,818	0,10	0,00020
17	100,111	0,904	101,015	7627,029	610,162	0,10	0,00020
18	105,397	0,819	106,216	7593,119	607,45	0,09	0,00018
19	110,706	0,745	111,451	10658,428	852,674	0,06	0,00012
20	116,039	0,68	116,719	16674,696	1333,976	0,03	0,00007
21	121,389	0,623	122,011	22637,192	1810,975	0,02	0,00005
$S^{DPT} = \sum_1^n s_i$						10,40 mm	

Les tassements œdométrique calculés par la méthode pénétrodynamique pour les autres incréments de charge sont résumés dans le tableau 2.10

Tableau 2.10 : Tassement œdométrique pour les différentes pressions appliquées

N° d'incrément	Pression q (kPa)	$\Delta\sigma'_v$ (kPa)	S^{oed} (mm)
1	20	4.69	10,402
2	50	34.69	75,956
3	70	54.69	118,742
4	120	104.69	222,682
5	200	184.69	375,789

2.6.2.3 Etude comparative des résultats

L'étude comparative des résultats a pour but d'évaluer la fiabilité de la méthode proposée pour le calcul du tassement œdométrique à partir de l'essai DPT.

Les résultats trouvés sont regroupés dans l'annexe n°2.

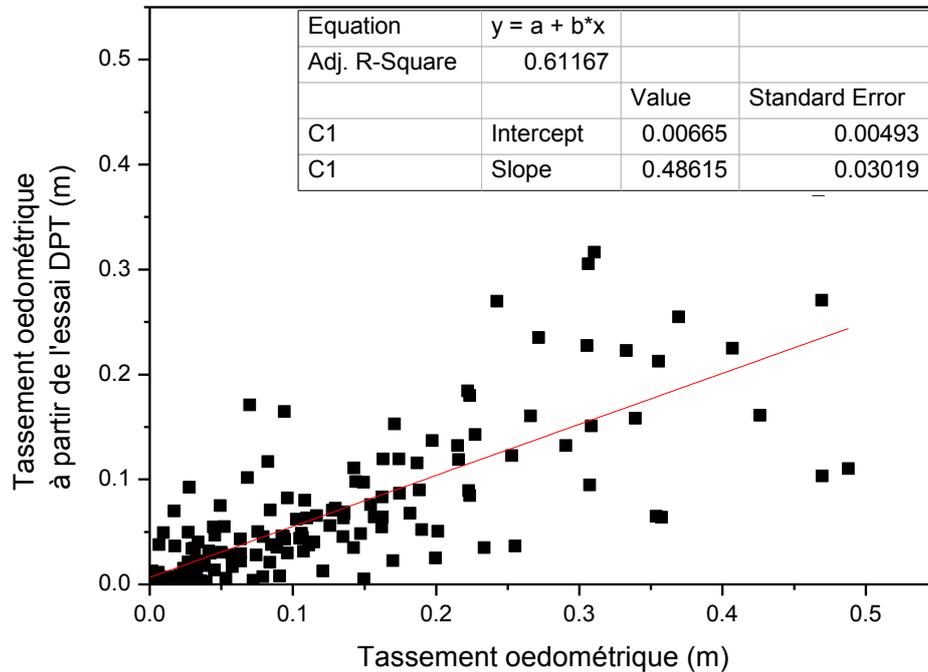


Figure 2.13 : corrélation entre le tassement œdométrique et le tassement œdométrique calculé par l'essai DPT

Le nuage de points obtenu accuse une certaine dispersion, mais suggère une relation linéaire, la droite de régression de cet ensemble de points conduit à :

$$S^{DPT} = 0,48 S^{oed} \text{ avec un coefficient de corrélation (R=78,21\%)}$$

Afin de mieux représenter nos résultats, on a procédé à une analyse statistique de la population du rapport $\frac{S^{oed}}{S^{DPT}}$.

Le tracé de l'histogramme de ce rapport, et l'ajustement non linéaire par la loi normale de Gauss a dégagé les résultats suivants :

Une distribution à tendance centrale autour d'une classe modale correspondant à l'intervalle 1-2

La valeur moyenne caractéristique μ du rapport $\frac{S_{oed}}{S_{DPT}} = 1,86$

Le coefficient d'ajustement par la loi normale de Gausse donne un coefficient $R=99,29\%$

La valeur du rapport du tassement œdométrique et du tassement calculé à partir de l'essai DPT a montré que le tassement calculé par la méthode proposée donne pratiquement un tassement de l'ordre de la moitié de celui calculé par la méthode œdométrique. Cela nous a conduit à procéder à un calage des formules proposés pour le calcul du tassement à partir de l'essai DPT

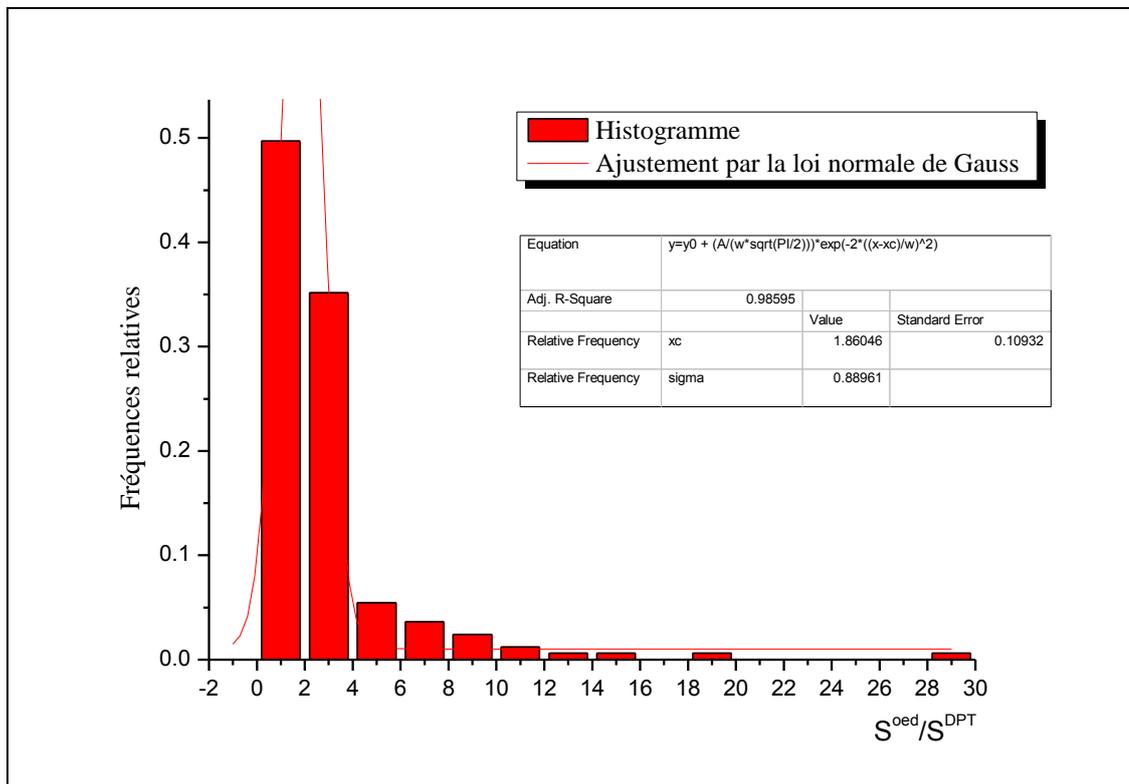


Figure 2.14 : Distribution du rapport du tassement œdométrique et le tassement œdométrique calculé par l'essai DPT

2.7 Calage des formules proposées de la méthode pénétrodynamique

En se basant sur le résultat de l'analyse statistique fait sur l'ensemble de la population du rapport $\frac{S_{oed}}{S_{DPT}}$, le calage consiste à calibrer les formules proposées par la valeur moyenne

caractéristique du rapport $\frac{S_{oed}}{S_{DPT}}$.

La formule du tassement œdométrique à partir de l'essai DPT sera multiplié par 1,86 et on aura donc :

1/ Cas $\sigma'_v > 0,08 * q_d$:

$$s = 1,86 * H * \left[\frac{\Delta\sigma'_v}{0,59 * q_d * \left(1 + 0,018 * \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right)} \right] \quad (2.13)$$

2/ Cas $\sigma'_v < 0,08 * q_d$:

$$s = 1,86 * H * \left[\frac{\Delta\sigma'_v}{0,59 * q_d * \left(1 + 0,035 * \frac{\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \right)} \right] \quad (2.14)$$

2.8 Application de la méthode proposé pour le calcul du tassement à partir de l'essai DPT

Le travail a été fait sur un ensemble de données choisies arbitrairement, de la manière suivante :

- La validation a été faite sur des données géotechniques de 02 sites non inclus dans notre base de données.
- Le calcul a été fait pour une fondation superficielle carré de dimensions (1,00x1,00) m et une fiche D égale à 1,00m.
- Le calcul a été effectué pour différents incréments de pression, soit 20, 50, 70, 120 et 200 kPa.
- La zone utile a été découpée en des tranches d'égale épaisseur, soit de 0,5m.
- Les données utilisées pour le calcul du tassement pour les tranches i sont calculées par interpolation, et extrapolation linéaire entre les données où on possède les caractéristiques œdométriques.

2.8.1 Etude de cas

Site : Khemise EL Khechna

Suivant le plan d'implantation des essais nous avons :

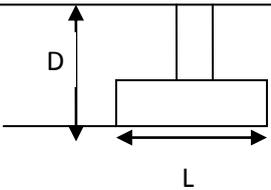
- 24 essais au pénétromètre dynamique
- 04 sondages de reconnaissance

Les sondages près des essais de pénétration sont : (S01-P15),(S02-P12),(S03-P22) :

N.B : Les données intermédiaires ont été calculées par interpolation linéaire

Sondage N°2 :

T.N

Terre végétale	
$\gamma' = 10.08 \text{ kN/m}^3$ $\bar{\sigma}_c = 230 \text{ kPa}, e_0 = 0.636$ $C_s = 0.0635, C_c = 0.1945$	
Marne altéré jaune verdâtre	
$\gamma' = 9.84 \text{ kN/m}^3$ $\bar{\sigma}_c = 249 \text{ kPa}, e_0 = 0.677$ $C_s = 0.117, C_c = 0.169$	Marne altéré jaune verdâtre

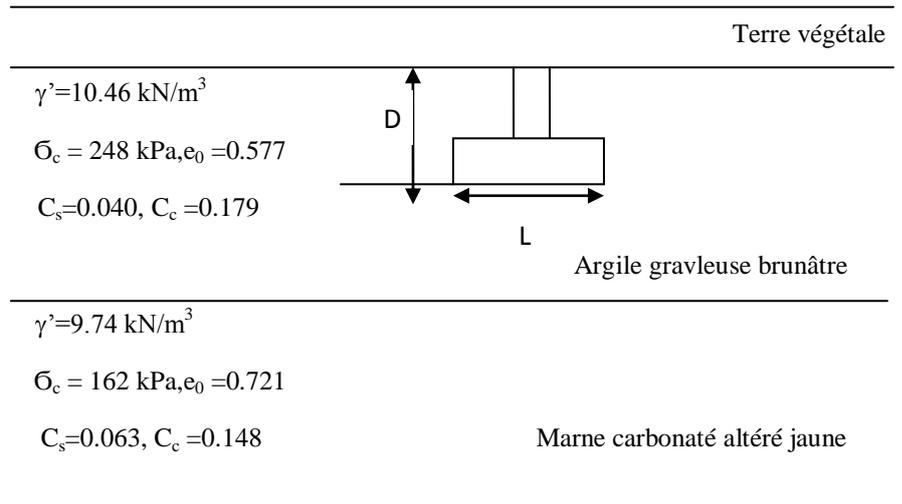
Les données utilisées pour le calcul du tassement œdométrique sont regroupé dans le tableau ci-après :

Tableau 2.11 : Donnée pour le calcul du tassement œdométrique

S02 (Nombre de tranche = 16, ep = 0.5 m)					
Z(m)	$\gamma'(\text{kN/m}^3)$	$\bar{\sigma}_c(\text{kPa})$	C_s	C_c	e_0
1,25	10,080	230	0,0635	0,1945	0,636
1,75	10,080	230	0,0635	0,1945	0,636
2,25	10,080	230	0,0635	0,1945	0,636
2,75	10,080	230	0,0635	0,1945	0,636
3,25	10,080	230	0,0635	0,1945	0,636
3,75	10,080	230	0,0635	0,1945	0,636
4,25	10,080	230	0,0635	0,1945	0,636
4,75	10,080	230	0,0635	0,1945	0,636
5,25	9,840	249	0,117	0,169	0,677
5,75	9,840	249	0,117	0,169	0,677
6,25	9,840	249	0,117	0,169	0,677
6,75	9,840	249	0,117	0,169	0,677
7,25	9,840	249	0,117	0,169	0,677
7,75	9,840	249	0,117	0,169	0,677
8,25	9,840	249	0,117	0,169	0,677
8,75	9,840	249	0,117	0,169	0,677
9,25	9,840	249	0,117	0,169	0,677
9,75	9,840	249	0,117	0,169	0,677

Sondage N°3 :

T.N



Les données utilisées pour le calcul du tassement œdométrique sont regroupé dans le tableau 2.12 :

Tableau 2.12 : Donnée pour le calcul du tassement œdométrique

S03 (Nombre de tranche = 16, ep = 0.5 m)					
Z(m)	$\gamma'(\text{kN/m}^3)$	$\bar{\sigma}_c(\text{kPa})$	C_s	C_c	e_0
1,25	10,46	248	0,04	0,179	0,577
1,75	10,46	248	0,04	0,179	0,577
2,25	9,74	162	0,063	0,148	0,721
2,75	9,74	162	0,063	0,148	0,721
3,25	9,74	162	0,063	0,148	0,721
3,75	9,74	162	0,063	0,148	0,721
4,25	9,74	162	0,063	0,148	0,721
4,75	9,74	162	0,063	0,148	0,721
5,25	9,74	162	0,063	0,148	0,721
5,75	9,74	162	0,063	0,148	0,721
6,25	9,74	162	0,063	0,148	0,721
6,75	9,74	162	0,063	0,148	0,721
7,25	9,74	162	0,063	0,148	0,721
7,75	9,74	162	0,063	0,148	0,721
8,25	9,74	162	0,063	0,148	0,721
8,75	9,74	162	0,063	0,148	0,721
9,25	9,74	162	0,063	0,148	0,721
9,75	9,74	162	0,063	0,148	0,721

Les résultats trouvés pour les différents incréments de charges sont regroupés dans le tableau 2.13 :

Tableau 2.13 : Résultats du tassement œdométrique

	TASSEMENT OEDOMETRIQUE		TASSEMENT A PARTIR DE L'ESSAI DPT		Rapport S^{DPT}/S^{OED}
	Q_p (kPa)	Tassement Total (mm)	Q_p (kPa)	Tassement Total (mm)	
SC2-27	9,92	8,70	9,92	2,40	0,2810
	39,92	5,30	39,92	9,60	0,3781
	59,92	33,30	59,92	14,20	0,4255
	109,92	48,60	109,92	25,10	0,5162
	189,92	66,40	189,92	41,10	0,6182
SC3-27	9,54	5,80	9,54	2,40	0,4204
	39,54	17,80	39,54	9,80	0,5530
	59,54	23,70	59,54	14,60	0,6168
	109,54	35,10	109,54	25,90	0,7378
	189,54	48,80	189,54	42,60	0,8729
SC1-28	9,50	4,40	9,50	3,50	0,7868
	39,50	13,30	39,50	14,20	1,0679
	59,50	17,40	59,50	21,10	1,2106
	109,50	27,40	109,50	37,80	1,3820
	189,50	44,80	189,50	63,00	1,4080

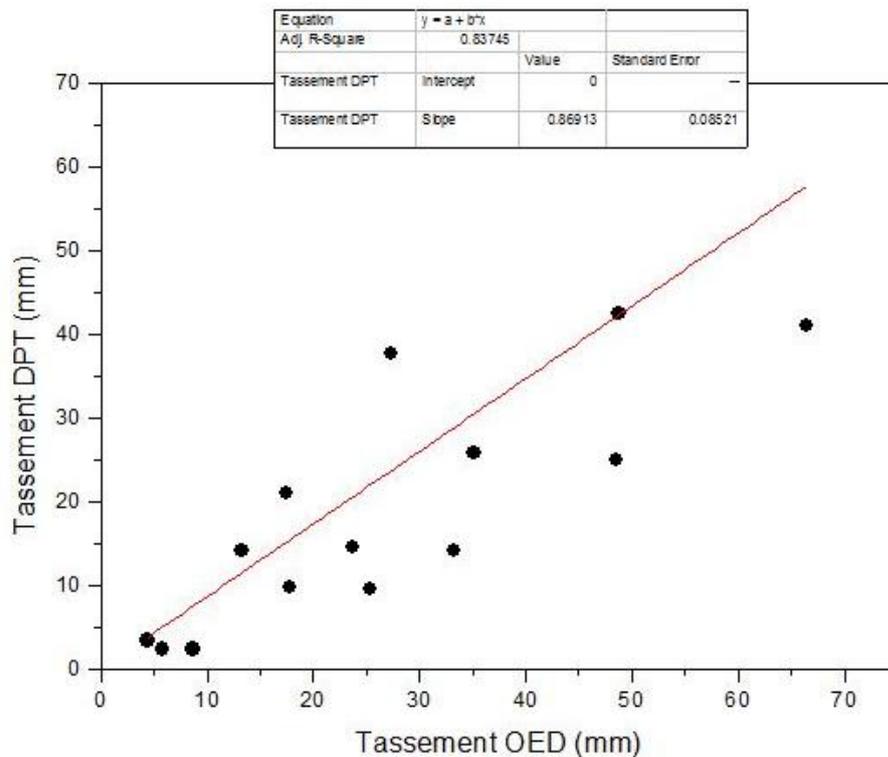


Figure 2.15 : Corrélation entre le tassement œdométrique et le tassement œdométrique calculé à partir de l'essai DPT

Les résultats portés sur la figure accusent une dispersion des résultats, alors qu'on devait trouver des tassements avec une tendance vers la première bissectrice.

La droite de régression montre que l'on a à peu près :

Tassement DPT = 0,77 Tassement œdométrique.

L'approche proposée permet d'estimer raisonnablement le tassement de la fondation, pour cet exemple traité. On ne peut pas généraliser cette constatation qu'en traitent un nombre représentatif des cas d'étude. En outre, l'exemple à traiter pour la comparaison des deux méthodes doit avoir un bon nombre d'essais œdométriques en fonction de la profondeur, afin de minimiser les incertitudes liées aux interpolations des caractéristiques œdométriques.

L'amélioration ultérieure de cette méthode et la collecte des cas d'études assez précis quant aux caractéristiques œdométrique permettra de tester la qualité de la méthode proposée.

2.9 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons proposé une méthode de calcul du tassement œdométrique basé sur des corrélations obtenues statistiquement entre le terme dynamique de pointe et les caractéristiques œdométriques.

Cette approche de calcul est inspirée de celle existante dans la norme allemande DIN4094, présenté à titre informative dans la norme européenne EUROCODE-7.

L'hypothèse de l'interpolation et extrapolation des caractéristiques œdométriques en fonction de la profondeur vue l'impossibilité d'avoir ces caractéristiques en continue ne permet pas de prononcé de manière sure sur les corrélations proposées. A se stade, l'approche que nous avons proposée reste comme première tentative nécessitant une analyse plus approfondie.

CHAPITRE 3

MODELISATION PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS DE L'ENFONCEMENT DYNAMIQUE DE LA POINTE PENETROMETRIQUE

3.1 Introduction

L'enfoncement dynamique d'une pointe conique dans un massif du sol est un problème d'interaction sol/structure assez complexe vu la multitude des paramètres géométriques et géotechniques rentrant en jeu. En outre, l'analyse du comportement dynamique du sol en grande déformation est encore en stade de recherche [6].

Dans l'absence d'une approche théorique fiable de l'essai DPT, ce chapitre est consacré à l'étude de l'enfoncement dynamique de la pointe pénétrométrique soumise à un coup de battage à travers un calcul non linéaire par éléments finis en utilisant le code PLAXIS V 8.2 (avec module dynamique). Ainsi que la détermination de la résistance dynamique en pointe théorique pour différents types de sols.

Une autre étape vise à proposer et interpréter quelques paramètres tel que le facteur de cône et le facteur de portance servant pour le calcul de la contrainte limites pour les fondations superficielles continues soumises à une charge verticale et centré à partir de l'essai DPT.

3.2 Présentation du logiciel PLAXIS version 8.2 avec module dynamique

Le code PLAXIS de géotechnique est un des codes de calcul par la méthode des éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechnique.

Ce code bidimensionnel a été développé en premier lieu à l'Université Technologique de Delft en 1987 pour analyser initialement les digues en sols mous

(argileux) puis son champ d'application s'est étendu à différents types de problèmes comme les fondations superficielles, les soutènements, les remblais et les excavations.

Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

L'interface d'utilisation de PLAXIS comporte quatre sous programmes à savoir :

- Le programme « Input » :

Le programme d'entrée des données permet à l'utilisateur de créer son modèle géométrique à deux dimensions et spécifier les propriétés des matériaux, les conditions aux limites, de définir la loi de comportement adéquat, la génération d'un maillage approprié, et la génération des pressions interstitielles et des contraintes effectives pour définir l'état initial.

- Le programme « Calculation » :

Le programme de calcul permet d'effectuer différents types de calculs aux éléments finis, il ne traite que l'analyse des déformations et permet de réaliser un calcul plastique (plastic calculation), une analyse de consolidation (consolidation analysis), un calcul de coefficient de sécurité (phi-c reduction), ainsi que le calcul des écoulements qui est en fait en relation avec le programme d'entrée des données puisqu'il est employé pour générer la distribution des pressions interstitielles qui constitue une donnée initiale d'une analyse en déformation.

- Le programme « Output » :

Le programme des résultats contient tout les éléments qui permettent de visualiser les résultats des calculs aux éléments finis concernant le sol soit en déformations (maillage déformé, déplacements et déformations totaux) soit en contraintes (contraintes effectives, totales, les points plastiques, les pressions interstitielles).

- Le programme « Curve » :

Le programme des courbes peut être utilisé pour dessiner des courbes charge ou temps-déplacement, des courbes contraintes-déformations, des chemins de contrainte ou de déformation pour des points choisis dans la géométrie. [19]

L'algorithme général du code PLAXIS consiste à résoudre un système d'équations algébriques non linéaires selon un processus itératif pour déterminer les champs de déplacements aux différents nœuds du maillage, le champ de contraintes et les états de rupture du sol. Le code génère automatiquement le maillage basé sur des éléments triangulaires. Il permet de modéliser différents éléments de structures (poutres, géotextiles, ancrages) en interaction avec le sol. Pour les charges, le code contient des options qui permettent d'introduire différentes conditions de chargement : des charges réparties linéairement, des forces localisées et des déplacements imposés. Ces conditions peuvent être appliquées aux limites ou à l'intérieur du système modélisé. Dans le cas d'un sol saturé, le code permet de générer la distribution des pressions interstitielles et en tient compte dans le calcul des déformations du sol. Les propriétés du sol et des matériaux des structures sont décrites à l'aide de modules plus ou moins complexes. Pour le sol, le code (version 8.2) contient cinq modèles de comportement : le modèle de Mohr-Coulomb (Mohr-Coulomb model), un modèle élasto-plastique avec écrouissage (Hardening-Soil model), un modèle de type Cam-Clay (Soft-Soil model), un modèle de type Cam-Clay incluant des déformations qui dépendent du temps (Soft-Soil- Creep model), et un modèle pour les roches fracturées (jointed Rock model).

Le code PLAXIS 2D contient un module dynamique qui permet d'étudier la propagation d'ondes dans le sol, et leur conséquence sur les structures. Les données spécifiques à ce module sont les frontières absorbantes, les vitesses de propagation d'ondes et les sollicitations dynamiques (charges harmoniques, accélérogrammes, ou chargements définis manuellement par l'utilisateur). Le module dynamique permet de visualiser des résultats tels que les déplacements et les vitesses dans le modèle, ainsi que des spectres et animations vidéo.

3.3 Présentation du modèle

3.3.1 Modélisation du phénomène de la pénétration dynamique

La pénétration dynamique d'une pointe conique dans un massif de sol est un problème d'interaction sol/structure assez complexe vu la multitude des paramètres géométriques et géotechniques qui rentrent en jeu. PLAXIS est un logiciel courant de modélisation par éléments finis des problèmes d'interaction sol/structure géotechniques. Il

a été utilisé dans la présente étude pour concevoir un modèle axisymétrique décrivant l'interaction d'une tige pénétrométrique avec une couche de sol homogène.

3.3.2 Géométrie du modèle

Le comportement de la tige du pénétromètre chargé verticalement est modélisé par un système axisymétrique dont l'axe de symétrie est celui de la tige, cela traduit le fait que les points diamétralement opposés, subissent les mêmes états de contraintes et de déformation.

En tenant compte de la symétrie axiale du problème, on étudie donc le demi-plan où la tige et le massif du sol entouré sont représentés.

Des éléments d'interface ont été placés autour de la tige pour modéliser l'interaction entre la tige et le sol. Une modélisation correcte de l'interaction sol-tige est importante pour inclure l'amortissement matériels causés par le glissement du sol le long de la tige lors de la pénétration et de permettre une flexibilité suffisante autour de la pointe.

Un modèle élasto-plastique permet de décrire le comportement des interfaces dans la modélisation des interactions sol-structures. Pour les interfaces dont le comportement reste élastique, la contrainte tangentielle τ est donnée par :

$$\tau < \sigma_n \tan \varphi_i + c_i$$

et pour un comportement plastique τ est donné par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi_i + c_i$$

où φ_i et c_i sont l'angle de frottement et la cohésion de l'interface et σ_n , τ sont la contrainte normale et la contrainte tangentielle agissant à l'interface. Les caractéristiques de résistance de l'interface sont liées aux propriétés de résistance de la couche de sol. Chaque jeu de données inclut un facteur de réduction de la résistance pour les interfaces (R_{inter}). Les caractéristiques de l'interface sont calculées à partir des propriétés du sol associé et du facteur de réduction de la résistance, en suivant les règles suivantes :

$$c_i = R_{inter} c_{sol}$$

$$\tan \varphi = R_{inter} \tan \varphi_{sol} \leq \tan \varphi_{sol}$$

3.3.3 Choix de la taille du modèle (dimensionnement) et conditions aux limites

La détermination des dimensions du modèle global, par rapport à celles de la zone d'étude, a été le point de départ de notre analyse. La taille de la région modélisée doit être suffisamment importante pour éviter les effets d'interaction avec les limites si celles-ci sont trop proches de la zone d'étude, mais relativement petite, afin de minimiser les temps de calcul. Des études paramétriques permettent d'évaluer l'étendue minimale de la région à numériser pour que l'effet des chargements appliqués ne soit pas perturbé par les limites du modèle.

En théorie, pour un modèle infini les limites doivent avoir une influence minimale, voire nulle, sur la zone d'étude. Réciproquement, le chargement doit avoir une influence minimale sur les limites du modèle. Parallèlement, au fur et à mesure que la taille du modèle diminue, la présence des bords du maillage influence l'état de contraintes régnant à proximité du chargement. En déterminant un seuil de tolérance sur la variation des contraintes et/ou des déformations au niveau de la zone d'étude, on pourra ainsi déterminer une taille optimale, pour laquelle les limites du modèle influencent peu les modifications liées au chargement. Si l'écart entre les résultats est faible, le modèle peut être considéré comme suffisamment grand. En revanche, si des différences significatives apparaissent, il est indispensable d'augmenter la taille du modèle.

Dans notre cas on n'a pas fait une étude de dimensionnement, néanmoins, on a utilisé les dimensions du maillage trouvées par Yaïch Achour [20] dans le cadre de son travail de modélisation du comportement des pieux chargés axialement. Et qui sont égales à $R=25,5B$ dans la direction horizontale et $(D+h)$ dans la direction verticale, h étant égale à 2 fois la fiche de la tige D .

Comme tout calcul par élément finis, des conditions en déplacements ou en contraintes doivent être imposées aux frontières du maillage (condition aux limites). Ces dernières sont appliquées automatiquement par PLAXIS en choisissant les blocages standards (*standard fixities*). Puisque il s'agit d'un calcul dynamique, les frontières absorbantes standards sont utilisées en bas et à droite des limites du modèle afin d'empêcher d'éventuelles perturbations dues aux réflexions des ondes sur la réponse de notre modèle.

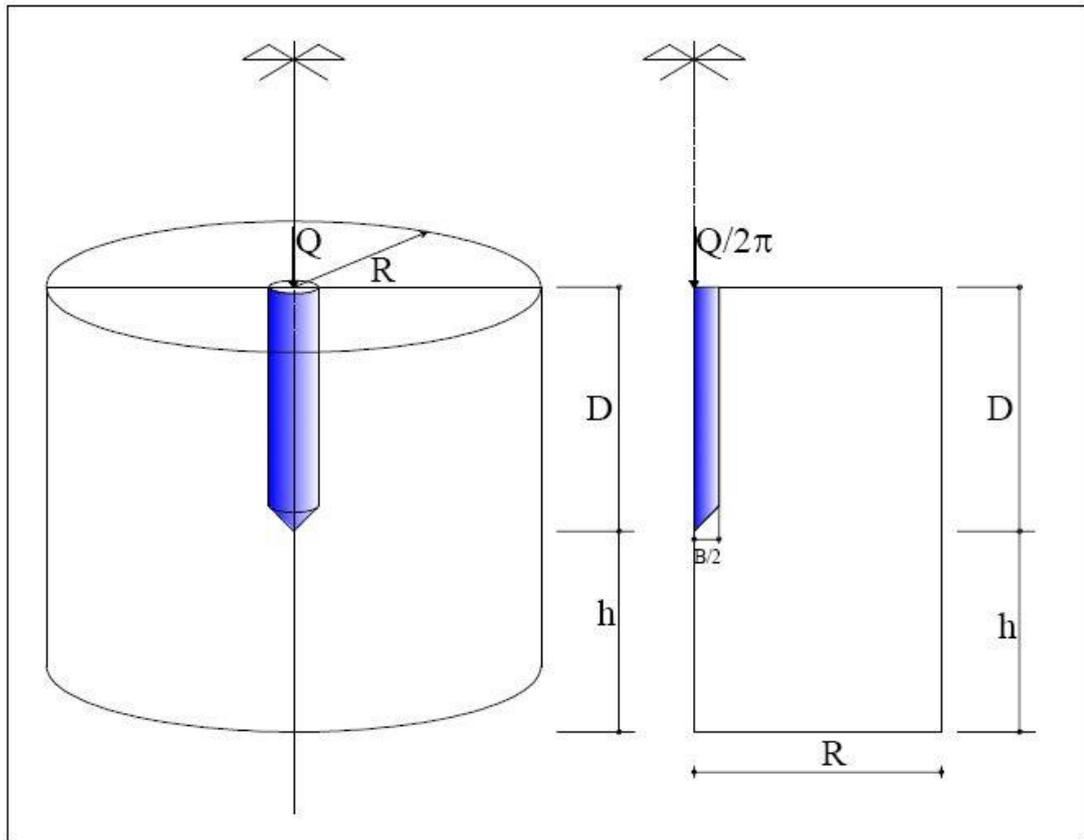


Figure 3.1 : Présentation du modèle 3D et du modèle axisymétrique utilisés

3.3.4 Propriété des matériaux

Dans PLAXIS, les propriétés du sol et les propriétés des matériaux des structures sont toutes stockées dans une base de données. A partir de la base de données, ces paramètres peuvent être assignés à des couches de sol, ou aux éléments de structure dans le modèle géométrique.

Les tiges et pointe du pénétromètre dynamique utilisées dans les essais DPT sont généralement en acier, les caractéristiques élastiques de ce matériau est donc beaucoup plus élevée que celle du sol.

Le matériau sol a été supposé suivre une loi de comportement élastique parfaitement plastique caractérisé par un module de déformation E , un coefficient de poisson ν et obéissant au critère de rupture de Mohr-Coulomb. La tige en forme de cylindre, ayant un rayon R , est supposée parfaitement rigide. Pour tenir compte de la grande différence de raideur entre le sol et la tige, des éléments d'interface ont été assignés à l'interface sol/tige. Dans notre étude on a considéré plusieurs types de matériaux, les propriétés de ces derniers sont regroupées dans le tableau n°3.1.

L'amortissement des ondes est pris en compte par le code PLAXIS à travers la formulation de Rayleigh de la matrice d'amortissement :

$$[C] = \alpha[K] + \beta[M]$$

$[K]$ Matrice de rigidité

$[M]$ Matrice de masse

(3.1)

α et β : sont deux coefficients à déterminer expérimentalement.

Faute des valeurs caractéristiques de α et β , on a omis l'amortissement matériel en prenant $\alpha = \beta = 0$. Autrement dit, l'onde manifeste seulement un amortissement spatial ou géométrique.

3.3.5 Génération du maillage

Lorsqu'un modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont assignées à toutes les couches et à tous les éléments de structure, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis. L'élément fondamental utilisé dans notre modèle est l'élément triangulaire à 15 nœuds qui fournit une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements et une intégration numérique qui se fait sur douze points de Gauss (points de contrainte)[19]. Le triangle à 15 nœuds est un élément très précis jouissant d'une puissance suffisante qui peut produire des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes. Le maillage utilisé pour les calculs est présenté sur la Figure 3.2, il est constitué par 17710 nœuds et de 2116 éléments, avec 25392 points de Gauss, il est réalisé en élément fini à 15 nœuds, chargé par le poids propre de sol (pression interstitielle comprise).

Tableau 3.1 : Caractéristique mécaniques et physiques des matériaux utilisés

Paramètre	Argile			Sable		
	Molle	Moyen	Raide	Lâche	Moyen	Dense
Modèle	Mohr-C	Mohr-C	Mohr-C	Mohr-C	Mohr-C	Mohr-C
Type de comportement	Non drainé					
γ_{sat} (KN/m ³)	18.0	18.0	20.0	18.0	18.0	20
γ_{unsat} (KN/m ³)	15.0	17.0	18.0	14.0	16.0	18.0
E (MPa)	102.90	466.80	1976.000	83.57	382.10	1719.00
E _{oed} (MPa)	3101.000	1.576E+04	5.741E+04	112.50	514.40	2311.00
ν (-)	0,495	0,495	0,495	0,30	0,30	0,30
c (MPa)	0,10	0,20	0,30	0	0	0
ϕ (°)	0	0	0	30	35	40
V _s (m/s)	150	300	600	150	300	600

Le maillage est resserré dans les régions situées directement au tour de la pointe, de la tête et de l'interface sol/tige où des concentrations de contraintes sont attendues. En dehors de ces zones, des éléments de taille plus importante sont mis en place pour atteindre les frontières extérieures. La finesse du maillage (global coarseness) est considéré moyen (option medium dans PLAXIS) pour tout le sol, puis on le raffine localement sur la partie près de la tige comme il est indiqué sur la Figure 3.3

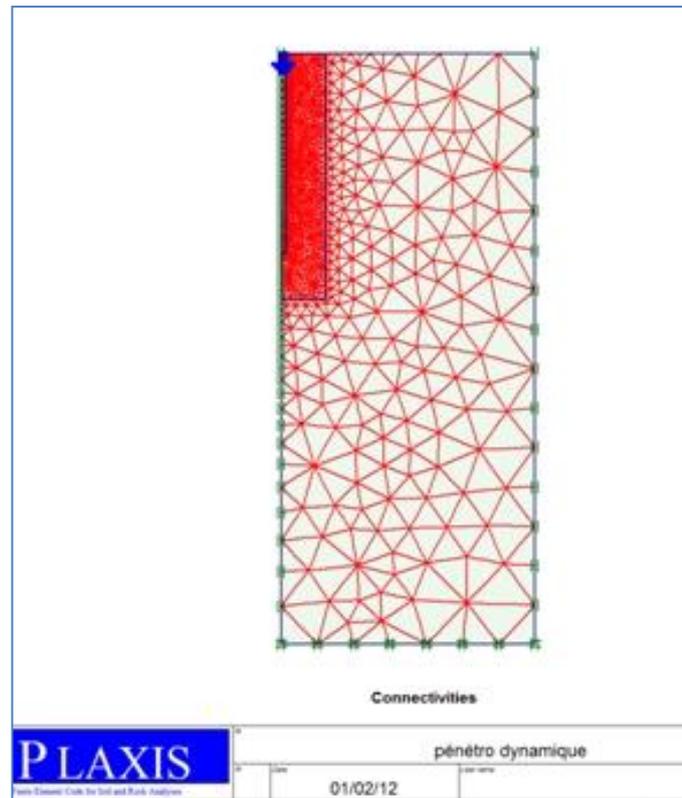


Figure 3.2 : Maillage utilisé pour le calcul

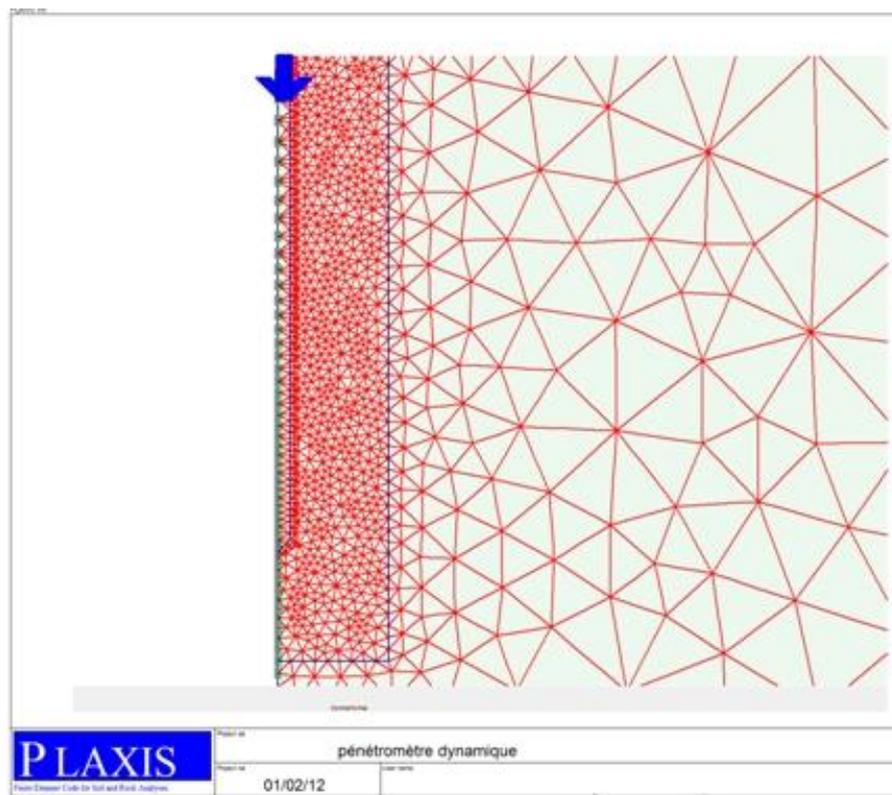


Figure 3.3 : Zone raffinée du maillage autour de la tige

3.3.6 Conditions initiales

Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales, et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales dues au poids des terres.

La pression interstitielle :

Nous avons supposé dans notre modèle qu'il y a pas nappe phréatique, et par conséquent pas de pressions interstitielles initiales. En fait l'essai DPT perd sa signification dans les sols sous la nappe.

Les contraintes initiales :

Une fois que le maillage a été généré, la deuxième étape de création de notre modèle numérique consiste à instaurer, au sein du massif de sol, un champ de contraintes initiales correspondant à un état d'équilibre stable. Cet état de contraintes est caractérisé par une contrainte effective verticale initiale σ'_{v0} . La contrainte effective horizontale initiale σ'_{h0} est liée à la contrainte effective verticale initiale par le coefficient de pression des terres au repos K_0 ($\sigma'_{h0} = K_0 \sigma'_{v0}$).

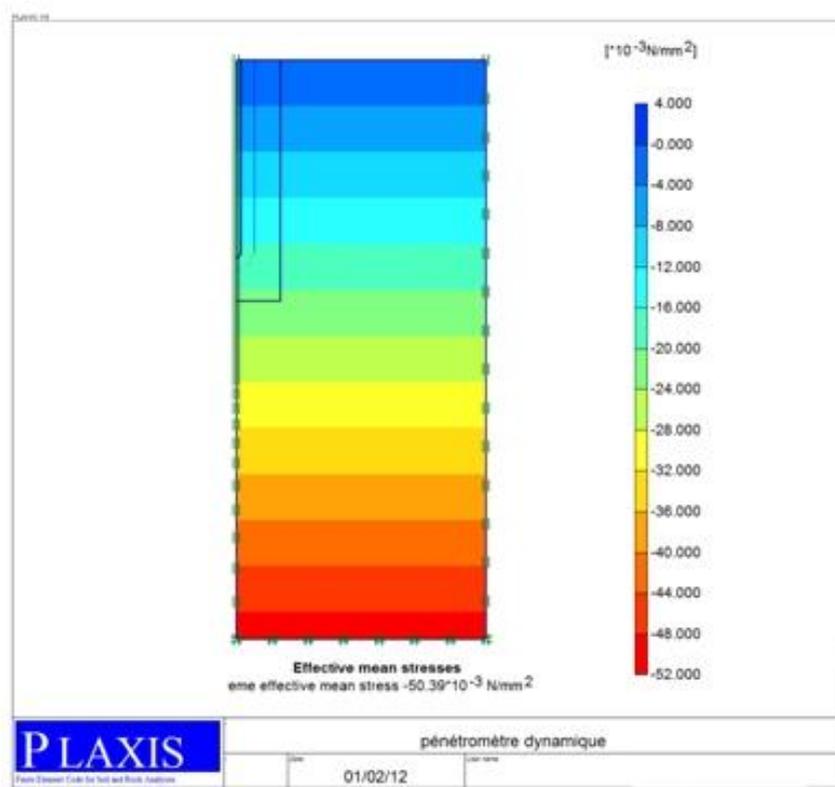


Figure 3.4 : Contraintes effectives moyennes initiales du modèle PLAXIS

3.3.7 Calculs

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. L'analyse est constituée de trois phases de calcul. Dans la première phase on a créé la tige. Dans la seconde phase, la tige sera soumise à un seul coup de battage, son intensité ainsi que l'allure de ce signal seront vues dans le paragraphe suivant. Dans la troisième phase, on maintient une charge nulle afin d'analyser la réponse dynamique de la tige et le sol dans le temps (réponse poste choc).

3.3.7.1 Détermination du signal de battage

L'impact du mouton sur l'enclume lors du battage induit en tête de la tige une onde de contraintes se propageant avec une célérité C . L'enclume est considéré comme un matériau élastique ayant une longueur L_E , un module d'Young E_c et une aire S , et qui peut être schématisé par un ressort ayant une raideur K égale à :

$$K = \frac{E_E S}{L_E} \quad (3.2)$$

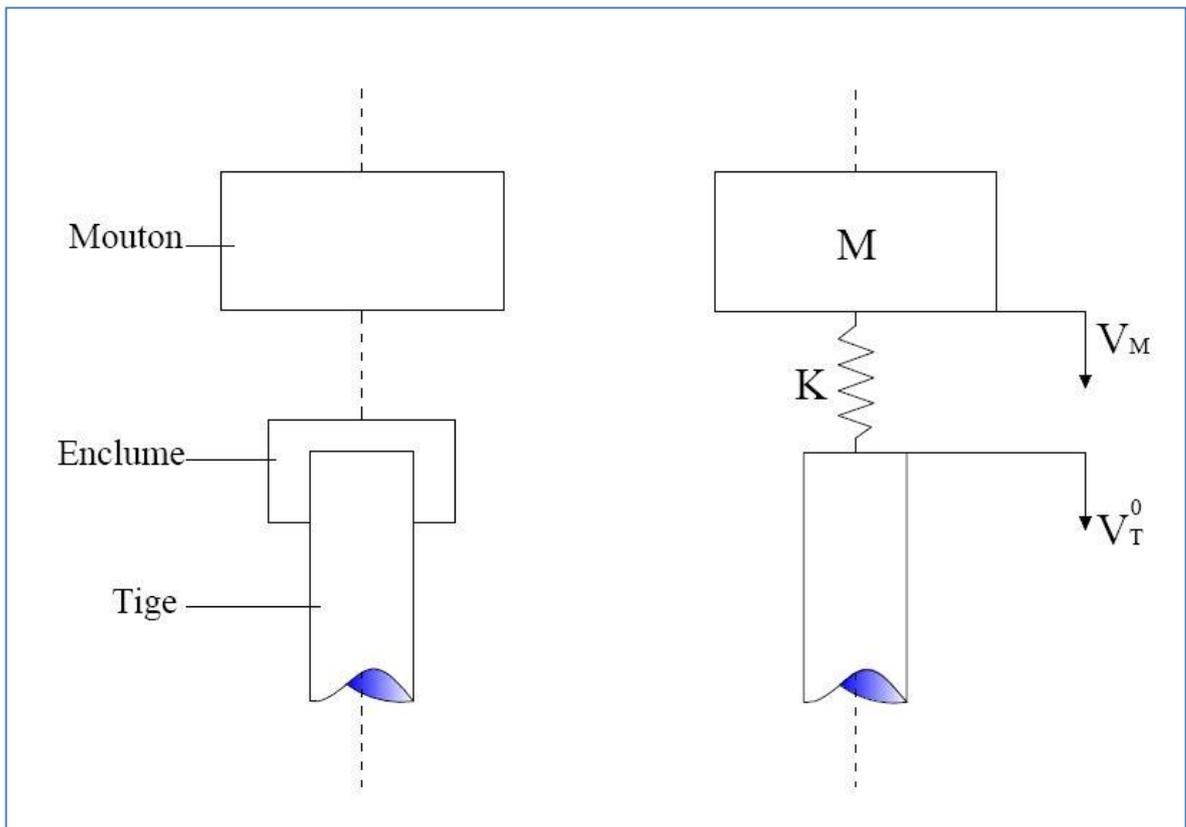


Figure 3.5 : Schéma de collision mouton-Enclume-Tige

La vitesse verticale en tête de la tige est donnée par la démonstration de cette formule est présentée en annexe 3 [22] :

$$\begin{aligned} \frac{du_p^0}{dt} = & \left[\frac{2n}{\sqrt{n^2 - p^2}} \left(V_0 - \frac{ng}{p^2} \right) sh \left(t\sqrt{n^2 - p^2} \right) \right] exp(-nt) \\ & - \left[\frac{2ng}{p^2} ch \left(t\sqrt{n^2 - p^2} \right) \right] exp(-nt) + \frac{2ng}{p^2} \end{aligned} \quad (3.3)$$

Cette vitesse devient maximale après un temps t^* tel que :

$$\left. \frac{d^2 u_p^0}{dt^2} \right|_{t=t^*} = 0 \quad (3.4)$$

Ce qui donne

$$t^* = \frac{1}{\sqrt{n^2 - p^2}} \text{th}^{-1} \left(V_0 \frac{\sqrt{n^2 - p^2}}{nV_0 - g} \right) \quad (3.5)$$

Dans ces expressions, les coefficients n et p , ayant la dimension d'une pulsation propre (Rad/s), sont définis comme suit :

$$n = \frac{K}{2S\rho_t C} \quad (3.6)$$

$$p = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (3.7)$$

Notons que l'équation (3.2) correspond au cas où la pulsation propre n est inférieure à p ce qui est toujours le cas pour un essai de pénétration dynamique DPT.

PLAXIS nous offre la possibilité d'introduire un signal à partir d'un fichier de donnée défini par l'utilisateur, en utilisant cette option pour introduire notre signal de battage sous forme de vitesse imposée à la tête de la tige (figure 3.6).

Le signal en question est un signal global pour un coup de battage, pour la longueur de tige que nous avons modélisé et qui est de 1m, l'onde incidente par le signal nécessite un temps $t_1 = 1,93.10^{-4}$ pour arriver à la pointe, ce temps est largement suffisant pour que la vitesse atteint son amplitude maximum, alors que le temps nécessaire pour que le choc se termine et de $t_2 = 11.10^{-4}$, pour cela, et afin d'éviter l'entrechoquement des ondes incidentes et ondes réfléchis, nous avons introduit le signal des vitesses pour un laps de temps égale à t_1 (figure 3.7). Pour prendre en compte les effets des grandes déformations, PLAXIS offre cette possibilité à travers l'option Updated mesh (analyse en maillage actualisé).

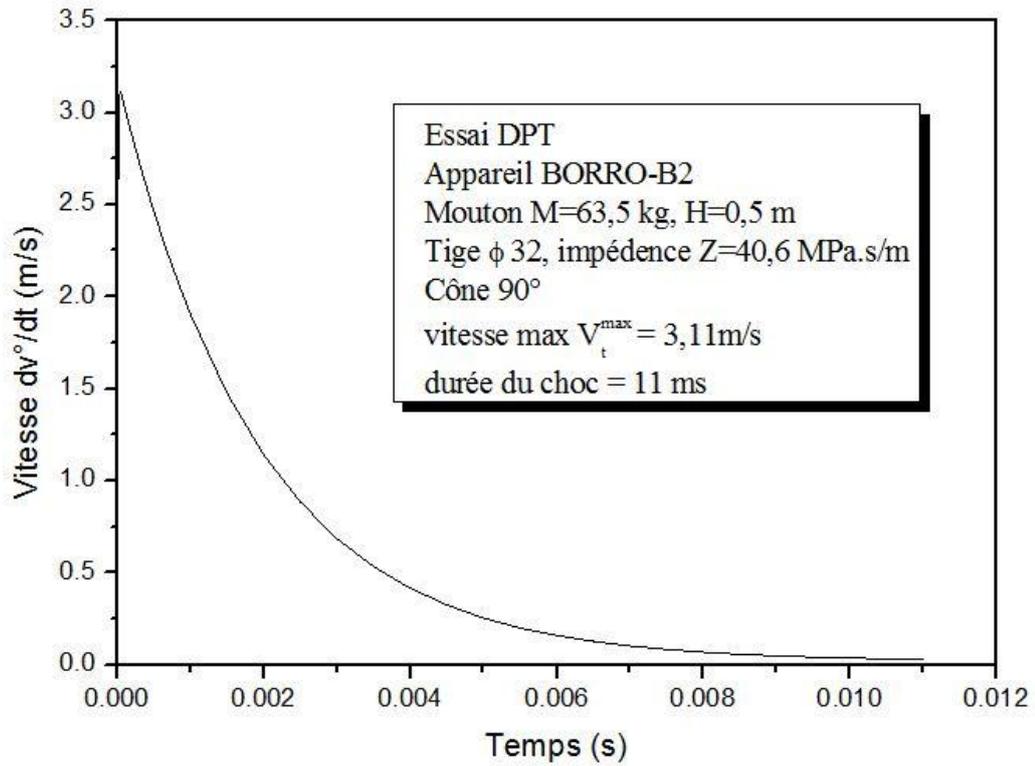


Figure 3.6 : Allure du signal de la vitesse en tête de la tige sous un seul coup lors de l'essai DPT

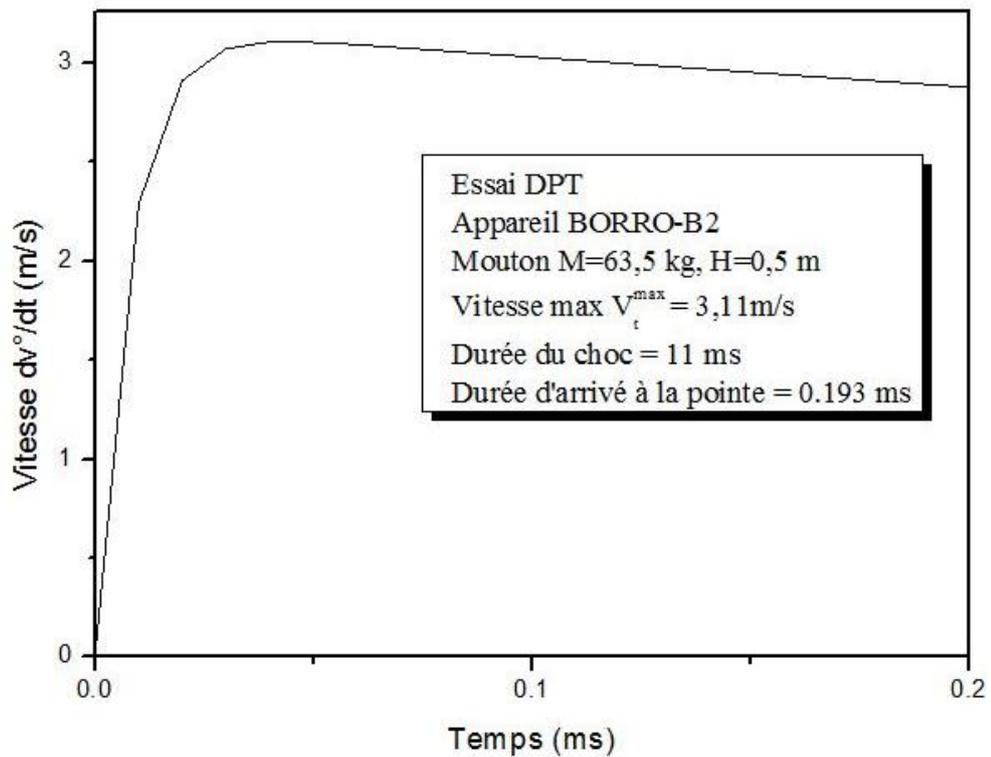


Figure 3.7 : Allure du signal de la vitesse en tête de la tige introduit dans PLAXIS

3.4 Analyse des résultats

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements et ses dérivés aux nœuds et les contraintes aux points de contraintes.

Le maillage déformé de notre modèle est présenté sur la figure 3.8, pour un sol argileux molle.

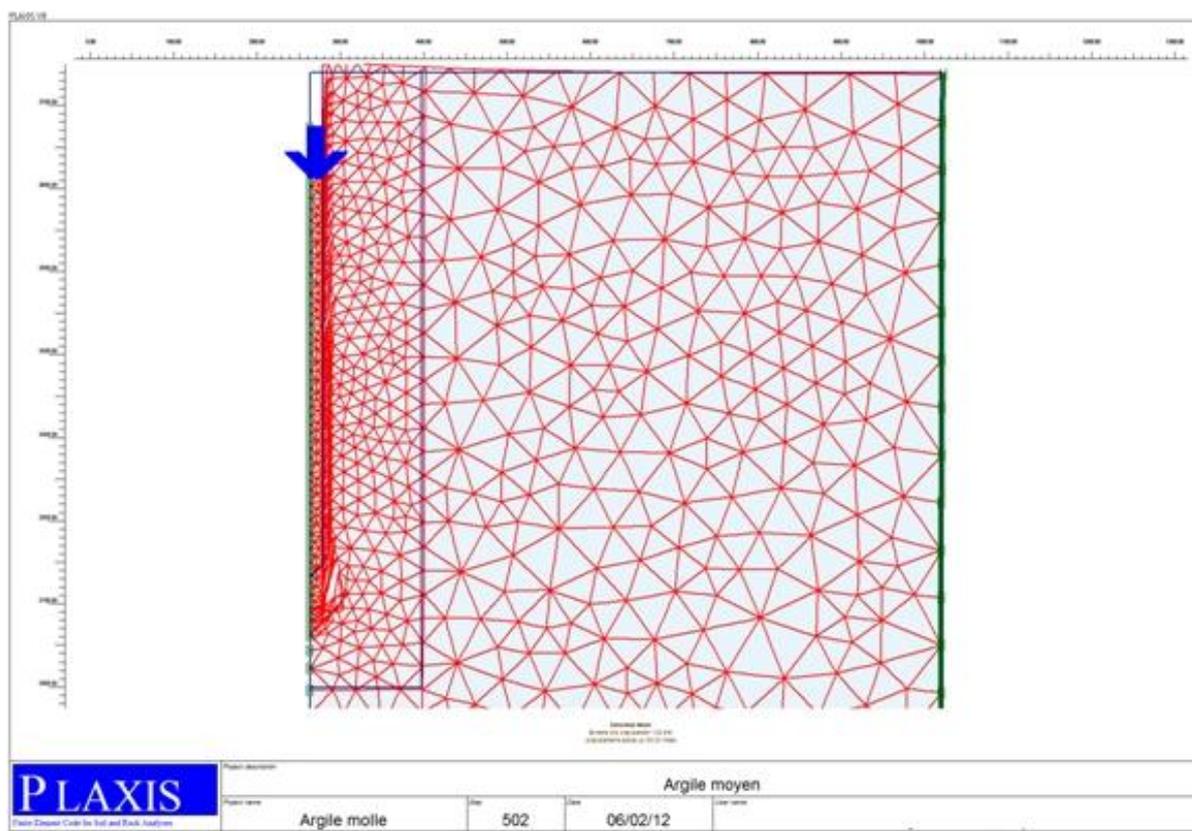


Figure 3.8 : Maillage déformé du modèle PLAXIS pour une argile molle

On constate que la pointe s'enfonce en créant un refoulement au niveau de la pointe et un soulèvement en surface, à cause du décollement complet de la tige par rapport au sol. La figure 3.7 indique la distribution des déplacements verticaux dus à l'impact du choc, avec une valeur maximale de -1,22 mm juste au dessous de la pointe, ce déplacement diminue en fonction de la profondeur jusqu'à une valeur nulle.

La figure 3.8 illustre la distribution des contraintes verticales effectives, les valeurs maximaux sont constatées juste au dessous de la pointe, ces contraintes diminuent au fur et à mesure que l'on s'éloigne de la pointe soit en profondeur soit radialement.

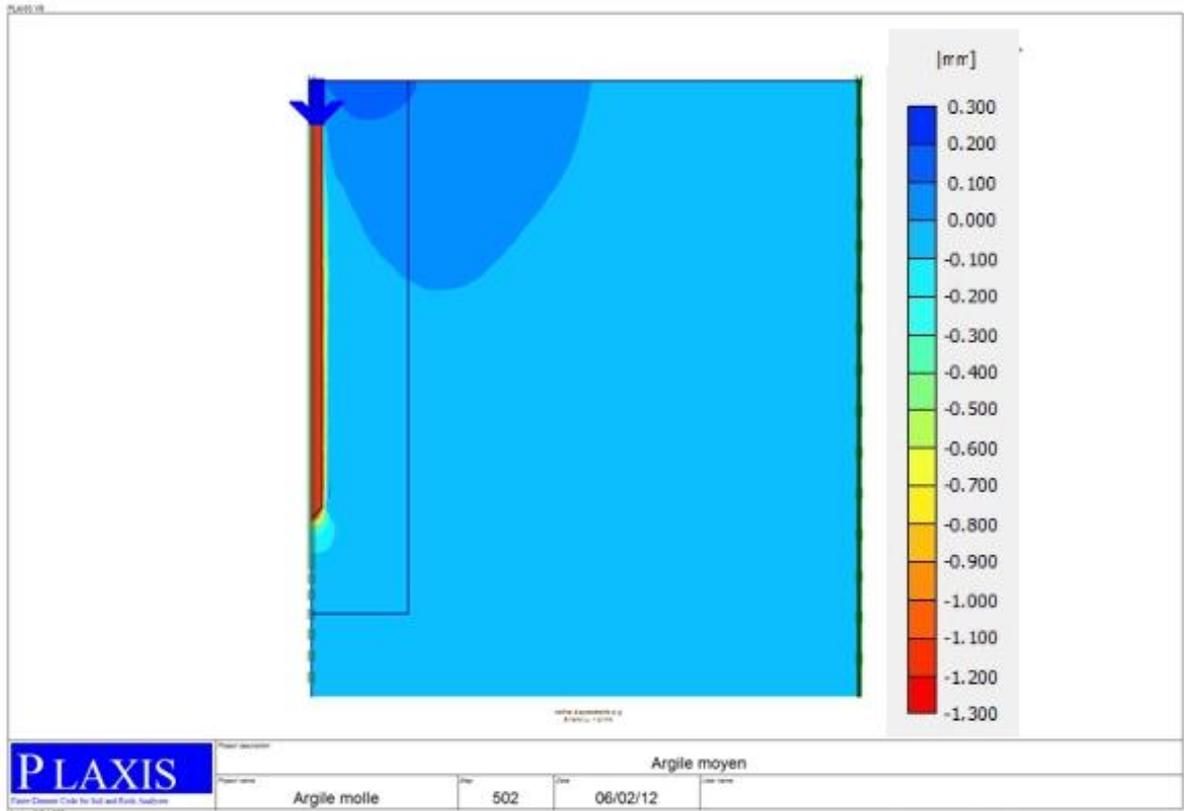


Figure 3.9 : Déplacement vertical du sol pour une argile molle

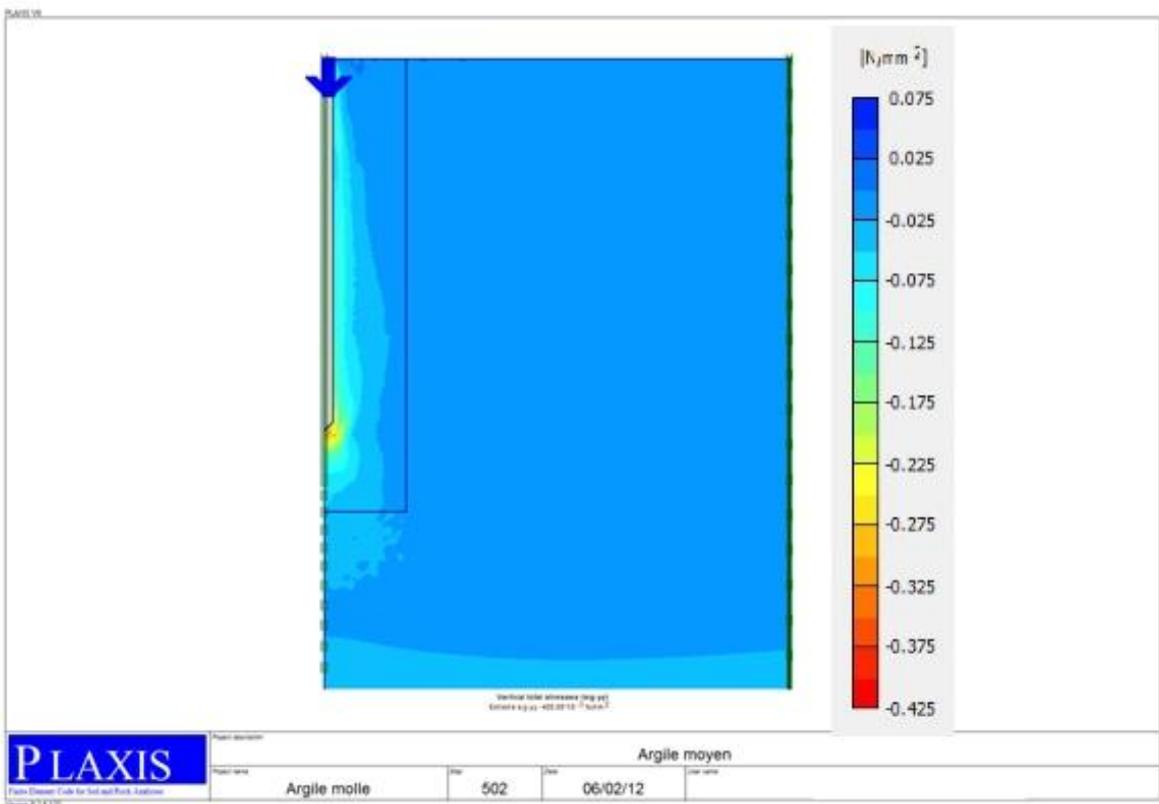


Figure 3.10 : Contrainte verticale totale du sol pour une argile molle

3.5 Calcul de la résistance dynamique en pointe

On cherche à calculer une résistance dynamique en pointe sous l'impact d'un seul coup de battage. L'opération du battage d'une tige induit en tête de la tige une onde de contraintes se propageant avec une célérité C_t , dans le cas où le frottement latéral à l'interface sol/tige est nul l'onde de choc créée en tête se propage jusqu'à la pointe sans modification de la vitesse et de la contrainte.

A l'interface sol/tige et vu la différence des impédances des deux milieux (sol/tige), un phénomène de transfert d'énergie se manifeste sous forme de transmission/réflexion des ondes, pour déterminer la contrainte verticale en pointe il faut donc connaître la vitesse verticale en pointe.

On se propose maintenant de présenter les démarches suivies afin d'aboutir à la détermination de la contrainte verticale en pointe et qui est en fait la résistance dynamique en pointe :

- En utilisant la relation qui existe entre la vitesse particulière d'un point et la contrainte transmise de la pointe au sol, est qui est donnée par [21] :

$$\sigma_t = Z_s \cdot \hat{u} \quad (3.8)$$

Avec :

σ_t est la contrainte transmise de la pointe au sol

\hat{u} est la vitesse particulière

Z_s est l'impédance unidirectionnelle, elle dépend de la densité et du module d'élasticité du matériau formant le milieu, et elle est donnée par :

$$Z_s = \sqrt{E \cdot \rho} \quad (3.9)$$

- Pour déterminer les contraintes verticales au niveau de la pointe, on utilise les résultats fournis par le code PLAXIS, et qui sont les vitesses verticales en chaque point de la pointe, ainsi que les caractéristiques mécaniques et physiques du sol pour définir l'impédance du milieu.

3.6 Présentation du signal de la vitesse et la contrainte verticale en tête et en pointe de la tige

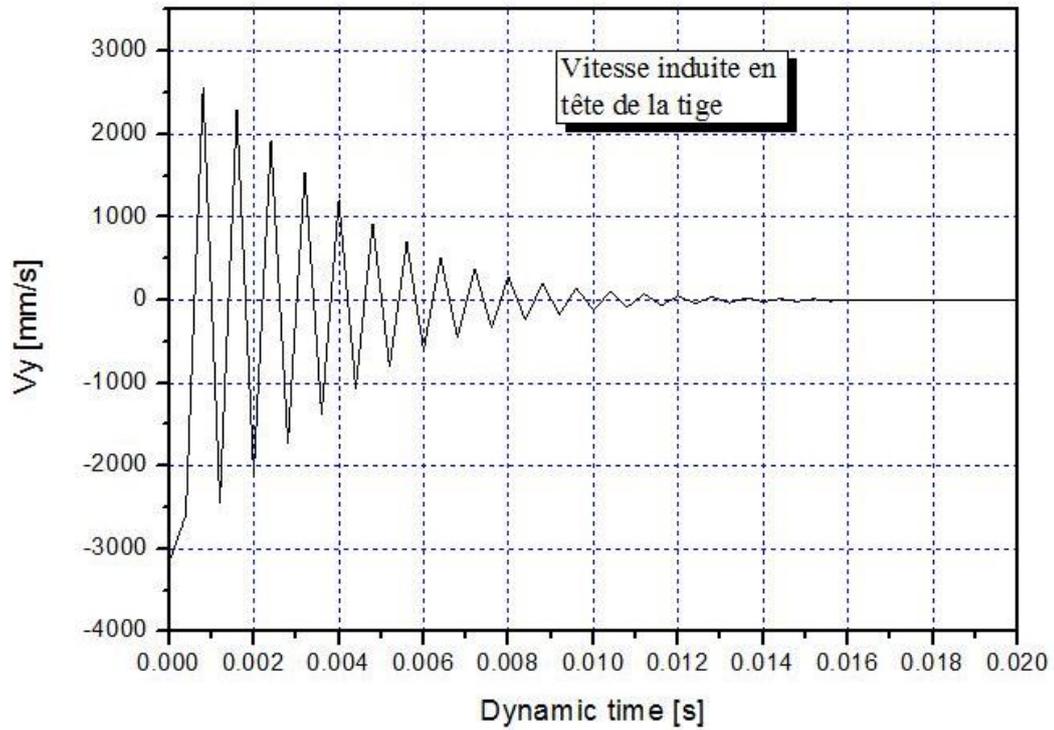


Figure 3.11 : Vitesse induite en tête de la tige

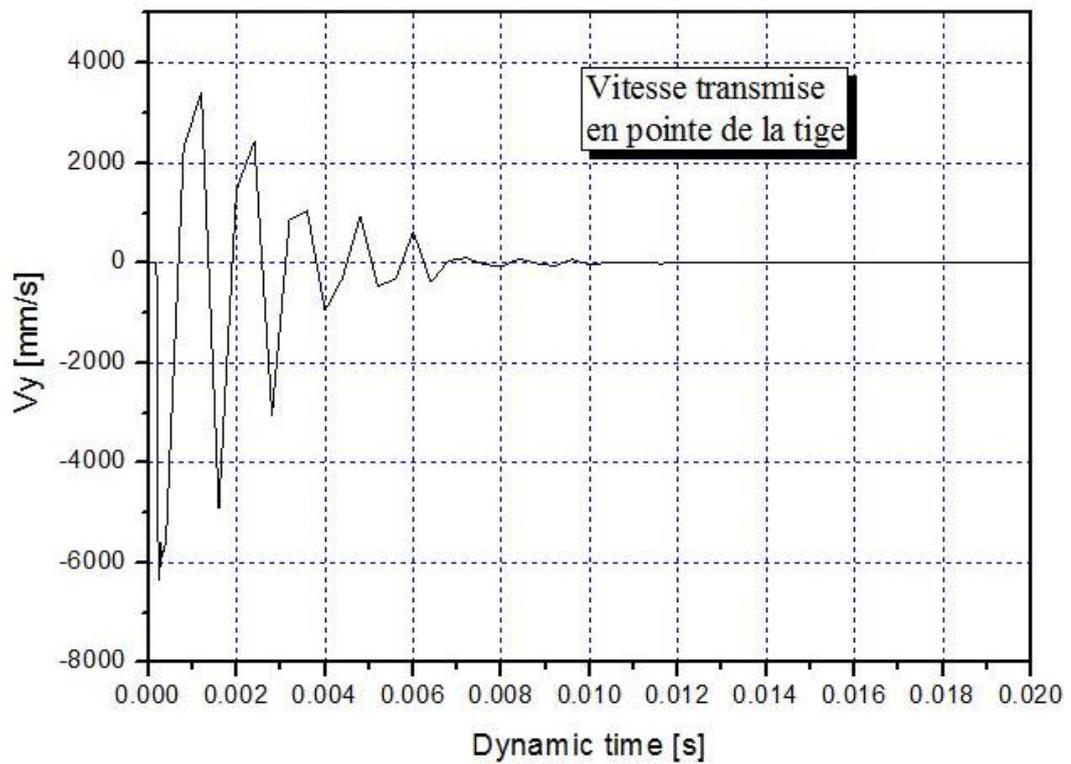


Figure 3.12 : Vitesse induite en pointe de la tige

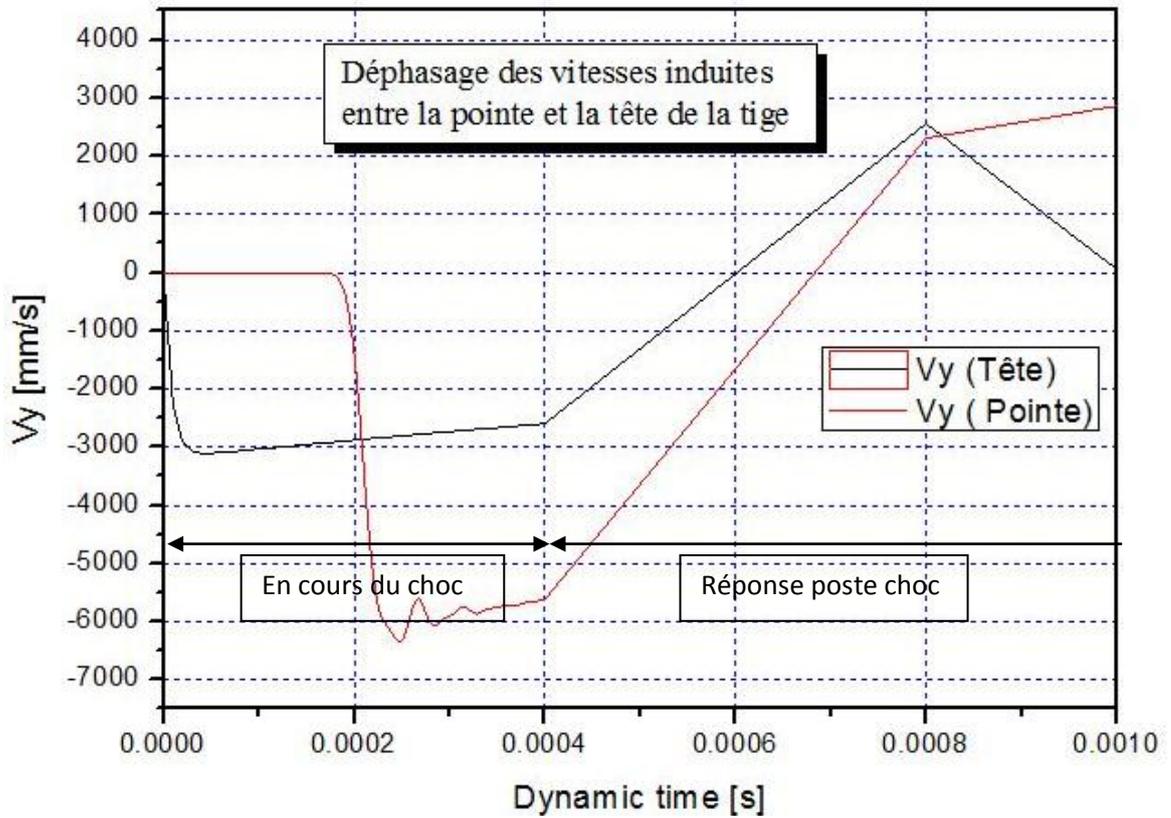


Figure 3.13 : Déphasage des Vitesses induite entre pointe et tête de la tige

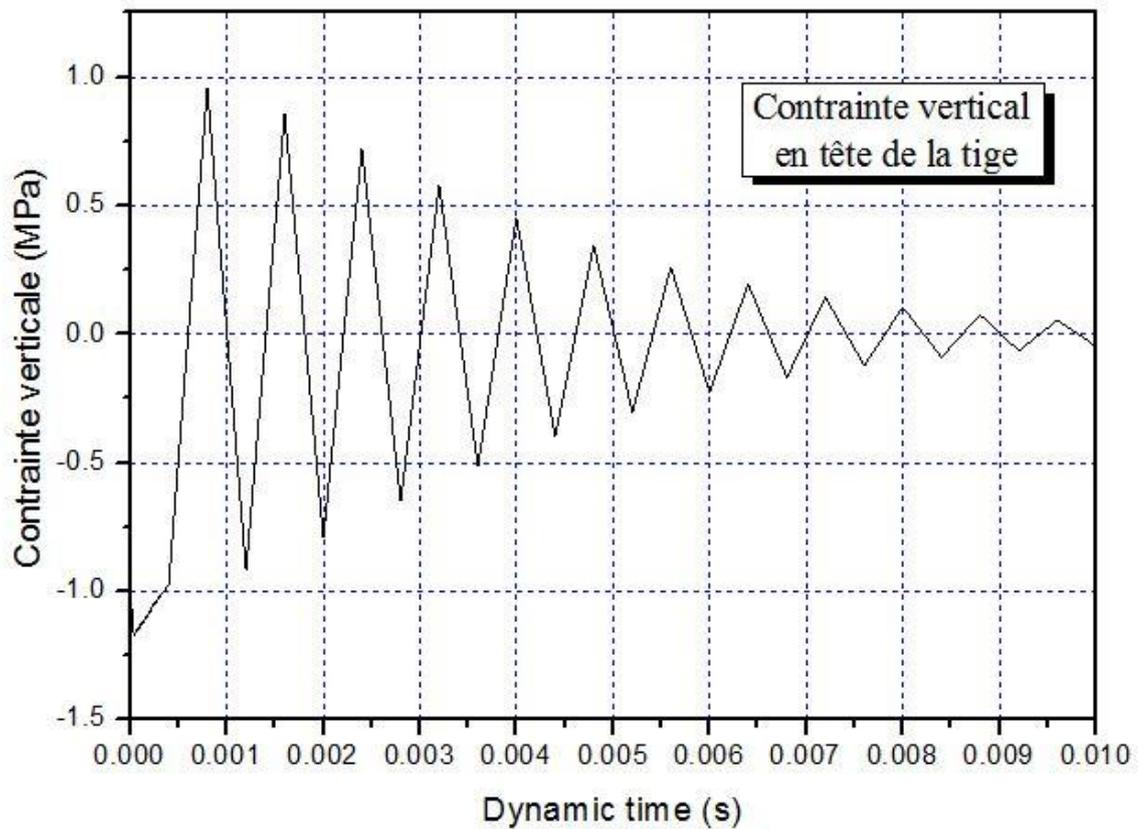


Figure 3.14 : contrainte verticale en tête de la tige

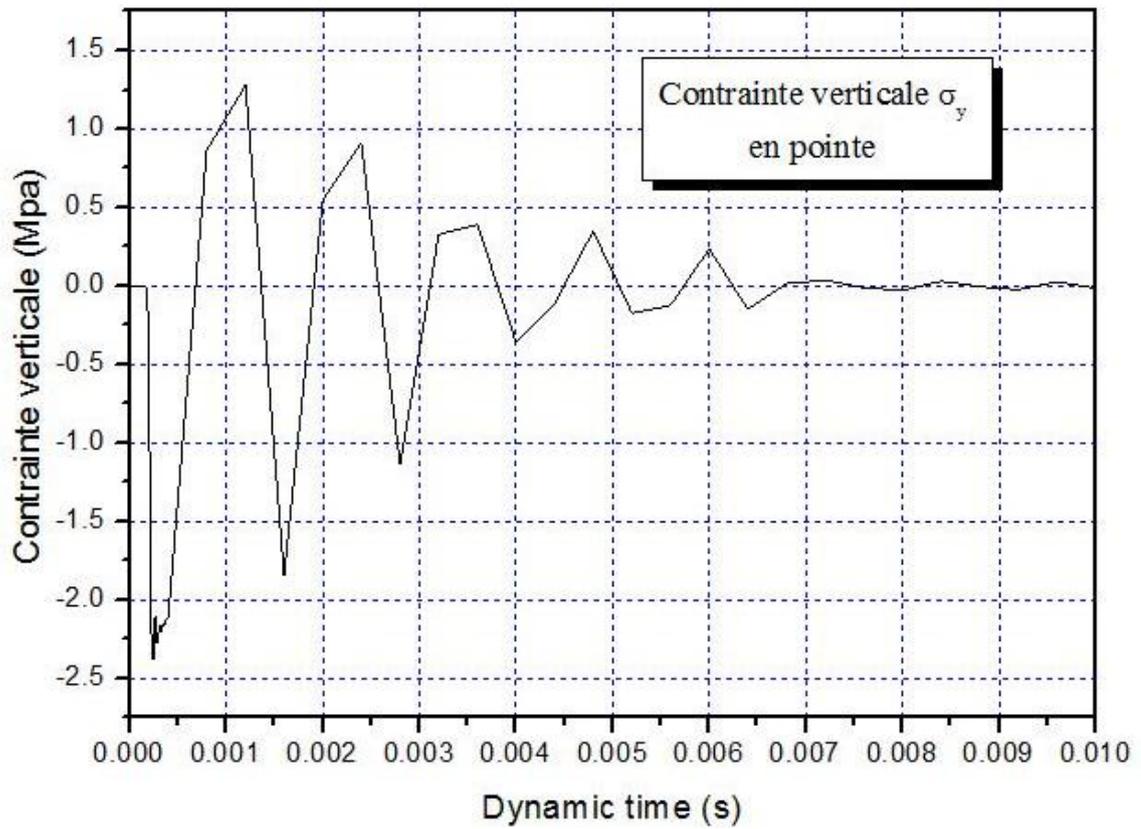


Figure 3.15 : contrainte verticale en pointe de la tige

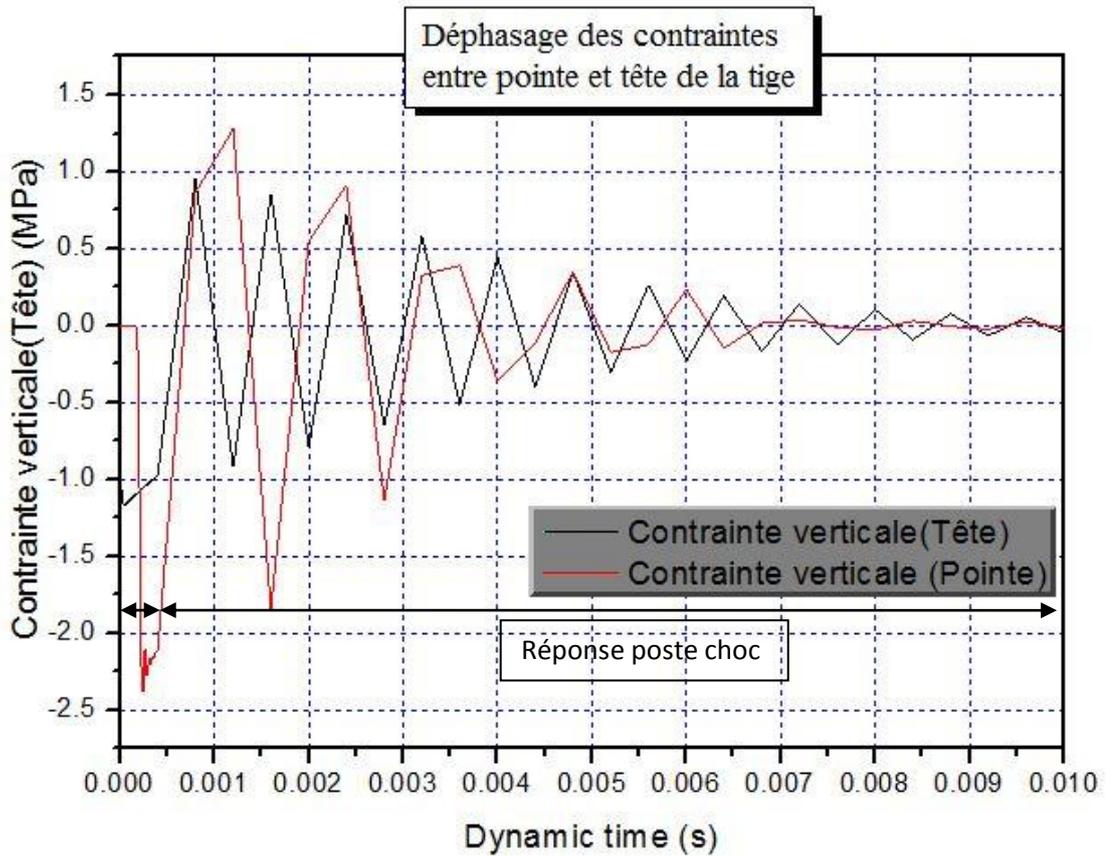


Figure 3.16 : Déphasage des contraintes verticales entre pointe et tête de la tige

La figure 3. 11 indique le déphasage des vitesses induites par le choc en tête et en pointe de la tige, ce déphasage est dû au fait que l'onde incidente prend un temps t pour se propager de la tête jusqu'à ce qu'elle arrive à la pointe, on peut estimer ce temps de déphasage en divisant la longueur parcourue sur la célérité C de l'acier :

$$t = \frac{L}{C} \quad (3.10)$$

$$C = \sqrt{\frac{E_{acier}}{\rho_{acier}}} = \sqrt{\frac{210 * 10^9}{7850}} = 5172,2 \text{ m/s}$$

La longueur de la tige est égale à 1m

Donc

$$t = \frac{L}{C} = \frac{1,00}{5172,2} = 1,933. 10^{-4} \text{ s}$$

3.7 Etude paramétrique

L'étude paramétrique que nous allons aborder a pour but la détermination d'un facteur appelé facteur de cône dynamique N_k^d , par analogie au facteur de cône statique N_k qui existe en littérature du pénétromètre statique.

L'étude paramétrique a été menée pour différents types de sols avec différentes caractéristiques physiques et mécaniques. Le tableau 3.1 résume les caractéristiques avec lesquelles nous avons effectué notre étude.

Les résultats trouvés de la résistance dynamique en pointe, calculée par la formule (3.7) pour les argiles sont regroupés dans le tableau n°3.2

Tableau 3.2 : Résultat de la résistance dynamique en pointe pour les argiles

Type de sol	Argiles molles	Argiles moyennement consistantes	Argiles raides
E(sol) MPa	91.80	466.80	1977.00
ρ (sol) (kg/m ³)	1531.00	1734.00	1836.00
Z _s (sol) MPa.s/m	0.375	0.899	1.905
V _y max (m/s)	6.34	8.53	8.98
σ_y (MPa)	2.38	7.67	17.11

Tableau 3.3 : Résultat de la résistance dynamique en pointe pour les sables

Type de sol	Sables lâches	Sables moyennement denses	Sables denses
E(sol) MPa	83.57	382.1	1719
ρ (sol) (kg/m ³)	1428.57	1632.65	1836.73
Z(sol) MPa.s/m	0.346	0.790	1.777
V _{y,max} (m/s)	6.96	6.97	6.82
$\bar{\sigma}_y$ (MPa)	2.40	5.51	12.12

3.8 Interprétation des résultats

L'analyse faite par la méthode des éléments finis à travers le code PLAXIS pour l'étude de l'enfoncement de la pointe dynamique dans un milieu élastoplastique suivant la loi de comportement de Mohr-Coulomb nous a permis de définir une résistance dynamique théorique en pointe pour de différentes configurations de sols. Si on adopte la corrélation qui existe entre la résistance dynamique en pointe q_d et la résistance statique q_c , comme base d'interprétation et qui est en général égale à 1, et en utilisant le tableau 3.4 relatif à la classification LCPC des sols (Règlement Fascicule 62, titre 5), on constate que les valeurs trouvées de q_d rentrent dans les marges des catégories étudiées.

Tableau 3.4 : Catégorie conventionnelles des sols et valeurs obtenues

Classe de sol		Pénétrömètre statique q_c (MPa)	Pénétrömètre dynamique q_d (MPa)
Argiles, limons	A. Argiles et limons mous.	< 3,0	2,38
	B. Argiles et limons fermes.	3,0 à 6,0	7,67
	C. Argiles très fermes à dures	> 6,0	12,12
Sables, graves	A. Lâches.	< 5,0	2,40
	B. Moyennement compacts.	8,0 à 15,0	5,51
	C. compacts	> 20,0	12,12

3.8.1 Proposition d'un facteur de cône dynamique

Par analogie au facteur de cône statique, nous allons proposer des valeurs du facteur du cône dynamique qui seront ensuite utilisées pour déterminer un facteur de portance pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir de l'essai DPT

Pour un sol argileux saturé le facteur de cône dynamique prend la forme suivante :

$$N_k^d = \frac{q_d - \sigma_{v0}}{c_u} \quad (3.11)$$

La contrainte total du au poids des terres σ_{v0} à n'importe quelle profondeur est supposée négligeable devant la résistance dynamique en pointe q_d , la formule (3.10) sera donc :

$$N_k^d \cong \frac{q_d}{c_u}$$

Pour un sol sableux, le facteur de cône dynamique prend par définition la forme suivante :

$$N_k^d = \frac{q_d}{\sigma_{v0} \cdot \tan \varphi} \quad (3.12)$$

A travers l'étude paramétrique menée, on a pu déterminer la résistance dynamique en pointe pour différents type d'argile et de sable, connaissant les valeurs de la cohésion pour les sols purement cohérents, on peut donc proposer les valeurs suivantes pour le facteur de cône.

Tableau 3.5 : Valeurs proposées pour le facteur de cône pour les argiles

Type de sol	Cohésion C (kPa)	Angle de frottement φ (°)	q_d calculé (KPa)	Facteur de cône N_k^d
Argiles molles	100,00	0	2380	24
Argiles de moyennes consistances	200,00	0	7670	38
Argiles raides	300,00	0	17110	57

Pour les sols purement frottant le facteur de cône est on relation avec la contrainte totale due au poids des terres à la profondeur étudiée, les valeurs de N_k^d sont données au tableau 3.6

Tableau 3.6 : Valeurs proposées pour le facteur de cône pour les sables

Type de sol	Cohésion C (kPa)	Angle de frottement φ (°)	q_d calculé (KPa)	Facteur de cône N_k^d
Sable lâche	0	30	2400	277
Sable moyennement dense	0	35	5510	437
Sable dense	0	40	12120	802

3.8.2 Proposition des facteurs de portance et formules pour le calcul de la contrainte admissible

On s'intéresse maintenant à la détermination du facteur de portance dynamique, ce facteur sera calculé tout en se basant sur les résultats obtenus dans notre étude.

A partir des essais de laboratoire, la pression verticale limite q_l pour une fondation continue de largeur B soumise à une charge centrée verticale, est déterminée avec la formule suivante [12] :

$$q_l = \frac{1}{2}\gamma_2 B N_\gamma + \gamma_1 D N_q + C_u N_c \quad (3.13)$$

γ_1 est le poids volumique du sol au dessus de la base et γ_2 en dessous.

N_γ, N_q et N_c sont appelés facteur de portance et ne dépendent, dans le cadre de cette théorie, que de l'angle de frottement interne du sol

A partir des essais de pénétration statique, la pression verticale limite q_l pour une semelle de largeur B soumise à une charge centrée verticale et d'encastrement D, est déterminée avec la formule suivante [6]

$$q_l = k_c q_{ce} + \gamma D \quad (3.14)$$

k_c est le facteur de portance statique qui dépend des dimensions de la semelle, de la nature du sol, et de l'encastrement D

q_{ce} : résistance statique de pointe équivalente

De même pour l'essai de pénétration dynamique, on pose que la pression verticale limite q_l pour une semelle continue de largeur B soumise à une charge centrée verticale et d'encastrement D, est déterminée avec la formule suivante

$$q_l = k_d q_d^e + \gamma \cdot D \quad (3.15)$$

K_d est le facteur de portance dynamique

q_{de} est la résistance dynamique en pointe équivalente

Faisant l'égalité entre la formule (3.12) et (3.14) on aura :

$$\frac{1}{2}\gamma_2 B N_\gamma + \gamma_1 D N_q + C_u N_c = k_d q_d^e + \gamma \cdot D \quad (3.16)$$

Pour un sol purement cohérent ($\varphi = 0$), les facteurs de portance N_γ, N_q et N_c ont pour valeur [12] :

$$N_\gamma = 0 \quad N_q = 1 \quad N_c = 5,14$$

L'équation (3.15) devient alors :

$$\gamma \cdot D + 5,14 C_u = k_d q_d^e + \gamma \cdot D$$

Simplifiant l'équation précédente, le facteur de portance dynamique est donc :

$$k_d = \frac{5,14 c_u}{q_d^e} \quad (3.17)$$

On introduisant le facteur de cône dynamique pour les sols purement cohérents dans la formule (3.17), on aura :

$$k_d = \frac{5,14}{N_k^d}$$

On remarque que le facteur de portance pour les sols purement cohérents est en relation direct avec le facteur de cône dynamique N_k^d

Tableau 3.7: Valeurs de facteur de portance dans un sol cohérent

Type de sol	Facteur de cône N_k^d	Facteur de portance K_d
Argiles molles	24	1/5
Argiles de moyennes consistances	38	1/8
Argiles raides	57	1/10

Dans le cadre du calcul en contraintes admissibles, on peut écrire que :

$$q_{adm} = q_0 + \frac{q_l - q_0}{F_s} \quad (3.18)$$

Avec

$$q_l = k_d q_{de} + q_0$$

On remplace q_l dans l'équation (3.21) et après simplification, on aura :

$$q_{adm} = q_0 + \frac{K_d \cdot q_d^e}{F_s} \quad (3.19)$$

Pour un coefficient de sécurité $F_s = 3$, on abouti à proposer les formules suivantes pour le calcul de la capacité portante d'une semelle continue de largeur B soumise à une charge centrée verticale :

- Argile molle (au-dessus de la nappe) :

$$q_{adm} = q_0 + \frac{q_d^e}{15} \quad (3.20)$$

- Argile moyennement consistante :

$$q_{adm} = q_0 + \frac{q_d^e}{24} \quad (3.21)$$

- Argile raide :

$$q_{adm} = q_0 + \frac{q_d^e}{30} \quad (3.22)$$

Sous réserve d'être validées et approfondies, les expressions ci-dessus offrent une alternative à l'expression suivante en toute rigueur limitée aux sols pulvérulents :

$$q_{adm} = \frac{q_d^e}{20}$$

Pour un sol purement frottant ($c = 0$), L'équation (3.16) devient :

$$\frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma + \gamma_1 D N_q = k_d q_{de} + \gamma_1 D$$

$$k_d q_{de} = \frac{1}{2} \gamma_2 B N_\gamma + \sigma_{v0}(D) (N_q - 1)$$

Avec $\sigma_{v0}(D) = \gamma_1 \cdot D$

$$k_d = \frac{\gamma_2 B N_\gamma}{2 q_{de}} + \frac{\sigma_{v0}(D) (N_q - 1)}{q_{de}} \quad (3.23)$$

En introduisant le facteur de cône dynamique pour les sols purement frottant dans la formule (3.18), et après simplification on aura :

$$k_d = \frac{1}{N_k^d \tan \varphi} \left[\frac{1}{2} N_\gamma * \frac{1}{\left(\frac{D}{B}\right)} + (N_q - 1) \right] \quad (3.24)$$

On remarque que le facteur de portance dans les sols purement frottant est en relation avec l'élanement $\left(\frac{D}{B}\right)$, et les facteurs de portance N_γ et N_q .

On se propose de donner quelques valeurs de ce facteur pour les sols purement frottant en fonction de l'élanement dans les tableaux 3.8 à 3.10

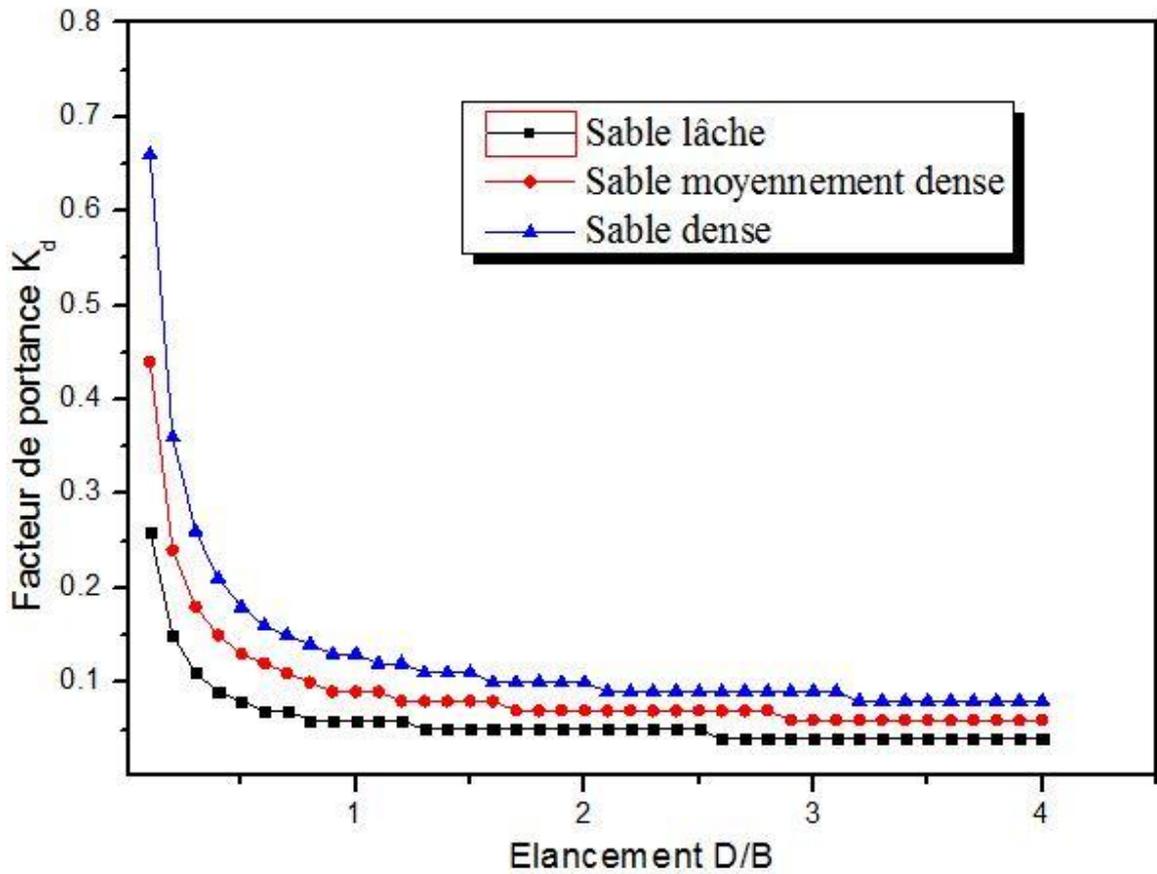


Figure 3. 17 : Variation du facteur de portance K_d en fonction de l'élancement D/B

On constate que les valeurs de K_d se stabilisent pour un élancement $\frac{D}{B} \geq 1$

Une démarche sécuritaire consiste à prendre une valeur constante de K_d pour la marge totale de $\frac{D}{B}$ pour les fondations superficielles, soit de 0 à 4, en prenant la valeur de chaque palier comme suit :

- Sable lâche : $K_d = 0,05 \approx \frac{1}{20}$
- Sable moyennement dense : $K_d = 0,07 \approx \frac{1}{14}$
- Sable dense : $K_d = 0,093 \approx \frac{1}{10}$

Ce qui ramène à calculer les contraintes admissibles comme suit :

- Sable lâche :

$$q_{adm} = q_0 + \frac{q_d^e}{60} \quad (3.25)$$

- Sable moyennement dense :

$$q_{adm} = q_0 + \frac{q_d^e}{42} \quad (3.26)$$

- Sable dense :

$$q_{adm} = q_0 + \frac{q_d^e}{30} \quad (3.27)$$

Les expressions ci-dessus ne sont que l'ébauche d'un travail de recherche à développer dans l'avenir à travers une étude comparative avec les méthodes usuelles, et un approfondissement de la modélisation numérique du phénomène du battage de la pointe DPT.

3.8.3 Interprétation du facteur de cône

Dans les sols argileux l'indice de rigidité est définie par :

$$I_R = \frac{G}{c_u} \quad (3.28)$$

On cherche à savoir la variation de cet indice en fonction du facteur du cône défini auparavant :

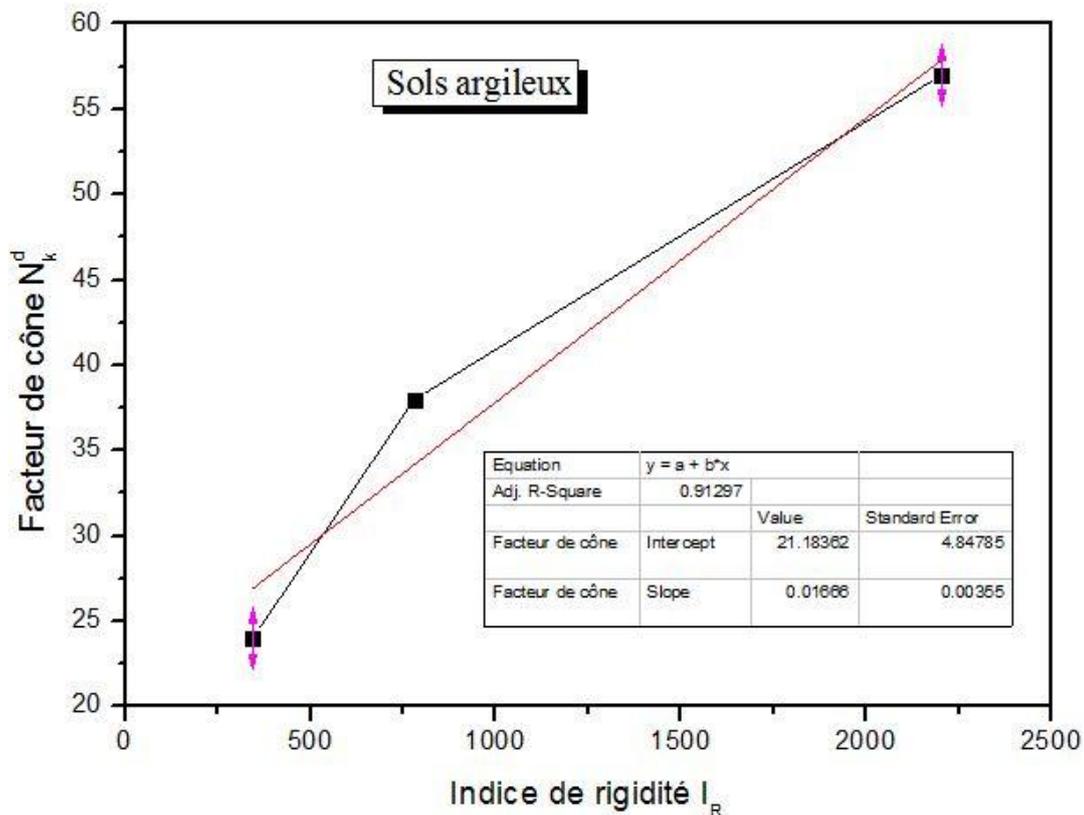


Figure 3.18 : Variation du facteur de cône en fonction de l'indice de rigidité pour les sols argileux

Dans les sols sableux l'indice de rigidité est définie par :

$$I_R = \frac{G}{\sigma_{vo} \cdot \tan \varphi} \quad (3.29)$$

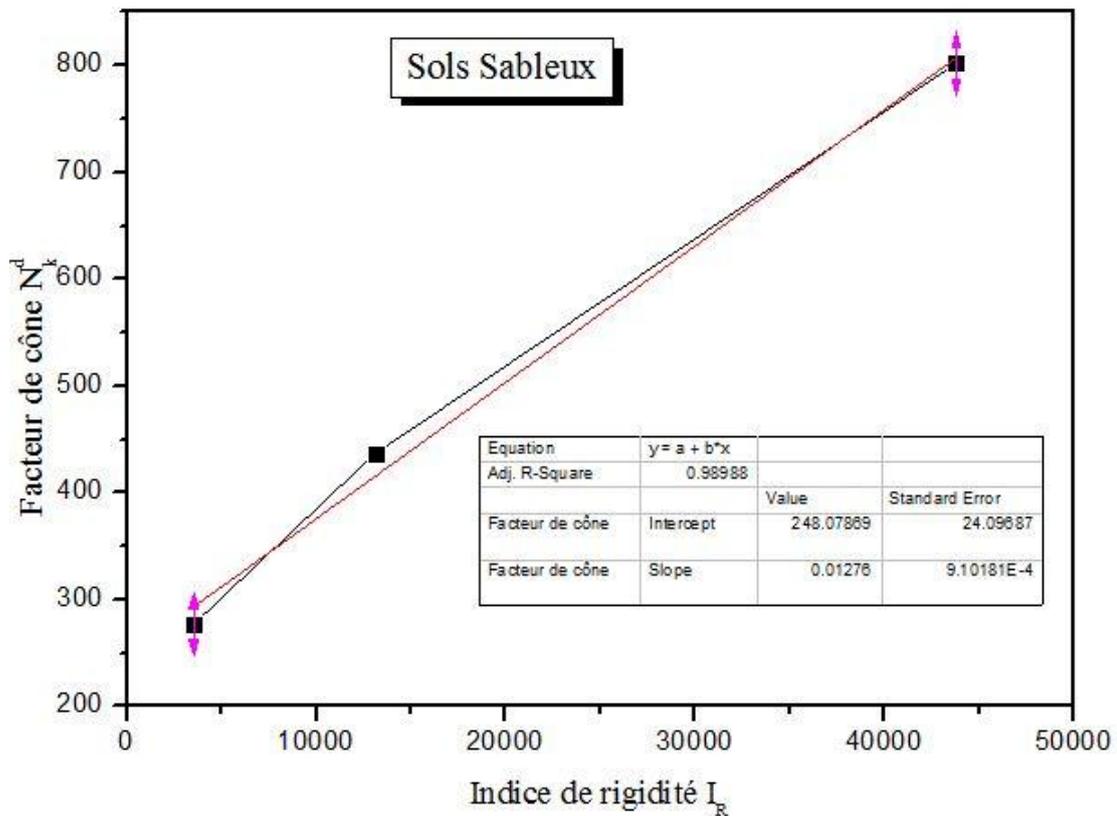


Figure 3.19 : Variation du facteur de cône en fonction de l'indice de rigidité pour les sols sableux

On constate que le facteur de cône augmente linéairement en fonction de l'indice de rigidité que se soit dans les sols argileux ou sableux.

L'intérêt pratique du facteur de cône est qu'il sert au calcul indirect de la contrainte limite q_l , on se propose de présenter la méthode de calcul de la contrainte limite à partir de l'essai DPT à travers le facteur de cône définis dans les tableaux 3.5 et 3.6 toute en suivant l'organigramme suivant :

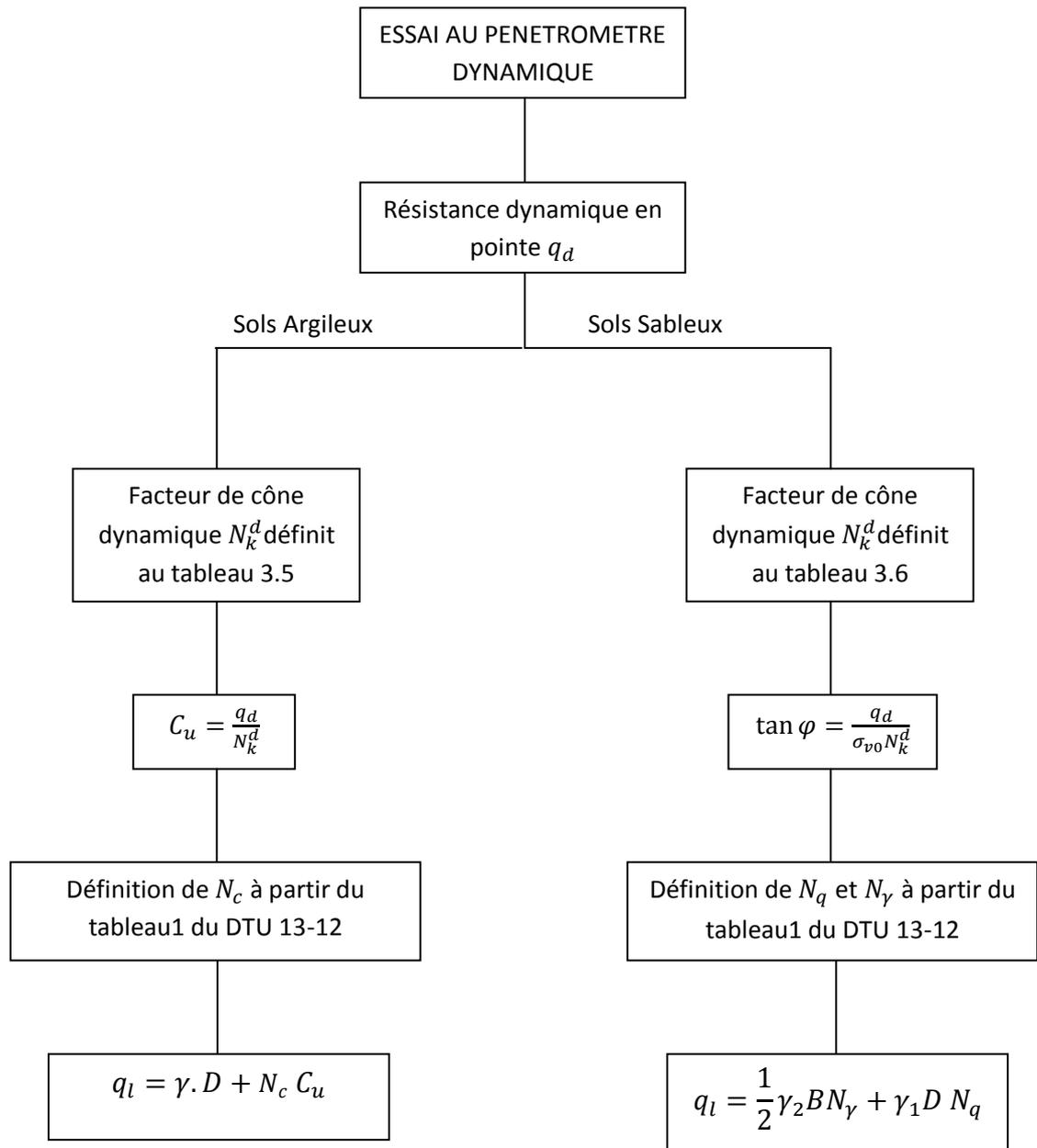


Figure 3.20 : Organigramme pour le calcul indirect de la contrainte limite d'une semelle continue soumise à une charge verticale et centrée à partir de l'essai DPT

3.9 Conclusion

Dans ce chapitre on a étudié le phénomène de l'enfoncement dynamique de la pointe pénétrométrique à travers un calcul par la méthode des éléments finis on utilisant le code PLAXIS.

On a proposé une approche de calcul de la contrainte limite q_l à partir de l'essai DPT pour les semelles continues soumises à des charges verticales et centrées à partir de l'essai DPT.

Un tel travail reste provisoire et ne peut servir à une recommandation pratique sous réserve d'être approfondi par des études comparatives avec les méthodes usuelles et une amélioration de la modélisation (étude du battage à plusieurs coups, étude paramétrique plus large,.....etc.).

CONCLUSION

L'essai de pénétration dynamique constitue, bien qu'il ne s'agit pas d'un essai de mesure direct d'un paramètre mécanique du sol, un bon essai pour apprécier de façon qualitative la résistance des terrains traversés ainsi que d'estimer une caractéristique de portance. La complexité de l'interprétation théorique du comportement dynamique du sol avoisinant la pointe DPT et la multitude des paramètres géométriques gouvernant l'énergie transmise de la pointe au sol font qu'il est rare de trouver une approche théorique du problème. Et donc son interprétation reste en stade de recherche.

Dans ce mémoire, nous avons procédé à une modélisation numérique de l'apport de l'essai DPT à l'étude du comportement des fondations superficielles. La première partie visait à trouver une corrélation entre la résistance dynamique en pointe et les caractéristiques œdométriques, dont on a pu trouver des résultats avec un bon coefficient de corrélation et un coefficient de variation acceptable.

A travers les corrélations développées, nous avons proposé une approche de calcul du tassement des fondations superficielles à partir de l'essai DPT.

Suite à l'étude de cas que nous avons fait, on a pu conclure que l'approche proposée permet d'estimer raisonnablement le tassement des fondations pour ce cas d'étude, néanmoins la généralisation de l'approche nécessite d'être testée pour d'autres cas, afin de se prononcer sur sa fiabilité.

La deuxième partie de ce mémoire était consacrée à l'étude de l'enfoncement de la pointe pénétrométrique dans un sol homogène élastoplastique en utilisant la méthode des éléments finis (par le biais du logiciel PLAXIS V 8.2).

On a pu conclure que la résistance dynamique théorique en pointe trouvé rentre dans les marges des catégories étudiées, suite a cela, on a procéder à la définition d'un facteur de cône dynamique, par analogie à l'essai CPT, servant pour le calcul de la contrainte limite pour une semelle continue soumise à une charge verticale et centrée à partir de l'essai DPT.

L'approche proposée reste provisoire et ne peut servir à une recommandation pratique sous réserve d'être approfondi par des études comparatives avec les méthodes usuelles et une amélioration de la modélisation numérique.

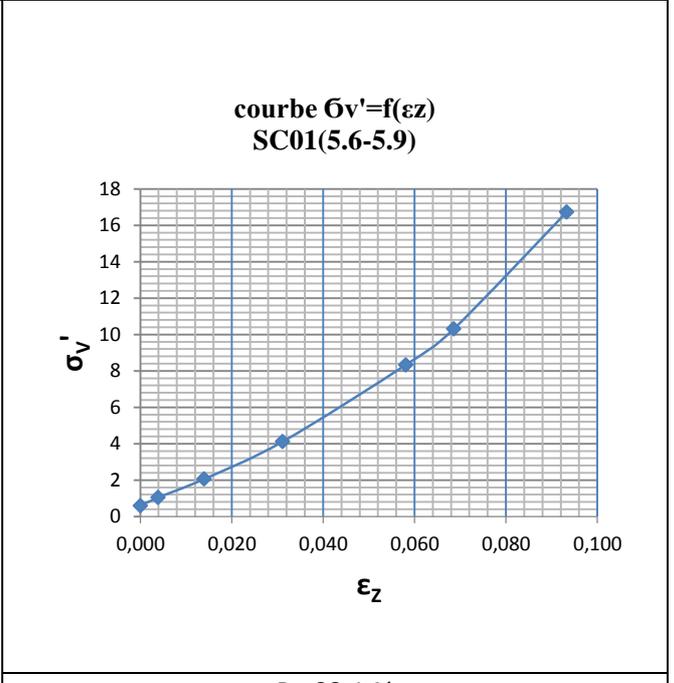
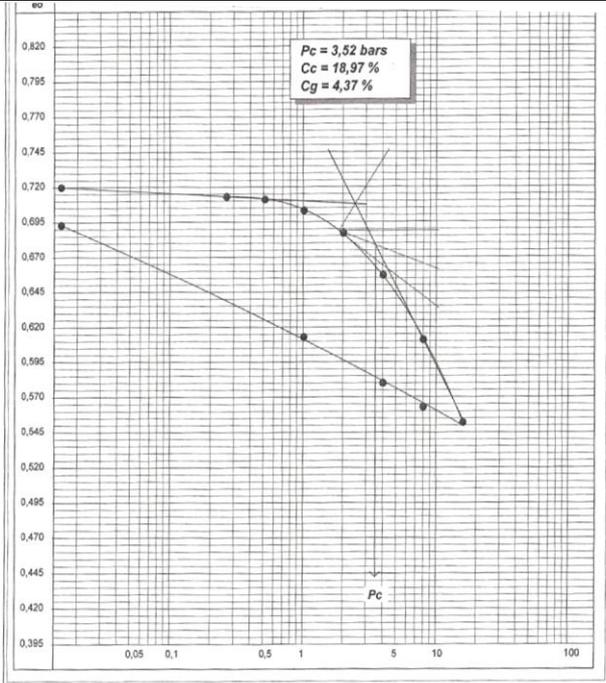
REFERENCES

1. CASSAN, M. (1978) « *Les essais in situ en Mécanique des Sols, Tome 1 : Réalisation et interprétation* », Edition Eyrolles, 575 pages.
2. CASSAN, M. (1978) « *Les essais in situ en Mécanique des Sols, Tome 2 : Application et Méthodes de Calcul* », Edition Eyrolles ,329 pages
3. COSTET, J. (1988) « *Cours pratique de mécanique des sols 2 : calcul des ouvrages.* », Edition Dunod, 599 pages.
4. CAMBEFORT, H. (1980) « *Géotechnique de l'ingénieur reconnaissance des sols* », Edition Eyrolles.
5. Burnham, T & Johnson, D. (1993) « *In situ foundation characterization using the dynamic cone penetrometer* », Study No.9PR3001 ,Final Report
6. BOUAFIA, A (2004) « *les essais in-situ dans les projets de fondations*», Édition OPU, 299 pages.
7. SANGLERAT. G (1972) « *the penetrometer and soil exploration* », 487 pages
8. Norme Internationale « *Reconnaissance et essai Géotechnique-Essai en place-Essai de pénétration dynamique* » ISO 22476-2
9. EUROCODE-7- « *Calcul géotechnique- Partie 3 : Calcul sur la base d'essai en place* » ENV 1997-3, Comité Européen de Normalisation.
10. FILLIAT.G (1981) « *La pratique des sols et Fondation* », Éditions du Moniteur, 1392 pages.
11. CASSAN, M. (1988) « *Les essais in situ en Mécanique des Sols, Tome 1 : Réalisation et interprétation* » Revue et complété, Edition Eyrolles.

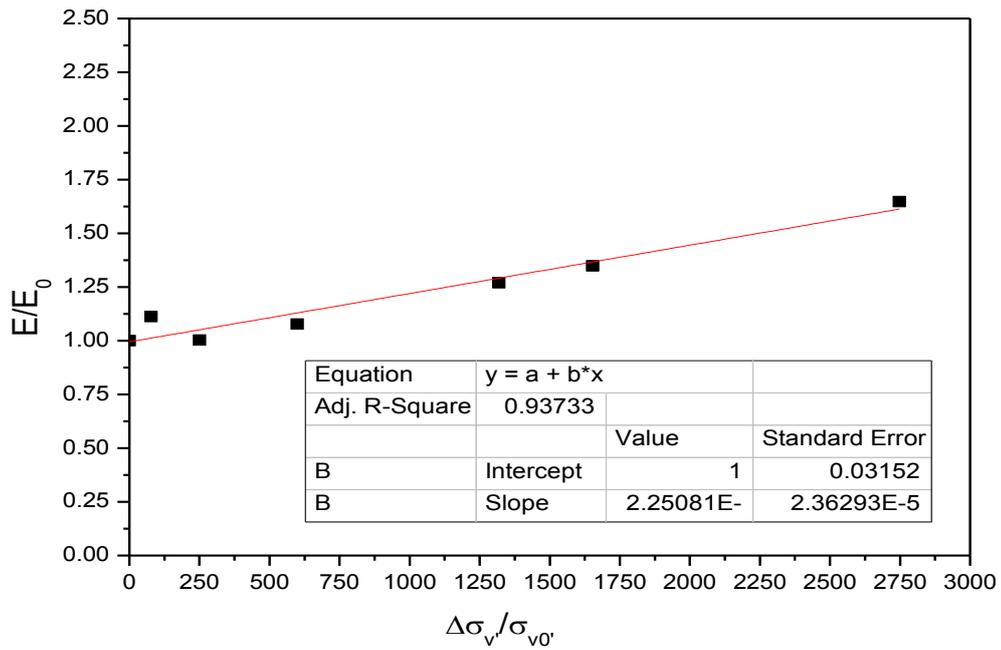
12. BOUAFIA, A(2003) « *Introduction au calcul des fondations* », Société Algérienne Boudaoud,Alger, 144 pages.
13. DTU 13.12. (1988) « *Règles pour le calcul des fondations superficielles* », groupe de coordination des textes techniques, cahier 2225, édition CSTB, 12 pages
14. DIN 4094 -2 (2003-05) « *Baugrund Feduntersuchungen, Teil 3 : Bohrlochrammsondierrung,(Subsoil-field investigation-Part3: Dynamic probing)* ».
15. Giovanni Spagnoli : « *An empirical correlation between different dynamic penetrometers* », Marine Geotechnics.
16. Khairul, A. K, « *comparison of continuous dynamic probing with the standard penetrometer test for highly weathered limestone of eastern Sudan* ».Vol. 15 [2010], Bund. B.
17. BOUAFIA, A (2010) « *Génie civil : conception et calcul des ouvrages géotechnique* », Edition Eurl Pages Bleus Internationales, 380 pages.
18. Poulos H.G et Davis E.H (1973) « *Elastic solution for Soil and Rock Mechanics, Series in Soil Engineering* », John Wileys & Sons editors, 405 pages.
19. R.B.J. Brinkgreve (2003) « *PLAXIS Manuel de reference* » PLAXIS BV / DELFT.
20. YAÏCH ACHOUR, N(2004), « *paramètres de transfert de charges des fondations profondes-analyse d'une banque de données* », Mémoire de Magistère à l'Université Saad Dahleb de Blida, Algérie.
21. BOUAFIA, A (2010) « *Introduction à la dynamique des sols-Tome I : Principe de base* » Edition OPU, 330 pages.
22. BOUAFIA, A(2010) « *Introduction à la dynamique des sols-Tome II : Calcul dynamique des ouvrages géotechniques* », Edition OPU, 408 pages.

ANNEXE 1
FICHES SYNTHETIQUES

Site	EL-HAMIZ
Sondage N°	SC01
Profondeur	5,6-5,9 m
Classification du sol	At

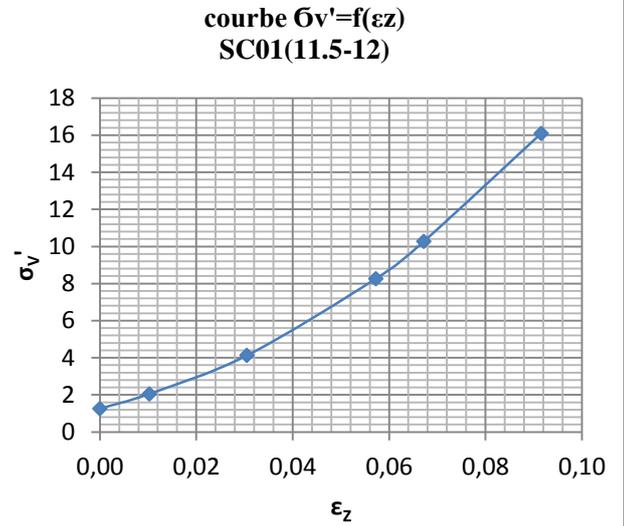
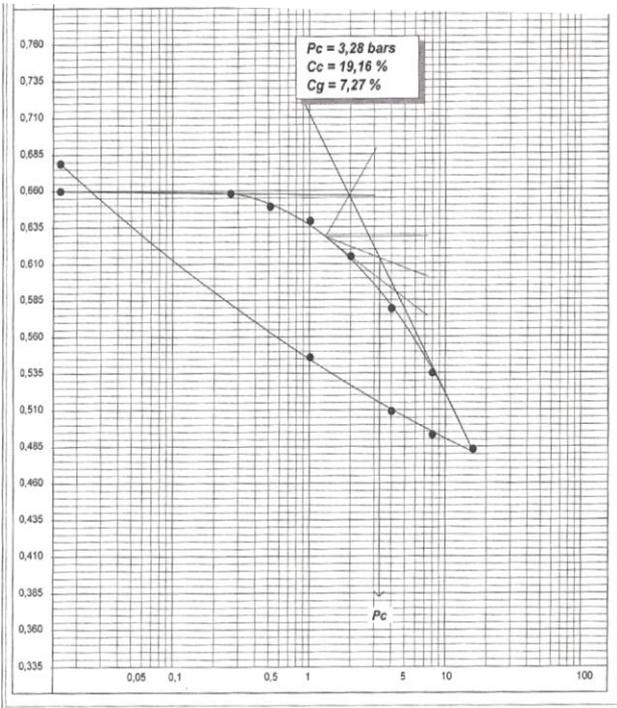


R = 93,1 %

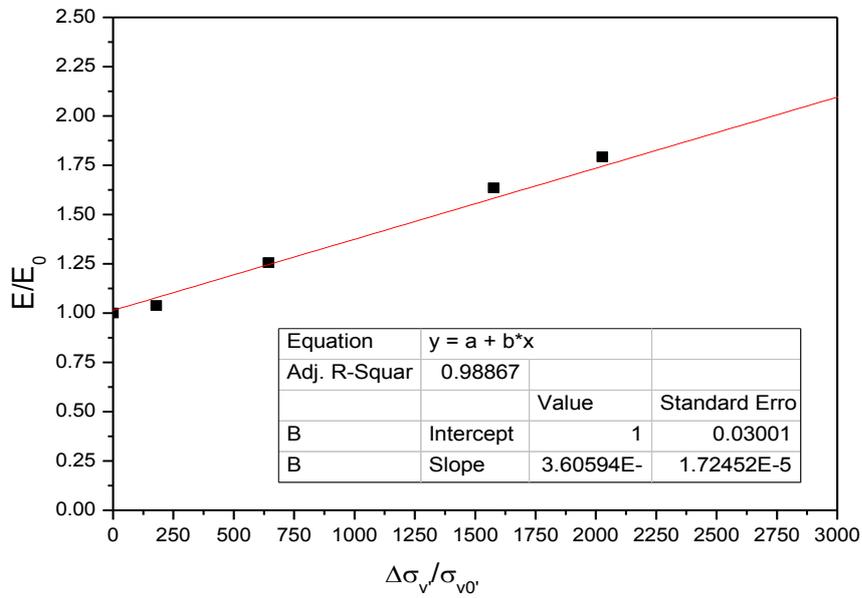


$M_0 = 10501,03 \text{ KPa}$	$a = 1,00$
$b = 2,25 \text{ E-4}$	$R = 93,7 \%$

Site	EL-HAMIZ
Sondage N°	SC01
Profondeur	11,5-12,0 m
Classification du sol	Ap

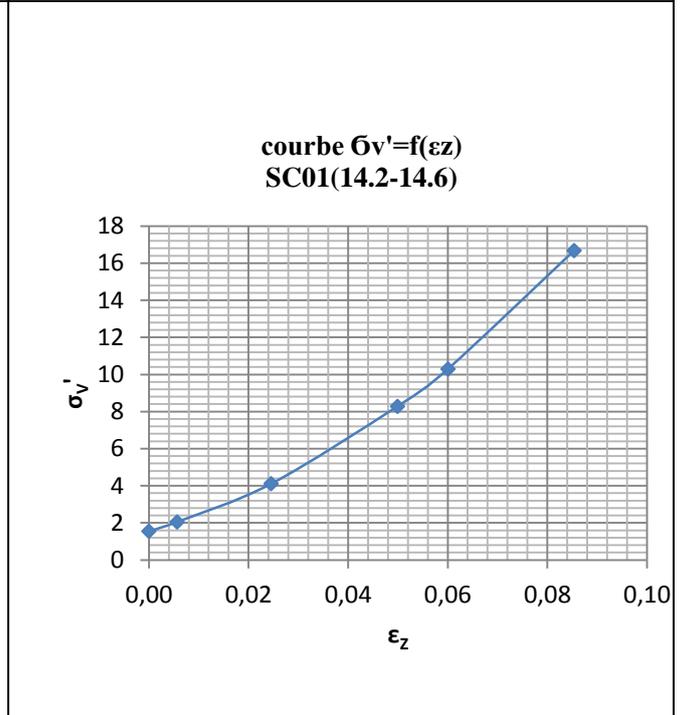
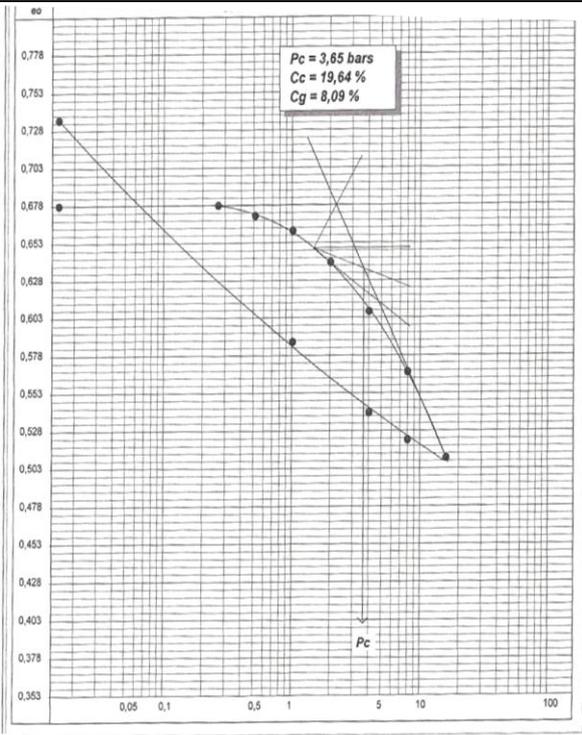


R=98,9 %

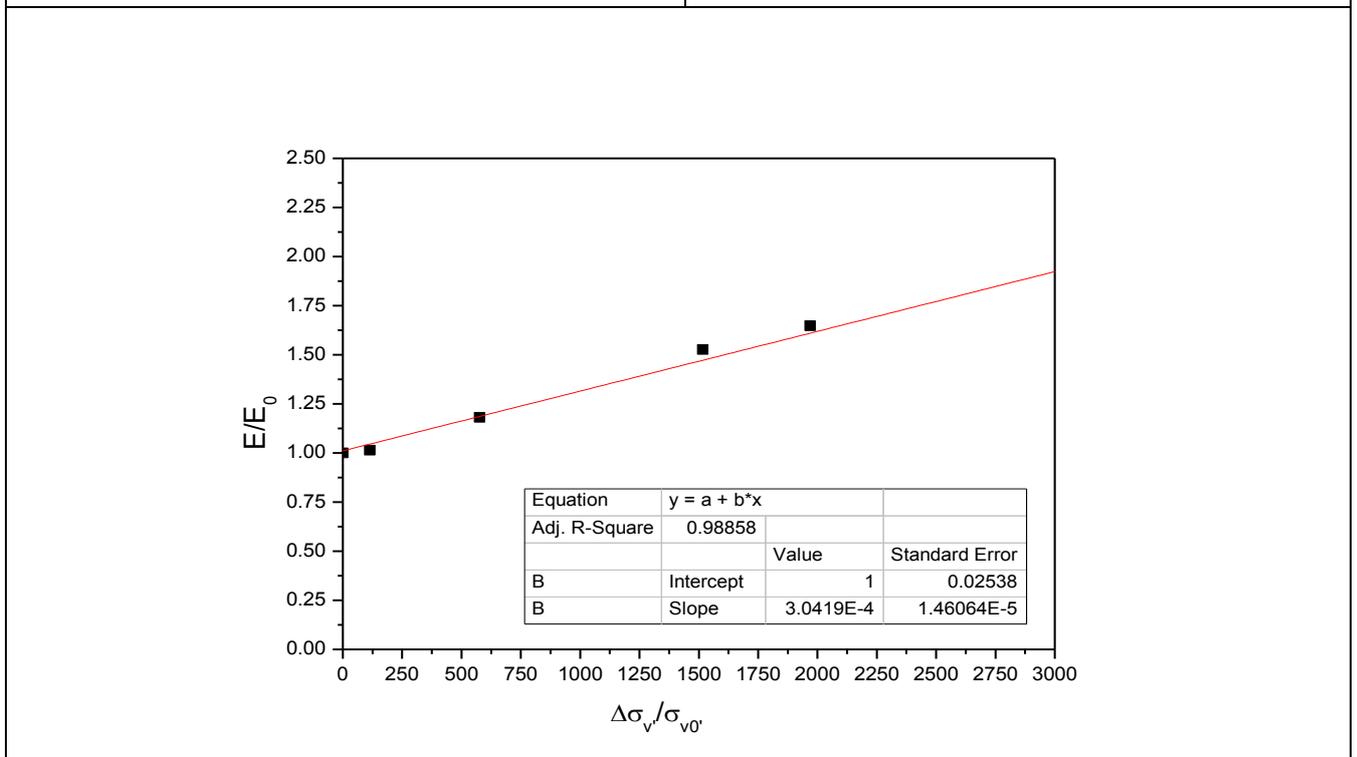


M0 = 7486,05 KPa	a = 1,00
b= 3,605 E-4	R = 98,8 %

Site	EL-HAMIZ
Sondage N°	SC01
Profondeur	14,2-14,6 m
Classification du sol	/

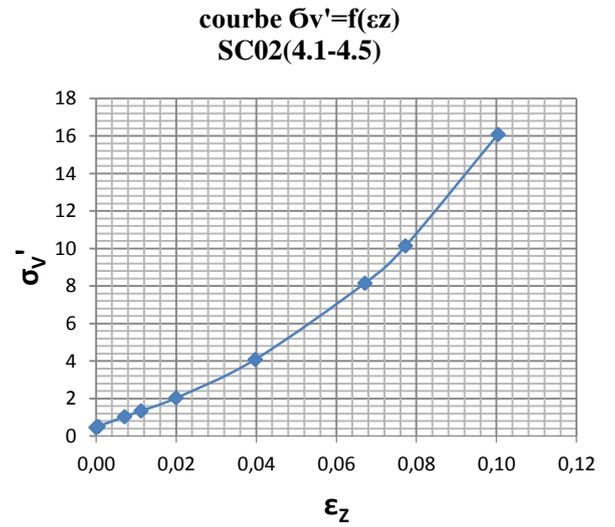
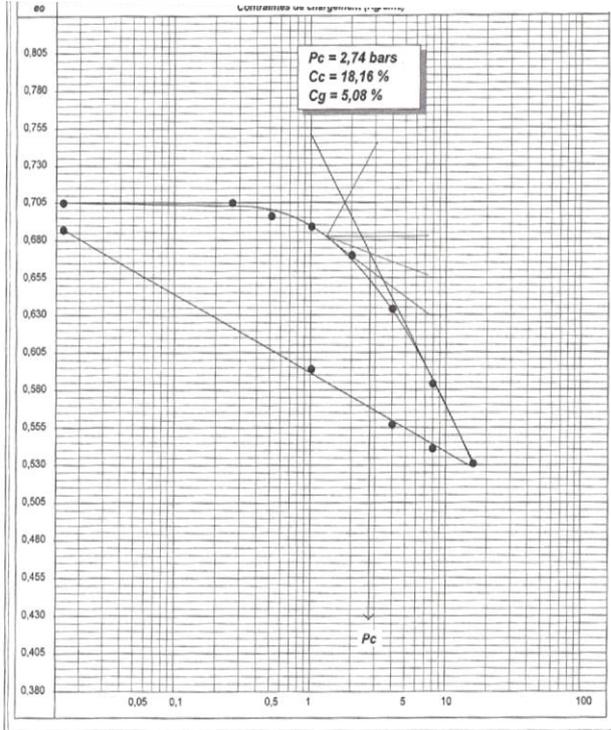


R = 99,10 %

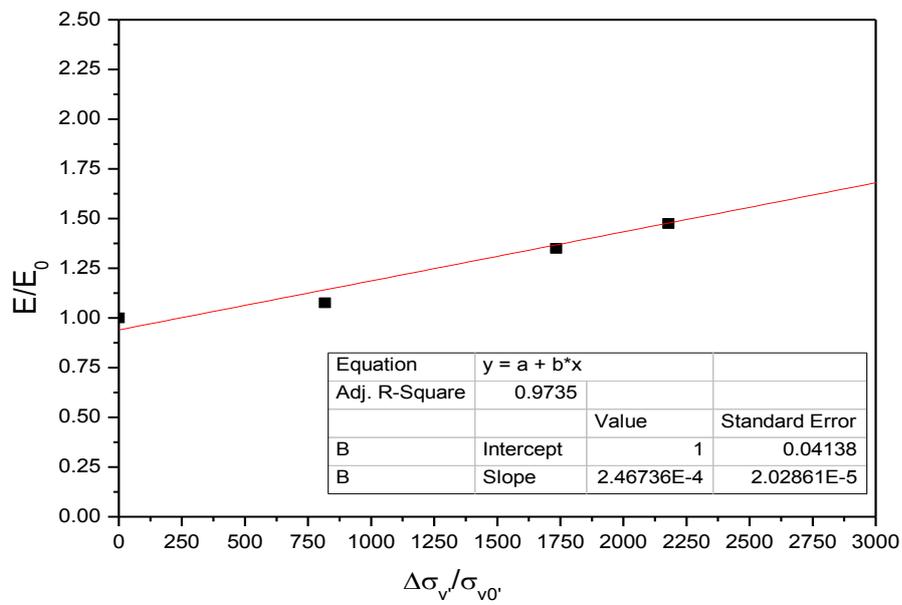


M0 = 8852,91 KPa	a = 1,00
b = 3,042 E-4	R = 98,8 %

Site	EL-HAMIZ
Sondage N°	SC02
Profondeur	4,1-4,5 m
Classification du sol	At

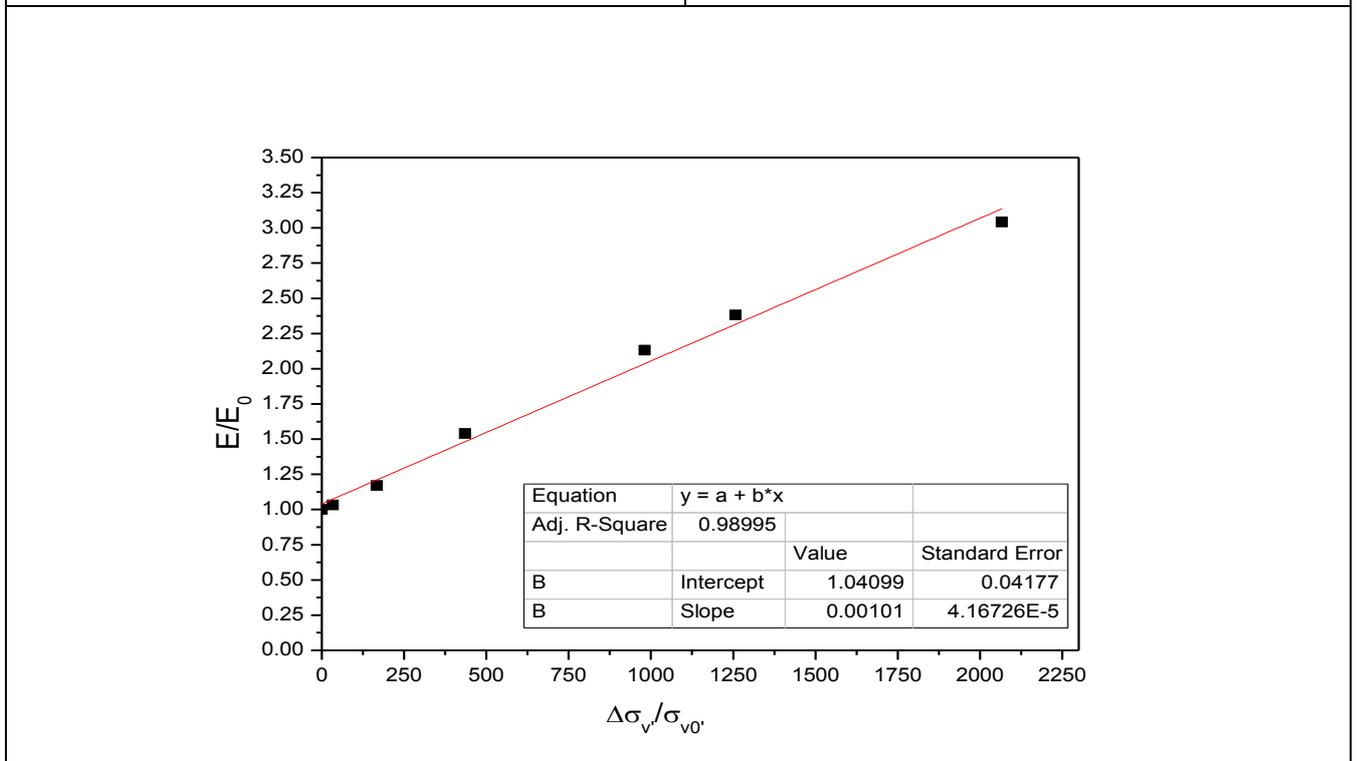
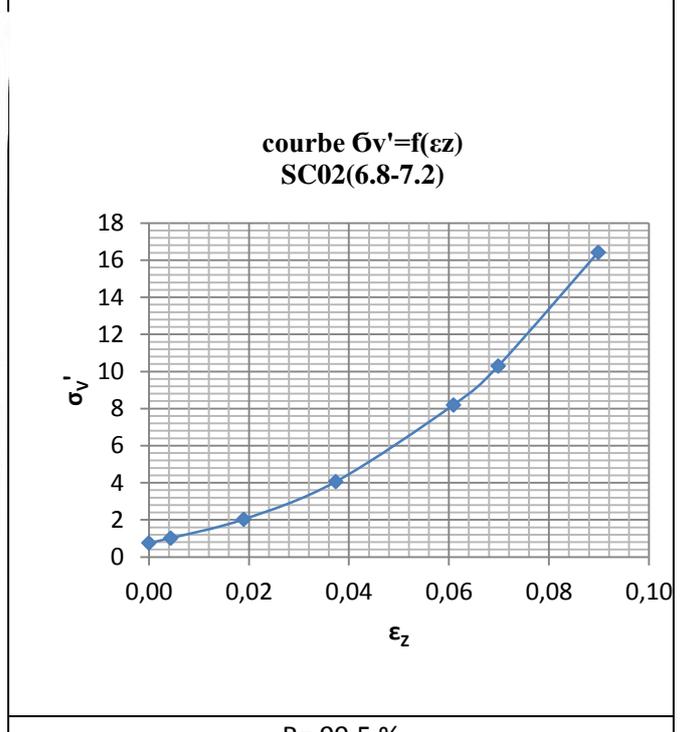
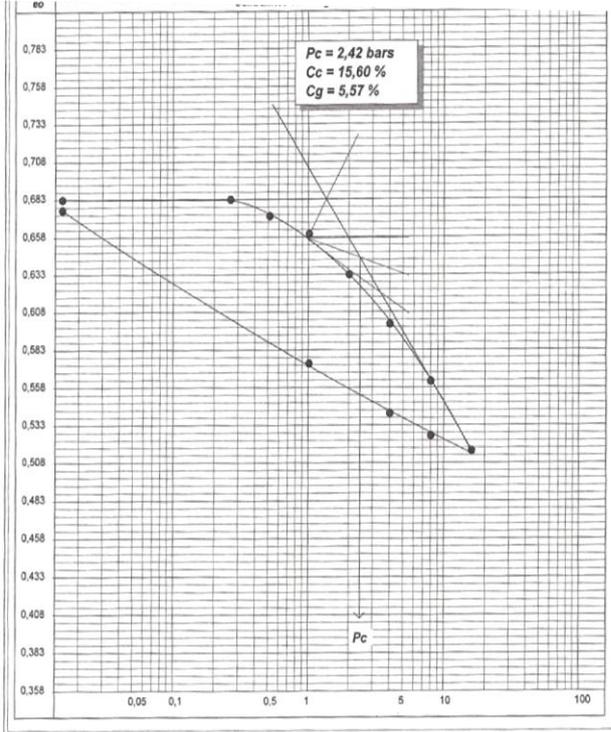


R= 69,6 %



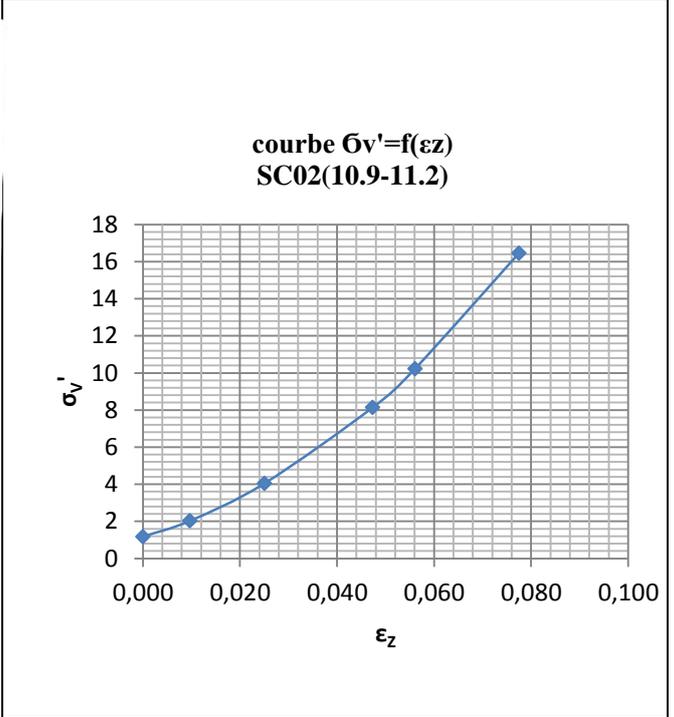
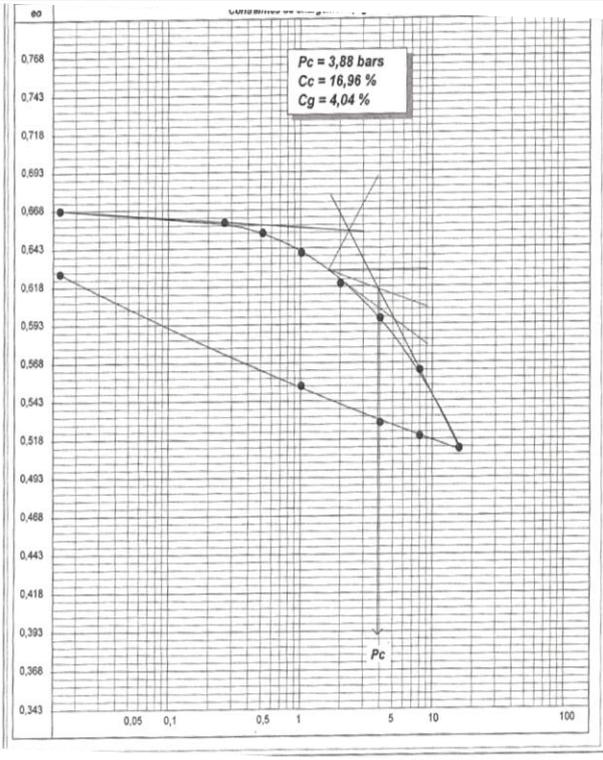
M0 = 8500,19KPa	a = 1,00
b= 2,467 E-4	R = 97,3 %

Site	EL-HAMIZ
Sondage N°	SC02
Profondeur	6,8-7,2 m
Classification du sol	At

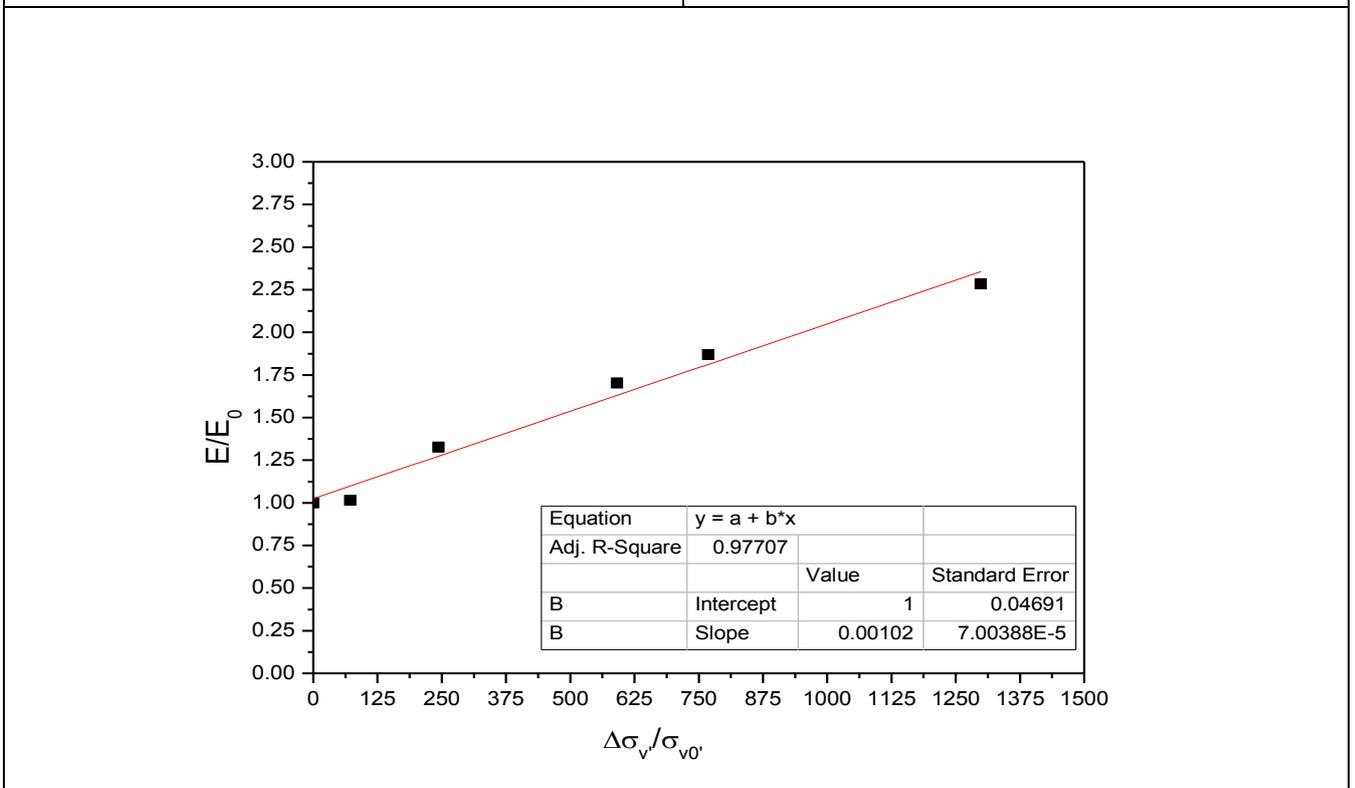


$M_0 = 5731,06 \text{ KPa}$	$a = 1,04$
$b = 0,00101$	$R = 98,99 \%$

Sondage N°	SC02
Profondeur	10,9-11,2 m
Classification du sol	Ap



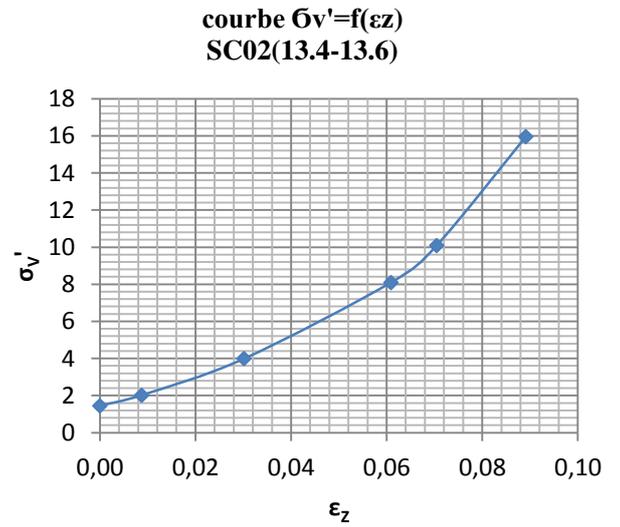
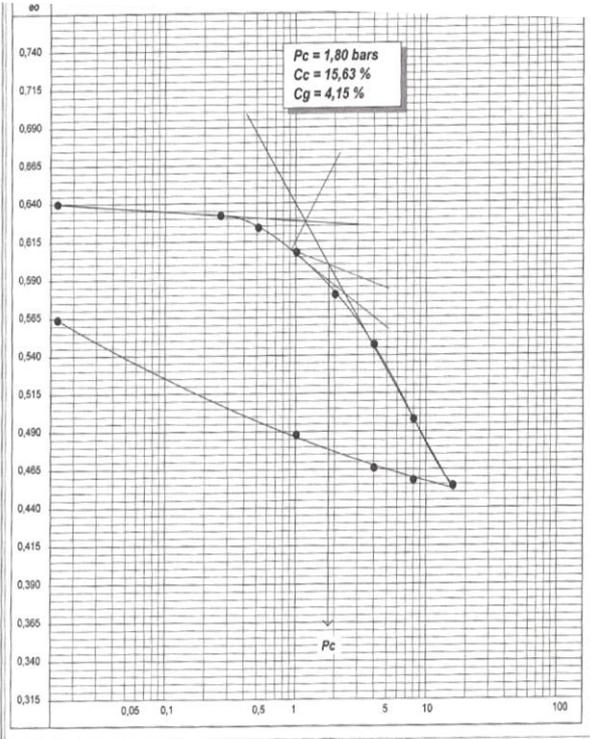
R= 97,1 %



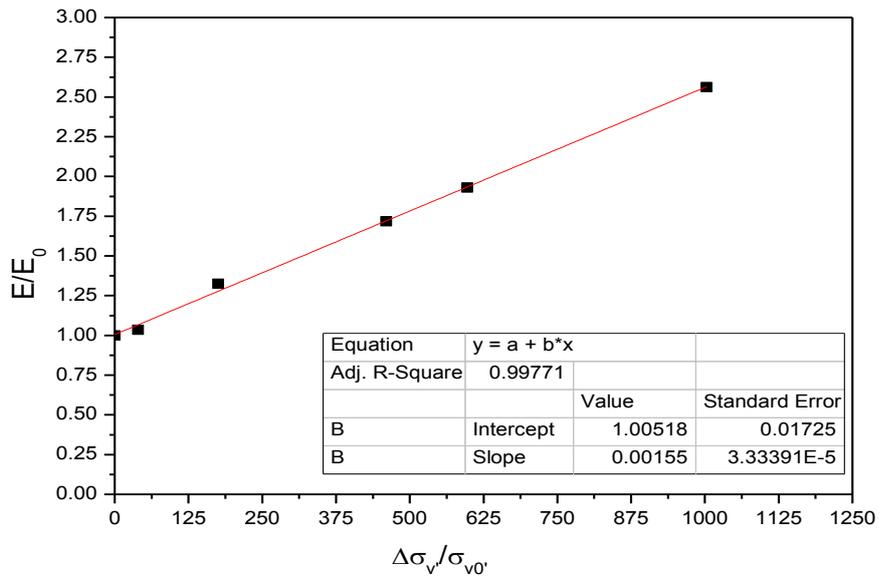
M0 = 8632,95 KPa	a = 1,00
------------------	----------

b= 0,00102	R = 97,7 %
------------	------------

Site	EL-HAMIZ
Sondage N°	SC02
Profondeur	13,4-13,6 m
Classification du sol	Ap

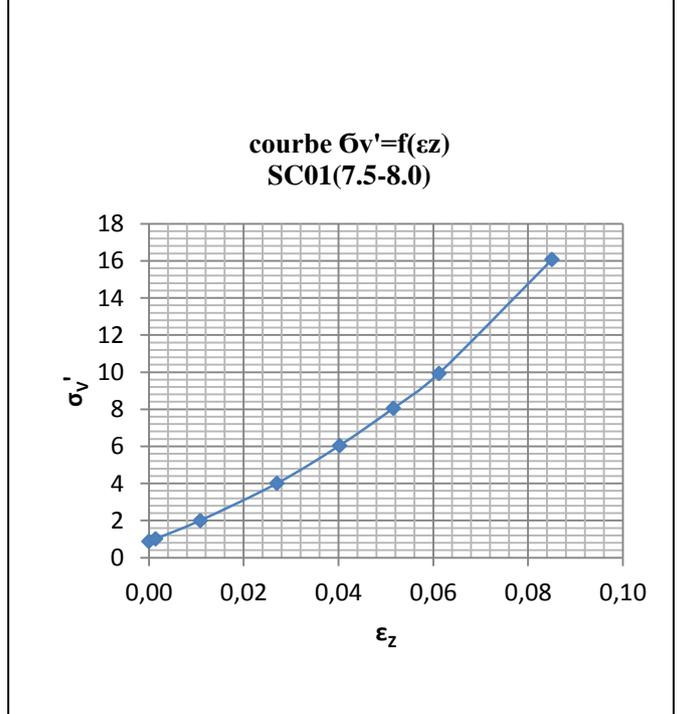
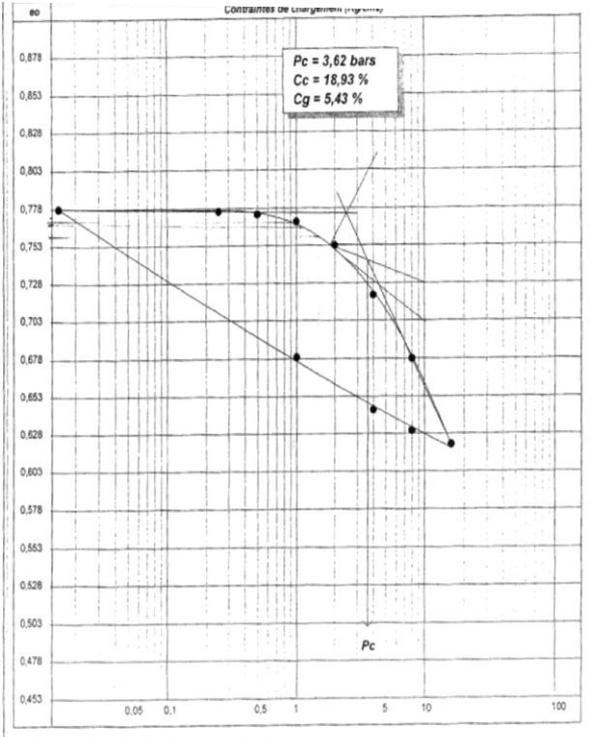


R= 99,5 %

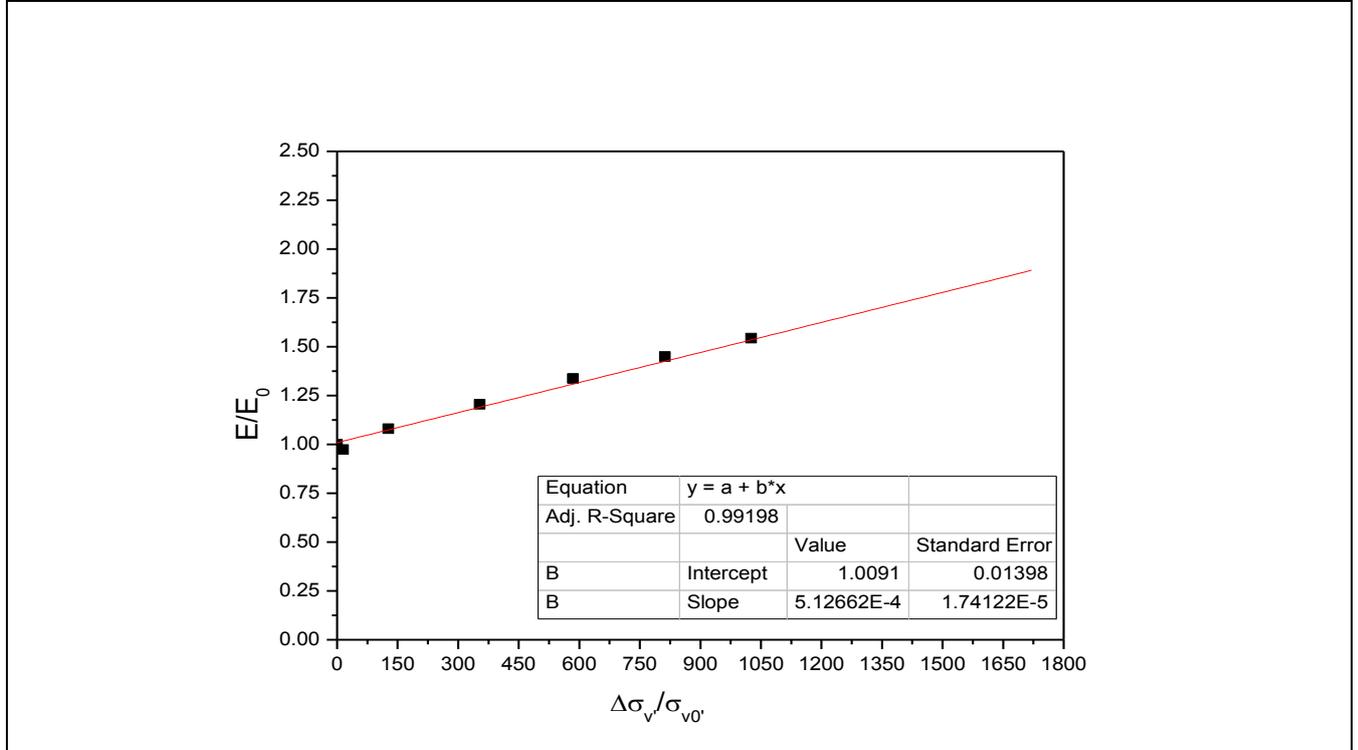


$M_0 = 6354,91 \text{ KPa}$	$a = 1,005$
$b = 0,00155$	$R = 99,7 \%$

Site	ROUIBA
Sondage N°	SC01
Profondeur	07,5-08,0 m
Classification du sol	At



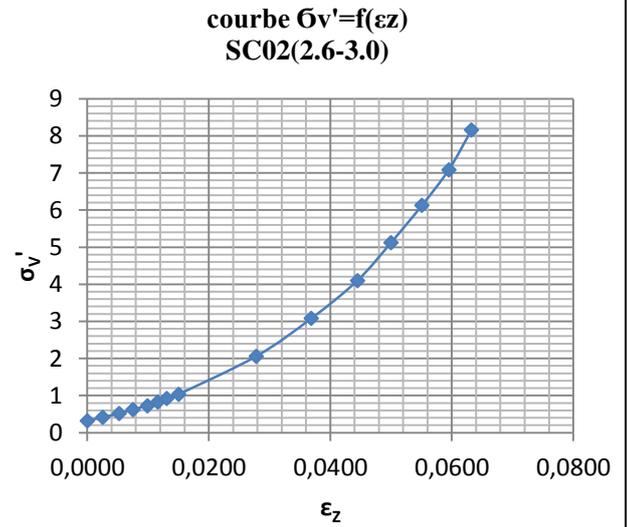
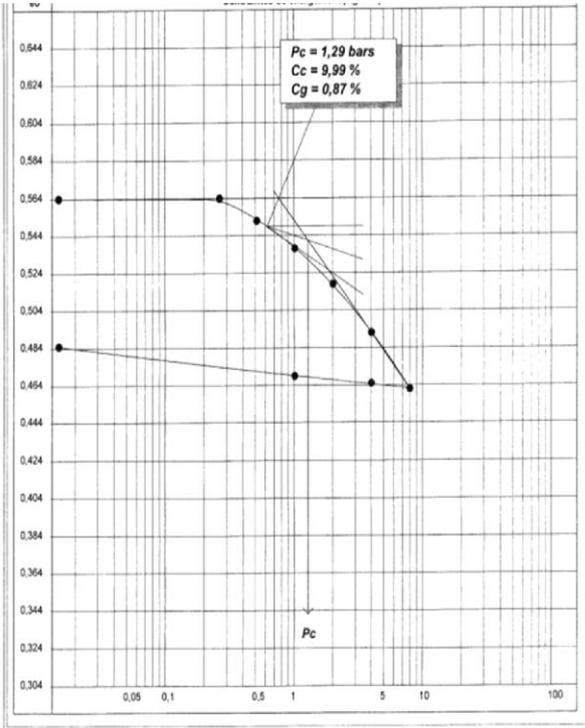
R = 99,1 %



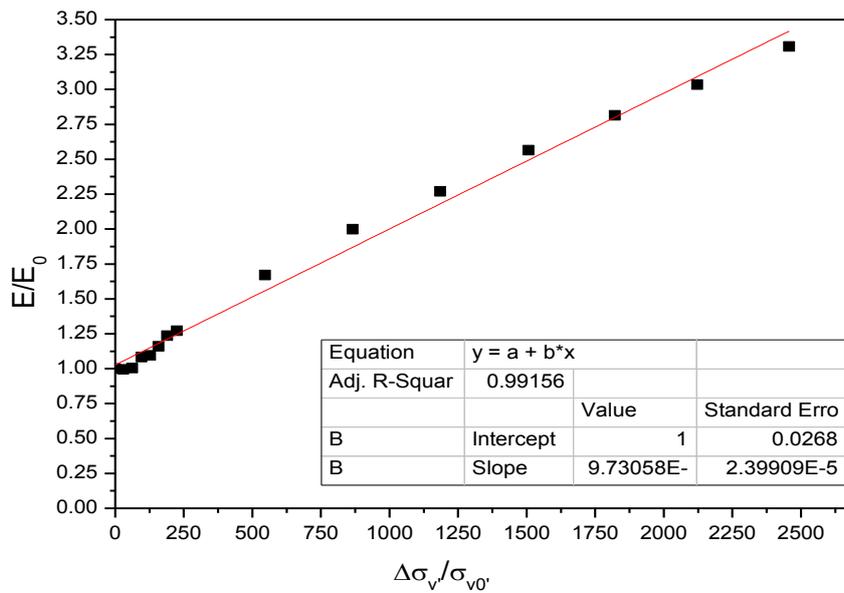
$M_0 = 9588,35 \text{ KPa}$ $a = 1,009$

$b = 5,126 \text{ E-4}$ $R = 99,2 \%$

Site	TASSAL EL MERDJA
Sondage N°	SC02
Profondeur	2,6-03,0 m
Classification du sol	/



R = 98,8 %



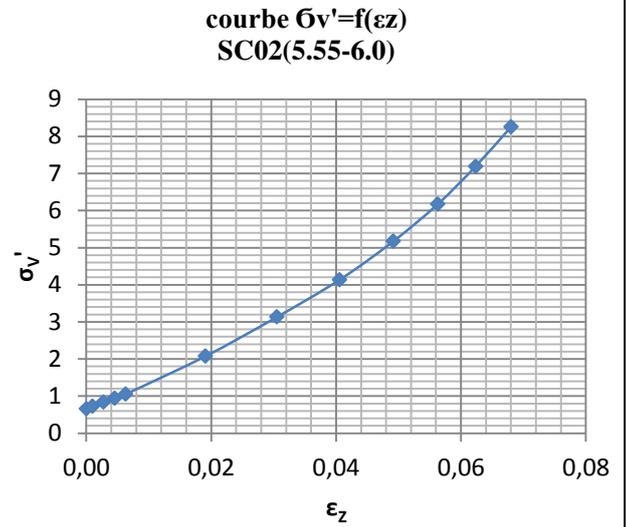
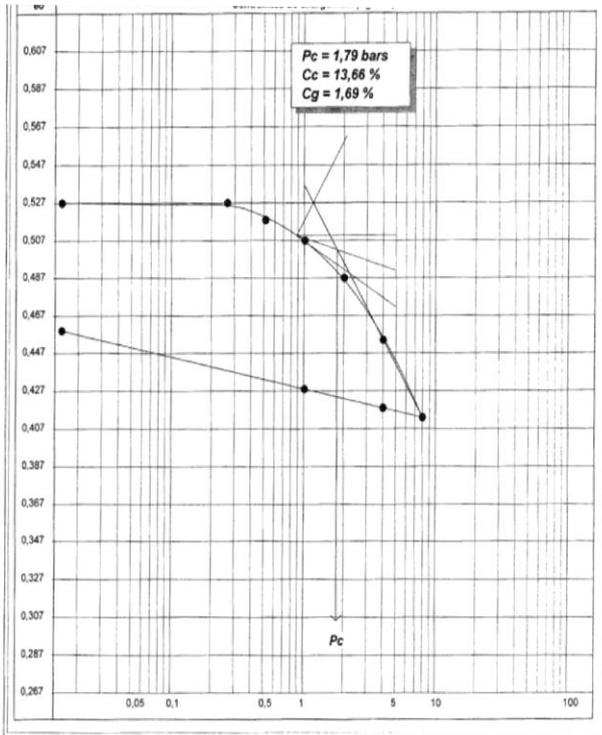
$M_0 = 3746,97$ KPa

$a = 1,027$

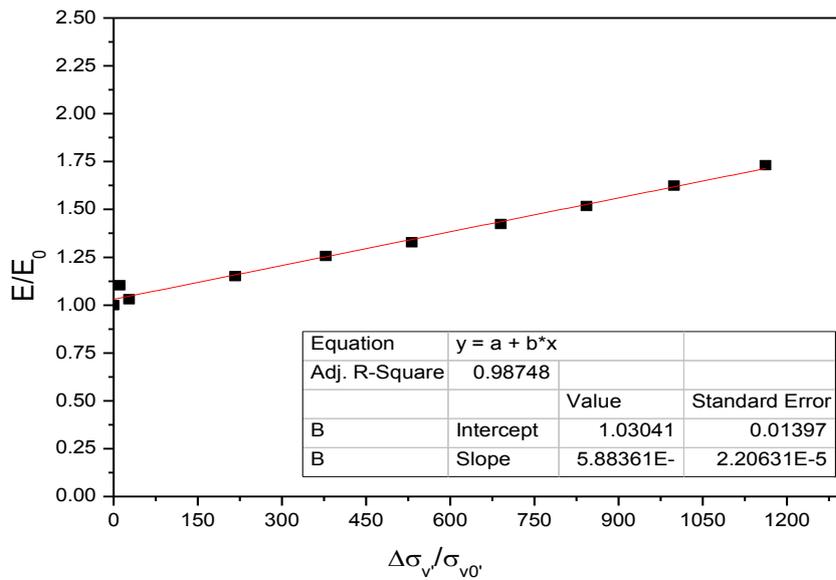
$b = 9,730$ E-4

R = 99,10 %

Site	TASSALA EL MERDJA
Sondage N°	SC02
Profondeur	05,55-6,00m
Classification du sol	/

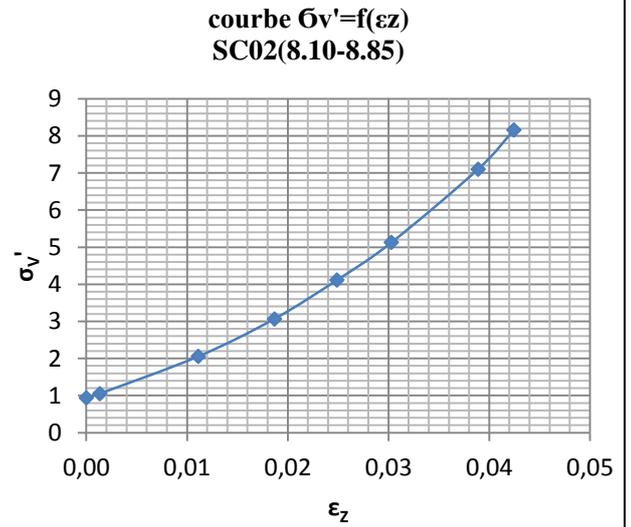
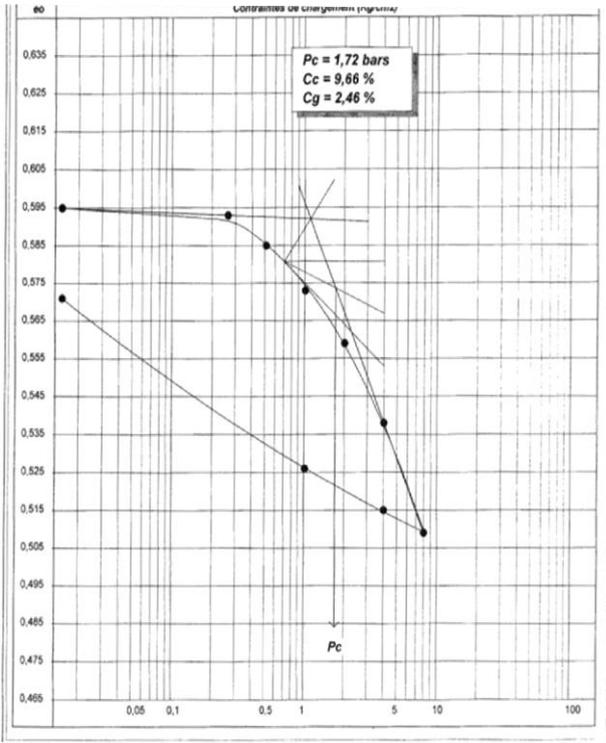


R = 96,80 %

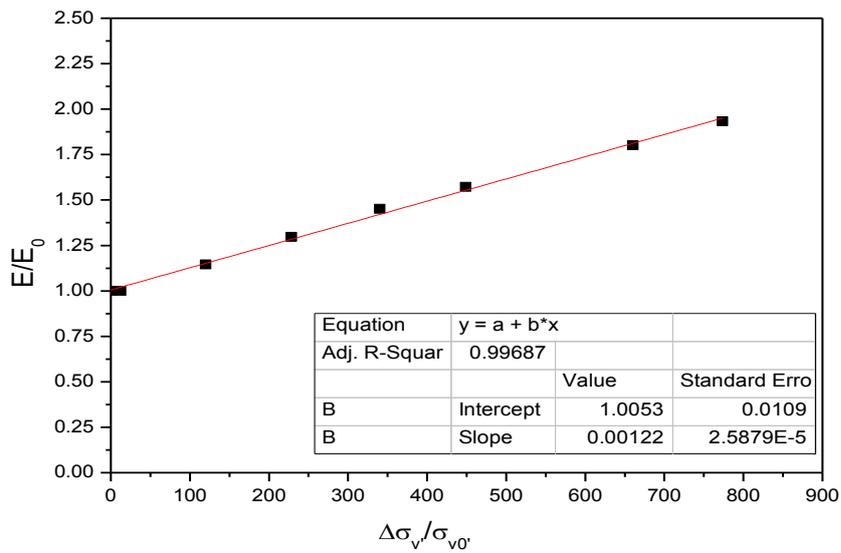


$M_0 = 6585,91 \text{ KPa}$	$a = 1,03$
$b = 5,883E-4$	$R = 98,70 \%$

Site	TASSALA EL MERDJA
Sondage N°	SC02
Profondeur	8,10-08,85 m
Classification du sol	/

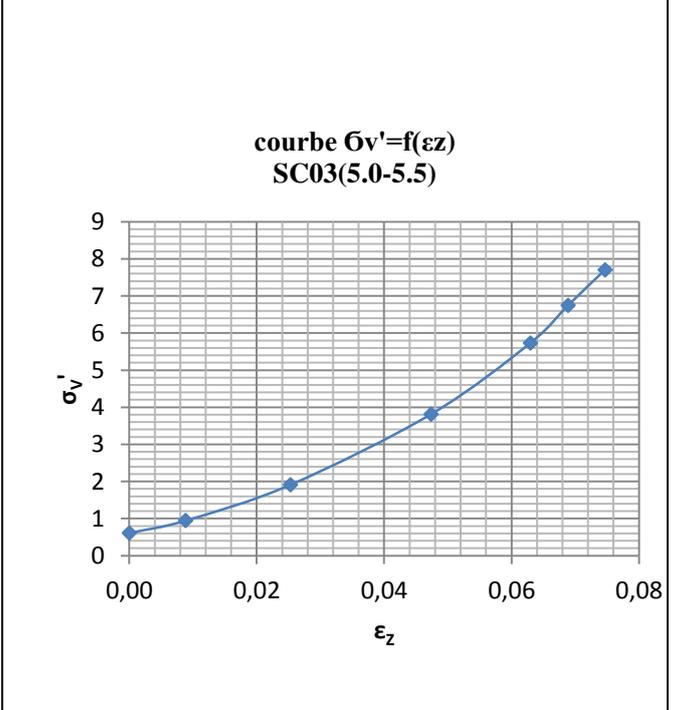
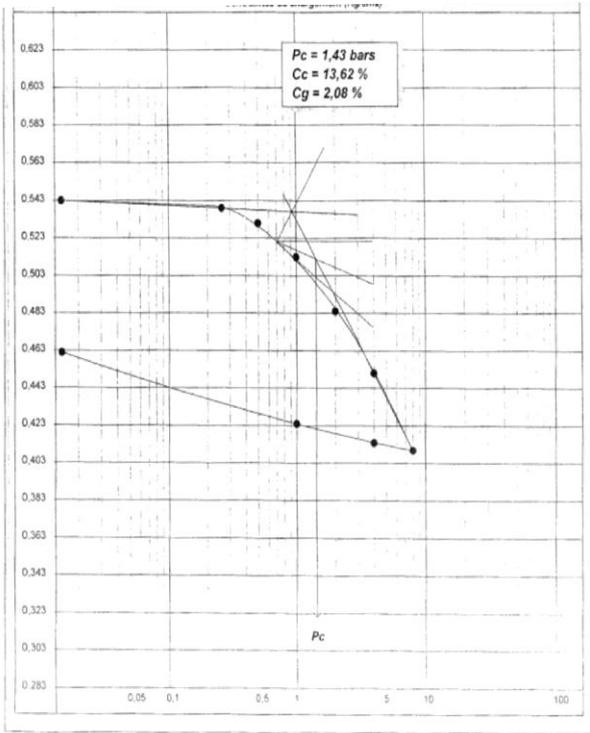


R = 99,7 %

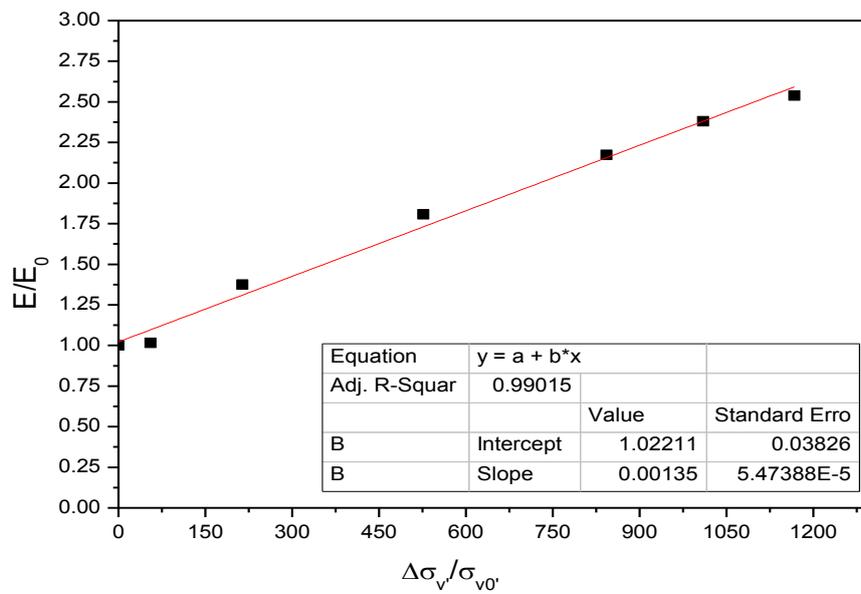


$M_0 = 8801,6 \text{ KPa}$	$a = 1,005$
$b = 0,0012$	$R = 99,60 \%$

Site	BIRTOUTA
Sondage N°	SC03
Profondeur	05,0-05,5 m
Classification du sol	Ap

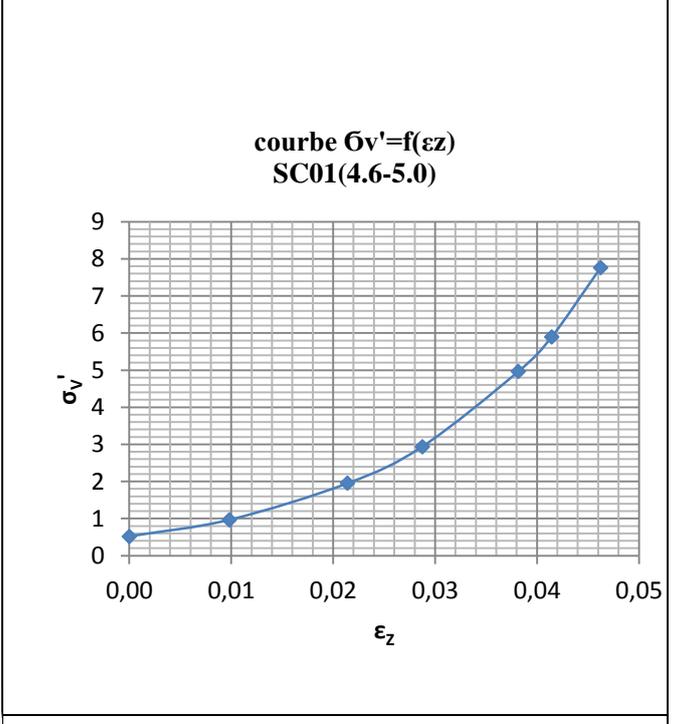
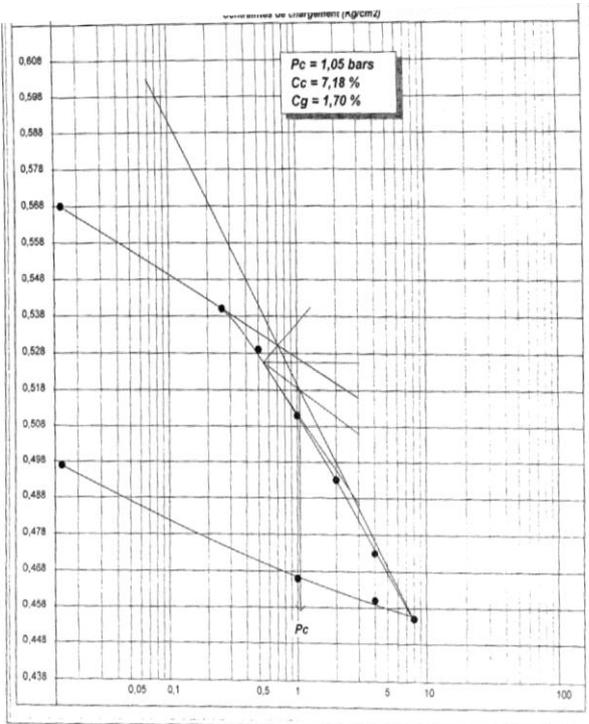


R = 98,10 %

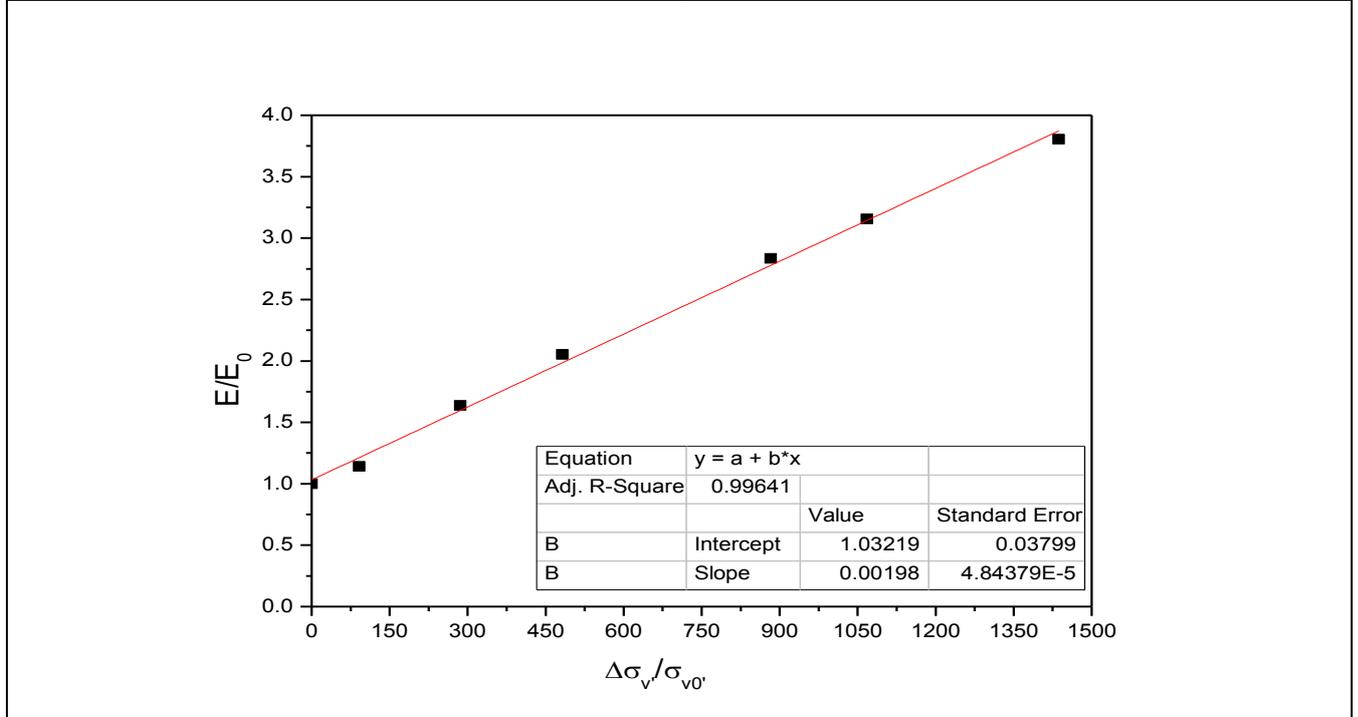


$M_0 = 3743,98 \text{ KPa}$	$a = 1,022$
$b = 0,00135$	$R = 99,00 \%$

Site	OULED SLIMANE (BIRTOUTA)
Sondage N°	SC01
Profondeur	04,6-05,0 m
Classification du sol	At



R = 99,0 %



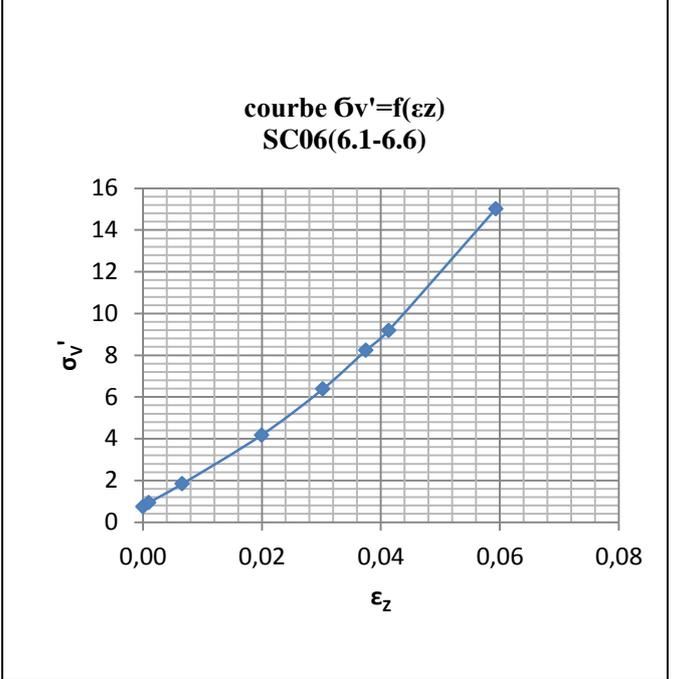
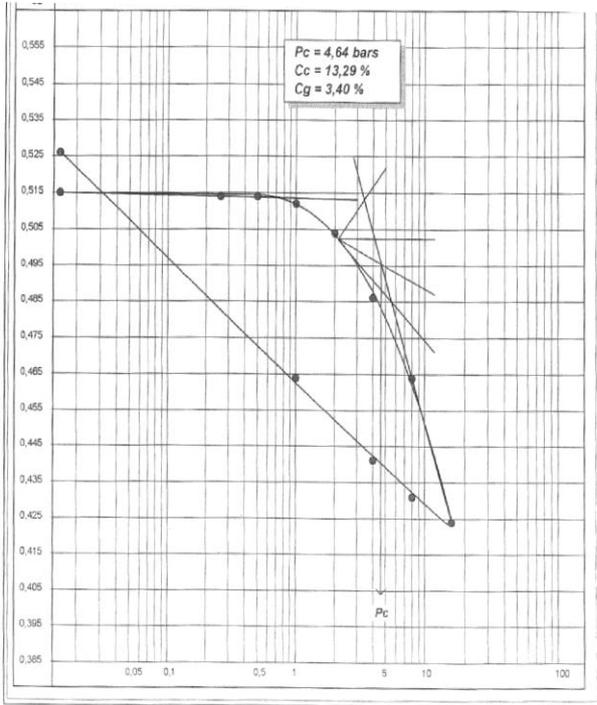
M0 = 4123,8 KPa

a = 1,032

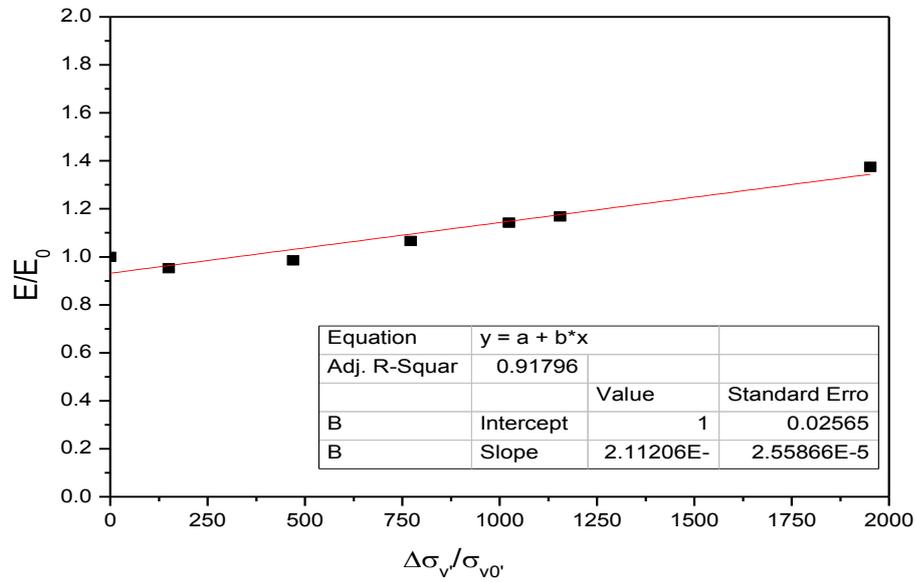
b = 0,00198

R = 99,60 %

Site	MEFTAH
Sondage N°	SC06
Profondeur	06,10-06,60 m
Classification du sol	Ap

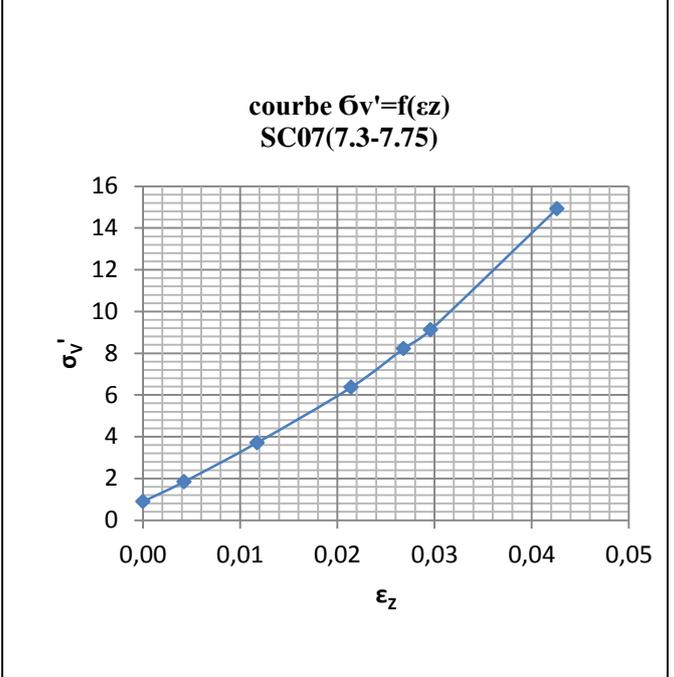
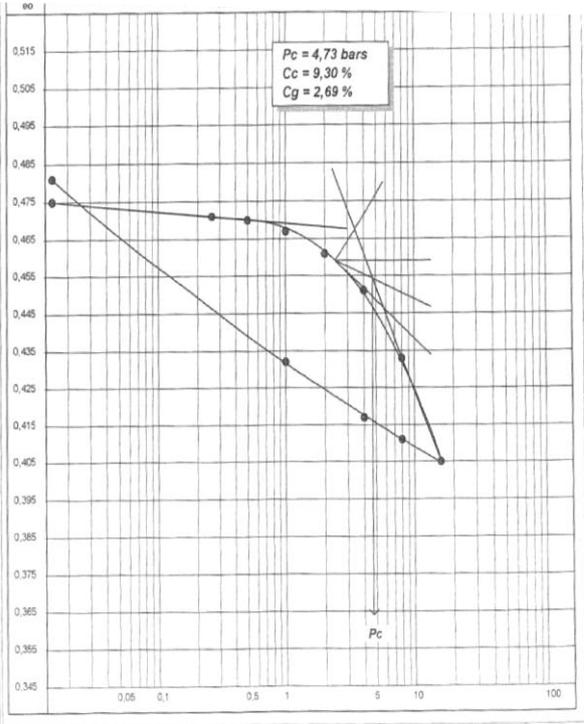


R = 65,80 %

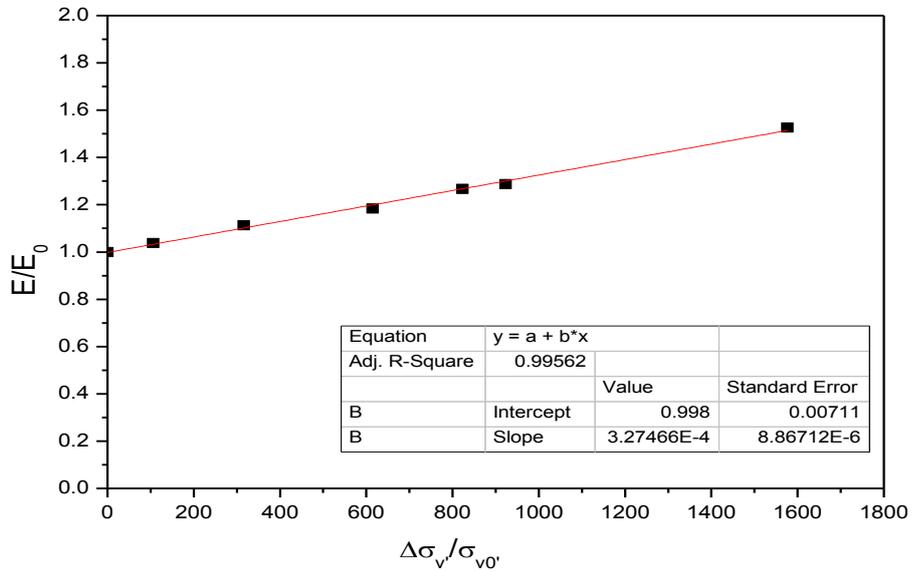


M0 = 17513,99 KPa	a = 0,932
b = 2,112E-4	R = 91,80 %

Site	MEFTAH
Sondage N°	SC07
Profondeur	07,0-07,75 m
Classification du sol	Ap

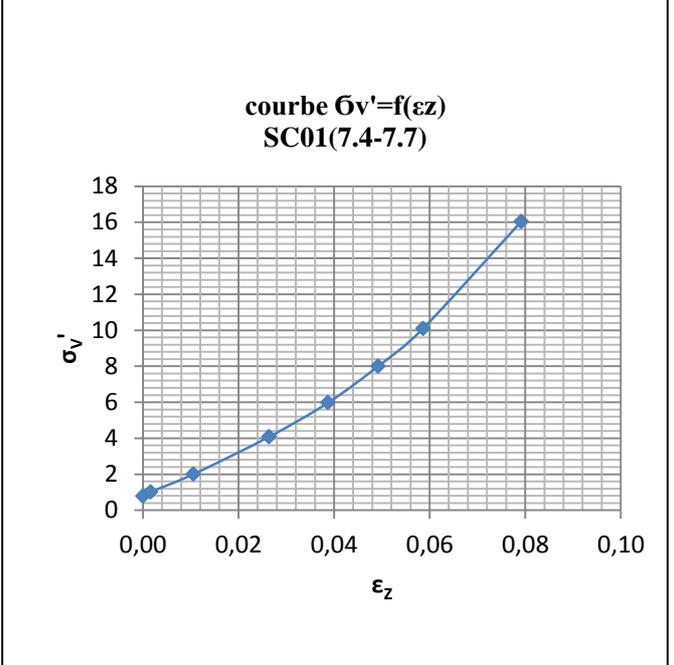
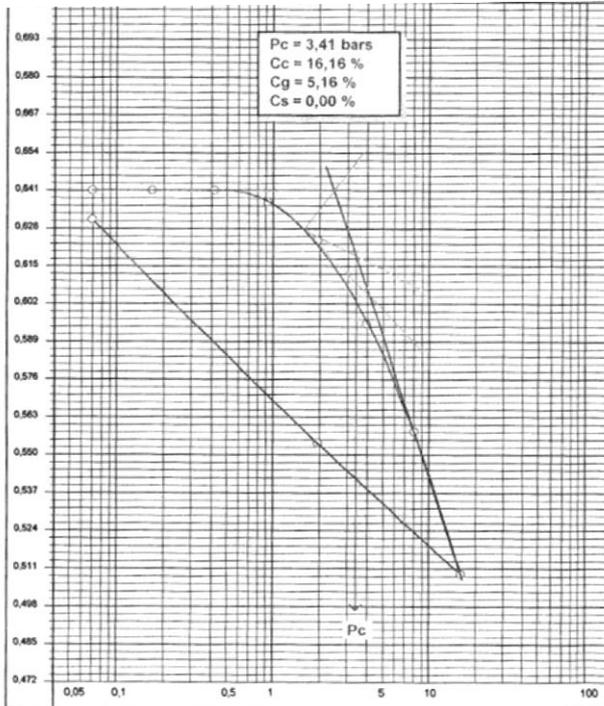


R = 99,60 %

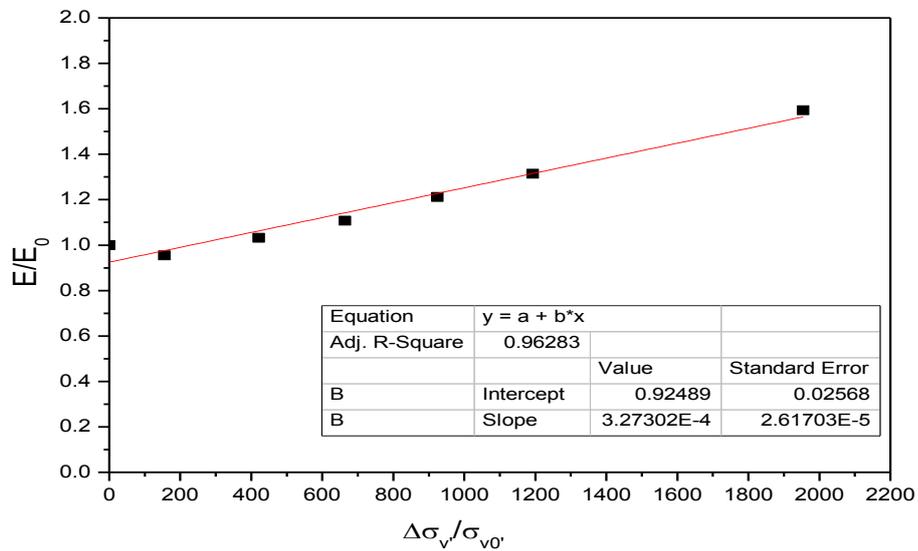


M0 = 21587,07 KPa	a = 0,998
b = 3,275-4	R = 99,60 %

Site	BOUGARA
Sondage N°	SC01
Profondeur	07,4-07,7 m
Classification du sol	Ap

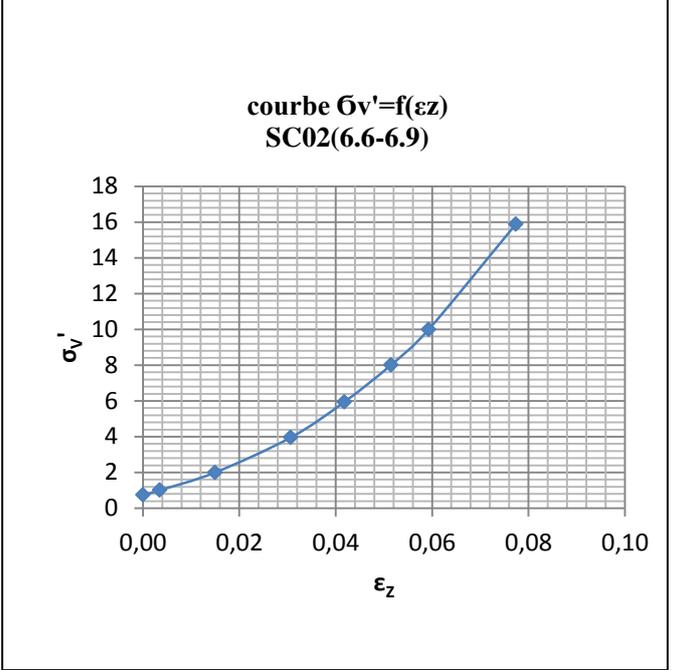
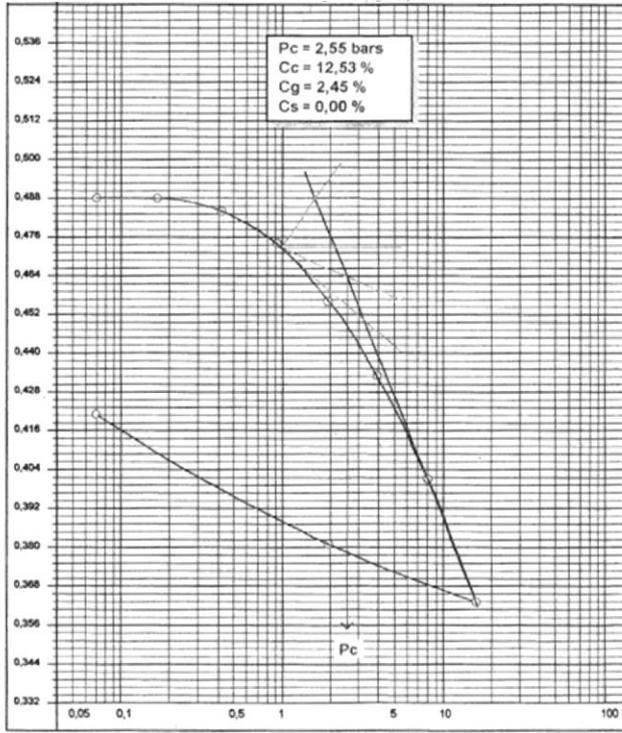


R = 77,40 %

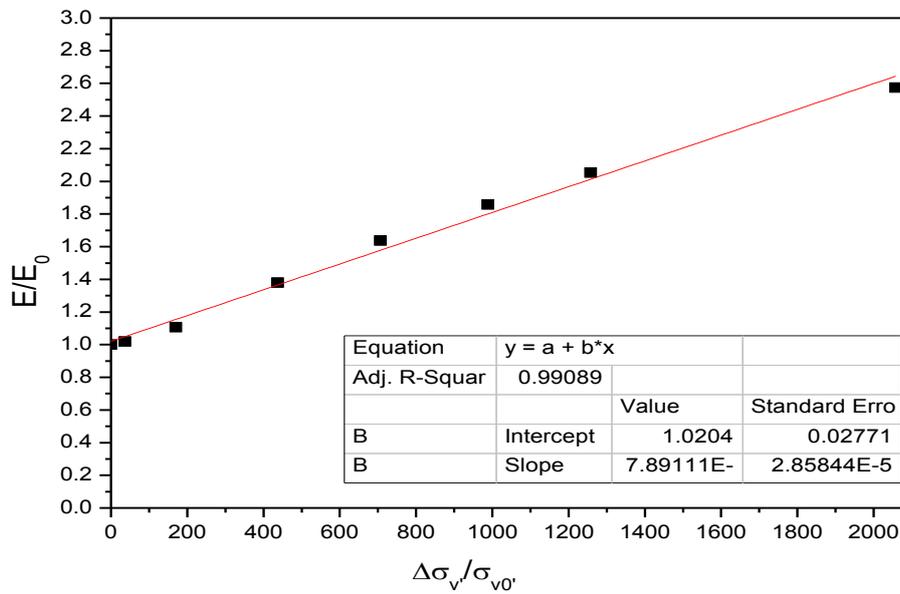


M0 = 12100,5KPa	a = 0,925
b=3,273-4	R = 96,20 %

Site	BOUGARA
Sondage N°	SC02
Profondeur	06,6-06,9 m
Classification du sol	Lp

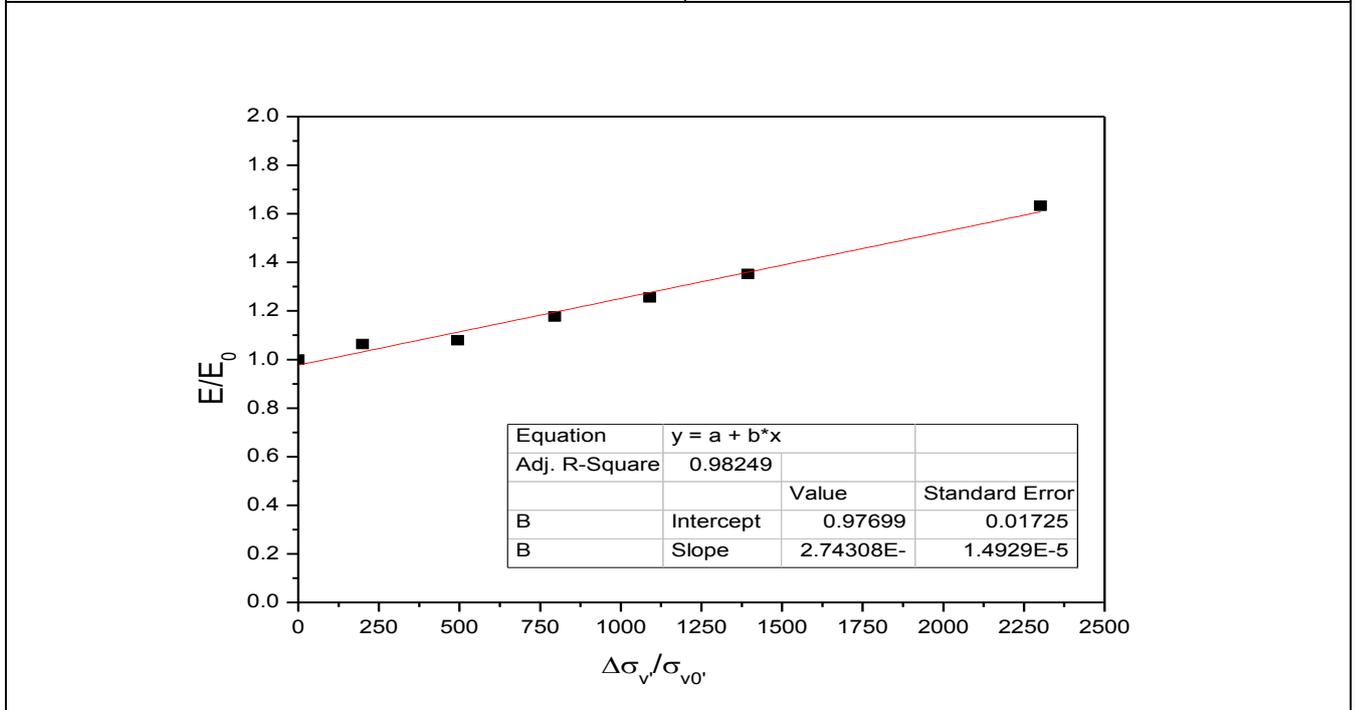
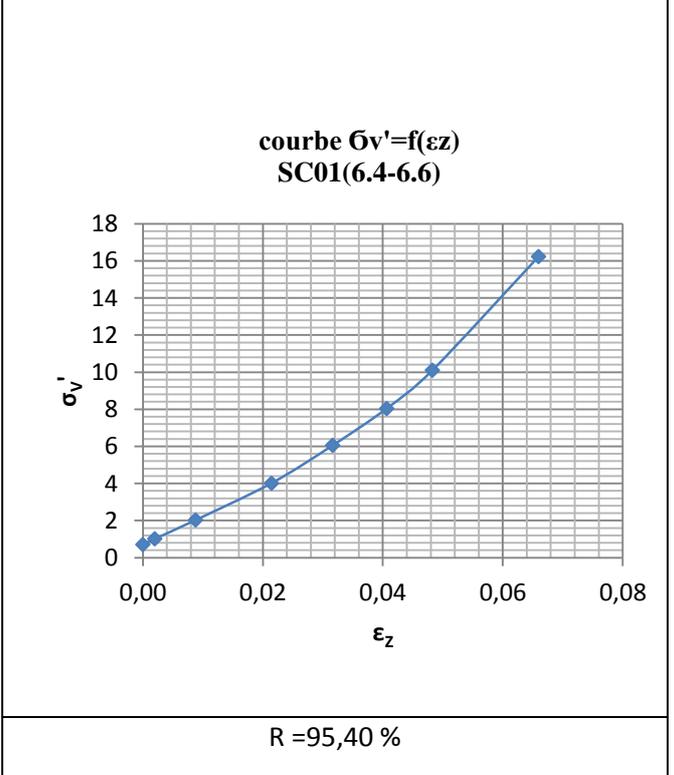
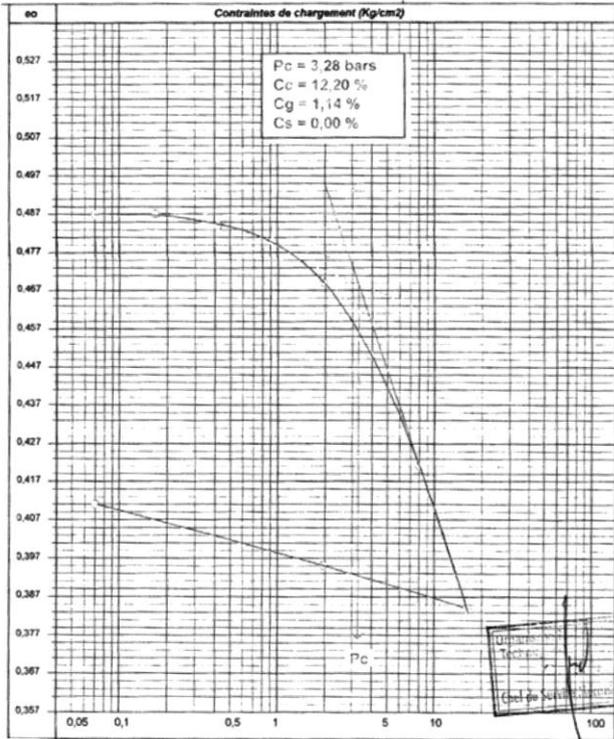


R = 99,10 %



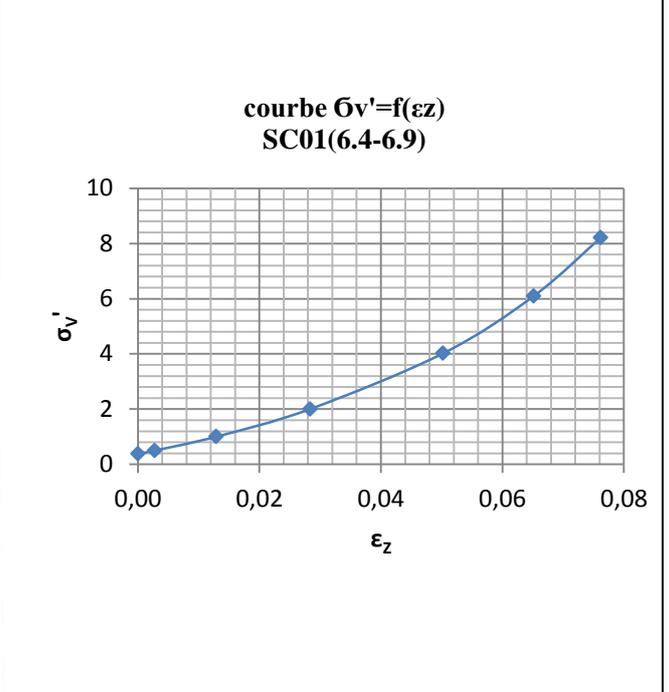
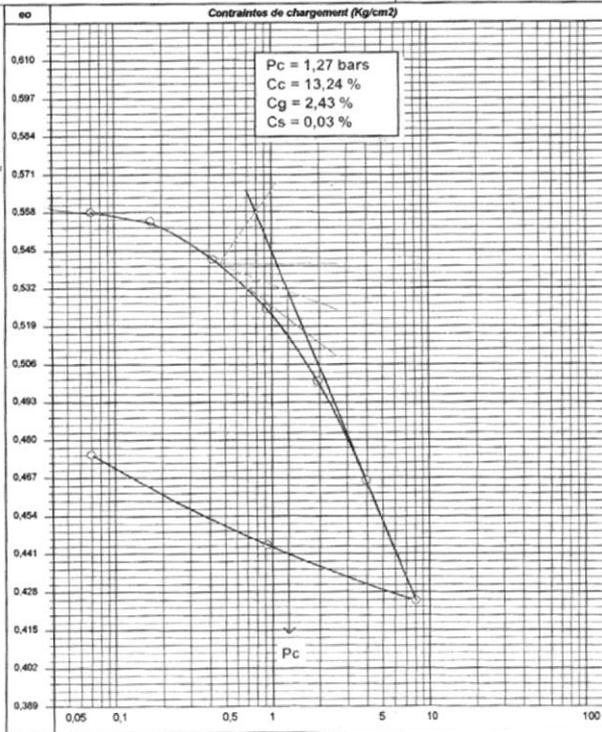
M0 = 7604,68 KPa	a = 1,02
b = 7,891-4	R = 99,09 %

Site	OULED YAÏCH
Sondage N°	SC01
Profondeur	06,4-06,6 m
Classification du sol	Lp

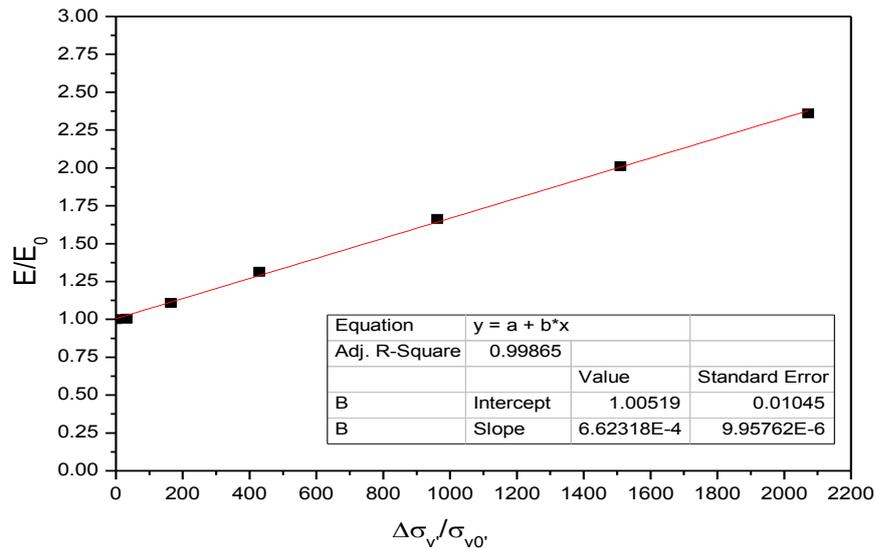


M0 = 14436,33 KPa	a = 0,977
b=2,74E-4	R = 98,20 %

Site	OUED SMAR
Sondage N°	SC01
Profondeur	03,3-03,6 m
Classification du sol	Ap

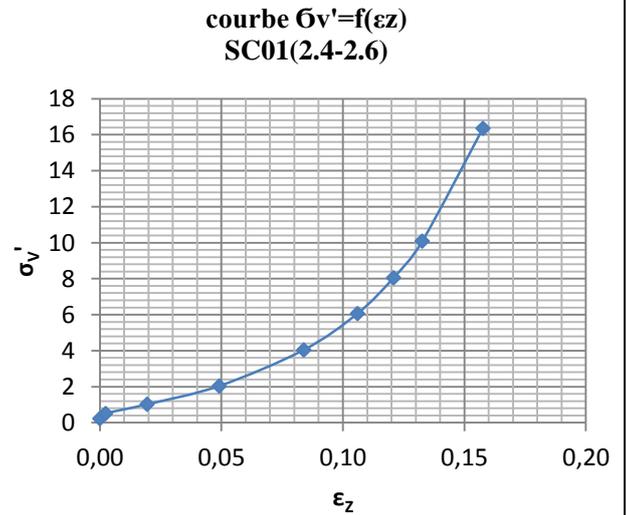
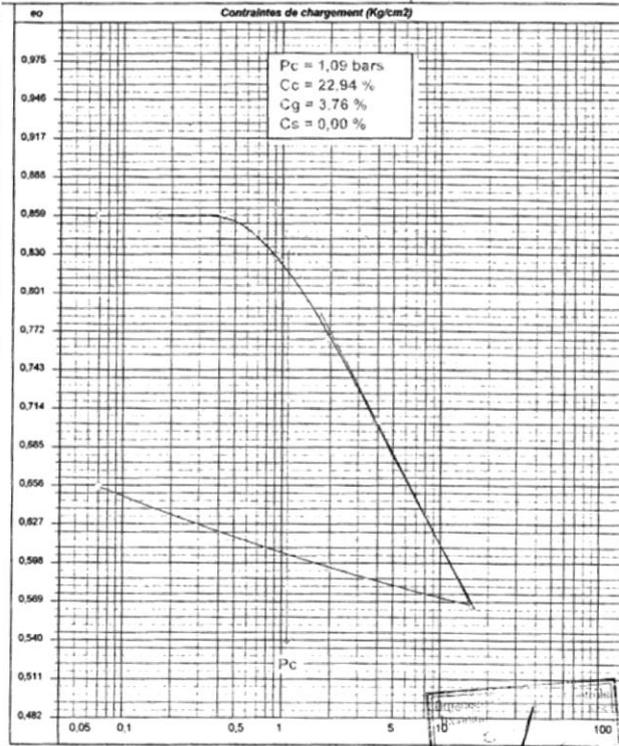


R = 98,80 %

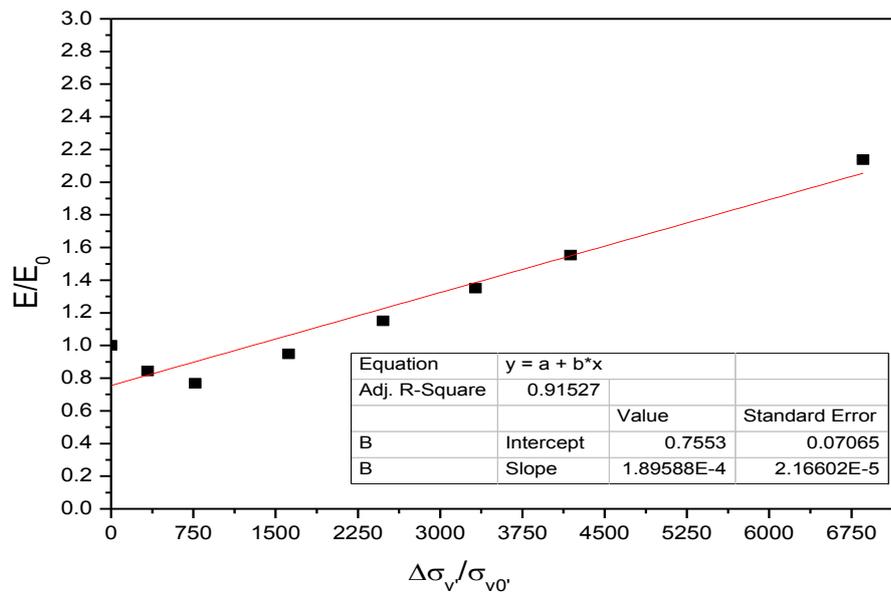


M0 = 4359,36 KPa	a = 1,005
b=6,623E-4	R = 99,86 %

Site	HAMEUR EL AÏN
Sondage N°	SC01
Profondeur	02,4 -02,6 m
Classification du sol	/

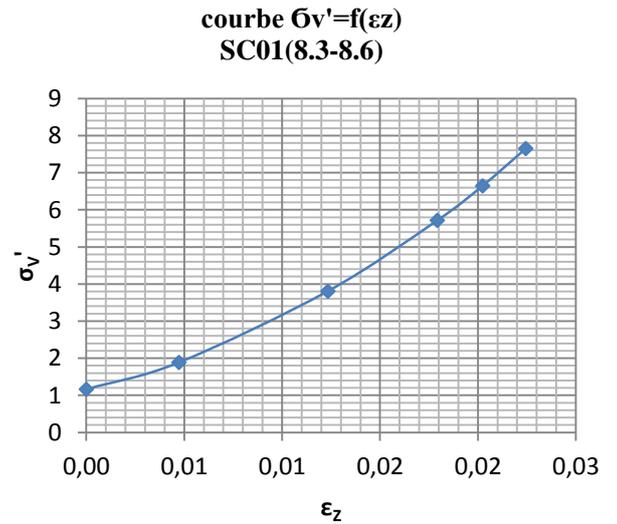
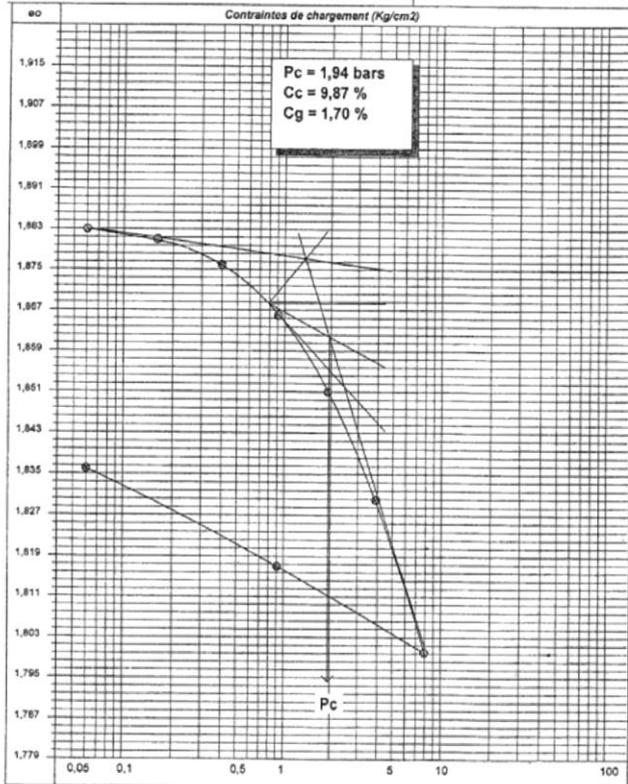


R = 89,61 %

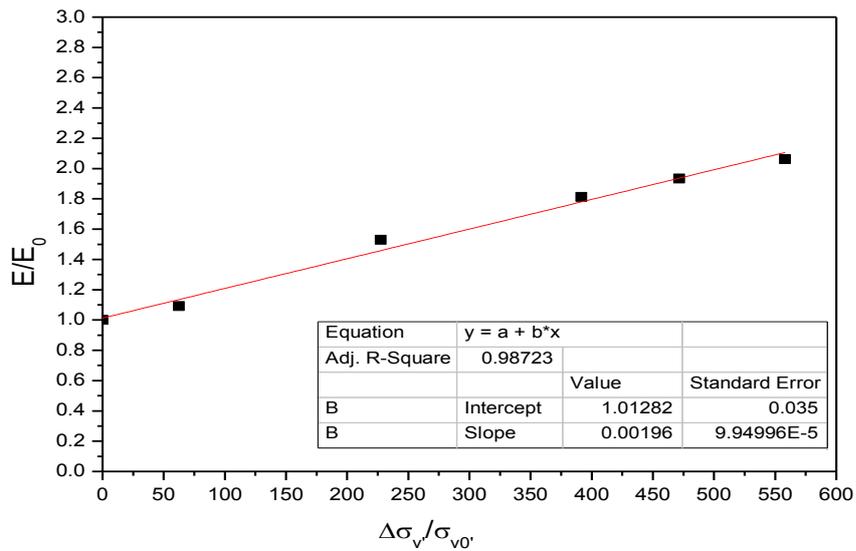


M0 = 4782,51 KPa	a = 0,755
b=1,896E-4	R = 91,50 %

Site	BLIDA (Les Palmiers)
Sondage N°	SC01
Profondeur	08,30 -08,60 m
Classification du sol	Ap



R = 95,10 %



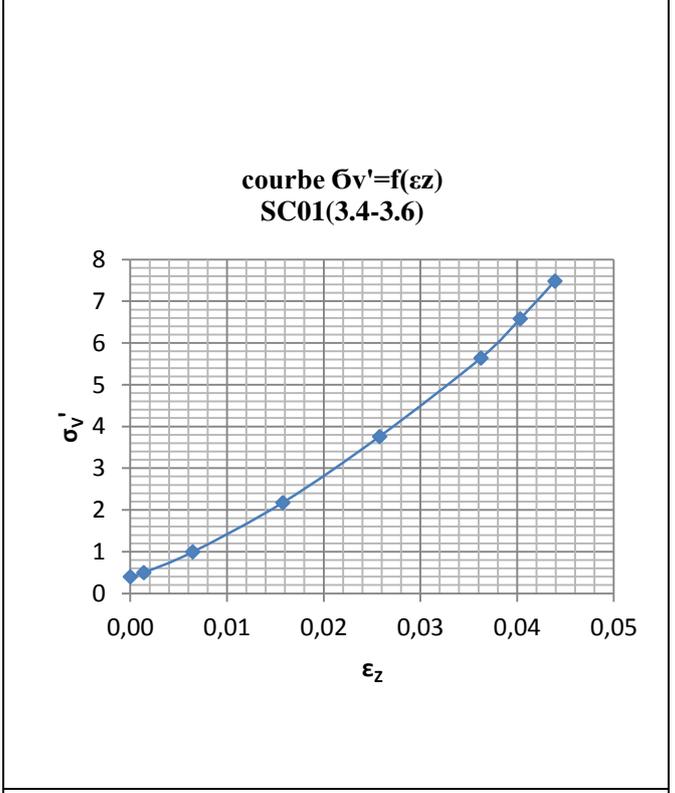
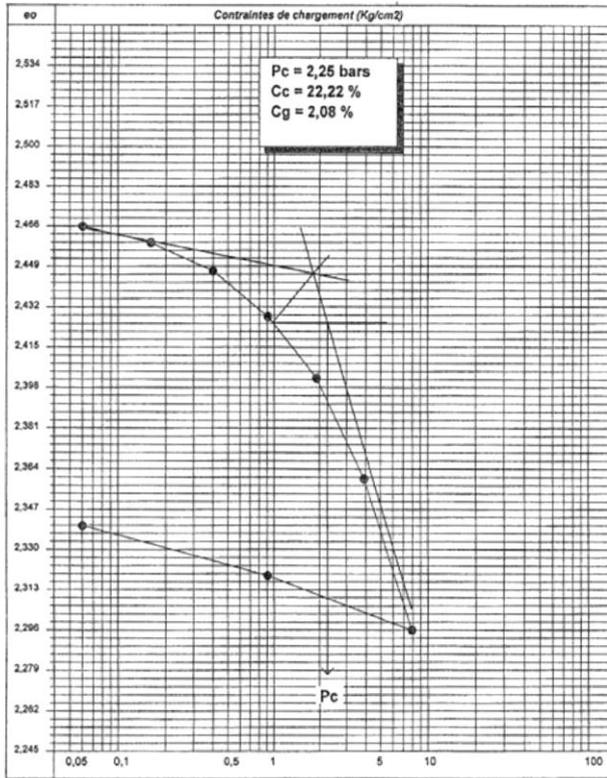
M0 = 8181,79 KPa

a = 1,012

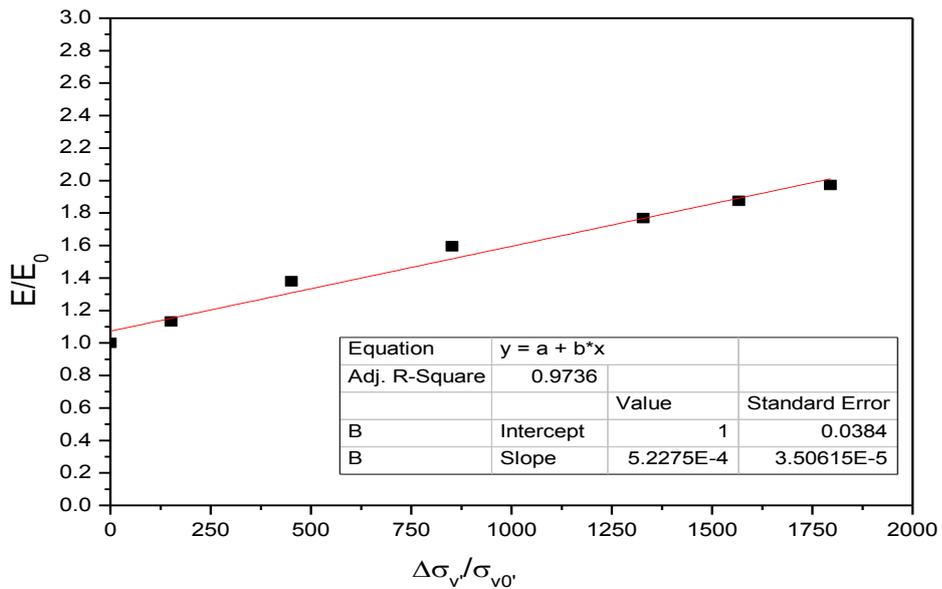
b=0,00196

R = 98,70 %

Site	BLIDA (Les Palmiers)
Sondage N°	SC01
Profondeur	03,40 -03,60 m
Classification du sol	Ap

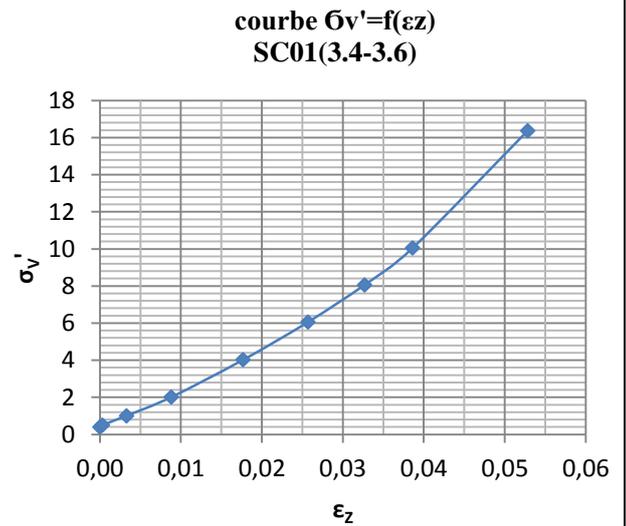
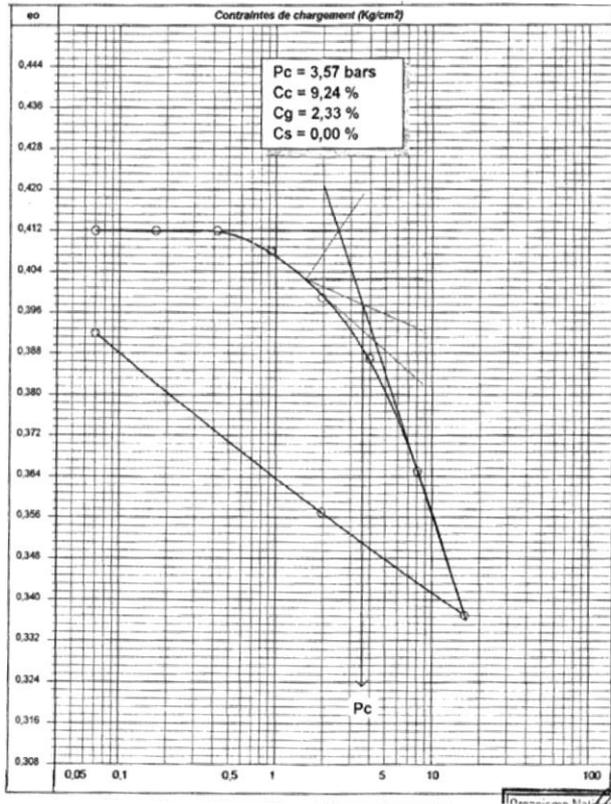


R = 98,20 %

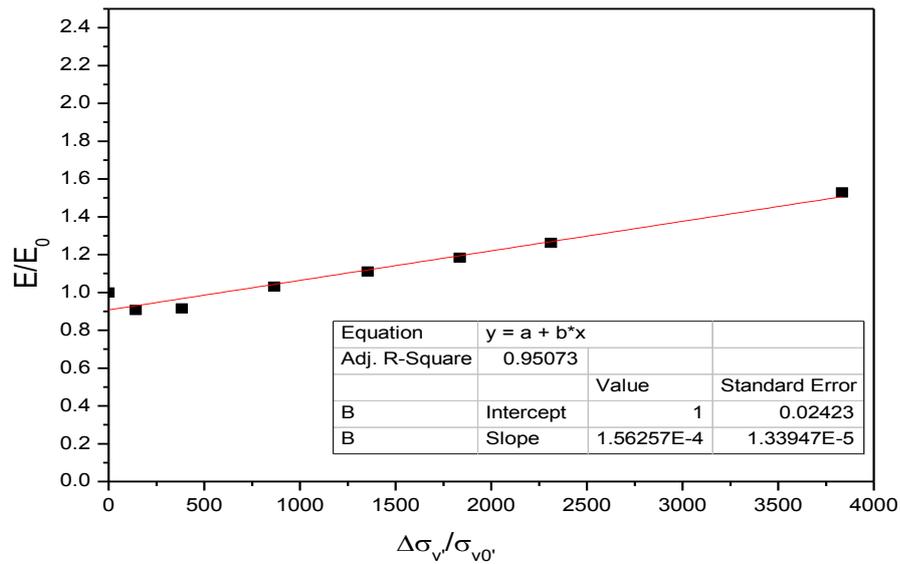


M0 = 14015,66 KPa	a = 1,073
b=5,227E-4	R = 97,40 %

Site	BIR KHADEM
Sondage N°	SC01
Profondeur	03,40 -03,60 m
Classification du sol	/

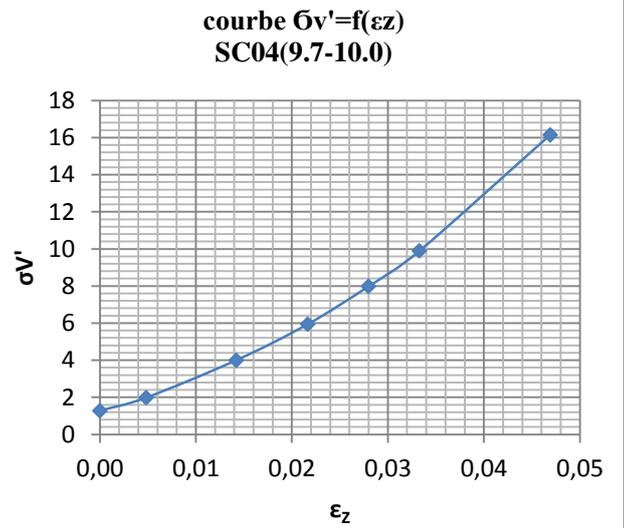
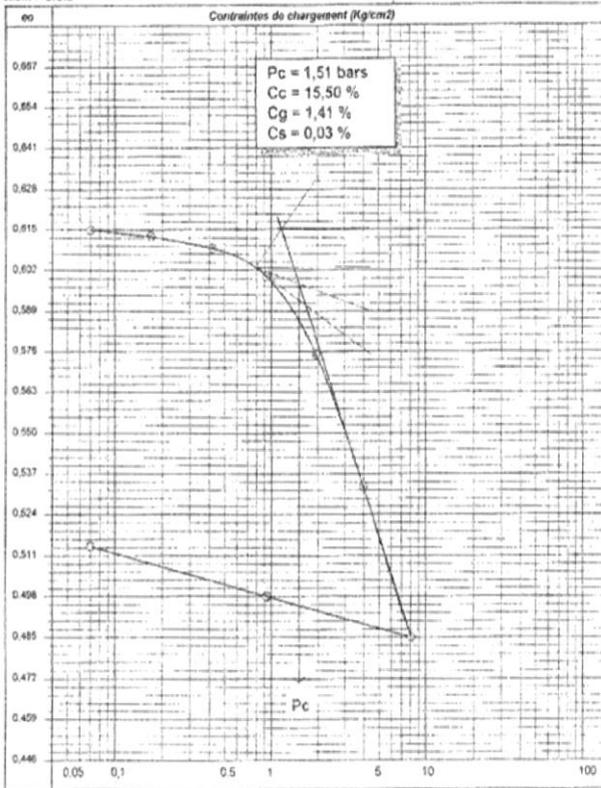


R = 99,99 %

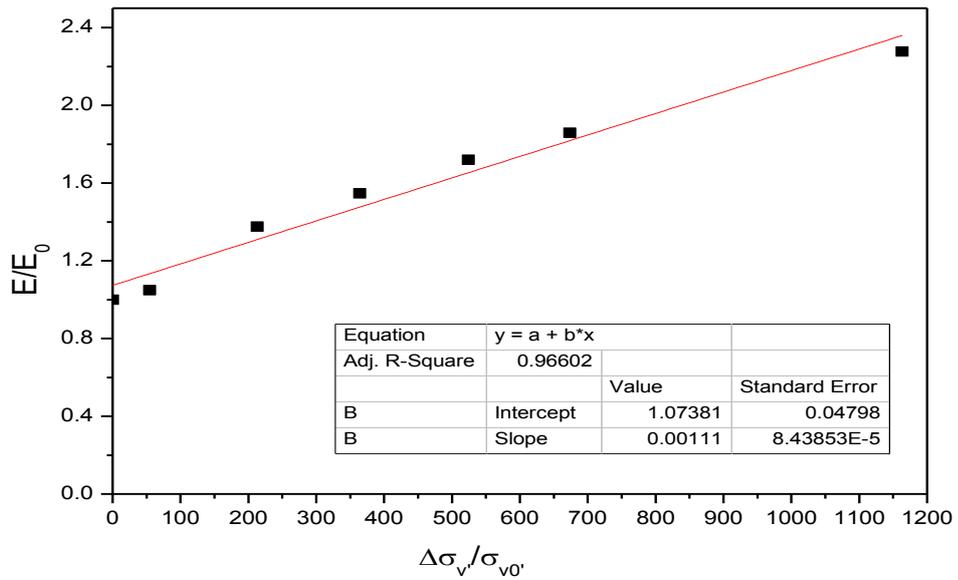


M0 = 19762,49 KPa	a = 0,907
b=1,562E-4	R = 95,10 %

Site	BOUARFA (Blida)
Sondage N°	SC04
Profondeur	09,70 -10,00 m
Classification du sol	/

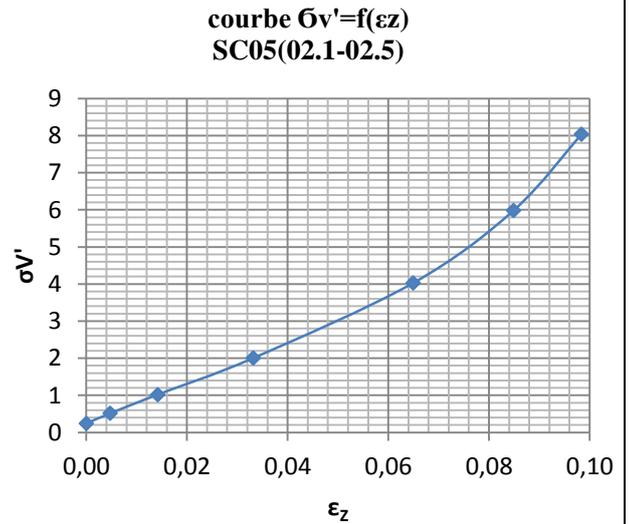
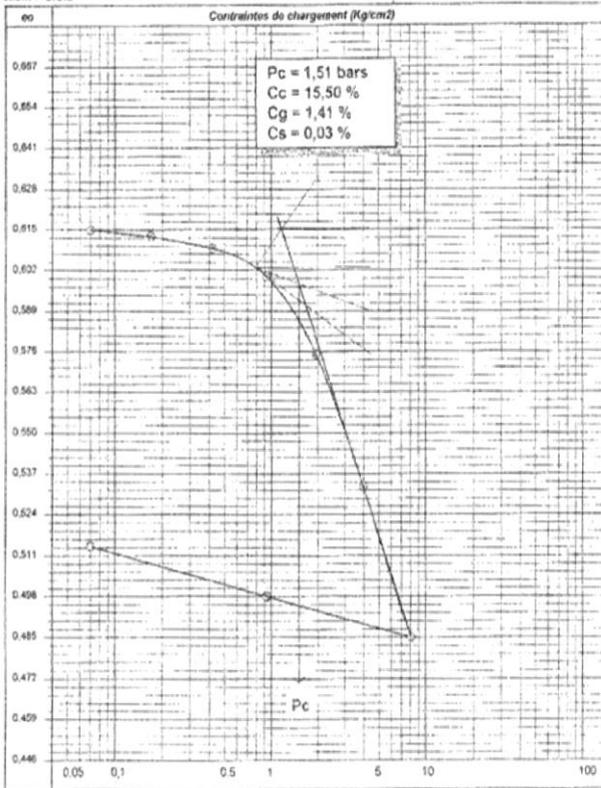


R = 97,00 %

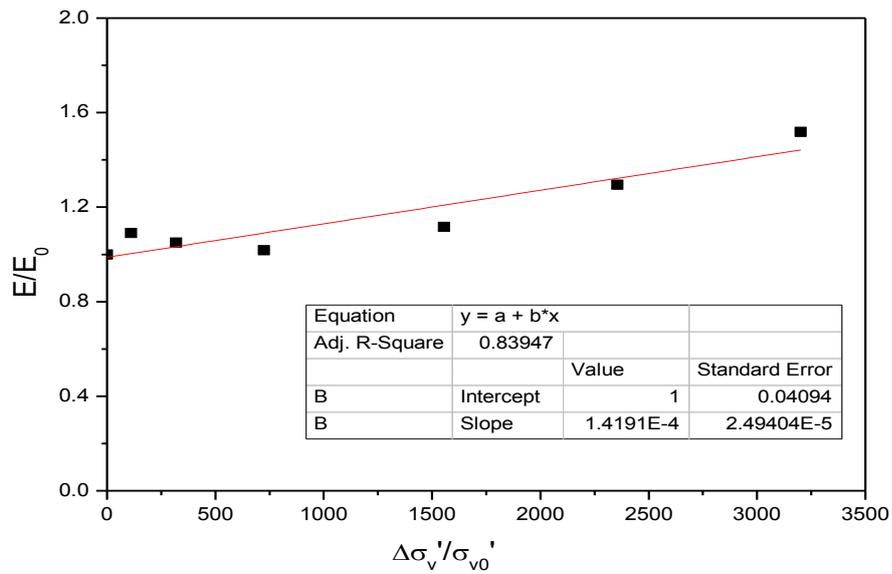


M0 = 13923,58 KPa	a = 1.0738
b=0.00111	R = 96,60 %

Site	BOUARFA (Blida)
Sondage N°	SC05
Profondeur	02,10 -02,50 m
Classification du sol	/

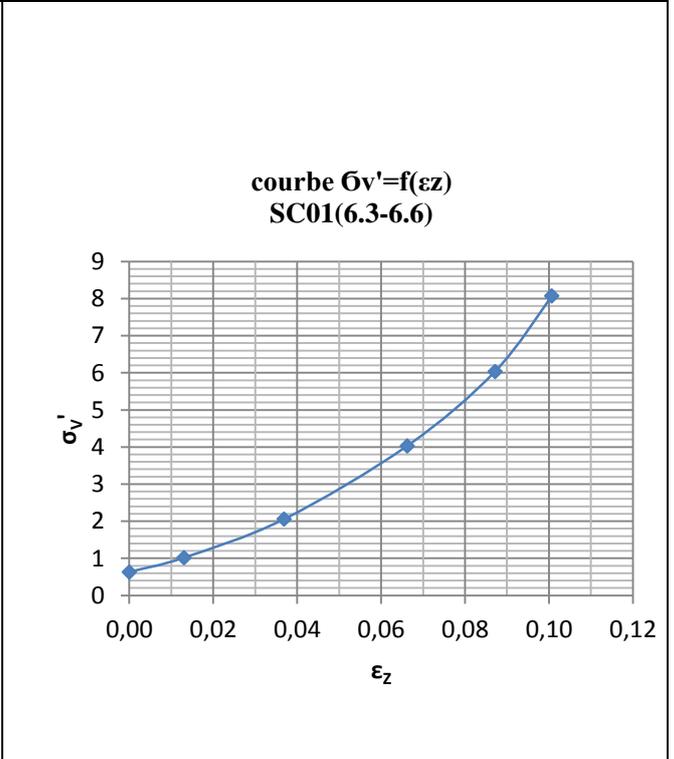
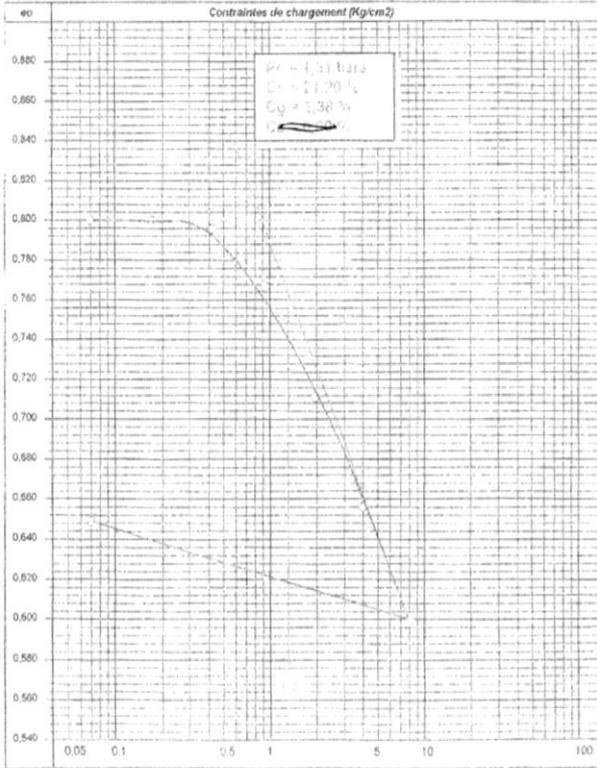


R = 85,00 %

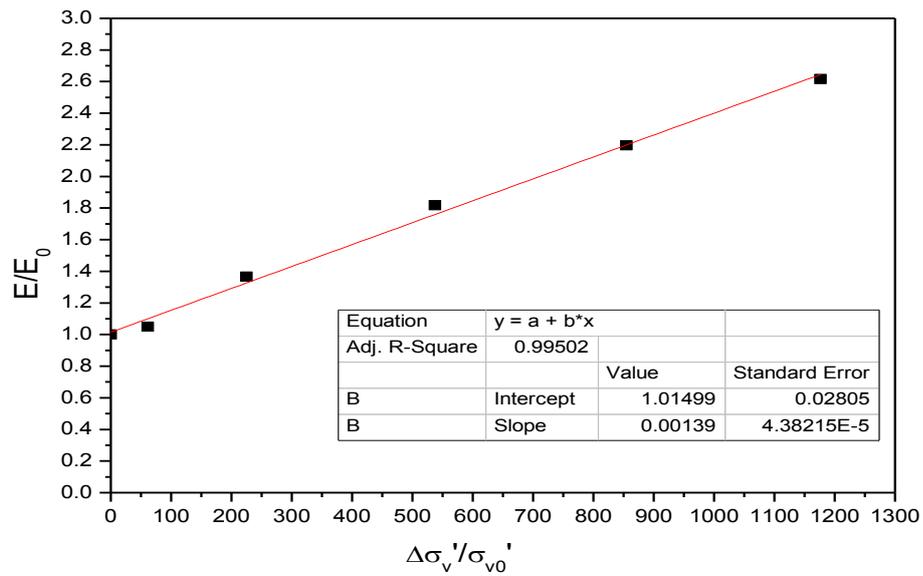


M0 = 5217,8 KPa	a = 0,987
b=1,419E-4	R = 83,90 %

Site	SKIKDA
Sondage N°	SC01
Profondeur	06,30 -06,60 m
Classification du sol	At

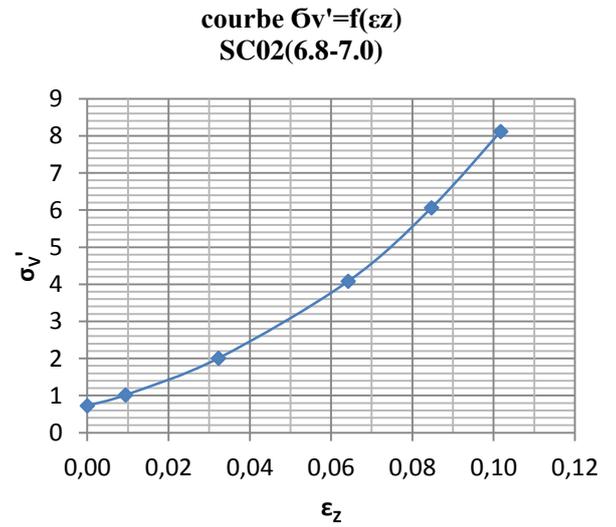
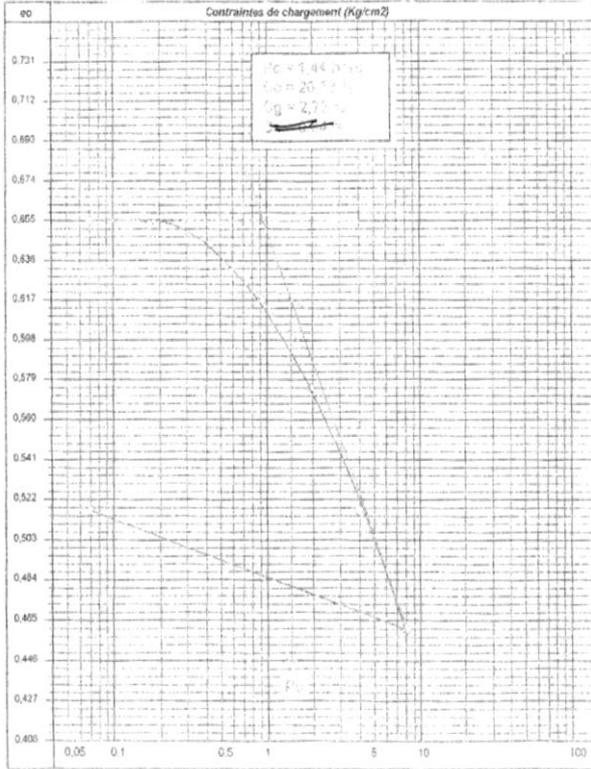


R = 99,10 %

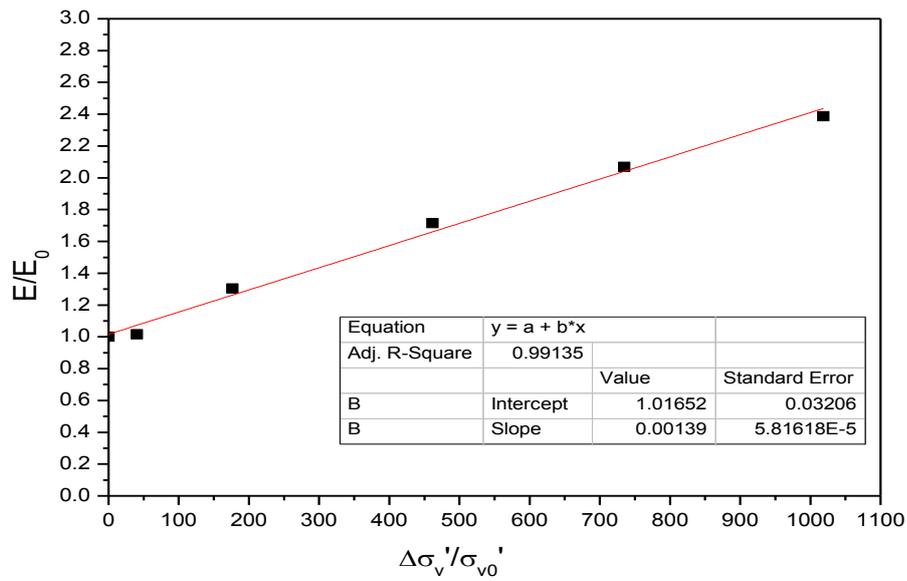


M0 = 2823,75 KPa	a = 1,015
b=0,00139	R = 99,50 %

Site	SKIKDA
Sondage N°	SC02
Profondeur	06,80 -07,00 m
Classification du sol	/



R = 98,80 %



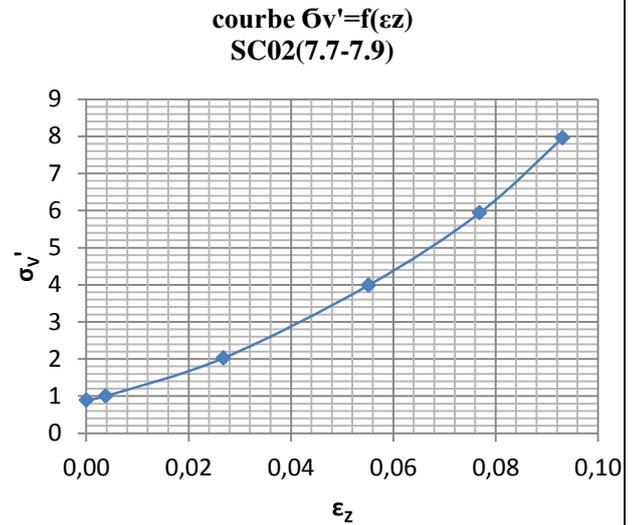
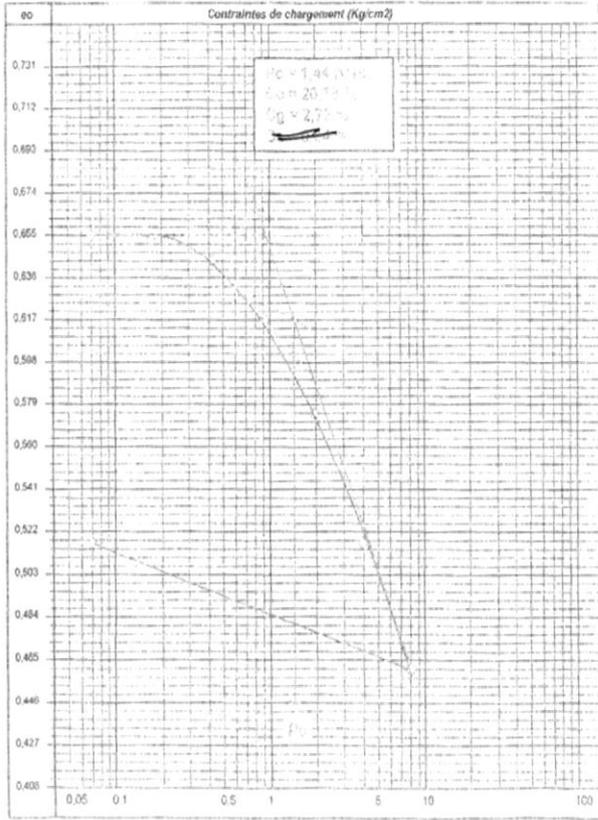
M0 = 3044,71 KPa

a = 1,016

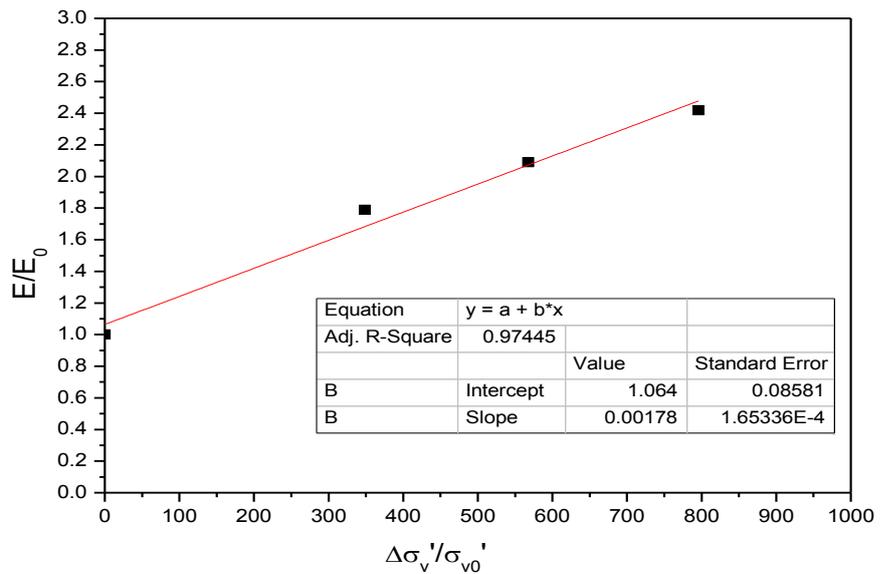
b=0,00139

R = 99,10 %

Site	SKIKDA
Sondage N°	SC02
Profondeur	07,70 -07,90 m
Classification du sol	/

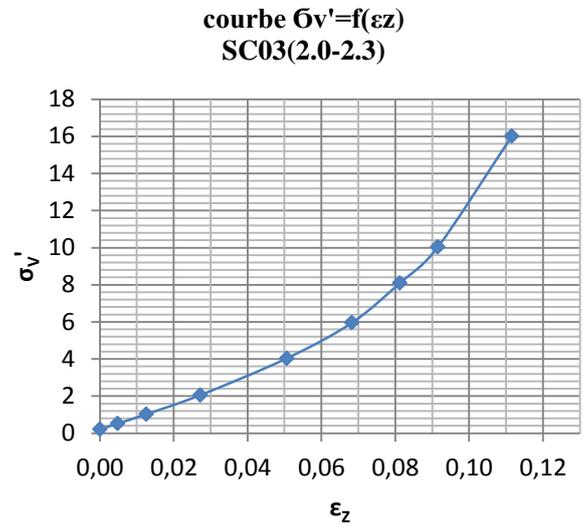
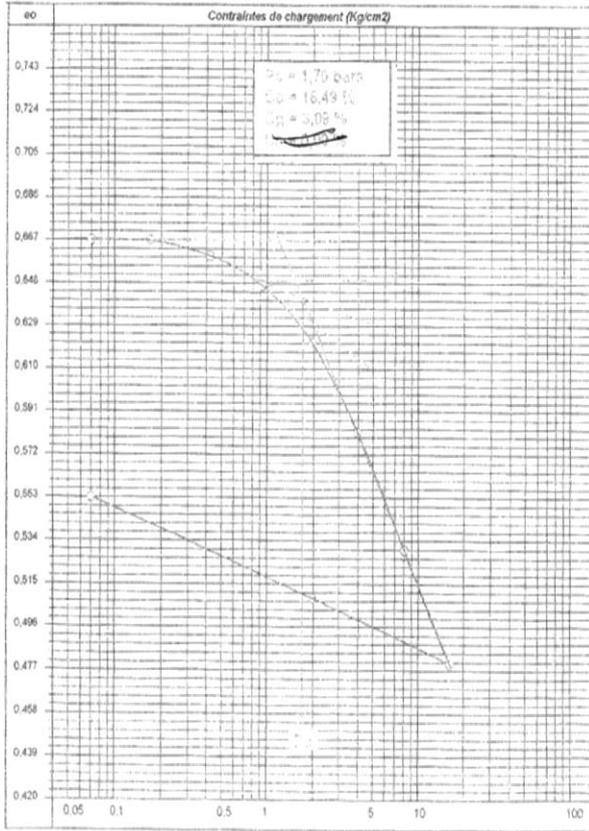


R = 96,40 %

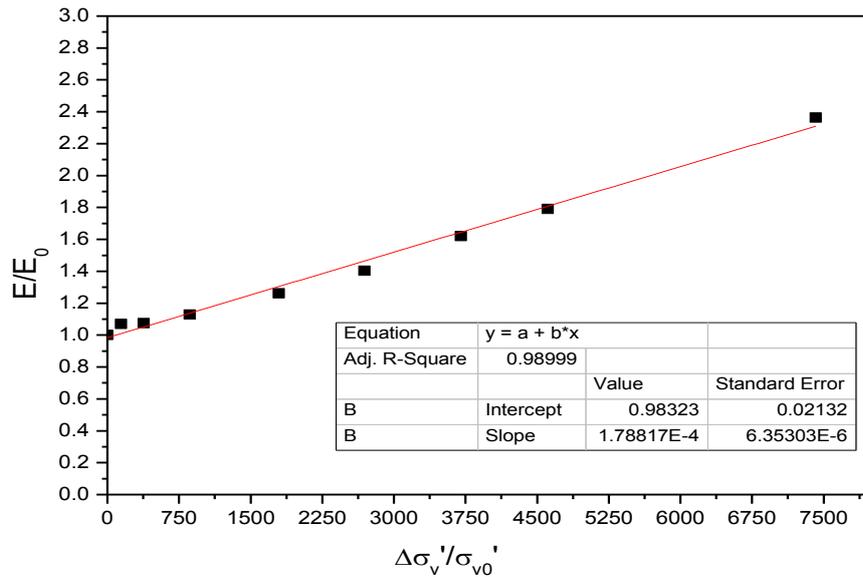


M0 = 3140,81 KPa	a = 1,064
b=0,00178	R = 97,50 %

Site	SKIKDA
Sondage N°	SC03
Profondeur	02,00 -02,30 m
Classification du sol	At

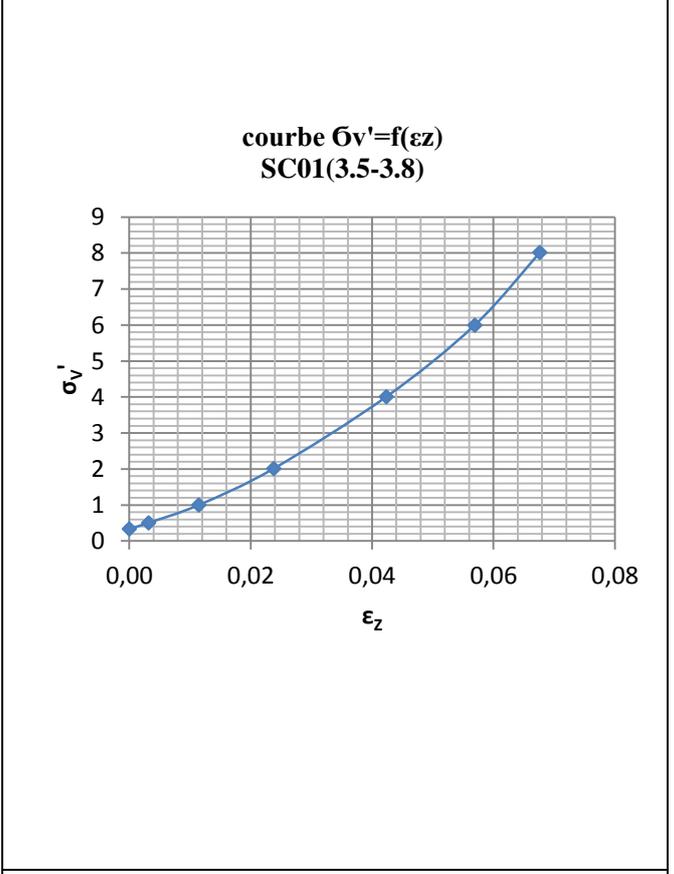
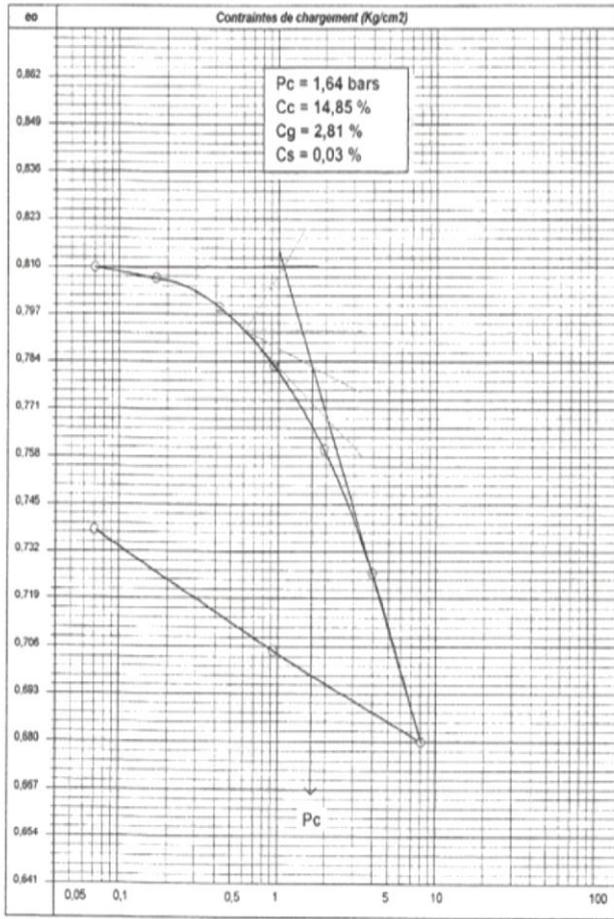


R = 98,60 %

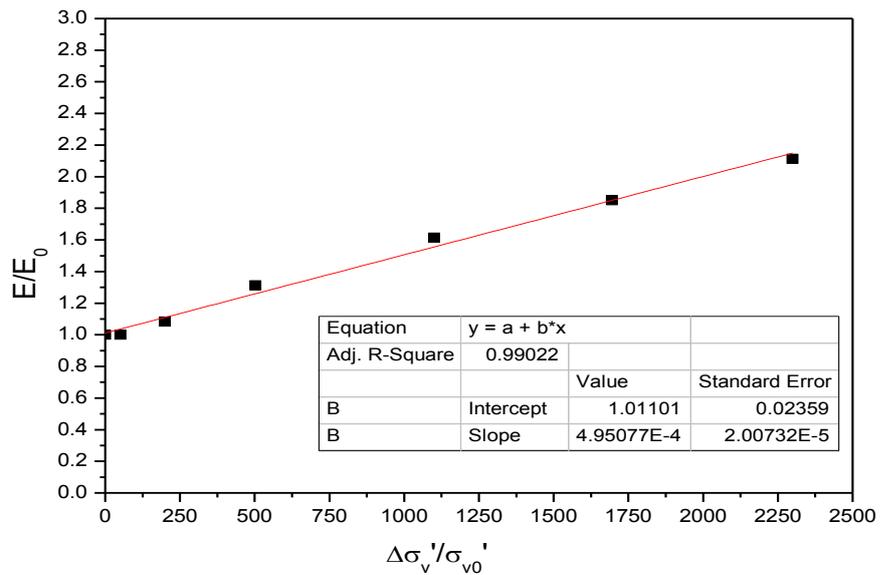


M0 = 5987,87 KPa	a = 0,983
b=1,788 E-4	R = 98,90 %

Site	BENI TAMOU (BLIDA)
Sondage N°	SC01
Profondeur	03,50 -03,80 m
Classification du sol	Ap

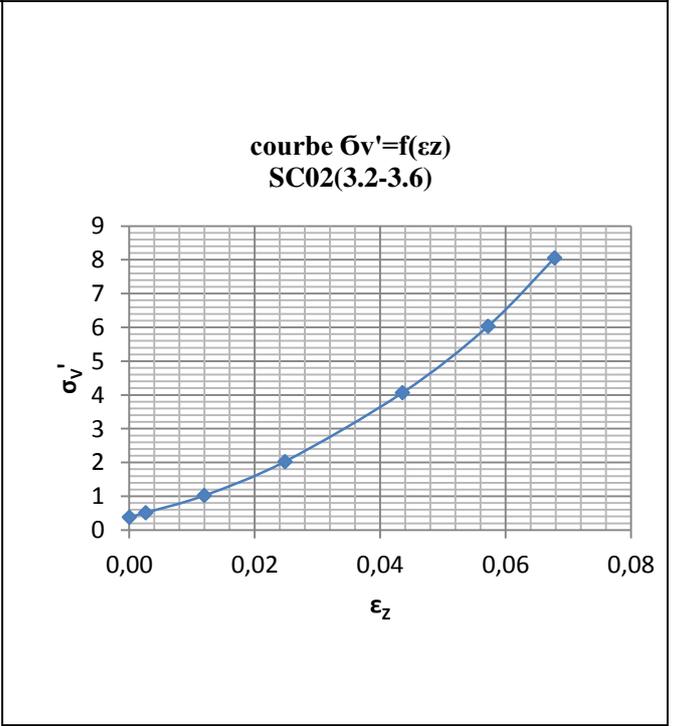
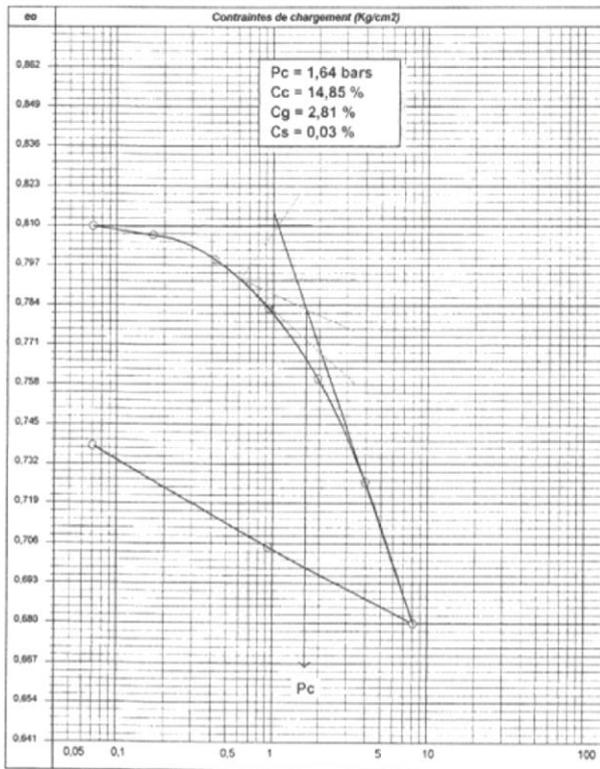


R = 98,90 %

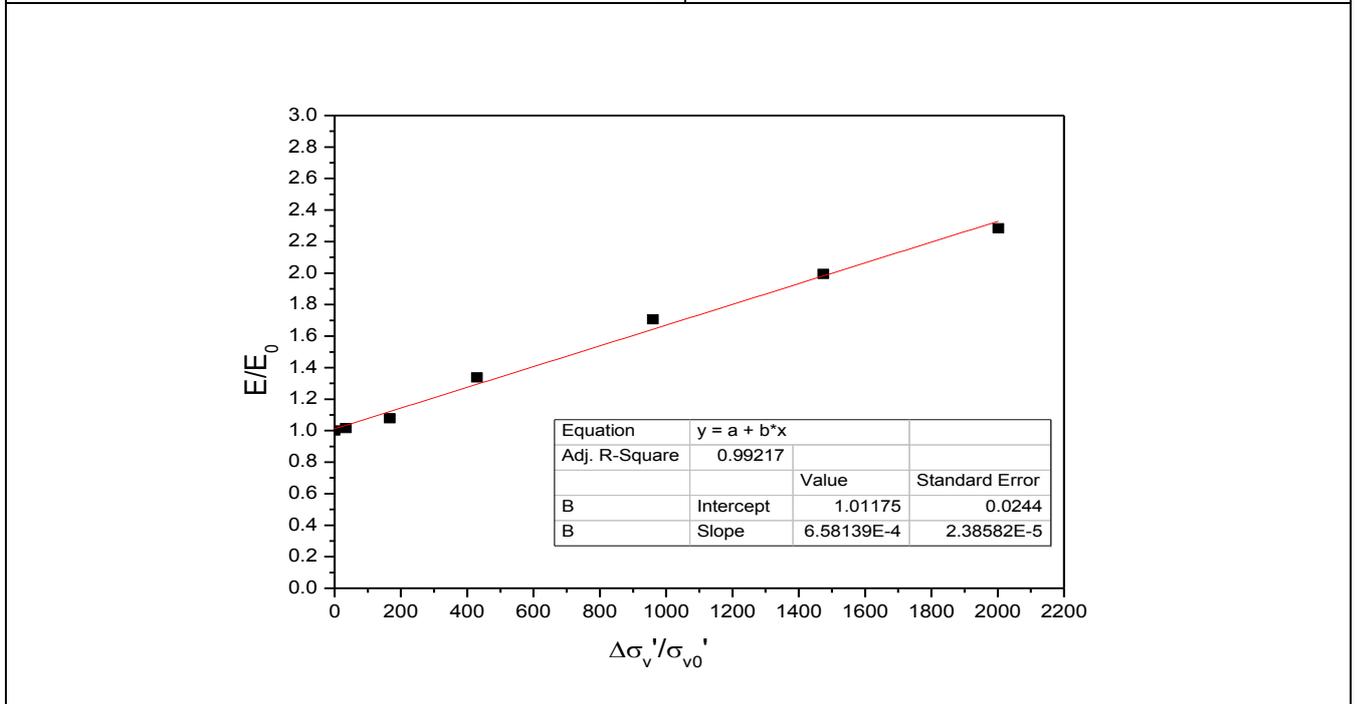


M0 = 5374,79 KPa	a = 1,011
b = 4,951 E-4	R = 99,00 %

Site	BENI TAMOU (BLIDA)
Sondage N°	SC02
Profondeur	03,20 -03,60 m
Classification du sol	Ap



R = 99,10 %



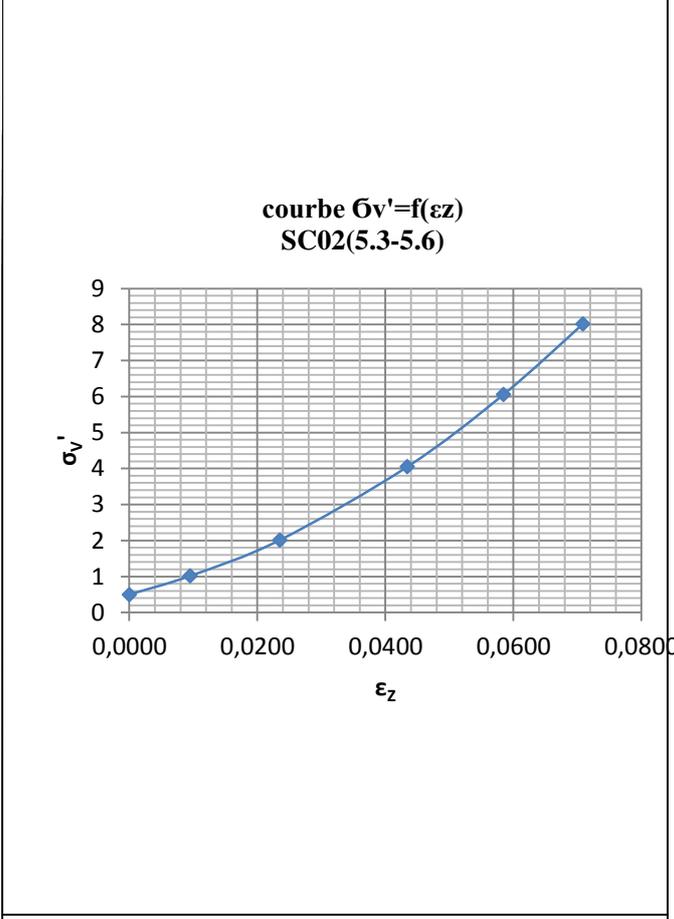
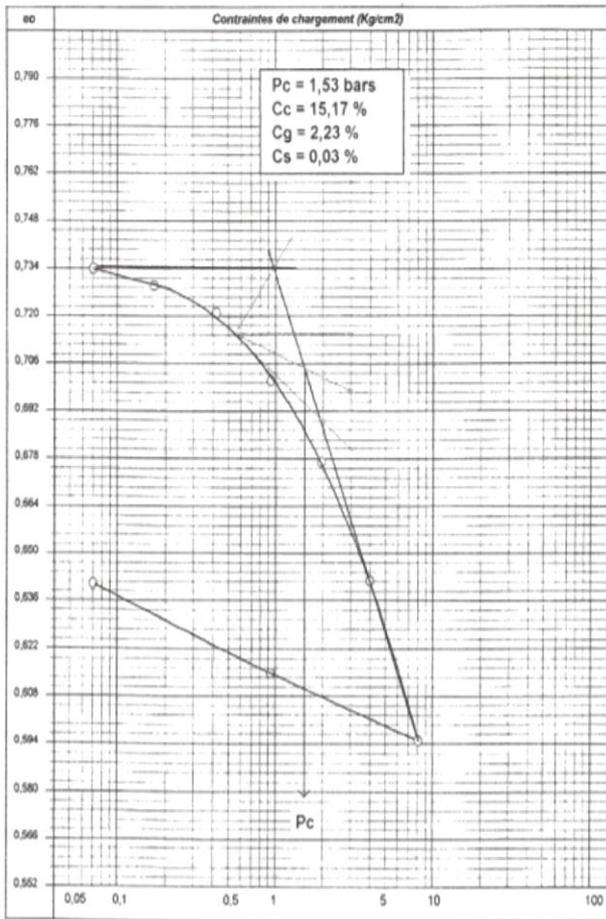
M0 = 4950,62 KPa

a = 1,0117

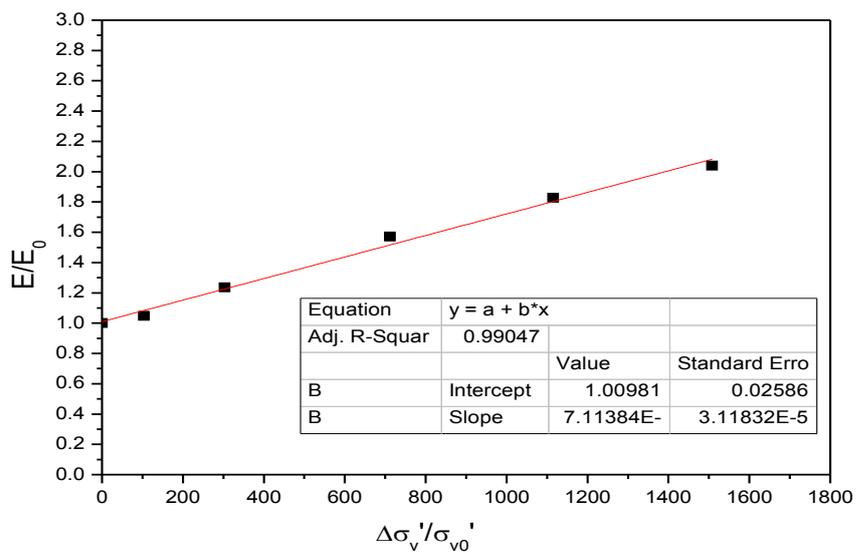
b = 6,581 E-4

R = 99,20 %

Site	BENI TAMOU (BLIDA)
Sondage N°	SC02
Profondeur	05,30 -05,60 m
Classification du sol	Ap

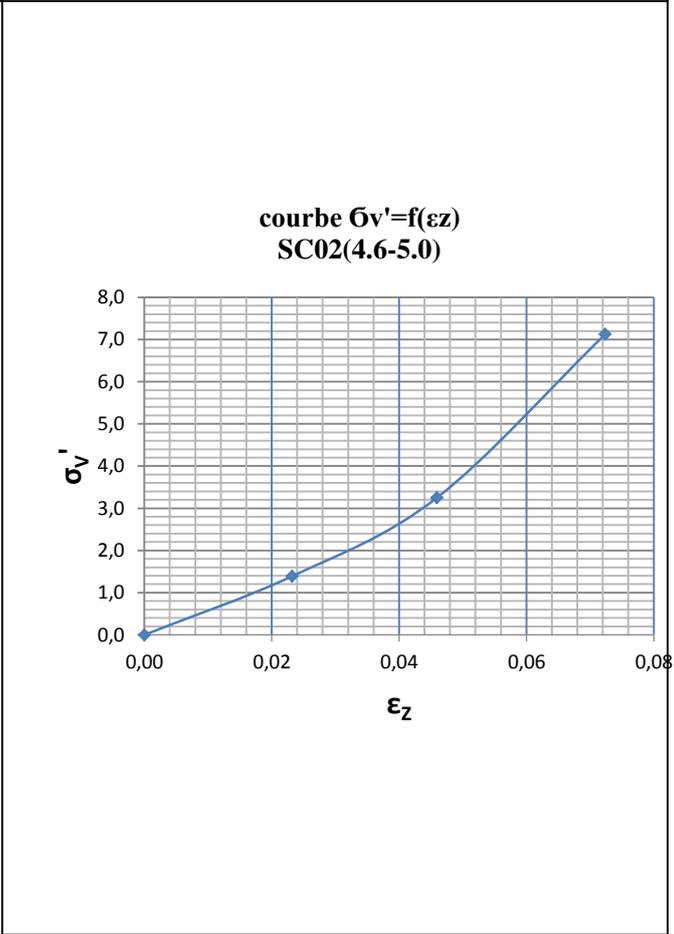
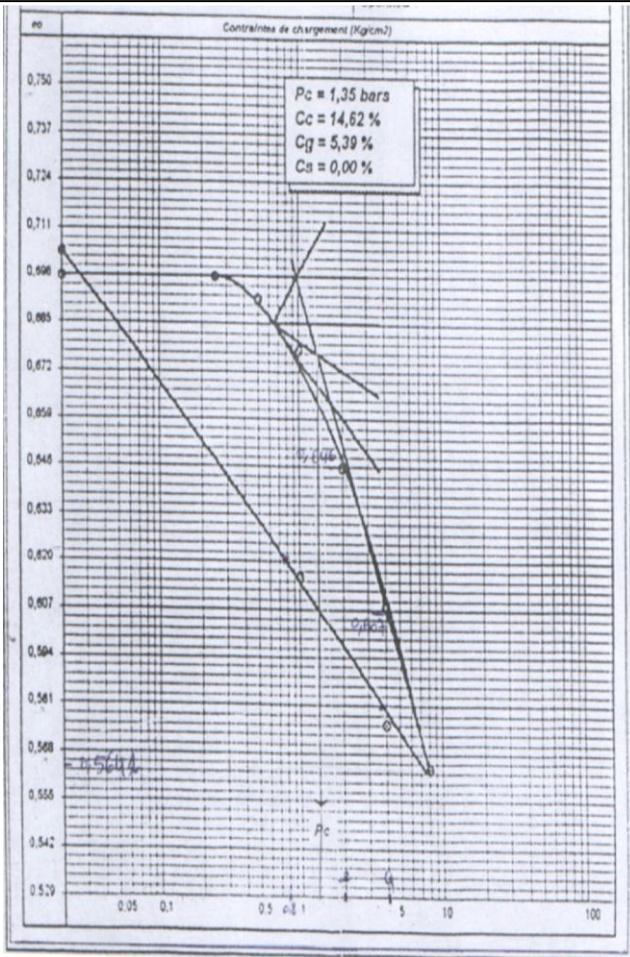


R = 99,00 %

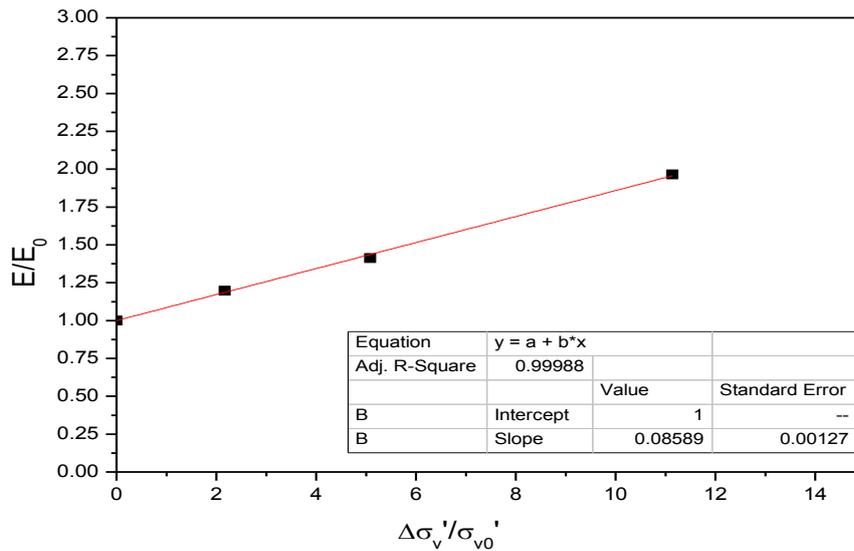


M0 = 5203,52 KPa	a = 1,0098
b = 7,113 E-4	R = 99,10 %

Site	BOUMERDES
Sondage N°	SC02
Profondeur	04,60 -05,00 m
Classification du sol	Ap

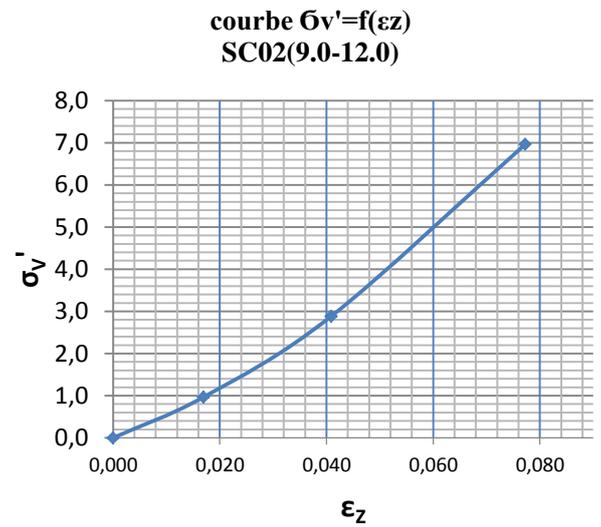
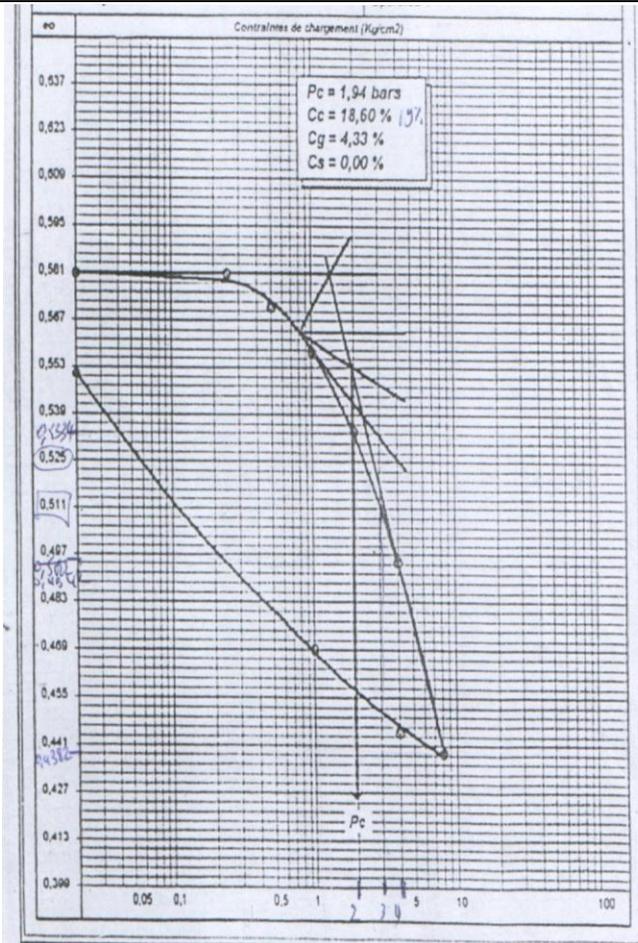


R = 99,65 %

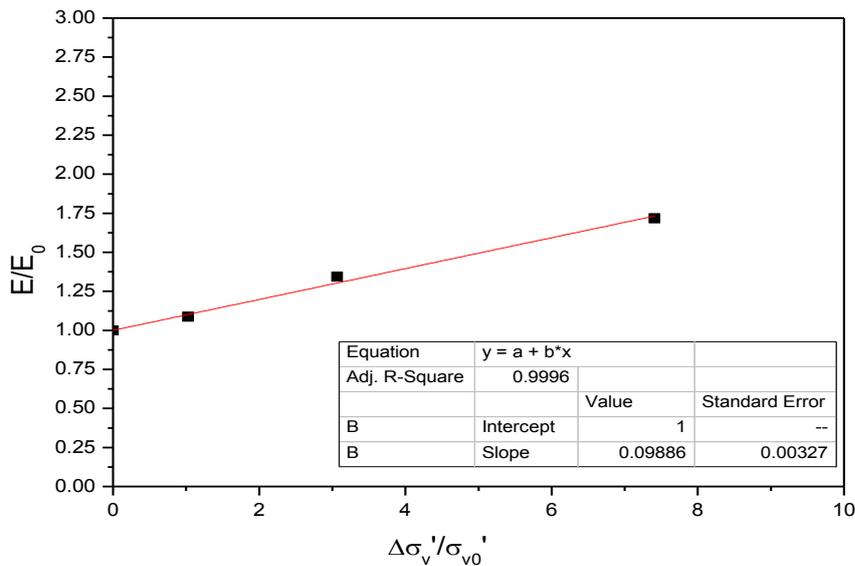


M0 = 5007,00 KPa	a = 1,00
b = 0,08589	R = 99,98 %

Site	BOUMERDES
Sondage N°	SC02
Profondeur	09,00 -12,00 m
Classification du sol	Ap

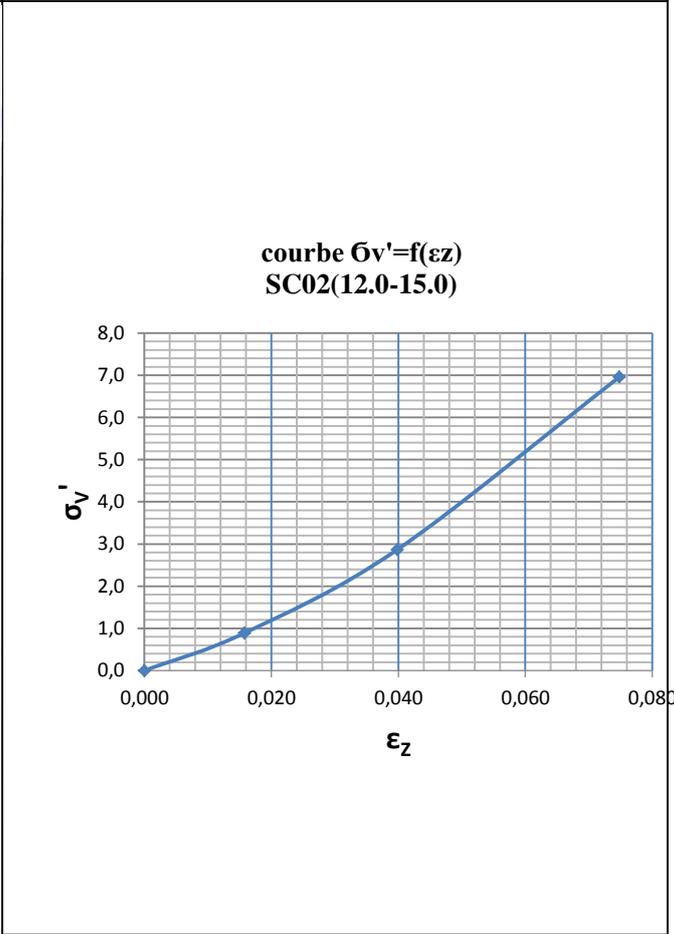
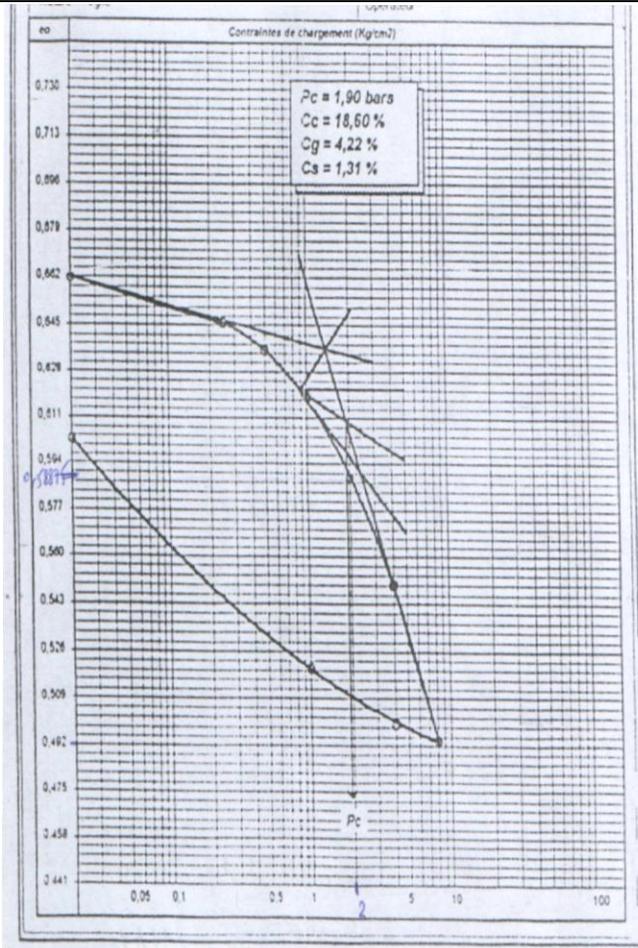


R = 98,097 %

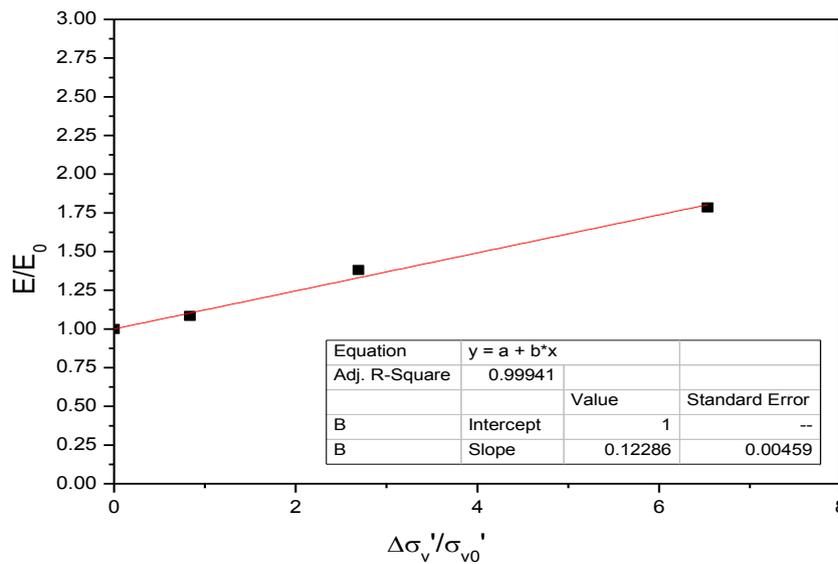


M0 = 5247,00 KPa	a = 1,00
b = 0,09886	R = 99,96 %

Site	BOUMERDES
Sondage N°	SC02
Profondeur	12,00 -15,00 m
Classification du sol	Ap

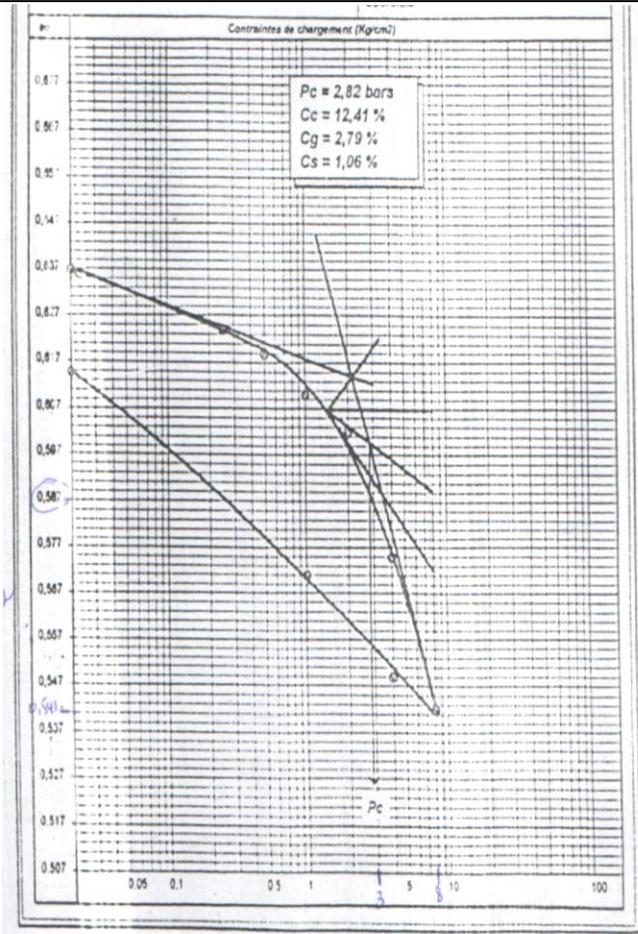


R = 98,63 %

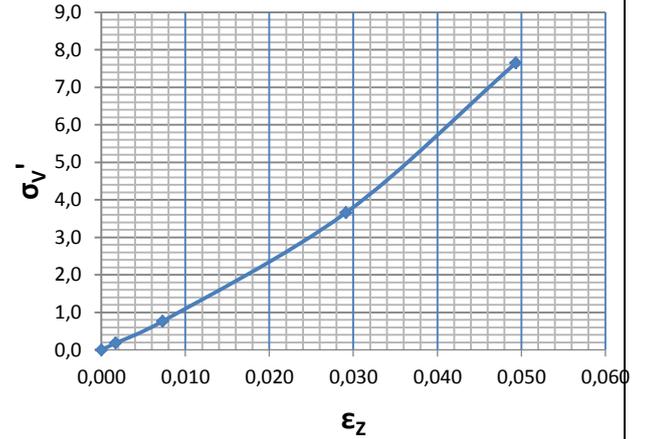


$M_0 = 5212,00 \text{ KPa}$	$a = 1,00$
$b = 0,1228$	$R = 99,94 \%$

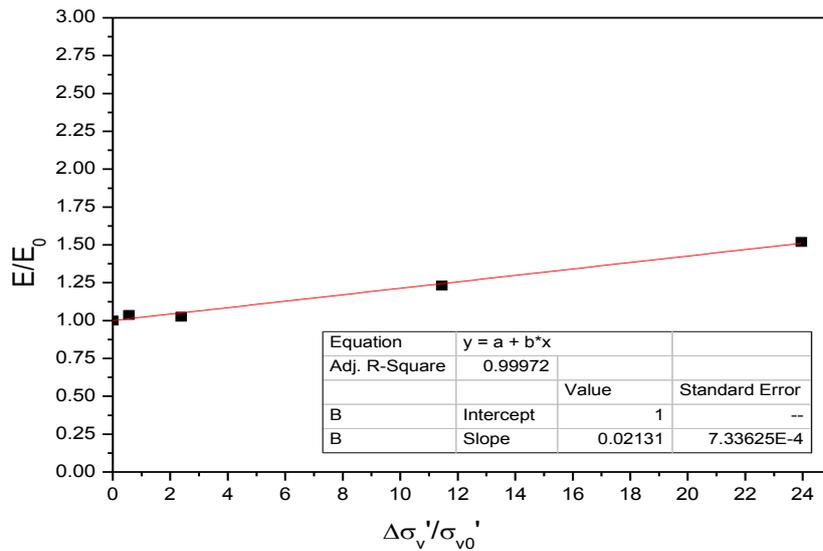
Site	BOUMEREDES
Sondage N°	SC03
Profondeur	01,60 -04,50 m
Classification du sol	Ap



**courbe $\sigma_v' = f(\epsilon_z)$
SC03(1.6-4.5)**



R = 98,76 %



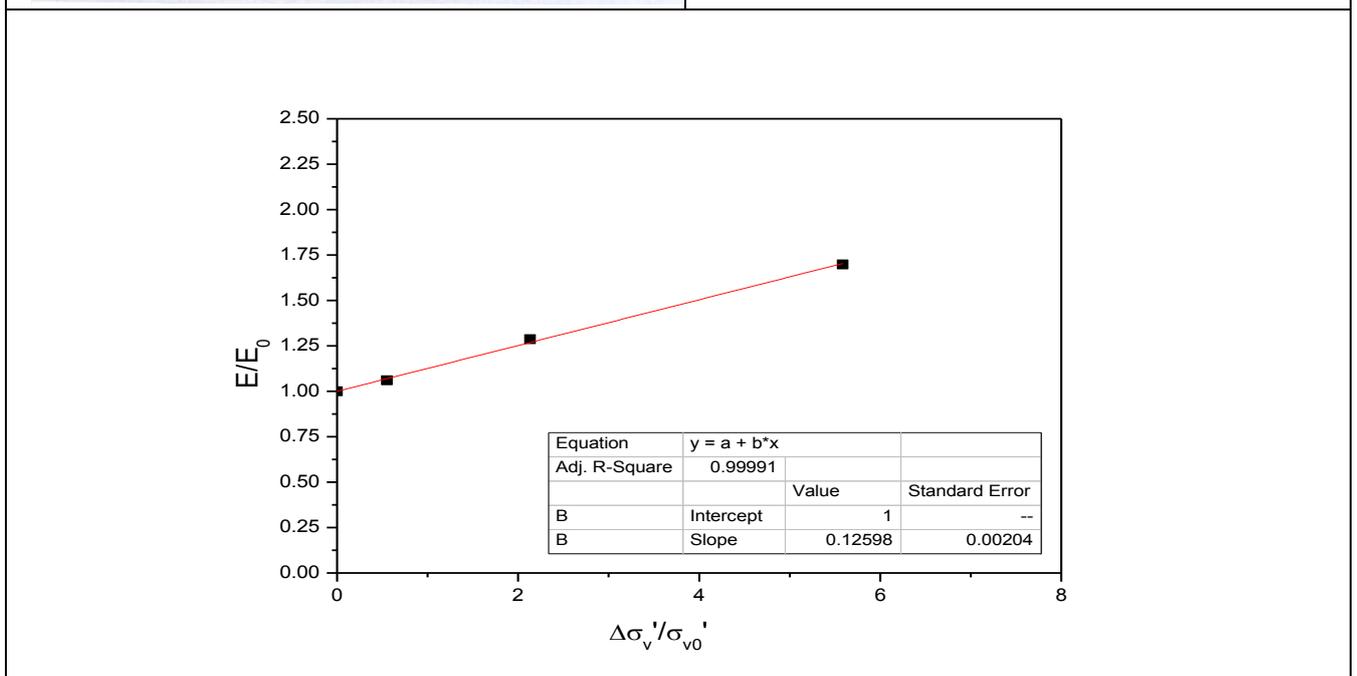
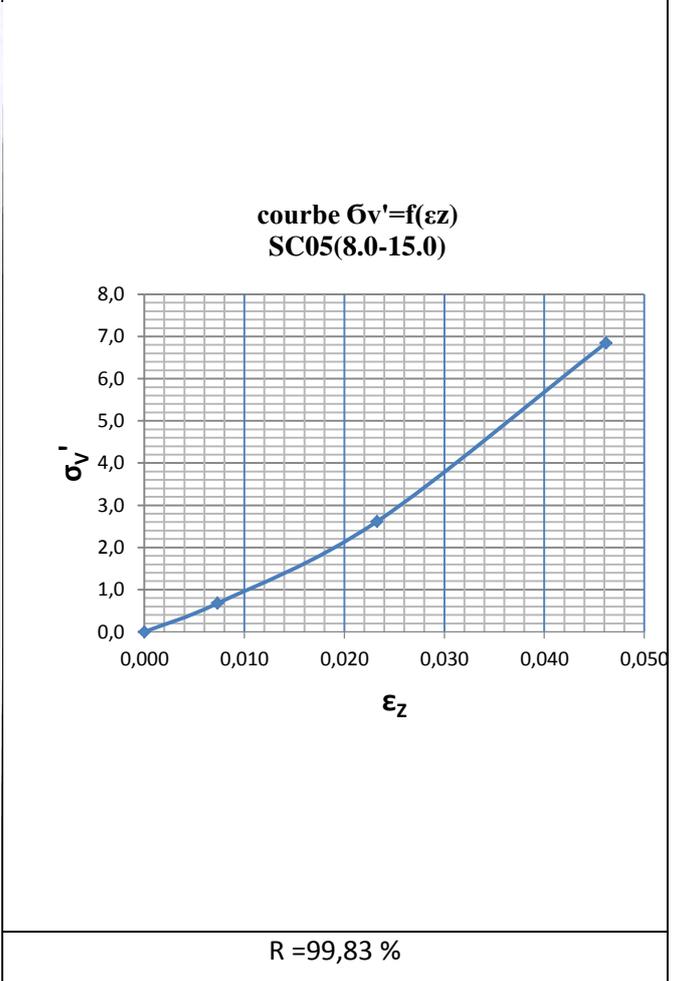
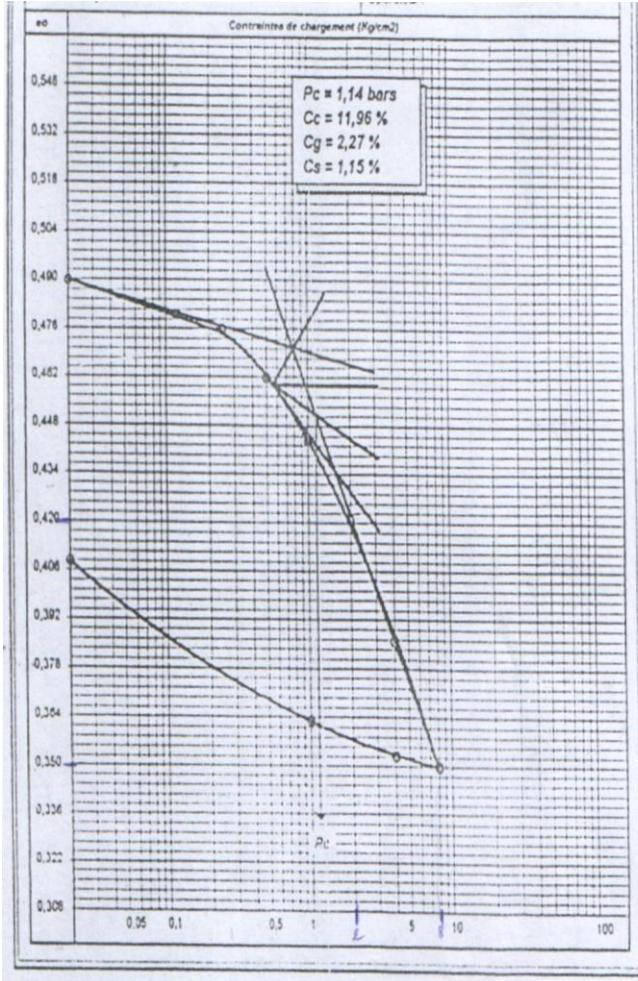
M0 = 10202,30 KPa

a = 1,00

b = 0,0213

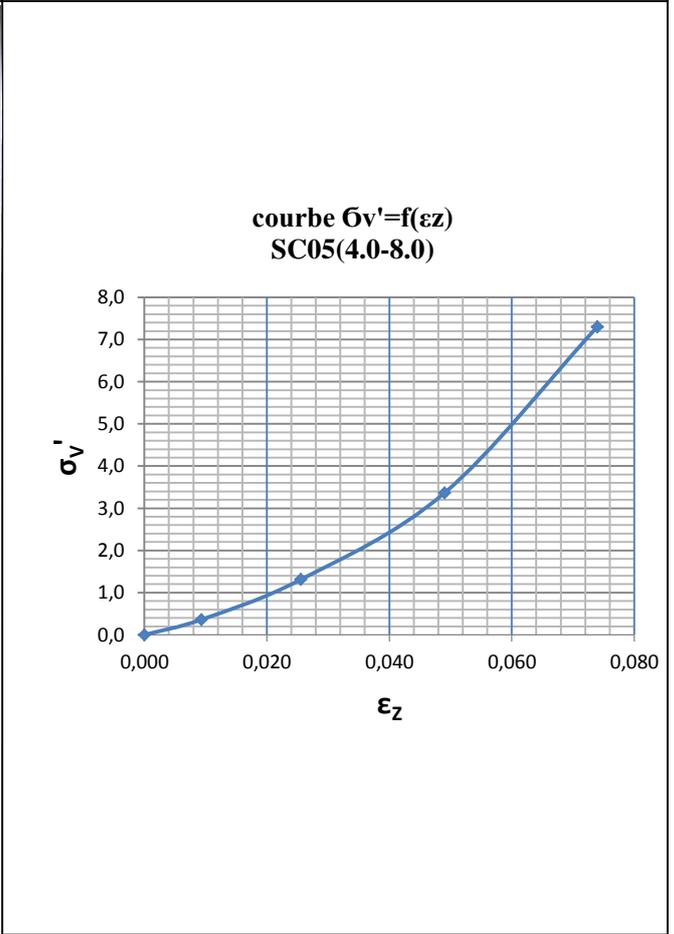
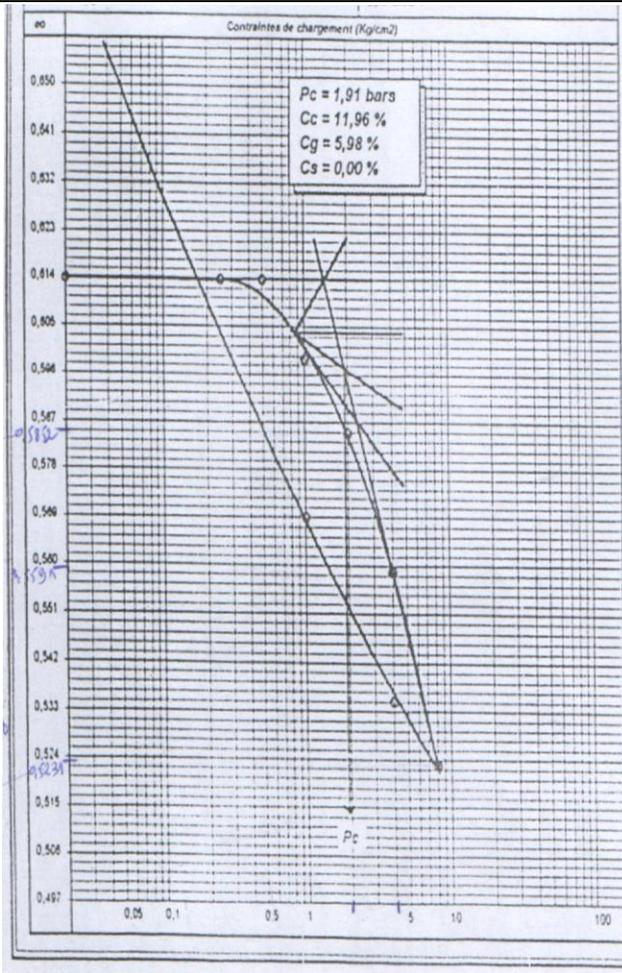
R = 99,97 %

Site	BOUMERDES
Sondage N°	SC05
Profondeur	08,00 -15,00 m
Classification du sol	Ap

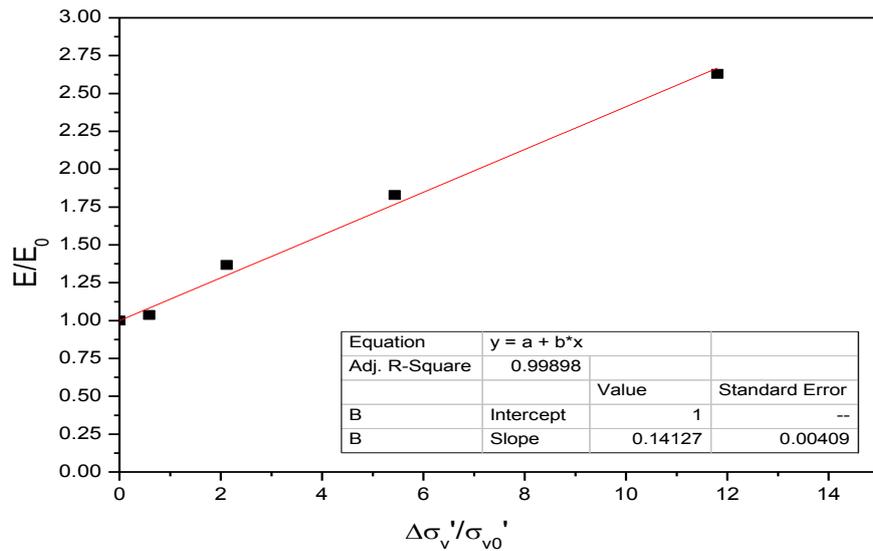


M0 = 8734,00 KPa	a = 1,00
b = 0,12598	R = 99,99 %

Site	BOUMERDES
Sondage N°	SC05
Profondeur	04,00 -08,00 m
Classification du sol	Ap

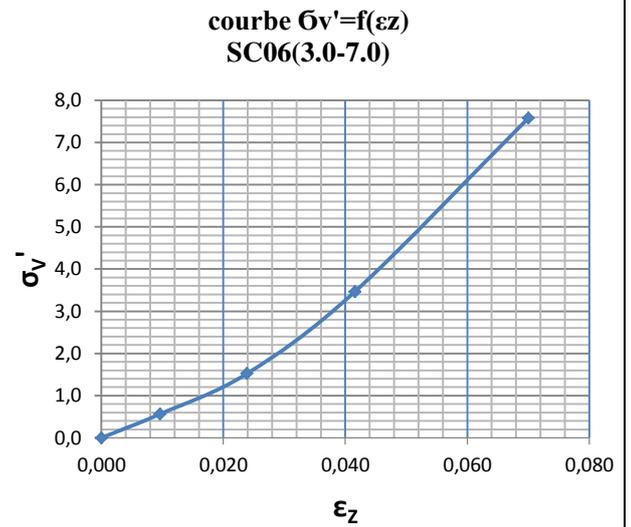
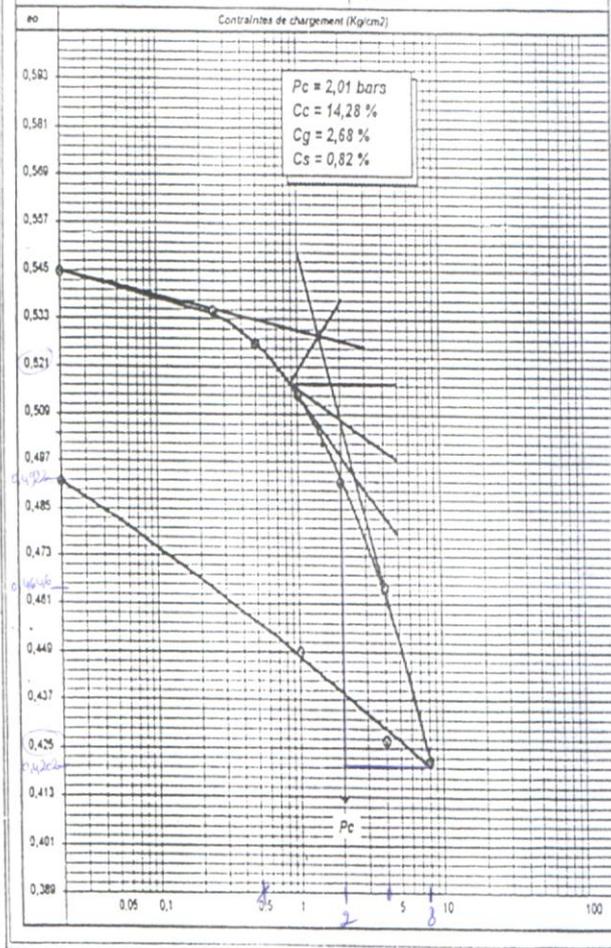


R = 98,65 %

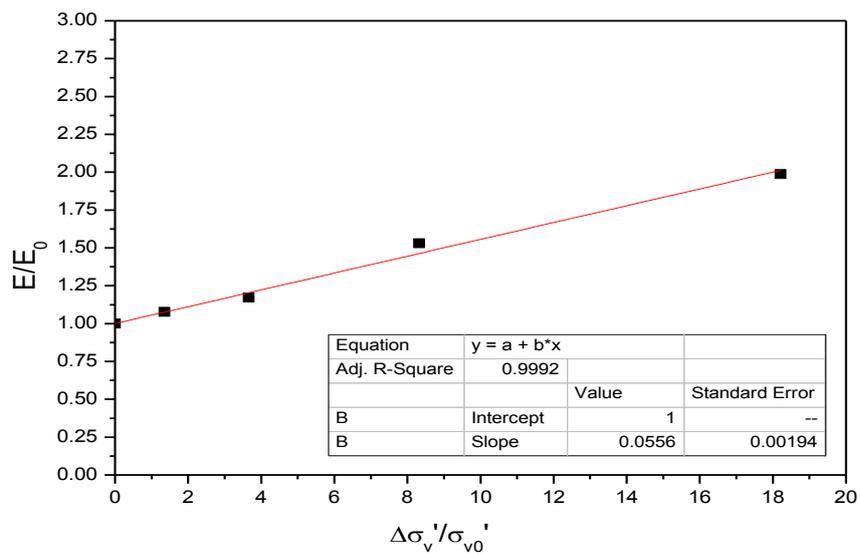


M0 = 3753,00 KPa	a = 1,00
b = 0,14127	R = 99,89 %

Site	BOUMERDES
Sondage N°	SC06
Profondeur	03,00 -07,00 m
Classification du sol	Ap

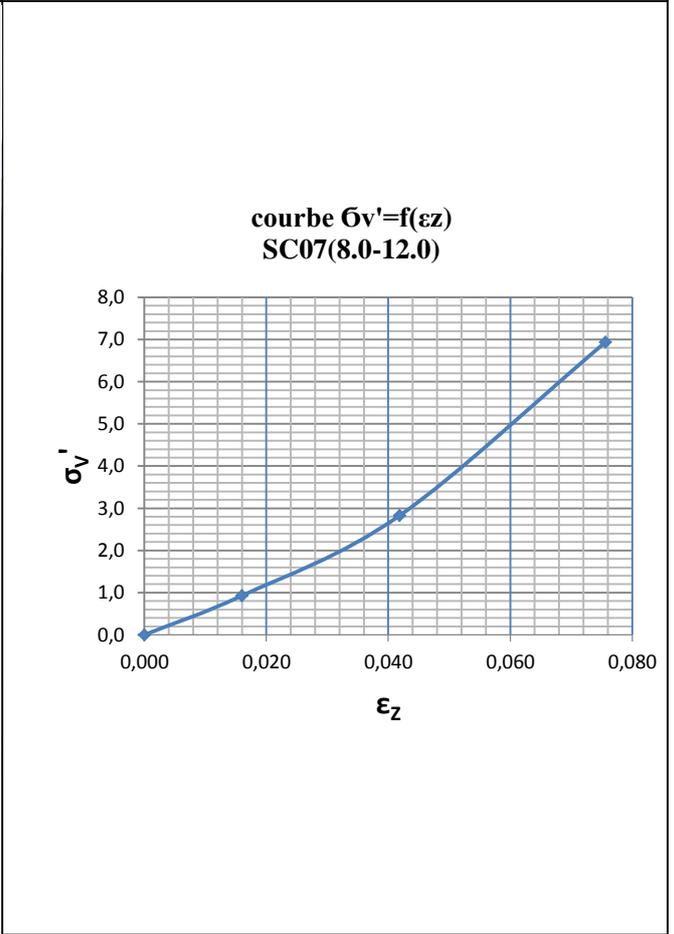
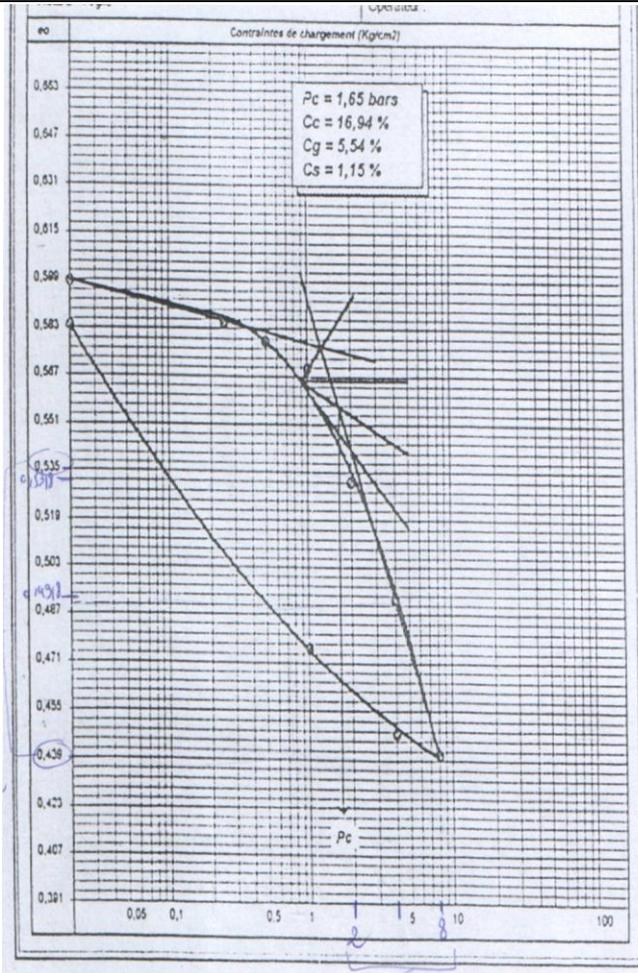


R = 89,71 %

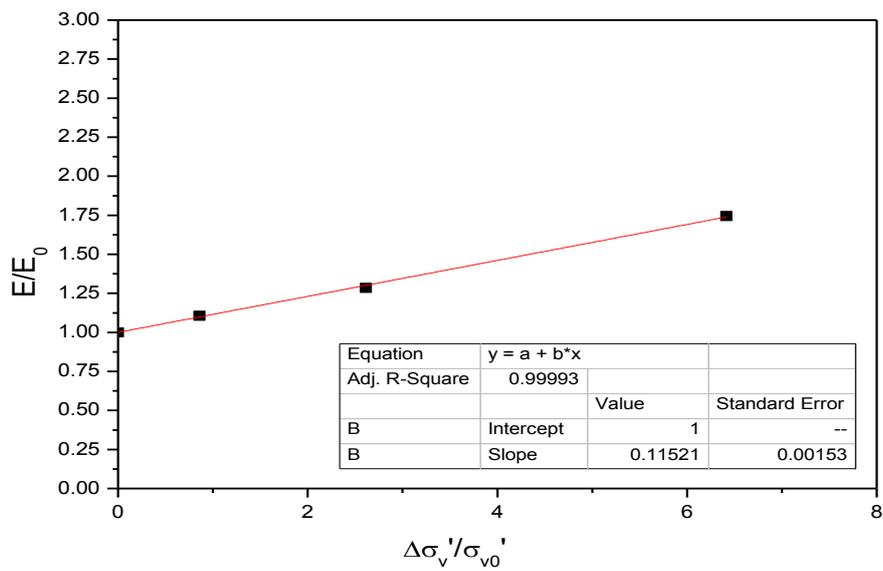


M0 = 5444,00 KPa	a = 1,00
b = 0,0556	R = 99,92 %

Site	BOUMERDES
Sondage N°	SC07
Profondeur	08,00 -12,00 m
Classification du sol	Ap

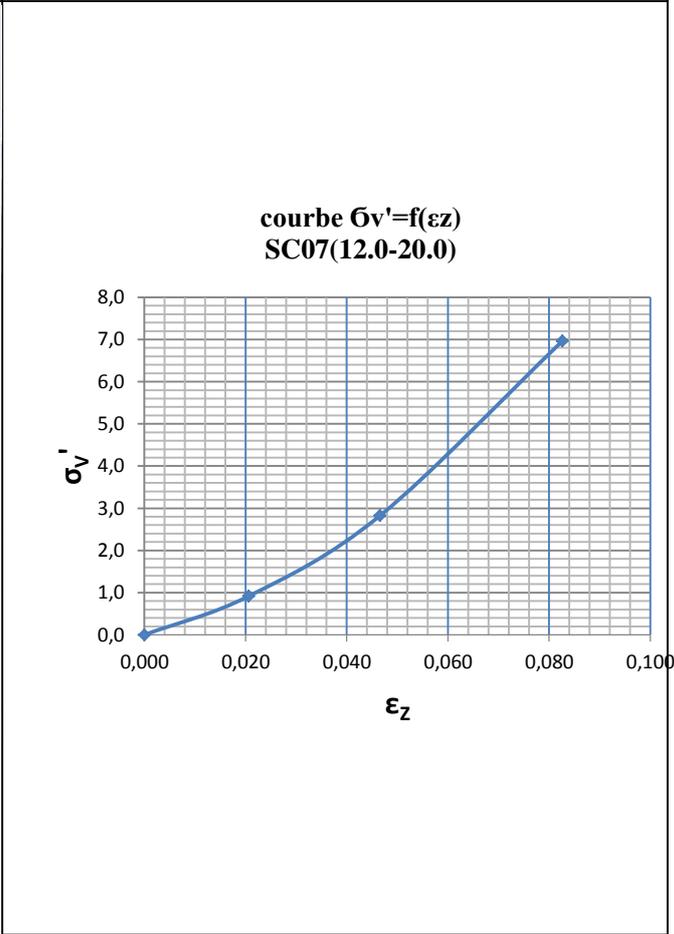
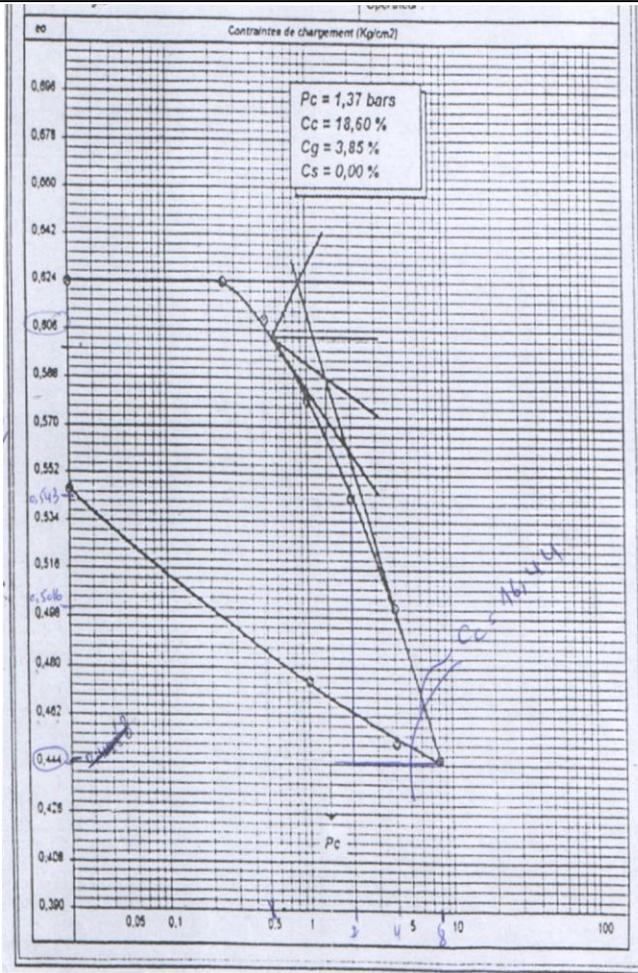


R = 99,82 %

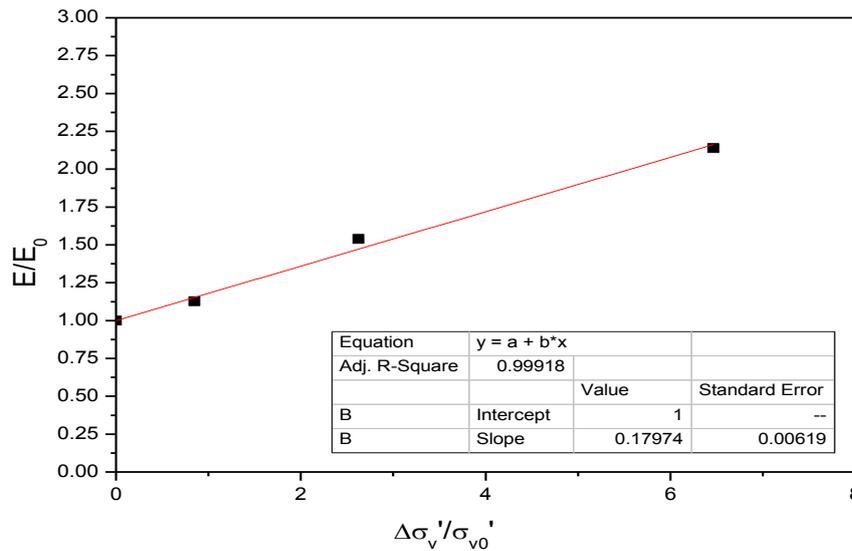


M0 = 5256,00 KPa	a = 1,00
b = 0,1152	R = 99,99 %

Site	BOUMERDES
Sondage N°	SC07
Profondeur	12,00 -20,00 m
Classification du sol	Ap

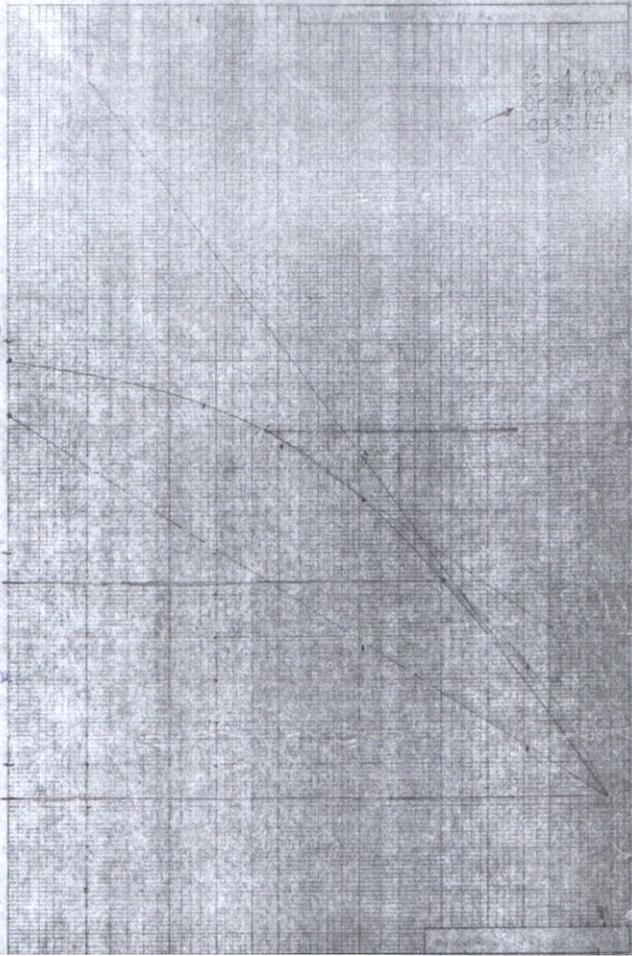


R = 98,62 %

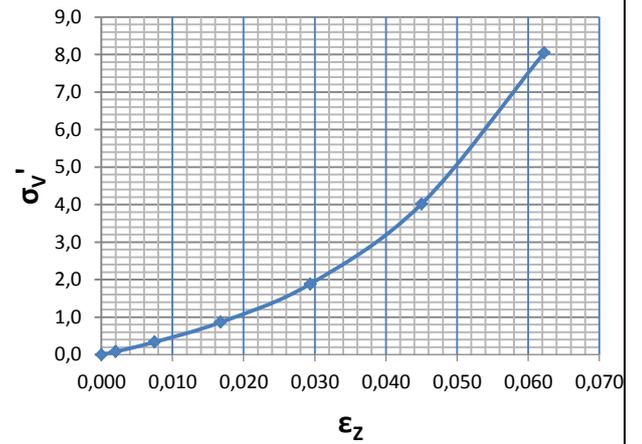


M0 = 3942,00 KPa	a = 1,00
b = 0,1797	R = 99,99 %

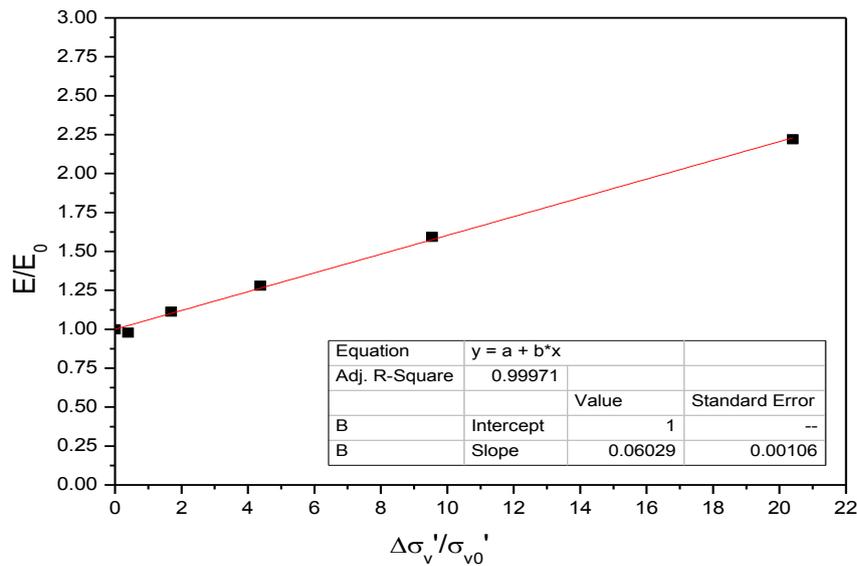
Site	EL KHAROUBA
Sondage N°	SC02
Profondeur	01,8 -02,10 m
Classification du sol	Ap



**courbe $\sigma_v' = f(\epsilon_z)$
SC02(1.8-2.1)**



R = 99,20 %



M0 = 4022,30 KPa

a = 1,00

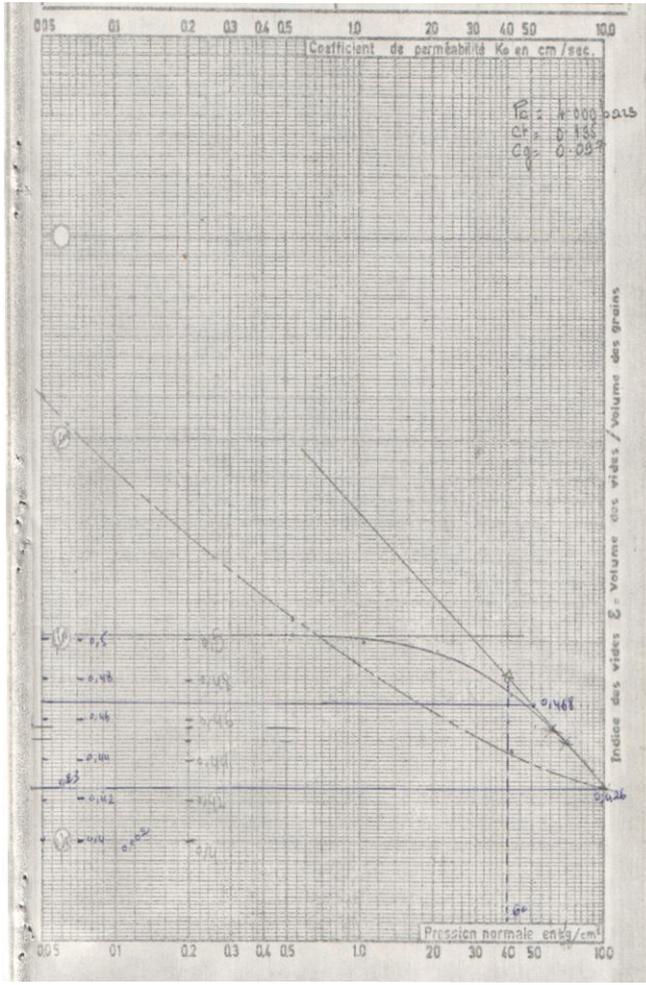
b = 0,0603

R = 99,97 %

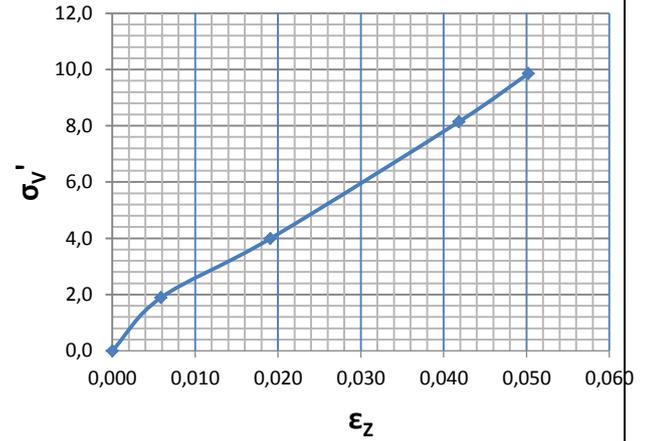
Site

EL AOUANA

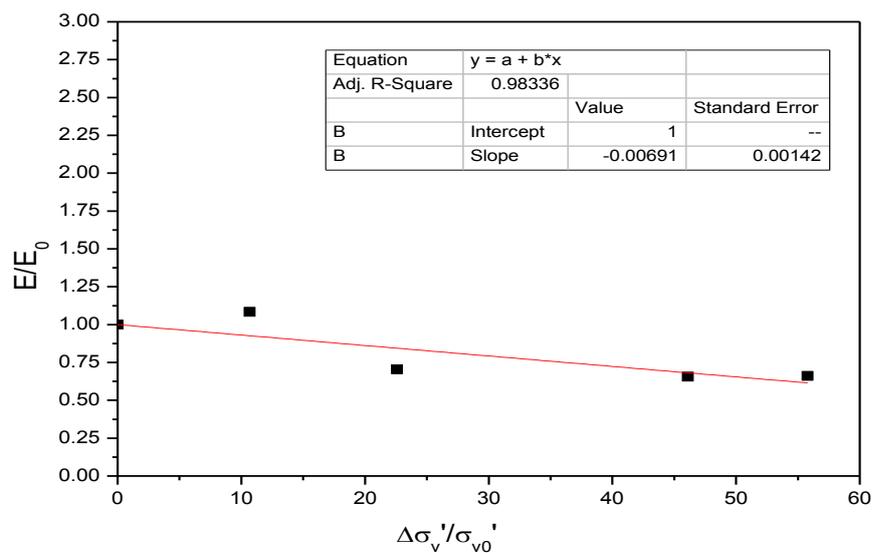
Sondage N°	SC01
Profondeur	1,70 -02,30 m
Classification du sol	Ap



**courbe $\sigma_v' = f(\epsilon_z)$
S01(1.7-2.30)**

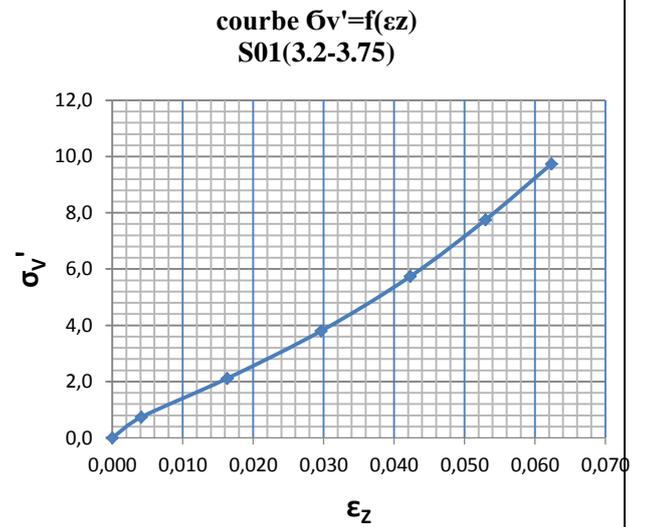
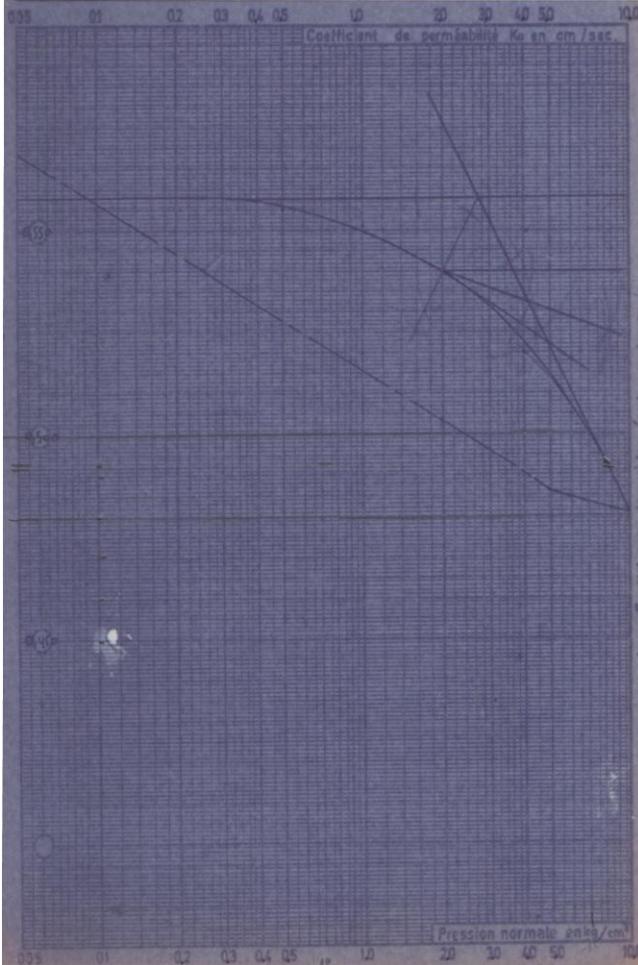


R = 85,30 %

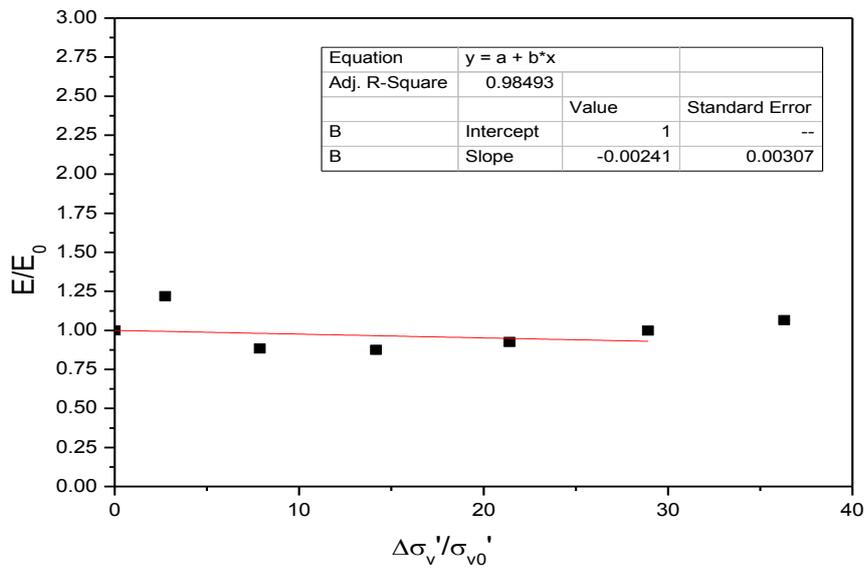


M0 = 29658,00 KPa	a = 1,00
b = -0.0069	R = 99,83 %

Site	M'DAOUROUCH
Sondage N°	SC01
Profondeur	03,20 -03,75 m
Classification du sol	Ap



R = 98,50 %



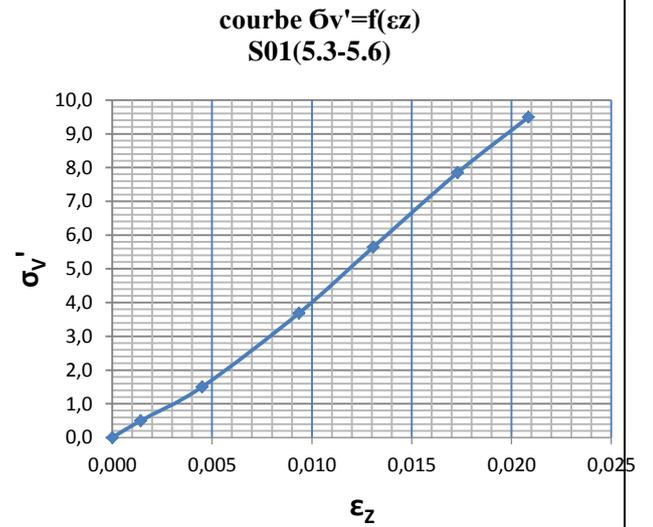
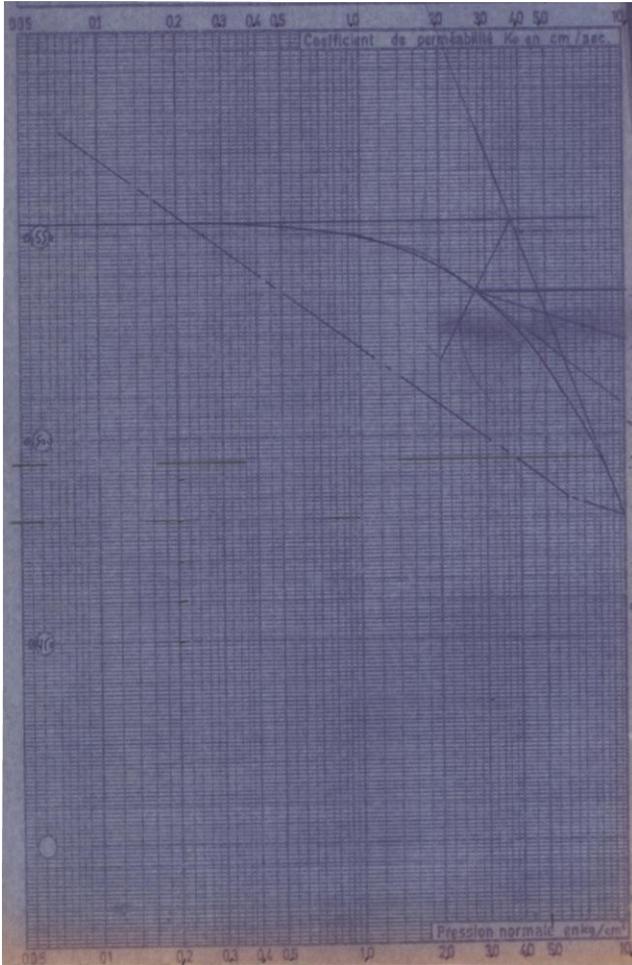
M0 = 14662,30 KPa

a = 1,00

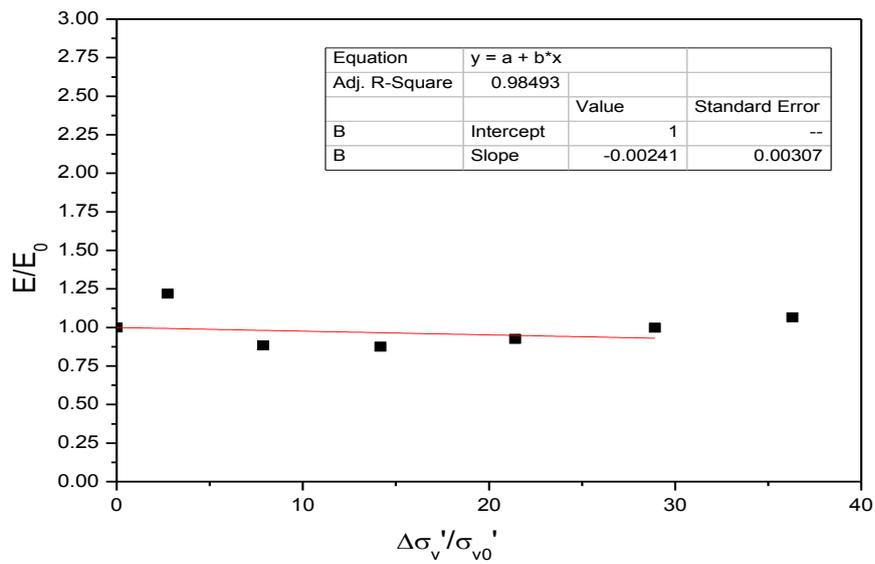
b = -0,0024

R = 98,49 %

Site	M'DAOUROUCH
Sondage N°	SC01
Profondeur	05,30 -05,60 m
Classification du sol	Ap

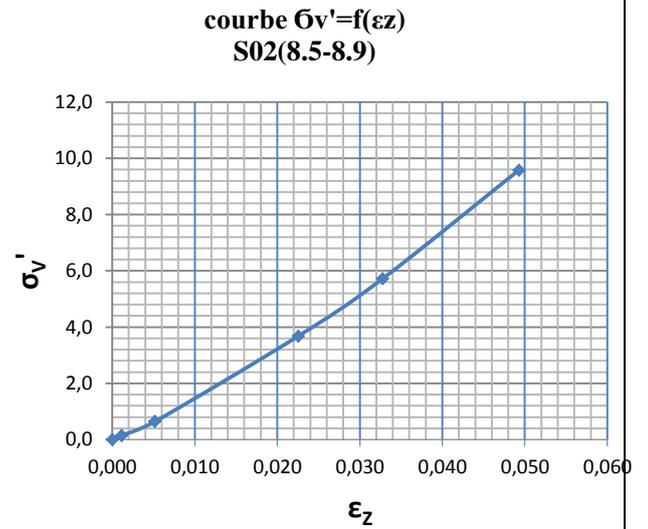
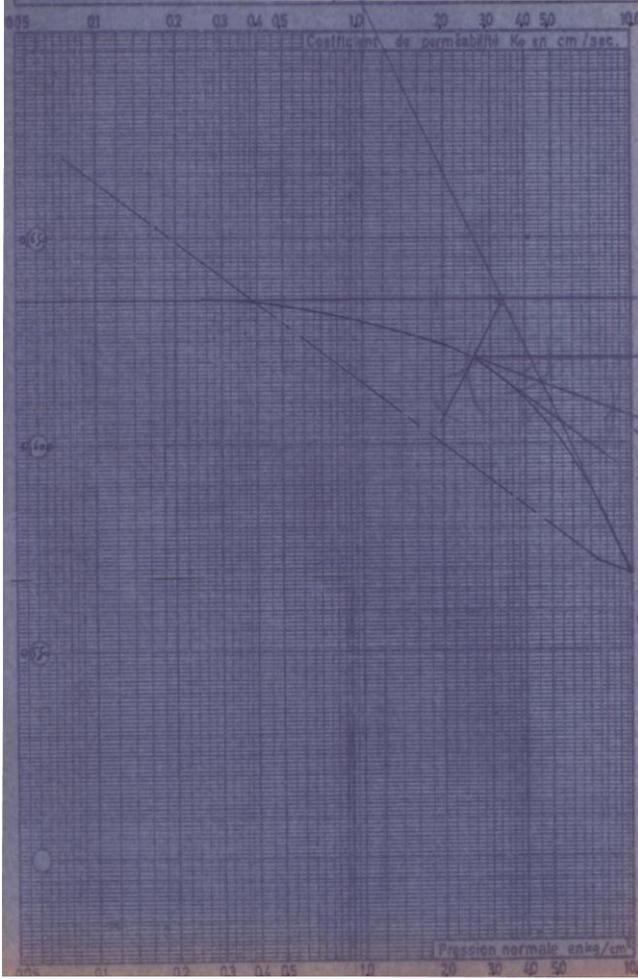


R = 92,50 %

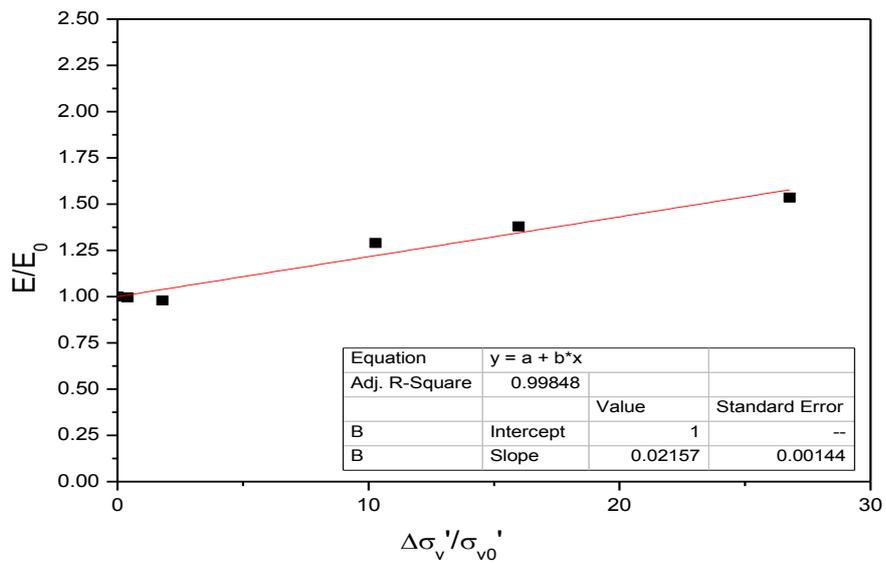


M0 =33643,00 KPa	a = 1,00
b=-0,0024	R = 98,49 %

Site	M'DAOUROUCH
Sondage N°	SC02
Profondeur	08,50 -08,90 m
Classification du sol	Ap

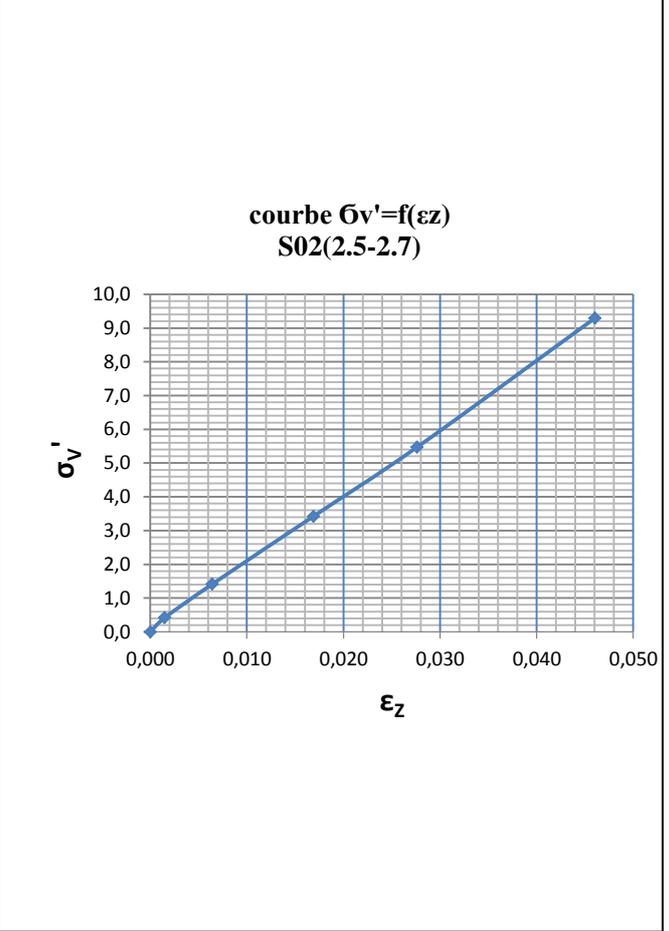
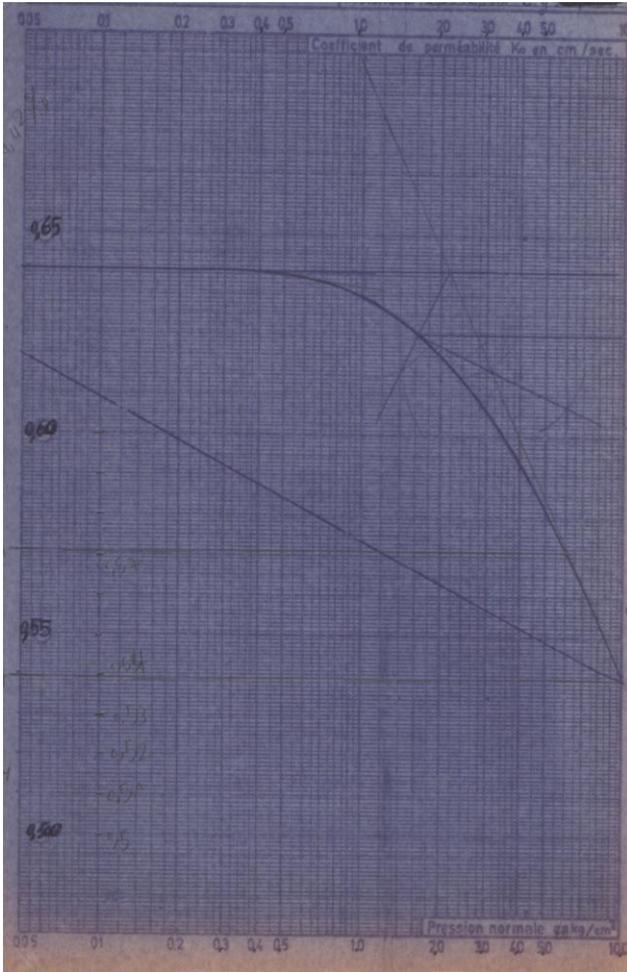


R = 95,30 %

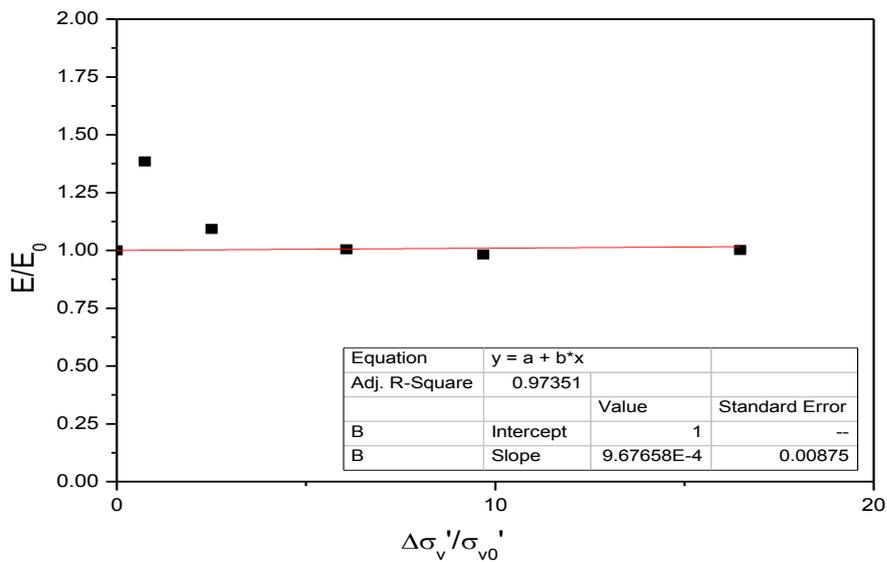


M0 = 12660,00 KPa	a = 1,00
b = 0,0215	R = 99,84 %

Site	M'DAOUROUCH
Sondage N°	SC02
Profondeur	02,50 -02,70 m
Classification du sol	Ap

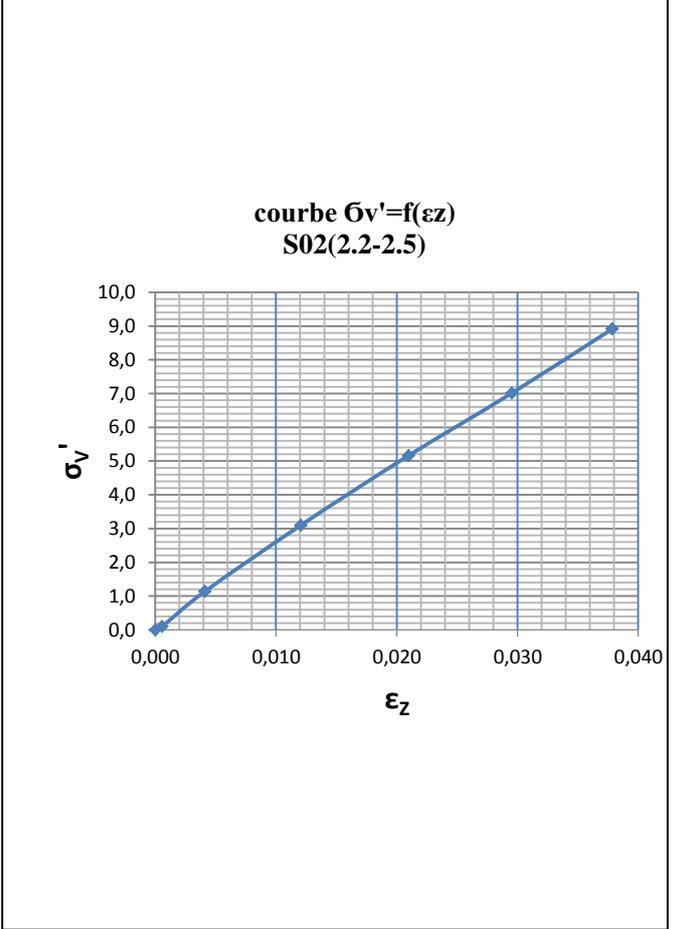
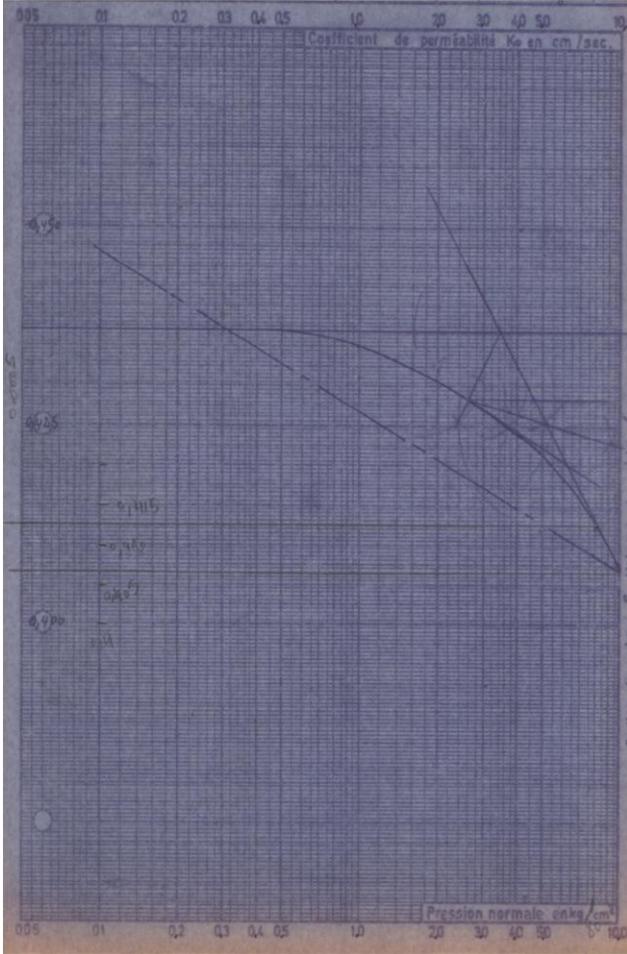


R = 72,31 %

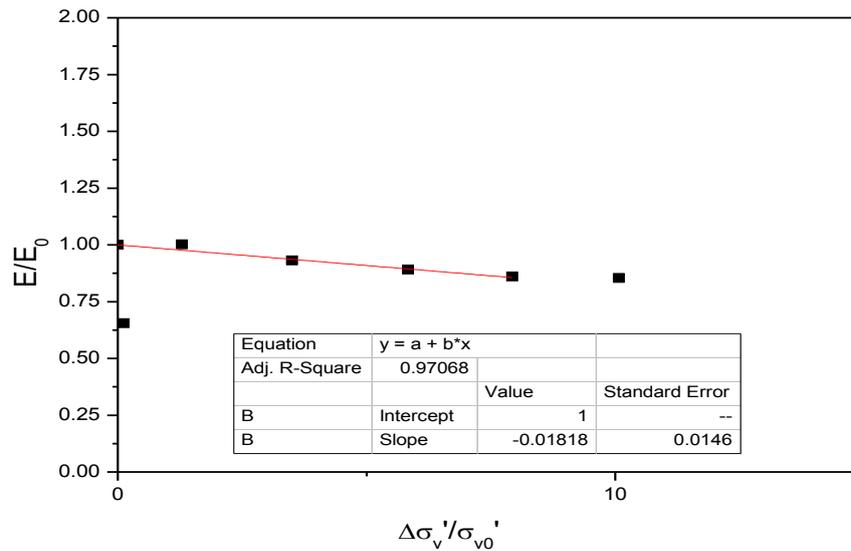


M0 = 24223,00 KPa	a = 1,0098
b = 7,113 E-4	R = 99,10 %

Site	M'DAOUROUCH
Sondage N°	SC01
Profondeur	02,2 -02,50 m
Classification du sol	Ap

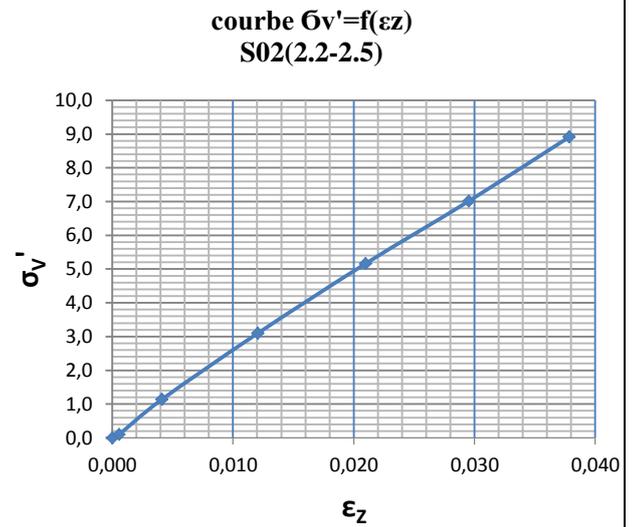
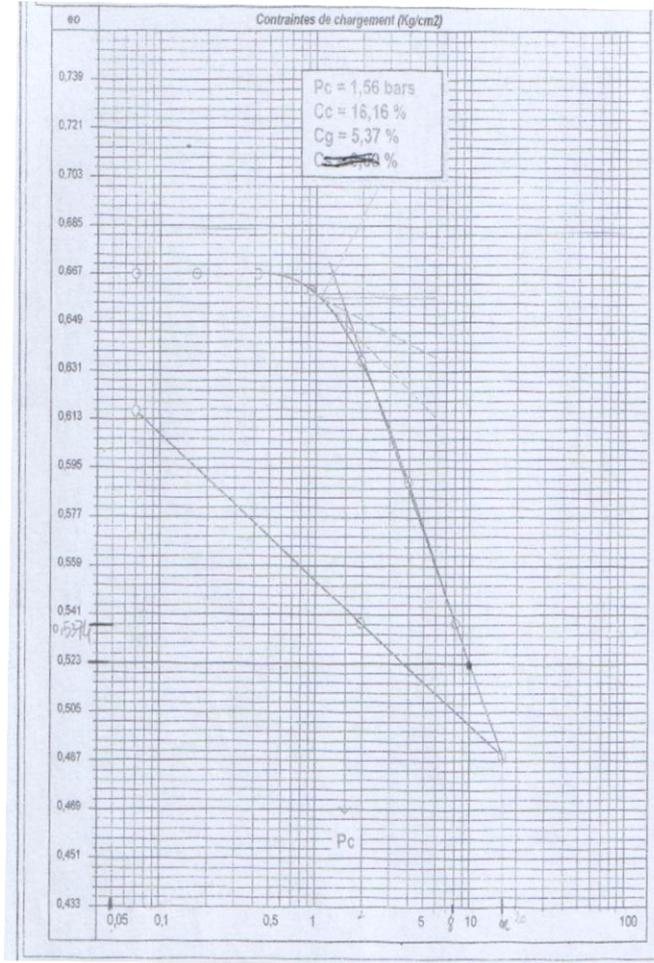


R = 96,63 %

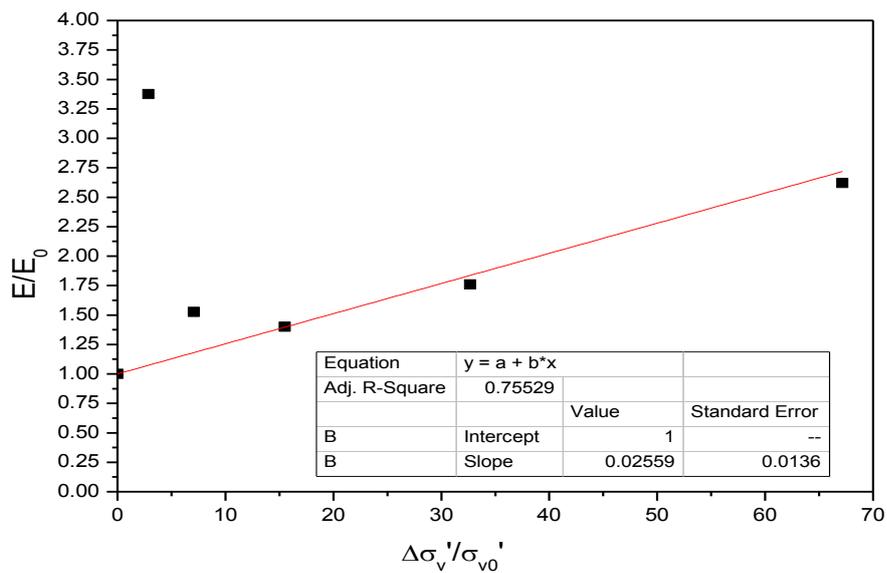


M0 = 27596,00 KPa	a = 1,00
b = -0,018	R = 97,07 %

Site	SKIKDA
Sondage N°	SC01
Profondeur	02,2 -02,50 m
Classification du sol	Ap

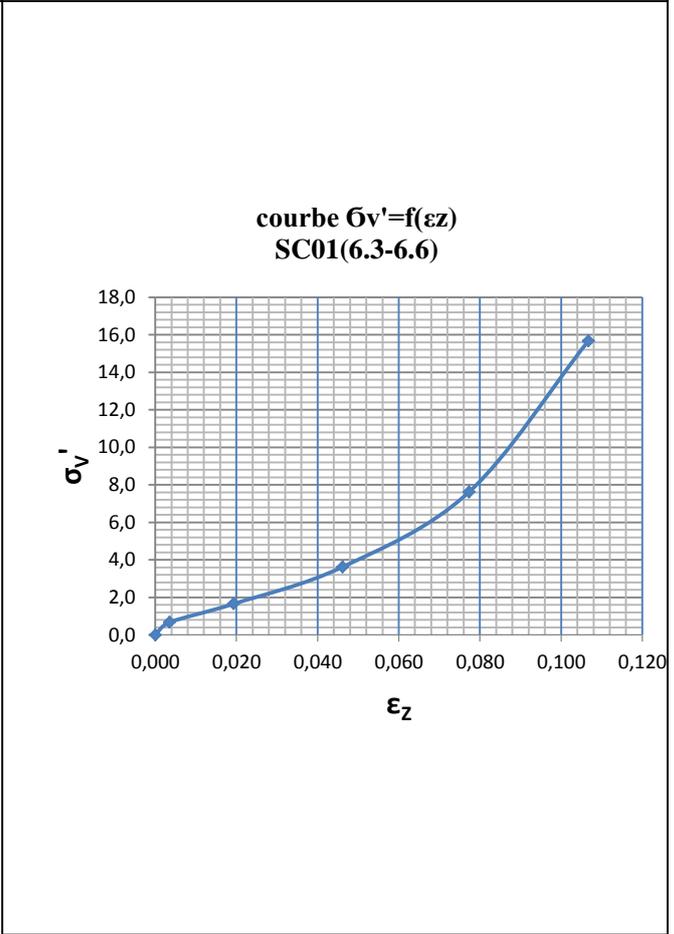
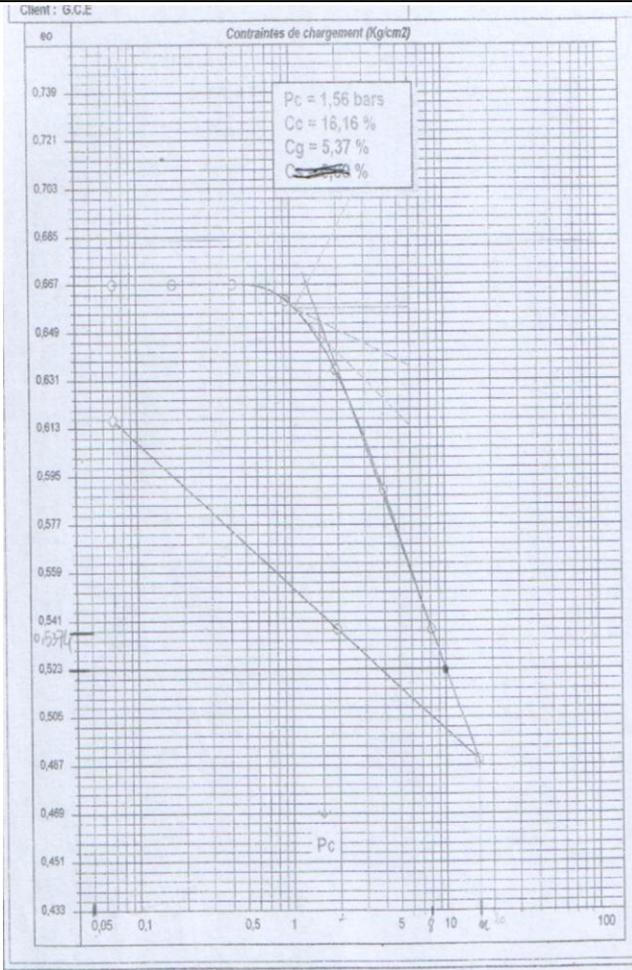


R = 29,90 %

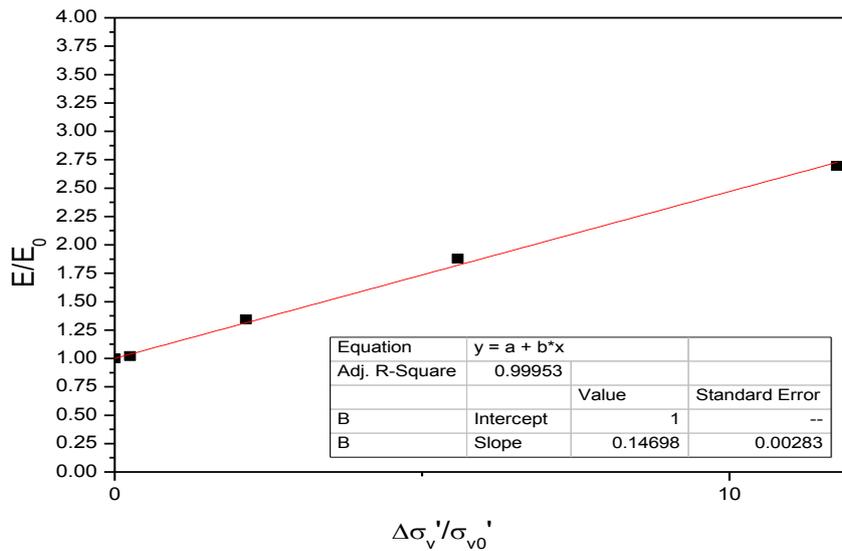


M0 = 10595,00 KPa	a = 1,00
b = 0,0256	R = 75,53 %

Site	SKIKDA
Sondage N°	SC01
Profondeur	06,30 -06,60 m
Classification du sol	Ap

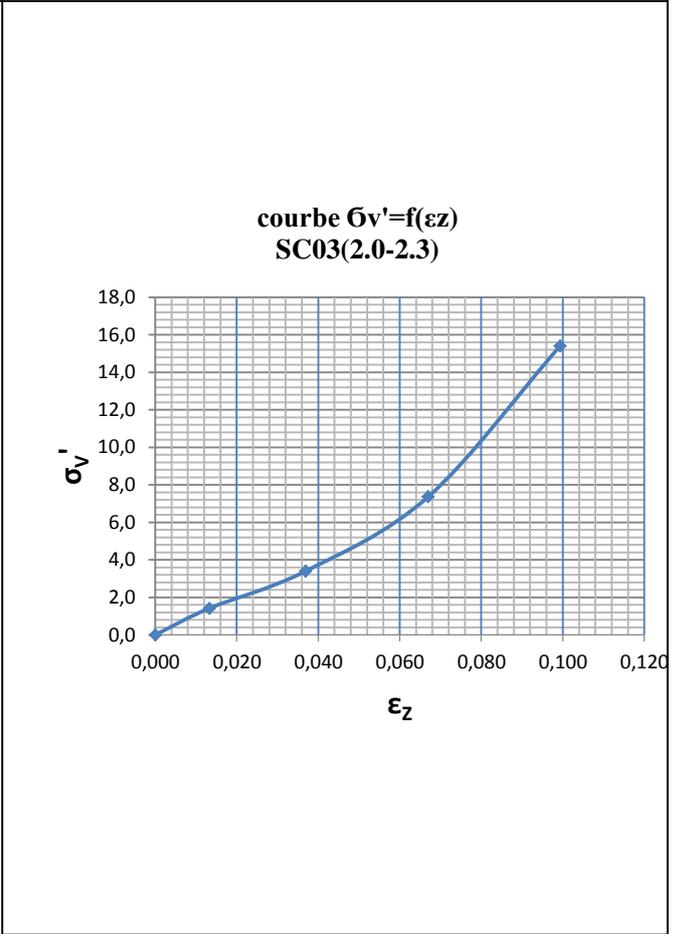
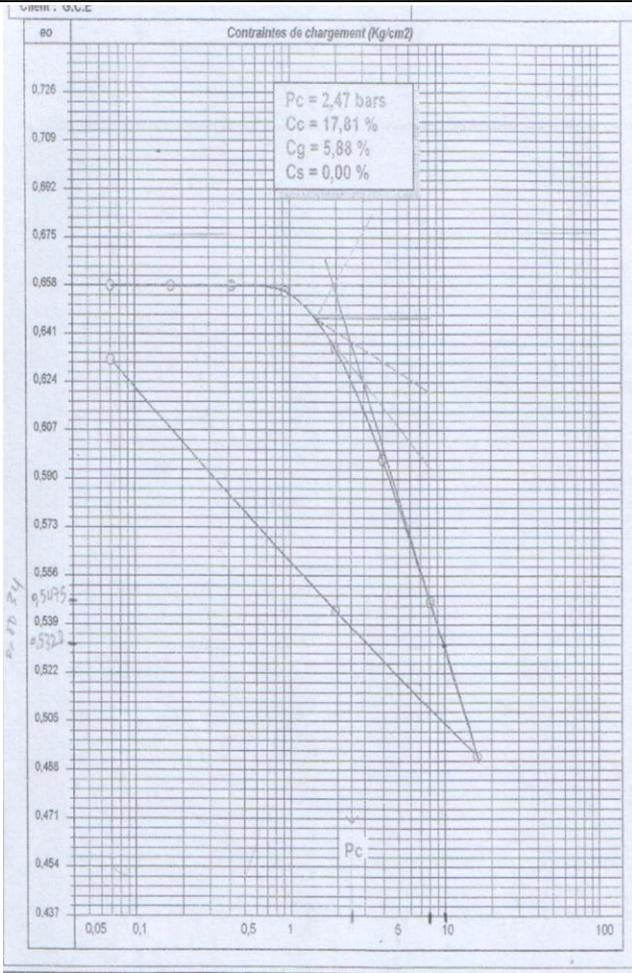


R = 99,58 %

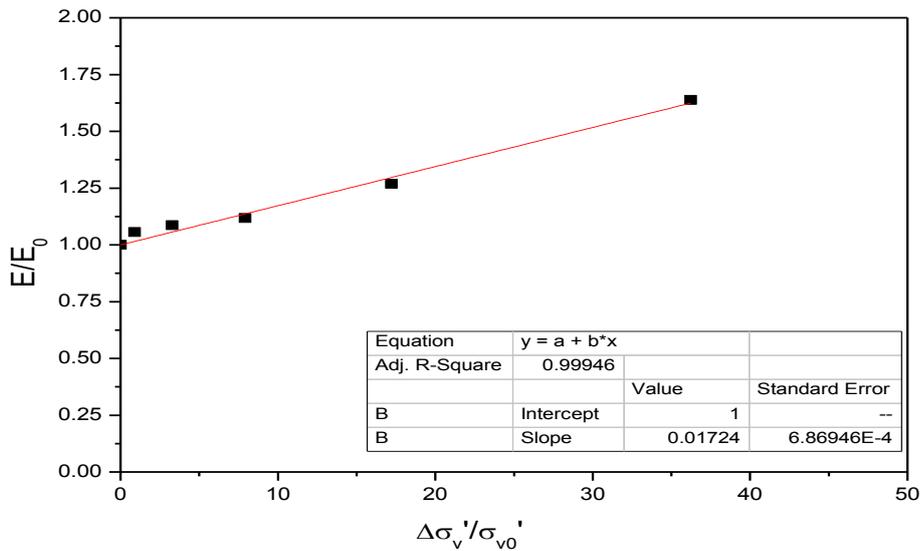


M0 = 2777,00 KPa	a = 1,0098
b = 7,113 E-4	R = 99,10 %

Site	SKIKDA
Sondage N°	SC03
Profondeur	02,00 -02,30 m
Classification du sol	Ap

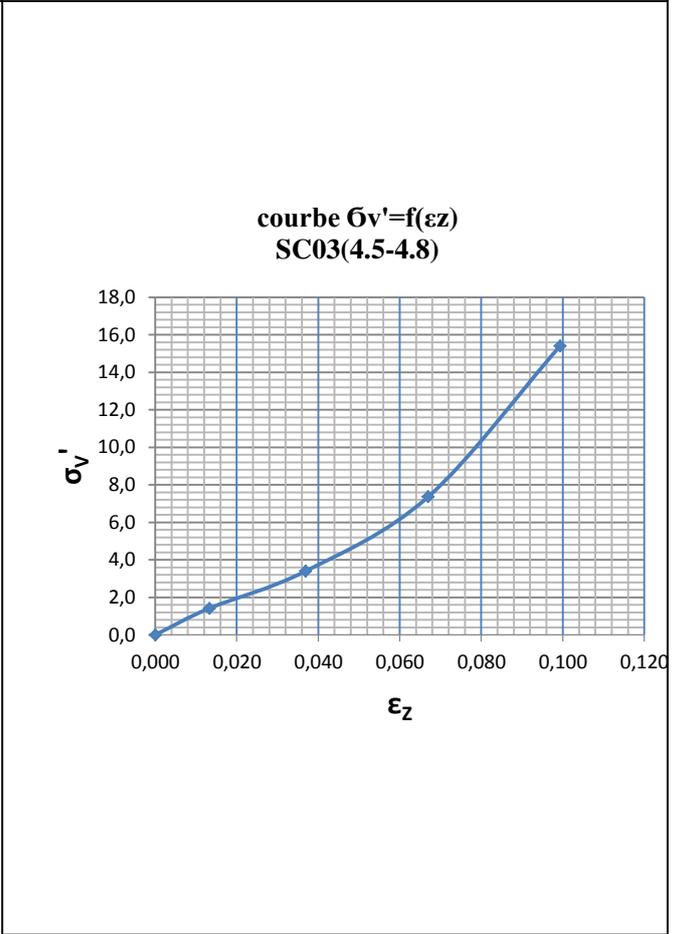
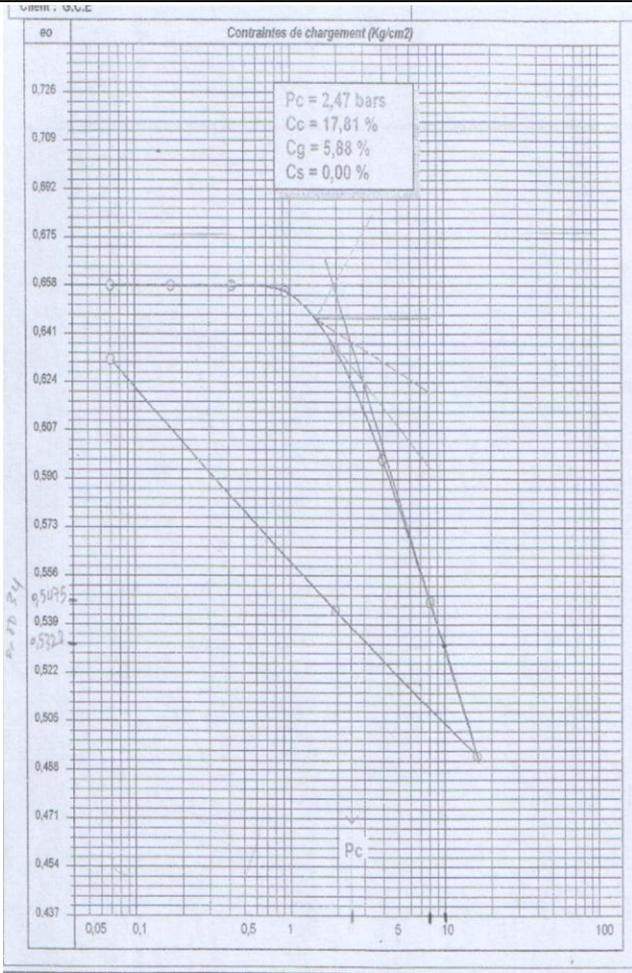


R = 98,96 %

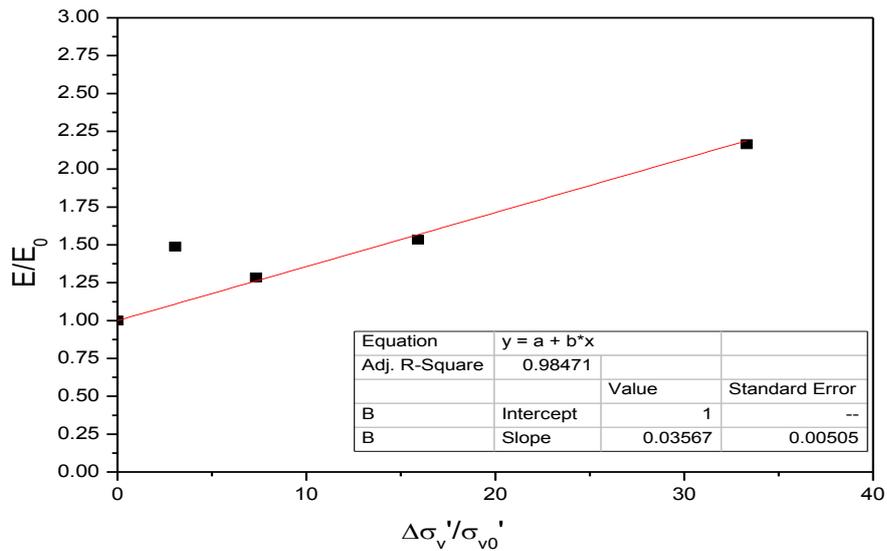


M0 = 5754,00 kPa	a = 1,00
b = 0,01724	R = 99,94 %

Site	SKIKDA
Sondage N°	SC03
Profondeur	04,50 -04,80 m
Classification du sol	Ap

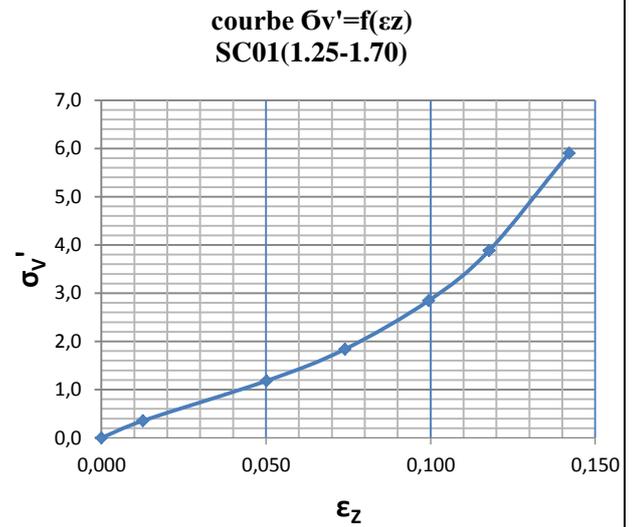
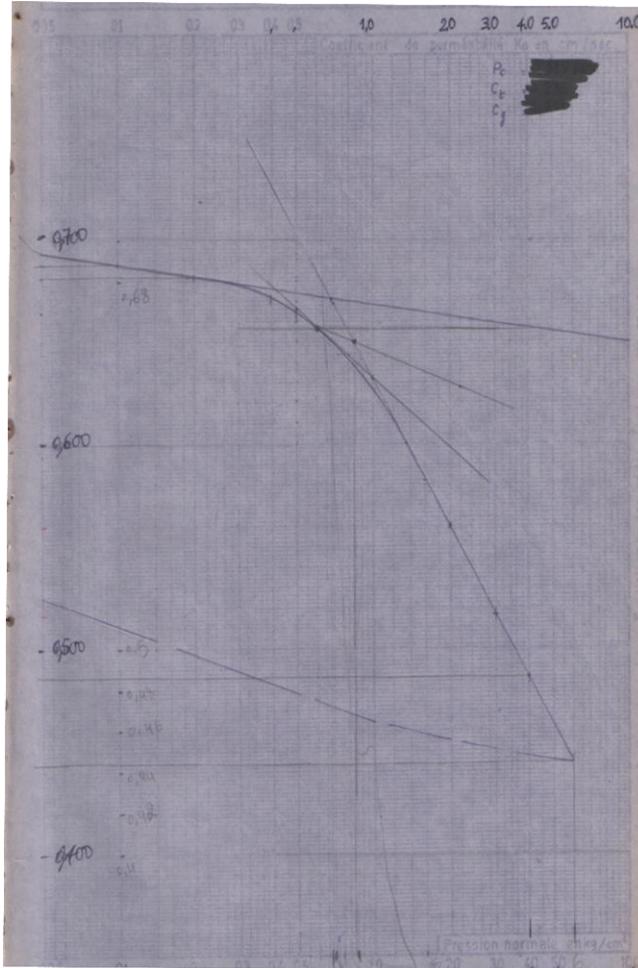


R = 79,04 %

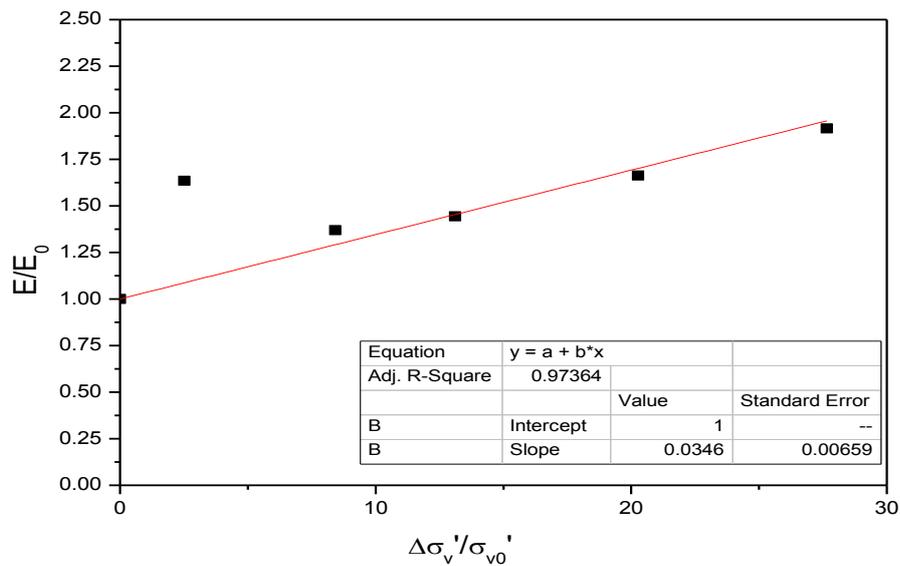


M0 = 9038,00 KPa	a = 1,00
b = 0.0357	R = 98,47 %

Site	BISKRA
Sondage N°	SC01
Profondeur	1,25 -1,70 m
Classification du sol	Ap

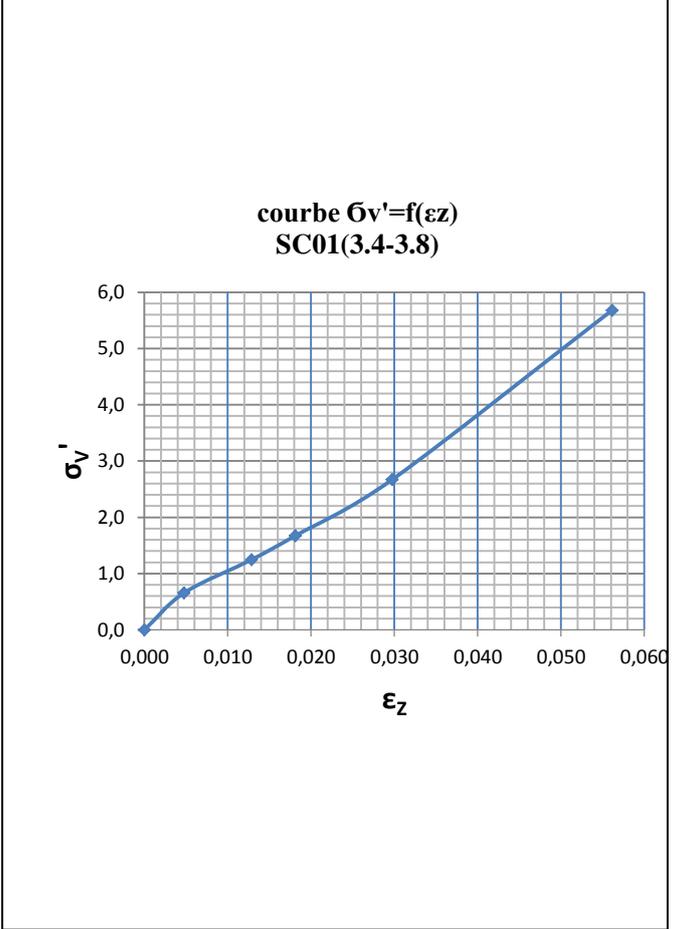
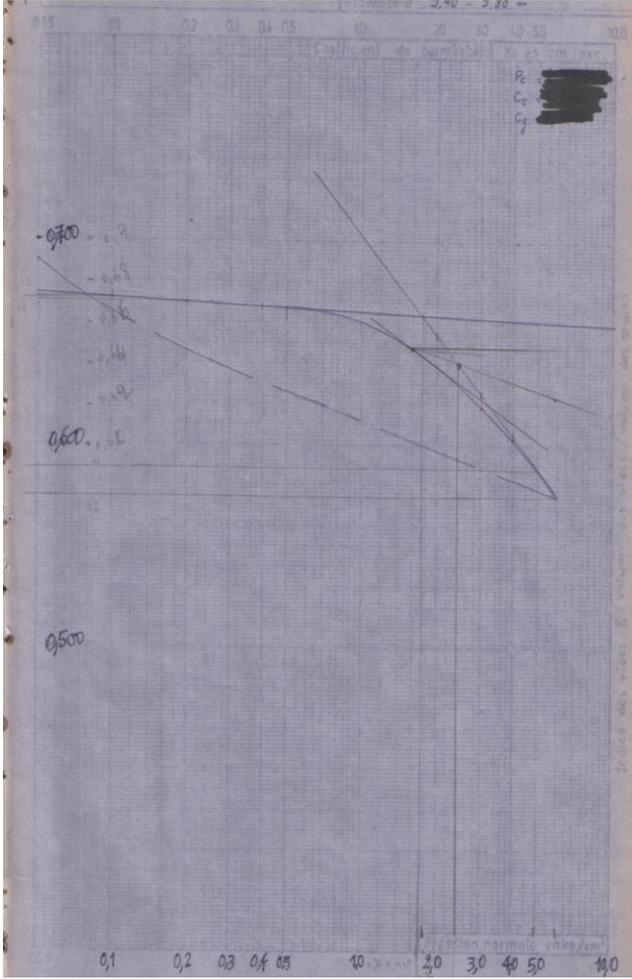


R = 72,52 %

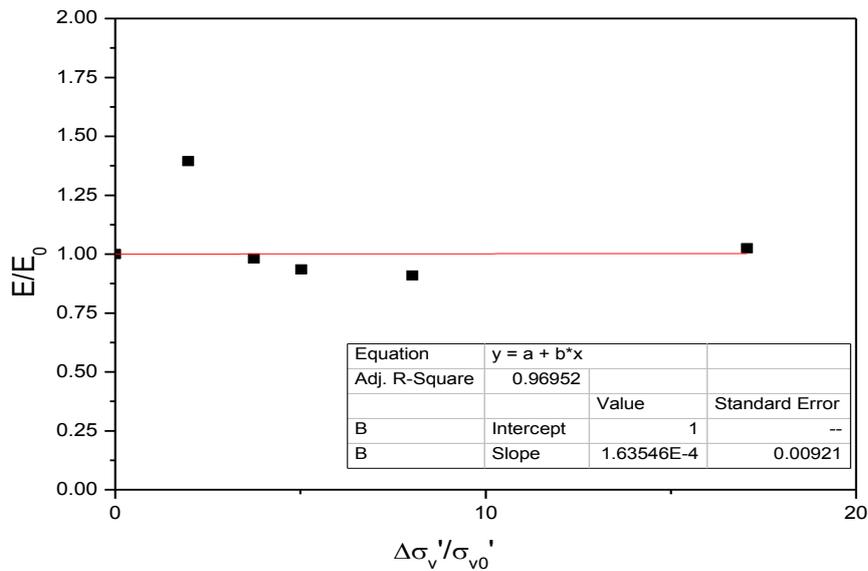


M0 = 2321,00 KPa	a = 1,00
b = 0.0346	R = 97,36 %

Site	BISKRA
Sondage N°	SC01
Profondeur	03,40 -03,80 m
Classification du sol	Ap

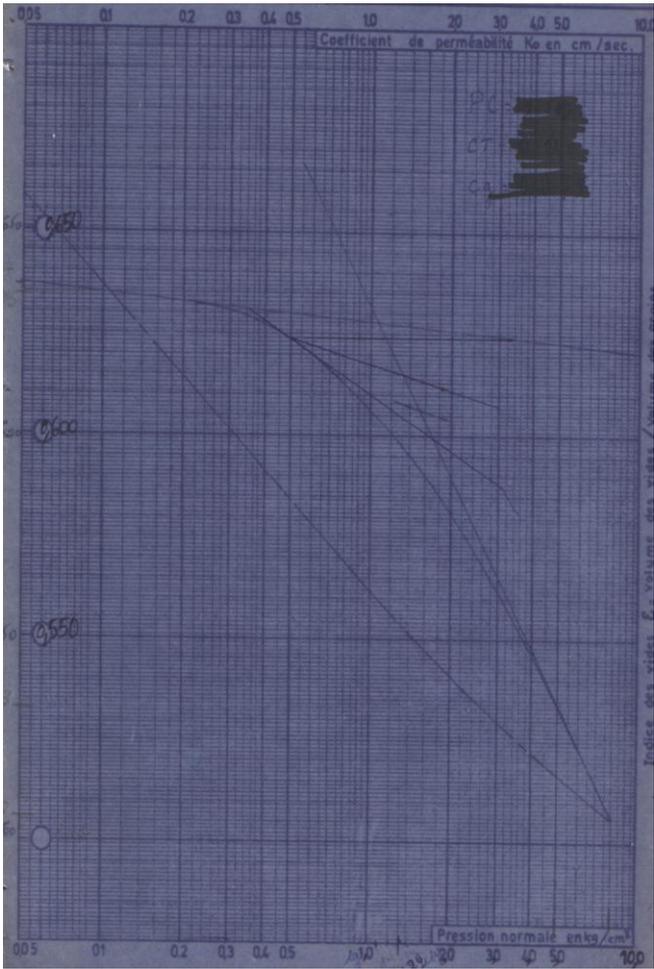


R = 37,64 %

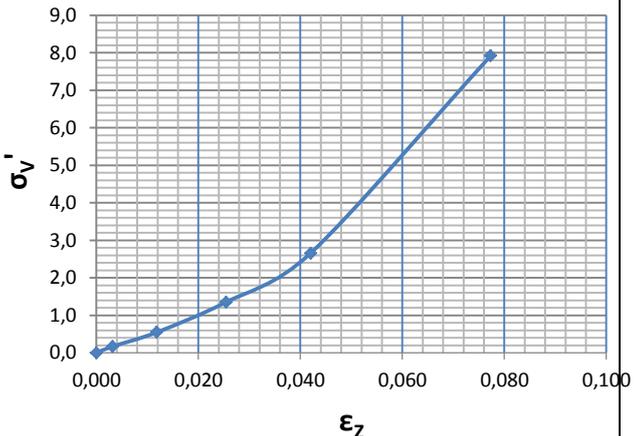


M0 = 10875,00 KPa	a = 1,00
b = 1,63E-4	R = 96,9 %
Site	DAHMOUNI

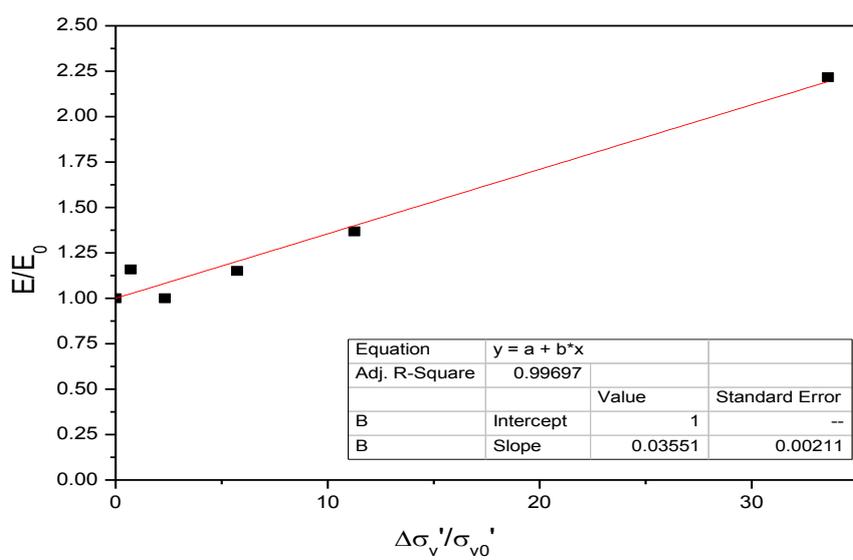
Sondage N°	SC02
Profondeur	02,20 -02,50 m
Classification du sol	Ap



courbe $\sigma_v' = f(\epsilon_z)$
SC02(2.2-2.5)

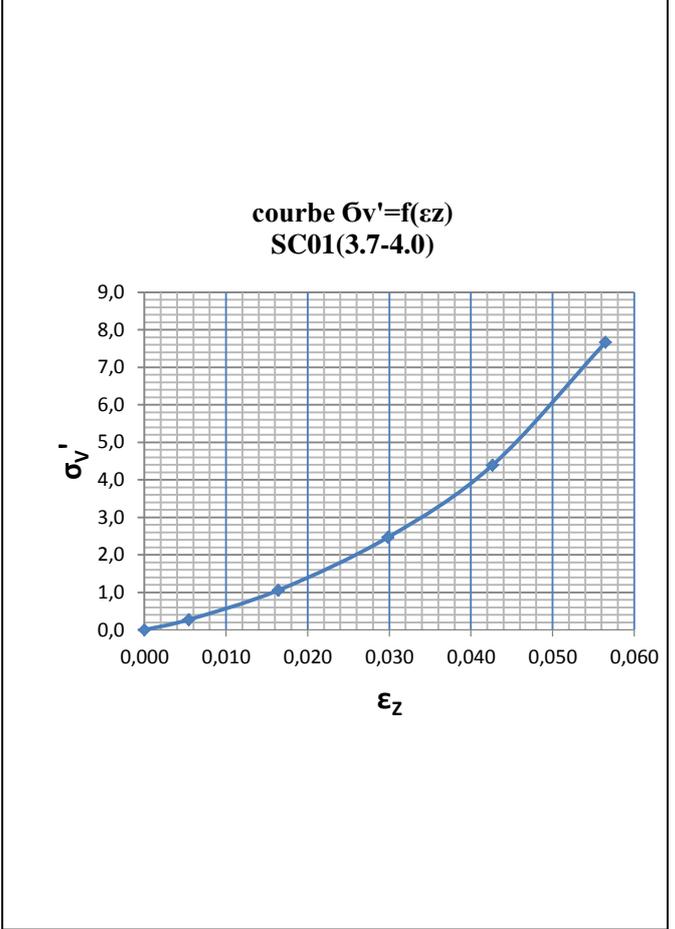
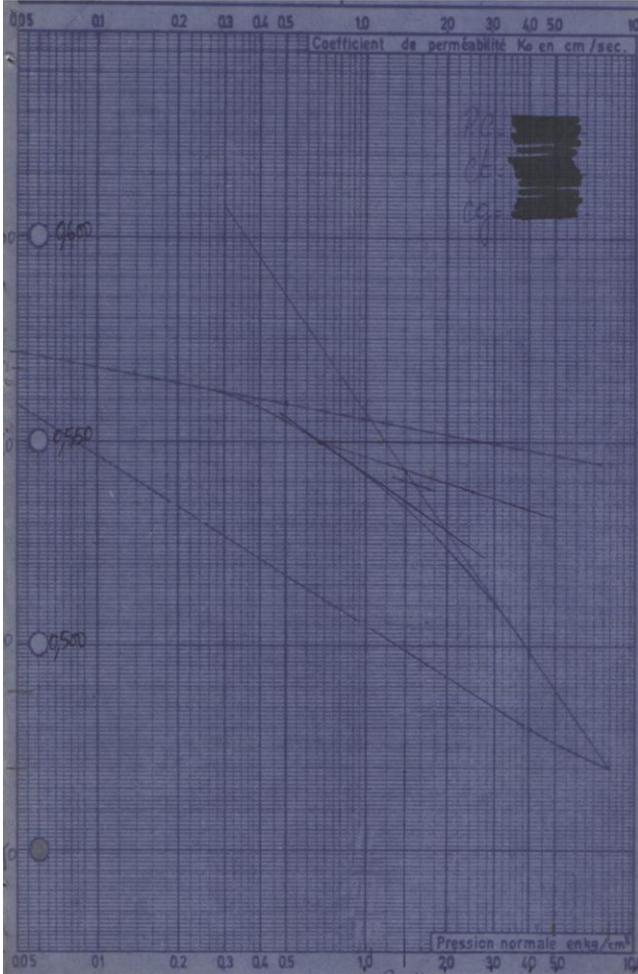


R = 94,35%

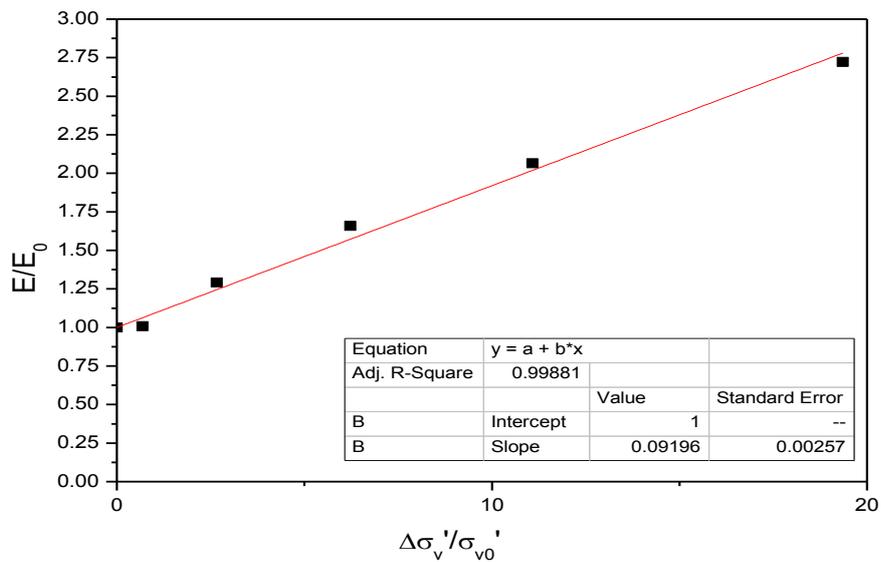


M0 = 4623,00 KPa	a = 1,00
b = 0,0355	R = 99,69 %

Site	DAHMOUNI
Sondage N°	SC01
Profondeur	03,70 -04,00 m
Classification du sol	Ap

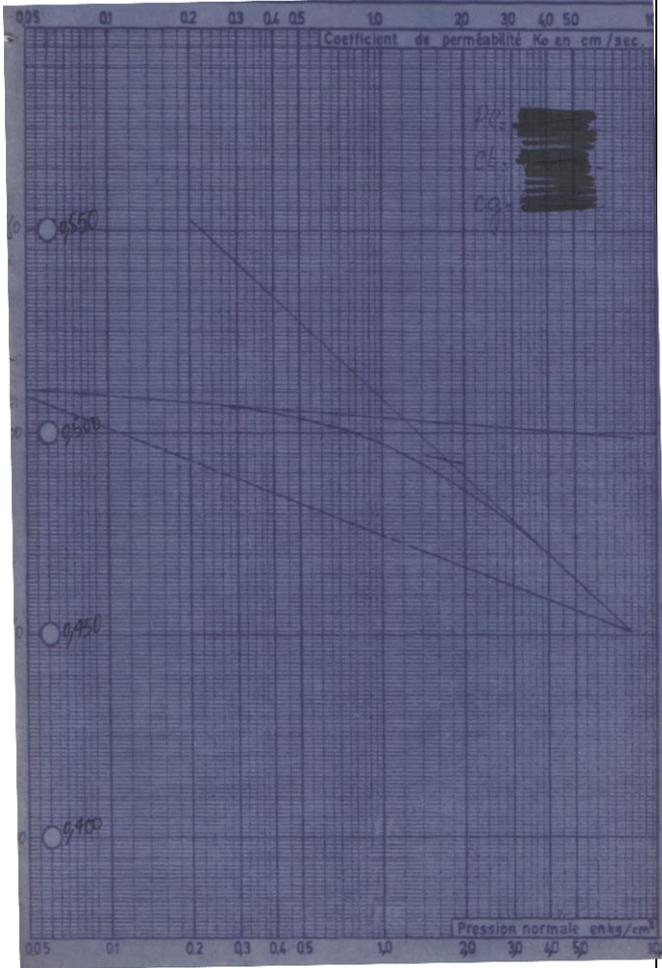


R = 98,50 %

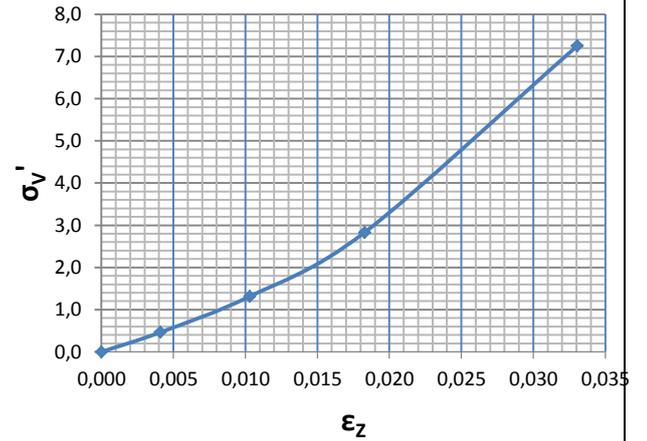


M0 = 4986,00 KPa	a = 1,00
b = 0,09169	R = 99,88 %

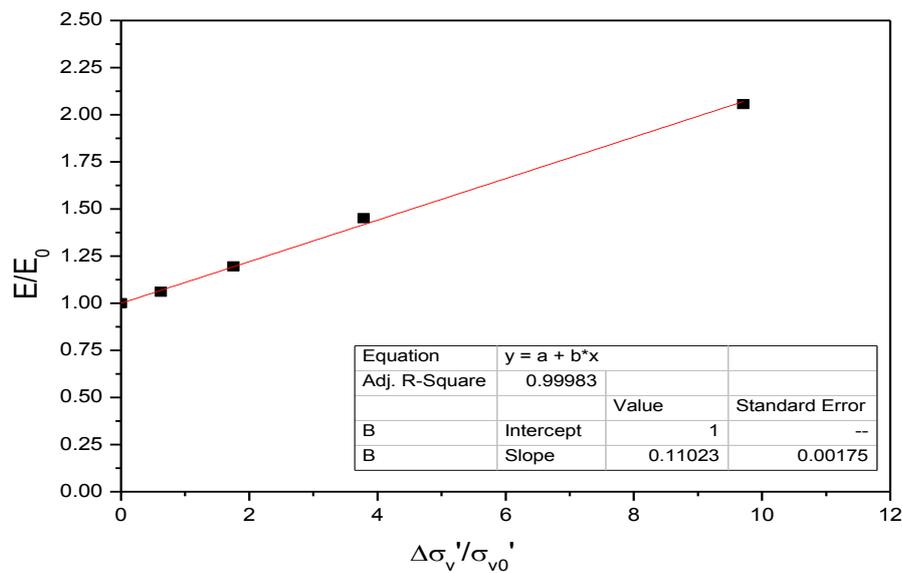
Site	DAHMOUNI
Sondage N°	SC01
Profondeur	07.10 -07,30 m
Classification du sol	Ap



**courbe $\sigma_v' = f(\epsilon_z)$
SC01(7.1-7.3)**

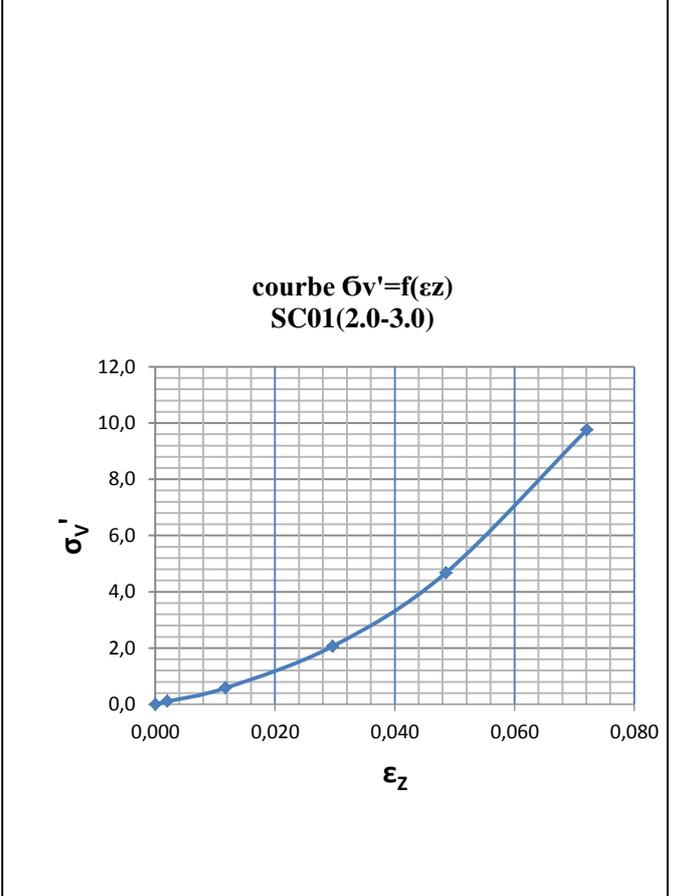
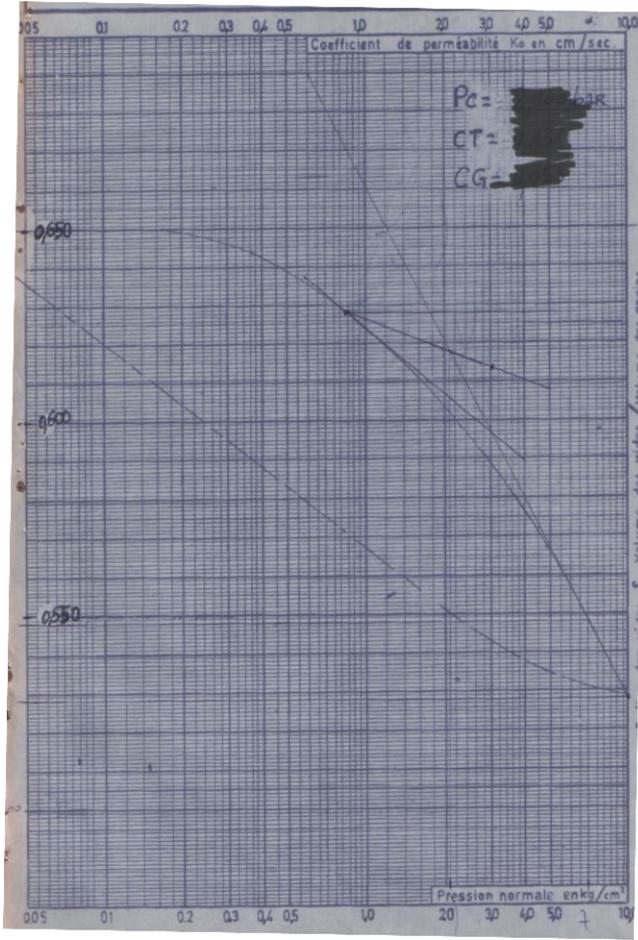


R = 99,76 %

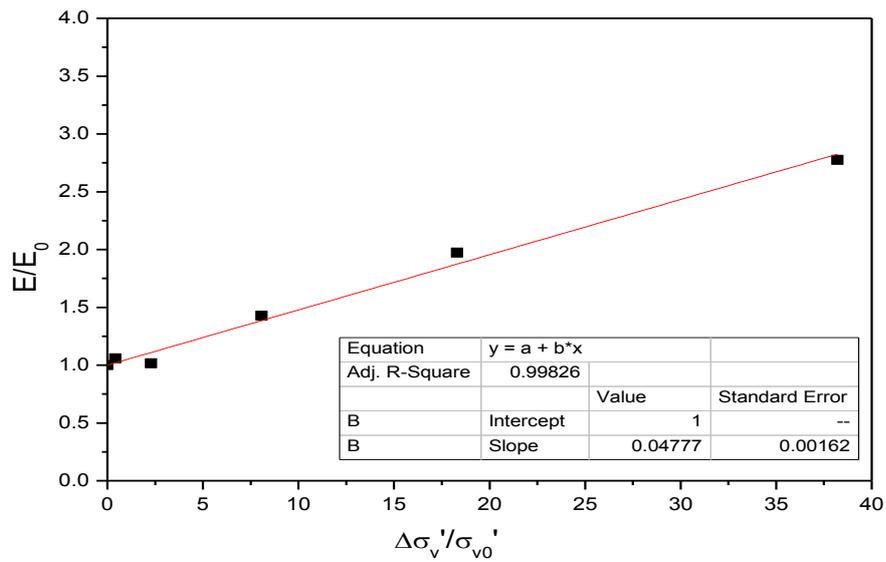


M0 = 10665,00 KPa	a = 1,00
b = 0,1102	R = 99,83 %
Site	ELHARRACH

Sondage N°	SC01
Profondeur	02,00 -03,00 m
Classification du sol	Ap

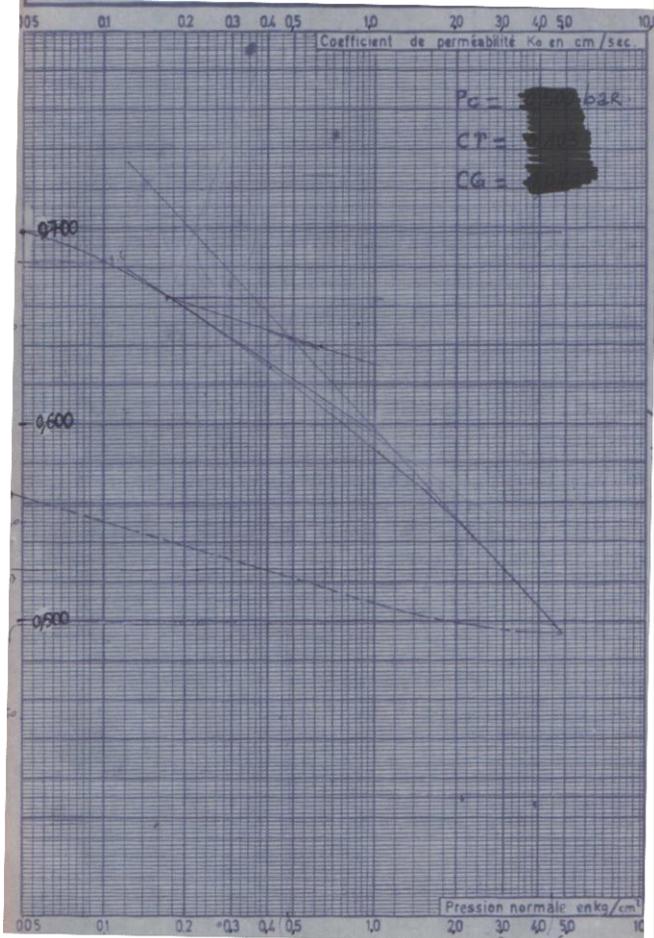


R = 97,21 %

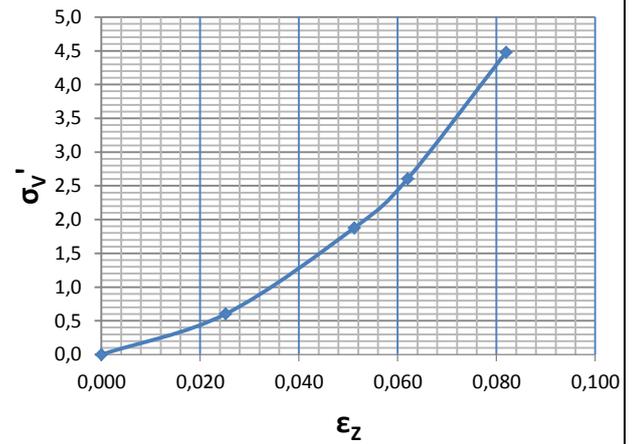


$M_0 = 4879,00 \text{ KPa}$	$a = 1,00$
$b = 0,0477$	$R = 99,82 \%$

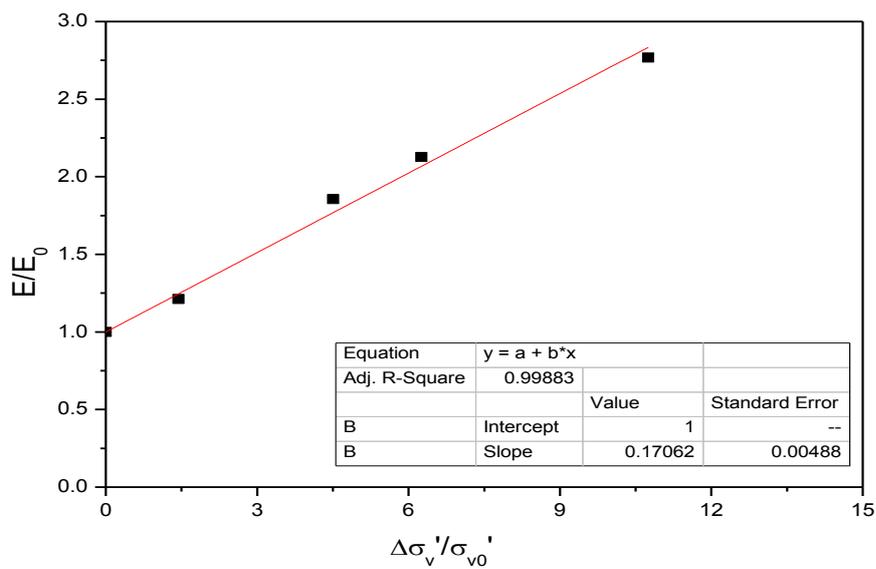
Site	ELHARRACH
Sondage N°	SC01
Profondeur	05,00 -06,50 m
Classification du sol	Ap



**courbe $\sigma_v' = f(\epsilon_z)$
SC01(5.0-6.5)**

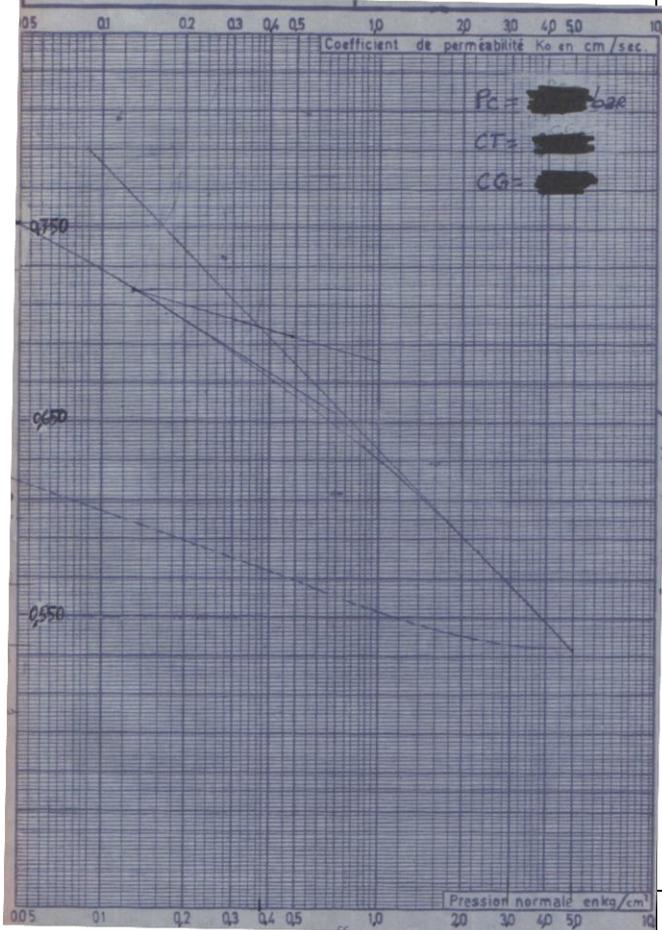


R = 98,22 %

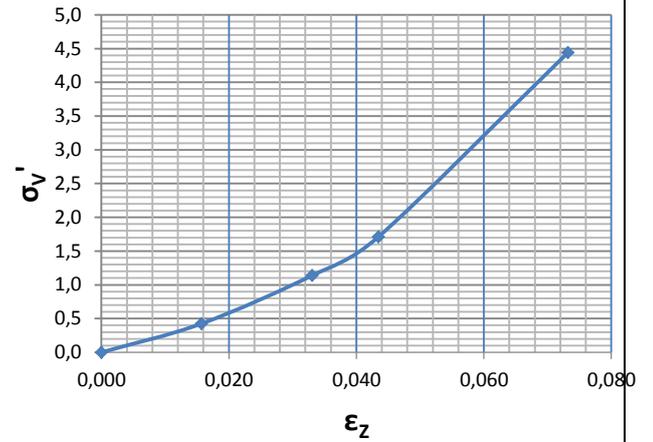


M0 = 1975,00 KPa	a = 1,00
b = 0,1706	R = 99,88 %

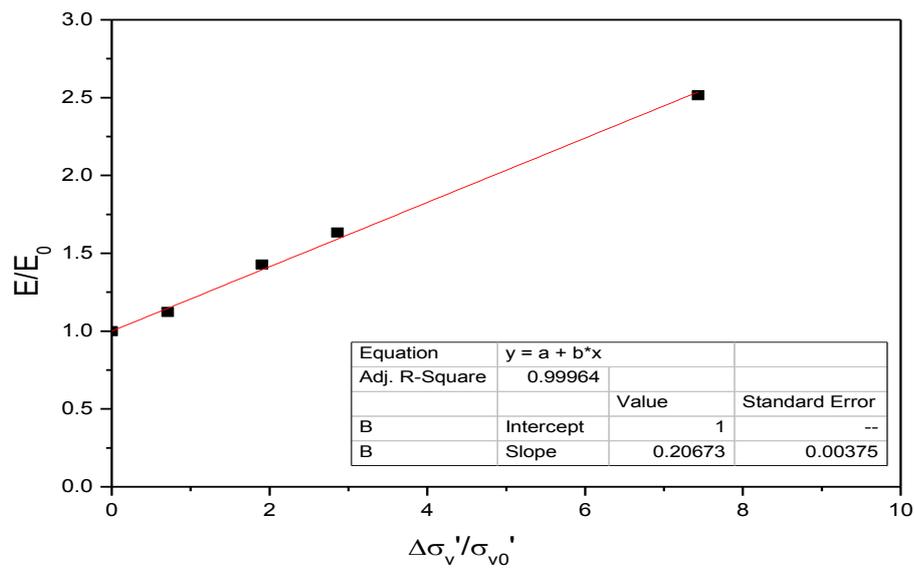
Site	ELHARRACH
Sondage N°	SC01
Profondeur	06,50 -08,00 m
Classification du sol	Ap



courbe $\sigma_v' = f(\epsilon_z)$
SC01(6.5-8.0)

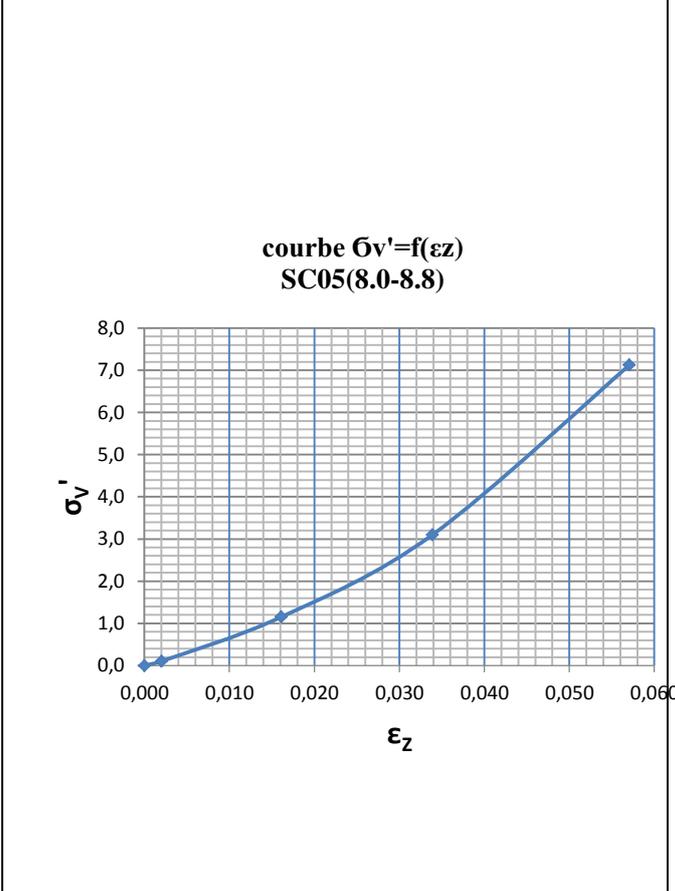
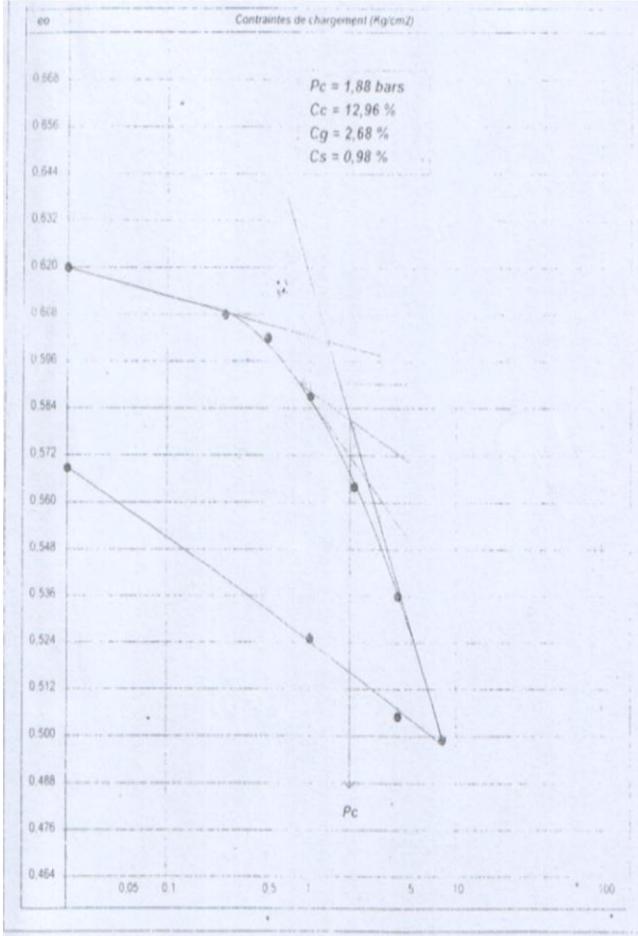


R = 99,37 %

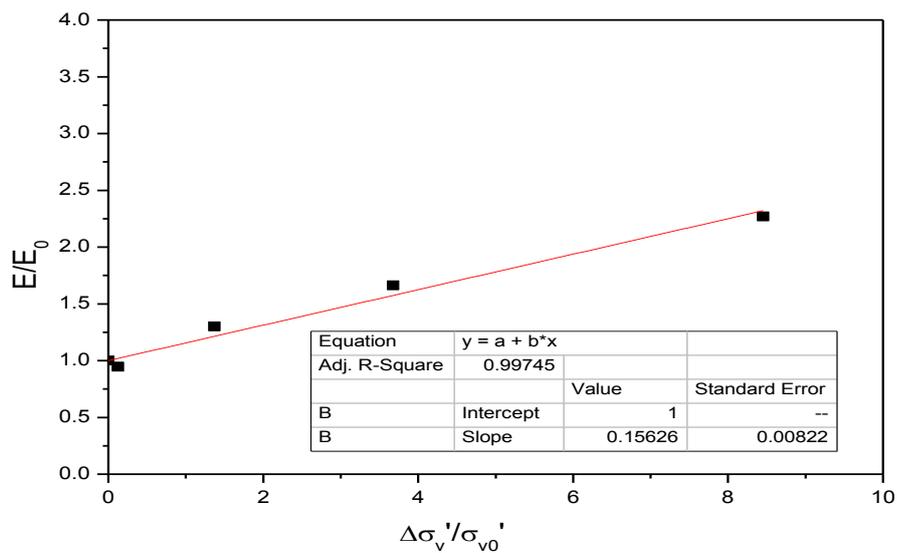


M0 = 2412,00 KPa	a = 1,00
b = 0.206	R = 99,96 %

Site	THENEA
Sondage N°	SC05
Profondeur	08,00 -08,80 m
Classification du sol	Ap

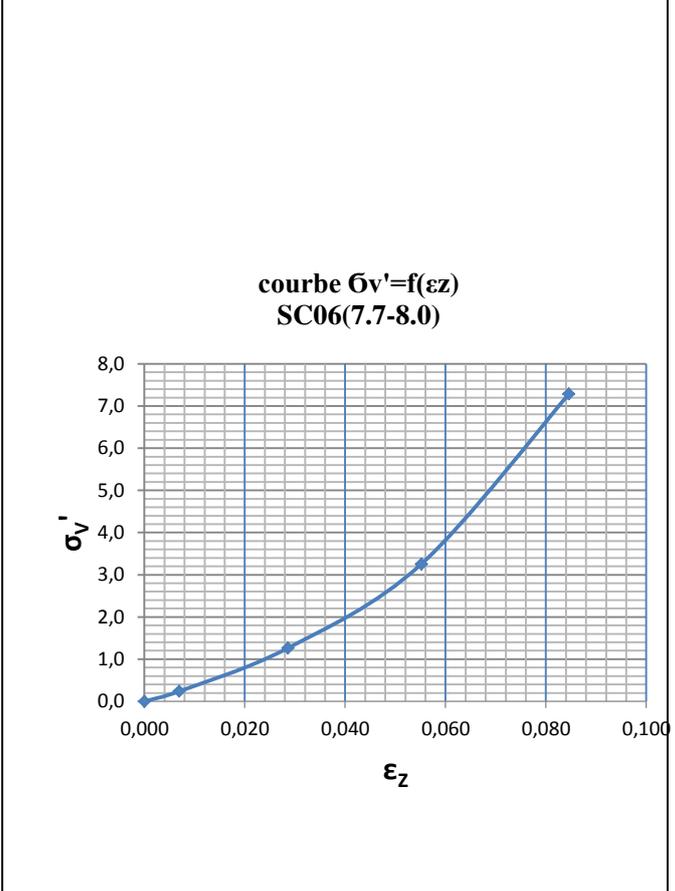
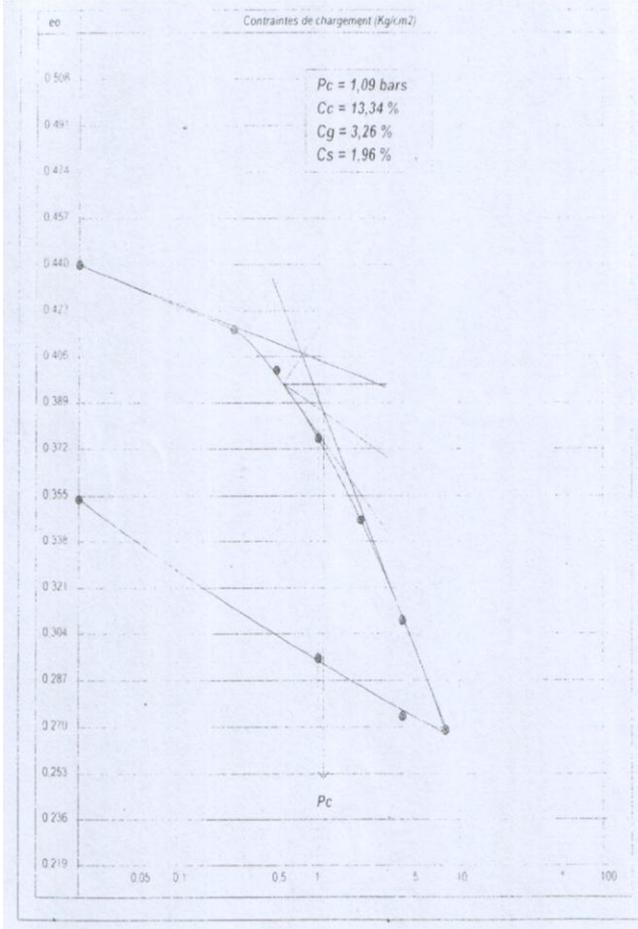


R = 97,04 %

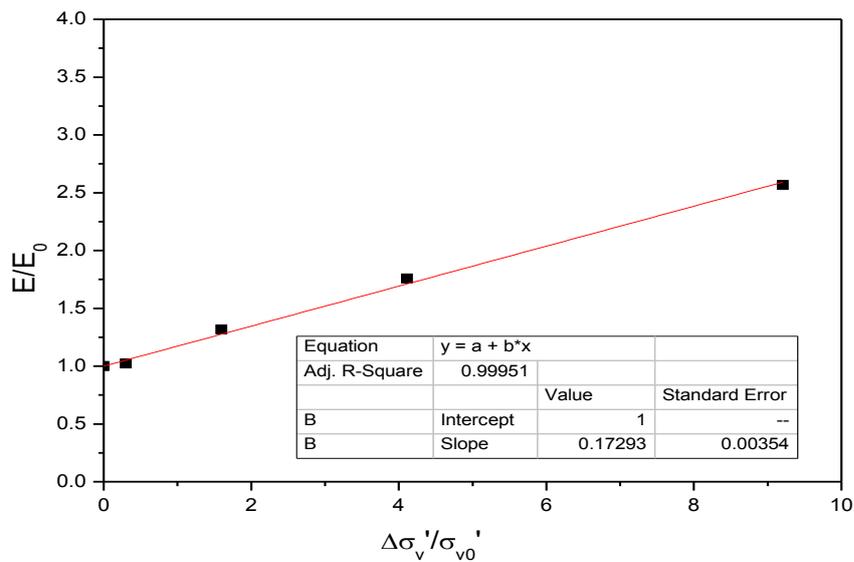


M0 = 5500,00 KPa	a = 1,00
b = 0.1562	R = 99,74 %

Site	THENEA
Sondage N°	SC06
Profondeur	07,70 -08,00 m
Classification du sol	Ap

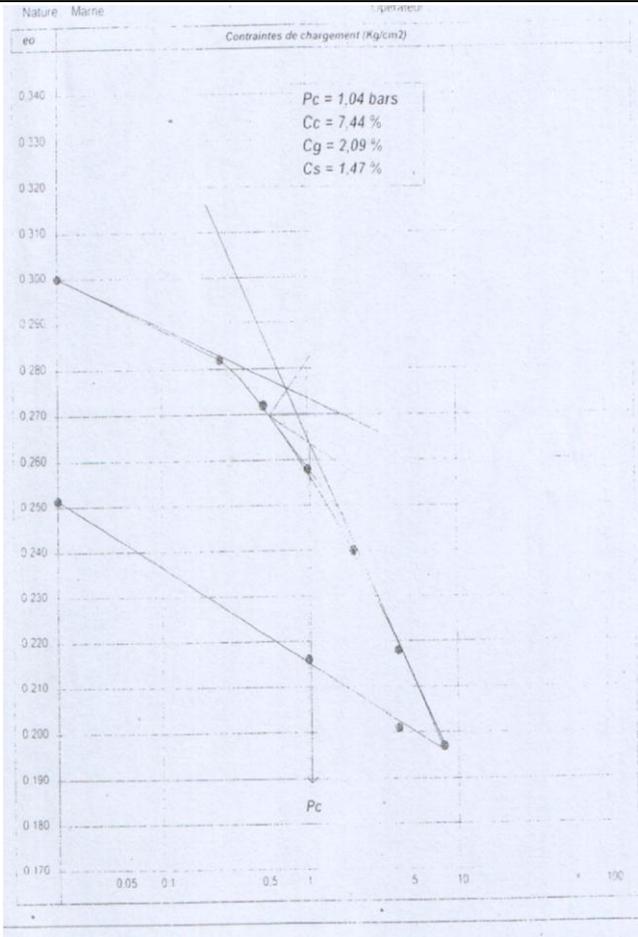


R = 99,41 %

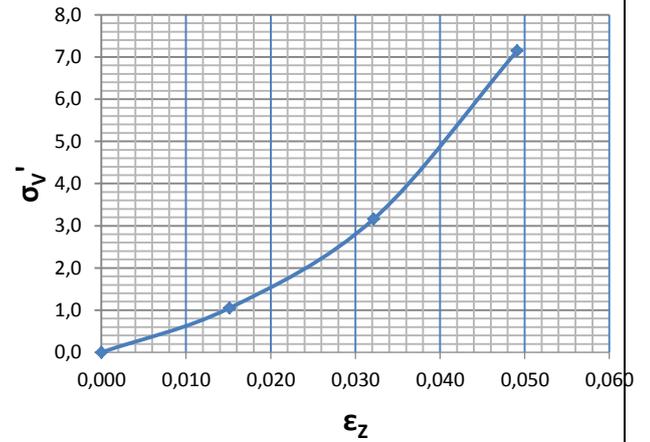


M0 = 3356,00 KPa	a = 1,00
b = 0.1729	R = 99,95 %

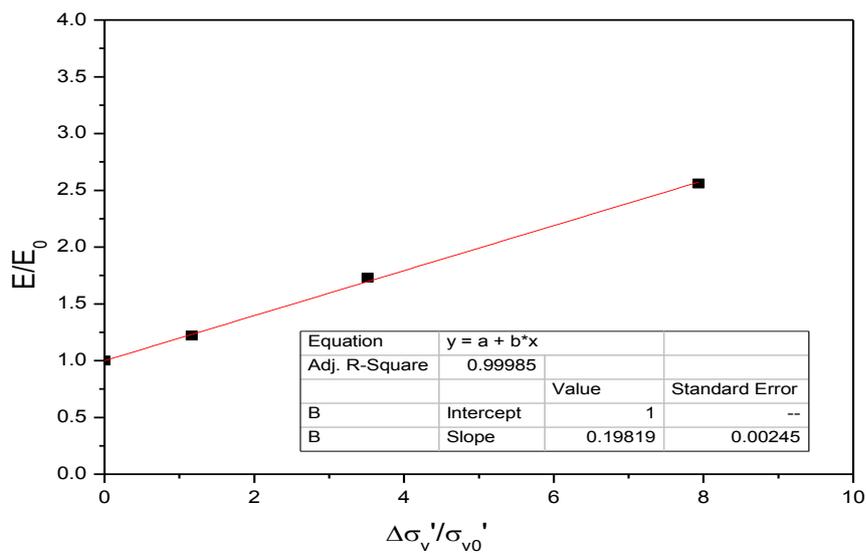
Site	THENEA
Sondage N°	SC06
Profondeur	08,50 -09,00 m
Classification du sol	Ap



**courbe $\sigma_v' = f(\epsilon_z)$
SC06(8.5-9.0)**

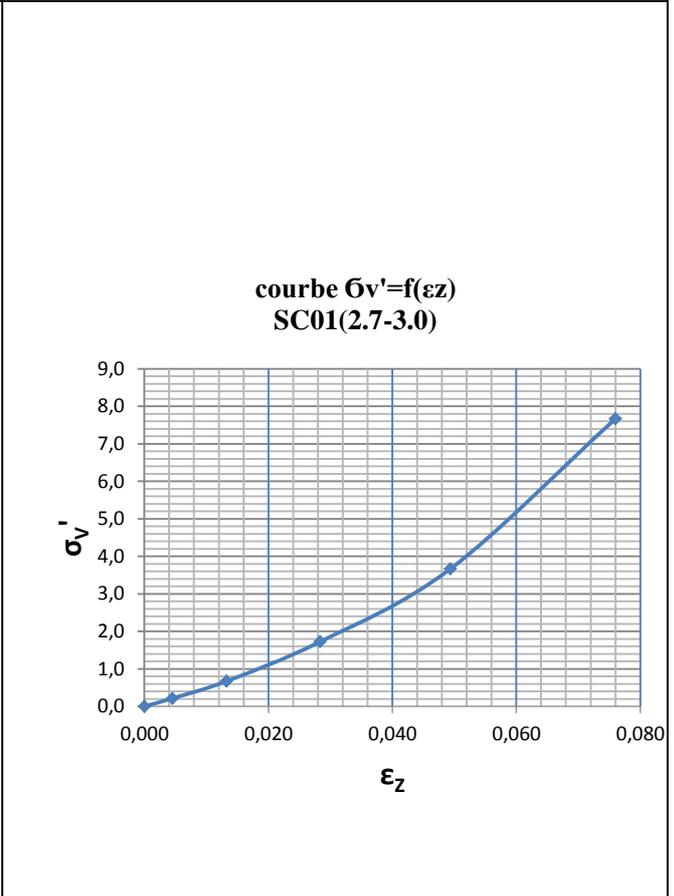
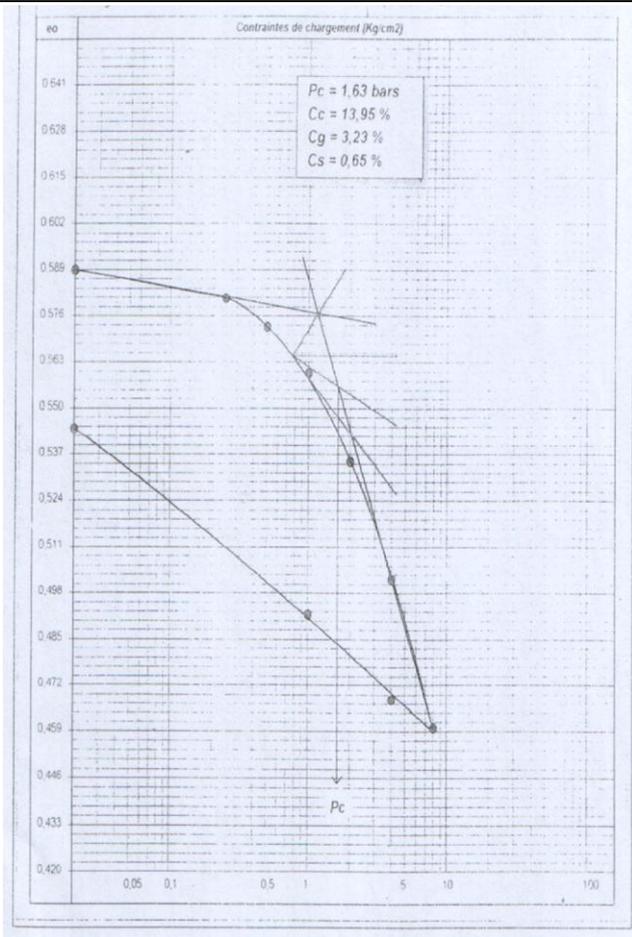


R = 99,78 %

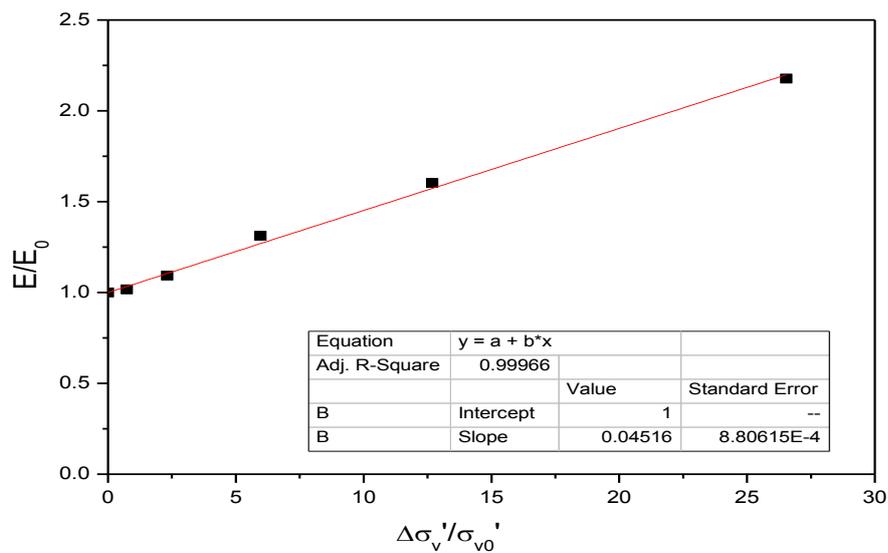


M0 = 5685,00 KPa	a = 1,00
b = 0,1982	R = 99,98 %

Site	THENEA
Sondage N°	SC01
Profondeur	02,70 -03,00 m
Classification du sol	Ap

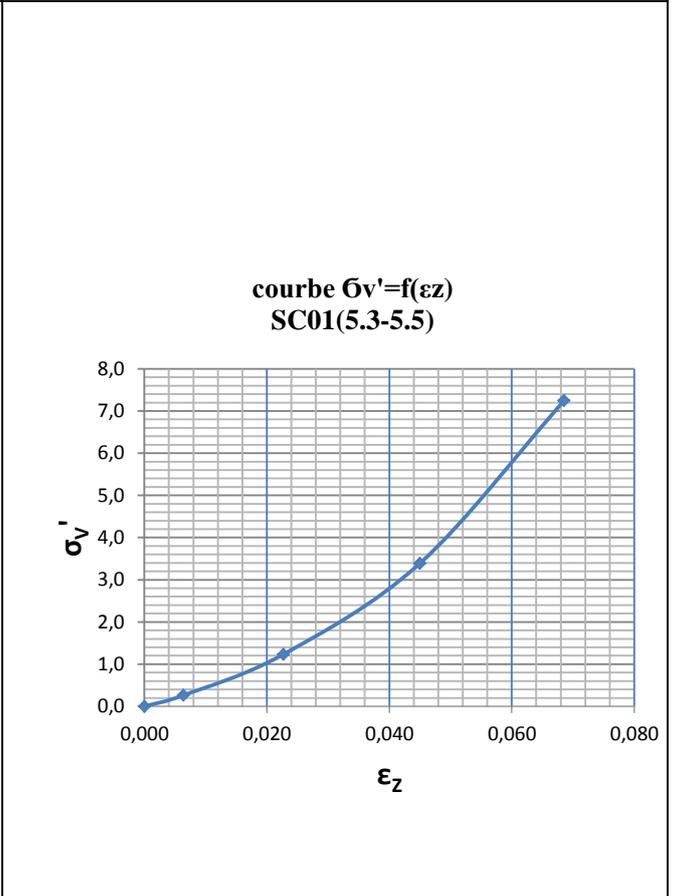
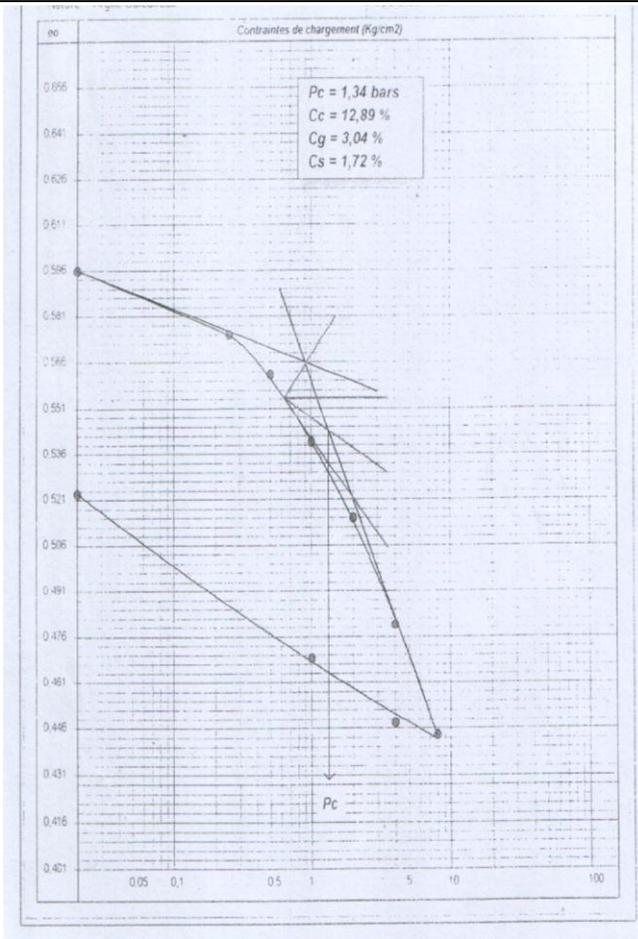


R = 99,49 %

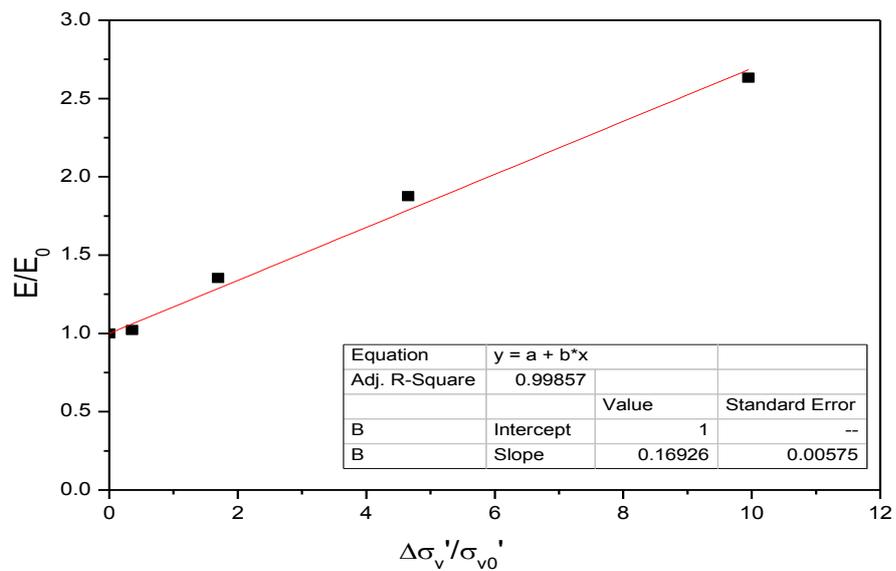


M0 = 4635,00 KPa	a = 1,00
b = 0.045	R = 99,96 %

Site	THENEA
Sondage N°	SC01
Profondeur	05,30 -05,50 m
Classification du sol	Ap



R = 98,38 %



M0 = 4014,00 KPa	a = 1,00
b = 0,169	R = 99,85 %

ANNEXE 2

RESULTATS DU TASSEMENT OEDOMETRIQUE

Tableau 2.11. Résultats des tassements œdométriques

N° de point	Pression en surface (kPa)	Tassement œdométrique S^{eod} (m)	Tassement DPT S^{DPT} (m)	Rapport S^{eod}/S^{DPT}
1	20	0.00587	0.00385	1.524675325
2	50	0.03704	0.0198	1.870707071
3	70	0.05737	0.02807	2.043819024
4	120	0.10672	0.04473	2.38587078
5	200	0.18168	0.06768	2.684397163
6	20	0.00362	0.00372	0.97311828
7	50	0.02704	0.02124	1.27306968
8	70	0.0423	0.02961	1.428571429
9	120	0.07927	0.04543	1.744882236
10	200	0.13527	0.06331	2.136629284
11	20	0.00459	0.00202	2.272277228
12	50	0.02921	0.00987	2.959473151
13	70	0.04521	0.01364	3.314516129
14	120	0.08392	0.02083	4.028804609
15	200	0.14228	0.03502	4.062821245
16	20	0.00495	0.00747	0.662650602
17	50	0.02949	0.034	0.867352941
18	70	0.04547	0.04674	0.972828412
19	120	0.08414	0.07096	1.185738444
20	200	0.14261	0.11096	1.285237924
21	20	0.00564	0.00507	1.112426036
22	50	0.03252	0.02226	1.460916442
23	70	0.05003	0.03051	1.639790233
24	120	0.09252	0.04617	2.003898635
25	200	0.15696	0.06432	2.440298507
26	20	0.00597	0.00945	0.631746032
27	50	0.03385	0.04029	0.840158848
28	70	0.05201	0.05486	0.948049581
29	120	0.09608	0.08234	1.166869079
30	200	0.16292	0.1194	1.364489112
31	20	0.00324	0.009	0.36
32	50	0.01762	0.03656	0.481947484
33	70	0.02692	0.04944	0.544498382
34	120	0.04925	0.07504	0.656316631
35	200	0.08252	0.1168	0.706506849
36	20	0.00162	0.01286	0.125972006

37	50	0.00656	0.03784	0.173361522
38	70	0.0097	0.0492	0.197154472
39	120	0.01708	0.06997	0.244104616
40	200	0.02768	0.09254	0.299113897
41	20	0.0057	0.00351	1.623931624
42	50	0.0383	0.01786	2.144456887
43	70	0.05957	0.02469	2.412717699
44	120	0.11126	0.0376	2.959042553
45	200	0.18992	0.05219	3.639011305
46	20	0.00708	0.00718	0.986072423
47	50	0.04126	0.03172	1.30075662
48	70	0.06338	0.04335	1.462053057
49	120	0.11656	0.0653	1.784992343
50	200	0.18839	0.09005	2.092059967
51	20	0.00545	0.00479	1.137787056
52	50	0.02358	0.0153	1.541176471
53	70	0.03532	0.02021	1.747649678
54	120	0.06358	0.02935	2.166269165
55	200	0.10595	0.04863	2.178696278
56	20	0.00481	0.00266	1.808270677
57	50	0.02124	0.00869	2.444188723
58	70	0.0319	0.01151	2.771503041
59	120	0.05759	0.01677	3.434108527
60	200	0.09621	0.02982	3.226358149
61	20	0.00299	5.72E-04	5.227272727
62	50	0.01842	0.00269	6.847583643
63	70	0.02852	0.0037	7.708108108
64	120	0.05313	0.00564	9.420212766
65	200	0.09079	0.00784	11.58035714
66	20	4.03E-04	5.54E-04	0.727436823
67	50	0.00209	0.00214	0.976635514
68	70	0.00318	0.00289	1.100346021
69	120	0.00583	0.00428	1.362149533
70	200	0.00983	0.00585	1.68034188
71	20	0.00458	4.66E-04	9.82832618
72	50	0.0257	0.00195	13.17948718
73	70	0.03936	0.00265	14.85283019
74	120	0.07216	0.00395	18.26835443
75	200	0.12104	0.01267	9.553275454
76	20	0.02742	0.0104	2.636538462
77	50	0.15438	0.07596	2.032385466
78	70	0.21576	0.11874	1.817079333
79	120	0.33293	0.22268	1.495105084
80	200	0.46686	0.37579	1.242342798
81	20	0.0328	0.00834	3.932853717

82	50	0.16213	0.0545	2.974862385
83	70	0.2235	0.08447	2.64590979
84	120	0.3391	0.15826	2.142676608
85	200	0.46931	0.27076	1.733306249
86	20	0.02403	0.00533	4.508442777
87	50	0.10738	0.0313	3.430670927
88	70	0.14722	0.04821	3.053723294
89	120	0.22274	0.08915	2.498485698
90	200	0.3084	0.15108	2.041302621
91	20	0.02619	0.00446	5.872197309
92	50	0.14501	0.32463	0.446693158
93	70	0.20133	0.05068	3.972573007
94	120	0.30725	0.09471	3.24411361
95	200	0.4262	0.1611	2.645561763
96	20	0.00854	0.00443	1.927765237
97	50	0.07556	0.0501	1.508183633
98	70	0.10827	0.07997	1.353882706
99	120	0.17092	0.15275	1.118952537
100	200	0.24253	0.26964	0.899458537
101	20	0.0076	0.00267	2.846441948
102	50	0.09421	0.04277	2.202712181
103	70	0.13589	0.06888	1.972851336
104	120	0.21515	0.13207	1.629060347
105	200	0.30529	0.22756	1.341580243
106	20	0.00316	0.00257	1.229571984
107	50	0.03145	0.03422	0.919053185
108	70	0.04445	0.05472	0.812317251
109	120	0.06827	0.10158	0.672081118
110	200	0.09412	0.16466	0.571602089
111	20	0.01097	0.00314	3.493630573
112	50	0.07444	0.02785	2.672890485
113	70	0.10479	0.04397	2.383215829
114	120	0.16228	0.0831	1.952827918
115	200	0.22736	0.14255	1.594949141
116	20	0.01512	0.00407	3.714987715
117	50	0.11476	0.04034	2.844819038
118	70	0.16249	0.06416	2.532574813
119	120	0.25295	0.12255	2.064055488
120	200	0.3554	0.21272	1.67074088
121	20	0.01613	0.00746	2.162198391
122	50	0.1026	0.06207	1.65297245
123	70	0.14392	0.09773	1.472628671
124	120	0.2221	0.18442	1.204316235
125	200	0.31049	0.31655	0.980856105
126	20	0.03566	0.00361	9.878116343

127	50	0.16987	0.02262	7.509725906
128	70	0.23366	0.03499	6.677907974
129	120	0.3536	0.06493	5.445864777
130	200	0.48789	0.11015	4.42932365
131	20	0.01152	0.00323	3.566563467
132	50	0.06183	0.02415	2.560248447
133	70	0.08506	0.03773	2.254439438
134	120	0.12764	0.07045	1.811781405
135	200	0.17397	0.11953	1.455450515
136	20	0.00617	0.01159	0.532355479
137	50	0.06981	0.17079	0.408747585
138	70	0.1004	0.27579	0.364045107
139	120	0.15827	0.5345	0.296108513
140	200	0.22458	0.93437	0.240354463
141	20	0.14957	0.00519	28.81888247
142	50	0.09329	0.04604	2.026281494
143	70	0.12972	0.07251	1.788994621
144	120	0.19724	0.13689	1.440864928
145	200	0.2717	0.23501	1.156121016
146	20	0.02548	0.00661	3.854765507
147	50	0.13504	0.04555	2.964654226
148	70	0.18877	0.70902	0.266240727
149	120	0.29053	0.13228	2.196325975
150	200	0.40683	0.22508	1.80749067
151	20	0.07895	0.00722	10.93490305
152	50	0.19962	0.02512	7.946656051
153	70	0.25517	0.03658	6.975669765
154	120	0.3575	0.06373	5.609603013
155	200	0.4696	0.10341	4.541146891
156	20	0.0246	0.00836	2.942583732
157	50	0.12599	0.05592	2.253040057
158	70	0.17439	0.08665	2.012579342
159	120	0.26593	0.16032	1.65874501
160	200	0.36933	0.25469	1.450115827
161	20	0.02562	0.01108	2.312274368
162	50	0.10971	0.0632	1.735917722
163	70	0.14934	0.0972	1.536419753
164	120	0.22351	0.17976	1.243380062
165	200	0.30629	0.30527	1.003341304
166	20	0.0081	0.00212	3.820754717
167	50	0.06347	0.02228	2.848743268
168	70	0.08894	0.03542	2.511010728
169	120	0.13573	0.06728	2.017390012
170	200	0.18672	0.11554	1.616063701

ANNEXE 3

Analyse du battage d'un tube muni d'un casque – solution analytique

Considérons une tige coiffée d'un casque ayant une longueur L_c et une même section S que la tige, et subissant le battage d'un mouton de masse M , en chute libre d'une hauteur H par rapport à la tête de la tige. On suppose que la tige, le casque, et le mouton sont constitués du même matériau ayant une masse volumique ρ_p et un module d'Young E_p . La collision mouton-casque se traduit par la propagation d'une onde de compression unidirectionnelle. Selon la figure 3.5, au niveau du ressort, le déplacement v_c est donné par :

$$v_c = v_p^0 - v_M \quad (1)$$

L'équilibre des forces au niveau du ressort est tel que :

$$M \frac{d^2 v_M}{dt^2} = -K v_c + M g \quad (2)$$

Au niveau du pieu, la contrainte induite suite au choc est donnée par :

$$\sigma_p = \rho_p C_1 \frac{dv_p^0}{dt}, \text{ ce qui traduit par } K v_c = S \rho_p C_1 \frac{dv_p^0}{dt} \quad (3)$$

La combinaison des équations (1) et (2) aboutit à l'équation différentielle cubique suivante :

$$M \frac{d^3 v_p^0}{dt^3} + \frac{MKC_1}{SE_p} \frac{d^2 v_p^0}{dt^2} + K \frac{dv_p^0}{dt} = \frac{MgKC_1}{SE_p} \quad (4)$$

En posant $\frac{dv_p^0}{dt} = V$, l'équation précédente se transforme en :

$$M \frac{d^3 V}{dt^3} + \frac{MKC_1}{SE_p} \frac{dV}{dt} + KV = \frac{MgKC_1}{SE_p} \quad (5)$$

Posons : $n = \frac{KC_1}{2S\rho_p}$ et $p = \sqrt{\frac{K}{M}}$

Le déterminant de l'équation différentielle devient : $\Delta = n^2 - p^2$ et l'intégration de l'équation différentielle se fait selon les cas suivants :

- Cas $\Delta < 0$:

$$\frac{du_p^0}{dt} = A[\sin(t\sqrt{p^2 - n^2})]exp(-nt) + B[\cos(t\sqrt{p^2 - n^2})]exp(-nt) \quad (6)$$

- Cas $\Delta = 0$:

$$\frac{du_p^0}{dt} = (At + B)exp(-nt) \quad (7)$$

- Cas $\Delta > 0$:

$$\frac{du_p^0}{dt} = A[\text{sh}(t\sqrt{n^2 - p^2})]exp(-nt) + B[\text{ch}(t\sqrt{n^2 - p^2})]exp(-nt) \quad (8)$$

Déterminons les constantes d'intégration du premier cas qui est le plus courant les conditions initiales correspondent au repos de la tige, c'est-à-dire à $t=0$: $V=0$, ce qui donne :

$$B + \frac{c_1 Mg}{SE_p} = 0 \quad (9)$$

La continuité des contraintes en tête de la tige se traduit par l'équation 3, qui s'écrit à $t = 0$

$$K \frac{dv_c}{dt} = S\rho_p C_1 \frac{d^2 v_p^0}{dt^2} = K \left(\frac{dv_M}{dt} - \frac{dv_p^0}{dt} \right) = K v_0 \quad (10)$$

On aboutit ainsi à :

$$\frac{d^2 v_p^0}{dt^2} \Big|_{t=0} = \frac{K v_0}{S\rho_p C_1}$$

De l'équation précédente, on peut déduire l'autre constante d'intégration :

$$A = \frac{1}{\sqrt{p^2 - n^2}} \left(\frac{K C_1 V_0}{SE_p} - \frac{n C_1 Mg}{SE_p} \right)$$

On obtient finalement :

$$\begin{aligned} \frac{du_p^0}{dt} = & \left[\frac{2n}{\sqrt{p^2 - n^2}} \left(V_0 - \frac{ng}{p^2} \right) \sin \left(t\sqrt{p^2 - n^2} \right) \right] exp(-nt) \\ & - \left[\frac{2ng}{p^2} \cos \left(t\sqrt{p^2 - n^2} \right) \right] exp(-nt) + \frac{2ng}{p^2} \end{aligned} \quad (11)$$

En cas où $n^2 - p^2$, la solution finale, en termes de vitesse, s'obtient en introduisant les conditions initiales pour déterminer les constantes d'intégration A et B, ce qui donne :

$$\begin{aligned} \frac{du_p^0}{dt} = & \left[\frac{2n}{\sqrt{n^2 - p^2}} \left(V_0 - \frac{ng}{p^2} \right) \text{sh} \left(t\sqrt{n^2 - p^2} \right) \right] exp(-nt) \\ & - \left[\frac{2ng}{p^2} \cos \left(t\sqrt{n^2 - p^2} \right) \right] exp(-nt) + \frac{2ng}{p^2} \end{aligned} \quad (12)$$