RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈREDEL'ENSEIGNEMENTSUPÉRIEURETDELARECHERCHESCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études de Master Académique

Spécialité : GÉOTECHNIQUE

Présenté et Réalisé par :

Ghersam Dalila

Thème:

Etude de l'évolution de module de cisaillement en fonction de la déformation.

Devant le Jury

Président	**Mme. Houria MOUBAREK**	*Maître Assistant A, Université de Tizi Ouzou*
Examinateur	**Mme. Fawzia BAIDI**	*Maître Assistant A, Université de Tizi Ouzou*
Encadrant	**Mme. Ouarda BELHASSANI**	*Maître Assistant A, Université de Tizi Ouzou*

Année Universitaire : 2018 / 2019

Remerciements

Je remercie avant tout ALLAH, le tout Puissant de m'avoir donné la force nécessaire pour mener ce projet à terme.

Je remercie ma famille pour les sacrifices qu'elle a faits Pour que je termine mes études.

Je remercie ma promotrice Madame BELHASSANI de m'avoir encadré, suivi et soutenu tout le long de ce travail.

Je remercie les plus vifs vont également aux membres du Jury qui ma fait l'honneur de juger mon travail.

J'adresse de chaleureux remerciements à tous les Enseignants et les travailleurs du département de Génie-Civil.

Je remercie aussi tous nos amis pour leur aide, leur

Patience, leur compréhension et leur encouragement.

Merci pour tout

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- *A mes chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie et qui ont sacrifié leur vie pour mon bien-être et ma réussite, je pourrais jamais vous remercier assez mais ce que je suis aujourd'hui c'est le fruit de votre sacrifice, que Dieu vous garde pour moi, MERCI INFINIMENT.*

- *A ma sœur : Fayza*
- *A mon frère : Abdenour*
- *A toute ma famille : mes oncles paternels et maternels.*
- *A mes très chers amis : Zahia,Kenza,Mellisa, Louiza, Lewiz,Nawal,Nadia, …*
- *A toute la promotion 2018/2019*

Dalila (Nadia)

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES.....III

LISTE DES TABLEAUX.....VI

SYMBOLES VII

INTRODUCTION GENERALE .....

1. GENERALITES SUR LES MODULES DE DEFORMATION.....

INTRODUCTION 1

I.1 LES PARAMETRES QUI INFLUENCENT LE MODULE DE CISAILLEMENT (G). 2

I.1.1 Type du sol.....3

I.1.1.1 Différent type de sols…….....3

I.1.1.2 Même type du sol: 5

I.1.1.2.1 Influence de l'indice des vides: 5

I.1.1.2.2 L'indice de plasticité (I_p): 7

I.1.2 Le niveau de confinement (σ'_m).....8

I.2 LES PARAMETRES QUI INFLUENCENT L'AMORTISSEMENT (D). 9

I.2.1 L'influence de la contrainte de confinement (σ_0').....10

I.2.2 L'influence du niveau de la déformation (γ) : 11

I.2.3 L'influence de l'indice des vides (e): *12*

I.2.4 L'influence de l'indice de plasticité (Ip) : *13*

CONCLUSION.....14

II. DETERMINATION DES MODULES DE DEFORMATION A PARTIR DES ESSAIS GEOTECHNIQUES .....

INTRODUCTION 15

II.1. DETERMINATION DES MODULES DE DEFORMATIONS 15

II.1.1 Les essais de groupe 'A' : 16

II.1.2 Les essais de groupe 'B':.....17

II.1.3 Les essais de groupe 'C':.....17

II.2 LES ESSAIS DE LABORATOIRE: 17
II.2.1 La colonne résonante (CR): 18
II.2.2 L'essai à l'appareil triaxial. 21
II.3 LES ESSAIS IN-SITU : 22
II.3.1 Les essais Cross Hole - Down Hole: 23
II.3.2 L'essai préssiométrique (PMT). 29
II.3.3 Essai de pénétration statique (CPT). 29
Conclusion : 32

III **Calage des paramètres et simulation numérique** .....
III.1 L A NON LINEARITE DES SOLS ET LE COMPORTEMENT HYSTERETIQUE: 33
III.2 PRESENTATIONS DES RELATIONS DE COMPORTEMENT NON-LINEAIRE DES SOLS. 33
III.2.1 Modèle hyperbolique de Hardin Drenivich (1972): 33
III.2.2 Modèle de Fahey et Carter (1993): 35
III.3 Détermination de la courbe d'évolution du module de cisaillement d'un sol en fonction de sa déformation 36
III.3.1 Utilisation du modèle de Fahey et Carter 1993. 37
III.3.1.1 Présentation des résultats de calage par la formule de Fahey et Carter: 38
III.3.1.1.1 Interprétation : 41
III.3.2 Utilisation du logiciel Plaxis. 42
III.3.2.1 Présentation des résultats obtenus par le logiciel de Hardening Soil Small (HS-Small)…….. 43
III.3.2.1.1 Interprétation : 48
III.4 COMPARAISON DES RESULTATS : 48
CONCLUSION 52

Conclusion générale

Bibliographié

Liste des figures

Figure I.1 Différents types de module de déformation …….……....2

Figure I.2 La dégradation de module de cisaillement des argiles de (detroit, led)……4

Figure I.3 La dégradation de module de cisaillement des sables de (Hamaoka, santa Monica et Tayoura)…….4

Figure I.4 Courbes de dégradation de module de cisaillement en fonction de l'indice des vides présentés par plusieurs ingénieurs (Sun et al (1988) pour l'argile de Mexico……..6

Figure I.5 Courbe de dégradation du module en fonction de l'indice de plasticité (Vucetic et Dobry, 1991) et (Sun et al, mexico City) ..……7

Figure I.6 Influence de la contrainte de confinement sur la variation du module de cisaillement en fonction de la déformation en cisaillement pour les sables (Seed et Idriss (1970…….8

Figure I.7 Réduction du module de cisaillement (G, en MPa) en fonction de la déformation de cisaillement (γ) (en décimales) pour quatre éprouvettes soumises à quatre contraintes de confinement différentes lors de la série d'essais triaxiaux réalisé sur l'argile de Bussy-saint-Georges ……9

Figure I.8 Variation Effet de la contrainte de confinement sur la fraction d'amortissement pour les sables (Kokusho (1980))…….…… ……11

Figure I.9 Influence de la niveau de déformation sur l'évolution de de D (Iwasaki, 1978)…… …….…..12

Figure I.10 Résultat expérimental de la variation du coefficient d'amortissement D en fonction de la distorsion γ pour un sable de Toyoura (Kokusho1980)……..…….. .12

Figure I.11 Courbe de l'amortissement en fonction de l'indice de plasticité (Vucetic et Dobry 1991)…… ……..…..…....13

Figure II.1 Synthèse des groupes d'essai en fonction de la déformation, Tani, (1995)…. .16

Figure II.2 Exemple courbe de déformation- fréquence……..……..19

Figure II.3 Réponse typique d'un échantillon en vibration forcée d'après Semblat et al, (2011)….....20

Figure II.4 Réponse d'une oscillation libre…….……... ..21

Figure II.5. Dispositif de l'essai triaxial cyclique……..……...22

Figure II.6 Schéma de l'essai cross-hole ……..…….....24

Figure II.7 Schéma de l'essai down-hole …….……..….24

Figure II.8 Type de frappe-ondes données…….……...25

Figure II.9 Exemple d'un enregistreur ''D-H''…….……...25

Figure II.10 Dispositif pressiométrique ……..…….....27

Figure II.11 Sonde pressiométrique ……..…….....27

Figure II.12 Le module de Young pressiométrique……..……...28

Figure II.13 Pénétration statique CPT……...……29

Figure II.14 La résistance à la pointe en fonction de la profondeur……..……30

Figure III.1 Courbe hyperbolique pour la relation contrainte-déformation (Schanz et al, 1999)…… …….……34

Figure III.2 Calage du modèle hyperbolique sur les résultats des essais in situ (Canépa et al.2002)……..……37

Figure III.3 Courbes de calage de l'argile du site B-S-G sur les fuseaux de Seed et Idriss (1970) pour les argiles…….…….……38

Figure III.4 Courbes de calage de l'argile du site C-B- Ponts (zone vierge à -5m) sur les fuseaux de Seed et Idriss (1970) pour les argiles…….…..……..39

Figure III.5 Courbes de calage de l'argile du site C-B- Ponts (Remblai B à -3m) sur les fuseaux de Seed et Idriss (1970) pour les argiles……..…….....39

Figure III.6 Courbes de calage de l'argile du site C-B- Ponts (Remblai B, Pf= -4m) sur les fuseaux de Seed et Idriss (1970) pour les argiles. ……..…….....40

Figure III.7 Courbes de calage de l'argile du site de Bejaïa (Pf=- 5m) sur les fuseaux de Seed et Idriss (1970) pour les argiles. …….……40

Figure III.8 Courbes de calage de l'argile du site de Bejaïa (Pf =- 7m) sur les fuseaux de Seed et Idriss (1970) pour les argiles…….……41

Figure III.9 Définition des paramètres en faibles déformations G_0et $\gamma_{0,7}$ de modèle Hardening soil small (Benz, 2007)…… ……..42

Figure III.10 : La couche de sol modélisé avec les différentes argiles utilisées…….…....43

Figure III.11 Courbe obtenue par le modèle Hardening soil small (HS-Small) de l'argile du site Bussy -Saint-Georges à Pf= -5m comparé à celle de Seed et Idriss (1970) des argiles……..…….45

Figure III.12 Courbe obtenue par le modèle Hardening soil small (HS-Small) de l'argile du Cubzac les ponts (Pf=-3) comparé à celle de Seed et idriss (1970) des argiles …….....45

Figure III.13 Courbe obtenue par le modèle Hardening soil small (HS-Small) de l'argile du Cubzac les ponts à Pf= - 4 comparé à celle de Seed et idriss (1970) des argiles……....46

Figure III.14 Courbe obtenue par le modèle Hardening soil small (HS-Small) de l'argile du cubzac les ponts (zone vierge à Pf=-5 m) comparé à celle de Seed et idriss (1970) des argiles……..……..46

Figure III.15 Courbe obtenue par le modèle Hardening soil small (HS-Small) de l'argile de Béjaia à Pf=-5 comparé à celle de Seed et idriss (1970) des argiles……..……..….47

Figure III.16 Courbe obtenue par le modèle Hardening soil small (HS-Small) de l'argile de Béjaia à Pf < -7 m comparé à celle de Seed et idriss (1970) des argiles..…….… …..47

Figure III.17 Courbe de dégradation du module du cisaillement (G/Go) de l'argile de site de Bussy Saint George (pf=-5 m)…… ……....48

Figure III.18 Courbe de dégradation du module du cisaillement (G/Go) de l'argile de Cubzac-les -ponts à (Pf=-3 m)…… ……...……..49

Figure III.19 Courbe de dégradation du module du cisaillement (G/Go) de l'argile de Cubzac-les-ponts à (Pf=-4 m)…… …….…….....49

Figure III.20 Courbe de dégradation du module du cisaillement (G/Go) de l'argile de Cubzac-les-ponts prélevé de la zone vierge à (Pf=-5 m)…… …….……50

Figure III.21 Courbe de dégradation du module du cisaillement (G/Go) de l'argile de Bejaïa prélevé à (Pf=-5m) ……..…….…..…..50

Figure III.22 Courbe de dégradation du module du cisaillement (G/Go) de l'argile de Bejaïa à (Pf=-7M) ……..…….…...51

Liste des tableaux

Tableau II.1 : Valeurs de α pour différents types de sol (Tableau J.2.3, NF P 94-261, p 91) (méthode de Sanglerat)……..……31

Tableau III.1 : Les valeurs des différents paramètres des argiles choisi utilisés dans lemodèle HS-Small…….....44

Symboles

ν : Coefficient de poisson.

D, ξ: Amortissement.

G : Module de cisaillement.

σ'_m , σ'_0 :La contrainte de confinement.

e: Indice des vides.

IP : Indice de plasticité.

E : Module élastique.

V_s : Vitesse des ondes de cisaillement.

f_n : Fréquence propre de l'échantillon.

ρ: Masse volumique de l'éprouvette.

L : Hauteur de l'éprouvette.

δ : Décrément logarithmique.

P : Ondes sismiques de compression.

S : Ondes sismiques de cisaillement.

Q_c : La réaction du sol à l'enfoncement du cône, et aussi la charge de fonçage qui agit sur le cône.

α : Coefficient rhéologique des sols.

τ : Contrainte de cisaillement.

τ_{max}: Contrainte de cisaillement maximale.

K_0 : Coefficient de la poussée des terres au repos.

σ_v' : Contrainte verticale effective.

p' : Contrainte moyenne effective.

c' : Cohésion du sol.

φ' : Angle de frottement interne du sol.

G_0 : Le module maximal de cisaillement.

ε : Déformation radiale du bord d'une cavité cylindrique.

Introduction générale

La géotechnique est l'ensemble des activités liées aux applications de la mécanique des sols, de la Mécanique des Roches et de la Géologie de l'ingénieur. La Mécanique des Sols étudie plus particulièrement le comportement des sols sous leurs aspects résistance et déformable.

La compréhension du comportement des sols sous différentes charges appliquées suppose une estimation fiable et pertinente des caractéristiques de déformation en raison de l'importance des déformations (déplacements, tassement..) engendrés par ces différentes charges. La détermination des paramètres mécaniques, notamment les modules de déformation des sols et la connaissance de leur évolution de petites aux grandes déformations, devient donc un enjeu important dans les études géotechniques.

Les modules de déformation plus précisément le module de cisaillement des sols peuvent être déterminé expérimentalement en laboratoire, sur des éprouvettes prélevées sur le terrain, ou directement en place, au moyen d'essais in-situ.

L'impossibilité de la détermination de la courbe de l'évolution de module de cisaillement en fonction de la déformation de petites déformations aux grandes déformations avec un seul essai, quoi qu'il ait été réalisé en laboratoire où in-situ et la nécessité de connaitre le comportement d sol de petites déformations aux grandes déformations, impliquent l'utilisation des modèles de comportement tels que ;le modèle de Fahey et Carter (1993) et le modèle Hardening Soil Small (HS-Small).

On a subdivisé notre travail en trois principaux chapitres ;

- Chapitre I : est consacré à la présentation de la partie bibliographique des modules de déformation et les paramètres qui influencent ces derniers.
- Chapitre II : présente les différents essais in- situ et les essais en laboratoire qui servent à déterminer les modules de déformations dans les différents ordres de déformations de 10^{-6} à 10^{-1} (de petites déformations aux grandes déformations).
- Chapitre III : définit le modèle de Fahey-Carter et le modèle de Hardening-Soil Small (HS-S) qui sont utilisés pour obtenir la courbe non linéaire d'évolution de module du cisaillement des sols choisis de petites déformations aux grandes déformations et ainsi les résultats de calage de modèle de Fahey- carter et les résultats de la simulation numérique de modèle Hardening soil small (HS-Small) de Plaxis 3D.

CHAPITRE I

Généralités Sur Les Modules de Déformation

Introduction

Les différentes charges appliquées sur les massifs des sols induisent des déformations importantes dans le sol, elles engendrent parfois la destruction complète de la structure. Cela nécessite une étude géotechnique afin d'obtenir des paramètres de sols fiables, pour faire des choix constitutifs pertinents. Les paramètres qui caractérisent la déformabilité des sols sont : le module de déformation, le coefficient de poisson (ν) et l'amortissement(D).

Ces paramètres peuvent être utilisés pour résoudre plusieurs problèmes géotechniques comme le tassement, la stabilité des fondations, le mouvement sismique et l'interaction sol-structure.

Le coefficient de poisson (ν) ne se calcule pas et il est constant en fonction de type de matériau, l'amortissement (D) désigne l'énergie dissipée à la première charge appliquée. Le module de déformation est le rapport de la contrainte sur la déformation dans la courbe contrainte déformation.

Dans la première zone, désignée comme « élastique », le module atteint une valeur quasi indépendante du niveau de déformation. Les déformations sont, dans cette zone, très petites. C'est la raison pour laquelle le module de déformation est généralement qualifié de «maximal» ou «initial» (E_{max}). Dans les zones suivantes, le module diminue avec la déformation. Les courbes en partie monotone sont décrites par un module «sécant» (E_{sec}) défini par la pente de la droite reliant l'origine au point actuel et un module «tangent» (E_{tan}) déterminé par la pente de la courbe dans un voisinage du point.

Dans les essais contenant des chargements cycliques, le module (E_{cyc}) est déterminé par la pente de la droite reliant les deux points d'inversion du sens de la déformation. (Figure I.1).

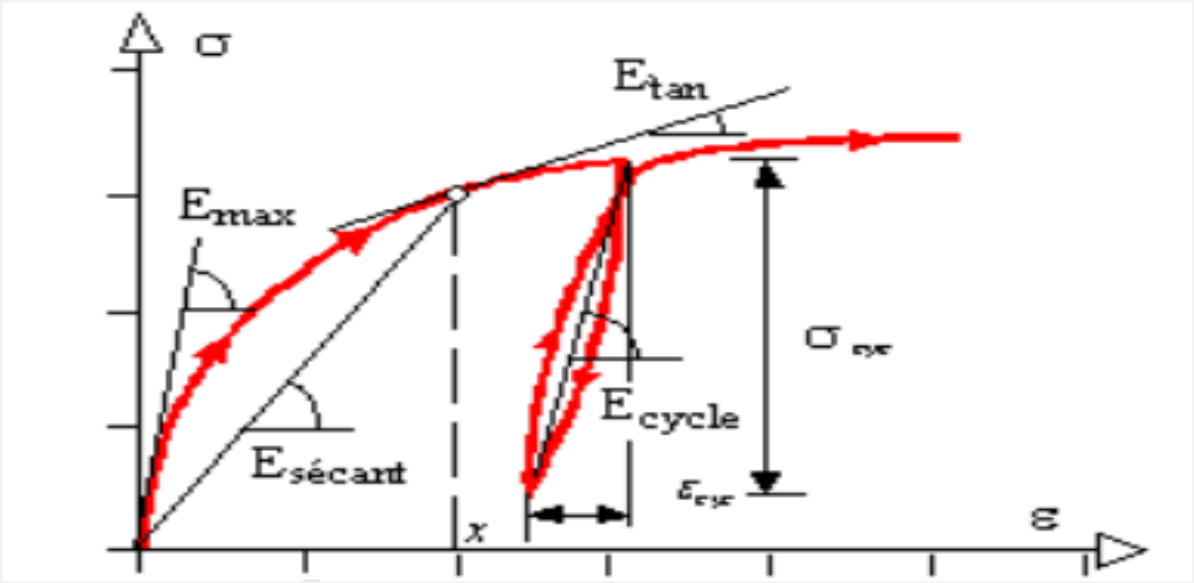


Figure I.1 Différents types de module de déformation

Dans la pratique de l'ingénierie géotechnique, le module sécant de déformation (E_{sec}) ou (G_{sec}) est employé pour prévoir le comportement du sol dû à la première application d'une charge.

Les études expérimentales de laboratoire sur différents sols ont montrés que le module de déformation dépend de nombreux facteurs, notamment de la plasticité des sols, de la densité, du niveau de confinement et la granulométrie des sols (Hardin et Richart, 1963 ; Boelle, 1983 ; Hicher, 1985 ; Lo Presti, 1987).

1.1 Les paramètres qui influencent le module de cisaillement (G).

Afin d'étudier l'évolution du comportement du sol avec le niveau de déformations, des essais de laboratoire ont été réalisés par différents auteurs dont on cite :(Hardin & Richart 1963,Iwasaki& al 1978, El-Hosri 1984, Shibuya & al 1992, Tatsuoka & Shibuya 1992, Hicher 1996, Lanzo & al 1997, etc ...).

Ces études en laboratoire avec différents sols ont montré que le module de déformation dépend de nombreux paramètres, notamment la

- Type de sol ;
- L'indice de plasticité;
- Compacité ;
- Le niveau de confinement ou la contrainte de confinement, (essai triaxial);

D'une manière schématique le module de déformation peut s'écrire sous la forme suivante, (Younes Ahmad, 1999), [1]:

$$\text{Module de cisaillement} = A_{(\text{matériau})} X\, B_{(\text{compacité})} X\, C_{(\text{pression})}$$

Où : $A_{(\text{matériau})}$ est un paramètre qui traduit l'influence de la nature du matériau, $B_{(\text{compacité})}$ est une fonction qui prend en compte la compacité du sol (densité relative), et $C_{(\text{pression})}$ est une fonction qui rend compte de l'influence de la pression de confinement.

Dans ce qui suit une synthèse de l'influence de différents paramètres sur le module de cisaillement est donnée.

1.1.1 Type du sol

Le sol est un milieu tri-phasique qui se compose de grains solides formant le squelette du sol, de la phase liquide composée de l'eau interstitielle et de la phase gazeuse composée de l'air. Si l'eau occupe tous les vides, on dit que le sol est saturé. Il existe en pratique deux types principaux du sol, à savoir : sol pulvérulent et le sol cohérent.

Le sol pulvérulent regroupe le sable, le gravier, les cailloux et les mélanges de ces matériaux tels que le sable-graveleux. Ce sol aussi est appelé sol granulaires, car il est constitué des grains relativement gros et visible à l'œil nu. Ce type de sol est caractérisé par une grande perméabilité et l'absence d'une adhérence entre les grains.

Le sol cohérent regroupe les sols fins tels que l'argile, le limon, la marne et les mélanges de ces matériaux tels que la marne-argileuse. Ce type de sol est de faible perméabilité et il est caractérisé par la présence d'une forte cohésion entre les particules. Les dimensions de ces dernières sont faibles par rapport à ceux du sol pulvérulent.

La variété des caractéristiques déterminant le sol, engendre la différence entre leur résistance aux sollicitations appliquées.

1.1.1.1 Différent type de sols

Plusieurs essais faits depuis plusieurs années, dans le but de comprendre l'effet de type des sols sur la dégradation du leur rigidité. Les ingénieurs (Anderson & Richart 1976) et

(Iwasaki & al. 1978, Shibuya & al. 1992 et Lanzo &al. 1997) ont réalisés des essais sur les argiles (de détroit, de led) et les sables (Hamaoka, santa Monica et Tayoura). Les résultats obtenus sont présentés par les figures suivantes, (figure I.2 et figure I.3).

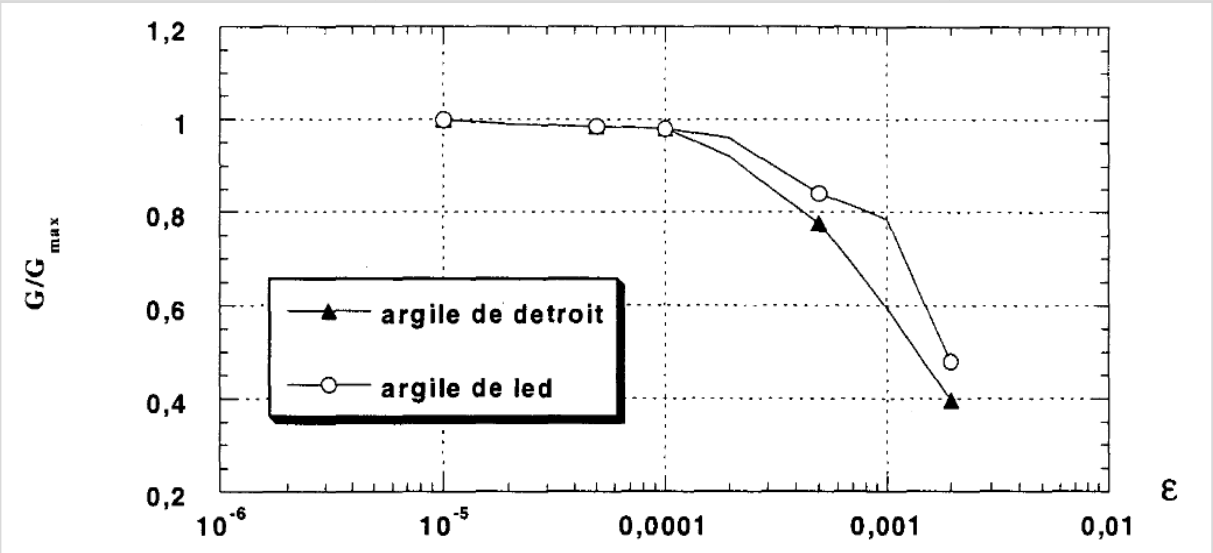


Figure I.2 La dégradation de module de cisaillement des argiles de (detroit, led)

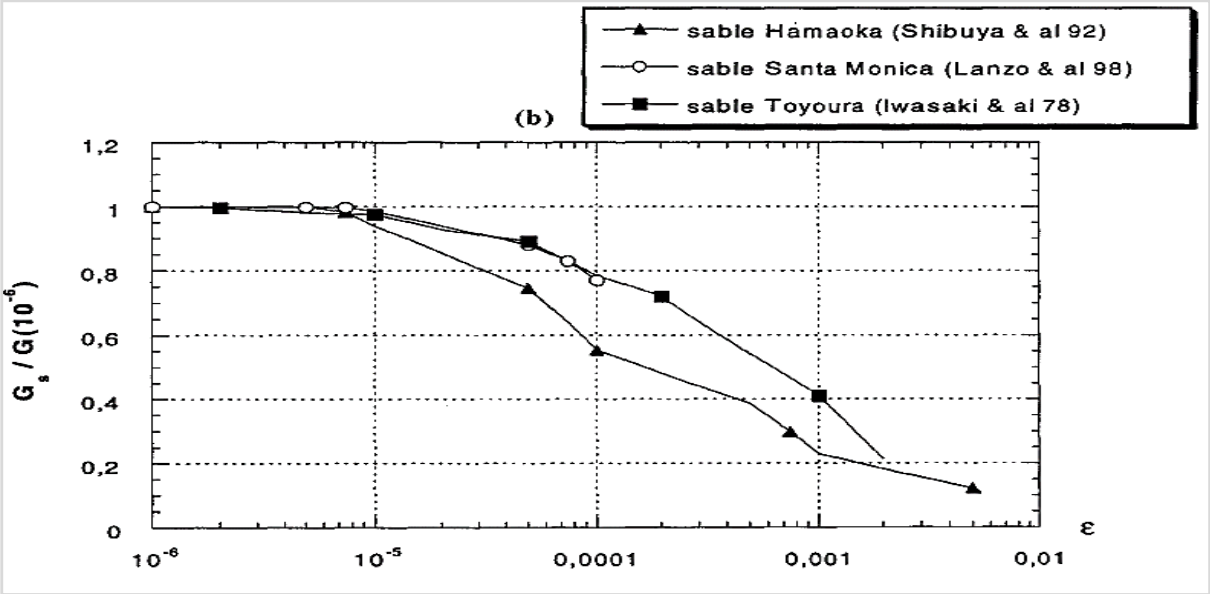


Figure I.3 La dégradation de module de cisaillement des sables de (Hamaoka, santa Monica et Tayoura).

Les courbes obtenues dans les figures précédentes (I.2 et I.3) montrent une large différence entre l'évolution de la rigidité des deux types des sols (argile, sable). Deux domaines de

comportement était apparus pour les deux types de matériaux dans les courbes, qui sont résumés ci-dessous.

Le premier domaine **:** Où le module de cisaillement est presque constant, ce qui signifie que le sol a un comportement quasi-linéaire. Le seuil de ce domaine dépend de la *nature du sol*: il coïncide avec un niveau de déformations de l'ordre de 10^{-4}pour l'argile et de 10^{-5}pour le sable.

Le deuxième domaine **:** est caractérisé par une réduction du module de cisaillement avec le niveau de déformation. Le rapport de réduction dépend de la nature du matériau**.** A titre d'exemple, la valeur de rapport (G/G_{max}) de l'argile de Led à une déformation de l'ordre de 10^{-4} est égale presque 0.95 et pour le sable de Tayoura, la valeur de rapport est égale à 0.55. Se qui signifié que la dégradation des sables est plus importantes.

1.1.1.2 Même type du sol:

Loin de la nature de matériau, autres facteurs entrent dans la dégradation de module de cisaillement des sols, dont on cite l'indice de vides(e) et l'indice de plasticité (Ip).

1.1.1.2.1 Influence de l'indice des vides:

L'indice des vides est défini comme étant la proportion de vide se trouvant dans un sol ou dans un échantillon de sol, ceux-ci pouvant être comblés par l'eau puis par l'air.Sun et al (1988) sont parmi les ingénieurs qui ont étudiés l'influence de l'indice des vides sur les différents modules de déformations, plus exactement le module de cisaillement. Des courbes proposées pour la variation du module de cisaillement avec l'indice des vides (void ratio) pour l'argile de mexico (Mexico city Clay) sont illustrées dans la figure suivante, (Figure I.4).[4]

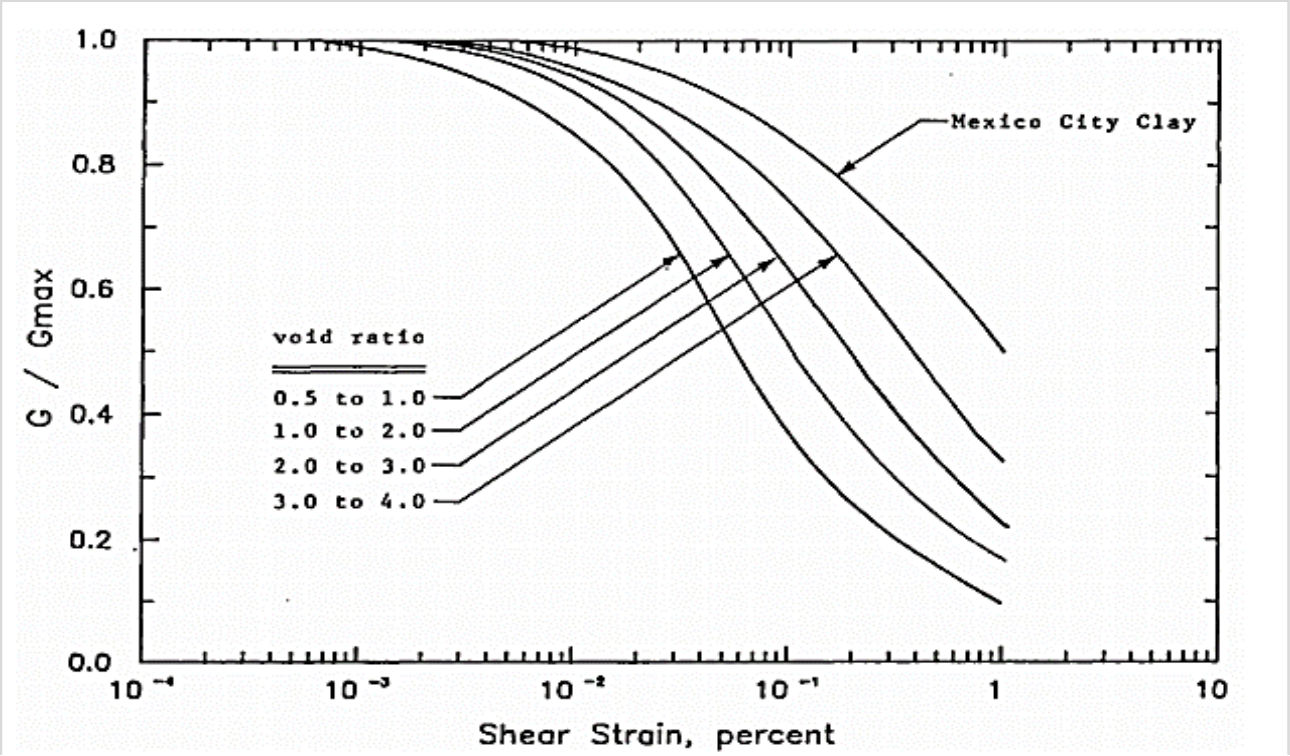


Figure I.4 courbes de dégradation de module de cisaillement en fonction de l'indice des vides présentés par plusieurs ingénieurs (Sun et al (1988) pour l'argile de Mexico.

D'après les résultats expérimentaux obtenus sur l'argile de Mexico (Figure I.4), la variation de l'indice des vides (void ratio) à une influence significative sur la courbe de G/G_{max}, et donc sur sa vitesse de variation. Les sols moins denses (indice des vides important) présentent des valeurs élevés de module de cisaillement 'G' par rapport aux valeurs des sols plus denses (indice des vides petit), et cela est décrit par la vitesse de dégradation des courbes.

A titre d'exemple la courbe où l'indice des vides (e) est compris entre les valeurs e=0,5-1,0 (argile dense) se dégrade rapidement par rapport à la courbe qui présente l'argile moins dense (e=3,0-4,0), plus que l'indice des vides augmente plus que la dégradation de module de cisaillement 'G' sera faible.

D'une manière générale et d'après des expériences la densité des sols joue un rôle important dans la dégradation de module de cisaillement.

1.1.1.2.2 L'indice de plasticité (I_p):

La plasticité est une propriété caractéristique des éléments très fins ou argileux du sol, en relation avec l'existence de la quantité d'eau adsorbée. On ne conçoit donc que l'indice de plasticité d'un sol varié non seulement avec l'importance de sa fraction argileuse mais également avec la nature des minéraux argileux et des cations adsorbés.

Vucetic et Dobry (1991), Sun et al ont ajoutés l'indice de plasticité comme un facteur influençant sur la rigidité des sols. Pour un sol à nature argileuse (fort IP), le module ne décroît qu'à partir d'une déformation de 10^{-4}, (Figure I.5).

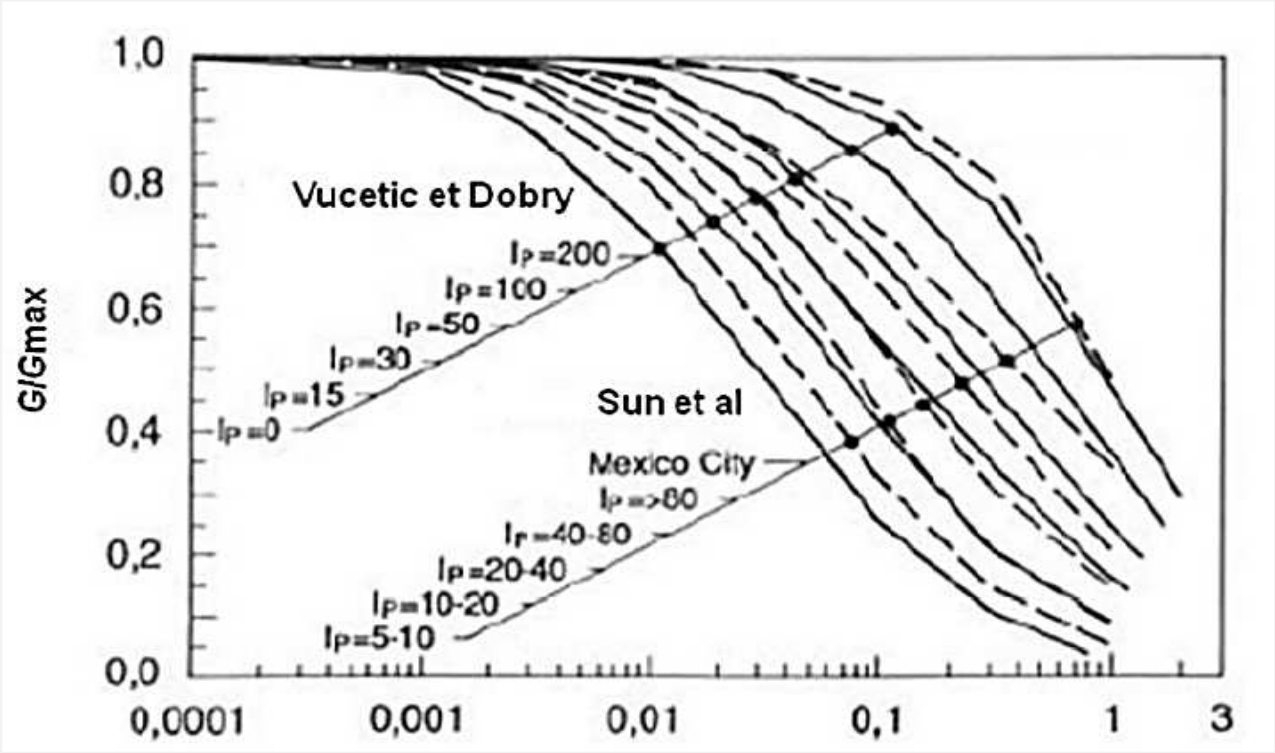


Figure I.5 Courbe de dégradation du module en fonction de l'indice de plasticité (Vucetic et Dobry, 1991) et (Sun et al, mexico City).

On remarque de la figure précédente que les sols à faibles plasticité montrent une dégradation rapide de module de cisaillement que les sols à faibles plasticités. On conclue donc que plus que l'indice de plasticité I_P croit.

1.1.2 Le niveau de confinement (σ'_m).

Comme différents facteurs, la contrainte de confinement (σ'_m) joue un rôle sur les valeurs de module de cisaillement l'influence de la pression moyenne ou de la pression de confinement sur le module de cisaillement a été étudiée par différents auteurs : (Kokusho 1980, Ktari 1986, Biarez & Hicher 1994, Houlsby et al. 1994, Bahda & al 1995, Bellotti & al 1996, Hicher 1996 et Hoque & Tatsuoka 1998, Seed et Idriss.1970 etc ...).

A titre d'exemple, on donne les résultats obtenus par Seed et Idriss (1970) sur le sablede Tayoura d'un indice des vides compris entre (e=0,636-0,649), par un essai triaxial non drainé cyclique avec un nombre de cycle constant et égale à N=10 (Figure I.6), et les résultats obtenus par des essais triaxiaux sur le site de Bussy-Saint-Georges. (Figure I.7).

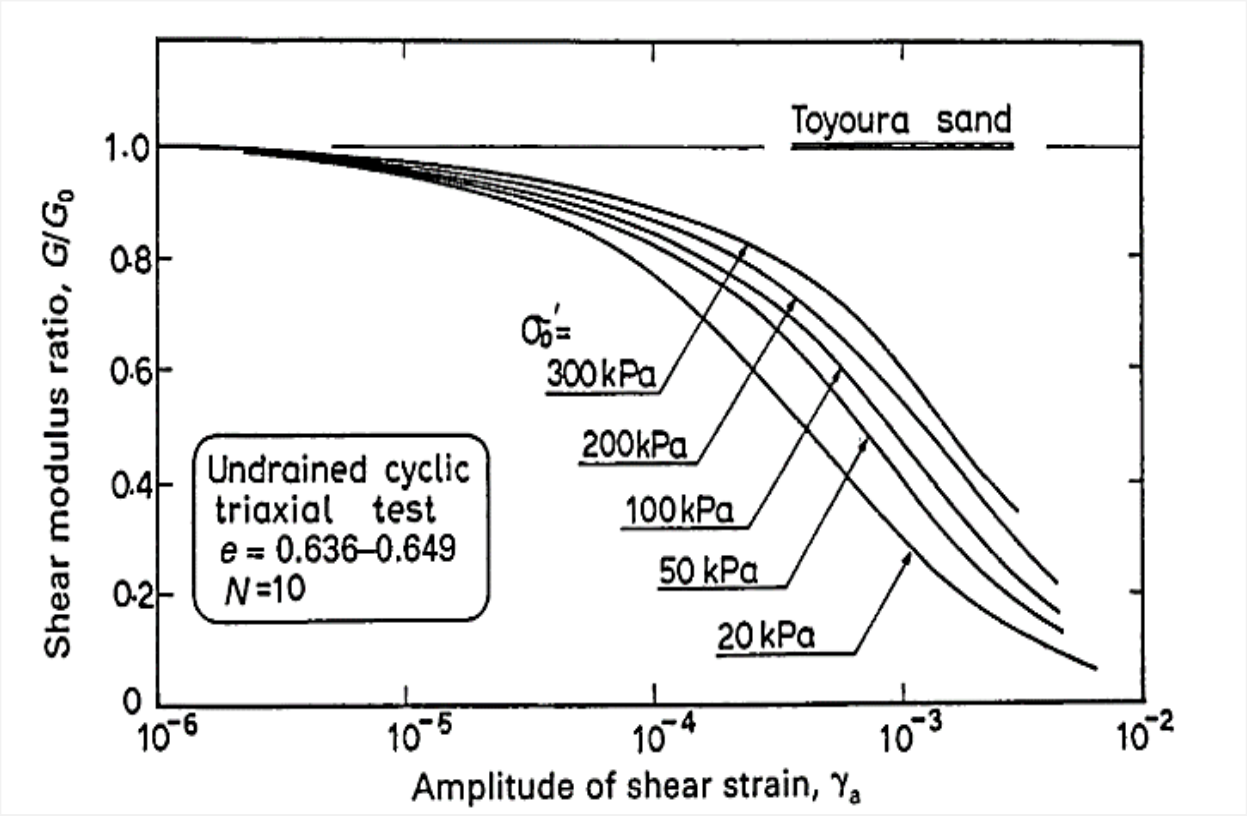


Figure I.6 Influence de la contrainte de confinement sur la variation du module de cisaillement en fonction de la déformation en cisaillement pour les sables.

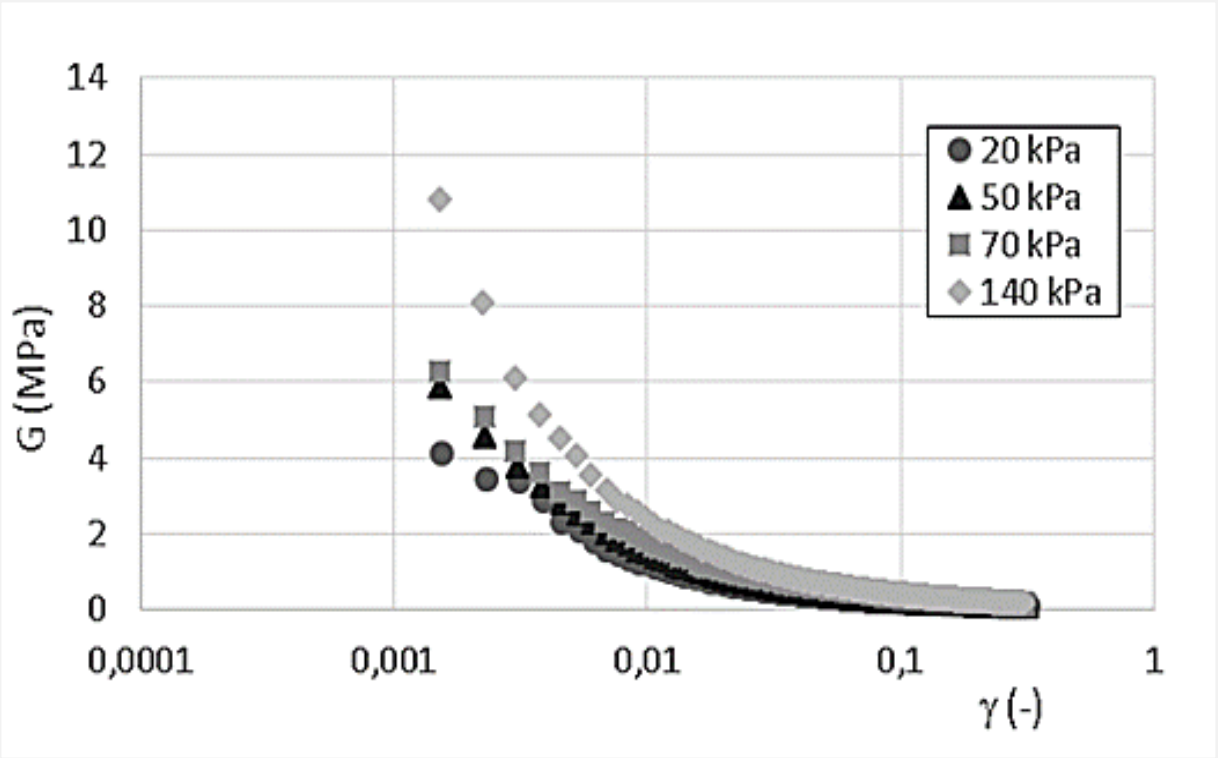


Figure I.7 Réduction du module de cisaillement (G, en MPa) en fonction de la déformation de cisaillement γ (en décimales) pour quatre éprouvettes soumises à quatre contraintes de confinement différentes lors de la série d'essais triaxiaux réalisé sur l'argile de Bussy-Saint-Georges.

On note une augmentation du module de cisaillement avec la pression de confinement pour la figure(I.6).Les résultats présenté par la (figure I.7) montre que le module de cisaillement dépend également de la contrainte de confinement, donc d'après les résultats des essais réalisés sur l'argile de Bussy-Saint-Georges, la contrainte de confinement influence sur le module de cisaillement.

Ce dernier augmente avec l'augmentation de confinement, et cela a été confirmé par Seed et Idriss (1970), (figure I.6).

1.2 Les paramètres qui influencent l'amortissement (D).

L'amortissement est une grandeur fondamentale dans l'étude des phénomènes vibratoires des matériaux. Il s'agit du paramètre responsable de la dissipation de l'énergie des matériaux, donc ce paramètre doit être représentatif de ce qui amorti le mouvement de matériaux et dissipe l'énergie.

L'amortissement se subdivisé en deux familles :

- Si l'énergie dissipée dépend de la vitesse de déformation l'amortissement est dit amortissement visqueux, c'est le cas des polymères (fibres).
- La deuxième famille est celle où l'énergie dissipée ne dépend pas de la vitesse de déformation dont l'amortissement est dit hystérétique. C'est le cas des matériaux caractérisés par des non-linéarités importantes. Les sols appartiennent à cette famille.

L'amortissement (D) est définit par :

- L'énergie dissipée par cycle dans le matériau lors d'un essai triaxial.
- L'énergie dissipée lors de deux amplitudes consécutives d'un échantillon vibrant librement après l'atteinte de la résonance, cas d'un essai de colonne résonnante en vibration libres.
- L'énergie dissipée lors de l'atteinte de la résonance d'un échantillon oscillant forcément, méthode de la bande ou méthode de la courbe de réponse accélération fréquence essai de la colonne de résonance.

L'évolution de l'amortissement (D) en fonction de la déformation en cisaillement et les facteurs influençant sur ce paramètre (D) ont été étudiée par plusieurs auteurs tels que (Seed et Idriss ,1970 ; Iwasaki et al ,1978 ; Kokusho ,1980 ;Seed et al ,1986 ; Vucetic et Dobry, 1991 ; Ishibashi (1992) ; Vucetic ,1994) que ça soit pour les argiles ou les sables.

1.2.1 L'influence de la contrainte de confinement (σ_0').

Différents essais de la dynamique ont été réalisés, en raison des facteurs influençant sur ce paramètre(D), Kokusho (1980) a choisi l'essai triaxial cyclique pour voir l'influence de la contrainte de confinement sur la variation des valeurs de l'amortissement (D).

La figure suivante présente les différents résultats de l'amortissement en fonction de la déformation en cisaillement(γ) de sable de Tayoura d'un indice de vide compris entre les valeurs e= (0.636-0,651) donnés par un essai triaxial pour un nombre de cycle fixe qui est égale à N=10, en s'est variant la contrainte de confinement (σ_0').

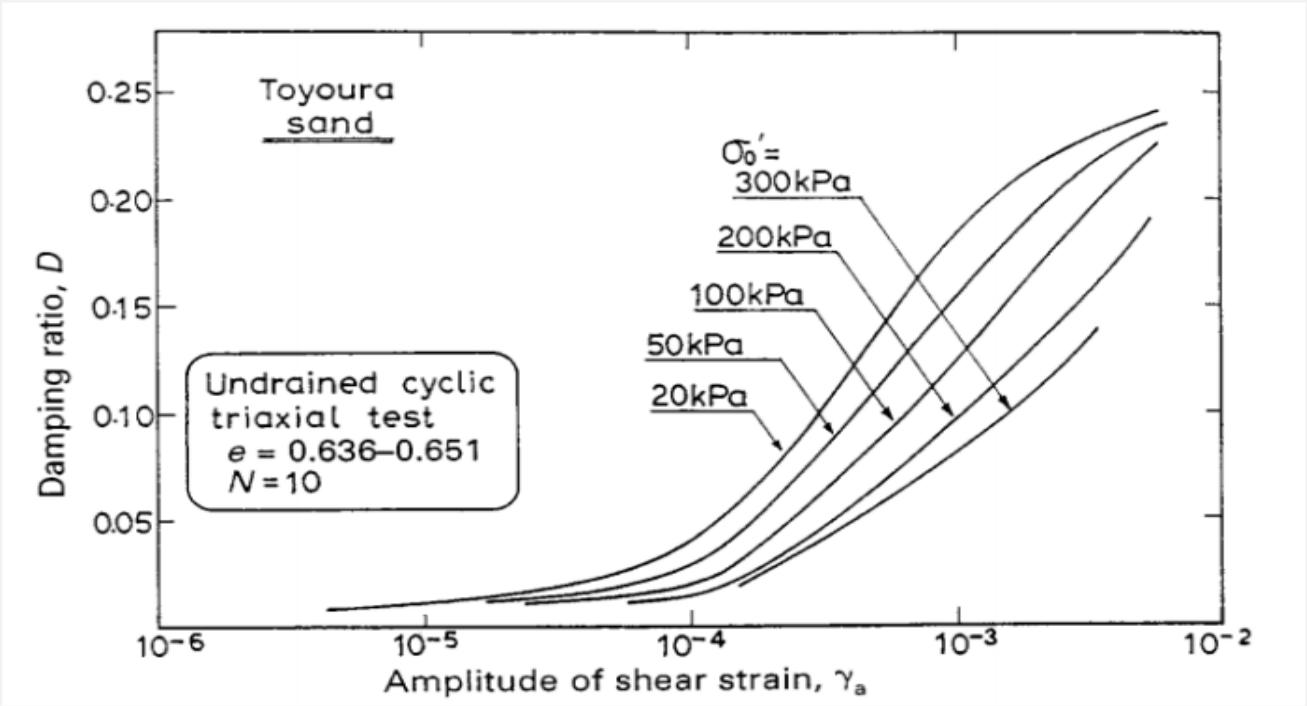


Figure I.8 Variation Effet de la contrainte de confinement sur la fraction d'amortissement pour les sables (Kokusho (1980).

Les valeurs de l'amortissement dans l'essai triaxial précédent (Figure I.8) sont données sous forme de courbes, chaque courbe a une valeur constante de la contrainte de confinement. On remarque aisément que la variation de la contrainte de confinement (σ'_m) a un effet important sur les valeurs de l'amortissement, et cela est représenté par l'ordre des courbes obtenus. A titre d'exemple; la courbe de confinement (σ'_m=300MPa) est sous les autres courbes qui ont des valeurs de confinement plus petites (200 MPA, 100 MPA 50 MPA et 20MPA).

L'augmentation des de la contrainte de confinement (σ'_m) diminue les valeurs de l'amortissement, ce qui conclue que la contrainte de confinement joue un rôle important dans la dissipation d'énergie.

1.2.2 L'influence du niveau de la déformation (γ) :

Iwasaki (1978), a observé que l'amortissement (D) dépend, de la distorsion (γ).Iwasaki (1978) a réalisé deux essais avec différents niveau de déformation, qui sont : l'essai de cisaillement avec torsion (Torsion shear test) et l'essai de la colonne résonante (Resonant column test).Figure (I .9).

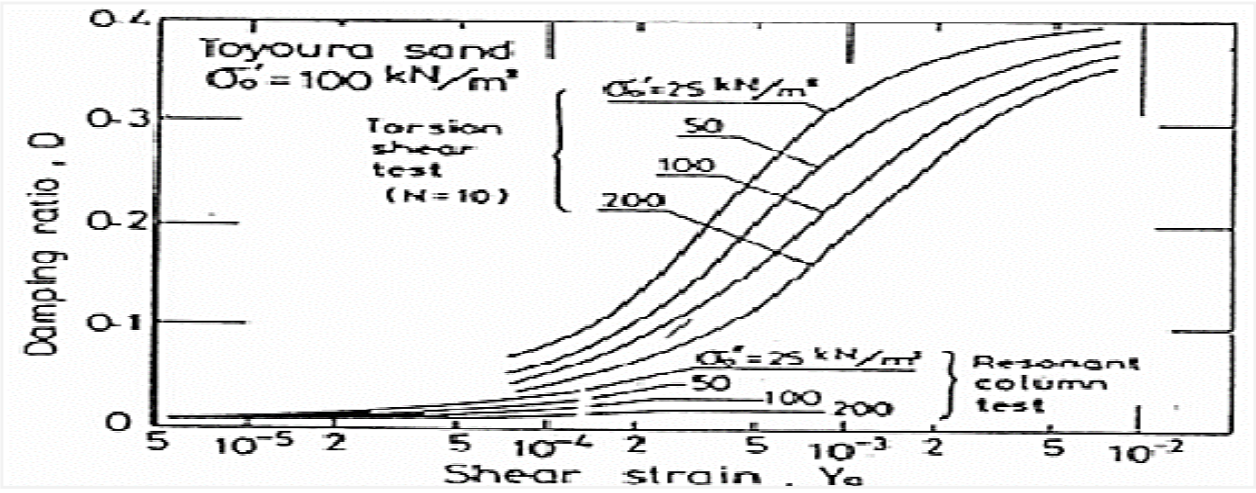


Figure I .9. Influence de niveau de déformation sur l'évolution de D (Iwasaki, 1978).

Les résultats données dans les deux essais ont montrées une grande variation de l'amortissement dans l'essai à grande déformation, essai de cisaillement en torsion par rapport aux résultats de l'essai de colonne de résonnance ce qui prouve que le niveau de la distorsion est important dans la variation de l'amortissement.

1.2.3 L'influence de l'indice des vides (e):

Iwasaki et al(1978), Tasouaka et al(1978) et KuKusho (1980) se sont intéressés à l'influence de l'indice des vides, en réalisant des essais sur le sable de Tayoura (Tayoura sand), avec un confinement constant (σ_0'=100Kla) et un nombre de cycle égale à (N=10), en faisant varier l'indice des vides de la valeur (e=0,640àe=0,793). (Figure I.10).

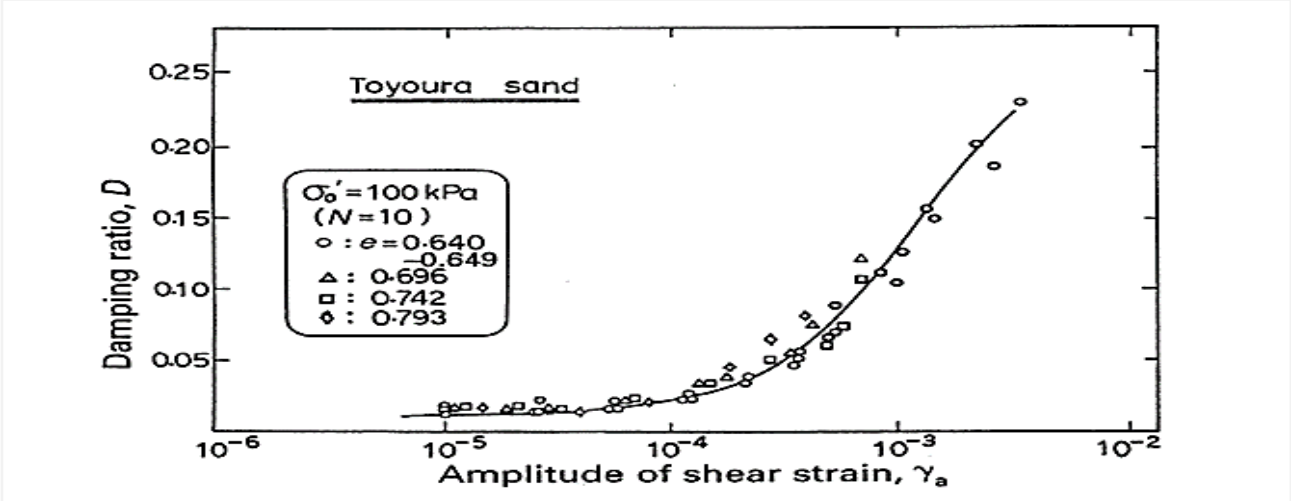


Figure I.10 Résultat expérimental de la variation du coefficient d'amortissement D en fonction de la distorsion (*γ*) pour un sable de Toyoura (Kokusho1980).

On remarque dans la figure (I .11), que pour le même niveau de contrainte de confinement (σ_0'=100Kpa), la variation de D en fonction de (γ) semble être indépendante de l'indice des vides(e)et donc de la densité relative**.**

1.2.4 L'influence de l'indice de plasticité (Ip) :

D'après des études précédentes de seed (1986), Vucetic et Dobruy (1991) sur les argiles, la valeur de l'indice de plasticité influence sur la variation de l'amortissement (D).Figure (I.11).

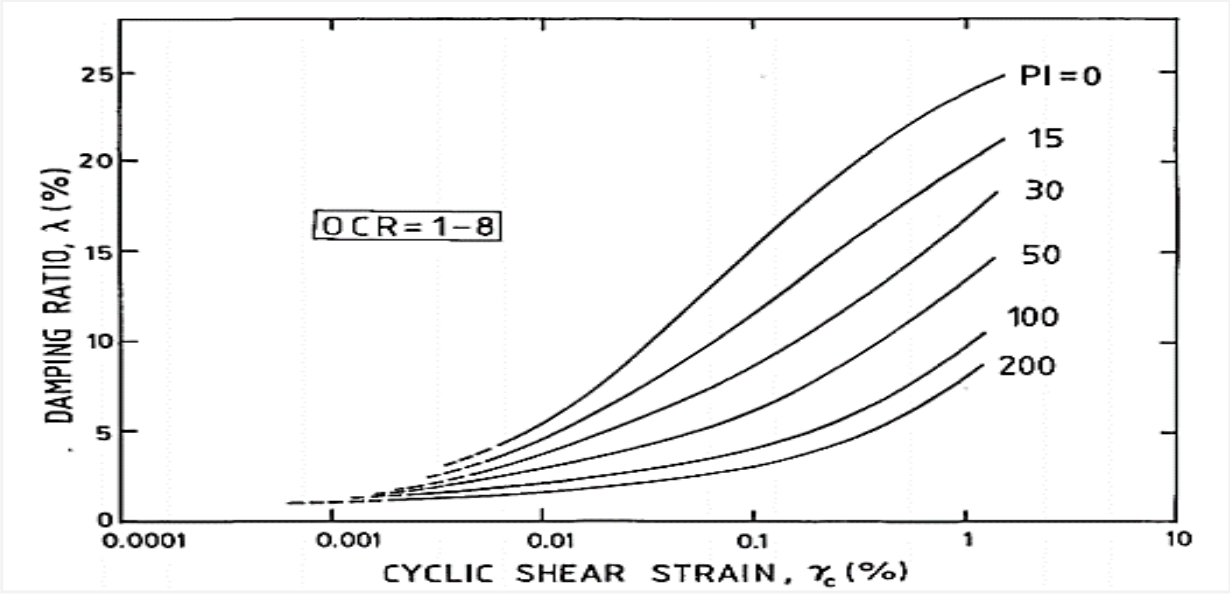


Figure I.11 Courbe de l'amortissement en fonction de l'indice de plasticité (Vucetic et Dobry 1991).

L'énergie dissipé (D) dans le cas des sols argileux, est influencé par la variation de l'indice de plasticité 'I_p', et d'après les résultats obtenus dansla (figure I.13), les sols peu plastique (I_p petit) présente un pourcentage d'un amortissement plus élevé par rapport aux sols plastiques.

Conclusion

Le module de déformation (G) et le rapport (G/G_{max}) dépendent des nombreux paramètres caractéristiques du comportement mécanique des sols. Ces paramètres dépendent de la nature des sols, en lien avec ; l'indice de plasticité 'I_p', de l'état du sol en matière de compacité ainsi avec l'indice des vides 'e'. Ils dépendent aussi de l'état initial de contrainte en rapport avec la contrainte de confinement (σ'_m).

Généralement, dans les sols argileux, la dégradation du rapport G/G_{max} avec la déformation (γ) est moins rapide quand les valeurs de la contrainte de confinement (σ'_m) et les valeurs de l'indice des vides 'I_p' augmentent.

L'amortissement D dépend aussi des paramètres évoqués ci-dessus (nature du sol, état du sol, état initiale de la contrainte) et aussi du niveau de déformation (γ), dont l'amortissement (D) augmente avec l'augmentation de la déformation (γ) dans la gamme de petites aux moyennes déformations. L'énergie dissipée semble être indépendante de l'indice des vides (e) et elle dépend de niveau de confinement. L'augmentation de l'amortissement (D) dans le cas des argiles peu plastique est plus importante que dans le cas des argiles plastiques.

CHAPITRE II

Détermination Des Modules De déformation à Partir Des Essais Géotechniques

Introduction

Généralement, les valeurs des paramètres sont évaluées à partir d'essais de laboratoire sur de petits échantillons de sol ou à partir d'essais réalisés in situ. La détermination de ces paramètres à partir des essais de laboratoire pose des difficultés majeures à cause notamment de la représentativité des sols prélevés sur le site de construction et du fort remaniement induit par les opérations d'extraction et de transport.

De même, si les essais in situ ne sont pas sujet au remaniement des échantillons, ils ne permettent pas d'identifier directement les paramètres constitutifs des couches de sol. Cette identification est généralement le résultat de relations empiriques. Les essais permettant de connaître la déformabilité du sol sont les essais ; les essais pressiométrique, les essais de pénétration et les essais géophysiques.

La déformabilités des sols est très importante, quelques centimètres de tassement différentiel peuvent fissurer un ouvrage à la structure trop rigide. Il faut donc dans tout les cas s'en inquiéter. Cela suppose une estimation fiable et réaliste des mouvements du sol, en particulier en utilisant d'une part les moyens modernes de calcul, comme les éléments finis, d'autre part les lois de comportement des sols qui se basent sur la courbe contrainte-déformation. Une étude expérimentale est donc obligatoire et nécessaire pour obtenir les paramètres de déformabilités qui sont le module d'Young (E) et le module de cisaillement (G) du sol.

II.1. Détermination des modules de déformations

La détermination des paramètres de comportement dynamique, notamment des modules de déformation des sols et la connaissance de leur évolution des petites aux grandes déformations, et de leur variation suivant les chemins de contraintes devient un enjeu important des études géotechniques.

Dans ce sens une étude de la déformabilité des sols a fait l'objet d'une séance au congrès «Mesure de la déformation en cisaillement de géo-matériaux -essais sur le terrain»,à Rotterdam en 1995. Tani (1995) a présenté les méthodes expérimentales de détermination des modules de déformation du sol, qui peuvent se diviser en trois groupes (A, B, et C) selon des différentes zones de déformation exploitées.(figure II.1)

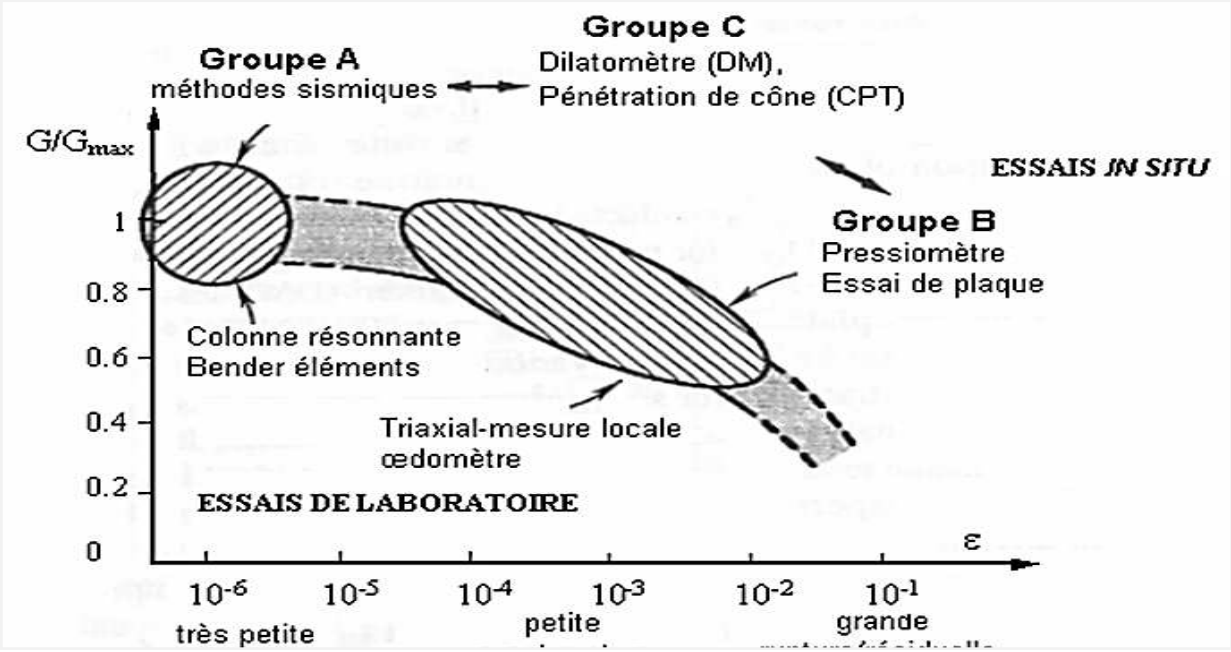


Figure II.1 Synthèse des groupes d'essai en fonction de la déformation, Tani, (1995).

Cette étude sépare les différents essais géotechniques en trois principaux groupes par rapport au différent ordre de déformation:

II.1.1 Les essais de groupe 'A' :

Le groupe A est représenté par les essais sismiques ou géophysiques. Les essais géophysiques permettent d'une part de déterminer les limites des couches et d'autre part la détermination de grandeurs caractéristiques dynamiques (module de cisaillement 'G' ou élastique 'E') pour des couches entières ou un ensemble de couches, ces essais sont uniquement appropriés au domaine de petite déformations, qui est de l'ordre de 10^{-6} à 10^{-4}.

Les essais géophysiques sont réalisés en laboratoire ou in-situ, ceux de laboratoire sont : les essais aux éléments piézo-électriques (Bender element) et l'essai de la colonne résonnante. Les essais in-situ sont: down-hole, cross-hole et sismo-cône, et les méthodes de réflexion, méthode de réfraction et la méthode ondes de surfaces.

Les essais réalisés in-situ peuvent être classés en deux familles : premièrement *ceux réalisés à partir de la surface du sol*, dans lesquels la génération des ondes se fait en surface et les géophones (récepteurs) d'ondes sont placés en surfaces, tels que les essais sismiques de réfraction et de réflexion. Ces essais se basent sur la propagation de l'onde R

de Rayleigh. Ces essais présentent l'avantage essentiel d'être d'une grande facilité de mise en œuvre et d'un coût peu élevé. Deuxièmement, *les essais réalisés dans des forages, ou entre forages*, dans lesquels la génération des ondes se fait soit en surface (down-hole) soit en forage (cross-hole), et les géophones sont placés dans les forages. Ce type d'essais se base sur la propagation des ondes volumiques Pet S, et se basent sur l'évaluation du risque sismique. Ces essais sont délicats à réaliser d'un coût plus élevé du fait de la nécessité de réaliser des forages, mais fournissent des informations plus riches.

II.1.2 Les essais de groupe 'B':

Les essais de ce groupe permettent de déterminer les paramètres de comportement dynamiques de sol en déformation, de l'ordre de 10^{-2}à 10^{-4}.

Parmi ces essais, on trouve ceux de laboratoire comme l'essai œdométrique et triaxial, et ceux réalisé en place comme l'essai à la plaque, l'essai pressiométrique Ménard, pressiométrique auto-foreur.

II.1.3 Les essais de groupe 'C':

Ce type d'essais ne ce base pas sur une théorie pour l'interprétation. La mise au point d'une corrélation empirique est donc nécessaire pour obtenir les paramètres du sol testé, les essais de ce groupe constituent la majorité des essais in-situ, dont on nomme l'essai de pénétration statique (CPT) et Dilatomètre plat Marchetti (DMT).

II.2 Les essais de laboratoire:

Les essais de laboratoire se réalisent au laboratoire sur des échantillons ''éprouvettes'' de sols prélevés d'un terrain. Ces essais doivent toujours être comparés et corrélés aux essais in situ car ils présentent le désavantage le plus important, qui est l'impossibilité de garder le sol prélevé dans son état intact ''naturel''. Comme les essais in situ, les essais de laboratoire aussi contiennent des essais qui ont le but de comprendre le comportement des sols en petites, moyennes et en grandes déformations, et donnent les paramètres de déformabilités (E, G, et D).

Ces essais se subdivisent en trois grandes catégories selon le type de vibration appliqué. La première est celle des essais de vibration libre, dans lesquels l'échantillon

subit une très faible déformation, ensuite laisser l'échantillon revenir en vibration libre à sa position initiale. Les essais de cette catégorie permettent en général la mesure du module de cisaillement maximal (G_{max}). A cette catégorie appartient l'essai aux éléments piézo-électriques ou l'essai ''Bender elements test''.La deuxième catégorie comporte les essais de résonnance (vibration entretenue) dans lesquelles l'échantillon subit des faibles déformations, avec ajustement de l'excitation chargement jusqu'à la résonnance, qui permet l'obtention de module de cisaillement (G), ensuite laissé en régime de vibration libre amortie (pour obtenir l'amortissement ''D'').Cette catégorie contient l'essai de la colonne de résonnance. La troisième et la dernière catégorie regroupe les essais de vibration forcée dans lesquels l'échantillon subit un chargement cyclique. Le module de déformation et l'amortissement sont déduits en fonction des amplitudes. Les essais cycliques de laboratoire les plus courants sont l'essai à l'appareil triaxial, l'essai de cisaillement rectiligne et l'essai sur cylindre creux.

II.2.1 La colonne résonante (CR):

Du point de vue historique, les premiers essais à la colonne résonnante remontent aux années 1930. (Ishimoto et Iida (1937) ont commencés à appliquer des vibrations longitudinales et transversales sur des argiles et des limons non saturés. Mais, ce n'est qu'à partir des années 1960 que la colonne résonnante connait de nouveaux développements, notamment avec (Hardin et Richart, 1963), modifié en 1966 afin de déterminer le module de cisaillement (Hardin et Drnevich, 1978).

L'essai de colonne résonnante présente la même souplesse d'utilisation qu'un essai triaxial : contrôle de drainage, mesure de la pression interstitielle. L'essai est considéré non destructif (permet de caractériser l'état d'intégrité d'un matériau, sans le dégrader, cisailler). Cet essai appartient à la deuxième catégorie des essais de laboratoires selon le type de vibration appliqué, il est réalisé en vibration entretenue.

L'essai de la torsion ou l'essai de la colonne résonnante est réalisé en deux phases: la première phase consiste à augmenter l'amplitude de la fréquence de torsion jusqu'à atteindre la résonnance et estimer la première fréquence propre de l'échantillon (f_n) à partir du pic de la courbe (amplitude/fréquence), figure [II.2].

Cette phase sert à calculer le module de cisaillement (G) à partir de la vitesse des ondes de cisaillement(Vs). Ces vitesses sont induites par le moment de torsion appliqué en tête de la colonne. La deuxième phase, c'est la phase de vibration libre où l'excitation à la torsion est supprimé, cette phase sert à calculer l'énergie dissipée ou l'amortissement ''D''.

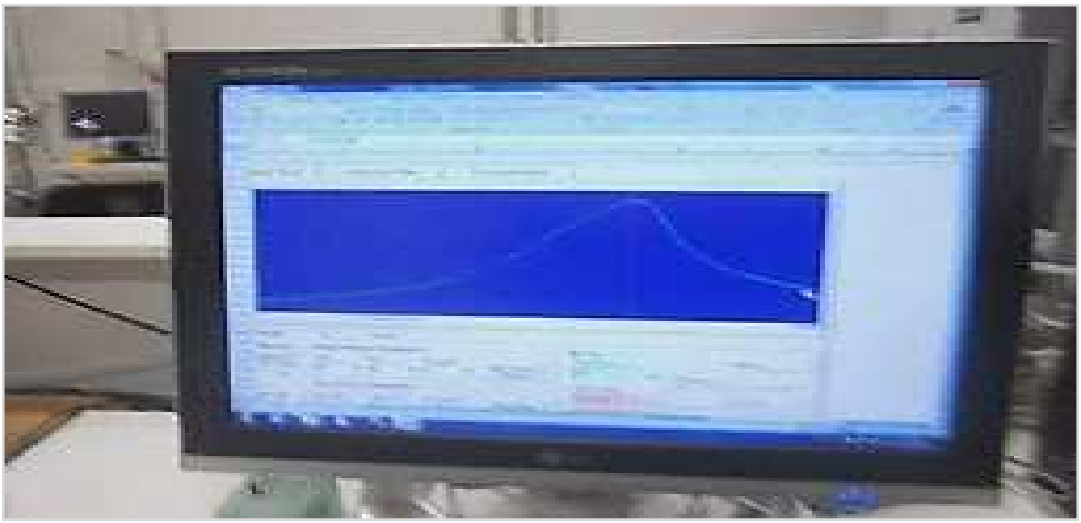


Figure II.2 Exemple courbe de déformation- fréquence.

La célérité(Vs) des ondes de cisaillement dans l'échantillon est donnée par l'expression suivante:

$$V_s = 4.f_n.L \qquad [II.1]$$

Ainsi le module de cisaillement du sol (G), est définit par l'expression suivante :

$$G = \rho V_s^2 \qquad [II.2]$$

Avec : f_n : fréquence propre de l'échantillon.

L : hauteur de l'éprouvette.

Vs: vitesse de cisaillement.

ρ : masse volumique de l'éprouvette.

Comme mentionné précédemment, le coefficient d'amortissementβ ou 'ξ' se calcule dans la deuxième phase de l'essai, seulement suite à l'identification de la fréquence de résonance. Sa détermination par deux méthodes;

- La première méthode se base sur la largeur de la bande de résonance (Δf) obtenue dans la courbe réponse 'amplitude-fréquence', la largeur de la bande égale à $\sqrt{2}$ fois plus petite que l'amplitude maximale (A_{max}), (figure II.3).

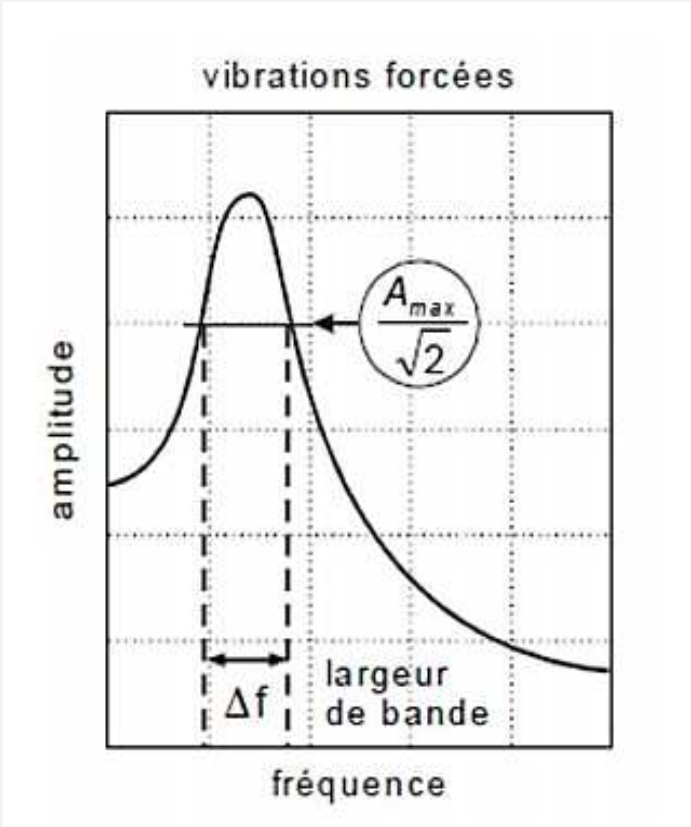


Figure II.3 Réponse typique d'un échantillon en vibration forcée d'après Semblat et al, (2011).

L'amortissement se calcul à partir de l'expression [II.3].

$$\xi = \frac{\Delta f}{2\text{fn}} = \text{D} \qquad \text{[II.3]}$$

La deuxième méthode c'est la méthode des essais de vibration libres, après l'atteinte de la résonance où l'excitation (sollicitation) vibratoire est arrêtée d'une façon instantanée, et enregistre la décroissance de l'amplitude, Figure [II.4].

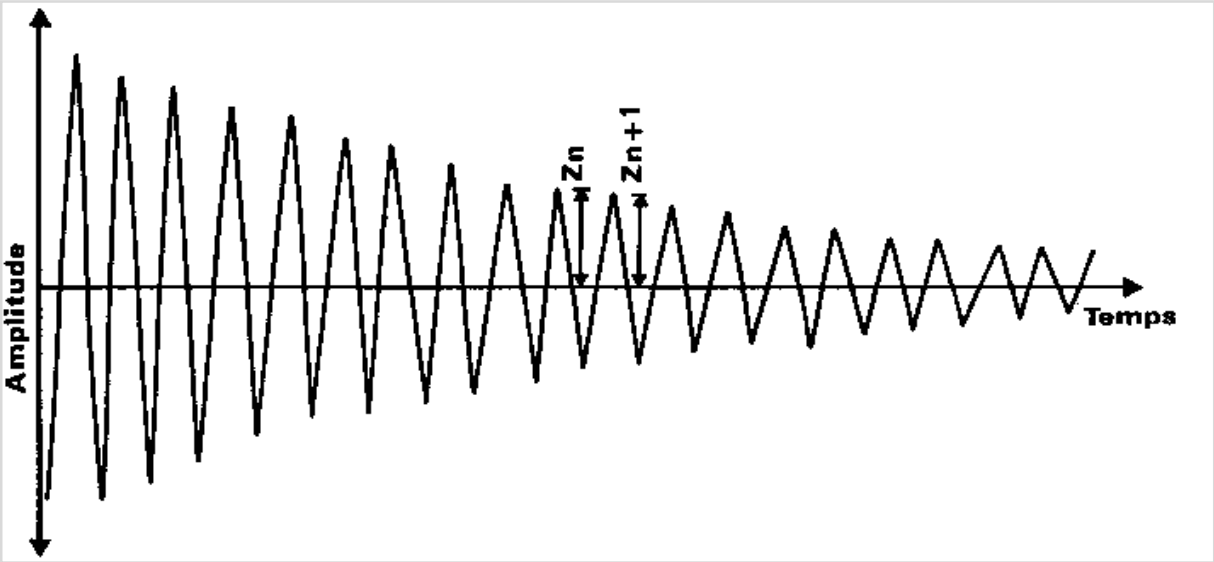


Figure II.4 Réponse d'une oscillation libre.

L'amortissement peut être estimé en calculant le décrément logarithmique 'δ', qui est le rapport de deux amplitudes successives (z_n et z_{n+1}). Expression [II.4].

$$\delta = \ln \frac{z\,(n+1)}{zn} \qquad [II.4]$$

Le calcul de l'amortissement est donné dans l'expression [II.5] :

$$\xi = \sqrt{\frac{\delta^2}{4\pi^2+\delta^2}} \qquad [II.5]$$

II.2.2L'essai à l'appareil triaxial.

L'essai triaxial cycliqueà été pour la première fois utilisé par Seed et Lee, (1966).Il est considéré comme l'appareil de laboratoire le plus développé, et il est classé dans la troisième catégorie des essais réalisés en laboratoire selon le type de vibration. Les contraintes et les déformations mesurées lors des essais triaxiaux cycliques peuvent être utilisées dans le calcul du module de cisaillement (G) et de l'amortissement (D).

Le dispositif de l'essai triaxial cyclique comporte typiquement une presse supportent la cellule, un système de contrôle multiaxial permettant de contrôler le chargement axial, la contrainte de confinement et la contre pression utilisés en phase de saturation et

consolidation de l'échantillon, un vérin pour appliquer le chargement sous forme d'une pression, et un micro-ordinateur équipé d'un logiciel pour regrouper les données et calcul/affichage des résultats.(Figure II.5).

Figure II.5 Dispositif de l'essai triaxial cyclique.

Les résultats d'un essai triaxial cyclique s'affichent sous forme d'une courbe de chargement cyclique (q-ε_1) en fonction de l'amplitude de déformation. Le module d'Young est obtenu comme le rapport de la contrainte axiale à la déformation axiale (ε_a), se qui permet le calcul de module de cisaillement (G). [II.6].

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \qquad [II.6]$$

II.3 Les essais in-situ :

Les essais in situ sont des essais réalisés directement sur le terrain qui permettent de déterminer les caractéristiques d'un sol à l'état naturel.

Ces essais sont nombreux. En général, on peut les classer en deux groupes suivant leurs principes de fonctionnement ; le premier groupe contient les essais utilisés dans le but d'apporter des solutions à des problèmes précis et clairement définis, comme par exemple : tester la portance des pieux dans certains travaux de génie civil, dont on nomme les essais de battage et essais de chargement des pieux. Le deuxième groupe représente les essais qui

caractérisent la stratigraphie du profil des sols et donner une évaluation des paramètres géotechniques correspondants (caractéristiques de déformabilité et de résistance).

Les essais appartiennent au deuxième groupe peuvent être divisés en deux ensemble. Le premier contient les essais sismiques (géophysique), qui utilisent une source artificielle de vibration et des sondes de vibration comme les essais cross et down-Hole, les méthodes de réflexion et de réfraction et la méthode d'ondes de surfaces. Au deuxième ensemble appartiennent les essais statiques conventionnels comme les essais de pénétrations, essais pressiométrique, les essais standards de dilatomètre. Les essais sismiques servent en général à déterminer des vitesses de cisaillement et de compression.

II.3.1 Les essais Cross Hole - Down Hole:

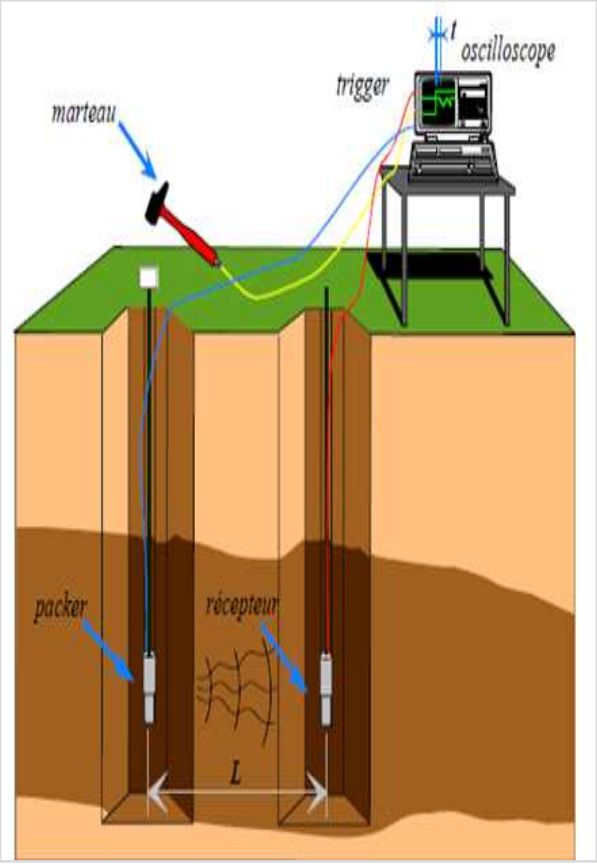
Les essais cross et Down-Hole font partie des essais géophysiques réalisés dans des forages, ils consistent à mesurer le temps de propagation des ondes sismiques de compression (P) et de cisaillement (S), le long de forage pour down-hole et entre les forages dans l'essai cross-hole, afin de déterminer en fonction de la profondeur, leurs vitesses sismiques et les paramètres géodynamiques que sont : le module d'Young (E), le module de cisaillement (G) et le coefficient de poisson (ν).

La mesure des vitesses des ondes est facile, mais différente dans les deux essais, puisque la direction de propagation des ondes n'est pas la même. Cette mesure se fait avec la méthode d'ondes de surface pour l'essai cross-hole, et avec la méthode sismique en forage dans l'essai down-hole. La seule différence entre les deux méthodes dans le calcul des vitesses est la mesure de la distance parcourue par les ondes. Pour l'essai cross –hole la distance parcourue est horizontaleet égale à la distance horizontale entre la source d'ondes placée dans le premier forage et le géophone placé dans le deuxième forage. La distance parcourue dans l'essai down-hole est inclinée, et elle est obtenue à partir de l'équation suivante, $D= (zi^2 + L^2)$. La distance horizontale (L) est fixe car les capteurs sont placés verticalement dans le forage de l'essai.

Avec : zi : profondeur d'un (i) géophone.

(L) : la distance horizontale source géophone.

La mesure des vitesses se fait automatiquement et à l'aide d'un récepteur ou plusieurs récepteurs des ondes placés dans le forage à une profondeur précisée. [Figure II.6] et [Figure II.7].



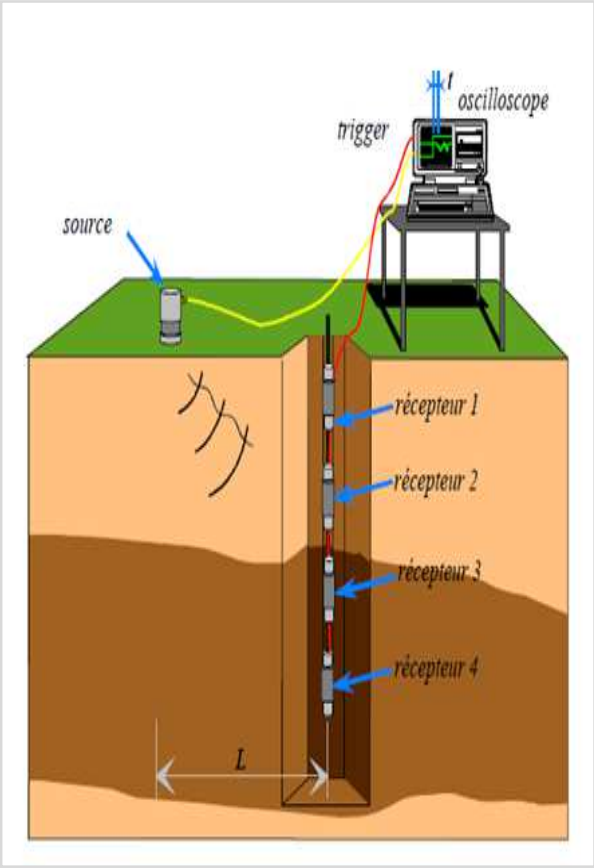


Figure II.6 Schéma de l'essai cross-hole **Figure II.7 Schéma de l'essai down-hole**

La production du signal se fait à partir d'une frappe sur une source dans la direction verticale ou horizontale à la surface de sol. La direction de la frappe de la source rentre dans le type d'ondes obtenues, pour les ondes qui se propagent horizontalement (latéralement), la direction de la frappe doit être horizontale, et l'inverse pour les ondes verticales. [Figure II.8].

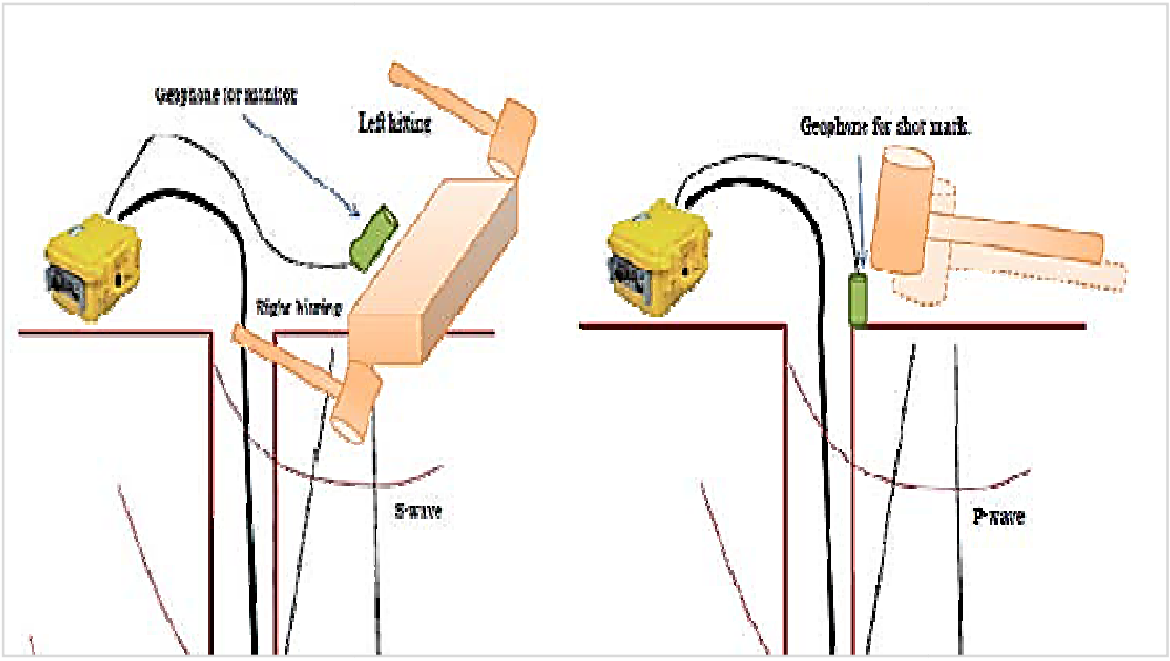


Figure II.8 Type de frappe-ondes données.

Les résultats s'affichent sous forme d'un graphique, dont l'abscisse est le temps. Ce graphique est un enregistrement de temps de parcours des ondes propagées dans les différentes directions.[Figure II.9].

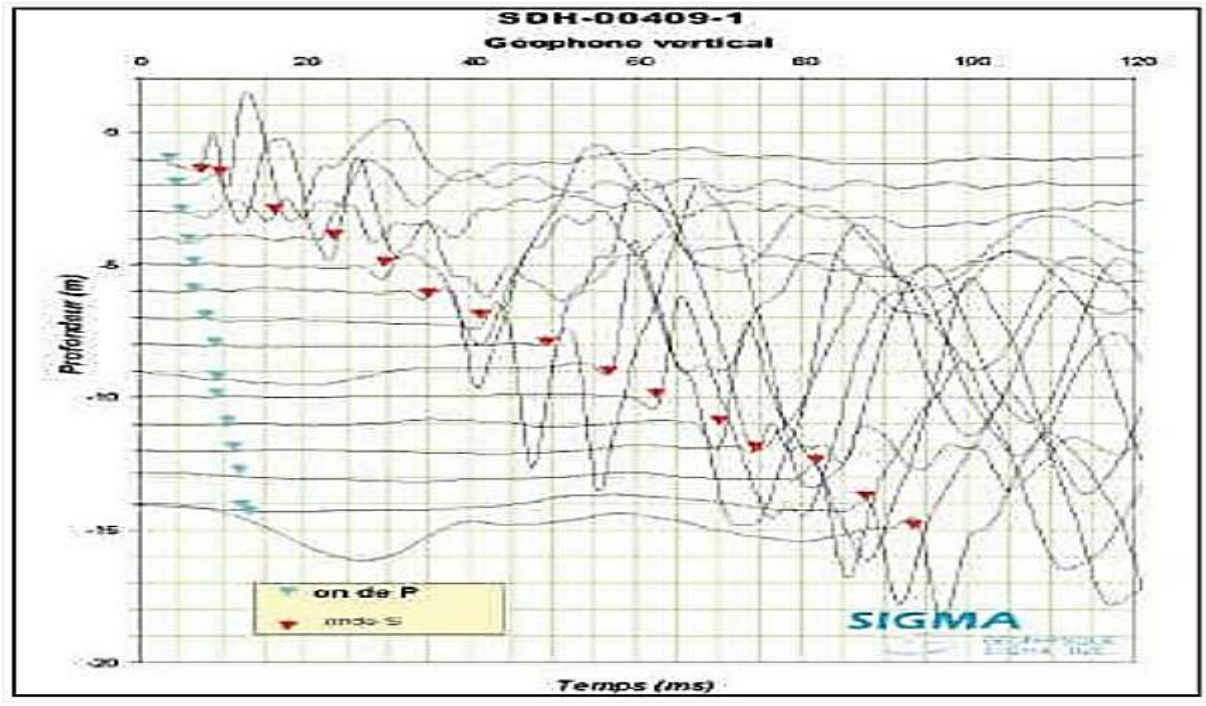


Figure II.9 Exemple d'un enregistreur ''D-H''

L'analyse de ces essais est simple, il suffit d'enregistrer le temps de trajet de la première onde arrivée (t), et le diviser par la distance source-récepteur (D) pour aboutir à la vitesse de milieu, équation [II.7].

$$V_s = \frac{D}{t} \qquad [II.7]$$

Les modules dynamiques E et G sont déduits ensuite par les équations [II.7] et [II.8] :

- Module d'Young : $E=2\rho V_s^2 (1+\nu)$.
- Module de cisaillement : $G=\rho V_s^2$.

Avec :

ν : Coefficient de poisson $\nu= (V_p^2-2V_s^2)/2(V_p^2-V_s^2)$.

V_s, V_p : vitesses de cisaillement et de compression.

(ρ) : masse volumique de sol.

II.3.2 L'essai pressiométrique (PMT).

L'essai pressiométrique Ménard est l'un des essais réalisé en place, mis en point par Louis-François-Auguste Ménard au milieu des années 1950, l'objectif de l'essai est de fournir des caractéristiques mécanique permettant soit de dimensionner des ouvrages de génie civil, soit de procéder à des recherches dans le but de développer nos connaissances sur le comportement des sols sous sollicitations, don il faut rechercher les paramètres du comportement rhéologique du sol (module de déformations).

Cet essai consiste à mesurer la pression ''P'' nécessaire pour provoquer le gonflement d'une sonde cylindrique placée à l'intérieur d'un trou d'un forage. Le dispositif pressiométrique comprend un contrôleur pression-volume (CPV), des tubulures, un réservoir de gaz, une sonde (sonde tri-cellulaire) et un enregistreur. Figure II.10

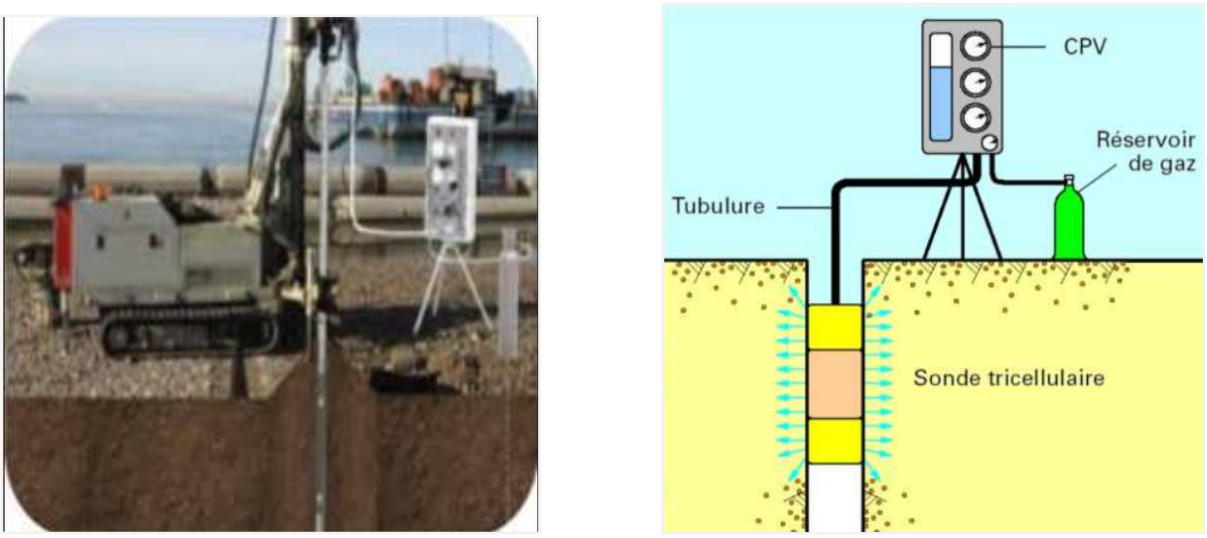


Figure II.10 Dispositif pressiométrique

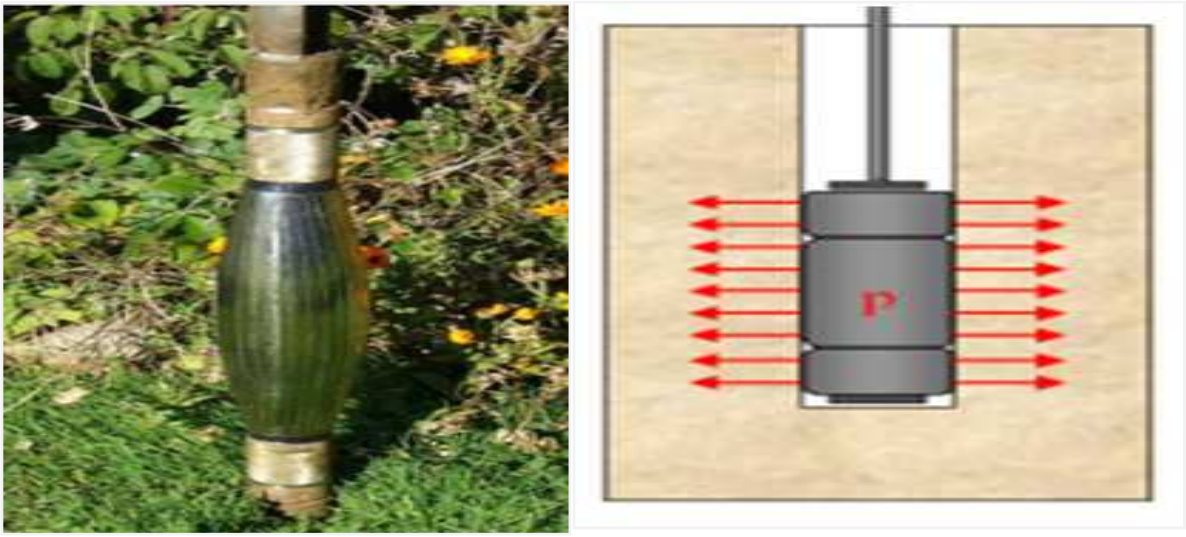


Figure II.11 Sonde pressiométrique

Le principe de l'essai c'est de dilater radialement et latéralement la cellule de mesure (la cellule centrale) par un volume d'eau envoyé par le contrôleur (CPV) à travers des tubulures, ainsi de déterminer la relation entre la pression ''P'' appliquée et les déformations correspondantes du terrain (variation de volume de la sonde) (Figure II.8). Les deux cellules d'extrémités ou de garde de la sonde servent à assurer une déformation

cylindrique plane de la sonde (Figure II.11)**.** Les résultats de l'essai se traduisent par une courbe pressiométrique donnant l'évolution de volume (V) en fonction de la pression (P) injectée dans la sonde, le module de Young pressiométrique (E_M) est déterminé dans la plage pseudo-élastique, dont le sol est considéré élastique linéaire.

Les valeurs de ce dernier s'affichent sous forme d'un graphe en fonction de la profondeur (z) de sol. Un exemple est donné sur la figure suivante [II.12]:

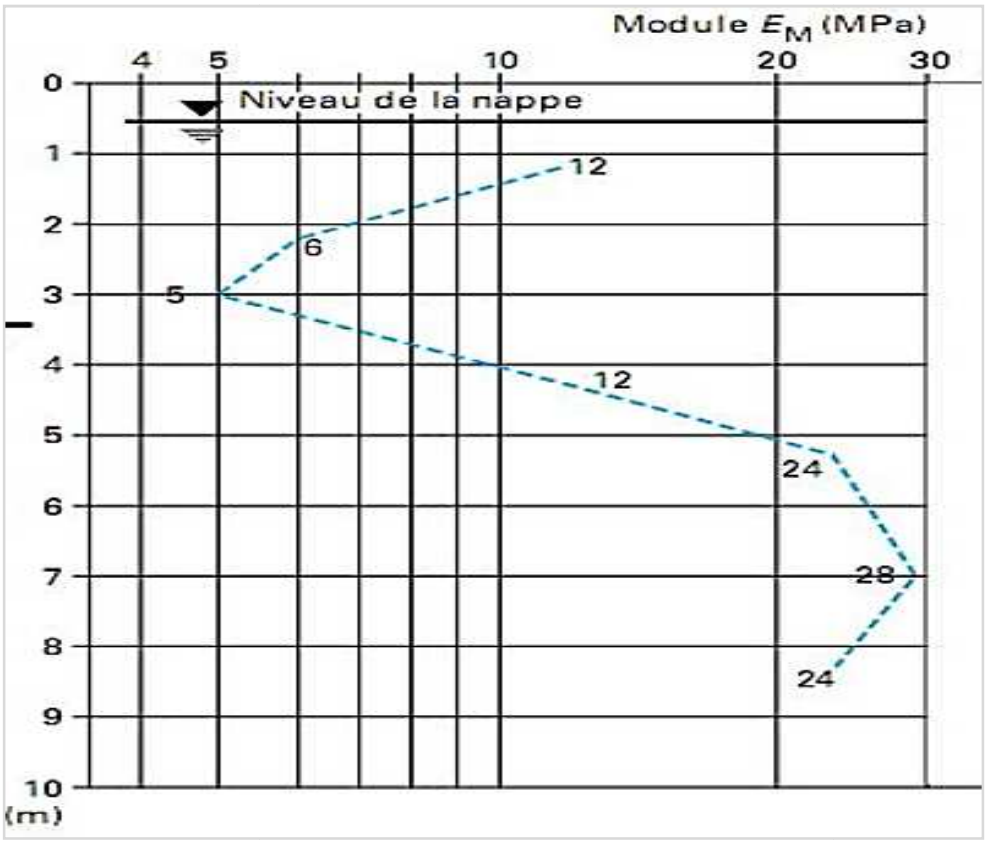


Figure II.12 Le module de Young pressiométrique

Le module pressiométrique de cisaillement ''G'' est déduit à partir de module de Young Ménard E_M par la relation [II.13]:

$$Gm = \frac{Em}{2(1+\nu)} \qquad [II.9]$$

La formule de module de Young Ménard ''E_M'' est la suivante [II.14] :

$$E_M = 2.(1+\nu).(V_0 + V).\left[\frac{\Delta P}{\Delta V}\right] \qquad [II.10]$$

Où : V_0 : le volume à vide de la sonde V : le volume de la déformation de la cellule (volume du liquide injecté). Et ν : Coefficient de poisson.

II.3.3 Essai de pénétration statique (CPT)

L'essai de pénétration statique ou ''essai de pénétration au cône (CPT)'' est l'un des essais réalisé in-situ, il a été développé aux Pays-Bas dans les années 1930. Cet essai consiste à mesurer la résistance (résistance en pointe et résistance latérale) à la pénétration d'une sonde conique (Sanglerat et al 1969 ; Robertson et Campanella, 1983 ; Lunne et al, 1986).Son principe est d'enfoncer dans le sol à une vitesse constante un train de tige terminé par une pointe munie d'un cône sous une pression hydraulique à l'aide d'un vérin placé en haut de dispositif de chargement de l'essai (figure II.13).

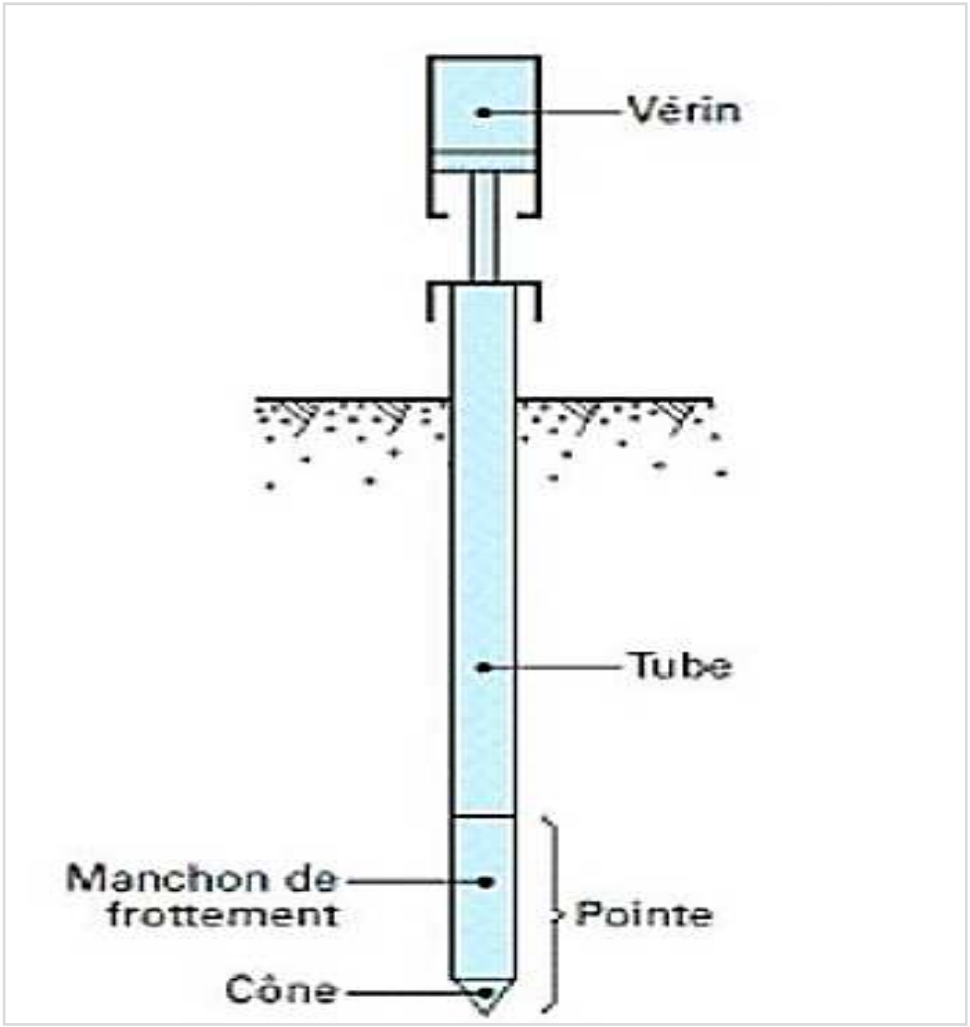


Figure II.13 Pénétration statique CPT

Le système de mesure de l'essai de pénétration statique, enregistrent la longueur de pénétration(z), la résistance à la pointe de cône (q_c) et généralement le frottement latéral sur le manchon (f_s). Les résultats sont présentés sous forme d'un graphe avec la courbe de résistance à la pénétration du cône (q_c) en fonction de la profondeur (z) (figure II.14).

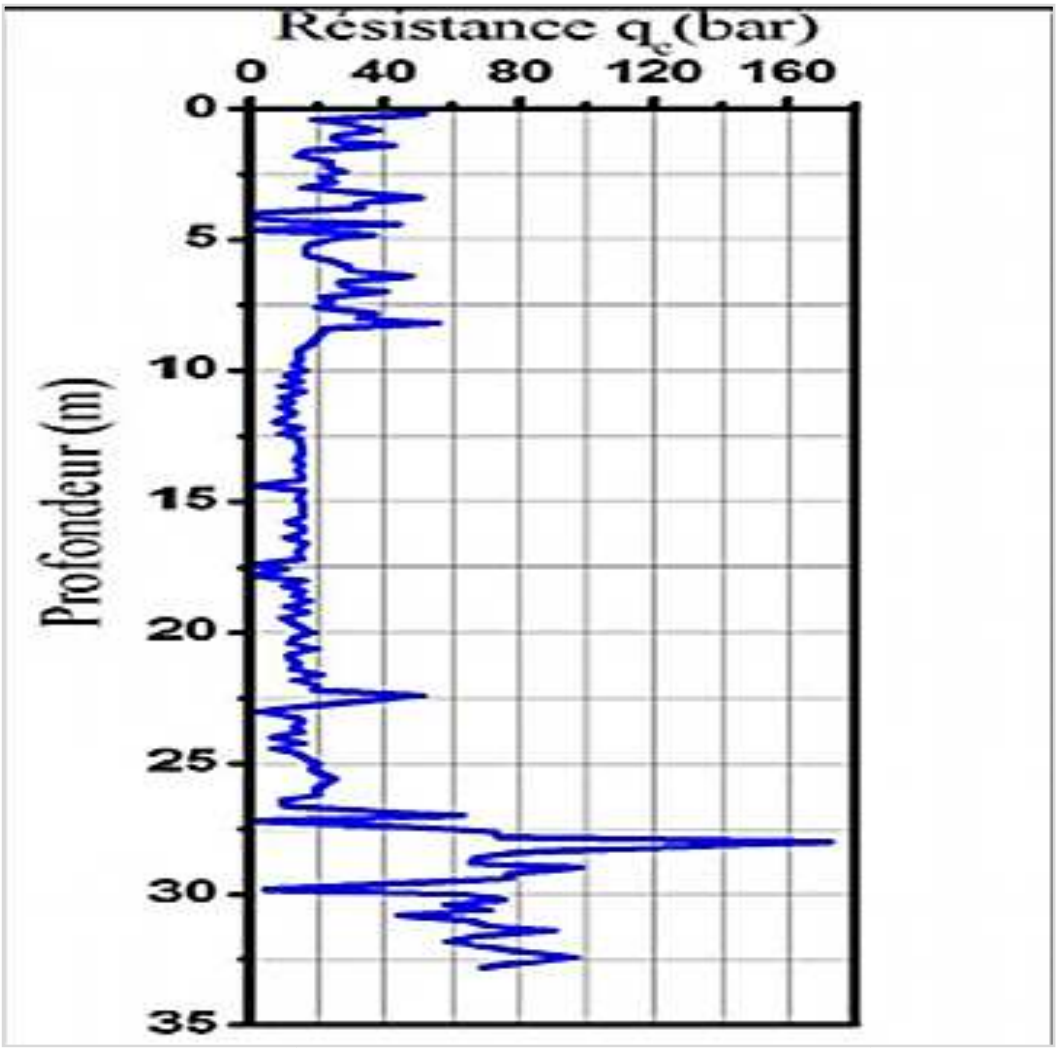


Figure II.14 La résistance à la pointe en fonction de la profondeur.

Le module de déformation peut être déterminé à partir de l'essai CPT par une corrélation avec la résistance à la pointe, cette résistance se calcule parle rapport de la réaction de sol à une profondeur précisé et la surface de la base de cône. [II.11]

$$qc = \frac{Qc}{Ac} = \frac{4Qc}{\pi B^2} \qquad \text{[II.11]}$$

Q_c : la réaction du sol à l'enfoncement du cône, et aussi la charge de fonçage qui agit sur le cône.

B: le diamètre de la base de cône.

$A_c = (\pi.B^2)/4$: la surface de la base de cône.

Le module de déformation d'Young (E) peut être estimé à partir de la résistance de pointe mesurée au pénétromètre statique mécanique selon la relation [II.12] et selon la méthode de Sanglerat.

$$E = q_c \times \alpha \qquad [II.12]$$

(α) : coefficient rhéologique des sols. (Tableau II.1)

Type de sol	q_c (MPa)	α	
Argile peu plastique	< 0,7 0,7 à 2 > 2	3 à 8 2 à 5 1 à 2,5	
Limon peu plastique	< 2 > 2	3 à 6 1 à 2	
Argile très plastique Limon très plastique	< 2 > 2	2 à 6 1 à 2	
Limon très organique	< 1,2	2 à 8	
Tourbe et argile très organiques (w est la teneur en eau)	< 0,7	50 % < w < 100 % 100 % < w < 200 % w > 200 %	1,5 < α < 4 1 < α < 1,5 0,4 α < 1,0
Craie	2 à 3 > 3	2 à 4 1,5 à 3	
Sable	< 5 > 10	2 1,5	

Tableau II.1 Valeurs de α pour différents types de sol (Tableau J.2.3, NF P 94-261, p 91) (méthode de Sanglerat)

Conclusion :

En pratique, la détermination des propriétés dynamiques notamment le module de cisaillement des sols aux petites déformations in situ et en laboratoire s'effectue par la mesure directe des vitesses de cisaillement (V_s) en utilisant les essais géophysiques in situ ou les essais aux éléments piézo-électriques et les essais Down-Hole en laboratoire , puis la mesure de module d'Young pour les grandes déformations par les essais pressiométrique où par les essais de pénétration statique qui se basent sur des corrélations empirique pour la détermination du module d'Young.

L'emploi des essais de laboratoire et les essais in-situ pour la détermination des modules de déformation apparait dans la nécessite d'utiliser ces modules dans des modèles de comportements afin de décrire le comportement non-linéaire des sols de petites déformations aux grandes déformations, car chaque essai soit qu'il appartient aux essais de laboratoire ou aux essais in-situ permet l'obtention d'un module de déformation dans une plage de déformation précisé.

CHAPITRE III

Calage Des Paramètres Et Simulation Numérique

III.1 L a non linéarité des sols et le comportement hystérétique:

La courbe contrainte-déformation pour les sols montre une tendance de réduction du module de cisaillement avec la déformation. Les matériaux qui présentent une élasticité dite non-linaire suivent la courbe non-linaire de contrainte-déformation lors du chargement et du déchargement.

La non-linéarité du comportement des matériaux est un fait expérimentalement bien défini, surtout pour les sols. Les essais dynamiques cycliques réalisés en laboratoires sur les sols montrent que dés les premiers chargements on observe une non-proportionnalité entre les contraintes et les déformations que subit l'échantillon.

Le comportement en déchargement a un module initialement plus grand, ce module a, comme pour le chargement, tendance à réduire avec la déformation. Le chemin contrainte-déformation suivi en déchargement n'est donc pas le même que celui suivi en chargement, Il décrit une boucle appelé bouche d'hystérésis. Ce type de comportement est appelé comportement hystérétique.

III.2 Présentations des relations de comportement non-linéaire des sols.

Plusieurs modèles ont été utilisés pour décrire ce type de comportement des sols, qui se basent sur des lois élastiques non-linéaires. Ces lois sont fondés sur une approximation hyperbolique des courbes de comportement contrainte déformations obtenus lors des essais triaxiaux réalisés par nombreux ingénieurs, dont on cite le modèle deHardin et Drenivich (1972) et le modèle Fahey et Carter (1993)**.**

III.2.1 Modèle hyperbolique de Hardin Drenivich (1972):

Hardin et Drenevich (1972) ont construit un modèle de comportement, on se basant sur un essai de cisaillement en torsion, en mettant l'expression hyperbolique proposé par Kondner (1963) sous la forme d'une relation entre la contrainte de cisaillement (τ) et la déformation de cisaillement (γ), [III.1].

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{max}} + \frac{1}{\tau_{max}}} \qquad \text{[III.1]}$$

Avec : τ_{max} : la contrainte de cisaillement maximale, [III.2].

$$\tau_{max}=\{\left[\frac{1+Ko}{2}.\sigma v''.\sin\varphi' + c'\sin\varphi'\right]^2 - [\frac{1-Ko}{2}.\sigma v']^2\}^{1/2} \quad [III.2]$$

Où : c' et φ' : cohésion et l'angle de frottement selon les contrainte effectives.

K_o : coefficient de la poussée des terres au repos.

σ_v' : contrainte verticale effective, égale à : $\sigma v' = \frac{(\sigma 1')+2(\sigma 3')}{3}$

La figure suivante présente la relation contrainte-déformation de modèle Hardin et Drenivich et ces différents paramètres utilisés dans le logiciel plaxis,(FigureIII.1).

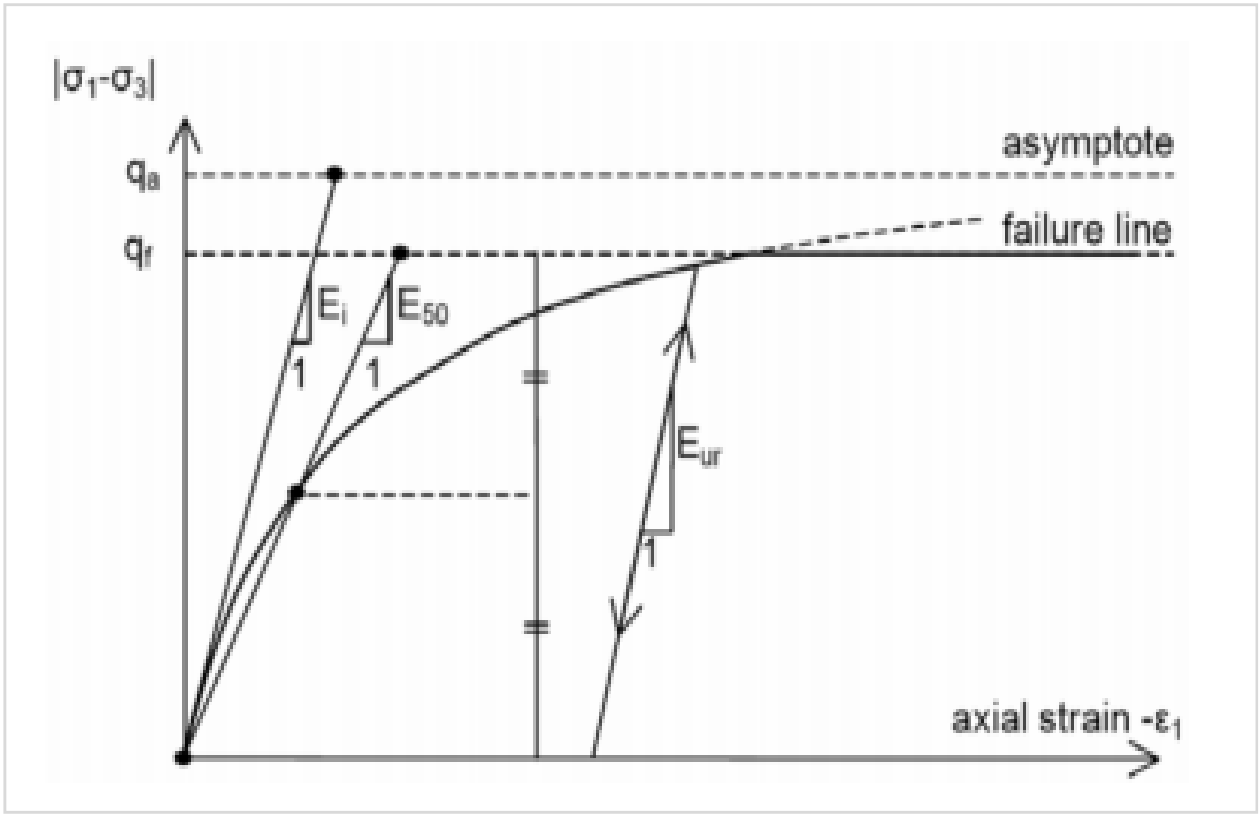


Figure III.1 Courbe hyperbolique pour la relation contrainte-déformation (Schanz et al, 1999)

Où :

- Ei : module de cisaillement initial (maximal) du sol.
- E_{ur} : raideur en déchargement-rechargement.

- E_{50} : raideur triaxiale en chargement (plus précisément le module sécant à 50% de la résistance), et elle peut être calculer avec le module œdométrique 'E_{oed}', en utilisant l'expression suivante : E_{50} =1,25.E_{oed}.

Avec :$Eoed = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$.

E : module d'Young initial donné par un essai pressiométrique.

ν : Le coefficient de poisson du sol.

III.2.2 Modèle de Fahey et Carter (1993):

Sur le même principe que celui adopté par Duncan et Chang (1970) pour construire leur équation hyperbolique, Fahey et Carter (1993) ont développés en Australie un modèle hyperbolique capable de traduire correctement le comportement des sols et qui compte un nombre relativement faible de paramètres.

Le modèle hyperbolique qui traduit la réduction de module de cisaillement '$G_{séc}$' présenté par Fahey et Carter (1993) est exprimé sous la forme suivante, [III.3].

$$G_{séc} = G_{max}\left[1 - f\left(\frac{\tau}{\tau max}\right)^{g}\right] \qquad [III.3]$$

Où :

- *f* et *g* : sont deux paramètres empiriques permettant d'améliorer le calage de la courbe de réduction du module sur les résultats des essais.
- τ et τ_{max} : sont la résistance et la résistance maximale au cisaillement du sol.

L'expression utilisée pour la détermination de la résistance au cisaillement maximum dans le cadre de ce modèle est exprimée par la relation [III.4], dans les conditions d'un essai de compression triaxiale.

$$\tau_{max} = \frac{3(p'\sin\varphi' + c'\cos\varphi')}{3-\sin\varphi'} \qquad [III.4]$$

Avec ; p' : contrainte moyenne effective.

c', φ' : cohésion et angle de frottement interne du sol.

L'évolution du modèle de Fahey et Carter par rapport aux modèles hyperboliques plus classiques réside essentiellement dans l'apparition des deux paramètres f et g. Le modèle appartient à la famille des modèles hyperboliques, utilisés dans des massifs cohérents.

Pour caractériser l'évolution du module de cisaillement 'G' en fonction de la déformation, Fahey et Carter ont proposés une fonction qui pouvait s'appliquer au sol, et se caler sur des modules mesurés lors d'essais, relation [III.5].

$$G/Go = \frac{1}{1+f.(\varepsilon)\hat{}g} \qquad [III.5]$$

Où : f et g : sont des coefficients permettant d'améliorer le calage de la courbe de réduction du module sur les résultats des essais.

G_o : est le module maximal de cisaillement.

ε : est la déformation radiale du bord d'une cavité cylindrique.

III.3 Détermination de la courbe d'évolution du module de cisaillement d'un sol en fonction de sa déformation.

Plusieurs essais sur le sol en place permettent d'accéder, par le bais de l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire isotrope, au module de cisaillement G. Malheureusement aucun d'eux ne permet d'obtenir directement la courbe complète G(ε), mais ils permettent d'obtenir une relation entre le module de cisaillement du sol et la déformation de la surface sollicitée, comme dans l'essai d'expansion d'une cavité cylindrique (ε).Ce qui signifié que les modules de déformations sont spécifiques à la procédure d'essais utilisée, c'est à dire de la plage de déformation testée. Par exemple; 1.10^{-2} à 1.10^{-1} pour les modules pressiométrique Ménard. (Canépa (2001) et Canépa et al. (2002)).

L'utilisation d'une loi de comportement élastique non-linéaire est donc nécessaire, afin de caractériser le comportement des sols entre les faibles et les grandes déformations. Dans ce contexte, la caractérisation d'un sol par une courbe évolution de module de cisaillement en fonction de sa déformation (des petites aux grandes déformations) à fait l'objet de plusieurs études expérimentales (chapitre II).

Divers types d'essais doivent être réalisés pour déterminer le module de cisaillement du sol relatif à différentes plages de déformation du sol et de reconstituer à partir de ces mesures la courbe de l'évolution de ce module.

III.3.1 Utilisation du modèle de Fahey et Carter 1993.

Le modèle de Fahey et Carter a été utilisé par Canépa et al (2002) pour la détermination de la courbe de dégradation de module de cisaillement en fonction de la déformation (G=f(ε)) à partir des résultats pressiométrique, [III.6].

$$G/Go = \frac{1}{1+f(\varepsilon)^{\wedge}g} \qquad \text{[III.6]}$$

La figure III.2 présente le calage du modèle hyperbolique [III.13] sur les résultats des essais in situ (Canépa et al.2002), obtenus pour des valeurs de f et g qui est égales à (f=82,5 ; g=0,69).

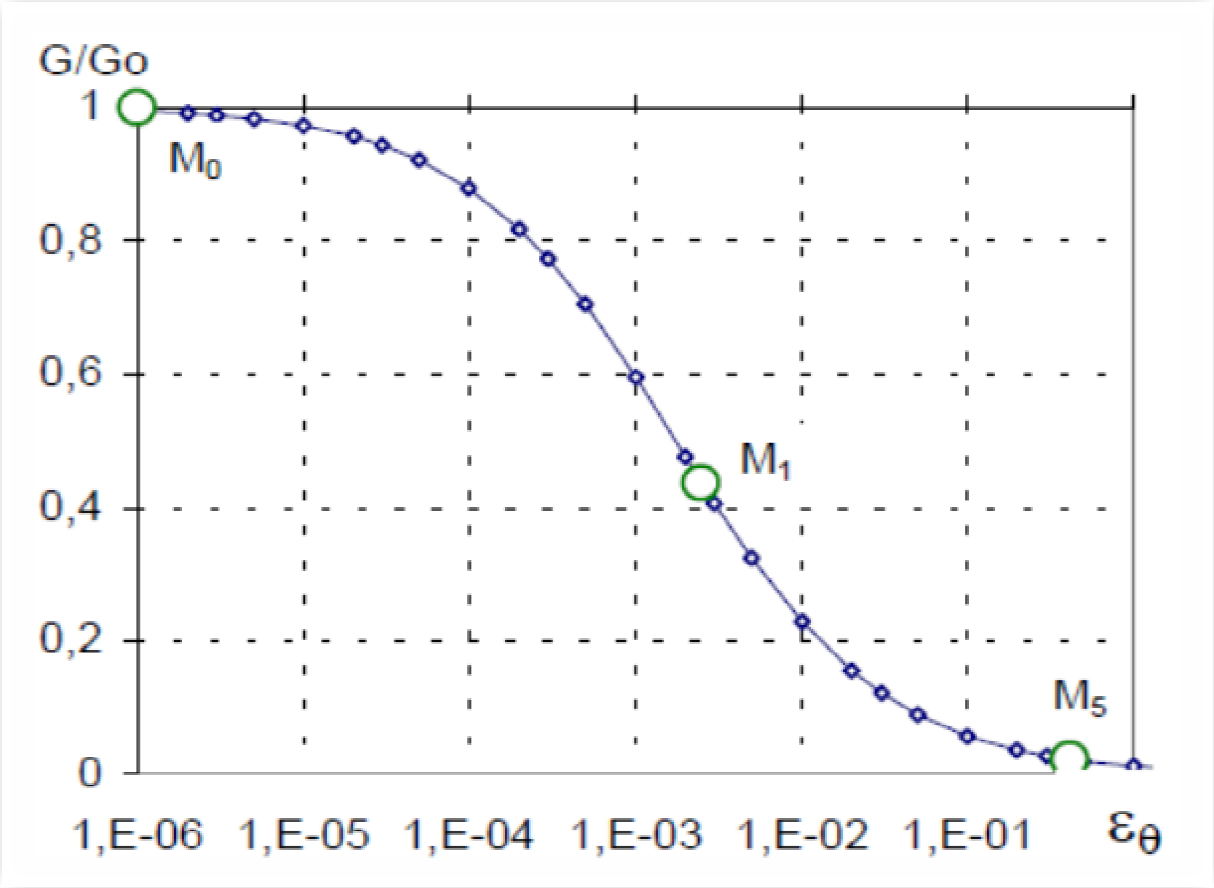


Figure III.2 Calage du modèle hyperbolique sur les résultats des essais in situ (Canépa et al.2002)

III.3.1.1 Présentation des résultats de calage par la formule de Fahey et Carter.

Les résultats des essais géophysiques, triaxiaux et pressiométrique de site de Cubzac-les Ponts, site de Bussy Saint George) et le site de Bejaïa, Sont utilisés afin de décrire l'évolution de module de cisaillement 'G' en fonction de sa déformation (γ) en utilisant la formule de Fahey et Carter (1993). La procédure consiste à trouver les valeurs de f et g qui donnent le meilleur calage avec la courbe de Seed et Idriss des argiles (1970).

Nous présentons dans ce qui suit les résultats des courbes de calage obtenus, pour des valeurs de f et g égalent à : (f=86 ; g=0,62).

- Site de Bussy saint George: Argile de Bussy saint George (Pf= -5m).

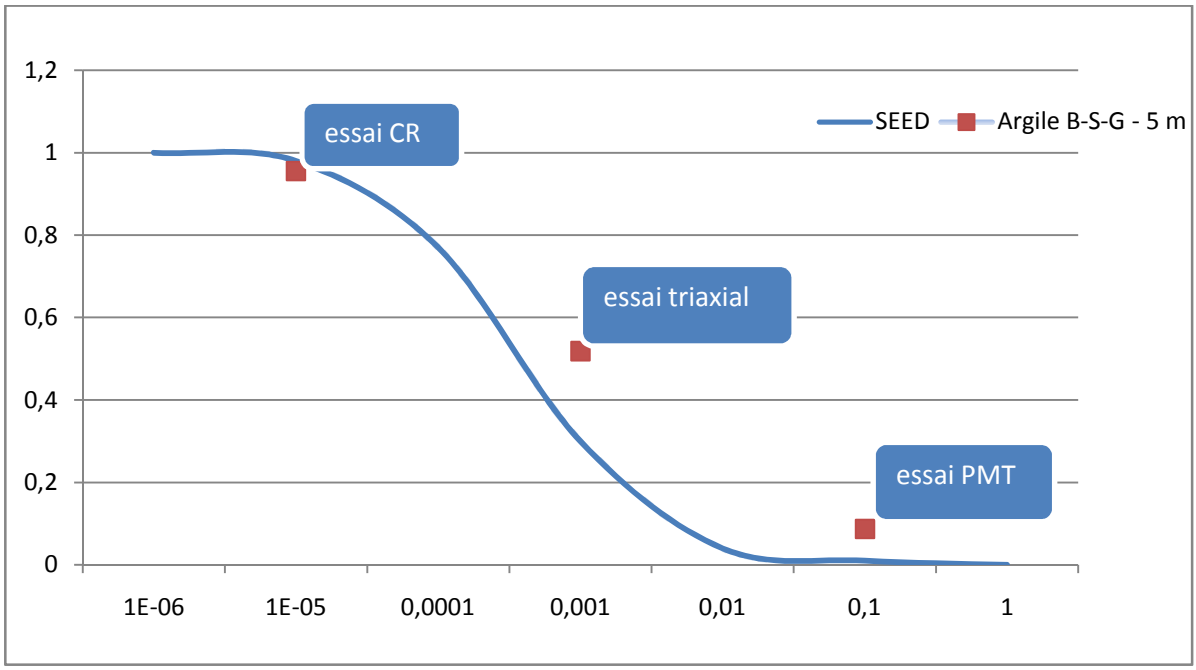


Figure III.3 Courbes de calage de l'argile du site B-S-G sur les fuseaux de Seed et Idriss (1970) pour les argiles.

- Site de Cubzac les-ponts : Argile de la zone vierge (P_f=-5 m).

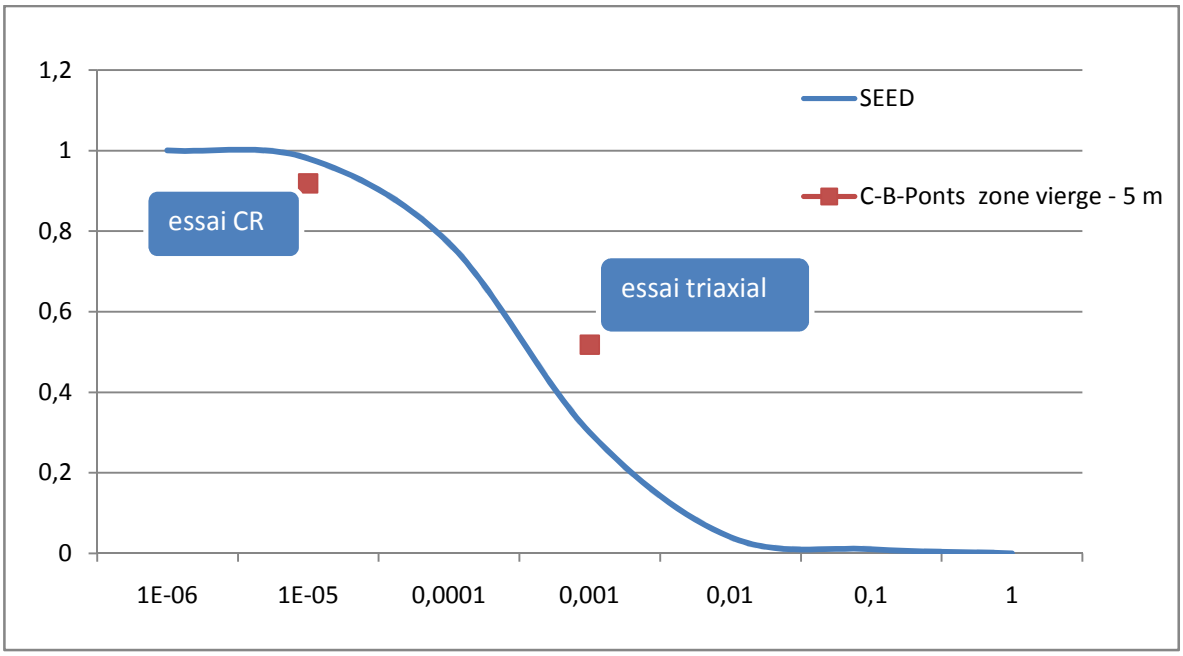


Figure III.4 Courbes de calage de l'argile du site C-B- Ponts (zone vierge à -5m) sur les fuseaux de Seed et Idriss (1970) pour les argiles.

- Site de Cubzac les-ponts : Argile de Remblai B (P_f= -3 m).

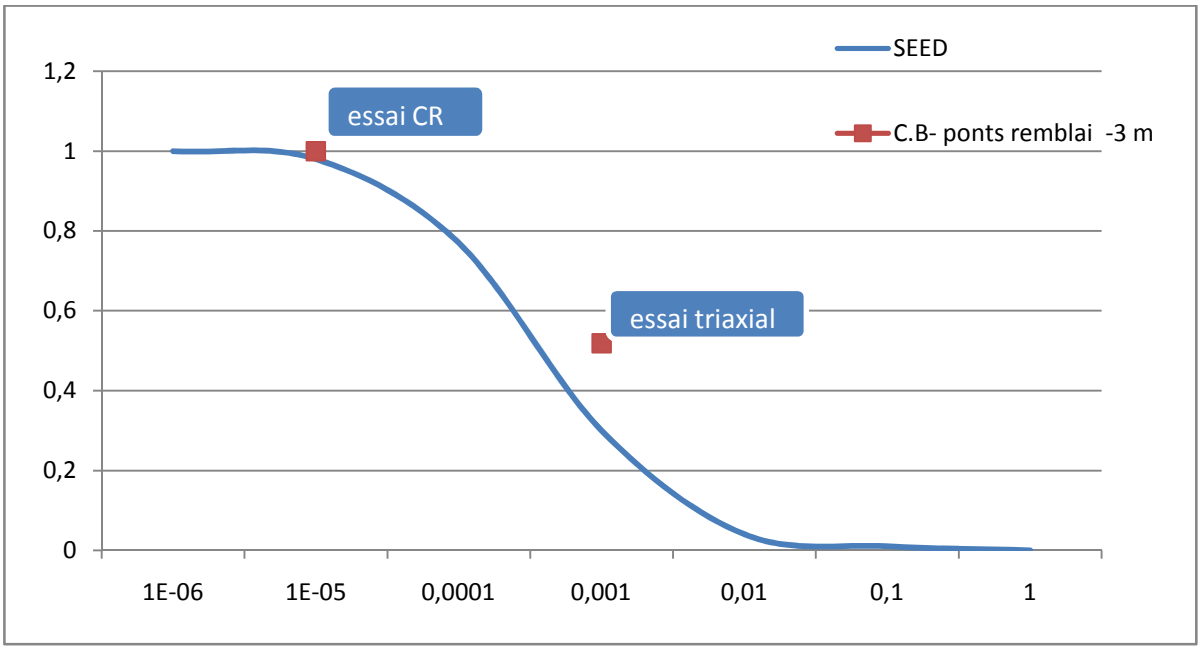


Figure III.5 Courbes de calage de l'argile du site C-B- Ponts (Remblai B à -3m) sur les fuseaux de Seed et Idriss (1970) pour les argiles.

- Site de Cubzac les-ponts : Argile de Remblai B (P_f= - 4 m).

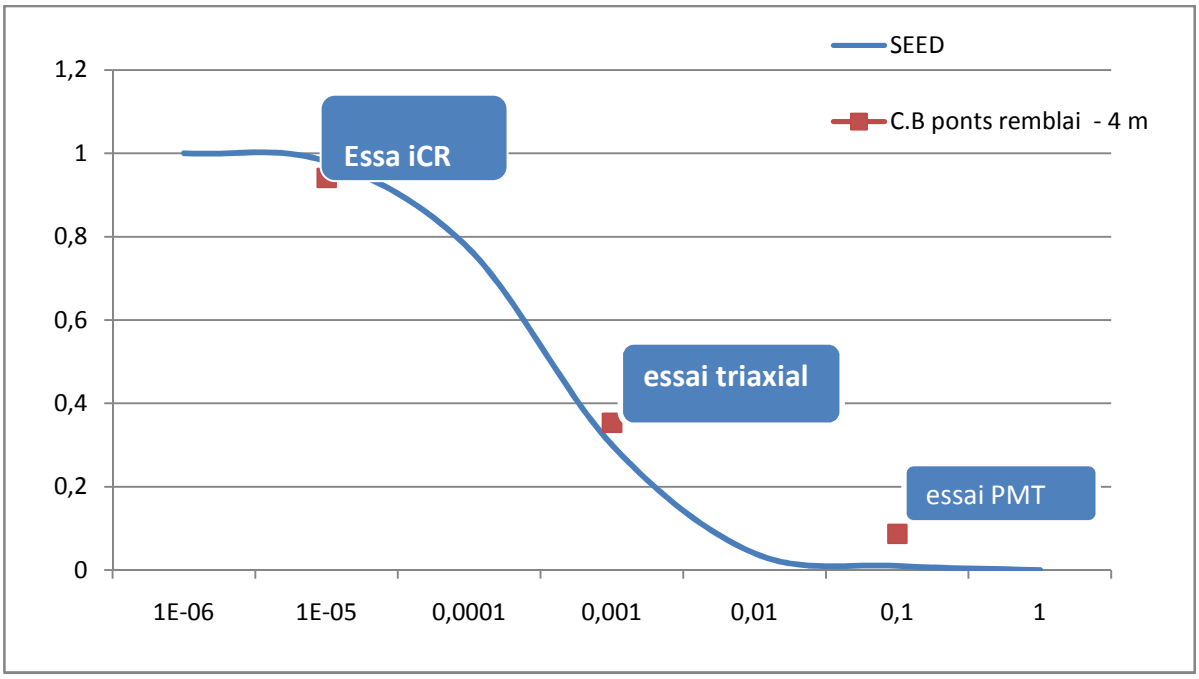


Figure III.6 Courbes de calage de l'argile du site C-B- Ponts (Remblai B, Pf= -4m) sur les fuseaux de Seed et Idriss (1970) pour les argiles.

- Site de Bejaïa : Argile de (P_f= - 5m),(projet de Silo de sucre blanc de 8000t).

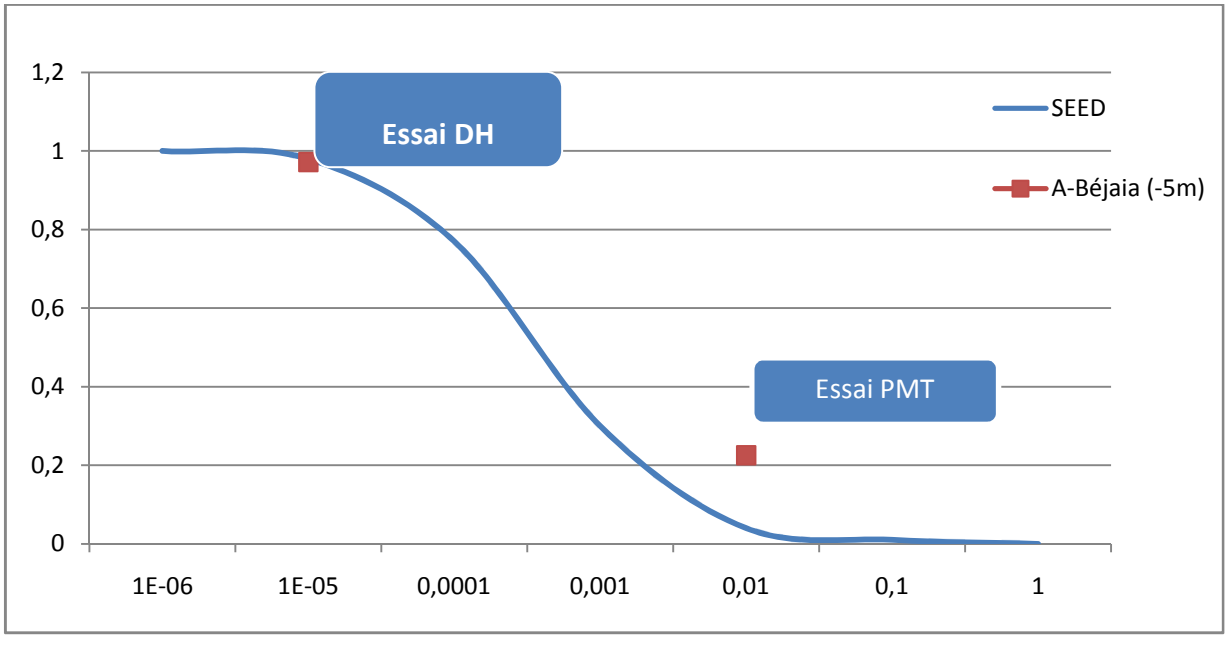


Figure III.7 Courbes de calage de l'argile du site de Bejaïa (Pf=- 5m) sur les fuseaux de Seed et Idriss (1970) pour les argiles.

- Site de Bejaïa : Argile de (P_f= - 7m), (projet de Silo de sucre blanc de 8000t).

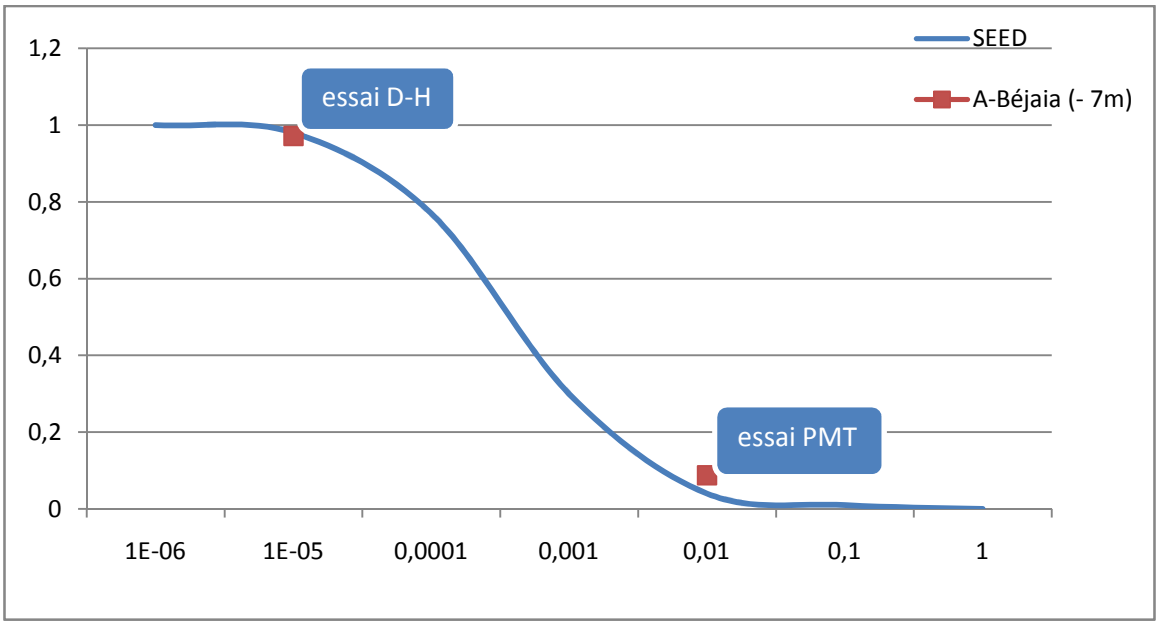


Figure III.8 Courbes de calage de l'argile du site de Bejaïa (Pf =- 7m) sur les fuseaux de Seed et Idriss (1970) pour les argiles.

III.3.1.1.1**Interprétation :**

Pour des valeurs de f et g (f=86 et de g=0,62) différentes de celles obtenus dans le cas de site de Merville (figure III.2), on remarque que les résultats des sols choisis obtenus par les essais (géophysiques, triaxiaux et les essais pressiométriques) de petites déformations, moyenne, aux grandes déformations sont proches à la courbe de Seed et Idriss surtout celles obtenus par les essais géophysiques (Down et Cross Hole) dans la gamme de petites déformations. Une exception a été observée dans le cas de l'argile de Bejaïa prélevé à la profondeur supérieur à (-5) mètre où les résultats données dans la gamme de grandes déformations sont loin de la courbe de Seed et Idriss, et aussi dans le cas de l'argile de Cubzac-les ponts prélevé à(-3) mètre de profondeur sous le remblai B, à (-5) mètre de profondeur dans la zone vierge, et à (-5) mètre de profondeur de l'argile de Bussy-Saint-Georges où les résultats donnés dans la gamme de moyenne déformation sont aussi loin de la courbe de Seed et Idriss (1970).

III.3.2 Utilisation du logiciel Plaxis.

Le code en éléments finis PLAXIS comprend des lois de comportement à différents niveaux de complexité depuis l'élasticité linéaire jusqu'à un modèle permettant de tenir

compte de la raideur du sol sous très petites déformations, dont on cite le modèle de Hardeningsoilsmall (HS.Small).

Le modèle Hardeningsoilsmall (HS-Small) est dérivé du modèle «Hardeningsoil », auquel le comportement hystérétique (non-linéaire) du module de cisaillement a été ajouté. Ce modèle a été crée afin de modéliser le comportement hyperbolique d'un matériau et tracer la courbe de l'évolution de module de cisaillement (G/G_{max}) en fonction de la distorsion en introduisant deux paramètres supplémentaires qui sont :

- Go : le module de cisaillement en petites déformations égale à : $G=\rho.Vs^2$
- $\gamma_{0,7}$: Le niveau de déformation où le module de cisaillement est réduit à 70% de sa valeur initiale, [Figure III.9].

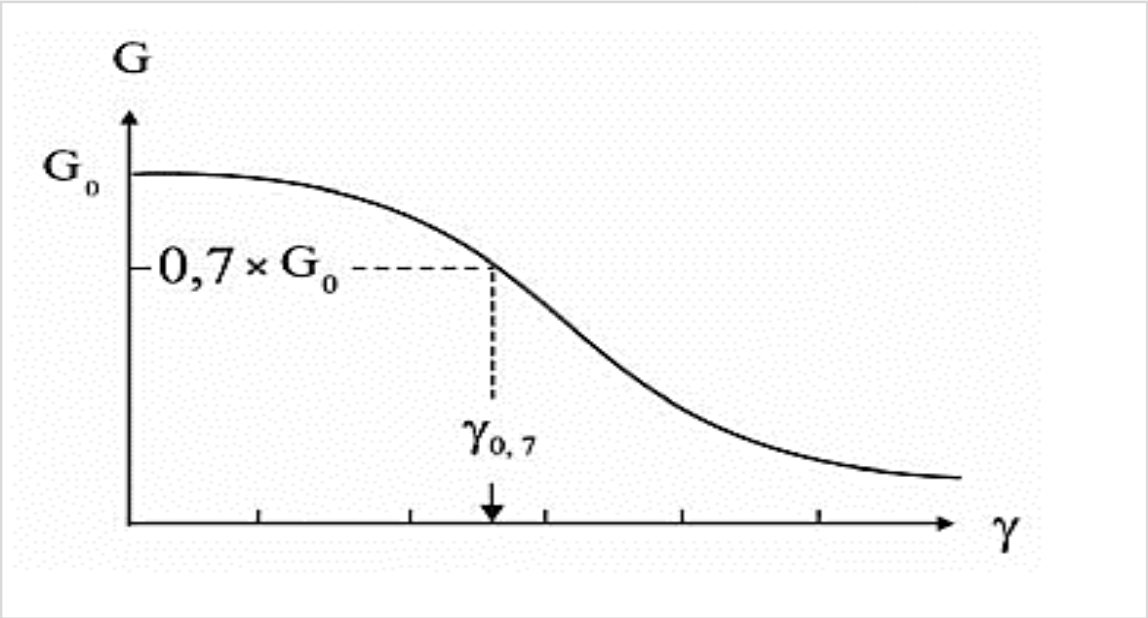


Figure III.9 Définition des paramètres en faibles déformationsG_0et $\gamma_{0,7}$ de modèle Hardeningsoilsmall(Benz, 2007)

Les autres paramètres de déformation du modèle « HardeningSoil Small » sont ceux utilisés dans le modèle « HardeningSoil », ils sont présentés dans la figure [III.1].

Pour cela, on a modélisé une tranche de sol avec Plaxis 3D en utilisant le modèle de HardeningSoil-Small (HSS), (figure III.10).

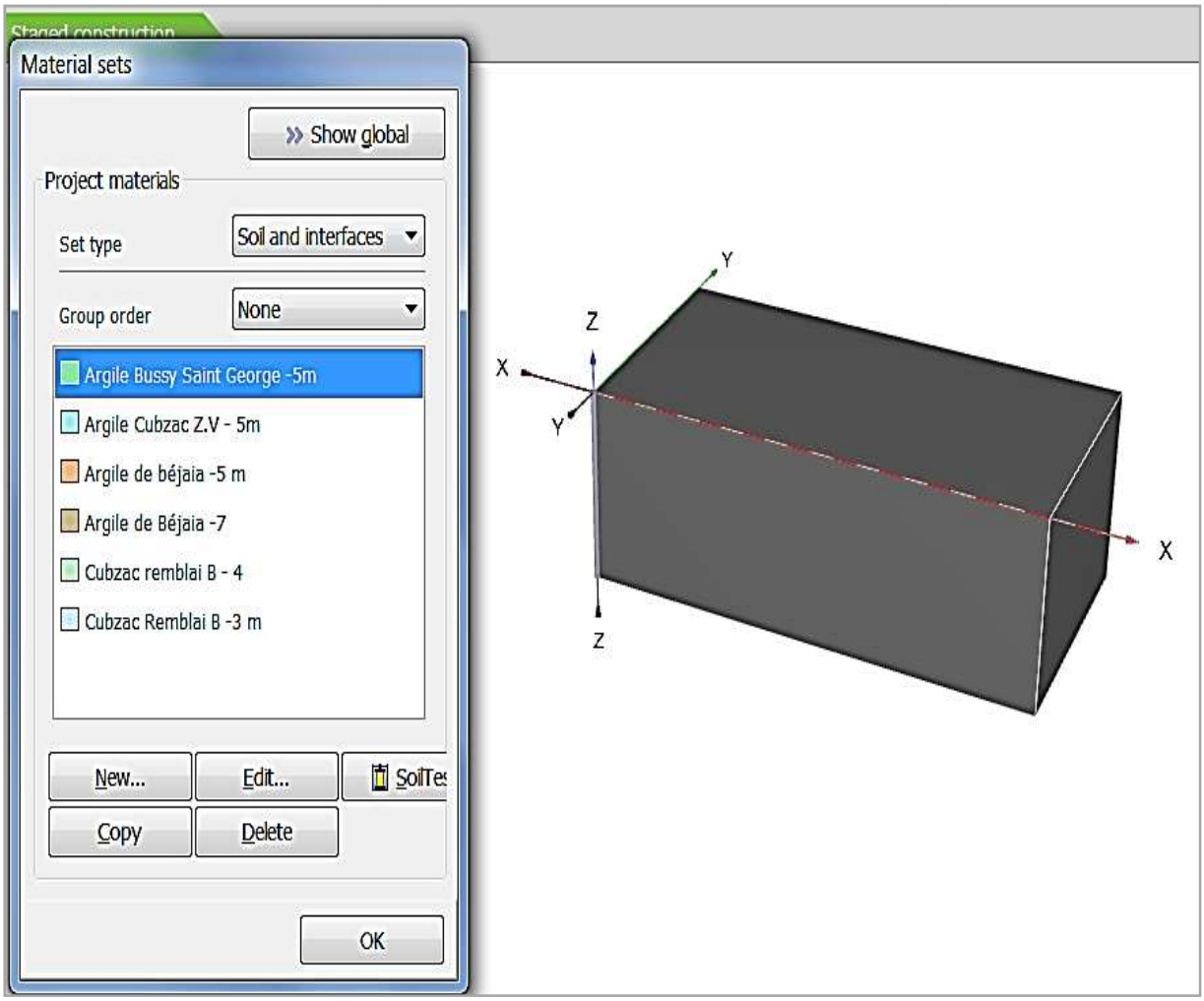


Figure III.10 : La couche de sol modélisé avec les différentes argiles utilisées.

III.3.2.1 Présentation des résultats obtenus parle logiciel de HardeningSoil Small (HS-Small).

Le logiciel Plaxis 3D est utilisé afin d'obtenir les courbes de dégradation de module de cisaillement en fonction de la déformation ($G=f(\gamma)$) numériquement en utilisant le modèle HardeningSoil Small (HS-Small), on a simulé une tranche de sol homogène en introduisant les paramètres donnés dans le tableau [III.1].

Paramètres	E_{oed}(KN/m²)	E_{50} (KN/m²)	E_{ur} (KN/m²)	G_0 (KN/m²)
Argiles				
Bussy-Saint-Georges (Pf=-5m)	4460	5586	1675	40000
Cubzac les ponts, (zone vierge (-5 m)	3970	4962,5	14887,5	18000
Cubzac les ponts (Remblai B à -3 m)	3200	4000	12000	36000
Cubzac les ponts (Remblai B à -4 m)	2000	2500	7500	24000
Argile de Béjaia (Pf=-5m)	4270,7	5338	16015	498470
Argile de Béjaia à -7m	3701	4626,7	13880	498470

Tableau III.1 : Les valeurs des différents paramètres des argiles choisies utilisés dans le modèle HS-Small

III.3.2.1 Présentation des résultats obtenus obtenus par le logiciel de HardeningSoil Small (HS-Small).

Les résultats obtenus sont présentés ci-dessous :

- Site de Bussy-Saint-George: Argile de Bussy saint George (P_f=-5m).

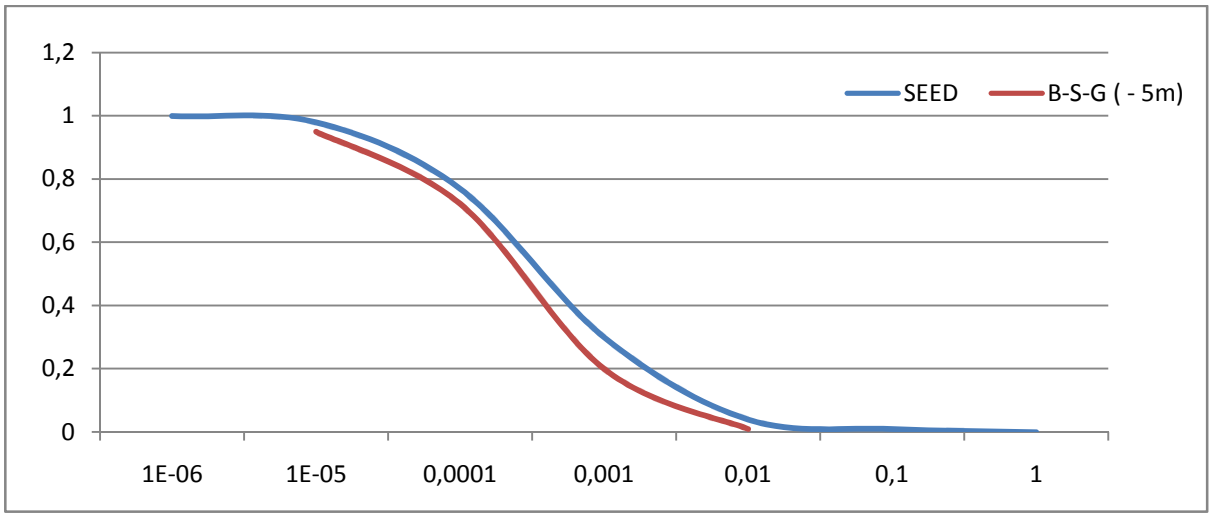


Figure III.11 Courbe obtenue par le modèle Hardeningsoilsmall (HS-Small) de l'argile du site Bussy-Saint-Georges à Pf= -5m comparé à celle de Seed et idriss (1970)des argiles.

- Site de Cubzac les-ponts : Argile de Remblai B (P_f= -3 m).

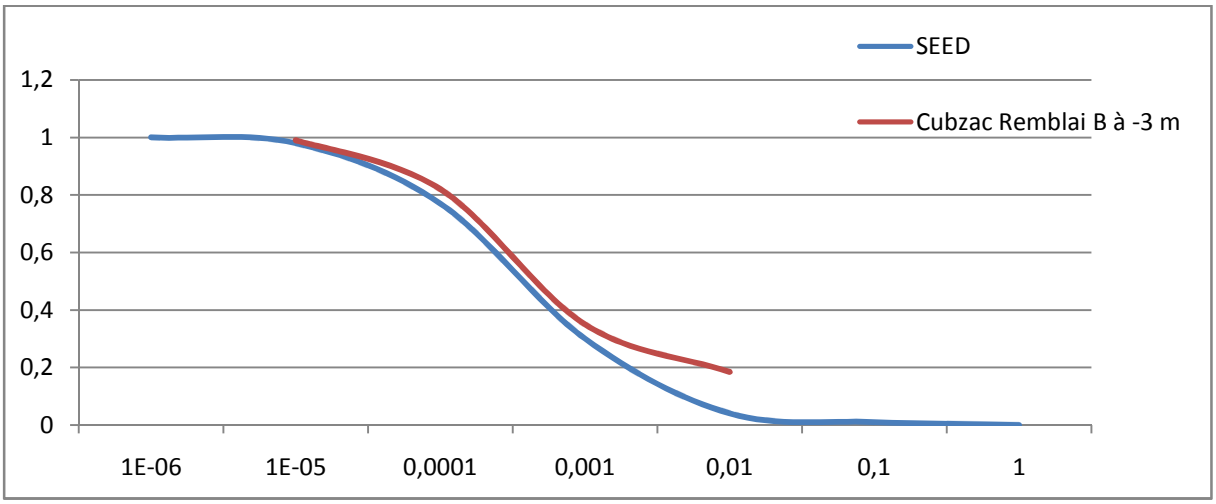


Figure III.12 Courbe obtenue par le modèle Hardeningsoilsmall (HS-Small) de l'argile du Cubzac les ponts (Pf=-3) comparé à celle de Seed et idriss (1970) des argiles.

- Site de Cubzac les-ponts : Argile de Remblai B (P_f= - 4 m).

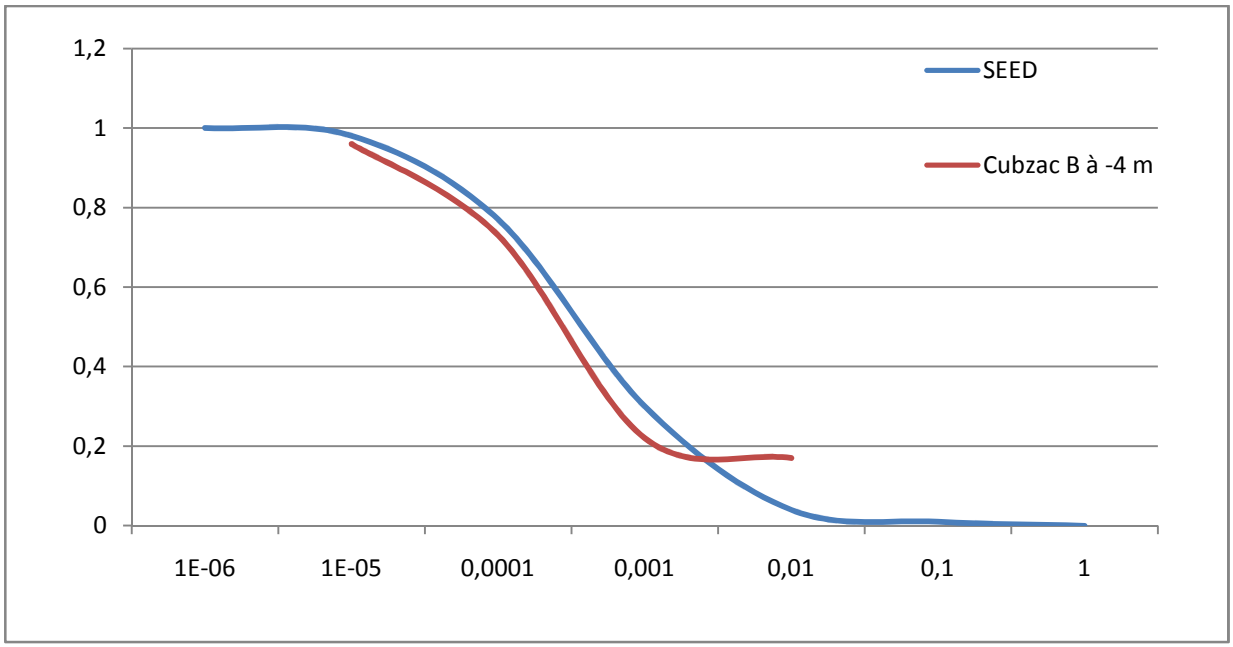


Figure III.13 Courbe obtenue par le modèle Hardeningsoilsmall (HS-Small) de l'argile du Cubzac les ponts à Pf=-4 comparé à celle de Seed et idriss (1970) des argiles.

- Site de Cubzac les-ponts : Argile de la zone vierge (P_f=-5 m).

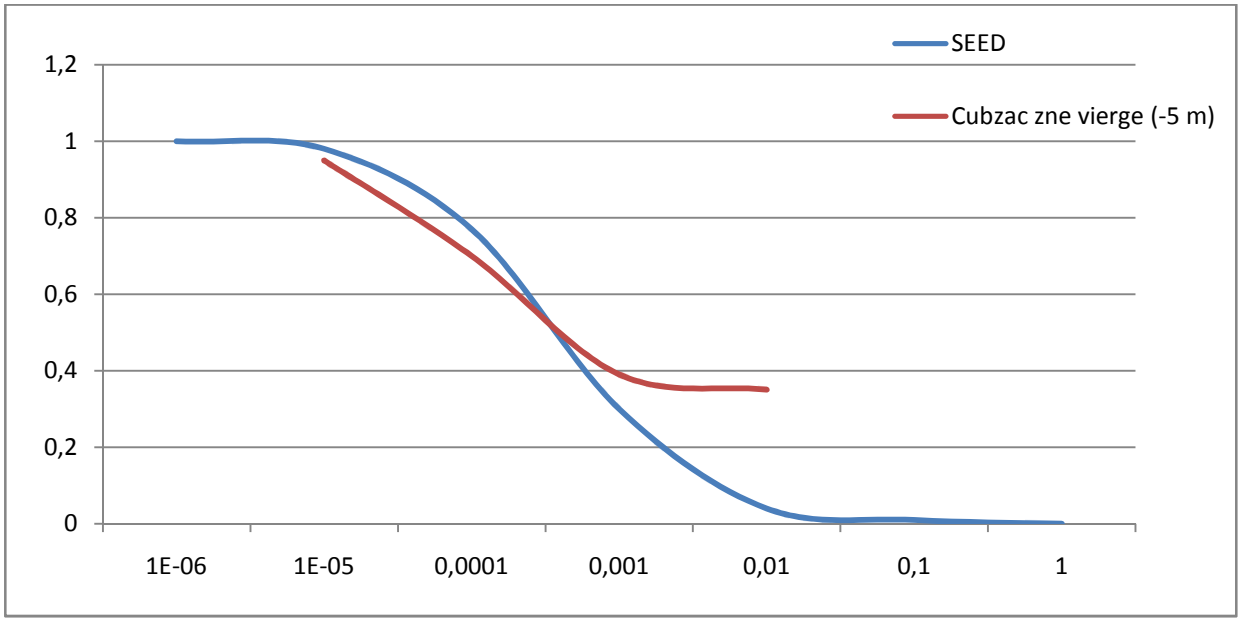


Figure III.14 Courbe obtenue par le modèle Hardeningsoilsmall (HS-Small) de l'argile du cubzac les ponts (zone vierge à Pf=-5 m) comparé à celle de Seed et idriss (1970) des argiles.

- Site de béjaïa : Argile de (P_f= - 5m), (projet de Silo de sucre blanc de 8000t)

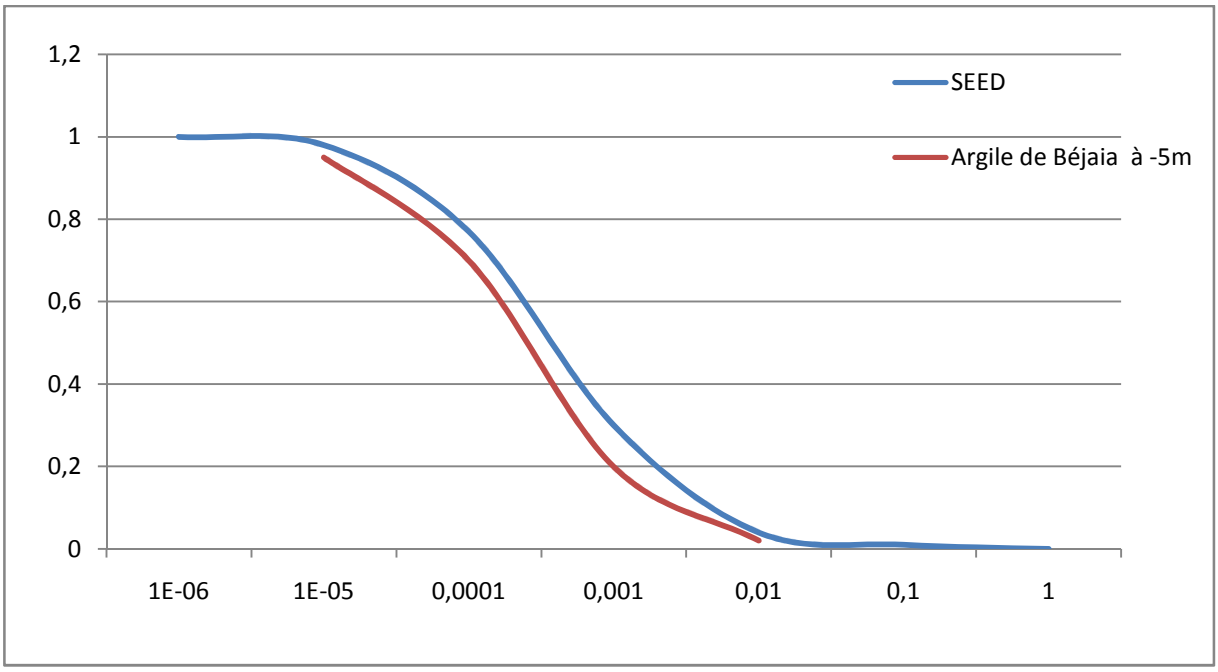


Figure III.15 Courbe obtenue par le modèle Hardeningsoilsmall (HS-Small) de l'argile du Bejaia à Pf=-5 comparé à celle de Seed et idriss (1970) des argiles.

- Site de Bejaïa : Argile de (P_f= - 7m), (projet de Silo de sucre blanc de 8000t).

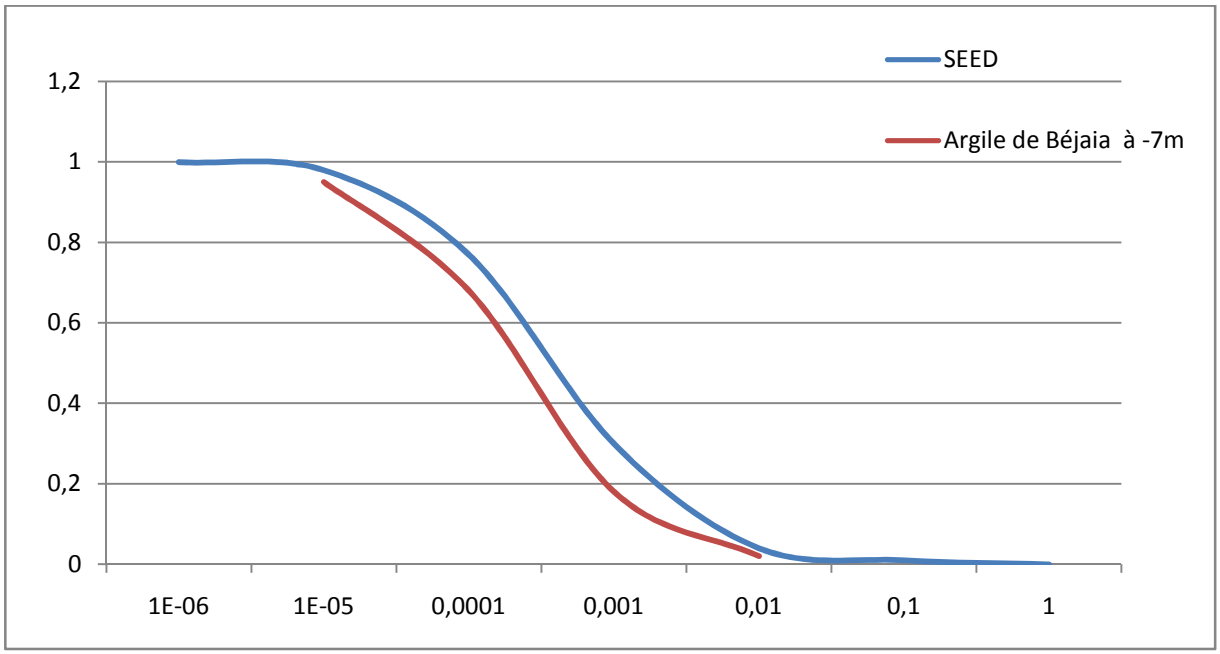


Figure III.16 Courbe obtenue par le modèle Hardeningsoilsmall (HS-Small) de l'argile du Bejaia à Pf<-7 m comparé à celle de Seed et idriss (1970) des argiles.

III.3.2.1.1Interprétation :

Les courbes obtenues en utilisant le modèle HardeningSoilsmall, montrent parfois un bon calage et parois un mauvais calage des résultats avec la courbe de Seed et Idriss. Dans le cas de argile de Bussy saint george (Pf=-5) la courbe résultante se cale bien à celle de Seed et Idriss, comme *pour l'argile du* Cubzac les ponts à Pf=-3m et l'argile du Cubzac les ponts à Pf=-4m. On remarque que les résultats obtenus dans les cas des argiles [argile (-5m), argile (-7m)] du site de de Béjaia sont loin de la courbe de Seed et Idriss, tout comme dans le cas de l'argile du site Cubzac prélevé de la zone vierge à (Pf=-5m).

III.4 Comparaison des résultats :

Pour faire une comparaison entre les résultats tracés par les deux modèles (Fahey-Carter) et (HardeningSoil Small), on a calés les courbes obtenues sur un même graphique ainsi que la courbe type de Seed , (Figure III.17, figure III.18, figure III.19, figure III.20, figure III.21, figure III.22).

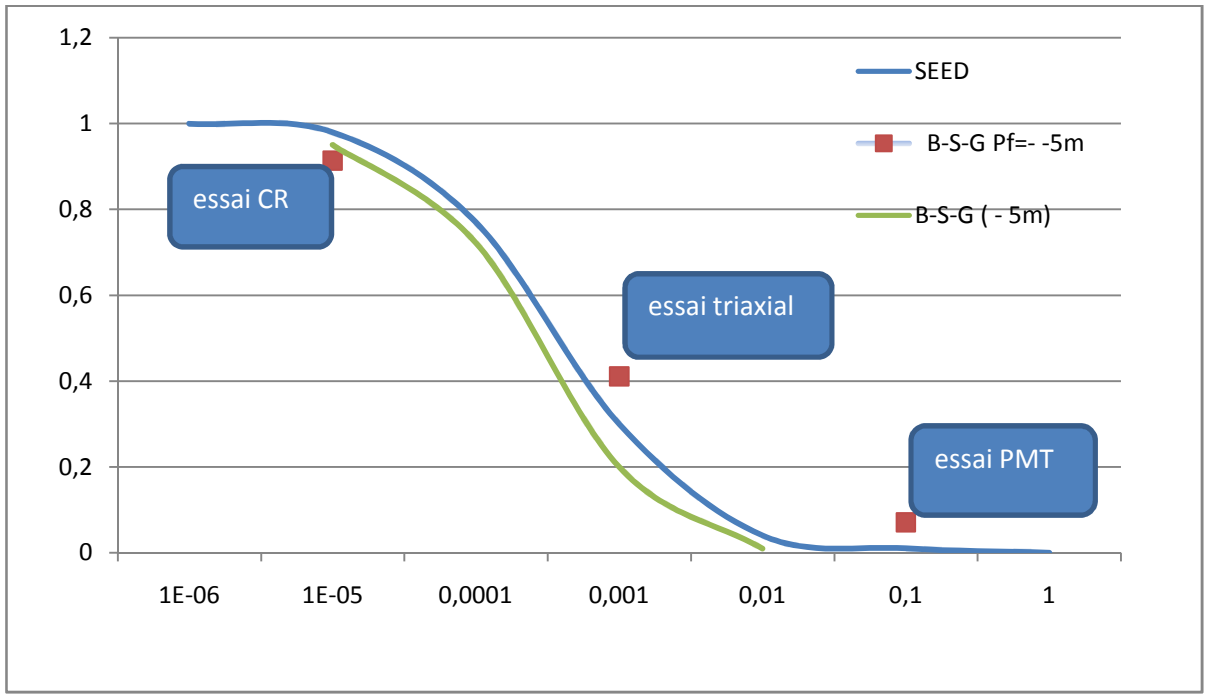


Figure III.17 Courbe de dégradation du module du cisaillement (G/Go) de l'argile de site de Bussy Saint George (pf=-5 m)

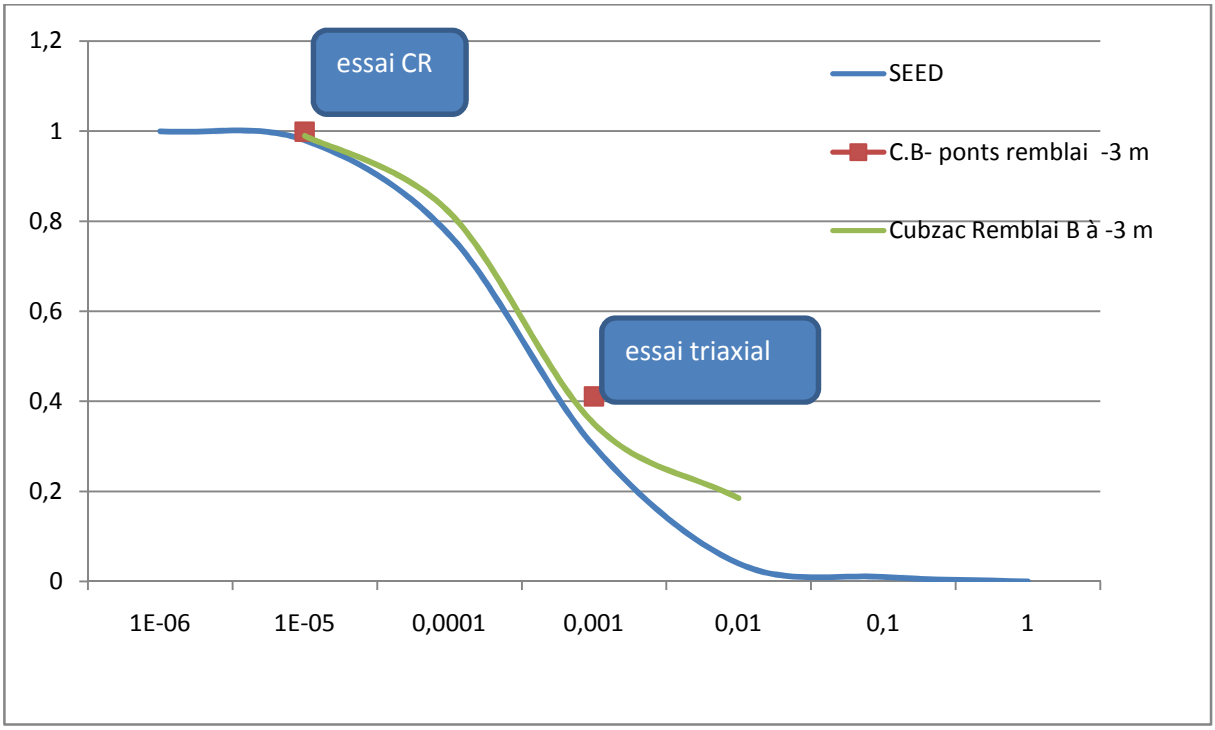


Figure III.18 Courbe de dégradation du module du cisaillement (G/Go) de l'argile de Cubzac-les-ponts à (Pf=-3 m)

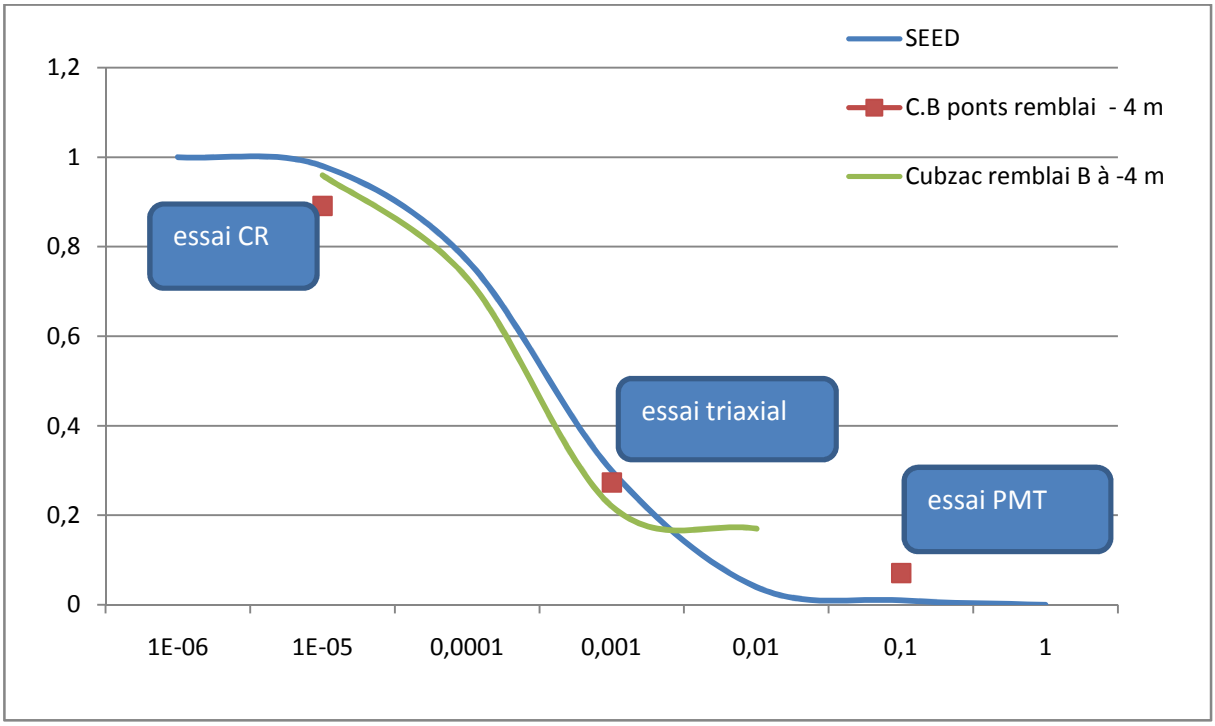


Figure III.19 Courbe de dégradation du module du cisaillement (G/Go) de l'argile de Cubzac-les-ponts à (Pf=-4 m)

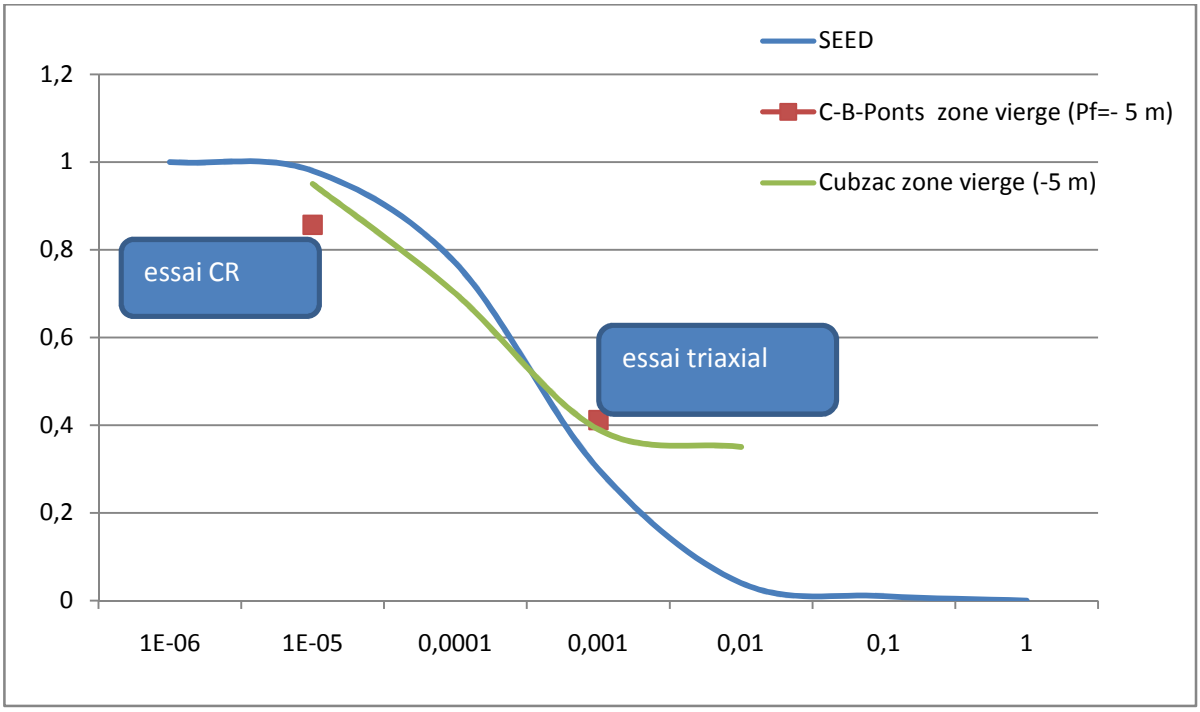


Figure III.20 Courbe de dégradation du module du cisaillement (G/Go) de l'argile de Cubzac-les-ponts prélevé de la zone vierge à (Pf=-5 m)

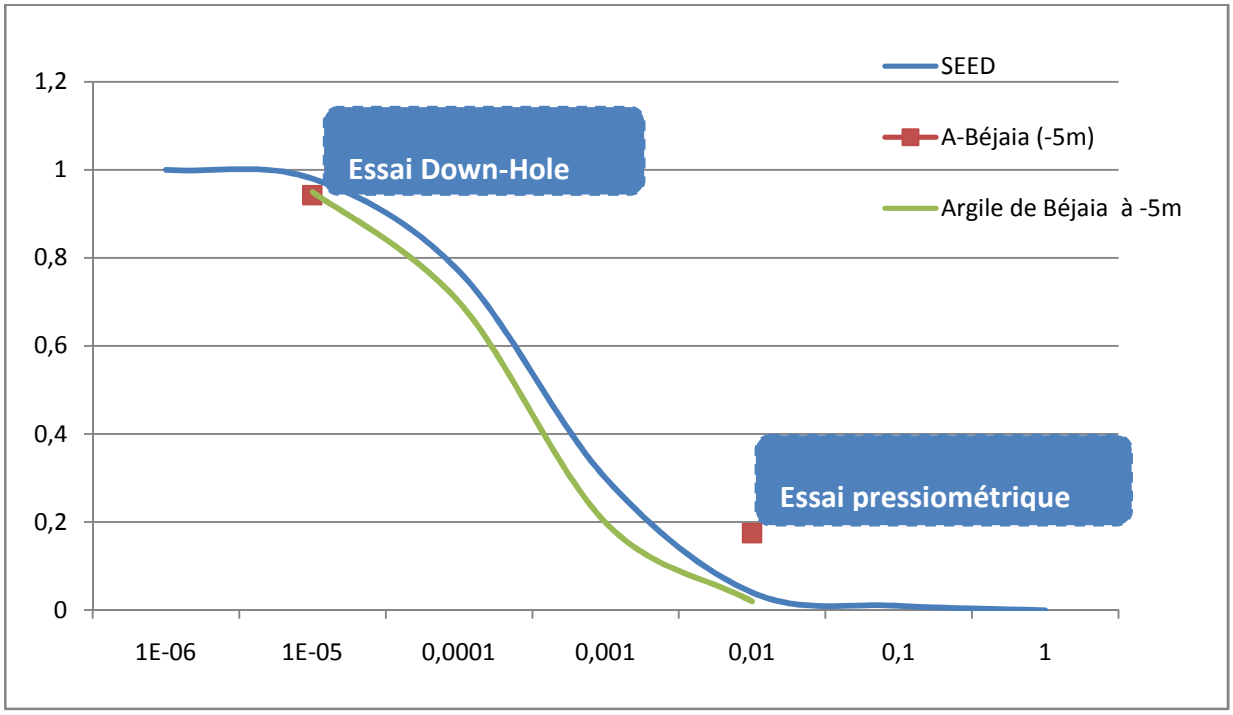


Figure III.21 Courbe de dégradation du module du cisaillement (G/Go) de l'argile de Bejaïa prélevé à (Pf=-5m)

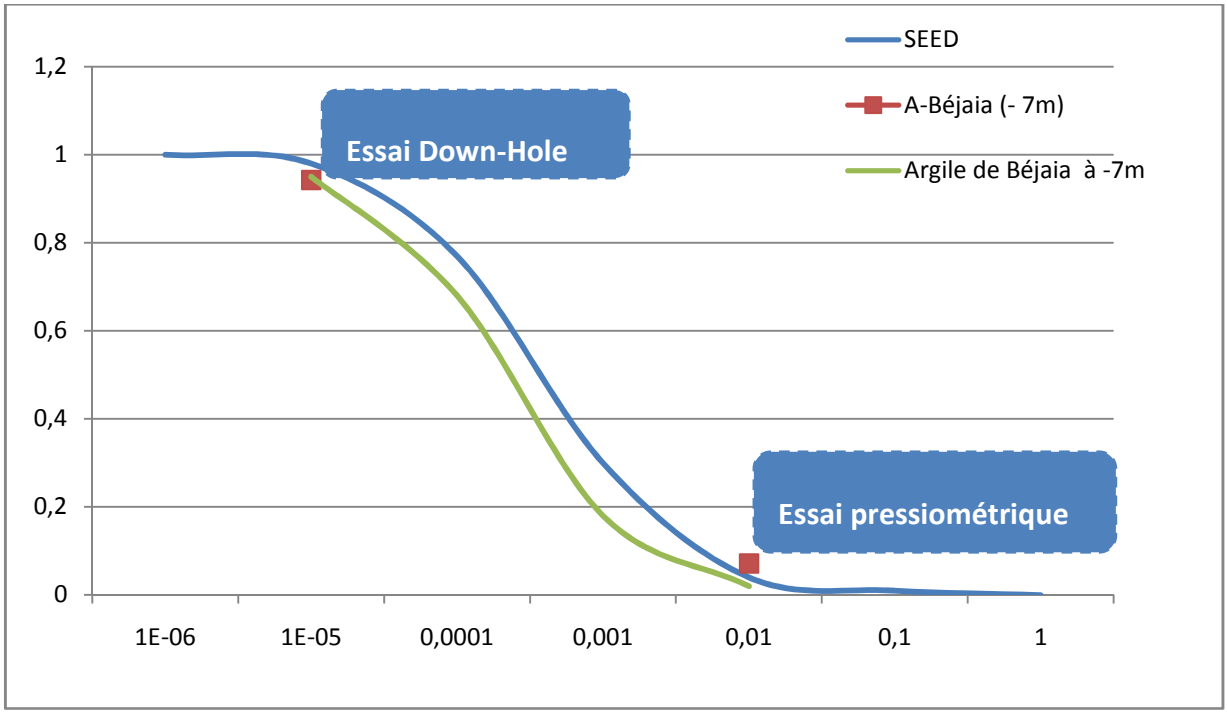


Figure III.22 Courbe de dégradation du module du cisaillement (G/Go) de l'argile de Bejaïa à (Pf=-7m)

D'après les résultats obtenus par les deux modèles de comportements (Fahey – Carter – Hardin et Drenivich), on remarque que les courbes données par le modèle de Hardeningsoilsmallsontt bien proches à la courbe de Seed et idriss (1970) des argiles, par rapport aux courbes donnée s par le modèle de Fahey et carter.

Le modèle de Hardeningsoilsmall (HS-Small) àdonné des résultats qui se situent sous la courbe de Seed et idriss (1970) des argiles dans la plupart des cas des argiles choisis par rapport aux résultats donnés par le modèle de Fahey et carter (f=86,g=0,62), une exception à était observée dans le cas de l'argile de Cubzac les-ponts prélevé à -3metre de la profondeur, ou les deux modèles utilisés (modèle de Fahey-Carter et le modèle de Hardin et Drenivich) ont donnés des résultats qui situent au dessus de la courbe de Seed et Idriss (1970) des argiles, et ainsi dans le cas de l'argile prélevé dans la zone vierge à - 5 m de la profondeur dans les résultats donnés par les essais triaxiaux.

Conclusion

Deux modèles définissent la réduction de module ‘G’ en fonction de la déformation ‘γ’, ont été utilisés sur des argiles différents. Il s’agit du modèle de Fahey-Carter et de Hardin et Drenivich.

Le premier modèle a permis de déterminer ces courbes en se basant sur les résultats d’essais et le meilleur calage a été trouvé pour des valeurs de f et g (f=86, g=0,63) qui sont différentes de celles trouvées par Canépa, ce qui implique l’exploitation de plus de résultats.

Le deuxième modèle à été utilisé numériquement avec Plaxis 3D en appliquant le modèle HSS. Les résultats montrent un bon calage de la courbe type de Seed sauf pour le cas des argiles de Bejaïa.

Conclusion générale

La résolution des problèmes de la déformabilité des sols sous les différentes charges appliquées impliquent la détermination des différents modules de déformation notamment le module de cisaillement des sols. L'évolution de module de cisaillement en fonction de la déformation était l'objet de ce mémoire.

Le premier chapitre et le deuxième chapitre ont été consacrés respectivement à la partie bibliographique des modules de déformation et aux différents essais permettant leur détermination de petites déformations aux grandes déformations. Le troisième chapitre est consacré à la partie numérique, plus précisément l'utilisation des modèles de comportements (modèle de Fahey et Carter (1993), modèle de Hardening Soil Small) dans la détermination de la courbe d'évolution de module de cisaillement en fonction de la déformation, de petites déformations aux grandes déformations.

L'étude bibliographique a montré que la courbe de dégradation de G en fonction de la déformation (γ) est influencée par plusieurs paramètres ces derniers sont liées soit à l'état naturel du sol, la compacité et à l'état initial des contraintes.

Cette étude a permis aussi de voir les différents essais permettant la détermination des modules de déformation où on a constaté que les essais sont divisés en trois groupes, selon l'intervalle de déformation.

Au premier groupe appartiennent les essais qui donnent le module G qui correspond aux petites déformations. Le deuxième et le troisième se sont les essais qui donnent 'G' correspondant aux moyennes et aux grandes déformations.

L'utilisation de la loi de dégradation de G de Fahey et Carter à montré la possibilité de déterminer une courbe évolution $G=f(\varepsilon)$ à partir des essais géophysiques et pressiométrique, mais cette méthode nécessite un grand nombre d'essais.

Une autre loi a été utilisé, c'est celle de Hardin et Drenivich qui est intégré le modèle HSS, les résultats obtenus montrent une allure proche de celle de Seed et Idriss ce qui permet de conclue que l'utilisation des deux lois nécessitent un grand nombre d'essais et plus d'exploitation pour pouvoir les utiliser dans tout les types de sol.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIE

1. **Phuong Thao Nguyen Pham.** (2008). Etudes en place et en laboratoire du comportement en petites déformations des sols argileux naturels, thèse de doctorat, école nationale des ponts et chaussées.
2. **YOUNES Ahmad**. (1999). Etude à l'appareil triaxial du comportement de déformations des sols, thèse de doctorat, école universitaire d'Ingénieurs de Lille.
3. **Filali Kamel**. (2018). Modélisation numérique de la réponse sismique d'un sol et évaluation des effets induits, thèse de doctorat, université de Skikda.
4. **Kastriot Çami.** (2017). Imagerie du module de cisaillement in situ du sol par méthodes d'ondes de surface et essais géotechniques caractérisation des petites aux grandes déformations, thèse de doctorat, université Paris-Est.
5. **Saci LiLa.** (2001). Etude de l'évolution des paramètres dynamiques des sols en fonction d'essais géotechniques, mémoire de magister, UMMTO.
6. **Hassan Ali.** (2010). Caractérisation amélioré des sols par l'essai de chargement de pointe au piézo-cône. Application au calcul des fondations profondes, thèse de doctorat, université Blaise Pascal - Clermont-Ferrand.
7. **Sophie Coquillay.** (2005). Prise en compte du la non linéarité du comportement des sols soumis à de petites déformations pour le calcul des ouvrages géotechniques, thèse de doctorat, école nationale des ponts et chaussées.
8. **HEJAZI Yousef.** (2010). Influence de la prise en compte des modules en petites déformations des sols sur la modélisation numérique d'ouvrages géotechniques, thèse de doctorat, école nationale des ponts et chaussées.
9. **Ali BOUAFIA.** (2010). Introduction à la dynamique des sols, Tome 1, principe de base.
10. **Vincent Robitaille, Denis Trembly**. (1997). Mécanique des sols, théorie et pratique.
11. **Claude Plumelle.** (2013). Théorie et pratique de la géotechnique.
12. **Melbouci Bachir.** (2009). Méthode de calcul de stabilité des fondations, des talus et d'ouvrages de soutènement.