Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du Génie de la Construction

Laboratoire Géomatériaux, Environnement et Aménagement

(L.G.E.A)

MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : Génie Civil

Option : Géotechnique et Environnement

Présenté par

Lila SACI

Thème

ETUDE DE L'EVOLUTION DES PARAMETRES DYNAMIQUES DES SOLS A PARTIR D'ESSAIS GEOPHYSIQUES

Devant le jury d'examen composé de :

M[r] MELBOUCI Bachir	Professeur à l'UMMTO	Président
M[r] BAHAR Ramdane	Professeur à l'UMMTO	Rapporteur
M[r] BOUAFIA Youcef	Professeur à l'UMMTO	Examinateur
M[r] AIT TAHAR Kamel	Professeur à l'UMMTO	Examinateur
M[lle] LOUADJ Samia	Maître de conférences à l'UMMTO	Examinatrice

Soutenu le 18 / 05 /2011

Table Des Matières

Introduction Générale

Les tremblements de terre ont un effet dévastateur sur les sols et les structures, et les conséquences sur les vies humaines sont souvent désastreuses. Le but de ce travail est d'apporter une contribution pour une meilleure compréhension du comportement des sols et des phénomènes liés aux tremblements de terre.

La modélisation numérique est un moyen incontournable pour les analyses poste sismiques. Elle constitue également un outil intéressant de simulation en vue de la prédiction de la réponse du sol à des mouvements sismiques futurs. La méthode viscoélastique linéaire équivalente, proposée par Seed au début des années 70, a été largement utilisée pour sa simplicité et la qualité des résultats fournis. Cette méthode présente toute fois des limitations importantes surtout lorsque le sol se caractérise par de fortes non linéarités ; le recours à des méthodes non linéaire élaborées devient alors nécessaire. Des modèles de comportement non linéaire très efficaces ont été développés, ils permettent de simuler de manière satisfaisante la majorité des phénomènes caractérisant le comportement des sols. Cependant leur utilisation dans la pratique reste limitée du fait de leur complexité et du nombre, parfois très élevé, des paramètres qu'ils nécessitent. Par ailleurs, des avancées considérables, associées à des moyens informatiques de plus en plus puissants, ont été réalisées en matière de méthodes de résolution numérique.

Ce mémoire est organisé en quatre chapitres précédés par une section ou sont précisées les notations et conventions adoptées.

Le premier chapitre est consacré à la présentation des différents aspects du comportement du sol ; après avoir passé en revue la sismicité en Algérie, une synthèse du comportement du sol sous différentes sollicitations qu'elles soient monotone ou cyclique, en condition drainée ou non drainée. Par la suite, une revue succincte des grandes familles des différents modèles de comportement existants dans la littérature est présentée. Enfin la définition et le mode opératoire des essais géophysiques effectués sur certains sites algériens sont mis en évidence.

Le deuxième chapitre présente le modèle retenu qui est le modèle de Ramberg-Osgood, un élastique non linéaire et son implémentation dans le logiciel en différences finies FLAC 2D, développé par ITASCA(2005). La méthode de calcul sous FLAC sera brièvement rappelée afin de situer les modes d'actions à disposition et justifier les choix effectués.

Le troisième chapitre présente les étapes de la simulation d'un essai de cisaillement sur une colonne de sol soumise à un chargement cyclique, mais avant cela, le calage des paramètres du modèle de Ramberg-Osgood est effectué. Vu le manque des résultats d'essais expérimentaux sur les sites étudiés, nous avons suivi un protocole de calage qui nous a permis d'obtenir ces paramètres. Donc le protocole de calage ainsi que les étapes de la simulation numérique font l'objet de ce troisième chapitre.

Le ***quatrième chapitre*** est consacré à une étude d'un nombre important de sites Algériens afin de déterminer les courbes de dégradation du module de cisaillement ainsi que l'évolution du coefficient d'amortissement en fonction de la distorsion. Le but de cette analyse est de pouvoir établir un fuseau de courbes pour évaluer les propriétés dynamiques de certains sites Algériens.

En fin le ***cinquième chapitre*** concerne l'étude de la colonne de sol soumise à une sollicitation sismique (séisme de Boumerdès 2003) en condition non drainée dans le but de voir la capacité du modèle de Ramberg-Osgood associé à une loi d'écrouissage volumique à simuler les phénomènes qui se développent aux cours d'une action sismique, en l'occurrence la liquéfaction des sables.

Chapitre 1

Etude Bibliographique

Avant de s'intéresser a la modélisation des sols, il est nécessaire de s'interroger sur leur comportements. Les expériences et observations nous en donnent une première description. C'est en analysant cette description que le modèle de comportement pourra ensuite être compris.

La première partie de ce chapitre traite du comportement expérimental des sols , et décrit rapidement les principaux phénomènes observés sous différents types de sollicitation. La seconde partie présente, en regard avec le comportement expérimental décrit, l'analyse qui en est proposée par différents modèles. La dernière partie décrit les essais géophysiques effectué sur plusieurs sites Algériens.

1.1. SEISME

1.1.1. Définition

Un séisme provient du cisaillement brutal d’une faille en profondeur. Ce déplacement est provoqué par la libération d’une grande accumulation d'énergie, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint. Il se traduit en surface par des mouvements brusques du sol qui peuvent présenter des amplitudes de plusieurs décimètres, de fortes accélérations et des durées variant de quelques secondes à quelques minutes.

On peut distinguer trois sortes de phénomènes communément appelés tremblements de terre ou séismes :

- le tremblement d'origine tectonique caractérisé par les coulissements horizontaux les unes par rapport aux autres des plaques le long des failles,
- le tremblement d'origine volcanique dû aux mouvements des magmas dans les chambres magmatiques des volcans,
- les secousses d'origine humaine par remplissage de retenues de barrages, injection ou exploitation de fluides dans le sous-sol, explosions dans les carrières...

Les séismes tectoniques sont les plus nombreux et les plus destructifs, ils font l’objet de notre étude.

1.1.2. Caractéristiques d’un séisme

Les caractéristiques principales d’un séisme, représentées dans la Figure 1.1 sont définies dans les paragraphes suivants.

1.1.2.1. Distance hypocentrale et épicentre

Foyer ou Hypocentre: on appelle hypocentre ou foyer le point intérieur du globe où se forme la rupture engendrant le séisme. L’épicentre est le lieu de la surface terrestre situé exactement à la verticale du foyer, où l'intensité du séisme est la plus importante.

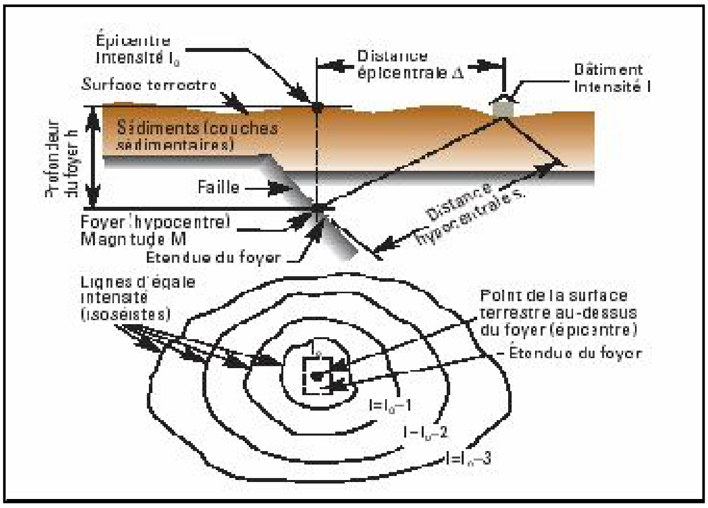


Figure 1.1: Définition des caractéristiques d'un séisme

1.1.2.2. Magnitude

La magnitude est une mesure déterminée à l'aide de sismographes et servant à quantifier la puissance d'un séisme. Conformément à la définition initiale fournie par le sismologue américain Charles Richter (échelle de Richter, développée en 1935), elle est une fonction de l'amplitude maximale du mouvement de terrain et de la distance entre le foyer et le lieu d'enregistrement.

En résumé, on peut dire que la magnitude est toujours une valeur fixe se référant à l'énergie des ondes sismiques rayonnée par le foyer et n'ayant pas de rapport univoque avec le sinistre, car, pour ce dernier, c'est aussi la distance des objets potentiellement touchés qui joue un rôle déterminant.

1.1.2.3. Intensité macrosismique

En l'absence de sismographes, d'autres informations sur les caractéristiques de la secousse peuvent être obtenues : elles servent à définir un degré d'intensité sismique, mesurée sur une échelle à plusieurs niveaux. Contrairement à la magnitude, l'intensité macrosismique est une mesure purement empirique pour quantifier la puissance ponctuelle d'un tremblement de terre qui, par définition, est liée au sinistre observé.

1.1.3. Risque sismique en Algérie

La partie nord de l'Algérie est située le long de la frontière de convergence des plaques africaine et eurasienne. Elle représente l'une des régions sismiques les plus actives de l'ouest de la méditerranée.

Plus de 800 événements sismiques de magnitude supérieure ou égale à 4, ont permis de dresser une carte de sismicité pour le nord de l'Algérie et les régions limitrophes pour la période 1790-2000. Cette carte fait ressortir le caractère hautement sismique des chaînes littorales de l'Algérie, et est assortie d'une représentation des solutions focales de vingt séismes les plus significatifs, associés à la période 1954-2000.

Parmi les séismes les plus destructeurs, nous pouvons citer celui d'Alger en 1716 d'intensité épicentrale Io de 10, celui d'Oran en 1790 avec Io =11, celui de Mascara en 1889 avec Io =9, et plus récent, en 1980 El-Asnam (M s =6.0), Tipaza en 1989 (M s =6.0), Mascara en 1994 (M s =6.0), Alger en 1996 (M s =5.7), Ain Timouchent en 1999 (M s =5.9), et le plus récent en 2003 de Boumerdes. Tous ces événements sont localisés sur l'Atlas Tellien (Figure 1.2).

L'analyse tectonique des bassins sismogènes des secteurs d'Alger, de l'Oranie et du Constantinois a permis de retrouver une histoire géodynamique caractérisée par trois événements néogènes importants, ayant conditionné l'activité sismique du nord de l'Algérie.

1.1.3.1. Éléments de discussion sur le risque sismique à Alger

Les études sismo-tectoniques et d'aléa sismique au nord de l'Algérie n'ont sérieusement commencé que suite au séisme d'El-Asnam en 1980 (Ambraseys, 1982 ; Meghraoui, 1988 ; Ambraseys et Vogt, 1988). Aujourd'hui les principales failles actives intra-plaques de l'Algérie du nord sont identifiées à terre (Louadj, 2008). Le danger vient aussi des failles actives en mer ; en effet, plusieurs séismes historiques et récents ont eu lieu en pleine mer. On peut citer : le séisme de Chenoua (M L =6.0) en 1989 dont la faille, d'après la localisation des répliques (Sébaï, 1997 ; Maouche, 2002), s'étendrait à plusieurs kilomètres en mer, le séisme d'Alger connu sous le nom de Ain-Bénian (M s =5.7)

En 1996 ou bien le dernier en date celui de Boumerdes (M w =6.8) en 2003. On trouve aussi dans les archives qu'un fort séisme s'est produit en 1365 au large d'Alger détruisant une grande partie de la ville et inondant les parties basses de la ville suite au tsunami qu'il aurait occasionné (Rothé, 1950). Ceci constitue une preuve de l'existence d'accidents sous-marins actifs. La première campagne en mer pour étudier la marge algérienne a été réalisée juste après le séisme de Boumerdes.

Parmi les failles actives identifiées dans l'algérois, la faille du Sahel revêt une très grande importance car elle se situe proche de la capitale du pays où demeurent plus de trois millions d'habitants. La faille du Sahel constitue la continuation vers l'est de la faille de Ménaceur (à l'ouest du Nador). On pense que c'est une faille de chevauchement qui est à l'origine du soulèvement de la région côtière, s'étendant de l'est du mont Chenoua entre Nador et Tipasa-ville (Figure. 1.2) jusqu'à la baie d'Alger (une distance d'environ 70 km).

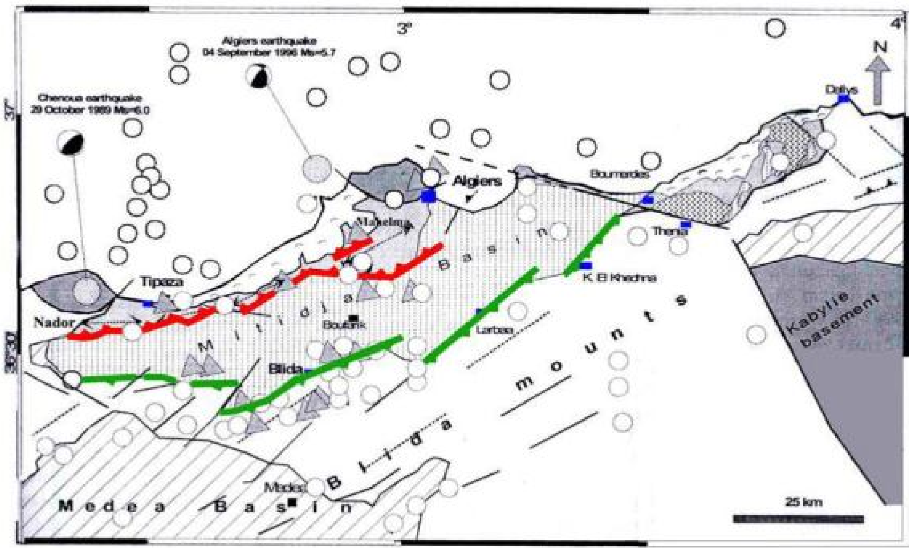


Figure 1.2. Les principales failles intra-plaque de l'Algérois : en rouge la faille du Sahel, en vert la faille sud de la Mitidja, cercle=sismicité, triangle=sismicité historique (Louadj S. 2008).

Concernant le système de faille associé à la partie sud de la structure du Sahel et le long de la partie nord de la plaine de la Mitidja, Glangeaud (1955) pense que la Mitidja est associée à un système de failles plutôt extensif (failles normales plongeant vers le bassin). Meghraoui (1988), qui a effectué plusieurs travaux sur le séisme d'El-Asnam, trouve que le pli-faille du Sahel et celui d'El-Asnam ont une signature sismo-tectonique identique.

L'autre faille de l'Algérois probablement active et très controversée, est la faille de Thénia. Boudiaf et al, (1998) se sont ainsi demandés si des changements "récents" dans le système de drainage proche de la faille de Thénia ne seraient pas liés à l'activité de celle-ci et donc à sa capacité de produire de violents séismes.

La faille de Thénia constituant la bordure NE du bassin de Mitidja s'étend des Issers au sud-est jusqu'à quelques kilomètres off-shore au nord du massif de Bouzaréah dans la direction nord-ouest. Sa partie sud-est est la mieux cartographiée avec une direction N120°E (Boudiaf et al, 1998). Le décalage des cours d'eau observé sur des images aériennes et satellites suggère un décrochement dextre le long de ce segment de faille (SE). Plusieurs épicentres de séismes historiques ont été localisés près de cette faille (Ambraseys et Voigt, 1988 ; Bennouar, 1994), mais ces analyses ne constituent pas une évidence claire de l'activité de cette dernière.

1.2. SYNTHESE DU COMPORTEMENT EXPERIMENTAL DU SOL

Le sol se comporte différemment suivant le chemin de chargement. Globalement, la déformation d'un sol se compose de deux parties : isotrope et déviatoire. Avant d'aborder le comportement cyclique des sols, il est nécessaire d'étudier leur réponse sous chargement monotone à l'aide des essais de laboratoire.

1.2.1. Comportement des sols sous sollicitation monotone

1.2.1.1. En condition drainée

La condition de drainage du sol assure la constance des pressions interstitielles et écarte ainsi tout risque de liquéfaction. Cependant, l'essai drainé reste intéressant car il permet d'appréhender le comportement du squelette granulaire en éliminant l'influence du fluide interstitiel. Malgré les conditions fixées de l'essai, le comportement du sol est encore fortement dépendant de plusieurs paramètres.

1.2.1.1.1. Mécanismes de déformation

Les mécanismes de déformation mis en jeu dans un essai dépendent directement de la valeur même de la sollicitation. En effet, le sol étant constitué d'un squelette granulaire, les déformations d'un échantillon peuvent provenir à la fois d'une déformation des grains et de leur réarrangement.

- Pour des déformations restant inférieures à 10^{-5}, aucun réarrangement irréversible ne se produit. Le comportement peut être considéré comme élastique quasiment linéaire.
- Pour des déformations plus importantes, il y a réarrangement des grains (rotations, glissements) selon le chargement. Si le chargement n'est pas purement isotrope et comprend une partie déviatoire, le réarrangement risque d'induire une anisotropie dans le matériau.
- A très fortes contraintes, la sollicitation est susceptible de conduire à la rupture des grains, et donc modifier profondément les caractéristiques du matériau.

1.2.1.1.2. Influence de l'état initiale

La structure d'un matériau granulaire peut être définie en partie par les différentes caractéristiques des grains : granulométrie, forme, angularité, propriétés mécaniques intrinsèques. Pour un même sable, d'autres propriétés permettent cependant de caractériser l'état initial.

- *Le caractère contractant ou dilatant*

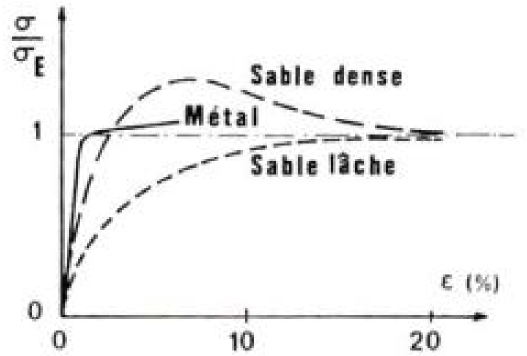


Figure 1.3. Courbe contrainte-déformation normalisée en contraintes, d'après Luong, 1980.

On différencie notamment le comportement des sables « lâches » ou « essentiellement contractants » du comportement des sables « denses » ou « dilatants ». Un sable a, en très petites déformations, qu'il soit contractant ou dilatant, un comportement que l'on peut qualifier d'élastique, quasiment linéaire. Pour des déformations plus grandes, la relation contraintes – déformations n'évolue plus de façon linéaire. Le comportement du sable essentiellement contractant se différencie alors de celui du sable dilatant : le sable contractant subit un réarrangement de ses grains qui va dans le sens d'une densification pour accepter les déformations imposées, tandis qu'un sable plus dilatant, après une phase plus ou moins longue de contractance, devra ensuite connaître une augmentation de volume (rupture de certains contacts granulaires) pour accepter de plus grandes déformations. La résistance du sable dense passe alors par un pic, puis par une phase de radoucissement (chute de la résistance), qui correspond à un ralentissement de la dilatance lié à de micro-effondrements du squelette granulaire. Pour des déformations très importantes, on tend dans les deux cas vers un état dans lequel le taux de création / destruction de chaînes de forces est nul, qui correspond au palier d'écoulement libre présenté sur la figure ci-dessus. Le caractère contractant ou dilatant d'un sable peut être lié à son état de densité, par rapport au confinement exercé.

- *La densité relative initiale*

Pour un sol donné, la mise en place et l'histoire de ce dernier permet au matériau de laisser plus ou moins d'espaces inter granulaires. En effet, un sol pourra voir ses grains fortement enchevêtrés les uns dans les autres offrant généralement des caractéristiques mécaniques de bonne qualité (il est alors appelé sable dense) ou au contraire, des grains n'offrant que peu de contacts les uns avec les autres et assurant une forte porosité (sable lâche). L'état du sol est alors caractérisé numériquement par un indice que l'on nomme densité relative et défini par :

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \tag{1.1}$$

Où :

e : Indice des vides défini comme étant le rapport entre volume de vide dans le sol et celui du matériau solide : $e = V_{vides} / V_{solide}$

$e_{\max}$: Valeur maximale de l'indice des vides atteignable pour le sol donné

$e_{\min}$: Valeur minimale de l'indice des vides atteignable pour le sol donné

Les caractéristiques mécaniques d'un sol pulvérulent dépendant de cette densité, le comportement d'un sol dense différera généralement de celui d'un sol lâche. Les Figure .4a et 1.4b montrent les différences structurales entre un sol lâche et un sol dense. Pour un sol lâche, une action isotrope ou déviatoire en contrainte va permettre au squelette de se ré-agencer pour combler les vides inter-granulaires. Son comportement sera donc essentiellement contractant. Dans le cas d'un sol dense, il est nécessaire de dissocier l'effet d'une action isotrope (qui se traduit par un caractère contractant) de celui d'une action déviatoire qui se caractérise par une contraction suivie par une dilatation (ou caractère dilatant) dû au réarrangement requis aux grains pour pouvoir se mouvoir les uns par rapport aux autres. Pour un sol dense, le moment où la variation volumique s'annule (lorsque le sol passe de la contractance à la dilatance) est appelé état caractéristique. Plus le sol est dense moins la phase contractante est étendue.

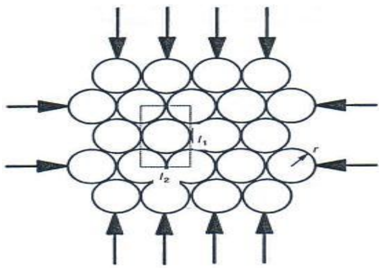


Figure 1.4 a: Structure granulaire d'un sol dense

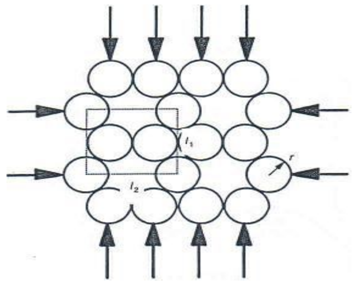


Figure 1.4 b : Structure granulaire d'un sol lâche

- *Contrainte effective moyenne isotrope*

La valeur de la contrainte de confinement a une forte influence sur le comportement du sable soumis à une sollicitation déviatoire (et en particulier pour un essai de cisaillement). Pour des sables de même densité relative initiale, un confinement plus fort amène de meilleures propriétés de résistance. En effet, plus la contrainte de confinement est grande, plus le frottement à vaincre pour les mettre en mouvement est important. Les effets de la densité relative initiale et de la contrainte de confinement sont couplés : un sable lâche sous faible confinement a un comportement qui ressemble à celui d'un sable plus dense sous fort confinement. L'état limite, pour lequel l'évolution des déformations se fait à contraintes et volume constant, sera appelé état critique.

1.2.1.1.3. Etat critique

L'état critique correspond à l'état à grandes déformations pour un sol. Il est atteint une fois la rupture instaurée et se caractérise, d'après Roscoe & al. (1958) par la constante du rapport de contraintes q/p' ainsi qu'une déformation à volume constant et donc à indice de vides constant. En revanche ce dernier sera d'autant plus faible que la contrainte effective moyenne isotrope sera importante.

1.2.1.1.4. Etat caractéristique

L'état caractéristique correspond au passage du caractère contractant au caractère dilatant lors d'une sollicitation déviatoire. Il correspond donc aussi à une variation volumique de l'échantillon nulle ($d\varepsilon/dt = 0$).

L'état caractéristique marque aussi une distinction entre essais en contrainte imposées et en déformation imposées. En effet alors que les déformations volumiques croient avec la contrainte, elles sont limitées par la dilatance de l'échantillon lorsque l'essai est contrôlé en déformation.

1.2.1.1.5. Anisotropie induite

Au delà d'une déformation purement élastique, le réarrangement entre les grains peut induire une augmentation de la résistance suivant certaines directions mais aussi la réduire suivant d'autres.

En effet, les caractéristiques mécaniques du sol sont fortement liées à son état interne lui-même résultat des sollicitations passées. De ce fait, il est souvent nécessaire de prendre en compte l'histoire du matériau pour déterminer au mieux son comportement à venir suivant les différentes directions de sollicitation.

1.2.1.2. En condition non drainée

La condition de non drainage du sol n'a de signification que pour un sol saturé. En effet, dans ce cas, le matériau est constitué uniquement de grains solides et d'eau, chacun considéré comme incompressible. Ainsi, dans la pratique, un essai non drainé sera principalement caractérisé pour une variation de volume nulle. Il est possible d'appréhender les résultats de cet essai à partir d'une analyse qualitative de l'essai drainé. En effet, sous chargement déviatoire faible, le squelette va avoir tendance à se ré-arranger pour diminuer l'espace inter-granulaire. Cependant, dans le cas de l'essai non drainé, le fluide interstitiel ne pouvant pas accuser une variation de volume devrait être chassé par le squelette mais il sera retenu au sein du matériau par la condition de non drainage. L'eau du sol aura alors comme seule solution de monter en pression.

Dans le cas où le squelette présenterait un caractère dilatant, le processus inverse se déclencherait et conduirait à une chute de la pression interstitielle pouvant mener jusqu'à la cavitation dans les cas extrêmes.

1.2.1.2.1. Relation de Therzaghi

Pour l'interprétation des résultats d'essais non drainés, il est nécessaire d'introduire l'hypothèse de Therzaghi. Celle-ci consiste à dire qu'une contrainte appliquée à un sol saturé est reprise à la fois par le squelette granulaire et par le fluide interstitiel. Il en sort donc la relation

$$\sigma = \sigma' + uI \tag{1.2}$$

Où :

σ : Le tenseur des contraintes totales appliqué à l'échantillon de sol saturé

σ' : Le tenseur des contraintes effectives (contraintes reprises par le squelette granulaire)

u : La pression interstitielle (contrainte reprise par l'eau)

I : Le tenseur de Kronecker ou matrice identité

Il est alors important de remarquer que l'eau n'est capable de reprendre que des contraintes purement isotropes.

1.2.1.2.2. Les comportements types

La réaction d'un sol sous condition non drainée peut être associée à deux types de comportement principaux. La figure 1.5 donne un premier aperçu des chemins de réponse escomptés :

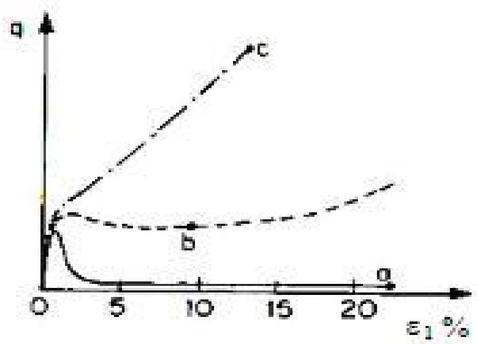


Figure 1.5: Comportements possible pour un sol sous condition non drainée

Dans le premier cas (a sur la Figure 1.5), le comportement du sol est à rapprocher de celui d'un sol lâche et/ou sous confinement important en drainé.

Sous sollicitation déviatoire, le squelette granulaire est alors contractant et le sol accuse une augmentation de la pression interstitielle qui se fait au détriment de la contrainte effective isotrope moyenne. La contrainte déviatoire, quant à elle augmente au fur et à mesure du chargement et marque un pic avant de diminuer à cause d'une contrainte effective moyenne isotrope qui devient insuffisante pour soutenir la structure sous un tel chargement. Un pic de contrainte peut alors être observé pour des déformations de l'ordre de 2 à 5 %. Passé ce pic, la contrainte déviatoire chute donc au même titre que la contrainte effective moyenne isotrope vers une valeur résiduelle. Cette valeur résiduelle semble liée directement à l'indice des vides du sol indépendamment de son confinement initial (dans la mesure où ce dernier reste assez important pour que le sol présente ce type de comportement). L'essai se réalisant à volume constant, le chemin suivi par le sol dans ce repère s'apparente donc à un segment horizontal allant de l'état initial à son intersection avec cette ligne appelée état stationnaire (steady state). Il est important de noter que ce comportement conduit à un ramollissement du sol et entraîne des déformations infinies lors d'un chargement trop important piloté en contraintes.

Dans le deuxième cas (c sur la Figure 1.5), plus proche de celui d'un sable dense et/ou sous confinement peu important en non drainé, le caractère dilatant l'emporte sur la phase de contractance avant que le pic ne soit décelable. La pression interstitielle chute alors et le fluide inter granulaire, en dépression, joue le rôle d'une 'ventouse' sur les différents composants du squelette et assure ainsi le durcissement du sol. La contrainte déviatoire peut alors augmenter en même temps que la contrainte effective moyenne isotrope. Dans le repère (q, p'), le confinement varie alors peu jusqu'à ce que le chemin n'atteigne l'état stationnaire. A partir de là, le chemin en contrainte suit cet état caractérisé par une droite dans ce repère et l'augmentation de la contrainte déviatoire encaissable n'est limitée que par l'arrêt du comportement dilatant du sol ou le phénomène de cavitation du fluide interstitiel qui fixe une valeur limite au confinement.

Un troisième comportement (b sur la Figure 1.5), qui peut être qualifié d'intermédiaire, est mis en évidence de manière régulière par certains auteurs. Dans ce cas de figure, le squelette granulaire commence alors à contracter de manière non négligeable jusqu'à présenter un pic en contrainte déviatoire. Ensuite la dilatation reprend le dessus et un durcissement du sol est observé. L'atteinte de l'état caractéristique correspondant au passage de la phase de contractance à la phase de dilatance est alors caractérisée par un coude dans le repère (q, p').

Ce coude correspond à un état temporaire de minimum de résistance du sol que Been (1991) nomme l'état quasi-stationnaire.

1.2.1.2.3. Le choix du comportement

Pour Alarcon-Guzman & al. (1988) la nature du comportement d'un sol saturé non drainé sous sollicitation monotone est définie à partir de son état initial. En effet, il est possible de délimiter dans le diagramme d'état les zones où le sol se ramollira, se durcira ou adoptera un comportement intermédiaire. La figure 1.6, montre ces trois zones ainsi que la ligne d'état stationnaire (ligne 'F') et la ligne 'S' séparant les sols qui s'écouleront à contrainte limitée de ceux qui pourront présenter une résistance au cisaillement et s'écouleront à déformation limitée.

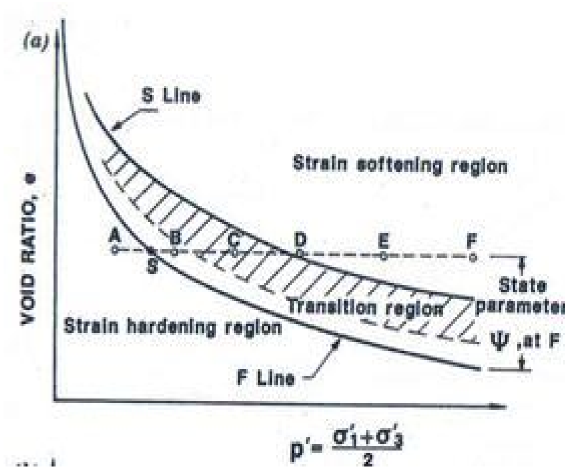


Figure 1.6 : *Comportement non drainé en fonction de l'état initial*

Les comportements présentés sont :

Essais A et B : durcissement

Essai C : intermédiaire

Essais D, E et F : ramollissement

1.2.1.2.4. Etat stationnaire et état critique

Il est ici nécessaire de rappeler la définition originelle de ces états.

- Etat stationnaire : Etat de déformation continue à volume constant, contrainte normale constante, contrainte tangentielle constante et vitesse constante.
- Etat critique : Etat dans lequel le sol continue à se déformer à contrainte constante et à indice des vide constant.

Ainsi, la différence primordiale entre les deux états semble résider dans la condition de vitesse de déformation constante dans l'état stationnaire qui n'est pas requise dans l'état critique. Pourtant, comme le souligne Been & al. , il est difficilement envisageable de penser que cette condition ait été vérifiée pour toutes les expérimentations menées sur des sols granulaires. La différence entre ces deux états se fait donc plutôt à partir de la condition de drainage du sol.

1.2.1.2.5. Liquéfaction statique

Le phénomène de perte de résistance au cisaillement suite à une génération importante de pression interstitielle, ou liquéfaction, est appelé liquéfaction statique lorsqu'il est produit par une sollicitation monotone.

Différentes définitions de la liquéfaction existent :

- état caractérisé par un écoulement permanent après perte de résistance ;
- perte totale de résistance causée par une génération de pressions interstitielles qui annulent la contrainte effective initiale : taux de liquéfaction $u/\sigma'_0 = 100\%$;
- état qui génère une double amplitude cyclique de déformation de cisaillement supérieure à 5% (liquéfaction cyclique).

La liquéfaction statique ne peut se produire que sur des sables relativement lâches dont le comportement est contractant, condition nécessaire pour avoir génération de pression interstitielle. La densité relative d'un sable, et sa contrainte de confinement, sont donc des facteurs importants.

1.2.1.2.6. Cas des sols fins

Pour un sol fin, il est possible de constater les mêmes phénomènes de densification en drainé qui conduisent à la génération des sur pressions interstitielles en non drainé. Il faut alors faire l'analogie entre le degré de sur-consolidation des argiles et la densité du sable dans la détermination des caractères contractants et dilatants. Cependant, il semble d'un point de vue général que les phénomènes de liquéfaction se développent moins rapidement dans les sols fins que dans les sables.

1.2.2. Comportement du sol sous sollicitation cyclique

Il est d'usage dans les calculs de réponse dynamique d'un profil de sol ou dans les problèmes d'interaction sol-structure de considérer que le mouvement sismique a pour origine une onde de cisaillement se propageant verticalement.

Le passage de l'onde de cisaillement se traduit par l'application sur les faces horizontales de l'élément de sol, et donc sur les faces verticales pour maintenir les conditions d'équilibre d'une contrainte de cisaillement $\tau(t)$.

Sous l'effet de cette contrainte l'échantillon subit une déformation de cisaillement simple qui pour un matériau a comportement élastique se traduirait par ne variation de volume nulle ; la déformation de cisaillement appelé distorsion est définit par :

$$\gamma = \frac{\Delta u}{\Delta h} \tag{1.3}$$

Pour un cycle fermé le comportement du sol est caractérisé par une boucle appelé ''*boucle d'hystérésis*'' dont la surface et l'inclinaison dépendent de l'amplitude de la déformation, au cours du cycle plus cette dernière est grande plus l'aire de la boucle est importante et plus celle-ci est inclinée sur l'horizontale (Pecker, 1984).

Les extrémités de la boucle correspondent à des cycles d'amplitudes différentes sont situées sur la courbe du premier chargement passant par l'origine, il est commode et classique de définir cette boucle à l'aide de deux paramètres :

Le module sécant ''Gs'': qui est la pente de la droite joignant les extrémités de la boucle.

Le coefficient d'amortissement ''D'' qui est la mesure de l'aire de la boucle, il caractérise l'énergie dissipée par le matériau lors d'un cycle.

1.2.2.1. En condition drainée

1.2.2.1.1. Non linéarité, hystérésis et amortissement

Si lors d'un chargement monotone, le sol est difficilement assimilable à un matériau ayant un comportement élastique linéaire, ceci est d'autant mis en évidence au cours de son déchargement. En effet, dans le repère (τ,γ), pour une déformation supérieure à 10^{-5} les courbes de charge et de décharge sont dissociées et forment des boucles d'hystérésis.

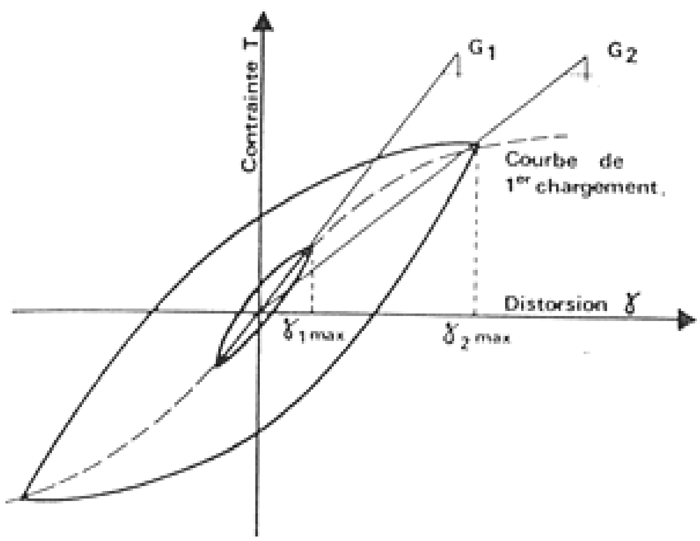


Figure 1.7 : Evolution du module de cisaillement et formation de boucles d'hystérésis (Pecker 1984)

Les boucles d'hystérésis créent ainsi un amortissement énergétique qui est calculé en fonction de la surface délimitée par les courbes (τ,γ). Il est intuitif que l'amortissement augmente avec l'amplitude de la sollicitation et de la réponse, cependant, les constatations expérimentales s'accordent à dire que l'amortissement sur un demi-cycle n'est jamais inférieur à 4% de l'énergie mécanique mobilisée au cours de ce demi-cycle et ce même en delà d'une déformation déviatoire de 10^{-5} où le comportement du sol peut quasiment être considéré comme élastique linéaire.

1.2.2.1.2 Evolution des déformations volumiques

Sous sollicitation cyclique, le sol subit un réarrangement granulaire. Ainsi, comme pour un chargement monotone, il présente un caractère contractant et/ou de dilatant, en fonction de sa densité relative initiale, de son confinement ou encore de sa position par rapport à l'état caractéristique. Ainsi le comportement d'un sable pourra être résumé par une première phase de densification plus ou moins longue suivie, éventuellement, d'une phase de dilatance. Sur la Figure 1.8 relatant les résultats d'un essai triaxial alterné, il est à constater que l'état caractéristique n'est pas à la même ordonnée en extension et en compression. Cependant, la condition de drainage assure une pression interstitielle constante et, par là même, contrainte effective moyenne isotrope constante au sol et donc l'état caractéristique peut être représenté par deux droites horizontales. Pour une sollicitation en cisaillement simple, le même genre de comportement est à constater.

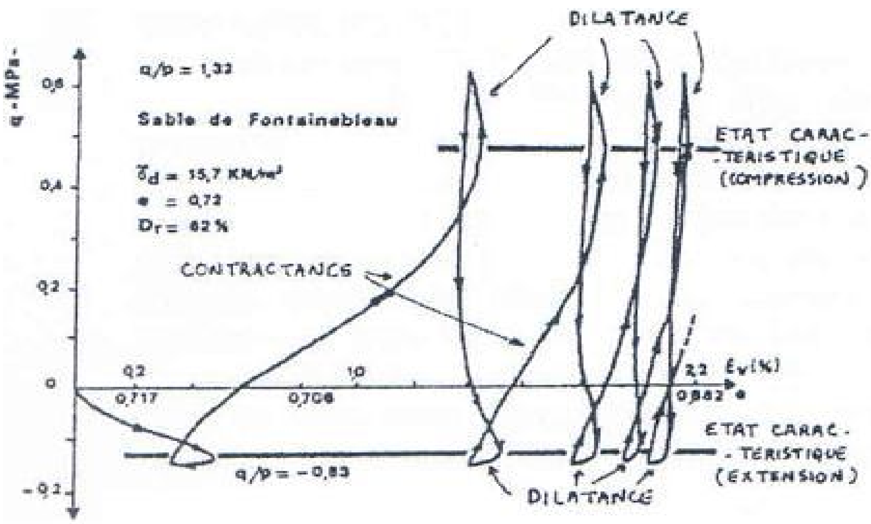


Figure 1.8 : Evolution de la déformation volumique au cours de la sollicitation

1.2.2.2. En condition non drainée

Les déformations volumiques mises en évidence pour les essais cycliques drainés vont se manifester par une augmentation des pressions interstitielles au sein du matériau. Mais la prise en compte de la diminution de la pression moyenne effective va aussi jouer un rôle en diminuant la résistance du sol.

1.2.2.2.1. Chemin type d'un essai non drainé mené à la mobilité cyclique

Les chemins d'évolution du matériau permettant la mise en évidence de la perte de résistance totale du sol par chute de la contrainte effective sont nombreux. Dans le détail, ils dépendent d'un grand nombre de paramètres, mais ils suivent globalement tous des schémas similaires.

Le premier graphique permettant de mettre en évidence le phénomène de mobilité cyclique est le tracé de l'évolution des pressions interstitielles. (Figure 1.9). L'exemple tiré de (Zeghal, 1994) permet de constater l'augmentation continue de u dans la phase initiale. Par la suite cette augmentation est ponctuée de diminution de plus en plus marquées du à la mobilisation de la dilatance du sol au franchissement de l'état caractéristique du sol à chaque demi cycle de sollicitation. De ce fait, durant cette phase, la résistance du sol est alternativement nulle et non nulle. On ne peut alors pas parler de liquéfaction définitive mais de mobilité cyclique. La quantification du phénomène de liquéfaction ne se fait plus alors sur le ratio entre l'augmentation des pressions interstitielles et le confinement initial, mais sur une déformation déviatoire qui dépasserait 5 % pic à pic.

Ensuite, le diagramme (q, p') permet de mieux comprendre la prise en compte de l'évolution des surpressions interstitielles et de la perte de résistance au cisaillement. (Ishibashi, 1985) donne l'évolution des contrainte dans ce diagramme pour un essai de torsion sur un sable lâche fortement contractant (Figure 1.10). La contrainte moyenne effective p' passe alors régulièrement par 0 et provoque temporairement la perte totale de résistance du sol. Cette perte de résistance n'est souvent pas dommageable à l'ouvrage tant qu'elle n'est pas accompagnée de déformations trop importantes.

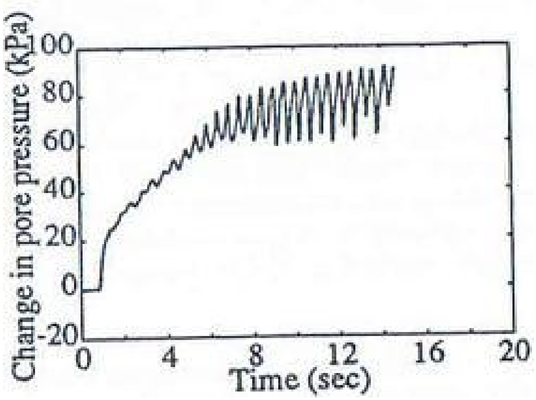


Figure 1.9 : Evolution de la pression interstitielle durant le séisme de Superstition Hill

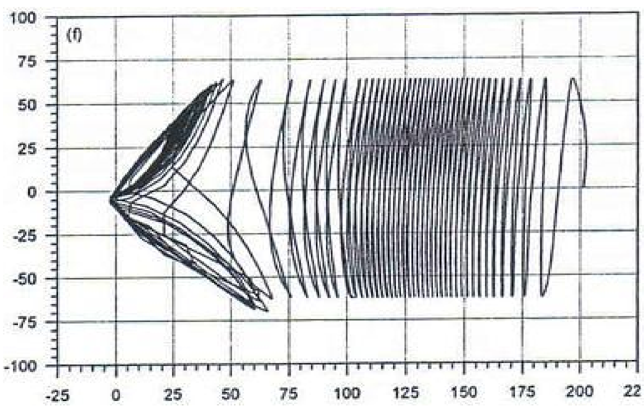


Figure 1.10 : Chemin de contrainte dans le diagramme (q,p')

Une diminution continue du confinement effectif sur les premiers cycles est observable jusqu'à ce que la courbe ne vienne franchir l'état caractéristique au-delà du quel, le sol présente un caractère dilatant traduit par un regain de la contrainte moyenne effective. Cependant, il est nécessaire de remarquer qu'une fois la dilatation mobilisée dans un sens, l'anisotropie de la consolidation du sol fait que la décharge de ce dernier et sa recharge dans l'autre direction engendre une augmentation de la vitesse de diminution de la contrainte effective. Au bout de quelques cycles, la décharge peut conduire le confinement effectif à la valeur de zéro, et donc une perte total de résistance du sol, avant de ré-augmenter à la nouvelle charge.

1.2.2.2.2. Seconde non linéarité

Comme cela a été constaté, la relation entre contrainte et déformation présente une non linéarité au moment du chargement qui est visible dans le repère (τ,γ) notamment sous sollicitation cyclique ou des boucles d'hystérésis apparaissent rapidement.

Cependant, certains auteurs comme Bretelle, 2006 (Figure 1.11) mettent en évidence une seconde non linéarité sous condition non drainée. Cette dernière apparaît sous la forme d'une dégradation progressive du module de cisaillement moyen au fur et à mesure de la diminution de la contrainte moyenne effective.

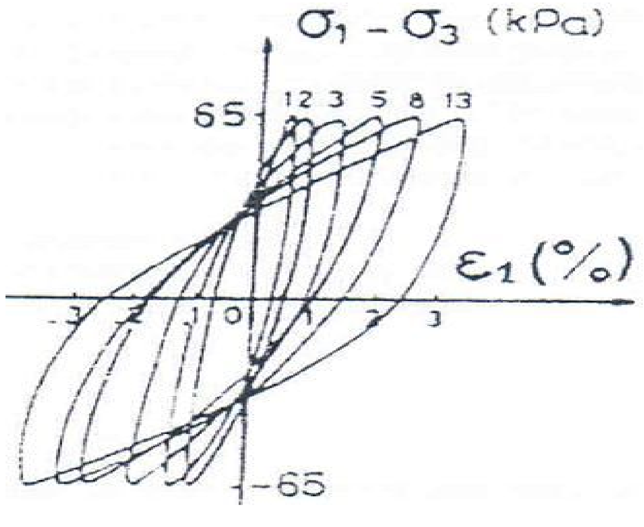


Figure 1.11 : Dégradation du module de cisaillement maximal

Ainsi, les boucles d'hystérésis tournent les unes par rapport aux autres à chaque cycle de chargement.

1.2.2.2.3. Cas des sols consolidés anisotropiquement

Si dans un essai en laboratoire il est possible d'appliquer, lors de la consolidation, une action purement isotrope. Pour un sol en place, la contrainte horizontale et généralement proportionnelle à la contrainte verticale et le rapport entre les deux est appelé coefficient des terres au repos : $k_0 \approx 0{,}5$. Cette différence de contrainte induit une contrainte déviatoire initiale pouvant influencer le comportement du sol.

Ishibashi & *al.*, (1985), font le point sur les essais présents dans la littérature et constatent qu'en fonction des auteurs, des essais et des sables, la résistance à la liquéfaction avec une contrainte déviatoire initiale peut être soit inférieure soit supérieure à celle de l'échantillon consolidé isotropiquement. D'un point de vue plus quantitatif, le positionnement du chemin de contrainte dans le diagramme (q, p') permet de constater que ce dernier se retrouve plus proche de la droite d'état crique ou du chemin suivi par un chargement monotone.

1 .3. MODELES DE COMPORTEMENT

1.3.1. Modèle élastique linéaire isotrope (Loi de Hooke)

Les lois de comportement décrivent les relations entre les contraintes σ_{ij} et les déformations ε_{ij} dans un solide. La plus simple est celle qui relie linéairement les déformations aux contraintes, c'est l'élasticité linéaire donnée par la loi de Hooke.

L'élasticité linéaire et isotrope dans un solide est caractérisée entre autre par la linéarité et la réversibilité des déformations. Elle s'exprime par deux équations principales :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{(1+\nu)}{E}\sigma_{ij} - \frac{\nu}{E}\sigma_{kk}\delta_{ij} \tag{1.4}$$

$$\sigma_{ij} = \frac{E}{(1+\nu)}\varepsilon_{ij} - \frac{\nu.E}{(1+\nu)(1-2\nu)}\varepsilon_{kk}\varepsilon_{ij} \tag{1.5}$$

Ou

E : module de Young,

ν: est le coefficient de poisson,

δ_{ij} : est l'indice de Kronecker.

On aura donc une relation entre E et G de la forme :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \tag{1.6}$$

Et

$$\tau = G\gamma \tag{1.7}$$

L'hypothèse la plus élémentaire pour définir le comportement élastique du sol est donc de considérer que le matériau est isotrope et homogène et ainsi approcher son comportement à l'aide de la loi de Hooke généralisée, ce qui permet de caractériser le comportement du sol avec un minimum de paramètres. Le modèle à un paramètre représentant le solide élastique est le ressort.

Le cas de l'élasticité linéaire correspond à la situation dans laquelle il existe une relation linéaire entre le tenseur des contraintes et le tenseur des déformations élastiques. Ce n'est généralement pas le cas des sols qui, même pour de faibles déformations, ont un comportement élastique non linéaire.

1.3.2. Modèle Elastoplastique

Un corps est dit avoir un comportement élastoplastique quand au delà d'un certain niveau de chargement, il présente des déformations réversibles (élastiques) mais aussi des déformations irréversibles (plastiques) et que ces déformations et ces contraintes obéissent à des lois bien précises. Notons que la considération d'un corps élastoplastique se fait en excluant l'influence du paramètre temps.

On définit d'abord un critère de plasticité qui est une fonction des contraintes, éventuellement écrouissable avec les déformations. Ce critère ne peut être dépassé en aucun point. Lorsqu'il est atteint, débutent les déformations irréversibles ou plastiques. Ces déformations sont régies par une loi dite loi d'écoulement.

L'essai classique de traction sur une éprouvette d'un matériau ayant un comportement élastoplastique avec écrouissage permet de mettre en évidence la non linéarité et le phénomène d'irréversibilité caractérisant le comportement plastique.

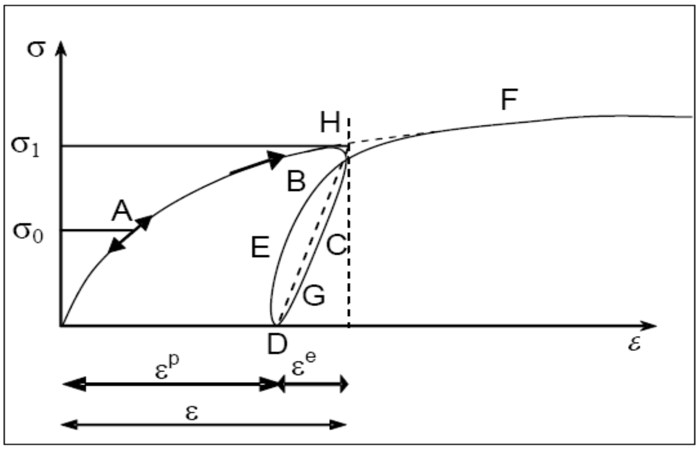


Figure 1.12 : Comportement élastoplastique avec écrouissage

Le long du chemin OA le comportement est élastique, c'est à dire quand on décharge on revient en O. le point A, point limite au-delà duquel on n'a plus le comportement élastique, correspond à une contrainte caractéristique dite seuil de plasticité initial ou limite élastique.

Après l'avoir franchi, et si étant au point B, par exemple, on décharge, le chemin de déchargement ne sera pas BAO mais BCD. La déformation qui reste OD = ε^p est une déformation irréversible, dite plastique. Si on recharge, le chemin sera DEF, F étant le prolongement du chemin du premier chargement.

On peut assimiler en général la courbe BCDEF à la droite DGH et admettre que les déformations sont réversibles le long de cette ligne. Le nouveau seuil de plasticité est alors le point H qui est plus élevé que le point précédent (A). Cette évaluation du seuil de plasticité s'appelle écrouissage.

Dans ce cas la déformation totale est la somme des déformations élastiques ε^e et plastique ε^p $\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p$

Si le seuil actuel σ_B est constant, le matériau est dit parfaitement plastique.

Si σ_B est toujours croissant ou décroissant le matériau est dit écrouissable à écrouissage positif ou négatif respectivement.

1.3.2.1. Rappels d'élastoplasticité

Des modèles de comportement élastoplastique sont basés sur trois notions fondamentales : la surface de charge, la règle d'écrouissage et la règle d'écoulement.

Nous allons maintenant exposer les bases pour chacune de ces notions.

- *Surface de charge*

La surface de charge divise l'espace des contraintes en deux parties : l'intérieur de la surface de charge correspond à des états de déformations réversibles (élastiques) et à l'extérieur de la surface de charge, les déformations se composent d'une partie réversible (élastique) et d'une partie irréversible (plastique). On écrit alors

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p \tag{1.8}$$

Dans l'espace des contraintes, le domaine d'élasticité initial ou actuel est en général défini par une fonction scalaire f de la contrainte σij, appelée surface de charge du matériau telle que :

- $f(\sigma ij) < 0$ corresponde à l'intérieur du domaine,

- $f(\sigma ij) = 0$ corresponde à la frontière du domaine,

- $f(\sigma ij) > 0$ corresponde à l'extérieur du domaine.

Lorsque le point représentatif de l'état des contraintes atteint la surface de charge $f(\sigma ij) = 0$, deux cas de comportement élastoplastique sont possibles :

La surface f n'évolue pas (modèle élastoplastique parfait).

La surface f évolue au cours du chargement (modèle élastoplastique avec écrouissage). On ne s'intéresse, pour le moment, qu'au premier type de comportement.

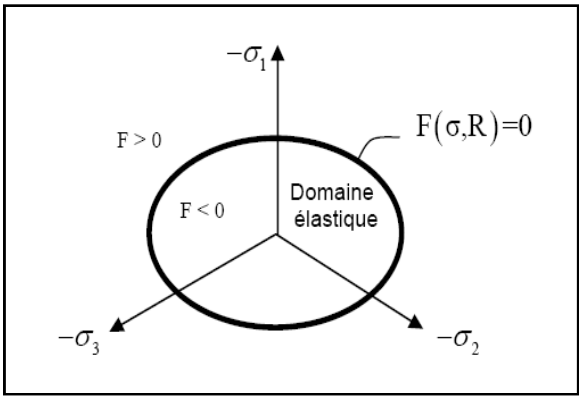


Figure 1.13 : Surface de charge

- *Notions de règle d'écrouissage*

L'écrouissage de matériau se traduit par l'évolution de la surface de seuil de plasticité. On introduit donc une ou plusieurs variables supplémentaires, appelées variables d'écrouissageλ. Ces variables peuvent être choisies de façon arbitraire à condition qu'elles permettent de traduire l'évolution de l'état interne du milieu qui a subi des déformations plastiques. Ces variables peuvent être des scalaires fonction des déformations plastiques ou bien des tenseurs.

En général, on peut distinguer trois catégories de loi d'écrouissage :

a)Ecrouissage isotrope :(lorsque le vecteur représentatif des contraintes dans l'espace des contraintes garde une direction constante) La théorie d'écrouissage isotrope de Taylor et Quinney (1931) qui admet que le domaine élastique intérieur au critère de plasticité se transforme par homothétie de centre O pendant l'écrouissage. Il correspond au cas où la surface de charge subit une dilatation ou une contraction uniforme. L'écrouissage dans ce cas est caractérisé par une variable scalaire.

b) Ecrouissage cinématique : La théorie d'écrouissage cinématique de Prager (1955 – 1958) *qui* propose que le domaine élastique se translate dans l'espace des contraintes. L'écrouissage dans ce cas est caractérisé par une variable tensorielle définissant le centre de *la* surface de charge.

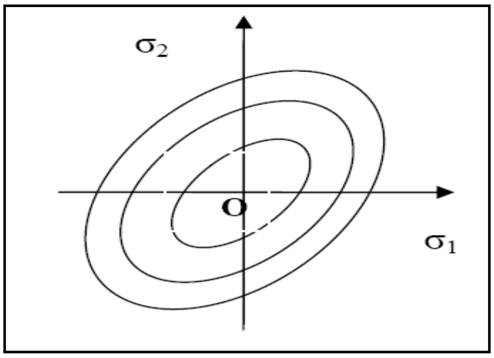


Figure 1. 14 : Modèle d'écrouissage isotrope.

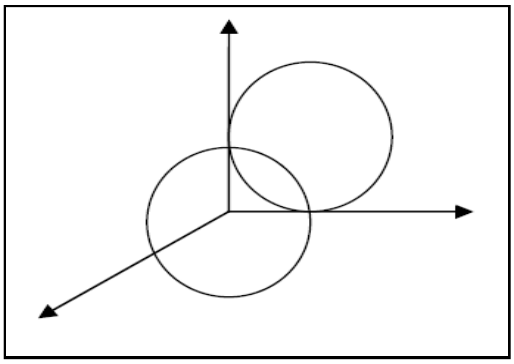


Figure 1.15 : Ecrouissage cinématique

c) Ecrouissage mixte : La théorie de l'écrouissage mixte est une combinaison des deux théories précédentes qui conduit à un schéma plus complet pour permettre la création d'un modèle (Anisotrope cinématique). La surface de charge se translate et se dilate uniformément dans toutes les directions.

d) Ecrouissage anisotrope : Pour un écrouissage anisotrope, la surface de charge peut subir en plus d'une expansion/contraction et d'une translation une rotation et une déformation.

- *Notions de loi d'écoulement*

L'incrément de déformation plastique est caractérise par sa direction et son amplitude, la direction de l'incrément de déformation est perpendiculaire à la surface définissant le potentiel plastique $G(\sigma_{ij}) = 0$. La forme générale de l'incrément de déformation plastique est donnée par l'équation : $F = (\sigma, R)=0$

Avec

σ : tenseur des contraintes ;

R : l'ensemble des paramètres d'écrouissage ;

- *Lois d'écoulement associées*

La loi d'écoulement est dite associée à la surface de charge quand cette dernière est confondue avec la surface représentative du potentiel plastique, ce qui revient naturellement à considérer F = G.

La direction du vecteur déformation plastique dans l'espace des déformations principales (confondu avec celui des contraintes principales) est ainsi perpendiculaire à la surface de charge, F = 0, c'est-à-dire au vecteur gradient, normal à cette surface. Cela conduit à une loi d'écoulement de la forme.

$$\varepsilon_{ij} = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \tag{1.9}$$

où, λ est le multiplicateur plastique (Scalaire positif) les matériaux pour lesquels la loi d'écoulement est dite associée, sont dits standards.

- *Lois d'écoulement non associées*

Dans le cas des sols et des roches, l'utilisation d'une loi d'écoulement non associée s'avère souvent nécessaire. En effet pour les lois élastoplastiques, considérant un angle de frottement ϕ, une loi d'écoulement associée induit un angle de dilatance, $\psi=\phi$, qui s'avère souvent trop élevé pour les géo – matériaux.

On a alors recours à des lois non associées. Dans ce cas, la direction du vecteur déformation plastique est perpendiculaire à la surface représentative du potentiel plastique, $G(\sigma_{ij}) = 0$ qui est distincte de celle représentative de la fonction de charge plastique $F(\sigma_{ij})$. Cela permet de considérer des angles de dilatance, ψ compris entre 0 et ϕ.

- *Critères de plasticité usuels en mécanique des sols*

On présente ici les principaux critères utilisés en mécanique des sols.

a) Critère de Mohr-Coulomb (1973)

Coulomb proposa en 1973 le premier critère de plasticité en mécanique des sols, et ce critère est encore maintenant très couramment utilisé.

Le critère de Mohr-Coulomb est utilisé pour les sols pulvérulents (sable) et pour les sols cohérents à long terme (argiles et limons).

La surface de charge $f(\sigma ij)$ s'exprime de la façon suivante :

$$f(\sigma_{ij}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\phi - 2c\cos\phi = 0 \tag{1.10}$$

où σ_1 et σ_3 représentent les contraintes principales extrêmes ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$).

Le paramètre c est la cohésion du matériau et ϕ l'angle de frottement interne.

La figure 1.17 donne des représentations du critère de Mohr-Coulomb dans le plan déviatorique et dans celui des contraintes principales.

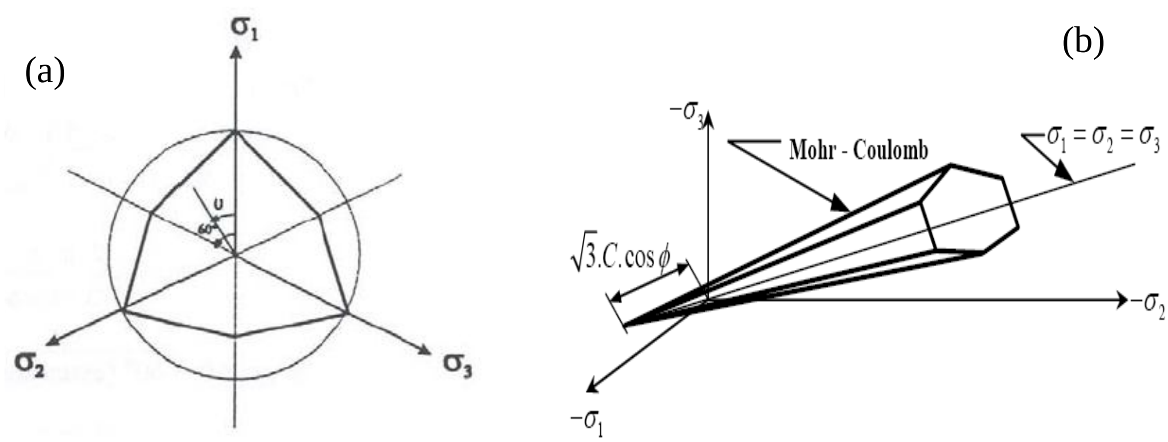


Figure 1.16: Représentations du critère de Mohr-Coulomb

(a) – dans le plan déviatorique,

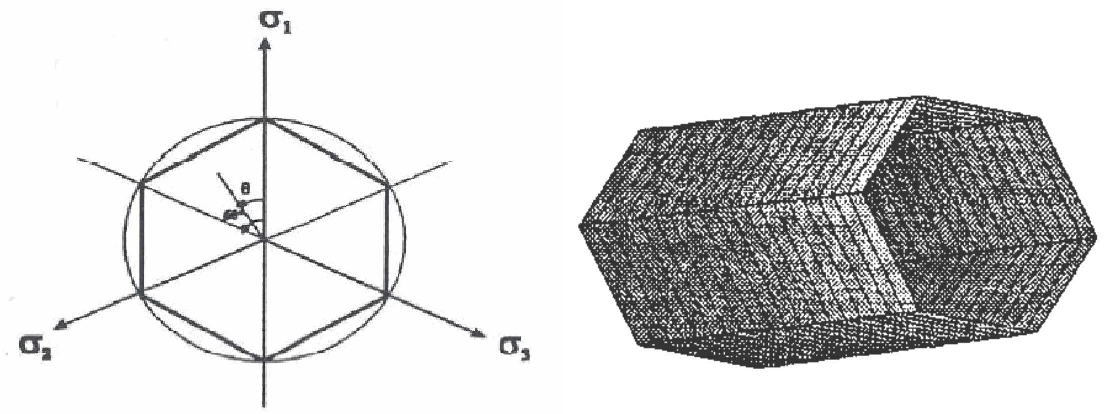
(b) – dans l'espace des contraintes principales

b) Critère de Tresca (1870)

Le critère de Tresca est utilisé pour l'étude des sols fins (argile, limon) saturés, non drainés, en contraintes totales à court terme, durant lesquelles la variation de volume est nulle. La surface de charge f est mathématiquement donnée par la relation :

$$f(\sigma_{ij}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - 2k = 0 \qquad (1.11)$$

Où σ_1 et σ_3 représentent les contraintes principales extrêmes ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$) et k une constante correspondant à la contrainte maximum de cisaillement à la rupture (pour les sols cohérents, ce paramètre correspond à la cohésion non drainée c_u).



(a) (b)

Figure 1.17: Représentations du critère de Tresca

(a) – dans le plan déviatorique,

(b) – dans l'espace des contraintes principales (Lee, 1994)

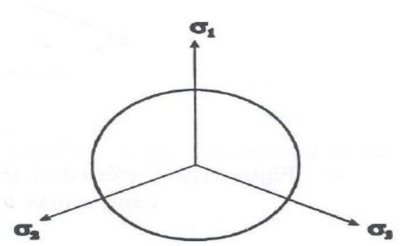
c) Critère de Von Mises(1910)

Afin de prendre en compte l'influence de la contrainte intermédiaire, Von Mises a proposé que la surface de charge dépende du deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoriques, J2 :

$$f(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2} - k = 0 \qquad (1.12)$$

Où : k est un paramètre de la loi de comportement. Il représente la résistance maximale du matériau au cisaillement simple.

Ce critère a été formulé pour étudier le comportement des métaux et il n’est pas bien adapté à la représentation du comportement des sols dans la mesure où il ne fait pas intervenir la contrainte moyenne dans son expression.



(a)

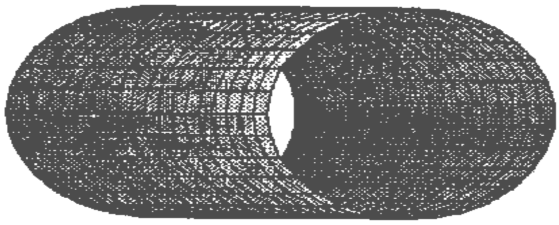

(b)

Figure 1.18 : Représentations du critère de Von Mises

(a) – dans le plan déviatorique,

(b) – dans l’espace des contraintes principales (Lee, 1994)

d) Critère de Drucker-Prager(1950) :

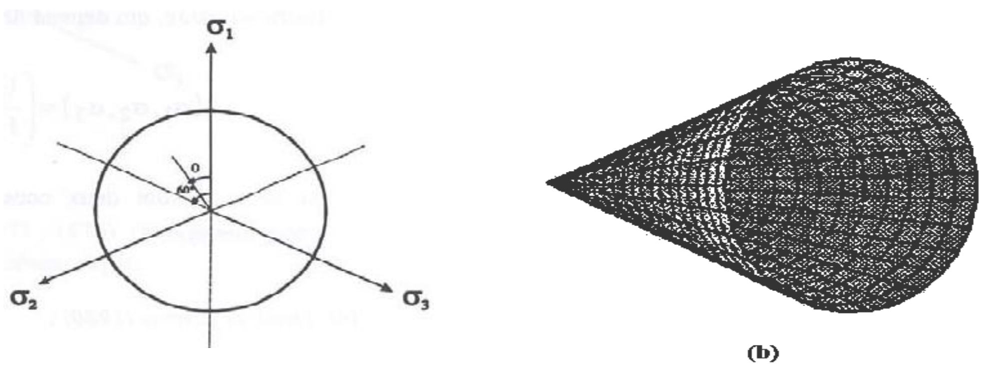
Ce critère constitue en réalité une approximation du critère de Mohr-Coulomb par une généralisation du critère de Von Mises(α)= 0, il prend en compte l'influence de la contrainte hydrostatique en introduisant le premier invariant du tenseur des contraintes. Il est défini par la relation :

$$F= J_2-\alpha I_1-k \tag{1.13}$$

Où, α et k sont des constantes.

Pour α = 0 on trouve le critère de Von Mises et le cône devient un cylindre. La surface représentative du critère dans l'espace des contraintes principales est un cône d'axe de révolution l'axe méridien de l'espace des contraintes principales.

Ces critères sont anciens, ils restent cependant largement utilisés, car les méthodes d'identification des paramètres caractérisant le comportement élastoplastique ont fait leurs preuves pour ces critères. Depuis, de nombreux travaux ont permis d'élaborer des critères modélisant mieux le comportement des matériaux. Cependant, il reste toujours la difficulté de définir des processus expérimentaux simples et fiables permettant d'identifier les paramètres du modèle que l'on veut utiliser.



(b)

(a)

Figure 1.19 : Représentations du critère de Drucker-Prager

(a) – dans le plan déviatorique,

(b) – dans l’espace des contraintes principales (Lee, 1994)

1.3.3. Modèles Viscoélastiques Linéaires Equivalents

Développés au début des années 70, les modèles viscoélastiques linéaires équivalents sont les plus utilisées dans l’analyse de profils de sols sous sollicitations dynamiques, constituées de couches horizontales soumis à un mouvement du sol dû à la propagation verticale d’ondes de cisaillement. Elle rend compte de façon approchée des caractéristiques dissipatives fondamentales du comportement du sol sous sollicitations cycliques. Le sol est considéré comme un matériau viscoélastique linéaire particulier. Sous chargement harmonique, les modèles viscoélastiques font apparaître une boucle d’hystérésis semblable aux courbes obtenue expérimentalement pour les sols.

Du point de vue rhéologique, le comportement viscoélastique peut être représenté par le modèle élémentaire de la viscoélasticité de Kelvin Voigt. Dans ce modèle, le comportement élastique est représenté par un ressort de rigidité G, et le comportement visqueux par un amortisseur de viscosité η.

En représentation unidimensionnelle, la déformation d'un matériau viscoélastique au cours d'un cisaillement est régie par la loi suivante:

$$\tau = G\gamma + \eta\dot{\gamma} \tag{1.14}$$

Avec :

τ est la contrainte de cisaillement, γ la déformation de cisaillement, G le module de cisaillement, η le coefficient de viscosité, et $\dot{\gamma}$ la vitesse de déformation.

Pour une sollicitation harmonique de cisaillement d'amplitude γ_0 et de pulsation ω, la distorsion est donnée par :

$$\gamma = \gamma_0 e^{i\omega t} \tag{1.15}$$

La contrainte correspondante est donnée par :

$$\tau = (G + i\eta\omega)\gamma \tag{1.16}$$

Ce qui fait apparaître un module complexe qui est fonction de la fréquence de la sollicitation

$$G^*(\omega) = G + i\eta\omega \tag{1.17}$$

$$G^*(\omega) = G_r(\omega) + iG_i(\omega) \tag{1.18}$$

L'écriture du module complexe traduit le fait que sous sollicitation harmonique, la contrainte peut être décomposée en une composante en phase avec la déformation et une autre déphasée de 90°.

L'apparition d'une boucle d'hystérésis sous sollicitation harmonique met en évidence une dissipation d'énergie dans le matériau qui est à la base de l'amortissement interne.

L'énergie dissipée pour un cycle d'amplitude maximale γ_m est donnée par :

$$\Delta w = \pi G_i(\omega)\gamma_m^2 \tag{1.19}$$

L'énergie emmagasinée dans le milieu viscoélastique est donnée par :

$$w = \frac{1}{2} G_r(\omega)\gamma_m^2 \tag{1.20}$$

L'approximation d'un comportement d'hystérésis par un comportement viscoélastique consiste à définir l'amortissement équivalent D_{eq} et le module équivalent G_{eq} qui puissent reproduire le mieux le comportement réel du sol. Pour avoir équivalence entre les énergies dissipées pour les deux systèmes, la partie imaginaire du module complexe doit être indépendante de la fréquence, soit $\omega\eta$ = constante.

Shnabel et al, (1972) ont introduit la relation reliant la viscosité à l'amortissement critique D du matériau, elle est donnée par :

$$\omega\eta = 2GD \tag{1.21}$$

Ce qui donne pour le module complexe l'expression suivante :

$$G^* = G(1 + 2iD) \tag{1.22}$$

qui n'est autre que la raideur complexe à résonance d'un oscillateur simple de raideur G et de pourcentage d'amortissement critique D.

En utilisant le module sécant des courbes $\tau = f(\gamma)$, la loi de comportement s'écrit de façon identique au cas de l'élasticité linéaire :

$$\tau = G^*\gamma \tag{1.23}$$

Les non-linéarités du sol ne sont prises en compte que de façon approchée à l'aide d'un processus itératif qui consiste à ajuster les caractéristiques G et D de chaque couche au niveau de la distorsion moyenne de la couche au cours de la sollicitation. Le problème est résolu selon le processus itératif suivant :

- Les valeurs initiales de G et D sont estimées pour chaque couche constituant le profil de sol.
- On forme les modules complexes.
- On résout le problème de propagation d'onde dans un milieu élastique et on évalue la déformation maximale de cisaillement au cours du chargement, puis la distorsion moyenne $\gamma_m = \alpha\gamma_{max}$ (α= 70 à 50 %) dans chaque couche.
- A partir des courbes $G(\gamma)$ et $D(\gamma)$, on détermine le module de cisaillement et l'amortissement correspondant à la distorsion moyenne calculée.

- Des itérations sont effectuées jusqu'à ce que les déformations calculées correspondent, avec une tolérance préalablement fixée, aux modules et amortissements estimés à l'étape précédente,
- On obtient à la fin des itérations, les caractéristiques G et D compatibles avec la déformation induite.

Avantages et inconvénients :

Le modèle linéaire équivalent permet de représenter le comportement hystérétique du sol sous chargement cyclique, pour des niveaux de sollicitations faibles à modérés, les solutions obtenues (accélérations, contraintes) se comparent favorablement à celles obtenues par des modèles plus sophistiqués ou à celles observées in situ (Pecker 1984). Ses principales limitations sont :

- Son incapacité à fournir des valeurs correcte de déformations ou déplacements, ni une composante verticale du mouvement associée aux déformations de cisaillement.
- La tendance à filtrer les hautes fréquences
- La méthode est applicable pour les niveaux de distorsions cycliques variant entre 10^{-5} et 10^{-4} ou le sol se trouve dans un domaine hystérétique stabilisé : la forme des cycles dans le plan τ-γ varie très peu au cours du chargement cyclique. Dans ce domaine, les déformations irréversibles et le risque de liquéfaction sont en générale faibles, le modèle linéaire équivalent ne fournit pas les valeurs de ces quantités.
- Lorsque le sol est caractérisé par un comportement non-linéaire prononcé, les solutions fournies par le modèle viscoélastique linéaire équivalent ne sont pas satisfaisantes (Pecker, 1984), seule la période fondamentale du mouvement et, dans une moindre mesure, l'accélération maximale sont correctement évaluées.

➤ ***Approche de SEED et IDRISS (1970)***

Seed et Idriss se sont servis de nombreux résultats d'essais de laboratoire et in situ, pour présenter les paramètres cycliques G et D, en fonction de l'amplitude de la distorsion. Cette dépendance est illustrée par des fuseaux de courbes moyennes G/G_{max} (γ) et D(γ) (Figure 1.20)

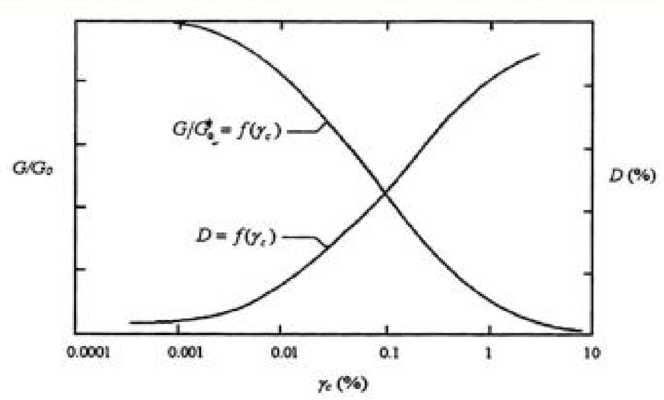


Figure 1.20 : Variation des paramètres cycliques G et D avec la distorsion γ.

➤ ***Approche de HARDIN et DRNEVICH (1972)***

Ils ont proposé les relations suivantes :

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1+\gamma_h} \tag{1.24}$$

$$\frac{D}{D_{max}} = [1 - \frac{G}{G_{max}}] = \frac{1}{1+\gamma_h} \tag{1.25}$$

$$\gamma_h = \frac{\gamma}{\gamma_r} = [1 + ae^{-b(\frac{\gamma}{\gamma_r})}] \tag{1.26}$$

Avec : γ : déformation de cisaillement ;

γ_r : déformation de référence égale à τ_{max}/G_{max} ou τ_{max} désigne la contrainte de cisaillement maximale à la rupture de l'échantillon (Figure 1.21)

D_{max}, a et b : sont des paramètres déduits de résultats d'essais.

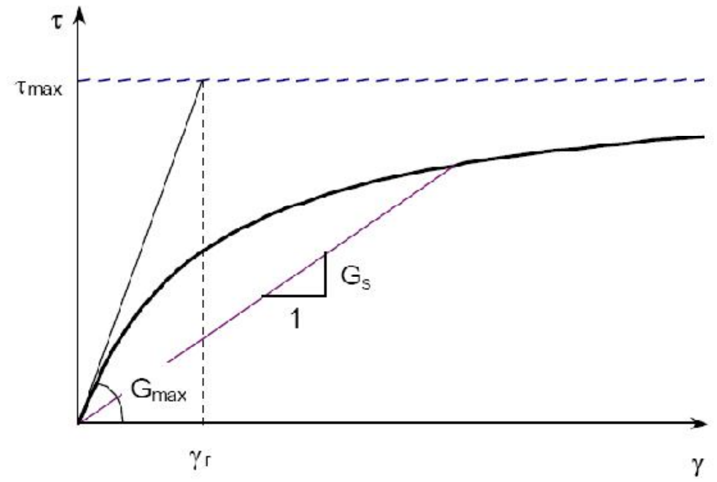


Figure 1.21 : Illustration des paramètres de la loi de Hardin et Drnevich (1972)

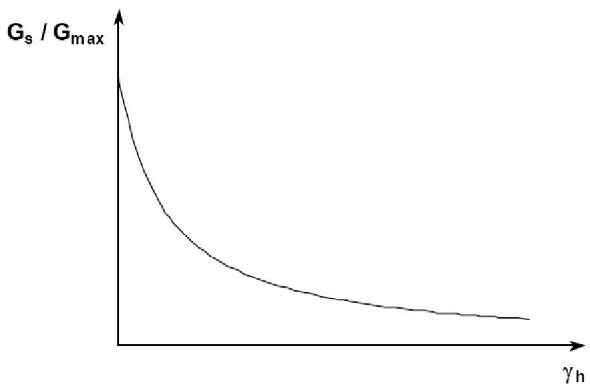


Figure 1.22 : Évolution du module de cisaillement sécant (d'après Hardin et Drnevich, 1972).

1.3.4. Modèle élastique non linéaire de Ramberg-Osgood

L'objet de ce paragraphe n'est pas de faire la synthèse de tous les modèles non linéaires proposées pour décrire le comportement des sols, on se limitera au modèle que nous avons choisi qui est le modèle de Ramberg-Osgood.

Loi d'hystérésis et amortissement de Ramberg-Osgood (1943)

Ramberg-Osgood (1943) ont proposé une relation contrainte-déformation à trois paramètres qui exprime bien la dégradation du module et prend en compte la notion de « cycle » dont l'amortissement est issu.

La formule classique de Ramberg-Osgood s'écrit :

$$\gamma - \gamma_c = \frac{1}{G_{max}}\left[1 + \alpha\left(\frac{|\tau-\tau_c|}{n\tau_y}\right)^{r-1}\right] \quad (\tau - \tau_c) \tag{1.27}$$

Où :

n = 1 : lors du premier chargement et n = 2 ensuite,

τ_c et γ_c sont respectivement la contrainte et la déformation de cisaillement lors du dernier changement de direction du chargement,

G_{max} : module de cisaillement tangent initial,

r, α : paramètres du modèle,

τ_y : déviateur maximum

γ_y : est relié à τ_y par la relation $\tau_y = G_{max}.\gamma_y$.

Un inconvénient de ce modèle est sa formulation sous forme contrainte-déformation. Afin de l'utiliser, il faut le transformer en une relation de dégradation G/G_{max}.

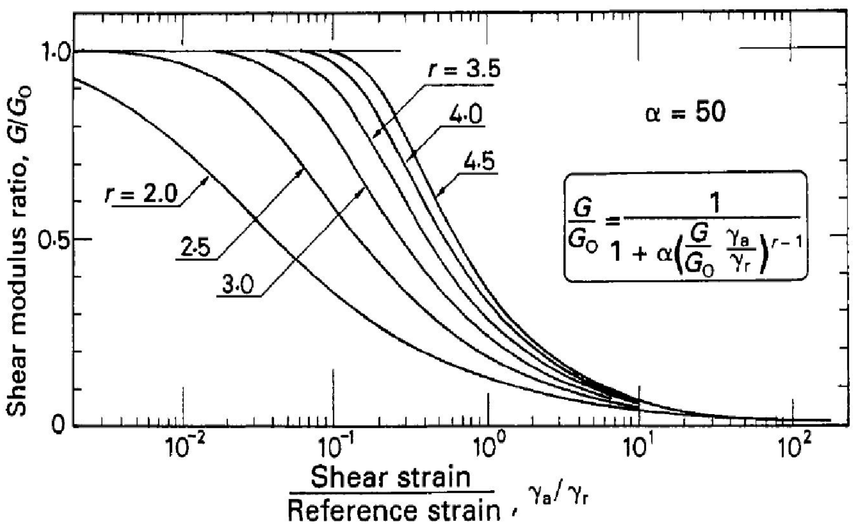


Figure 2.23: Exemple numérique du modèle de R-O

1.4. MODULE DE CISAILLEMENT ET AMORTISSEMENT DES SOLS

1.4.1. Dégradation du module de cisaillement G

Avec l'augmentation de la déformation de cisaillement, le module G diminue pour tous les matériaux. Seed et Idriss (1970) ont montré un fuseau de dégradation du module G/G_{max} du sable suivant l'amplitude de distorsion en fonction de la densité relative (30%-90%) (Figure 1.24). Il montre une forte non-linéarité du comportement dès que les déformations dépassent une limite de 3.10^{-5} environ.

En 1986, Seed et al. ont montré l'effet du type de sol sur ce comportement du sol en fonction de la distorsion. Il apparaît que le gravier présente une dégradation du module plus importante que le sable (*Figure 1.24*)

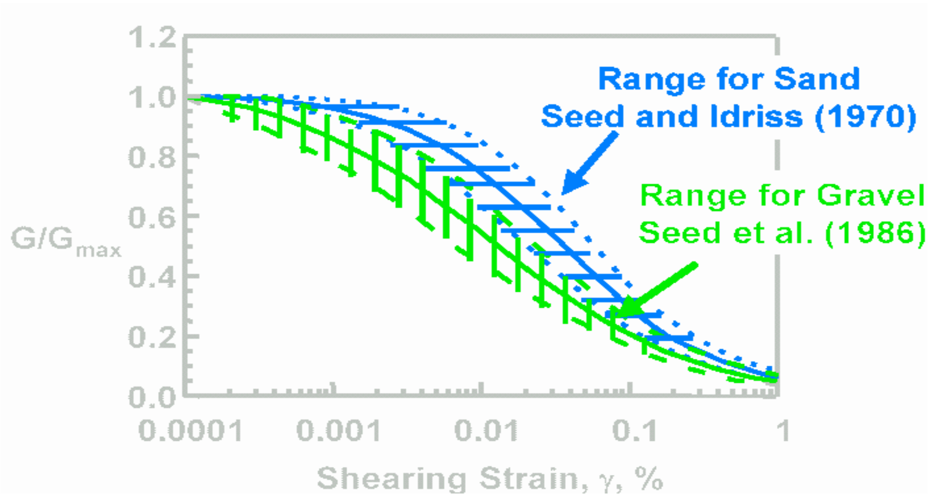


Figure 1.24: Courbes de dégradation du module pour les sables (Seed et Idriss, 1970) et pour les graviers (Seed et al,1986).

Iwasaki (1978), El Horsi (1984) ont mis en évidence une forte influence de la contrainte de confinement sur ces deux courbes (*Figure 1.25*).

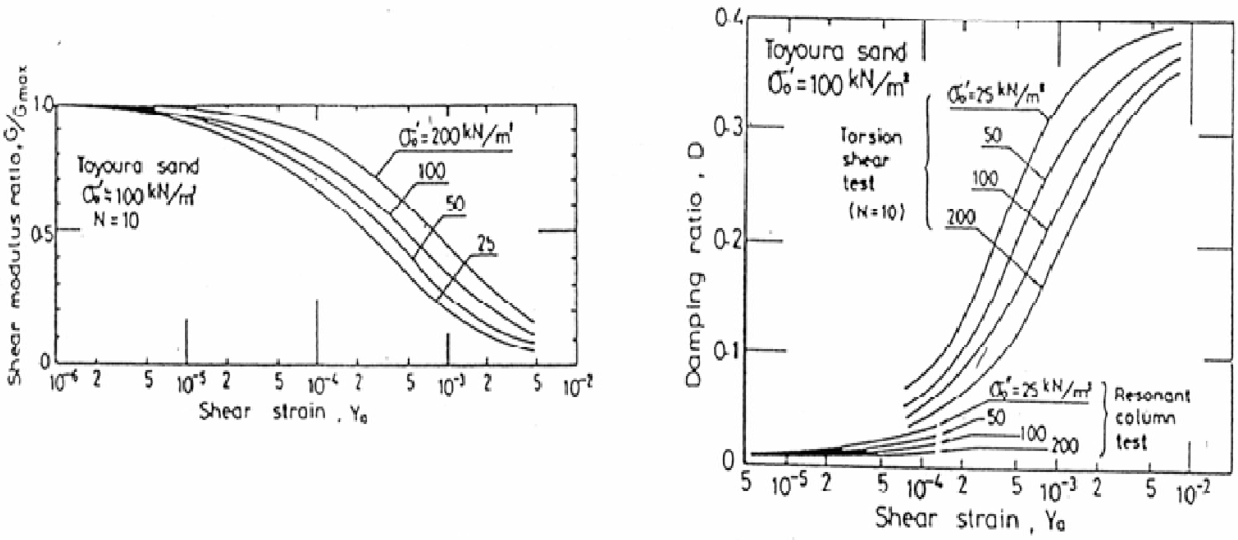


Figure 1.25: Influence de la contrainte de confinement sur l'évolution de G et de D (Iwasaki, 1978).

Vucetic (1991) a complété cette étude par une prise en compte de l'indice de plasticité IP caractérisant le type de sol. Pour un sol à nature argileuse (fort IP), le module ne décroît qu'à partir d'une déformation de 10^{-4} et il se dégrade moins en fonction de la distorsion (Figure 1.26).

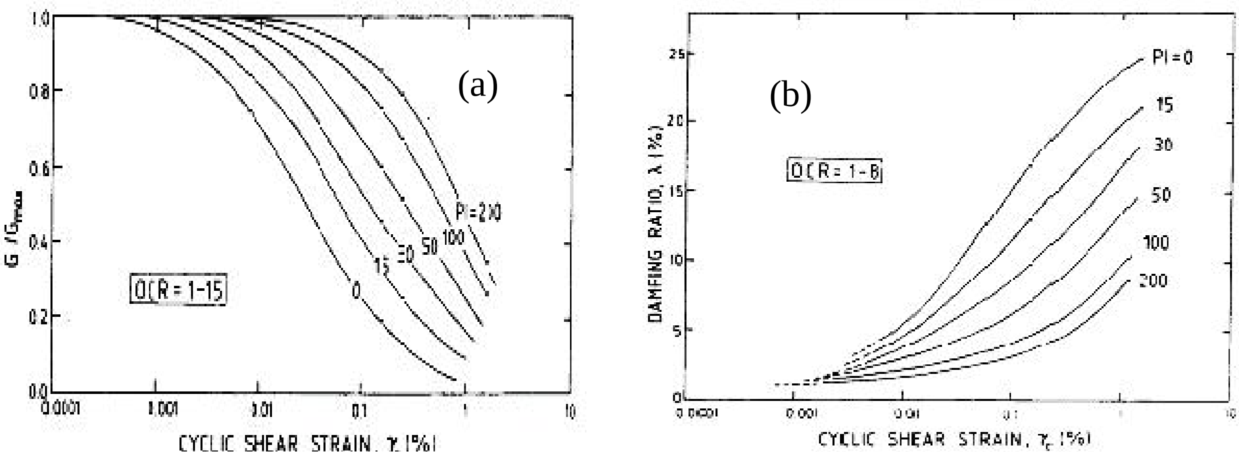


Figure 1.26: Courbe de dégradation du module en fonction de l'indice de plasticité (Vucetic, 1991).

En résumé, le taux G/G_{max} se dégrade moins en fonction de la distorsion si le confinement et l'indice de plasticité IP sont importants. Les autres facteurs, qui paraissent moins importants d'après Darendeli (2001), sont la fréquence de chargement, le nombre de cycles de chargement, le degré de sur-consolidation, l'indice des vides, le degré de saturation.

1.4.2. L'Amortissement D

L'amortissement et le ratio G/G_{max} sont deux facteurs inséparables du comportement cyclique du sol. L'étude de l'évolution de l'amortissement des matériaux a été menée en même temps que la dégradation du module par les auteurs précités. Il est observé que l'amortissement augmente avec l'augmentation de la distorsion (Figure 1.24). Les facteurs importants contrôlant l'amortissement du sol sont identiques à ceux du module. En outre, il est montré que la fréquence de chargement et le nombre de cycles de chargement ont une influence importante sur cette caractéristique du matériau sous chargement cyclique.

Avec l'augmentation de contrainte de confinement, l'amortissement diminue sous toute amplitude de déformation (Figure 1.25). L'influence de 'IP' sur la dissipation d'énergie est compliquée. Cependant, d'après Zhang et al. (2005), Stokoe (1994) et Vucetic (1998), l'amortissement D augmente avec l'augmentation d'IP tandis qu'en grande déformation, l'amortissement diminue avec l'augmentation de IP. Au contraire, les études précédentes de Seed (1986) (Figure 1.24), Vucetic et Dobry (1991) (Figure.1.26) n'ont pas montré une telle influence complexe de IP sur l'amortissement. Stokoe (1995) a donné une explication liée aux dissipations d'énergie des équipements pour les mesures d'amortissement dans les essais en laboratoire. Enfin, il est conseillé que l'amortissement D soit mesuré aux fréquences et nombres de cycles proches des conditions de chargement réelles.

1.4.3. Mesure du module de cisaillement maximal G_{max}

Le comportement dit élastique des sols est limitées seulement aux très petites déformations ($\gamma<10^{-5}$). Ce domaine est obtenu en laboratoire à l'aide des appareillages tel que le triaxial de précision, la colonne résonnante, l'essai de torsion cyclique ou des mesures de vitesse de propagation d'ondes.

Un schéma pour la détermination de module de cisaillement initial G_i ou G_{max} et du module de cisaillement sécant G_s, à partir des essais triaxiaux et de cisaillement, pour des chargements monotones ou cycliques est donné dans la Figure 1.27.

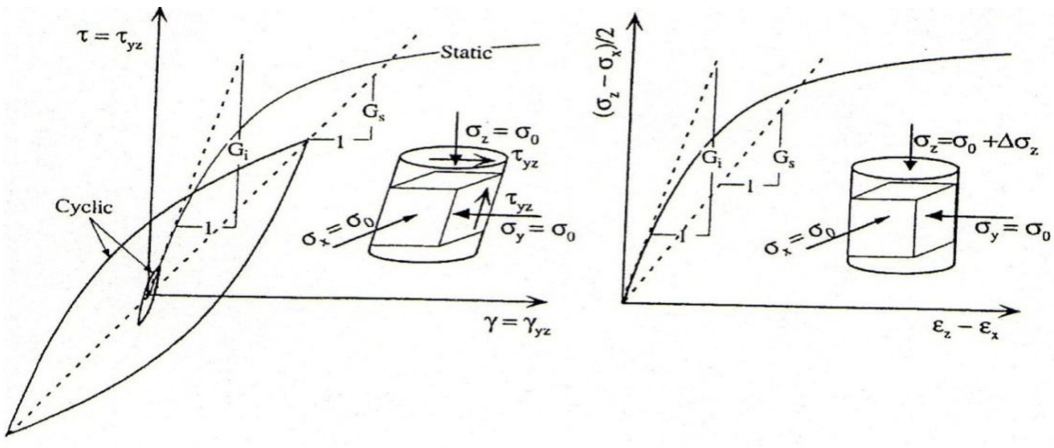


Figure1.27 : procédures pour déterminer les valeurs de Gmax et Gs dans les essais triaxiaux et de cisaillement d'après Bardet (1997).

- *Mesure de G $_{max}$ en laboratoire :*

Pour déterminer ces caractéristiques à partir des essais de laboratoire, on peut utiliser les équations suivantes selon le type d'essai :

Essai de compression isotrope

$$\varepsilon_{ii} = \varepsilon_{jj} = \varepsilon_{kk} = \frac{1-2\nu}{E}\sigma_0^{'} \quad (1.28)$$

Ou σ_0 correspond à la contrainte isotrope imposée ($\sigma_0^{'} = (\sigma_1^{'} + \sigma_2^{'} + \sigma_3^{'})/3$)

Essai triaxial drainé

$$\Delta\sigma_1^{'} = \sigma_1^{'} - \sigma_0^{'}; \Delta\sigma_2^{'} = \sigma_2^{'} - \sigma_0^{'}; \Delta\sigma_3^{'} = \sigma_3^{'} - \sigma_0^{'} \quad (1.29)$$

$$\Delta\sigma_2^{'} = \Delta\sigma_3^{'} = 0 \quad (1.30)$$

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E}\Delta\sigma_1^{'} = \frac{1}{E}q \quad (1.31)$$

Ou σ_0 correspond a la contrainte isotrope de confinement, et ''q'' à la contrainte déviatoire

$$q = \sigma_1^{'} - \sigma_0^{'} \quad (1.32)$$

Essai de cisaillement simple

$$\varepsilon_{ii} = \varepsilon_{jj} = \varepsilon_{kk} = 0 \quad (1.33)$$

$$\gamma_{ij} = \frac{1}{G}\tau_{jk} \quad (1.34)$$

- *Relations Pour Déterminer G_{max}*

Plusieurs travaux ont été faits pour caractériser le comportement élastique des sols remaniés et non remaniées. L'un des buts principaux de ces travaux était de donner des relations empiriques permettant de déterminer la valeur de G_{max} selon la nature des sols en question.

- **Cas des sols remaniés**

Des corrélations concernant le module du cisaillement G_{max} des argiles et des sables testés sur une large gamme de densités de confinement avec des conditions d'essais différentes données par plusieurs auteurs sont récapitulées dans le tableau 1.1.

Tableau 1.1 : relations empiriques pour estimer G_{max} dans les sols remaniés

Type de sol	G_{max}	*Références*
Sables		
Toyoura e=[0.59-0.81] σ'$_0$=[25-200]kPa	$900\dfrac{(2.17-e)^2}{1+e}\sigma_0'^{0.4}P_a^{0.6*}$	Iwasaki et al. 1978
Ottawa e=[0.37-0.79] σ'$_0$=[24-287]kPa	$6900\dfrac{(2.17-e)^2}{1+e}\sigma_0'^{0.5**}$	Hardin & Richart 1963
Monterry N.O σ'$_0$=[25-200]kPa	$3230\dfrac{(2.973-e)^2}{1+e}\sigma_0'^{0.5**}$	Hardin & Drnevich 1972 Dobry et al. 1982
Argiles		
Faible plasticité e=[0.6-1.5] σ'$_0$=[240-700]kPa	$3230\dfrac{(2.973-e)^2}{1+e}\sigma_0'^{0.5**}$	Hardin &Black 1968
Kaolinite Ip=35% e=[1.1-1.3] σ'$_0$=[70-700]kPa	$4500\dfrac{(2.97-e)^2}{1+e}\sigma_0'^{0.5**}$	Marcuson &Wahls 1972

*Pa= pression atmosphérique, G_{max} dans les mêmes unités que σ'_0 et Pa

**G_{max} et σ'_0 en kPa

Sols remaniés : On remarque que la plupart des auteurs ont choisi la fonction F(e) de la forme :

$$F(e) = \frac{(b-e)^2}{1+e} \tag{1.35}$$

Cas des sols naturels

Hardin (1978) a proposé une formulation plus générale qui inclut des résultats des essais in-situ et des essais de laboratoire sur des échantillons d'argiles et de sable non remaniés. Dans cette équation, l'influence du rapport de sur-consolidation OCR, de l'indice de plasticité Ip, de l'indice des vides e, et de la contrainte effective de confinement σ'_0 sont pris en compte :

$$G_{max} = 625 \frac{OCR^k}{0.3+0.7^e} (\sigma_0^{'} P_a)^{0.5} \tag{1.36}$$

Ou :

Pa : la pression atmosphérique exprimée dans la même unité que $\sigma_0^{'}$, l'effet de Ip est introduit par l'intermédiaire de l'indice k .

Tableau 1.2 : valeur de k en fonction de Ip d'après Hardin et Drenvich (1972)

Ip(%)	0	20	40	60	80	>100
k	0.00	0.18	0.31	0.41	0.48	0.5

La valeur de G_{max} peut être déterminée en utilisant les relations empiriques selon la nature de l'argile en question. Les valeurs de G_{max} en fonction de l'indice des vides e obtenues avec les équations du tableau 1.3.

Tableau 1. 3 : relations empiriques pour estimer G_{max} dans les sols naturels

Type de sol	G_{max}	*références*
Argiles		
Limoneuse (Portugal) Ip=[40-85%] *e*=[1.38- 3.5] σ'_0=[20-1000]kPa	$520\frac{(5-e)^2}{1+e}\sigma_0'^{0.5**}$	Santos. 1999
Alluviale NC (japon) Ip = [40-42%] *e*= [0.59-0.81] σ'_0= [25-200]kPa	$141\frac{(7.32-e)^2}{1+e}\sigma_0'^{0.6**}$	Kokusho et al. 1982
Argile et sable limon (Grèce) Ip = [5-66%] *e*=[0.36-1.66] σ'_0=[50-400]kPa	$1421\frac{1}{e^{1.505}}\sigma_0'^{0.623**}$	Kallioglou et al. 1999
Argil OCR< 3 (Mexique) Ip = [91-237%] *e*=[4.0-9.37] σ'_0= [100-350]kPa	$122Pa\left(\frac{1}{Ip+Ic}\right)^{(Ip-Ic)}\left(\frac{\sigma_0'}{Pa}\right)^{0.82*}$	Romo & Ovando 1995
Argile Raides (Grèce) *e*=[0.4 -1.10] σ'_0=[20-200]kPa	$835\frac{(3.78-e)^2}{1+e}\sigma_0'^{0.49**}$	Anastasiadis & Pitilakis 1996
Argile molle (Grèce) *e*= [0.6-1.5] σ'_0= [20-200]kPa	$122\frac{1}{(0.3-0.7e)^2}\sigma_0'^{0.88**}$	Anastasiadis & Pitilakis 1996

*Pa= pression atmosphérique, G_{max} dans les mêmes unités que σ'_0 et Pa

**G_{max} et σ'_0 en kPa

En ce qui concerne notre étude, les valeurs de G_{max} sont déterminées à partir d'essai in situ à savoir des essais géophysiques, la sous section suivante traite ces essais, particulièrement les essais down-hole qui ont été réalisés sur plusieurs sites Algériens.

1.4.4. Essais Géophysiques

Le problème des mesures des caractéristiques des sols constitue l'un des aspects fondamentaux de la mécanique des sols, en général, et de la dynamique des sols en particulier. Les modèles les plus élaborés, les calculs les plus compliqués ne sont incorrects ou mal connus. Actuellement, les aspects théoriques de la dynamique des sols sont souvent privilégiés par rapport aux aspects expérimentaux, ce qui crée une certaine disproportion entre notre faculté à bâtir des modèles sophistiqués et nos possibilités de mesurer les paramètres adaptés à ces modèles.

Tout comme en mécanique des sols classique, des méthodes d'essai au laboratoire sur échantillons intacts et des méthodes d'essai en place ont été développées parallèlement. En aucun cas, ces deux méthodes d'approche ne s'excluent, elles sont souvent fortement complémentaires et l'une ne va pas sans l'autre. Les mérites et limites de chacune des méthodes sont connus et doivent être examinés avec rigueur pour cerner le domaine de validité de chacune d'elles.

Dans l'étude du comportement du sol sous chargement cyclique, on a distingué le comportement du sol avant rupture de celui à rupture. Tous les essais ne permettent pas de solliciter le sol jusqu'à rupture. En l'état actuel des connaissances, seuls certains essais de laboratoire permettent d'imposer de grandes déformations aux échantillons. Les essais en place, et certains essais de laboratoire sont limités aux mesures des caractéristiques de déformabilité (Pecker, 1984).

Actuellement tous les essais in situ sont basés sur la mesure d'une vitesse de propagation d'ondes dans le sol. Dans un milieu élastique, les vitesses de propagation d'ondes de volume sont reliées aux paramètres de la loi de comportement du milieu. Si G (module de cisaillement) et λ désignent les coefficients de Lamé du matériau, ρ sa masse volumique, K le module de compressibilité volumétrique, on a les relations suivantes :

$$G \quad = \rho \mathrm{v}_s^2 \tag{1.37}$$

$$G \quad = \rho(\mathrm{v}_\mathrm{p}^2 - \tfrac{4}{3}\mathrm{v}_s^2) \tag{1.38}$$

$$\lambda + 2G = \rho v_p^2 \tag{1.39}$$

Ou V_s et V_p sont les vitesses de propagation des ondes de cisaillement et des ondes de compression.

Pour effectuer les mesures, on crée par un moyen mécanique une perturbation en un point intérieur du milieu. Cette perturbation donne naissance à des ondes de volume dont on mesure le temps de propagation jusqu'à un autre point du milieu pour lequel la distance à la source est connue. Pratiquement, les énergies mise en jeu dans ces essais sont suffisamment faibles pour que les déformations induites restent petites et, qu'en conséquence, le sol reste dans un domaine quasiment élastique. Les relations (1.37), (1.38) (1.39) , dérivées de la théorie l'élasticité, sont alors applicables, et les paramètres de déformation obtenus correspondent aux valeurs à très petite déformation (déformation de cisaillement inférieur à 10^{-6}). En théorie, la variation de l'amplitude des ondes entre le point d'émission et le point de réception permet de connaître l'amortissement de celles-ci. Cet amortissement se compose de deux termes : l'amortissement matériel du sol, qui est petit compte tenu des faibles déformations induites, et l'amortissement géométrique résultant de la radiation des ondes autour de la source. Ce dernier, fonction de la géométrie du milieu (stratigraphies, discontinuités,…), et de la distance de la source, est prépondérante et peut théoriquement être calculé. En pratique du fait des nombreuses hétérogénéités du milieu la précision d'un tel calcul est médiocre et ne permet de mesurer avec précision l'amortissement propre du sol, ces essais sont donc limités à la mesure des modules de déformation.

Les relations (1.37) et (1.38) montrent l'intérêt qu'il y'a à isoler les ondes de cisaillement. La connaissance de la seule masse volumique du sol permet alors de calculer le module de cisaillement. Dans un train d'ondes, la détermination de l'instant d'arrivée de l'onde de cisaillement est délicate car cette onde arrive après l'onde de compression. Il est donc nécessaire de développer des méthodes d'essais générant des ondes de cisaillement, de préférence aux ondes de compression, pour faciliter leur identification.

En cela les essais géophysiques orienté vers la détermination des caractéristiques dynamiques des sols se distinguent des prospections géophysiques classiques. Ces dernières sont basées sur les mesures des vitesses de propagation des ondes de compression. La distinction essentielle entre les deux types de mesure provient en grande partie du mode de génération des ondes.

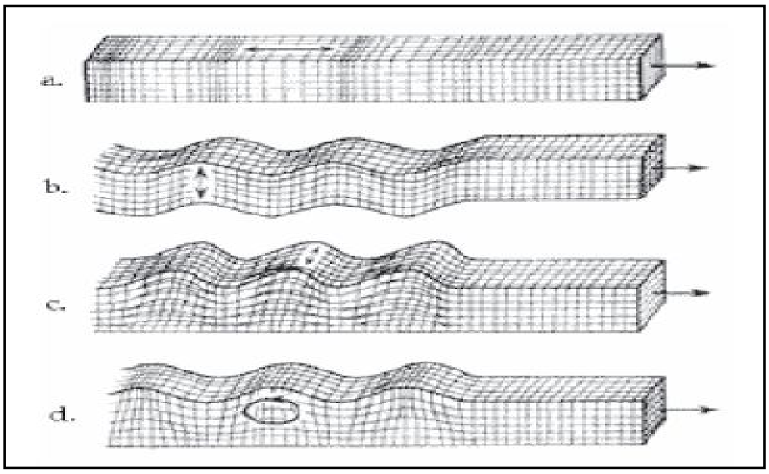


Figure 1.28 **:** *Ondes sismiques de volume en (a) compression P, (b) cisaillement S. Ondes de surface (c)Love, (d) Rayleigh.*

La prospection géophysique classique nécessite la mise en œuvre d'une source d'énergie puissante permettant aux ondes de couvrir une distance appréciable à cette fin, l'utilisation de l'explosif est très développée. En dynamique des sols, on utilise de préférence des moyens mécaniques permettant de mieux contrôler la nature des ondes émises. La faible énergie mise en jeu ne constitue pas une limitation sérieuse car les mesures se font habituellement à l'échelle de la dizaine de mètres. De plus, l'utilisation des enregistreurs à mémoire permet éventuellement de sommer les résultats d'impulsions successives (Bertrand et al, 1982).

Il est possible de regrouper les essais géophysiques en deux catégories :

- ✓ Les essais réalisés à partir de la surface du sol, tel que les essais de sismique réfraction ou de vibration entretenue de massif de fondation. Ces essais présentent l'avantage essentiel d'être d'une grande facilité de mise en œuvre et d'un coût plus élevé. Ils ne répondent cependant qu'imparfaitement au problème posé et ne sont utilisés, tout au moins pour les ouvrages important, qu'en phase de reconnaissance préliminaire.
- ✓ Les essais réalises dans des forages, ou entre forage, tel que les essais down-hole, up-hole ou cross-hole. 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.

La méthode utilisée dans nos essais est la méthode surface-trou (down hole) cette techniques est décrites dans la partie qui suit.

1.4.4.1.. Diagraphie sismique Down-Hole

a) Mode opératoire

Dans la méthode down-hole, aussi appelée PSV (Profil Sismique Vertical), la mesure des vitesses de propagation d'ondes est faite le long d'un forage. L'émission du signal a lieu à la surface du sol et la réception se fait à l'aide de capteurs placés dans le forage. Il s'agit alors de procéder à l'émission avec une source d'énergie (frappe d'un massif par exemple) qui donne naissance à une forte proportion d'ondes de cisaillement. Les récepteurs sont mis dans le forage à différents niveaux. Chaque récepteur enregistre, à sa profondeur, les temps d'arrivée des ondes primaires et secondaires. Les valeurs obtenues dans cet essai correspondent aux caractéristiques du terrain au voisinage du forage pour une direction verticale de propagation d'onde.

Théoriquement, avec un espacement suffisamment resserré des récepteurs, il est possible de détecter des couches de plus faibles caractéristiques, même si celles-ci sont incluses entre deux couches plus résistantes.

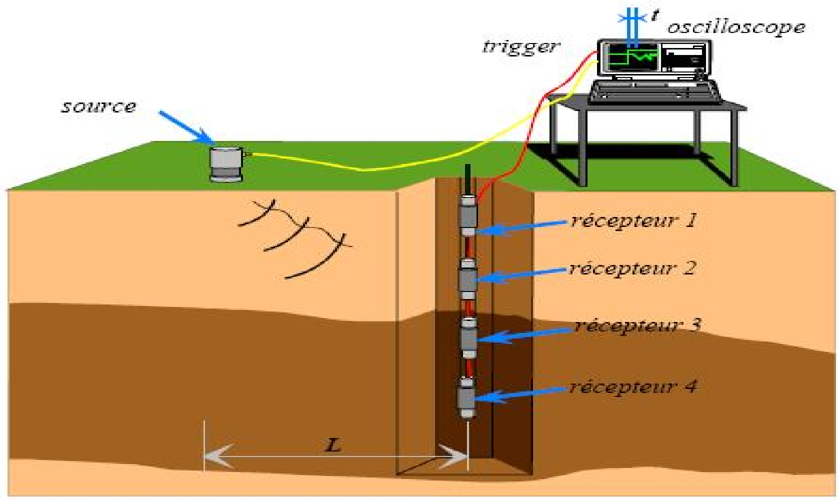


Figure 1.29 : Diagraphie sismique down-hole

b) Déduction des mesures

Pour procéder à l'analyse de la vitesse de propagation, on doit d'abord reconstruire un enregistrement composite pour toute la longueur du trou, comme s'il s'agissait d'un seul enregistrement à plusieurs canaux.

En lisant le signal obtenu pour chaque canal et pour chaque enregistrement et en construisant un enregistrement composite qui montre l'ensemble des enregistrements d'un même canal en fonction de la profondeur de mesure, il est alors possible de procéder à la réduction des données. A la figure (1.31), on montre un enregistrement composite typique.

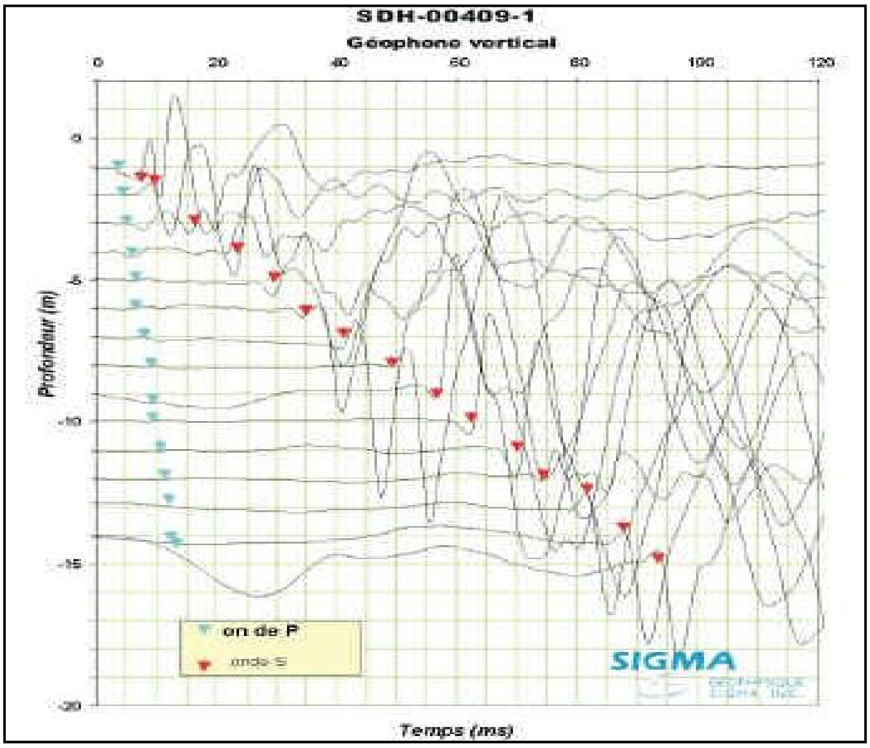


Figure 1.30 : enregistrement composite typique

Pour obtenir la vitesse de propagation des ondes **P** et **S**, on détermine pour chaque trace, le temps d'arrivée de ces deux types d'onde. A partir de ces mesures, on construit une dromochronique (graphique du temps de parcours en fonction de la distance) pour l'onde **P** puis pour l'onde **S**. La vitesse de propagation est ensuite obtenue en mesurant l'inverse de la pente de chacun des segments de droite de la dromochronique.

c) Précision Des Résultats

La précision des modules élastiques calculés en utilisant les méthodes de diagraphie sismique dépend de la précision des mesures de vitesse et de celle de la mesure de la densité.
La précision sur la mesure de la vitesse est directement proportionnelle à la précision sur la mesure du temps et de la distance.

Dans le cas de la diagraphie surface à trou, la précision est difficile à évaluer. En prenant pour acquis que les ondes se propagent en ligne droite entre la source et le capteur, et que les conditions de bruit et d'atténuation propres au site permet d'obtenir un signal de grande qualité (i.e. riche en haute fréquence et exempt de bruit parasite qui viendrait masquer le signal), on arrive assez facilement à obtenir une précision de l'ordre de 4 à 5 % ou mieux.
Cependant, dans certains cas difficiles, (bruit de fond très intense, atténuation très forte du signal dans les matériaux), le signal de haute fréquence nécessaire à une bonne précision est

inexistant. Conséquemment, dans ces cas comme le signal utilisable est de basse fréquence, la précision quant à la détermination du temps d'arrivée des ondes est donc diminuée. Compte tenu de l'ordre de grandeur des vitesses, la précision sur la détermination des vitesses et des modules en sera réduite d'autant.

Conclusion partielle

Dans cette première partie nous avons tenté de présenter l'essentiel du comportement des sols sous différents types chargement, par la suite les modèles de comportement usuels, et brièvement le modèle retenu ; enfin, certaines relations existantes dans la littérature qui permettent la détermination du module de cisaillement maximale, et la présentation des essais géophysiques qui nous ont permis d'obtenir le module de cisaillement dans le cadre de ce mémoire.

Dans la partie suivante on présentera en détail le modèle de comportement de Ramberg-Osgood et son implémentation dans le logiciel FLAC 2D.

Chapitre 2

Implémentation Du Modèle Dynamique

Après avoir passé en revue le comportement du sol sous différents chargements et avons proposé une revue succincte des grandes familles de modèles de comportement disponibles dans la littérature, permettant la détermination des paramètres dynamique du sol , nous allons présenter en détail le modèle que nous avons retenu , il s'agit du modèle élastique non linéaire de Ramberg-Osgood (R.O)

L'étape suivante consiste à implanter ce modèle dans le code de calcul par différences finis FLAC 2D, développé par ITASCA(2005). Le point de vue adopté dans ce travail est celui du géotechnicien : la présentation des aspects numériques est limitée au strict minimum nécessaire à la compréhension du travail réalisé, la méthode de calcul sous FLAC sera brièvement rappelée afin de situer les modes d'actions à disposition et justifier les choix effectués.

2.1. MODELE DE RAMBERG-OSGOOD

2.1.1. Présentation du modèle de Ramberg-Osgood

La formulation d'hystérésis de Ramberg-Osgood entre contrainte de cisaillement et distorsion permet de simuler la non-linéarité même dans le domaine élastique des matériaux. Le module de cisaillement varie en fonction de la contrainte et de la position dans le cycle et donc de la distorsion. Ceci a l'avantage de mieux expliciter la notion de dégradation du module de cisaillement à travers sa forme mathématique et de reproduire naturellement l'amortissement des matériaux sous sollicitations cycliques (Figure 2.1).

La formule classique de Ramberg-Osgood s'écrit :

$$\gamma - \gamma_c = \frac{1}{G_{max}}\left[1 + \alpha\left(\frac{|\tau-\tau_c|}{n\tau_y}\right)^{r-1}\right]\ (\tau - \tau_c) \tag{2.1}$$

Où :

n = 1 : lors du premier chargement et n = 2 ensuite,

τ_c et γ_c sont respectivement la contrainte et la déformation de cisaillement lors du dernier changement de direction du chargement,

G_{max} : module de cisaillement tangent initial,

r, α : paramètres du modèle,

τ_y : déviateur maximum

γ_y : est relié à τ_y par la relation $\tau_y = G_{max}.\gamma_y$

Telle qu'elle est proposée, cette formulation est donnée sous forme contrainte-déformation, pour l'utiliser, il est intéressant de la transformer en une relation de dégradation G/G_{max}.

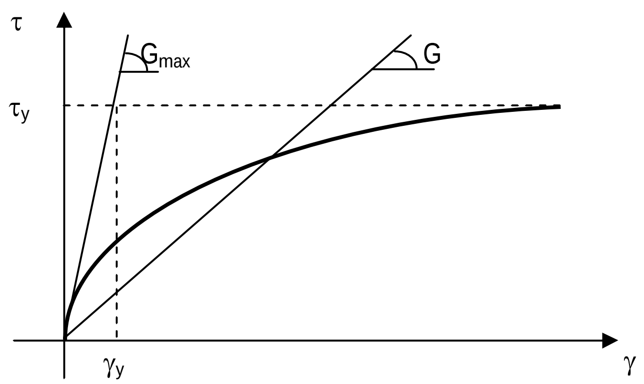


Figure 2.1: Modèle de Ramberg Osgood : non linéarité du module de cisaillement sécant

2.1.1.1. Non linéarité de la relation contrainte-déformation

Le modèle utilisé définit un domaine élastique ou le comportement du matériau est décrit par une loi élastique incrémentale non linéaire.

Cette loi hypo-élastique s'écrit :

$$d\varepsilon_{ij}^{e} = \frac{ds_{ij}}{2G} + \frac{dJ_1}{9K}\delta_{ij} \tag{2.2}$$

- ε est le tenseur de déformations

- s est le déviateur du tenseur de contraintes

- J_1 est le premier invariant du tenseur de contraintes

- G et K sont respectivement les modules de cisaillement et de compressibilité

Le module de cisaillement suit la formule de Ramberg-Osgood et se dégrade suivant la relation :

$$G = \frac{d\tau}{d\gamma}\frac{G_{\max}}{1+\alpha\left(\frac{\left|\tau-\tau_c\right|}{m\tau_y}\right)^{r-1}} \tag{2.3}$$

La première non linéarité est introduite par la loi de Hertz (découlant du comportement d'un ensemble de sphères élastiques) et donne la dépendance de ces modules avec le confinement effectif :

$$\begin{cases} G_{\max} = G_0\left[\frac{p'}{p_0}\right]^n \\ K_{\max} = K_0\left[\frac{p'}{p_0}\right]^n \end{cases} \tag{2.4}$$

où :

n : Paramètre représentatif de la non-linéarité, il est dépendant de la nature du sol considéré.

p_0 : Confinement de référence (généralement 100 kPa ou 1 MPa)

K_0 et G_0 et sont respectivement les modules de cisaillement et de compressibilité au confinement de référence.

Le module de cisaillement sécant dépend alors à la fois de la pression moyenne et de la déformation en cisaillement.

2.1.1.2. Les paramètres du modèle de Ramber Osgood

a. Le paramètre r

La constante r ($r \geq 1$) est un paramètre contrôlant la vitesse d'augmentation de la non-linéarité de la relation contrainte-déformation.

Si r = 1, on obtient une relation d'élasticité linéaire:

$$\gamma - \gamma_c = \frac{1}{G_{max}}[1 + \alpha] \quad (\tau - \tau_c) \tag{2.5}$$

Si r tend vers l'infini, la formulation de Ramberg-Osgood devient :

$$\gamma - \gamma_c \to \frac{1}{G_{max}}(\tau - \tau_c) \quad si \ \frac{|\tau - \tau_c|}{n\tau_y} < 1 \tag{2.6}$$

$$\gamma - \gamma_c \to \infty \ si \ \frac{|\tau - \tau_c|}{n\tau_y} > 1 \tag{2.7}$$

Il s'agit du comportement élasto-plastique. La formulation de Ramberg-Osgood est donc capable de décrire les relations élastique linéaire ou non linéaire ou élastoplastique entre la contrainte de cisaillement et la distorsion.

b. Le paramètre α

Le paramètre α, pour le premier chargement, est défini à $\tau = \tau_y$ par :

$$\left(\frac{G}{G_{max}}\right)_{\tau=\tau_y} = \frac{1}{1+\alpha} \tag{2.8}$$

$$\alpha = \left(\frac{G_{max}}{G}\right)_{\tau=\tau_y} - 1 \, , \alpha > 0 \tag{2.9}$$

La constante α est donc définie par le rapport entre le module de cisaillement maximal et le module de cisaillement à $\tau = \tau_y$

c. Le paramètre τ_y (τ_y)

Le paramètre τy désigne la résistance maximale en cisaillement et est défini par :

$$\tau_y = \sigma'_{zz} tan\varphi + c \tag{2.10}$$

où :

σ'_{zz} : contrainte effective verticale,

c : cohésion,

φ : angle de frottement.

En résumé, le paramètre r détermine le degré de non-linéarité. Les deux paramètres, α et τ_y influencent la relation entre le module sécant et le module maximal à la « rupture », au sens de la théorie de la plasticité classique.

2.1.2. Le coefficient d'amortissement D

En régime cyclique, une certaine quantité d'énergie est dissipée par le matériau lorsqu'il est sollicité par une alternance de charges et de décharges. Cette dissipation d'énergie est traduite directement par la loi hystérétique de Ramberg-Osgood.

Le coefficient d'amortissement D est défini par l'énergie dissipée par le matériau lors d'un cycle fermé par la formule :

$$D = \frac{\Delta W}{4\pi W} \tag{2.11}$$

Où ΔW : énergie dissipée au cours d'un cycle de chargement,

W : énergie élastique stockée en fin de cycle (*Figure 2.2*).

Le coefficient d'amortissement est défini par:

$$D = \frac{2}{\pi}\frac{r-1}{r+1}\left(1 - \frac{G}{G_{max}}\right) \tag{2.12}$$

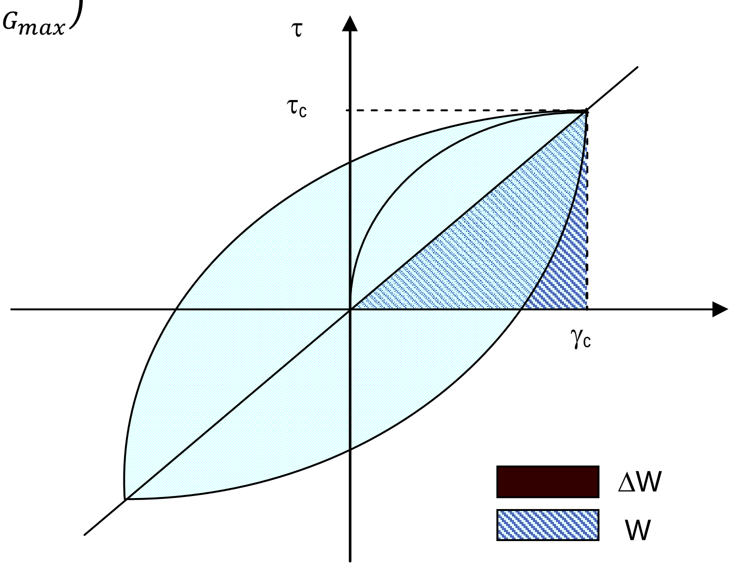


Figure 2.2: Modèle de ramberg Osgood : boucle d'hystérésis et dissipation d'énergie.

Le bilan de la loi Ramberg-Osgood donne cinq propriétés à identifier : G_0 et K_0 (pour un p'_0 donné), r et α (à calibrer à partir des courbes expérimentales) et γ_y (identifiable à partir de la mesure d'un τ_y pour un confinement quelconque).

2.2. IMPLEMENTATION : LA LOI R.O

Le modèle rhéologique est implanté dans un code commercialisé FLAC 2D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in Two Dimensions), version 5.00. Il s'agit d'un code basé sur la méthode des différences finies, développé pour simuler, entre autres, des problèmes en hydromécanique couplée.

L'implémentation et la validation du modèle présentées dans ce mémoire sont faites avec cette version.

Quelques modèles basés sur une loi élasto-plastique ont déjà pu être implémentés (tel que CJS4 ou Hujeux). Les résultats qu'ils fournissent sont toujours au sein des discussions (Le,2006), mais restent toutefois les plus fiables à l'heure actuelle. Cependant, ils présentent tous deux des inconvénients majeurs qui freinent leur emploi comme leur développement :

- Une calibration longue. Une vingtaine de paramètres couplés sont à identifier pour cerner avec précision le comportement d'un sol donné. L'identification des paramètres peut alors prendre une à deux semaines d'essais en laboratoire et une identification pas assez précise conduit rapidement à des erreurs de calcul.
- Une lourdeur excessive. La complexité du phénomène, et le couplage des mécanismes donnent des calculs qui peuvent s'étendre sur des temps rapidement prohibitifs.

L'idée de base est alors d'utiliser une loi élastique non linéaire qui devient hystérétique sous sollicitation cyclique. Ce sera ici la loi Ramberg-Osgood (ε^e). Cette loi, plus simple concernant l'identification des paramètres et plus rapide en temps de calcul sera alors bornée par un critère de plasticité : le critère de Morh-Coulomb $\left(\varepsilon^p\right)$.

La formulation de Ramberg-Osgood exprimant l'influence primordiale de la distorsion sur la variation du module tangent ainsi que la dissipation de l'énergie de déformation est intégrée dans le modèle. L'application de cette formulation exige la connaissance de la « distance » entre l'état de contrainte actuel et celui correspondant au dernier changement de sens de direction de chargement (τ - τ_c). Elle est définie au cours d'un demi-cycle.

2.2.1. Architecture d'un calcul sous FLAC

FLAC est un logiciel de calcul en différence finies. Il utilise un cycle de résolution permettant de tendre vers un équilibre lors d'une simulation statique et calculer rapidement une évolution approchée en dynamique. La méthode de résolution est alors dite incrémentale. A chaque pas de calcul, un cycle de résolution complet est parcouru et les actions extérieures sont mise à jour si nécessaire (en dynamique, le pas de temps devra être nettement inférieur à celui de l'évolution des actions extérieures pour que le calcul ait un sens). Le cycle de résolution du logiciel est donné par la figure 2.3.

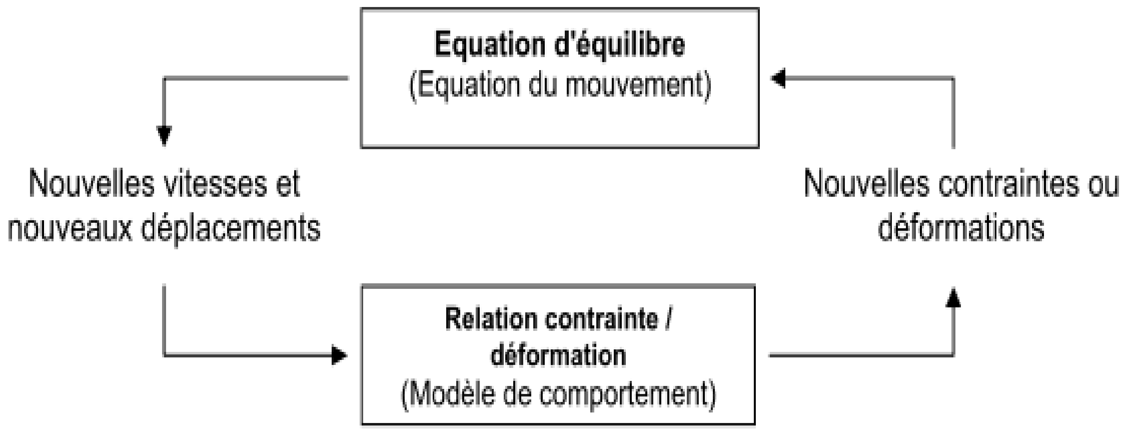


Figure 2.3 : Cycle de résolution par la méthode explicite sous FLAC

Le cycle est composé de deux blocs d'équations. D'un côté il y a les équations d'équilibre inhérentes à la physique, et donc non modifiables, qui permettent de déduire les déformations en fonction des contraintes internes et externes existant dans le système. Et de l'autre, on trouve les équations constitutives du modèle qui assurent le calcul des déformations à associer aux contraintes nouvellement calculées. C'est uniquement sur ce second bloc qu'un utilisateur de FLAC peut intervenir en définissant un nouveau modèle constitutif, c'est donc par conséquent sur ce bloc là que le présent travail intervient.

Certain points supplémentaires de la notice de FLAC seront rappelés dans cette partie, mais le lecteur est invité à se reporter à (ITASCA, 2005) pour toute d'information complémentaire.

La convention de signe utilisée sera celle de la mécanique des milieux continus, c'est-à-dire positif en extension et négatif en compression à la fois en contrainte et en déformation.

2.2.2. Structure du modèle constitutif

Le modèle R.O étant un modèle basé sur une loi d'élasticité non linéaire limité par le critère de Mohr-Coulomb, et peut être associé associer à une loi d'écrouissage volumique (byrne ou finn), la structure du modèle constitutif de Mohr-Coulomb développé par Itasca pourra être repris et une détection de la structure cyclique des contraintes et déformations déviatoires qui permettra la mise à jour des modules de compressibilité et de cisaillement ainsi que le calcul des déformations volumiques à réinjecter. Le modèle suit donc l'algorithme suivant :

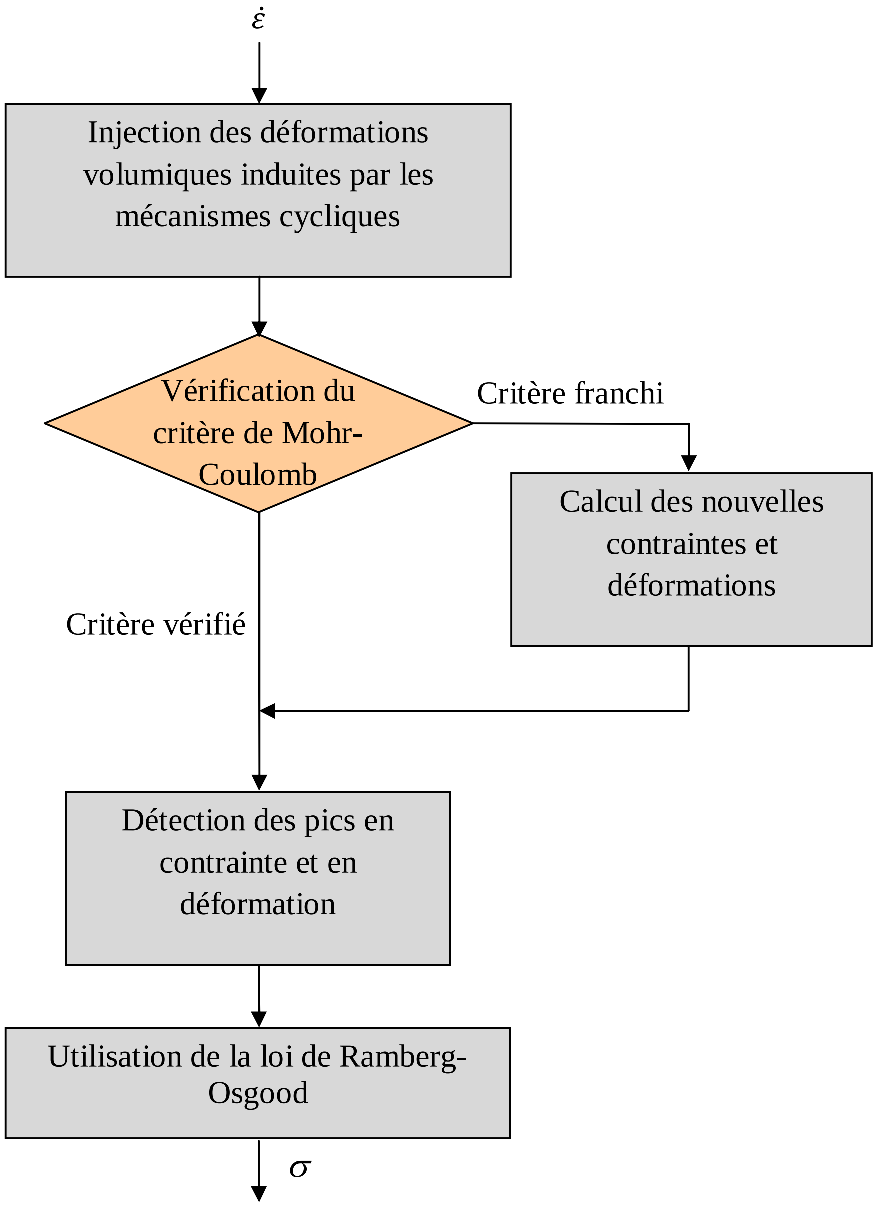


Figure 2.4 : Diagramme général du déroulement du modèle constitutif

En début de calcul, les variations volumiques sont injectées s'il y a lieu d'être. A partir de ces déformations, les contraintes sont calculées et le critère de Mohr-Coulomb est vérifié. A ce stade-là, les contraintes sont éventuellement corrigées. Ensuite, la détection des pics et de cycles en contrainte comme en déformation est évaluée et la loi de Ramberg-Osgood est renseignée. Elles permettront de recalculer les modules de contrainte et de cisaillement ainsi que les variations volumiques à injecter si nécessaire.

Les étapes les plus complexes sont détaillées dans la suite de la partie.

2.2.3. L'utilisation du critère de Mohr-Coulomb dans la méthode incrémentale

Si dans un certain domaine de contrainte, le sol peut être considéré comme élastique, ce dernier génère très rapidement des déformations irréversibles. Le critère de Mohr-Coulomb a pour but de délimiter le domaine d'élasticité et de générer les déformations plastiques pour empêcher les contraintes déviatoires d'augmenter plus que le sol ne pourrait encaisser. Il est à noter que les déformations générées par ce critère sont, en théorie du moins, purement déviatoire (donc à volume constant) et que l'état critique (qui sera confondu avec l'état stationnaire) est alors représenté correctement.

Le critère de Morh-Coulomb est couramment accepté dans la littérature comme un modèle simple et précis. Il reflète deux mécanismes de rupture (un en traction et l'autre en cisaillement). Chacun de ces mécanismes est défini par une surface de charge (f), un potentiel plastique non associé (g) et un multiplicateur plastique (λ)

Tableau 2.1 : Définition du critère de Mohr-Coulomb

Traction	***Cisaillement***
$f^t(\sigma) = \sigma^t_{\max} - \sigma_3 \leq 0$	$f^s(\sigma) = -\sigma_1 + \sigma_3 N_\phi - 2c\sqrt{N_\phi} \leq 0$
$g^t(\sigma) = -\sigma_3$	$g(\sigma) = -\sigma_1 + \sigma_3 N_\psi - 2c\sqrt{N_\psi}$
$\lambda^t = \dfrac{\sigma^t_{\max} - \sigma_3}{\alpha_1}$	$\lambda^s = \dfrac{-\sigma_1 + \sigma_3 N_\phi - 2c\sqrt{N_\phi}}{(\alpha_1 - \alpha_2 N_\psi) - (\alpha_2 - \alpha_1 N_\psi) N_\phi}$

Tableau 2.2 : Définition des paramètres du critère de Mohr-Coulomb

$N_\phi = \dfrac{1+\sin(\phi)}{1-\sin(\phi)}$	$N_\psi = \dfrac{1+\sin(\psi)}{1-\sin(\psi)}$
$\alpha_1 = K + \dfrac{4G}{3}$	$\alpha_2 = K - \dfrac{2G}{3}$

Où

- ψ est l'angle de dilatance (différentes définitions existent, telle que celle présente dans le logiciel FLAC)

- ϕ_{pic} est l'angle de frottement au pic (maximum de l'angle de frottement mobilisable)

- c est la cohésion du sol

- $\sigma^t_{\max} = c / \tan(\phi_{pic})$ est un intermédiaire de calcul représentant la contrainte maximale en traction pure que peut reprendre le sol.

Le tenseur de déformation plastique qui en découle, quel que soit le mécanisme mis en jeu, peut alors s'écrire dans le repère des contraintes et de déformations principales :

$$d\varepsilon_i^{ps} = d\lambda \left(\frac{\partial g}{\partial \sigma_i} \right) \tag{2.13}$$

Le critère de Mohr-Coulomb présente en plus de sa simplicité d'utilisation et de sa concordance avec les expérimentations, l'avantage d'avoir une représentation graphique bilinéaire dans le repère de Mohr(τ, σ). La rupture du sol est alors initiée au moment où le cercle de Mohr vient tangenter le critère.

La méthode incrémentale utilise le critère de Mohr-Coulomb de la manière suivante : les incréments de déformation ayant été calculés, des incréments de contrainte leur sont associés à travers la loi de Hooke généralisée. Ces incréments sont rajoutés aux contraintes déjà existantes. Le critère de Mohr-Coulomb est vérifié à partir de ces nouvelles contraintes. S'il y a dépassement de la surface de charge, les déformations plastiques sont calculées pour que le chemin en contrainte retourne sur le critère plastique. (Figure 2.5)

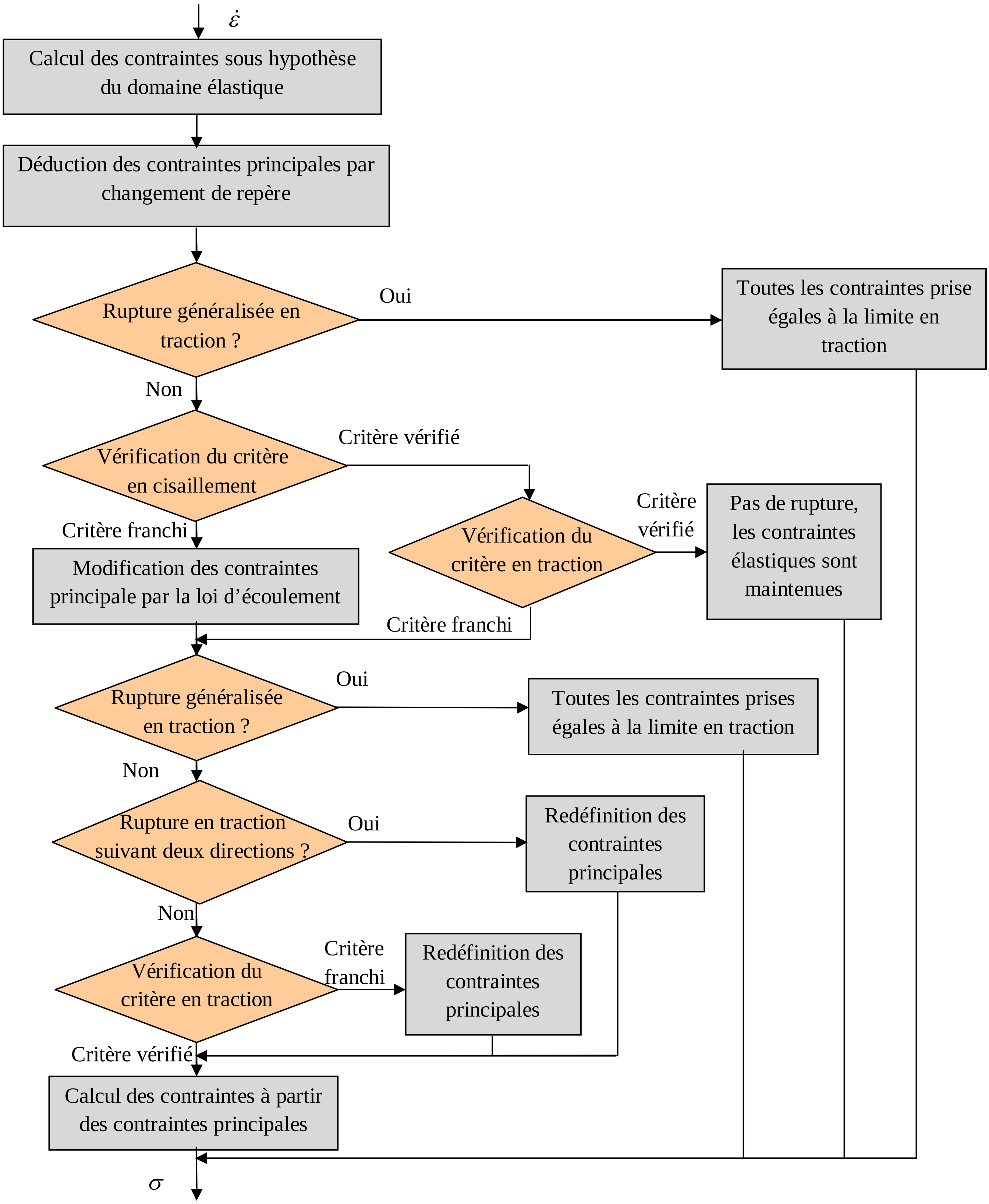


Figure 2.5: Diagramme de l'implémentation du critère de Mohr-Coulomb (Bagagli, 2008)

2.2.4. Ecrouissage volumique

Afin de traduire la densification volumique, induite par les phénomènes cycliques, il est nécessaire de rajouter une loi capable d'engendrer des variations volumiques supplémentaires. Pour ce faire, Finn(1977) ainsi que Byrne (1994) proposent des méthodes similaires dans le principe.

Elles consistent à observer l'amplitude de chaque cycle ou demi-cycle de déformation déviatoire et d'en déduire une variation volumique représentative de cette période (figure 2.6). Seule l'expression de cette variation volumique varie d'un auteur à l'autre mais elles prennent en compte les mêmes éléments qui sont l'amplitude du cycle et les variations volumiques déjà accumulées. Finn propose :

$$\Delta\varepsilon^{v}_{1cycle} = C_1\,(\gamma - C_2\varepsilon_v) + C_3\,\frac{\varepsilon_v^2}{\gamma + C_4\varepsilon_v} \tag{2.14}$$

Byrne, en 1991, discute des instabilités que peut induire cette formule dans le modèle et propose en 1994 une nouvelle expression :

$$\Delta\varepsilon^{v}_{1/2cycle} = \frac{1}{2}\gamma\, C_1\, \exp\left(\frac{-C_2\varepsilon_v}{\gamma}\right) \tag{2.15}$$

Où :

- $\Delta\varepsilon^{v}$ est la variation volumique à associer à la période considérée

- ε_v est la variation volumique déjà cumulée sur les cycles précédents

- γ est l'amplitude du cycle ou du demi-cycle considéré en déformation déviatoire

- C_1 , C_2 , C_3 et C_4 sont les paramètres de la loi de Byrne et Finn

Certains auteurs tels que Ishibashi (1977) ont formulé des expressions donnant la variation de pression interstitielle. Mais quelle que soit la loi retenue, son utilisation passera nécessairement par la connaissance de l'amplitude des cycles de déformations déviatoires.

Ne perdons pas de vue que l'objectif de notre étude est l'évaluation de la dégradation du module de cisaillement et l'amortissement, c'est pour cela que cette partie ne sera pas plus détaillée.

2.2.5. La détection des pics

La détection de la structure des cycles et de leurs pics associés est fondamentale pour le bon fonctionnement du modèle ; Cette détection doit s'effectuer à la fois en terme de déformations et de contraintes et ne doit porter que sur les termes déviatoires de chacun de ces tenseurs. La structure des tenseurs σ et ε étant identique, la détection s'effectuera suivant les mêmes principes en contrainte et en déformation.

La difficulté de la mise en évidence de la structure cyclique vient du fait que le modèle utilisé en 3D déformations planes et que de ce fait, le tenseur déviateur comporte cinq composantes potentiellement non nulles. Si la structure de cycle est relativement intuitive en suivant une variable unique, elle l'est beaucoup moins lorsque leur nombre augmente. La figure 2.7 donne un exemple de chemin possible en déformations déviatoires en 2D. La notion de cycle en plusieurs dimensions étant d'elle-même assez ambiguë, il sera d'autant plus difficile d'implémenter une procédure informatique pour les détecter.

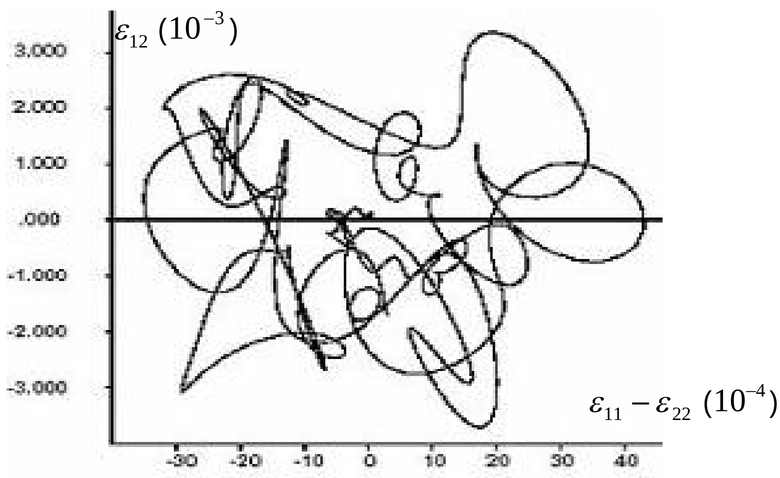


Figure 2.7: Exemple de chemin de déformation déviatoire lors d'une solicitaiton sismique

En 2D, le tenseur déviateur de contrainte s'écrit :

$$s=\begin{pmatrix} s_{11} & s_{12} \\ s_{12} & s_{22} \end{pmatrix}=\begin{pmatrix} \dfrac{\sigma_{11}-\sigma_{22}}{2} & \sigma_{12} \\ \sigma_{12} & \dfrac{\sigma_{22}-\sigma_{11}}{2} \end{pmatrix}$$

En 3D déformation plane, le même tenseur s'écrit :

$$s = \begin{pmatrix} s_{11} & s_{21} & 0 \\ s_{12} & s_{22} & 0 \\ 0 & 0 & s_{33} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{2\sigma_{11} - \sigma_{22} - \sigma_{33}}{3} & \sigma_{21} & 0 \\ \sigma_{12} & \frac{2\sigma_{22} - \sigma_{11} - \sigma_{33}}{3} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{2\sigma_{33} - \sigma_{11} - \sigma_{22}}{3} \end{pmatrix}$$

Il y a donc cinq termes potentiellement non nuls mais la nature du déviateur relie certains d'entre eux au travers de la relation $tr(s) = 0$ et $s_{12} = s_{21}$. La détection des pics devra donc s'effectuer dans un sous espace de dimension 3.

Il n'existe pas de définition d'un pic globalement admise dans un espace multidimensionnel. La détection du pic dépendra donc de la définition qui lui sera donnée. Quoi qu'il en soit, il paraît nécessaire d'emblée de rajouter une topologie à cet espace pour pouvoir travailler. Cette topologie sera introduite au travers d'un produit scalaire construit sur le second invariant du tenseur de contrainte J_2 :

$$J_2 = \frac{1}{2} s_{ij} s_{ij} = \frac{q}{\sqrt{3}} \tag{2.16}$$

Pour deux vecteurs v^a et v^b le produit scalaire sera donc défini par :

$$v^a . v^b = \frac{1}{2}\left(v_{11}^a v_{11}^b + v_{22}^a v_{22}^b + v_{33}^a v_{33}^b + 2 v_{12}^a v_{12}^b\right)$$

Si l'un des deux vecteurs représente le demi cycle précédent, c'est-à-dire le chemin entre le dernier et l'avant dernier pic, cette direction est alors privilégiée dans l'espace des contraintes et le produit scalaire entre ce vecteur et le chemin parcouru depuis le dernier pic sert de variable unique à la détection du prochain extrema. Ce produit scalaire, qui sera normé à partir de l'amplitude du dernier demi cycle, est appelé m_dist dans le code et correspondant à la distance parcourue depuis le dernier pic, s'exprime de la manière suivante :

$$m\_dist = \frac{\left(s - s^p\right).\left(s^p - s^{pm}\right)}{\sqrt{\left(s^p - s^{pm}\right).\left(s^p - s^{pm}\right)}} \tag{2.17}$$

La Figure 2.8 illustre la définition des trois variables utilisées dans la détection des pics en contrainte sur un exemple unidimensionnel.

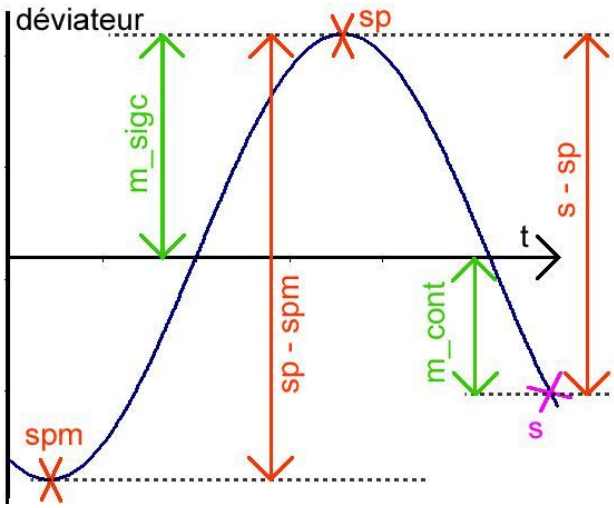


Figure 2.8 : Définition des variables de l'algorithme de détection de pic en 1D

m_dist : distance parcourue depuis le dernier pic.

m_sigc : amplitude du dernier pic

m_cont : distance (en valeur absolue) entre l'état courant et l'axe de contrainte nulle

s : contrainte déviatoire à l'état courant

sp : contrainte déviatoire au dernier pic

spm : contrainte déviatoire à l'avant dernier pic

En revanche, la détection du premier extremum se faisant sur un chemin dépourvu de pic, l'évaluation de m_dist se fera uniquement à partir de la norme du tenseur déviateur de contraintes, associée au produit scalaire. Ainsi, au tout début de l'essai, le tenseur déviateur de contraintes effectives s'écartera de sa valeur initiale qui est celle de l'état statique (en général non nul en terme de contrainte déviatoire). Il s'agit là d'une approximation car l'état statique du modèle est considéré comme l'origine du repère. Cette approximation amène forcément une erreur sur le comportement du sol qui est considéré comme vierge à l'état statique.

En effet, ce dernier est alors plus raide que ce qui devrait l'être et se rapproche plus rapidement du critère de rupture que ce qu'il ne le ferait dans la réalité. Ce durcissement s'accompagne d'un écoulement plus rapide du sol par l'atteinte du critère et dirige donc le modèle dans le sens de la sécurité. La Figure 2.9 illustre cette approximation : alors que la figure (b) montre le chemin que parcourrait le sol à partir d'un état statique nul et (c) à partir d'un état statique non nul (avec un module réduit à l'origine), la figure (d) montre le chemin que prendra le modèle c'est-à-dire le même que l'état celui de la figure (b) mais transposé avec un état statique non nul.

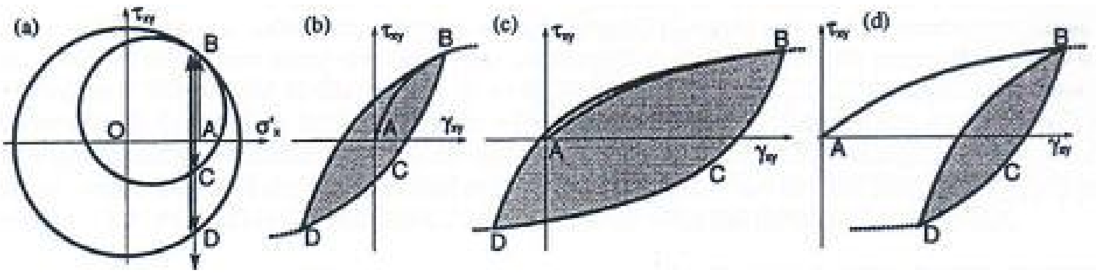
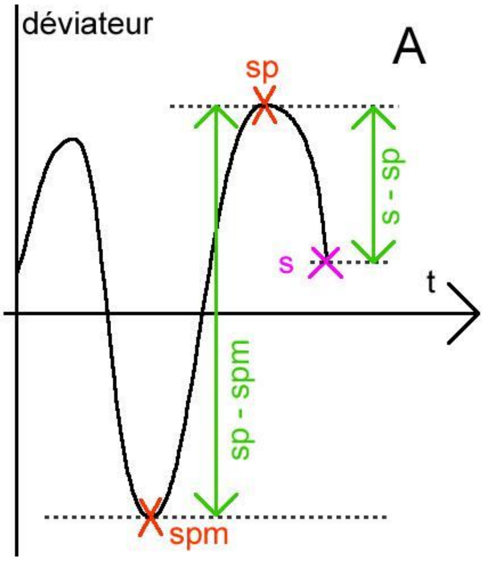
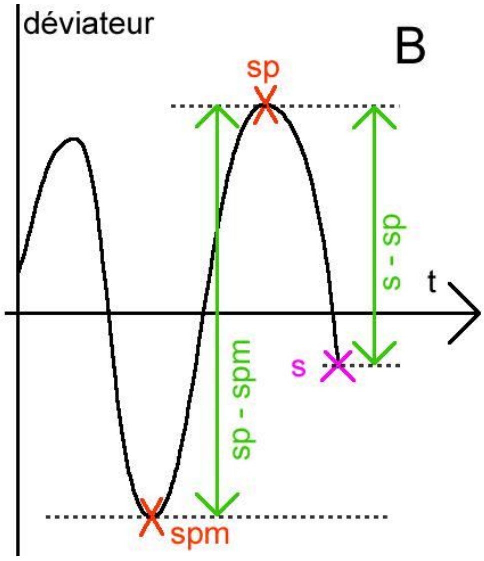


Figure 2.9 : Comparaison entre chemin de contrainte réel et celui fourni par le modèle

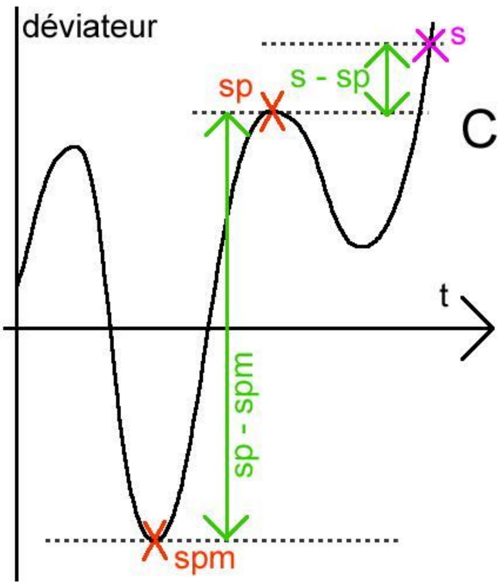
En plus des outils de normalisation de l'espace, la détection des pics nécessite aussi un algorithme qui permette de gérer les données. Mais il ne faut pas perdre à l'esprit que seul les cycles dits 'alternés' ont un impact significatif sur le comportement du sol. Pour l'exemple 1D (voir Figure 2.10), les cycles sont alternés uniquement s'il y a franchissement de l'axe de contrainte ou de déformation nulle. D'un point de vue physique, en multidimensionnel, seuls les cycles dont le chemin de contrainte franchi un axe (qui reste à définir) généreront des boucles d'hystérésis, les autres auront un comportement élastique non linéaire. De même, uniquement les cycles franchissant l'axe en déformation généreront des déformations volumiques irréversibles. Le pic à associer à ces cycles correspondra alors avec le plus grand des extremums. Les extremums plus locaux ne seront alors pas pris en compte.



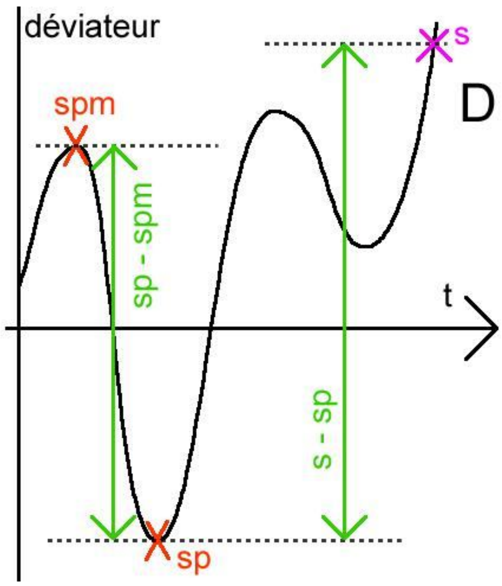
A : un pic vient d'être détecté, la projection se fait comme définie avant



B : si le chemin de contrainte franchie l'axe nul, les cycles sont alors alternés et le pic détecté est confirmé



C : si le chemin en contrainte n'est pas franchi pas l'axe mais dépasse le pic détecté qui n'est donc que local et ne doit pas être pris en compte



D : le pic est effacé de l'histoire et l'algorithme revient au dernier cycle alterné

Figure 2.10 : algorithme de détection de pics sur un exemple 1D

Afin d'implémenter cette procédure, la détection des pics sera décomposée en deux étapes charnières. Dans un premier temps, il sera nécessaire de détecter un extremum à l'aide du produit scalaire introduit précédemment. Une fois cet extremum détecté et les valeurs lui correspondant enregistrées, deux possibilités s'offrent au modèle. Soit il est confirmé par un 'franchissement d'axe' auquel cas les informations concernant le pic sont définitivement gardées, soit l'extremum est infirmé par un chemin des contraintes qui serait au-delà de ce dernier. Il est alors considéré comme local et les valeurs lui correspondant sont effacées de la mémoire. Les valeurs des variables internes reviennent à celles identifiées dernier demi cycle confirmé avant de rechercher un nouvel extremum.

Trois remarques doivent alors être faites sur le comportement général de l'algorithme. La première est que la détection du pic ne se fait qu'au premier pas de temps où une décroissance (en valeur absolue) de la contrainte est constatée. Une erreur est donc commise dans l'évaluation de la valeur du pic, cependant, cette erreur est infime par rapport aux approximations générales du modèle, mais elle souligne toutefois la nécessité d'avoir un pas de résolution assez faible.

La deuxième remarque est que la réinjection des déformations volumiques associées à un demi cycle ne pourra être faite qu'une fois le pic confirmé. Elle s'effectuera donc toujours avec au moins un quart de cycle de retard.

Enfin la dernière remarque vient de diverses failles de l'algorithme qui, malgré ses améliorations crée toujours des zones de l'espace des contraintes où le passage du chemin serait mal pris en compte. Notamment, il est possible à la fois de valider et d'invalider un pic sur le même pas de temps ou encore, de par la détection en retard d'un pas de temps des pics, il est possible en plusieurs pas de temps de calcul de diminuer de manière considérable la valeur de l'amplitude d'un extrema. Mais il s'agit là de cas rares dont la probabilité d'occurrence est faible et seraient à la fois amplement au-delà des limites du modèle et rapidement repérables sur les résultats obtenus (Bagali, 2008).

2.3. VALIDATION DE LA LOI HYSTERETIQUE

La validation de la loi hystérétique a été effectuée grâce à la simulation des boucles d'hystérésis sur des essais cycliques . Les boucles de charge-décharge sont réalisées à différents niveaux de contrainte donc à différents niveaux de déformation de cisaillement (Figure 2.11). Les évolutions du module de cisaillement et de l'amortissement ont été suivies à chaque étape de déformation de cisaillement.

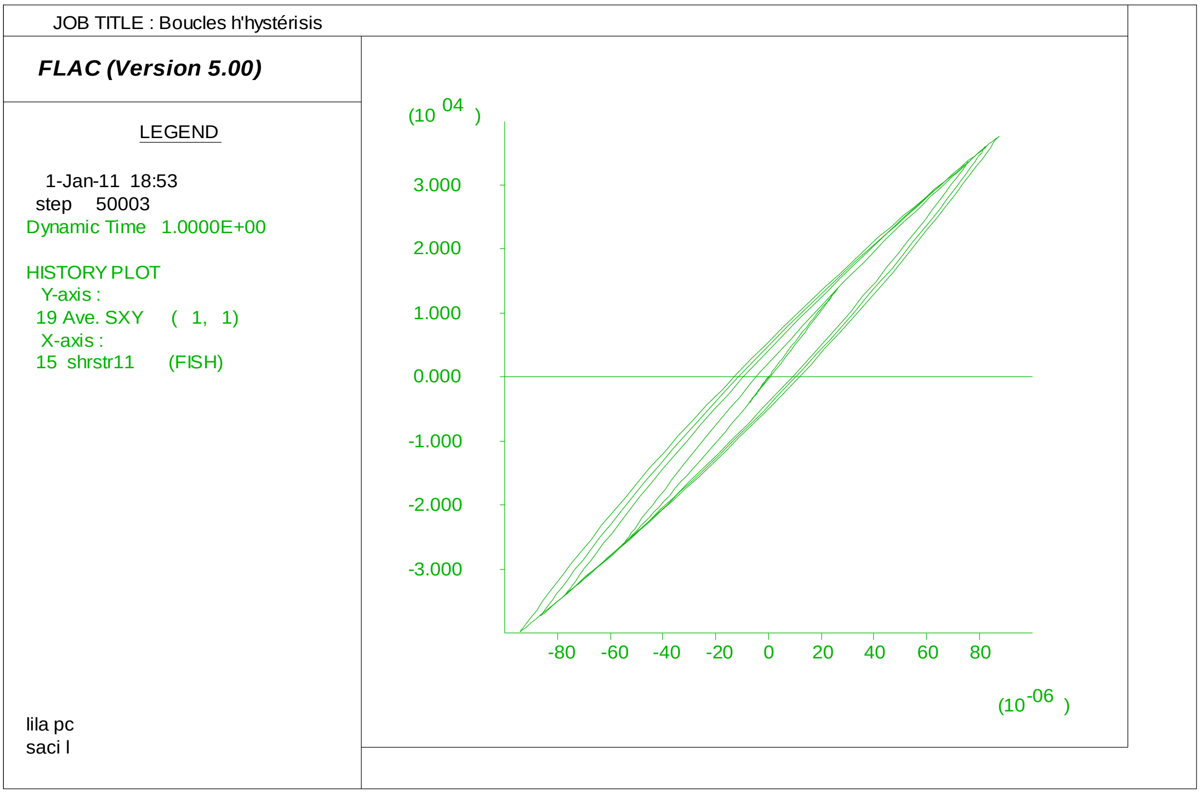


Figure 2.11 : boucles d'hystérésis –validation de la loi hystéritique

La Figure 2.12 représente la comparaison entre les courbes de cible (RO_calage) et les courbes simulées dans FLAC (RO_FLAC). Les résultats semblables obtenus nous permettent de conclure sur la capacité de reproduire la non linéarité et la dissipation d'énergie au cours des cycles de contraintes fermés du modèle. La détermination des paramètres de cette loi hystérétique est présentée dans le Chapitre 3.

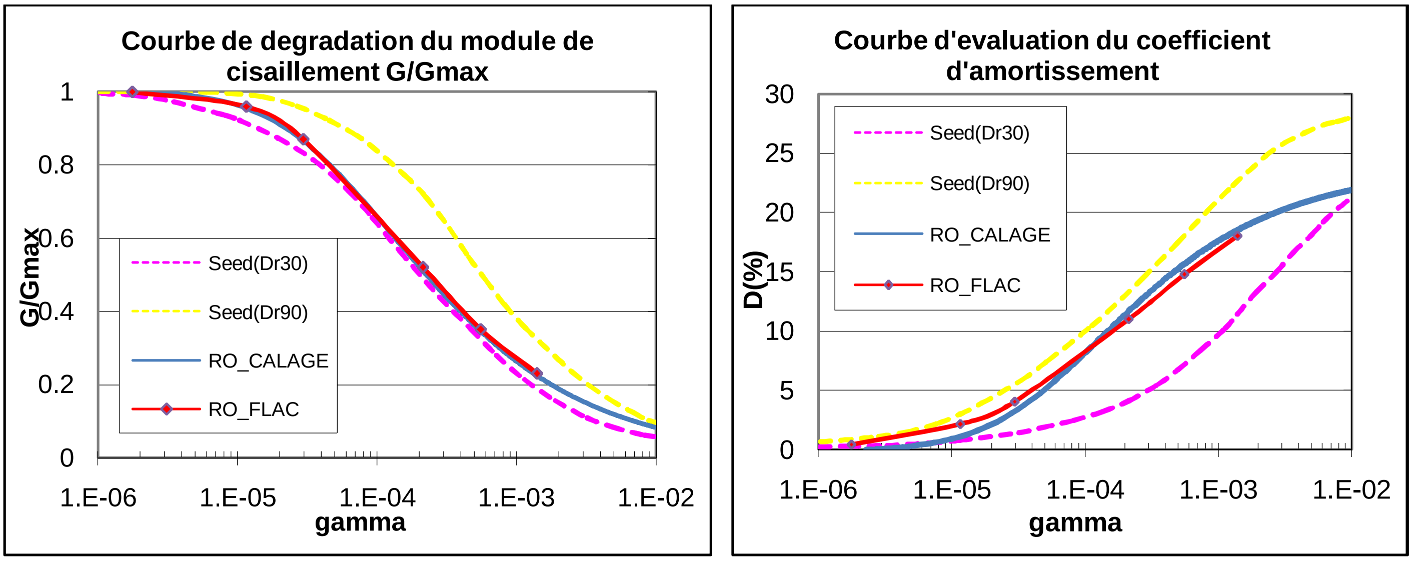


Figure 2.12: Courbes de dégradation du module de cisaillement et du coefficient d'amortissement d'après Ramberg-Osgood : comparaison entre la courbe de cible (RO_calage) et la courbe modélisée dans FLAC (RO_FLAC).

Conclusion Partielle

L'implémentation d'un modèle peut poser en pratique quelques difficultés. En effet, si les formules employées sont souvent établies à partir d'essais en laboratoire sur des cycles réguliers et unidimensionnels, la prise en compte des deux types de contraintes et de déformations déviatoires qui sont dans le premier cas dues à un cisaillement pur et dans le second à une différence de valeurs des contraintes (ou déformations) sur la diagonale du tenseur rend la détection des cycles et la mise à jour des paramètres plus délicate. Le modèle tel qu'il a été implémenté ici a pour ambition la formation des boucles d'hystérésis qui nous permettra d'évaluer la dégradation du module de cisaillement et l'amortissement du sol en fonction de la distorsion pour différentes amplitude.

Chapitre 3

Calage des Paramètres et Simulation Numérique

L’objectif principale de notre étude est d’arrivé à obtenir les courbes de l’évolution des paramètres dynamiques de certains sites Algériens. Pour ce faire, nous simulons un essai de cisaillement sur une colonne de sol soumise à un chargement cyclique, mais avant cela nous devons déterminer les paramètres du modèle de Ramberg-Osgood. Vu le manque des résultats d’essais expérimentaux sur les sites étudiés nous avons suivi un protocole de calage qui nous a permis d’obtenir ces paramètres.

Le protocole de calage ainsi que les étapes de la simulation numérique font l’objet de ce troisième chapitre.

Notons que les simulations que nous effectuons pour cette étude sont menées en condition drainée.

3.1. PARAMETRES DE LA LOI DE RAMBERG-OSGOOD (RO)

3.1.1. Calage des paramètres du modèle RO

Le calage des paramètres r et α de la loi de déformabilité déviatoire type Ramberg-Osgood est fait à l'aide d'une procédure pratique développée avec Excel. La courbe G/G_{max} donnée par la formulation de Ramberg-Osgood est comparée à la courbe G/G_{max} déterminée expérimentalement. Pour le premier chargement, la formule de Ramberg-Osgood devient:

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{[1+\alpha\left(\frac{|\tau-\tau_c|}{n\tau_y}\right)^{r-1}]} \qquad (3.1)$$

Les données nécessaires pour le calage sont:

- G_{max} : module de cisaillement maximal
- φ : angle de frottement,
- p' : contrainte moyenne effective varie de 50 a 200KPa
- c : la cohésion,

Les paramètres à identifier sont r et α. L'estimation de ces deux paramètres est faite par les relations:

$$r = \frac{1+0.5\pi D_{max}}{1-0.5\pi D_{max}} \quad , (r>1) \qquad (3.2)$$

$$\alpha = \left(\frac{G_{max}}{G}\right)_{\tau=\tau_y} - 1 \quad , (\alpha>0) \qquad (3.3)$$

La procédure de calage est montrée dans la Figure 3.1.

Les paramètres du modèle ne peuvent pas coïncider exactement avec les courbes (G/G_{max} , γ) et (D%, γ) expérimentales sur une grande plage de distorsion ($10^{-6} < \gamma < 10^{-2}$). La distorsion sollicitée habituellement par un séisme est de l'ordre de ($10^{-4} < \gamma < 5.10^{-4}$.)

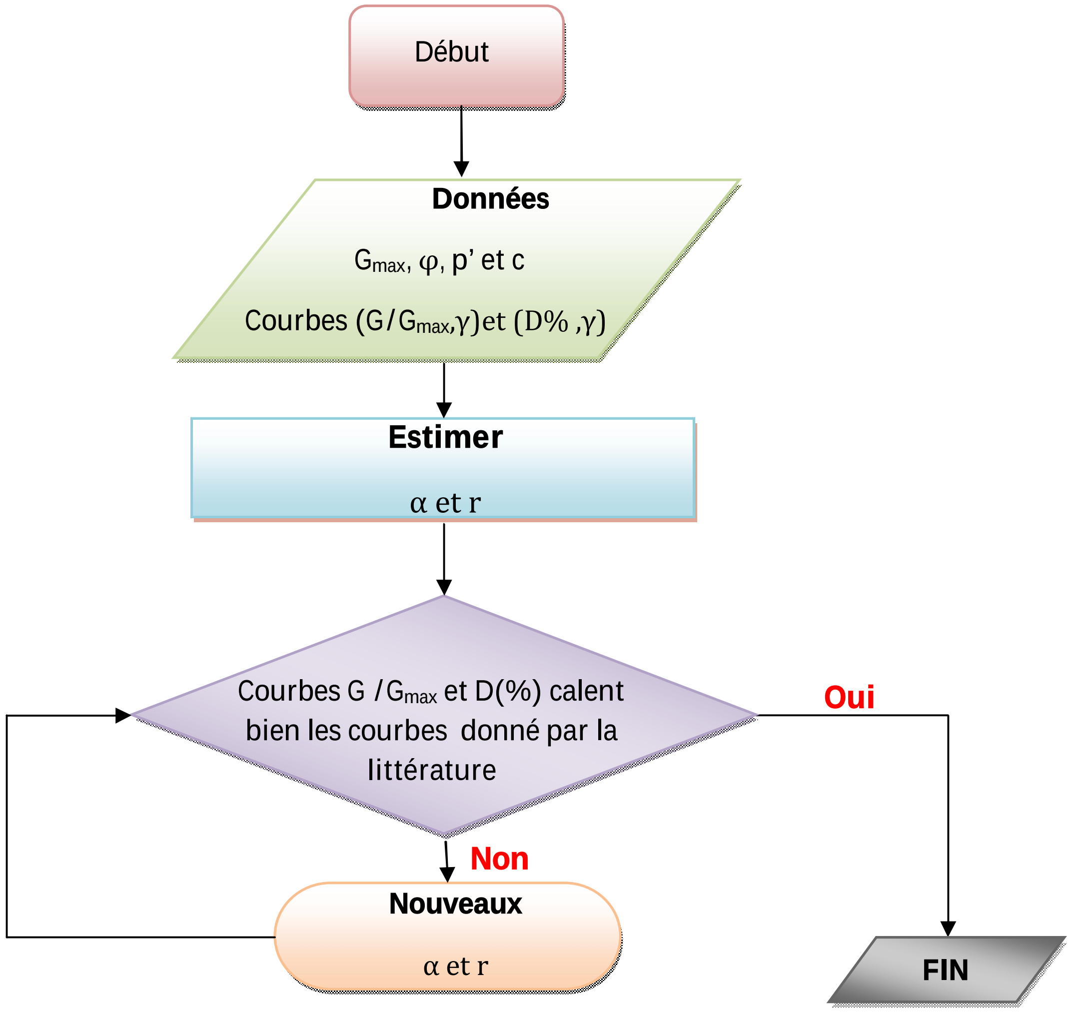


Figure 3.1: Schéma du calage de la loi de déformabilité déviatoire.

En pratique, le calage des lois consistera à déterminer un jeu de paramètres pour chaque site étudié et pour chaque type de sol le constituant, à partir d'un ensemble de résultats expérimentaux et selon les données disponibles.

La procédure proposée consiste à identifier tout d'abord, à partir des essais disponibles les propriétés physiques et mécaniques du sol étudié. Ensuite les paramètres de la loi de Ramberg-Osgood sont calés de façon à reproduire la dégradation du module de cisaillement et l'amortissement des sols.

3.1.2. Les paramètres r, α

Sans aucune autre information, les paramètres de la loi Ramberg-Osgood r et α sont calés grâce au fuseau de dégradation du module et de l'amortissement pour les sables de Seed (Seed,1970). Ce fuseau est délimité par deux densités relatives : 30% et 90%. L'influence de la contrainte de confinement n'est pas représentée dans ce fuseau. Par contre, cette dernière joue fortement sur le taux G/G max et l'amortissement D%. Ce fait est mis en évidence par Iwasaki et al (1978) sur le sable Toyoura, Malheureusement, les données de la densité relative de ses courbes ne sont pas disponibles. On ne sait pas si les auteurs ont tenu compte de l'influence de ces deux facteurs, densité relative et confinement. Les mêmes remarques sont effectuées pour les courbes d'amortissement des deux auteurs (Figure 3.2).

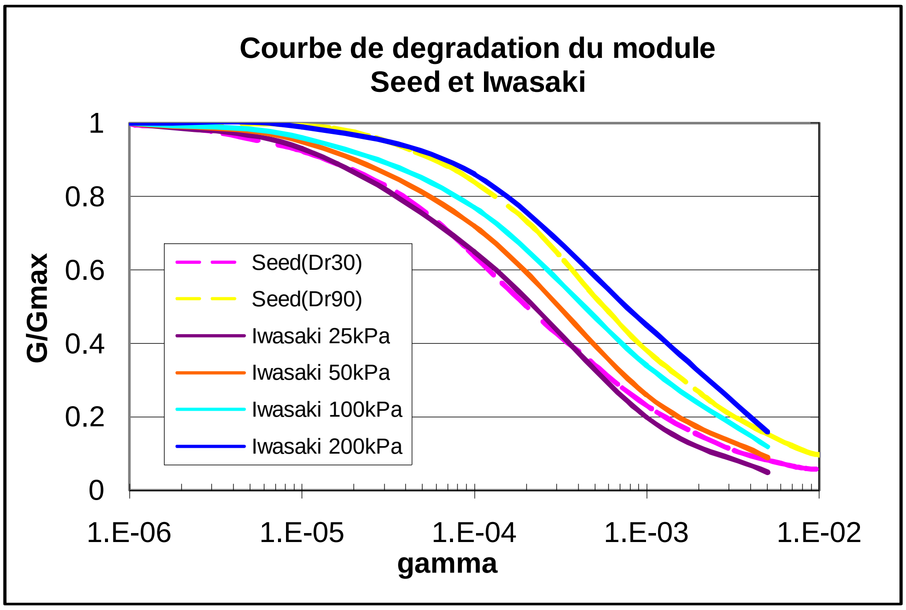


Figure 3.2: Influence de la densité relative et du confinement sur la baisse du module.

(Seed 70) et (Iwasaki 78)

Le calage est fait ci-dessous en supposant que les courbes de dégradation de Seed sont normées à p'=100kPa. Les paramètres r, α sont obtenus à p'=100kPa et les courbes de dégradation varient ensuite en fonction de la contrainte de confinement (Figure 3.3).

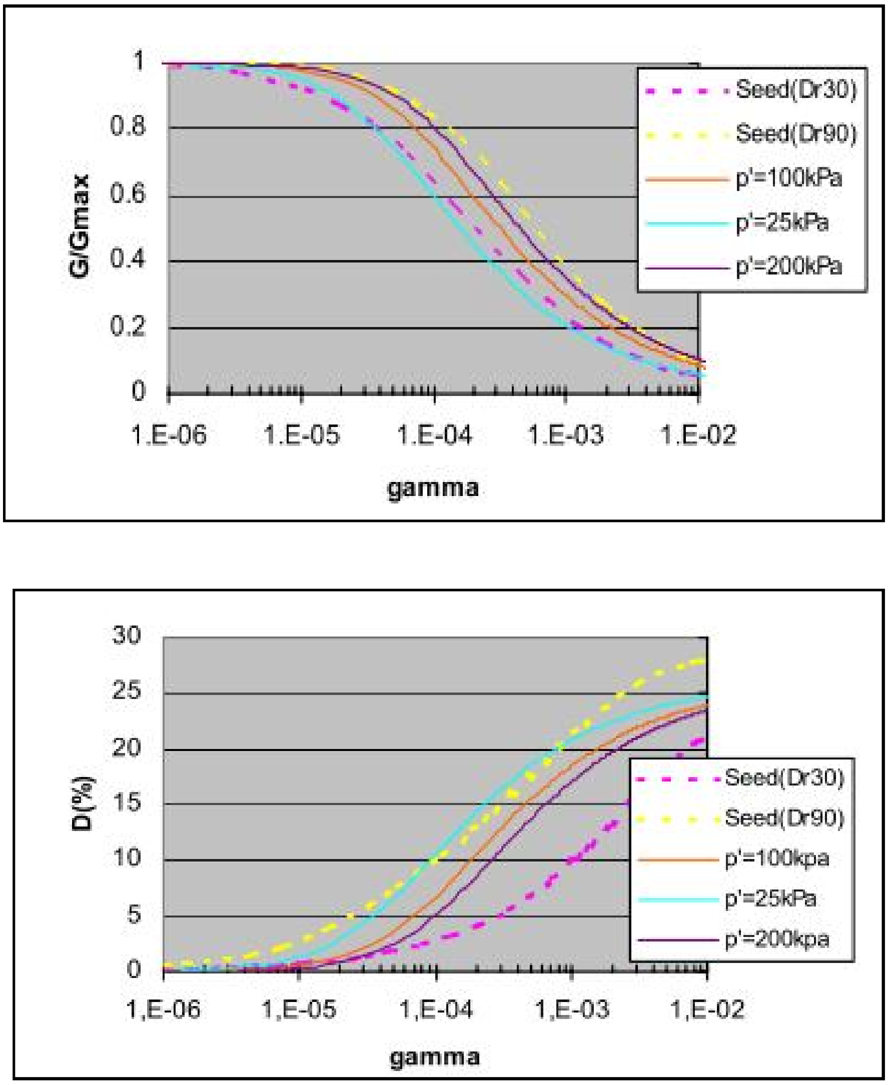


Figure 3.3 : Influence du confinement sur les courbes de dégradation - Matériaux du noyau Dr=55%, barrage San Fernando.(Le, 2006)

On remarque que les résultats obtenus pour les différents confinements se retrouvent dans les fuseaux de Seed et Idriss ce qui justifie le choix de p'=100 kPa.

La détermination des paramètres r et α pour les sols graveleux est effectuée en se calant sur les fuseaux de courbes établis par Seed et al. 1986 pour les graviers.

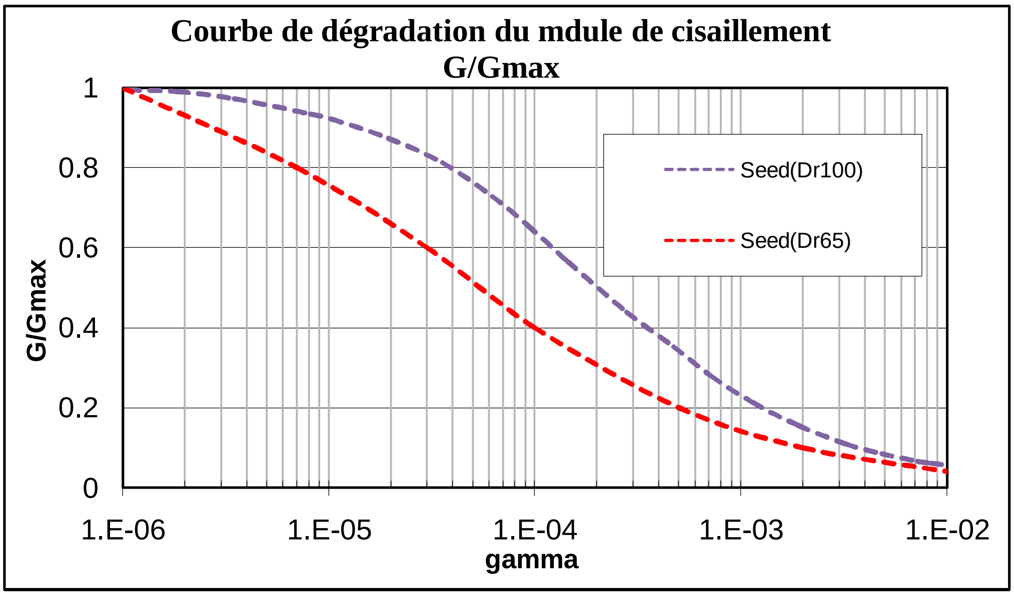


Figure 3.4 : variation du module de cisaillement des graviers d'après Seed et al. 1985

En ce qui concerne les sols argileux r et α sont calés sur les courbes de Vucetic et Dobry(1991). Pour différents indices de plasticité (Figure 3.5).

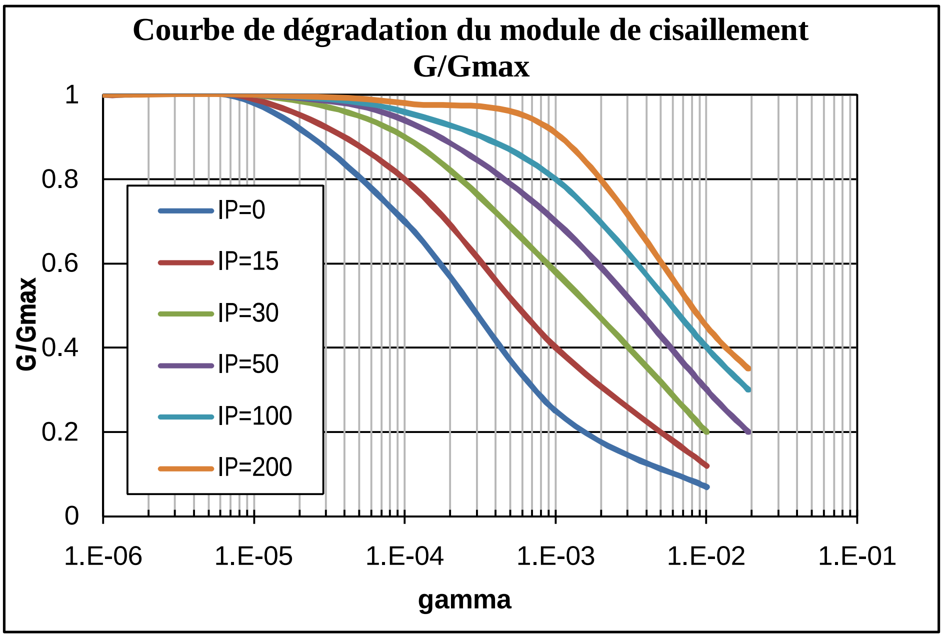


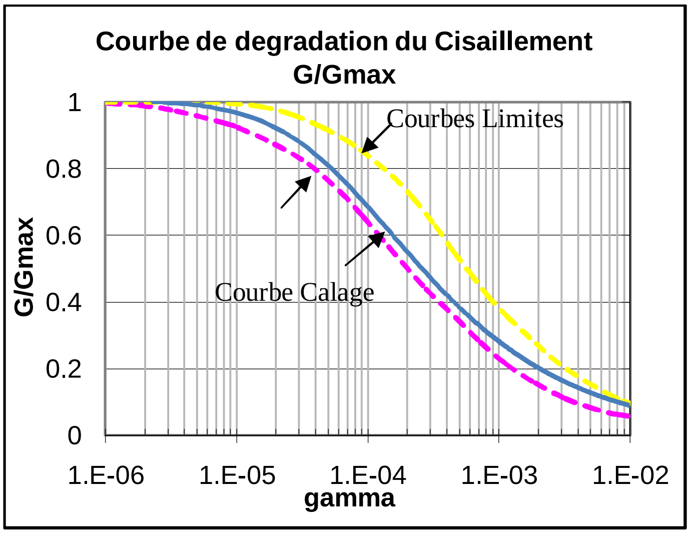
Figure 3.5 : Variation du module de cisaillement des argiles d'après Vucetic et Dobry (1991).

3.1.3. Présentation de quelques résultats de calage

3.1.3.1. Les sables

Les courbes de dégradation du module de cisaillement et l'amortissement des sables dont nous disposons sont calées sur les courbes de Seed et Idriss (1970) afin de déterminer les paramètres r et α du modèle R.O. Nous présentons dans ce qui suit certaines courbes de calage et les valeurs de r et α obtenues.

- *Site de Béjaia : Sable vaseux*



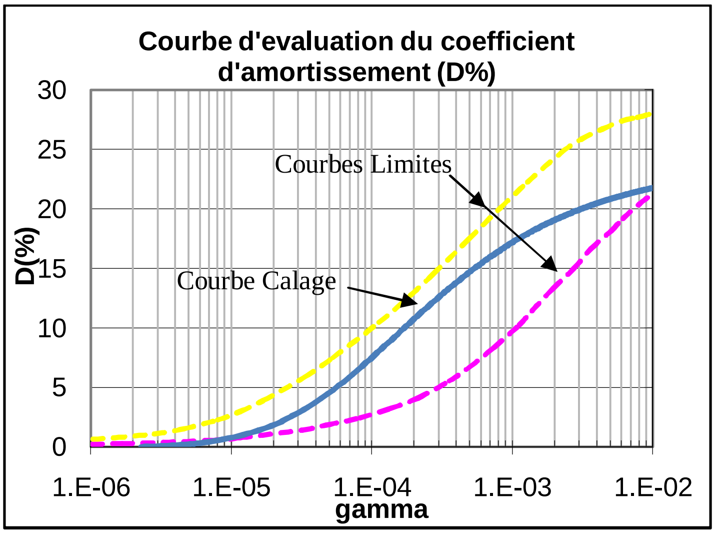
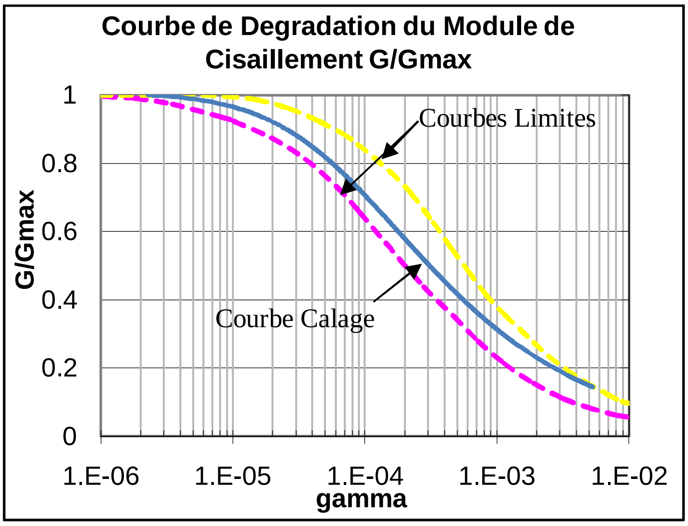


Figure 3.6 : courbes de calage pour le sable vaseux de Béjaia sur les fuseaux de Seed et Idriss (1970) pour les sables

- *Site d'Alger : Bab Ezzeouar (Sable gréseux)*



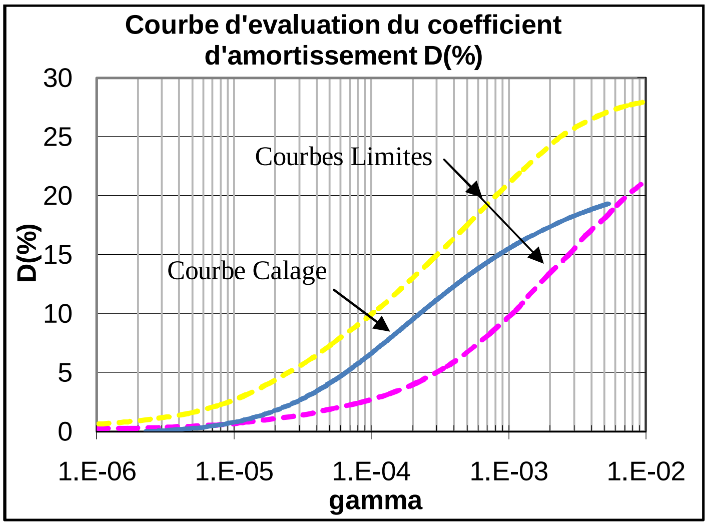


Figure 3.7 : Courbes de calage pour le sable gréseux de Bab Ezzouar sur les fuseaux de Seed et Idriss (1970) pour les Sables

- *Site El Biar : sable argileux*

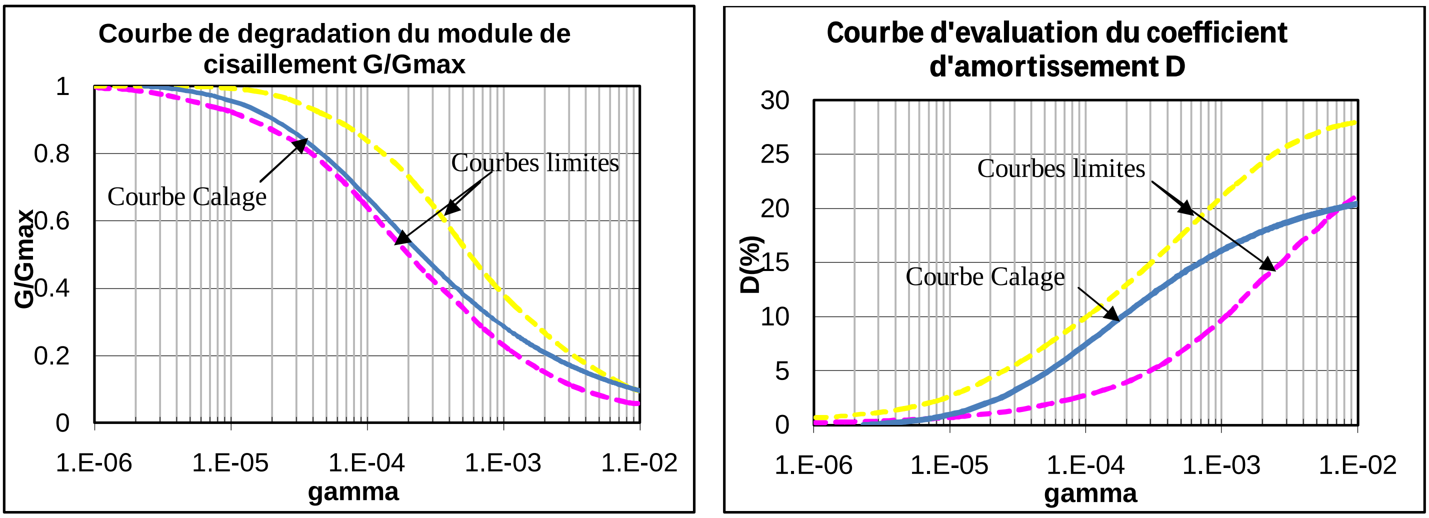


Figure 3.8 : courbes de calage pour le sable d'El Biar sur les fuseaux de Seed et Idriss (1970) pour les sables

- *Site de Boumerdès : Sable*

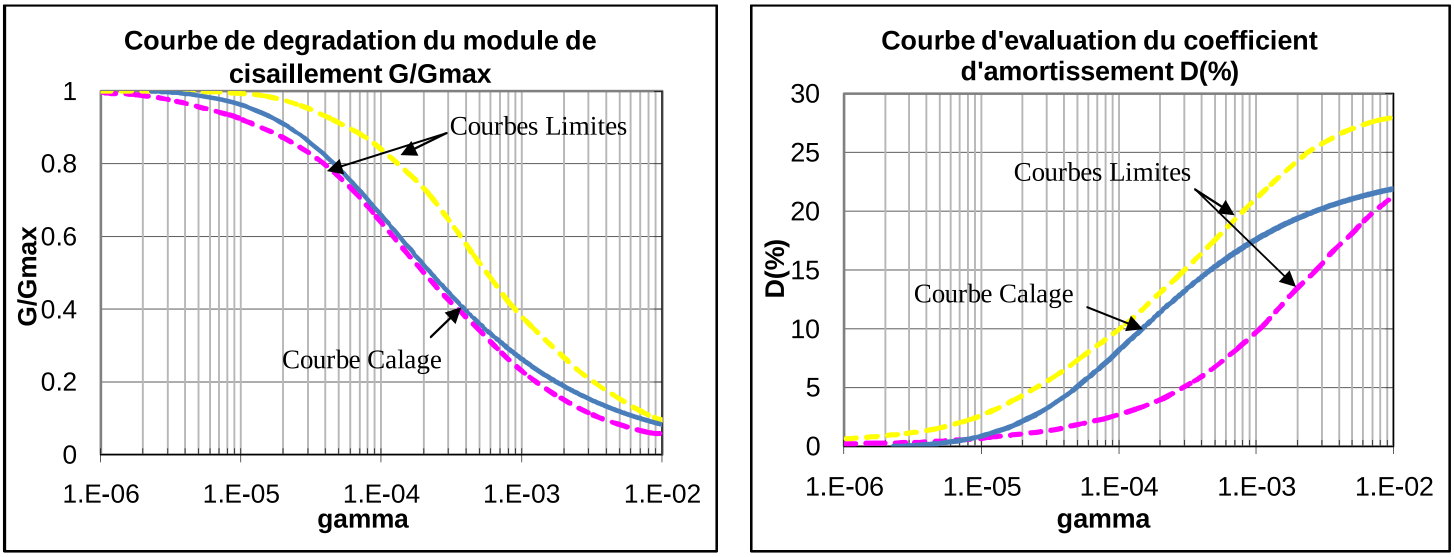


Figure 3.9 : Courbes de calage pour le sable de Boumerdès sur les fuseaux de Seed et Idriss (1970) pour les Sables.

Les valeurs de r et α obtenues à partir de la procédure de calage pour les sites étudiés sont récapitulées dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1 : Tableau récapitulatif des valeurs de r et α des sables étudiés

Sites		***r***	***α***
sites d'Alger	Bab El Oued (sable moyen)	2.1	2.5
	Souidania (sable)	2.2	3
	Bab Ezzouar (sable gréseux)	2.1	0.2
	El Biar (sable argileux)	2.1	1.2
	El Mouradia (sable moyen)	2.2	3.1
	La Casbah (sable fin)	2.2	3
	Bordj El Bahri (sable)	2.2	6
	Dar El Beida (sable)	2.2	3.5
	Ain Béniane (sable)	2.1	2.3
	Fort de l'Eur (sable)	2.15	1.2
sites de Béjaia	Sondage 1(sable fin vaseux)	2.2	0.7
	Sondage 2 (sable vaseux)	2.2	1.4
Sites de Boumerdès	Sondage 1 (sable)	2.2	1.3
	Sondage 2 (sable)	2.2	0.5
	Sondage 3 (sable)	2.2	2
	Zemouri (Sondage 1)	2.2	2
	Zemouri (Sondage 2)	2.2	4.5

3.1.3.2. Les graviers

Les courbes de dégradation du module de cisaillement et l'amortissement des graviers dont nous disposons sont calées sur les courbes de Seed et al. (1986) afin de déterminer les paramètres r et α du modèle RO. Nous présentons dans ce qui suit certaines courbes de calage et les valeurs de r et α obtenu.

- *Site de Bachdjarrah*

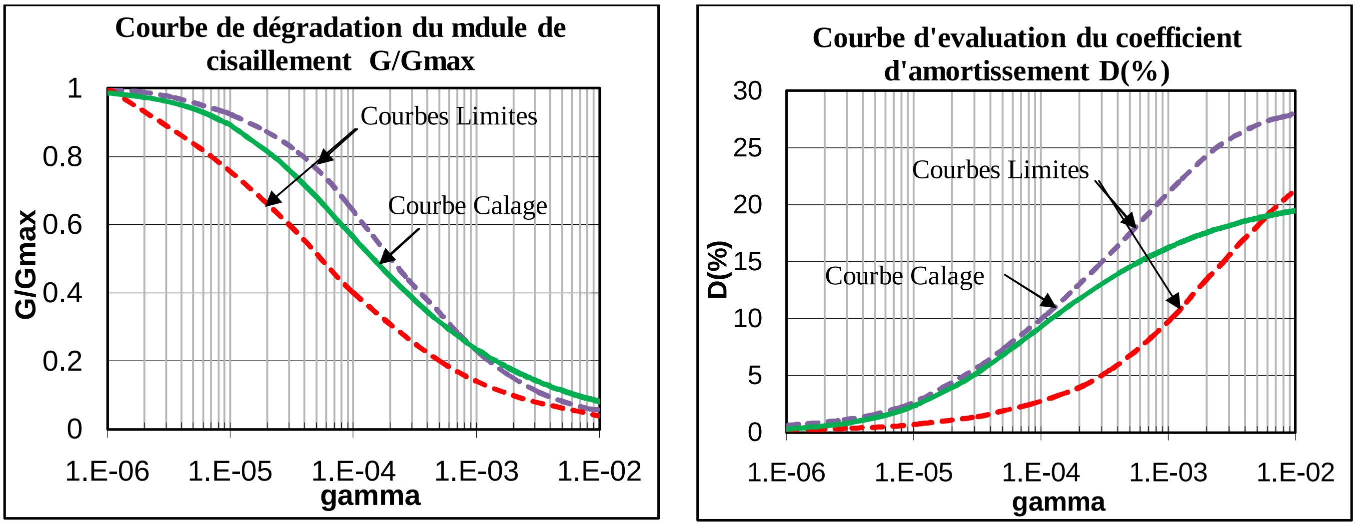


Figure 3.10 : Courbes de calage du gravier du site de Bachdjarah sur les fuseaux de Seed et al. (1986) pour les graviers.

- *Site de Kouba*

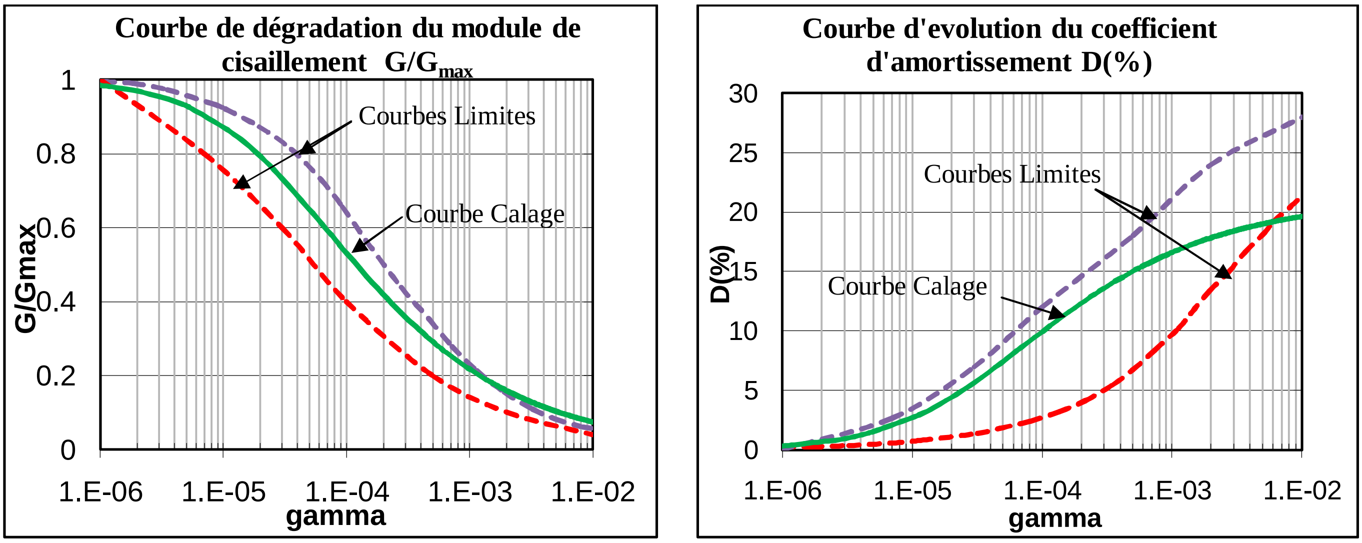


Figure 3.11 : Courbes de calage du gravier du site de Kouba sur les fuseaux de Seed et al. (1986) pour les graviers.

Les valeurs de r et α obtenues à partir de la procédure de calage pour les sites étudiés sont récapitulées dans le tableau 3.2.

Tableau 3.2 : Tableau récapitulatif des valeurs de r et α des graviers étudiés

Sites	r	α
Site de Rouiba	2.05	9.00
Site de Bachdjarah	2.00	10.0
Site de Bourouba	2.10	17.0
Site de Gue de Constantine	2.00	3.00
Site el Hammemet	2.10	0.90
Site Oued Korich	2.03	6.00
Site de Kouba	2.00	7.00
Site d'Alger Centre	2.00	5.50
Site El Mouradia	2.05	6.00
Site El Harrach	2.00	20.0
Site de Fort de L'Eur	2.00	3.00

3.1.3.3. Les Argiles

Les courbes de dégradation du module de cisaillement et l'amortissement des argiles dont nous disposons sont calés sur les courbes de Vucetic et Dobry (1991) afin de déterminer les paramètres r et α du modèle RO. Nous présentons dans ce qui suit certaines courbes de calage et les valeurs de r et α obtenu.

- *Site El Biar : Argile IP= 28*

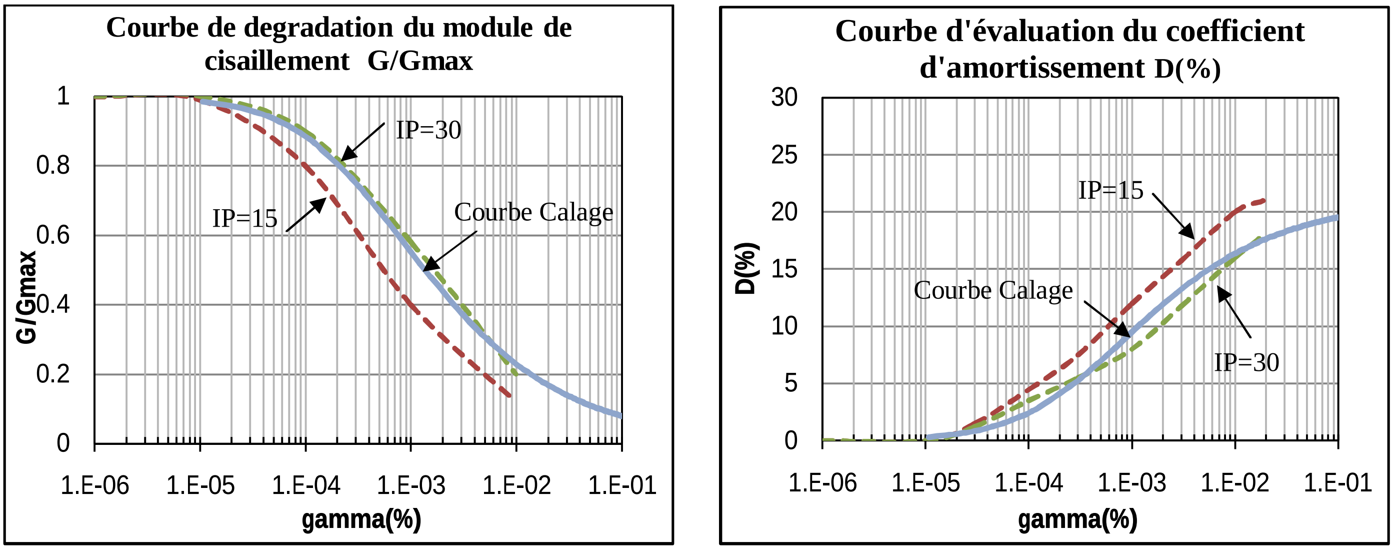


Figure 3.12 : Courbes de calage de l'argile du site El Biar sur les fuseaux de Vucetic et Dobry (1991) pour les argiles.

- *Site de Dar El Beida IP=22*

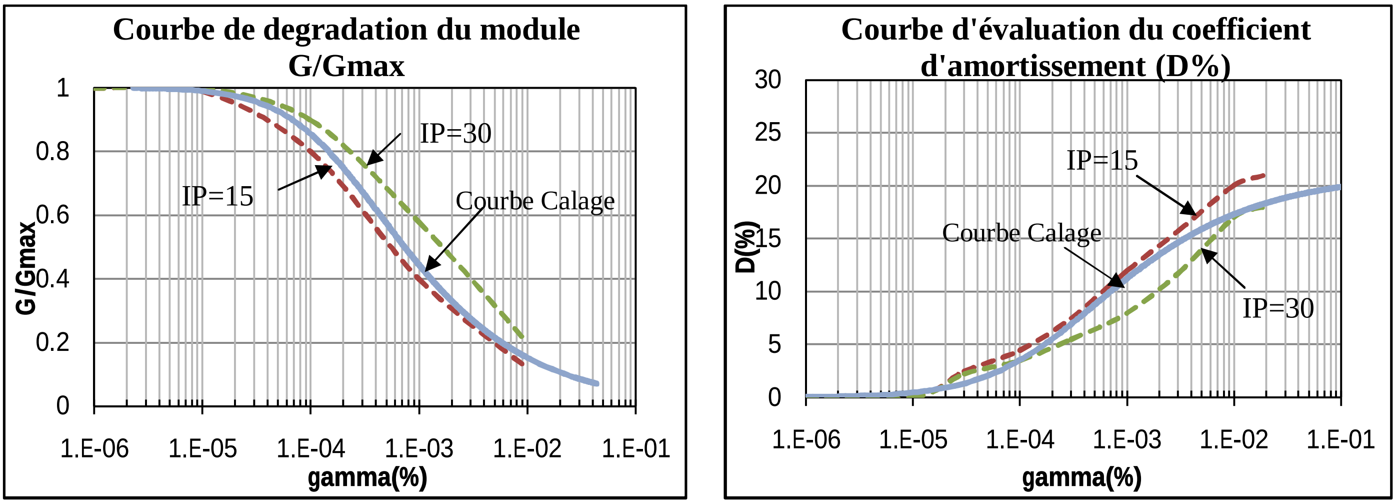


Figure 3.13 : Courbes de calage de l'argile du site de Dar El Beida sur les fuseaux de Vucetic et Dobry (1991) pour les argiles.

Les valeurs de r et α obtenues à partir de la procédure de calage pour les sites étudiés sont récapitulées dans le tableau 3.3.

Tableau 3.3 : Tableau récapitulatif des valeurs de r et α des argiles étudiées

Sites	r	α
Site de Dar El Beida	2.20	0.50
Site d'El Biar	2.00	1.20
Site de Bab Ezzouar	2.00	0.15
Site de Hydra	2.05	1.20
Site El Mouradia	2.00	1.10
Site de Baraki	2.10	3.00
Site Beni messous	2.00	0.70

Remarque relative aux paramètres du modèle

On remarque que les valeurs de du paramètre ''r'' sont pratiquement du même ordre pour les trois types de sols étudiés, sachant que ''r'' est un paramètre contrôlant la vitesse d'augmentation de la non-linéarité de la relation contrainte-déformation, par contre les valeurs de ''α'' sont plus importantes pour les graviers, le sont moins pour les sables et faibles pour les argiles; le paramètre ''α'' influence la relation entre le module sécant et le module maximal à la « rupture », au sens de la théorie de la plasticité classique.

3.2. IDENTIFICATION DES PARAMETRES PHYSIQUES ET MECANIQUES

Les paramètres physiques et mécaniques dont nous avons besoins pour déterminer les courbes de dégradation du module de cisaillement ainsi que l'amortissement, à savoir : l'angle de frottement **φ**, la masse volumique ***ρ***, la cohésion **c**, l'indice de plasticité **IP**, ainsi que G_{max} nous ont été transmis dans des rapports de sols effectués par les laboratoires, Construction & Testing Engineering Laboratory (CTELAB) et le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (LNHC), les différents rapports contiennent des essais de laboratoire et des essais in situ effectués sur différents sites Algériens.

3.3. SIMULATION NUMERIQUE

3.3.1. Modélisation d'une colonne de sol

L'essai est composé d'une colonne de 30 mailles constituée uniquement du sol à étudier. Dans un premier temps, les déplacements horizontaux des nœuds sont prohibés pour laisser la colonne se tasser sous son propre poids et laisser les contraintes s'équilibrer dans le sol. Les contraintes horizontales, qui devraient être proportionnelles aux contraintes verticales à un facteur k_0 près, sont alors récupérées et appliquées aux limites. Les déplacements suivant l'horizontale sont par la suite débloqués et ceux suivant la verticale sont interdits. Ainsi, le modèle sera sollicité essentiellement en cisaillement.

3.3.1.1. Génération du Maillage

Pour un assai de cisaillement Flac ne permet pas de représenter correctement les conditions aux limites sur un seul élément de sol on modélise donc une colonne de sol, Pour réaliser le calcul de la réponse dynamique, le profil du sol a été discrétisés en 30 éléments rectangulaires d'un mètre d'épaisseur et de largeur (figure 3.14).

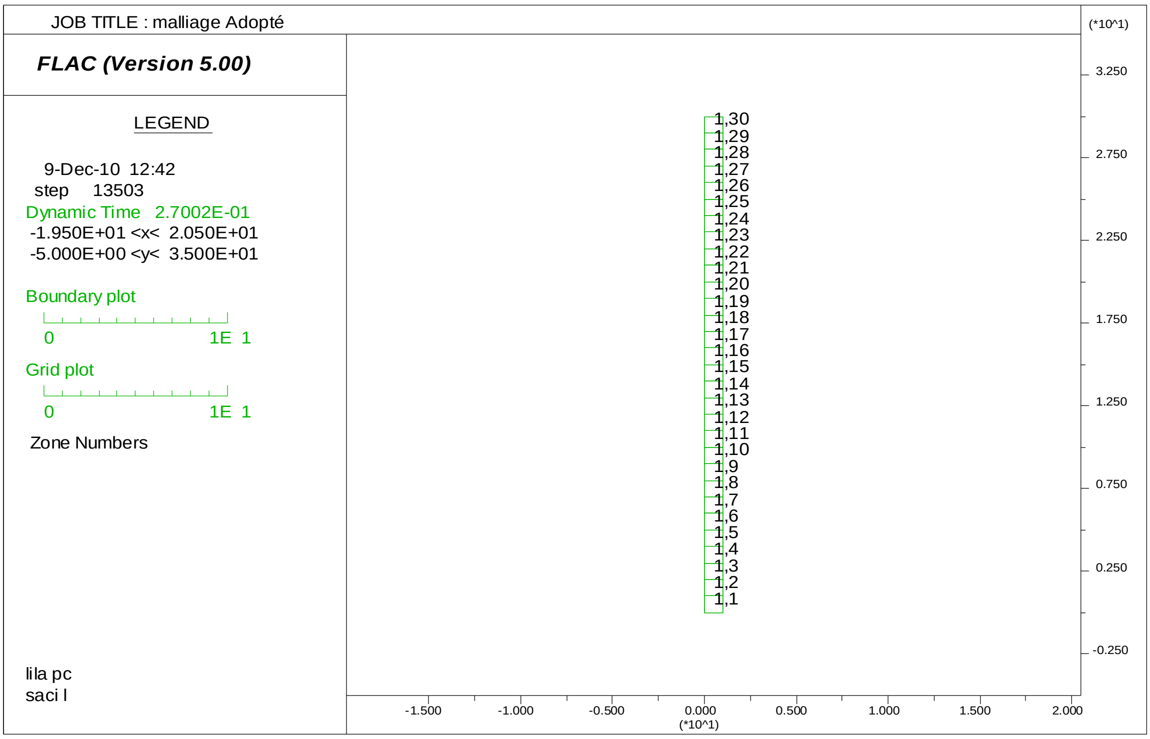


Figure 3.14 : maillage adopté pour la modélisation des profils de sol à étudier

3.3.1.2. Les conditions initiales et les conditions aux limites

Les conditions initiales appliquées au modèle sont les contraintes initialement présentes dans le sol ; celles-ci diffèrent selon le type de sol en question dans l'analyse. Elles sont calculées à partir des relations suivantes :

$$\sigma_{YY} = \rho\, g\, h \quad (3.4).$$

$$\sigma_{xx} = k_0\, \sigma_{YY} \quad (3.5).$$

$$\sigma_{zz} = \sigma_{xx} \quad (3.6).$$

Dans un premier temps, les nœuds horizontaux sont fixés, une fois l'équilibre statique atteint ; les nœuds suivant l'horizontale sont débloqués et ceux de la base sont fixés (Figure 3.15).

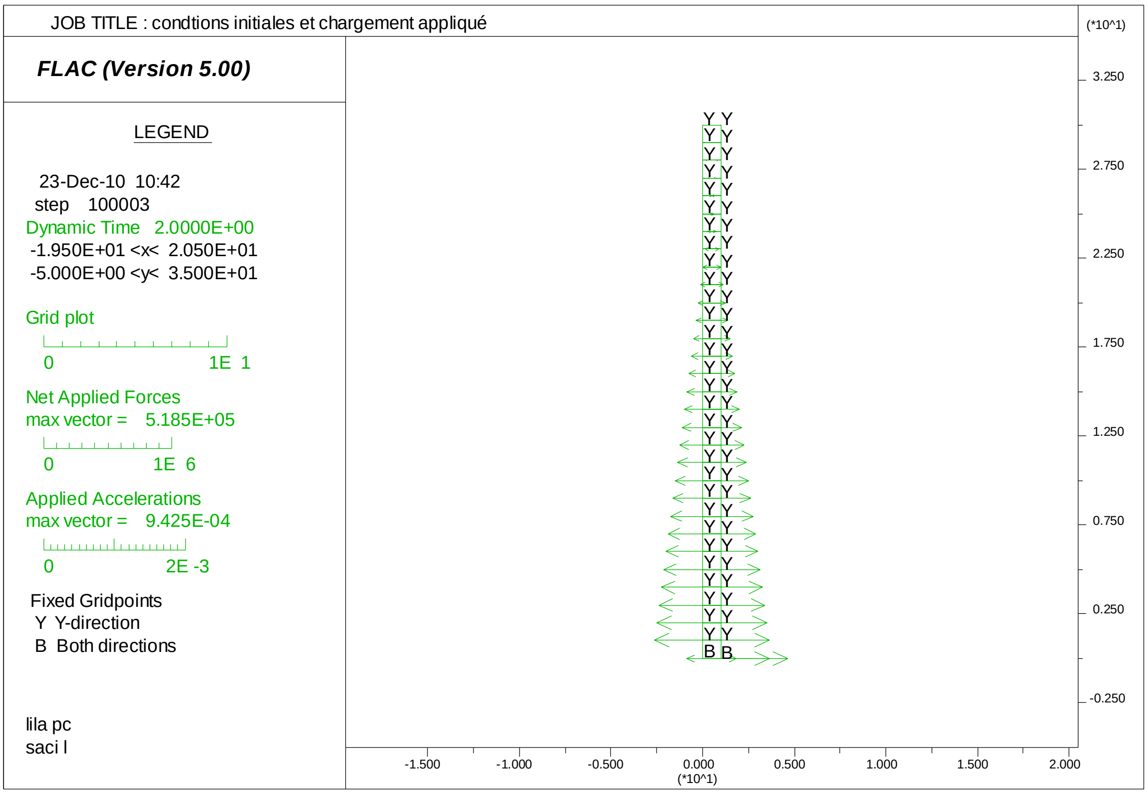


Figure 3.15 : conditions initiales en contraintes et en déplacement.

3. 3.1.3. Modèle de comportement et propriétés du sol

Dans notre procédure, nous avons opté pour le modèle élastique non linéaire de Ramberg-Osgood (chapitre 2), qui se trouve sur un fichier d'extension ***''.Fis''*** au quel nous faisons appel (Figure 3.16). Les propriétés du sol étudiés se trouvent sur un fichier de données d'extension ***''.Dat''***

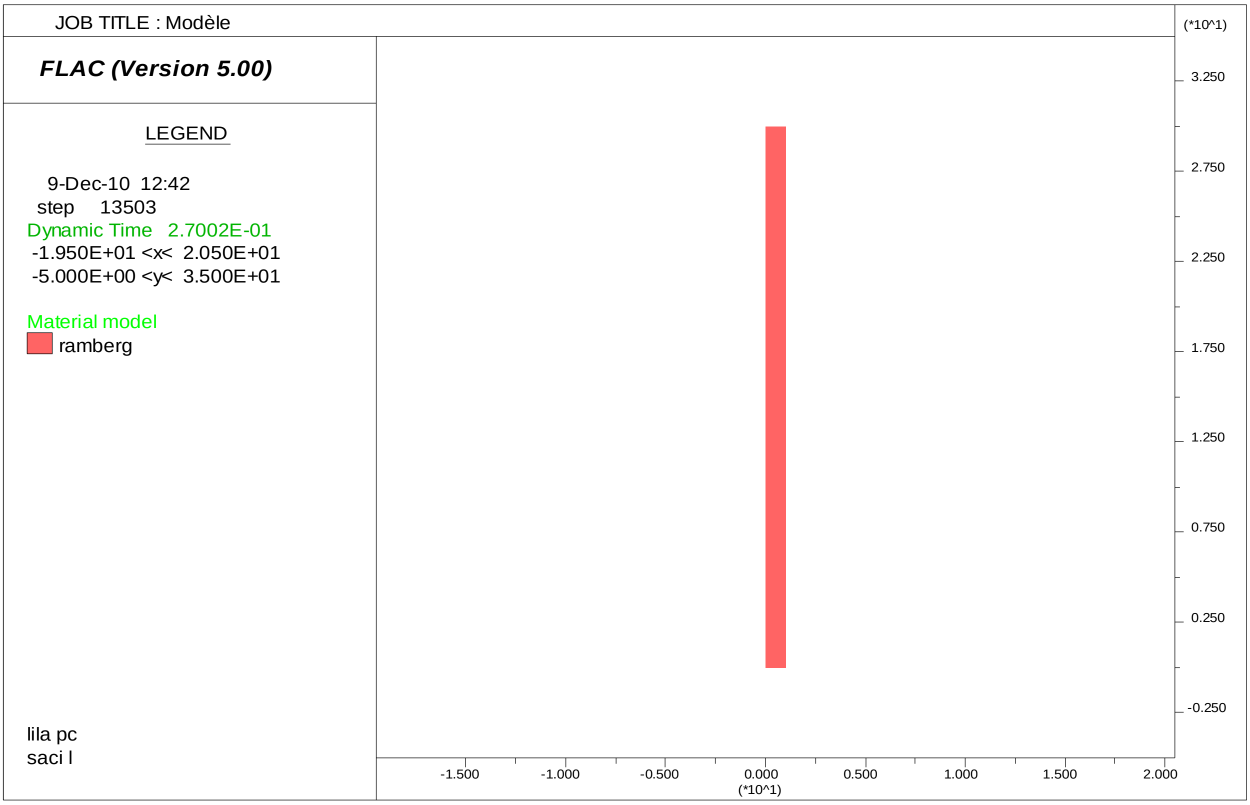


Figure 3.16 : modèle de comportement 'Ramberg-Osgood'

3. 3.1.4. Chargement cyclique appliqué

Pour simuler l'arrivée d'un front ondes sismiques et plus particulièrement les ondes de cisaillement, il sera appliqué à la base de la colonne une accélération horizontale. L'onde se propagera alors d'elle-même dans la colonne. L'accélérogramme pourra être soit celui d'un séisme réel ou une sinusoïde mono harmonique à amplitude modulée (de sorte qu'elle soit croissante dans un premier temps et décroissante ensuite) de la forme :

$$acc_x = \sqrt{\beta \exp(-\alpha t)\, t^{\gamma}}\, \sin(\omega t)$$

Où β , α , γ et ω sont des constantes qui permettent de gérer l'amplitude de la sollicitation ainsi que sa forme (Figure 3.17).

Dans notre cas $\beta=0.02$; $\alpha=1.5$; $\gamma=8.0$ et $\omega=6\pi$ pour générer une onde d'une accélération maximale de 0.9g atteinte après 3.75 secondes.

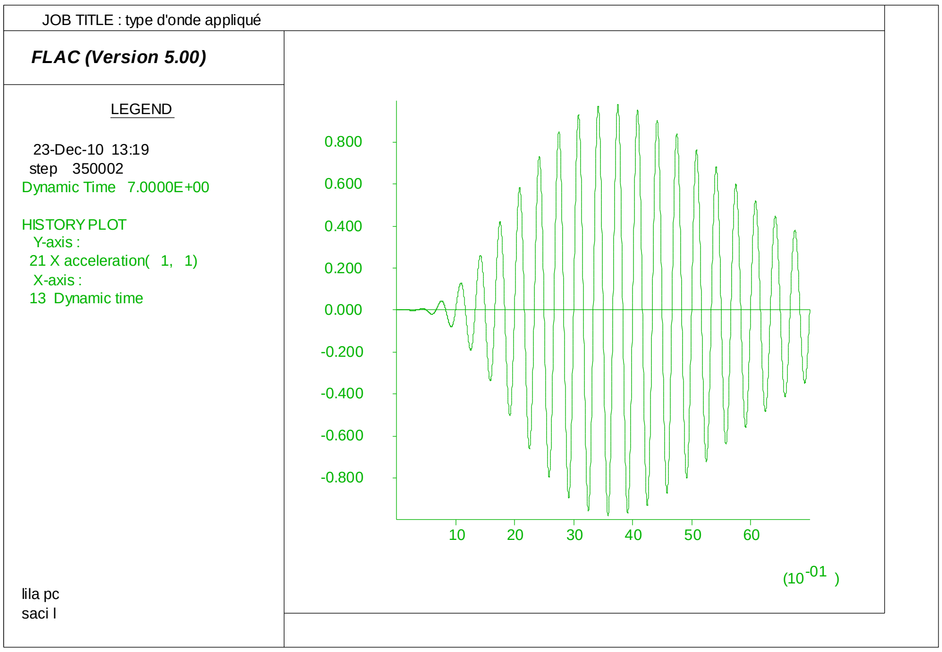


Figure 3.17 : Type de chargement cyclique appliqué.

3.3.2. Résultats de la simulation sous FLAC 2D

Nous présentons ci-après les résultats de la simulation (contraintes-déformation) pour différentes amplitudes de la sollicitation.

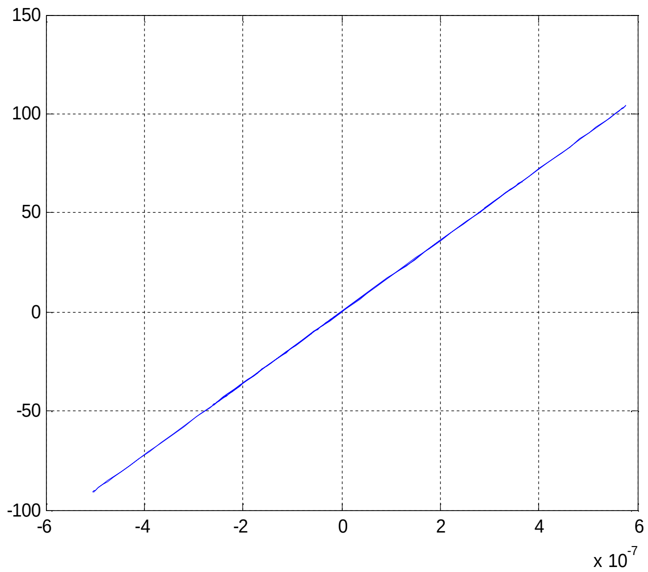


Figure 3.18 a : Acc_x égale à 0.002g

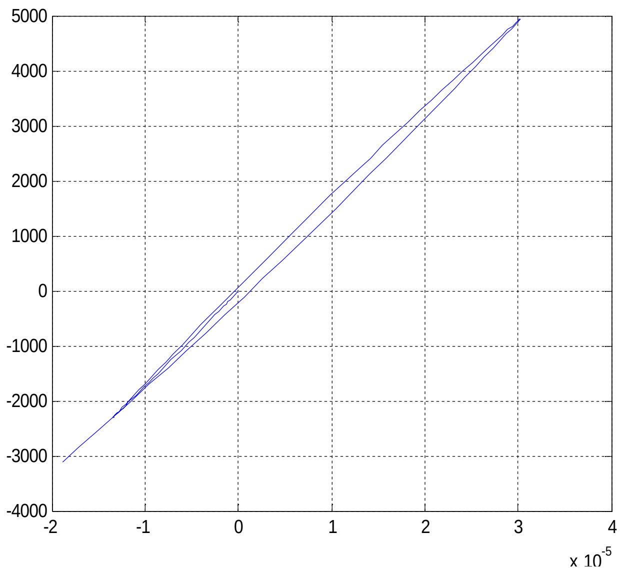


Figure 3.18 b : Acc_x égale à 0.05g

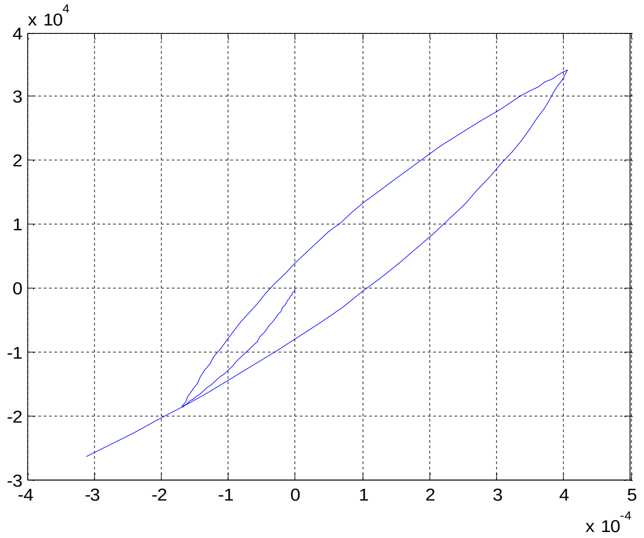


Figure 3.18 c : Acc_x égale à 0.2g

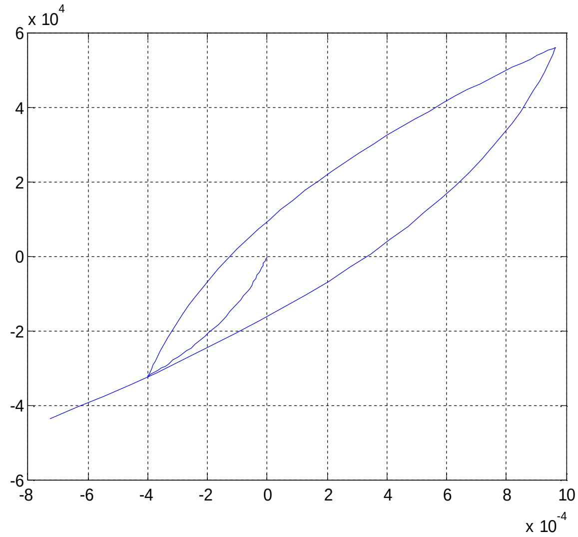


Figure 3.18 d : Acc_x égale à 0.4g

Observations :

- Avec l'augmentation de l'amplitude de la sollicitation les boucles sont de plus en plus incliné vers l'horizontale ce qui met en évidence la dégradation du module du cisaillement.
- L'aire de la boucle d'hystérésis par contre augmente proportionnellement avec l'amplification de l'amplitude de la sollicitation, ce qui explique l'augmentation de l'amortissement D en fonction de la distorsion γ.

Conclusion partielle

La procédure de calage nous a aidés à palier le problème de manque de courbes expérimentales des sites étudiés, ce qui nous a permis d'obtenir les paramètres du modèle Ramberg-Osgood ; et donc de pouvoir simuler notre essai de cisaillement sous chargement cyclique en utilisant ce dernier.

L'objectif du chapitre suivant consiste en la présentation et l'interprétation des résultats obtenus ainsi que l'établissent d'un fuseau de courbes pour la dégradation du module de cisaillement et l'évolution du coefficient d'amortissement en fonction de la distorsion pour certains sites Algériens.

Chapitre 4

Résultats et Interprétations

Un outil numérique a été développé pour la détermination des courbes G-γ et D-γ a partir du modèle de comportement décrit dans le chapitre 2. Il est important d'insister sur le fait que ce modèle n'a pas été développé dans l'optique de simuler la dégradation du module de cisaillement et le coefficient d'amortissement et que cet aspect constitue une séquence.

Dans la pratique, cet outil permet de vérifier, avant tout calcul dynamique, si les paramètres choisis du modèle correspondent bien au matériau réel à étudier.

4.1. DETERMINATION DES COURBES (G/G_{max}-γ) ET (D-γ)

Pour chaque distorsion cyclique la pente et l'aire de la boucle, donc le module sécant et le coefficient d'amortissement sont calculées selon l'organigramme suivant :

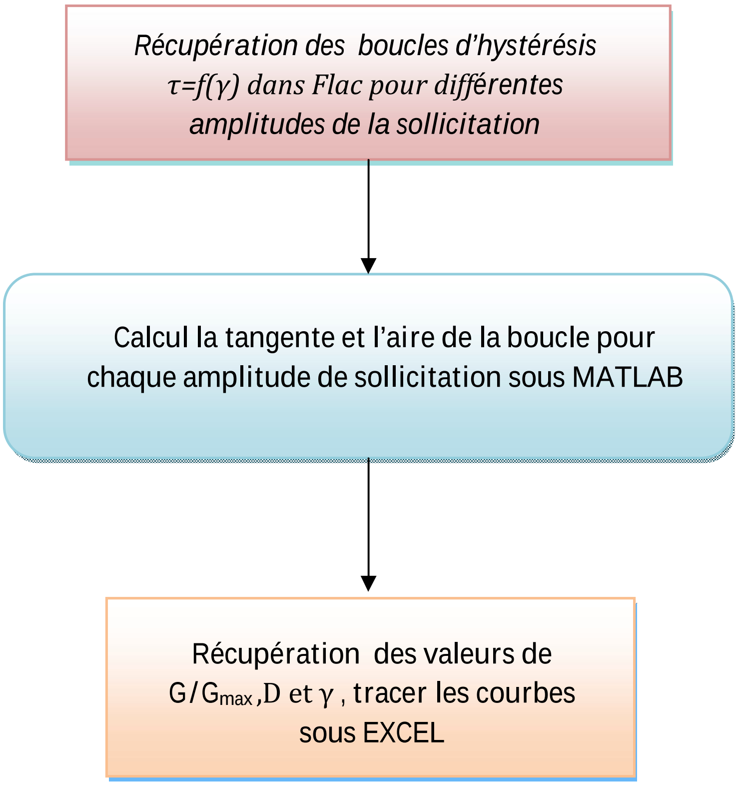


Figure 4.1 : Etapes d'établissement des courbes de (G/Gmax,γ) et (D,γ)

Dans ce qui suit nous présenterons les courbes (G/G_{max}-γ) et (D-γ) calculées pour les différents sites Algériens dont nous disposons, ces courbes sont comparées à celles obtenues par la procédure de calage (§ 3.1.1).

On rappelle que les courbes de calage ont été obtenues par la procédure présenté dans le chapitre précédent, et les courbes types proposées dans la littérature ont été obtenues à partir d'un grand nombre de données avec des dispersions parfois très importantes. Ces courbes ne correspondent pas à des matériaux réels et il serait utopique de vouloir caler avec précision la courbe d'un matériau quelconque à une courbe type.

4.2. RESULTATS DE LA SIMULATION NUMERIQUE

4.2.1. Les Sables

4.2.1.1. Site de Béjaia

Le terrain en question est situé dans la zone portuaire de Bejaia et le projet prévu dessus consiste en un silo de 80 000 tonnes. (Figure 4.2)

Figure 4.2 : vue aérienne du site

Pour étudier l'évolution des paramètres dynamique des sols en place, nous avons considéré les résultats de la reconnaissance géotechnique réalisée par le Laboratoire *CTE-LAB* (Construction & Testing Engineering Laboratory).

Les résultats des analyses granulométriques, de l'essai *SPT* et des nombres de coups corrigés obtenus ainsi que les essais géophysiques fournissent les observations suivantes :

- Le fuseau granulométrique est uniforme et montre que plus de *50%* des grains ont un diamètre inférieur à $80\mu m$ avec la prédominance de la fraction fine et limoneuse.
- Les résultats des essais pressiométrique montrent qu'il s'agit d'une formation alluvionnaire composée d'une alternance de couches de sable et sable vaseux dans un état sous consolidé à normalement consolidé.

a. Sondage 1 ***: sable fin vaseux (sol moyennement dense)***

Tableau 4.1: caractéristiques de la colonne du sable fin vaseux de Béjaia

-Vitesse de cisaillement	V_s=340 m/s
-Masse volumique	ρ=1520 Kg/m^3
-Angle de frottement	φ=17°
-module de cisaillement maximal	G_{max}= 1.75x10^8 Pa
-paramètres du modèle R.O.	r=2.2 ; α= 1.4
-contraintes initiales	σx=σz= 322.67x10^3 Pa ; σy=456.00x10^3 Pa

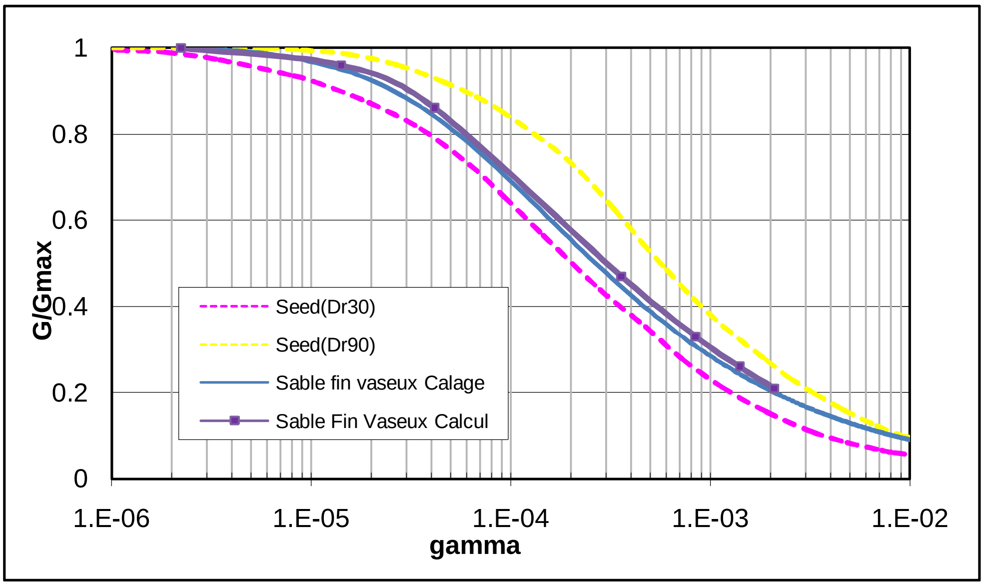


Figure 4.3 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

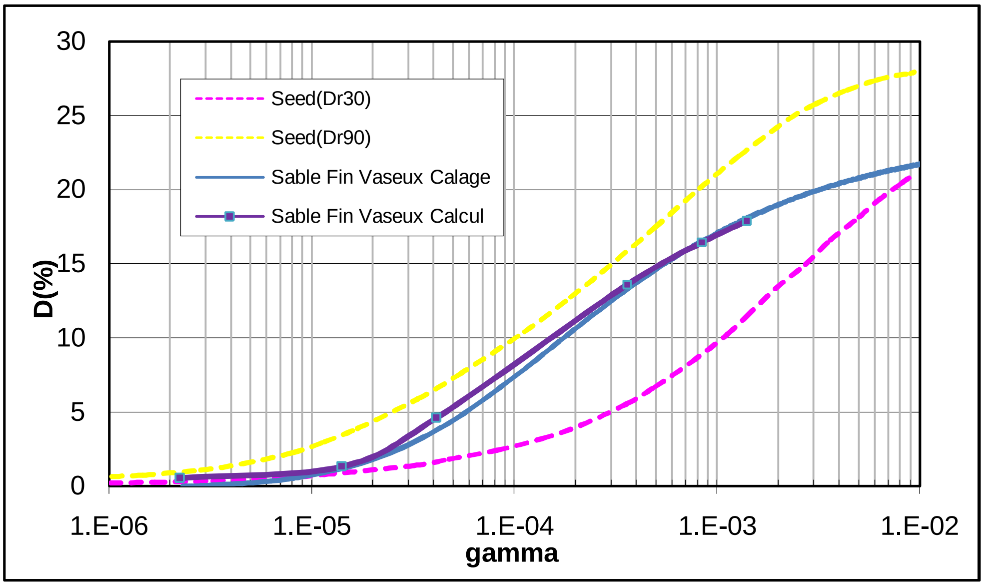


Figure 4.4 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement (D%)

b. Sondage 2 ***: Sable vaseux (sol moyennement dense)***

Tableau 4.2: caractéristiques de la colonne du sable vaseux de Béjaia

-Vitesse de cisaillement	*Vs=444 m/s*
-Masse volumique	*ρ=1520 Kg/m3*
-Angle de frottement	*φ=17°*
-module de cisaillement maximal	$G_{max}= 2.99\text{x}10^8$ *Pa*
-paramètres du modèle R.O.	*r= 2.20 ; α= 0.70*
-contraintes initiales	$\sigma x=\sigma z= 322.67\text{x}10^3$ *Pa ;* $\sigma y=456.00\text{x}10^3$ *Pa*

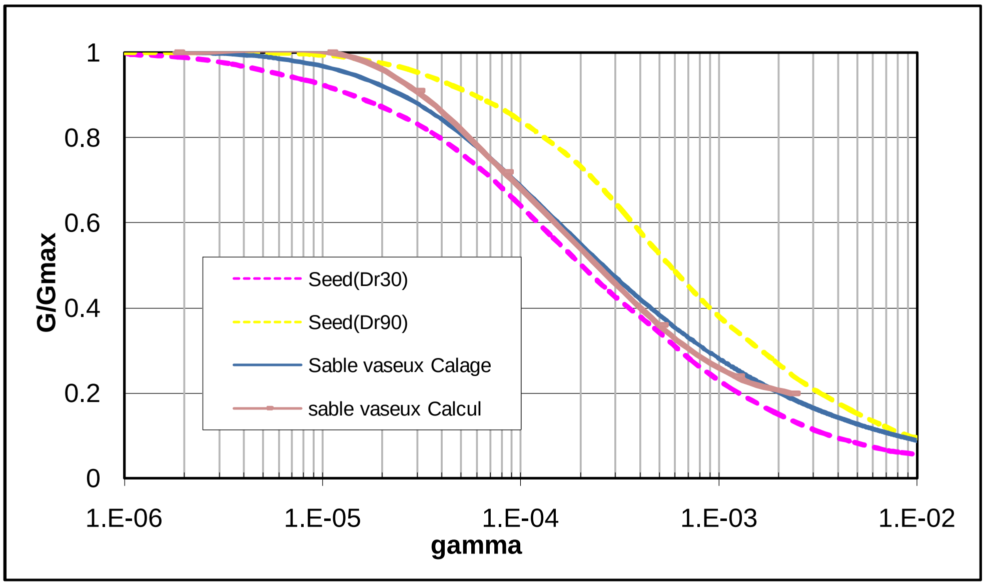


Figure 4.5 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

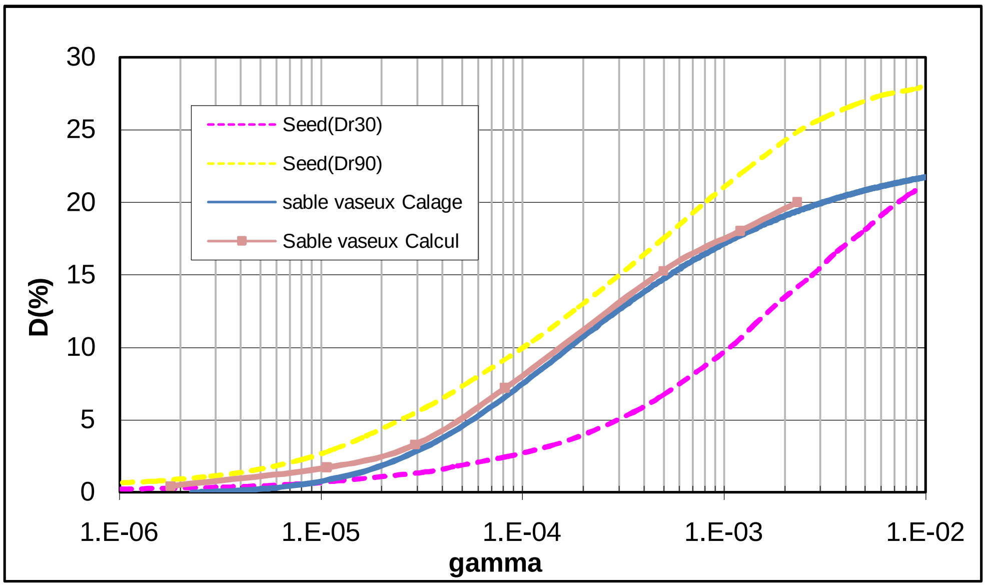


Figure 4.6 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement (D%)

4.2.1.2. Sites d'Alger

Plusieurs essais (in situ, de laboratoire et géophysiques) ont été effectués sur différents sites dans la wilaya d'Alger par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (LNHC) dans le cadre du micro zonage de la wilaya d'Alger. La figure 4.7 montre la situation des différents sondages nous en étudierons certains des sites dont nous disposons des données nécessaires pour effectuer un calcul numériques.

Figure 4.7 : Carte de situation des sites étudiés de la wilaya d'Alger

Les courbes de dégradation du module de cisaillement ainsi que l'amortissement en fonction de la distorsion obtenues sous pour les différentes régions de la wilaya d'Alger sont comparées aux courbes de calage et présentée ci-dessous.

a. Site de Bab Ezzouar: ***Sable gréseux (sol moyennement compact)***

Tableau 4.3: caractéristiques de la colonne de sable gréseux du site de Bab Ezzeouar

-Vitesse de cisaillement	*Vs=930 m/s*
-Masse volumique	$\rho=1880\ Kg/m^3$
-Angle de frottement	$\varphi=30°$
-module de cisaillement maximal	$G_{max}= 16.26x10^8 Pa$
-paramètres du modèle R.O.	*r= 2.1 ; α= 0.20*
-contraintes initiales	$\sigma x=\sigma z= 403.56x10^3 Pa$; $\sigma y=564.00x10^3 Pa$

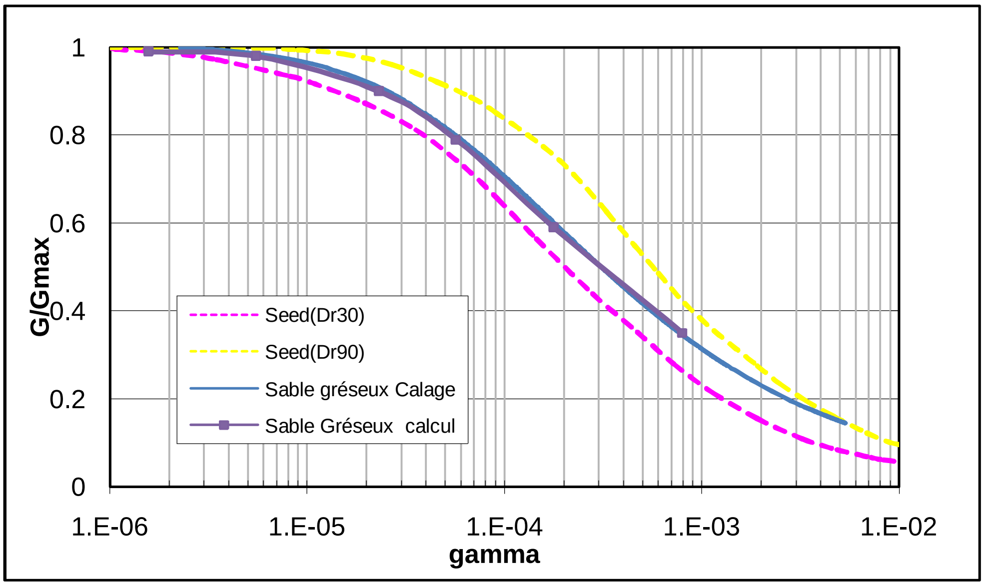


Figure 4.8 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

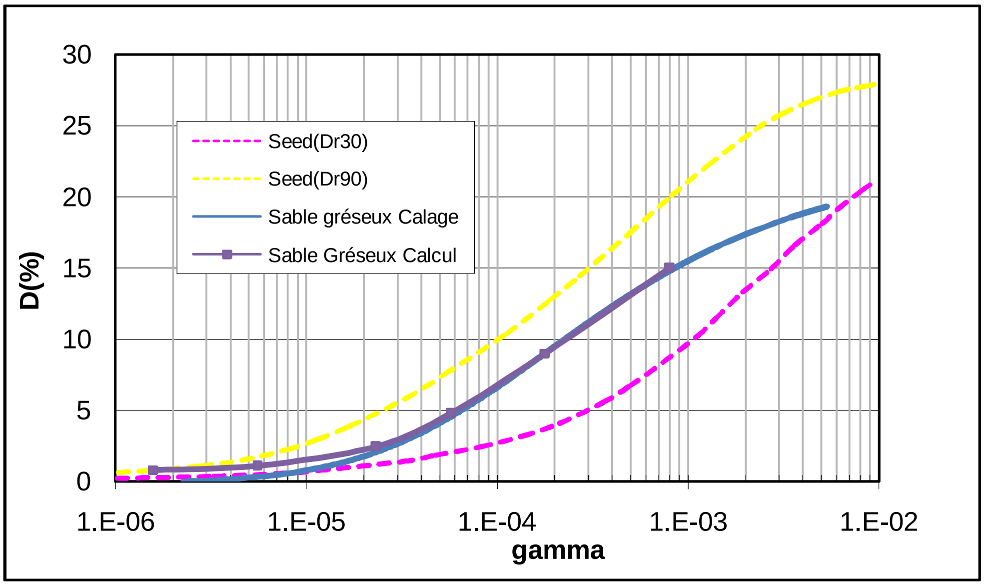


Figure 4.9 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement (D%)

b. Site de Bab El Oued : ***sable (sol moyennement dense)***

Tableau 4.4: caractéristiques de la colonne de sable du site de Bab El Oued

-Vitesse de cisaillement	*Vs=350 m/s*
-Masse volumique	*ρ=1850 Kg/m3*
-Angle de frottement	*φ=35°*
-module de cisaillement maximal	*G_{max}= 2.26x10^8 Pa*
-paramètres du modèle R.O.	*r= 2.1 ; α= 2.5*
-contraintes initiales	*σx=σz= 236.66x10^3 Pa ; σy=555.00x10^3 Pa*

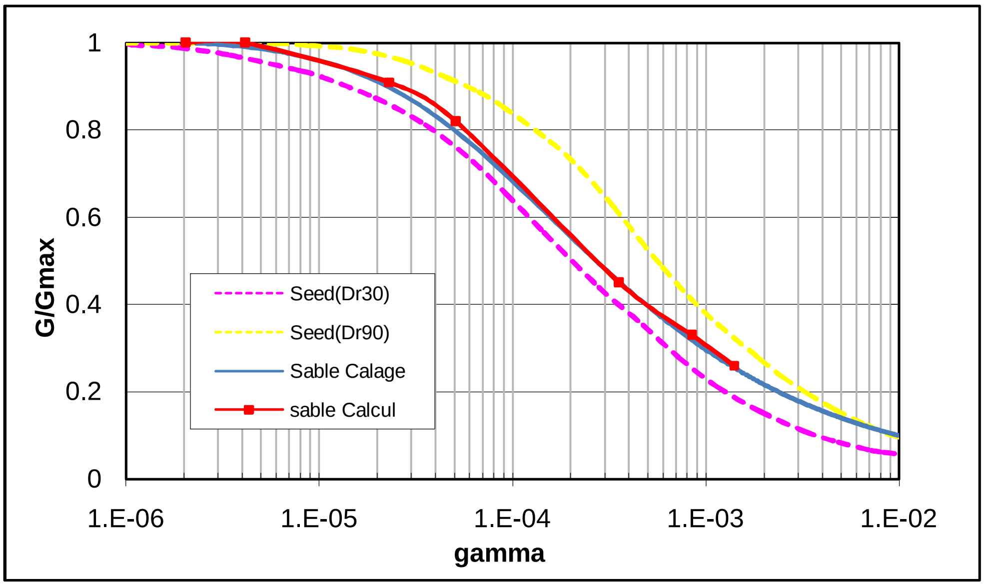


Figure 4.10 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

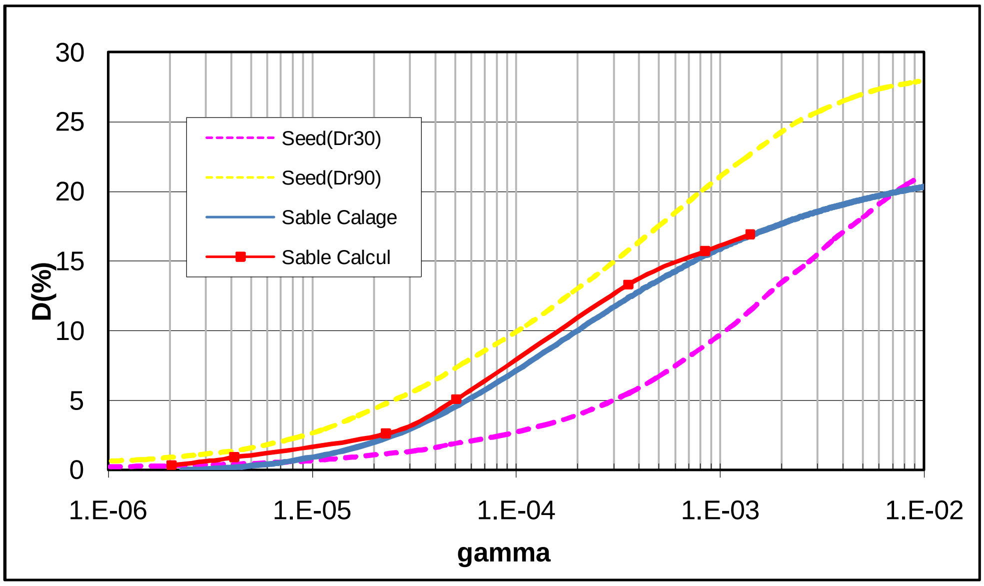


Figure 4.11 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement (D%)

c. Site de Bordj El Bahri : ***sable (sol dense)***

Tableau 4.5: caractéristiques de la colonne de sable du site de Bordj El Bahri

-Vitesse de cisaillement	*Vs=220 m/s*
-Masse volumique	ρ*=1850 Kg/m3*
-Angle de frottement	$\varphi=32°$
-module de cisaillement maximal	$G_{max}= 89.54x10^8$ *Pa*
-paramètres du modèle R.O.	*r= 2.2 ; α= 6*
-contraintes initiales	$\sigma x=\sigma z= 260.85x10^3$ *Pa ;* $\sigma y=456.00x10^3$ *Pa*

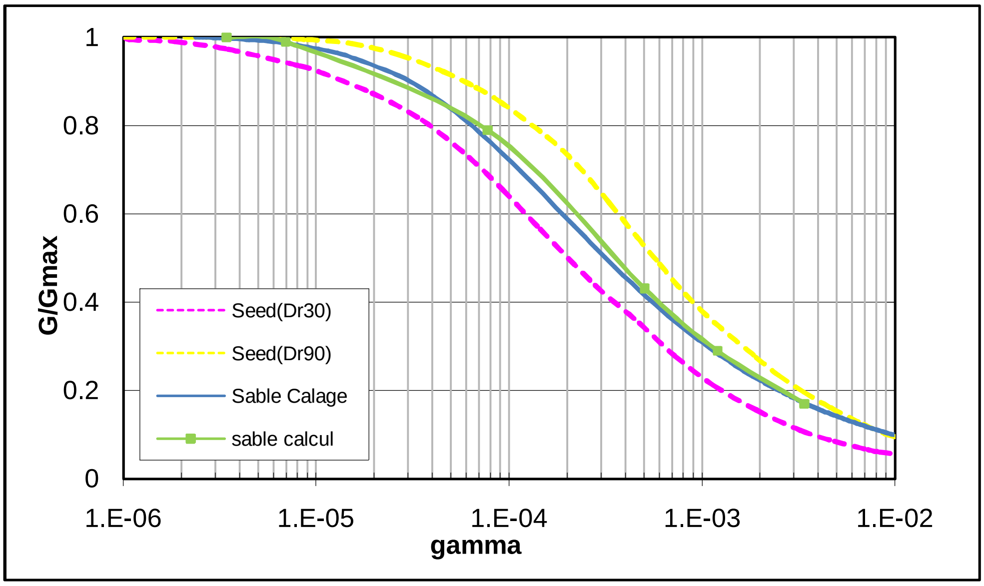


Figure 4.12 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

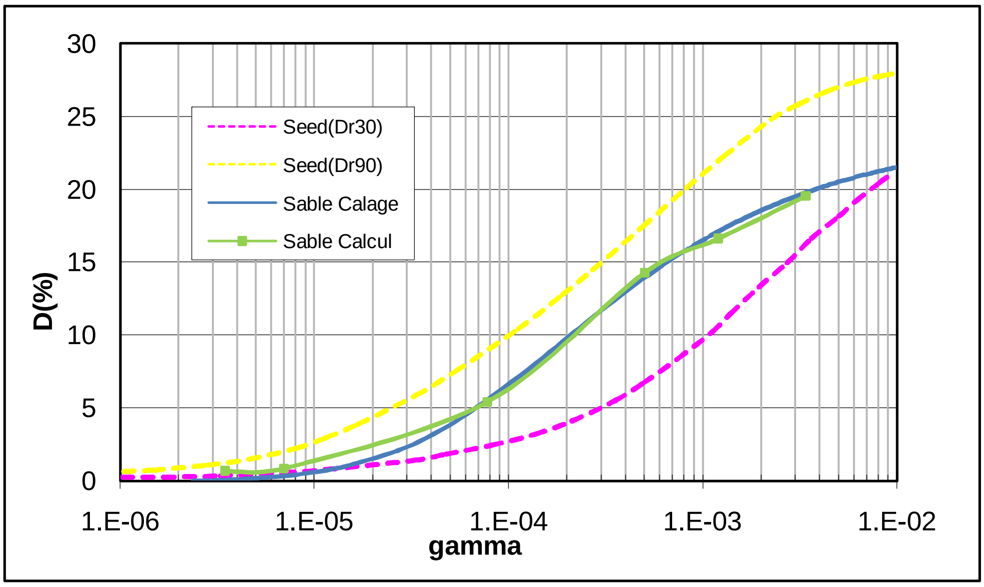


Figure 4.13 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement (D%)

d. Site d'El Biar: ***sable argileux (sol moyennement compact)***

Tableau 4.6: caractéristiques de la colonne de sable argileux du site d'El Biar

-Vitesse de cisaillement	*Vs=350 m/s*
-Masse volumique	$\rho=1700\ Kg/m^3$
-Angle de frottement	$\varphi=17°$
-module de cisaillement maximal	$G_{max}= 2.08x10^8\ Pa$
-paramètres du modèle R.O.	$r=\ 2.1$; $\alpha= 1.2$
-contraintes initiales	$\sigma x=\sigma z= 360.89x10^3\ Pa$; $\sigma y=510.00x10^3\ Pa$

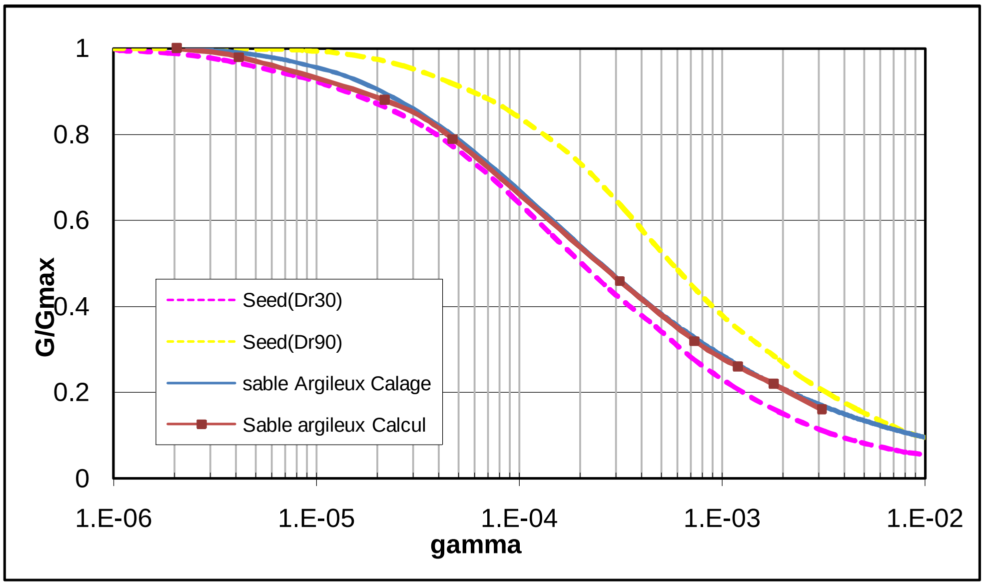


Figure 4.14 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

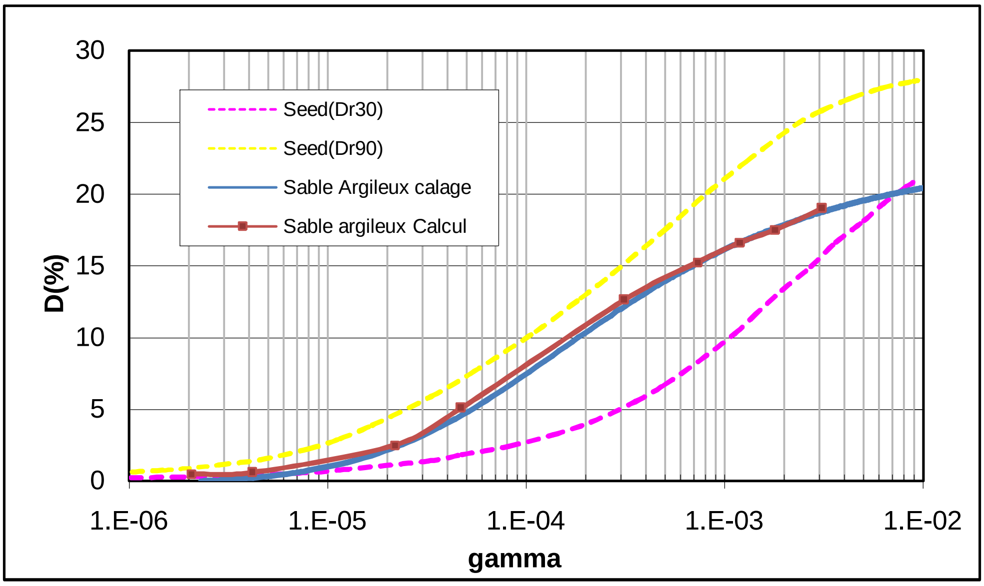


Figure 4.15 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement (D%)

e. Site d'Ain Bénian: ***sable moyen (sol moyennement compact)***

Tableau 4.7: caractéristiques de la colonne de sable moyen du site de Ain Bénian

-Vitesse de cisaillement	*Vs=320 m/s*
-Masse volumique	ρ*=1830 Kg/m*^{3}
-Angle de frottement	φ*=30°*
-module de cisaillement maximal	G_{max}*= 1.87x10*^{8} *Pa*
-paramètres du modèle R.O.	*r= 2.1 ; α= 2.3*
-contraintes initiales	*σx=σz= 274.50x10*^{3} *Pa ; σy=549.00x10*^{3} *Pa*

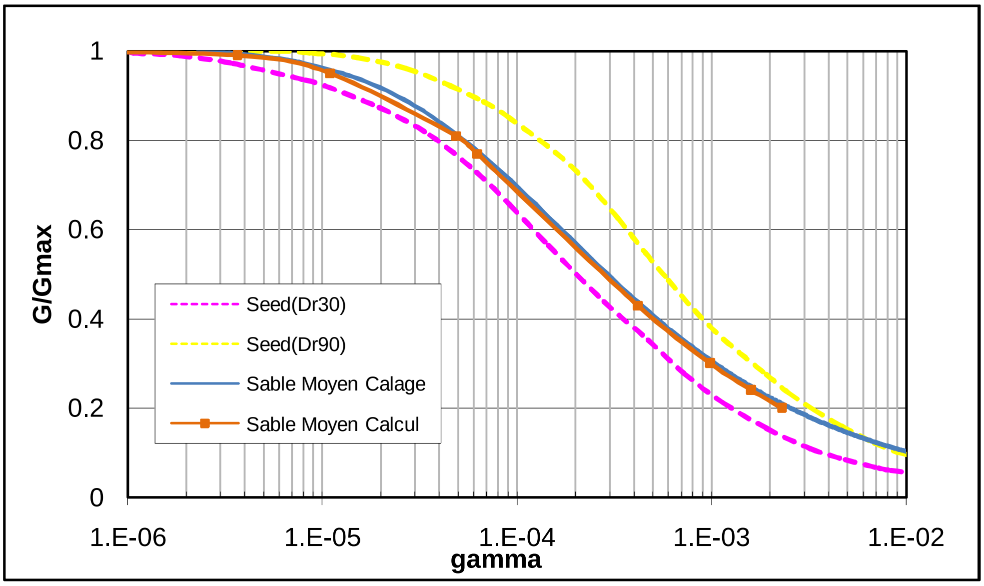


Figure 4.16 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

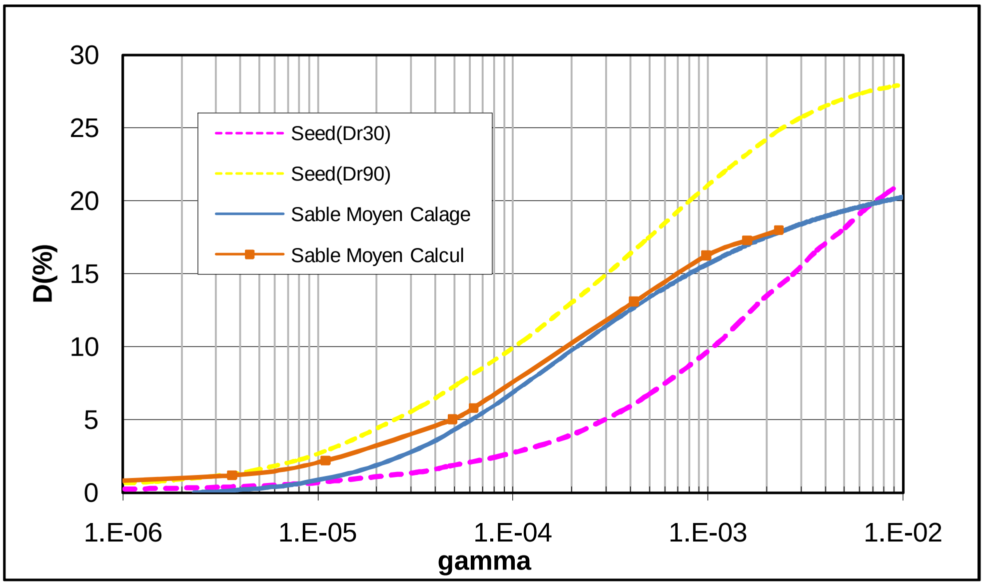


Figure 4.17 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement (D%)

f. Site de Souidania: ***sable (sol compact)***

Tableau 4.8: caractéristiques de la colonne de sable du site de Souidania

-Vitesse de cisaillemen	*Vs=270 m/s*
-Masse volumique	ρ*=1890 Kg/m3*
-Angle de frottement	φ*=31°*
-module de cisaillement maximal	$G_{max}= 2.99 \times 10^8$ *Pa*
-paramètres du modèle R.O.	*r= 2.20 ; α= 3.00*
-contraintes initiales	$\sigma x=\sigma z= 274.97 \times 10^3$ *Pa ;* $\sigma y=567.00 \times 10^3$ *Pa*

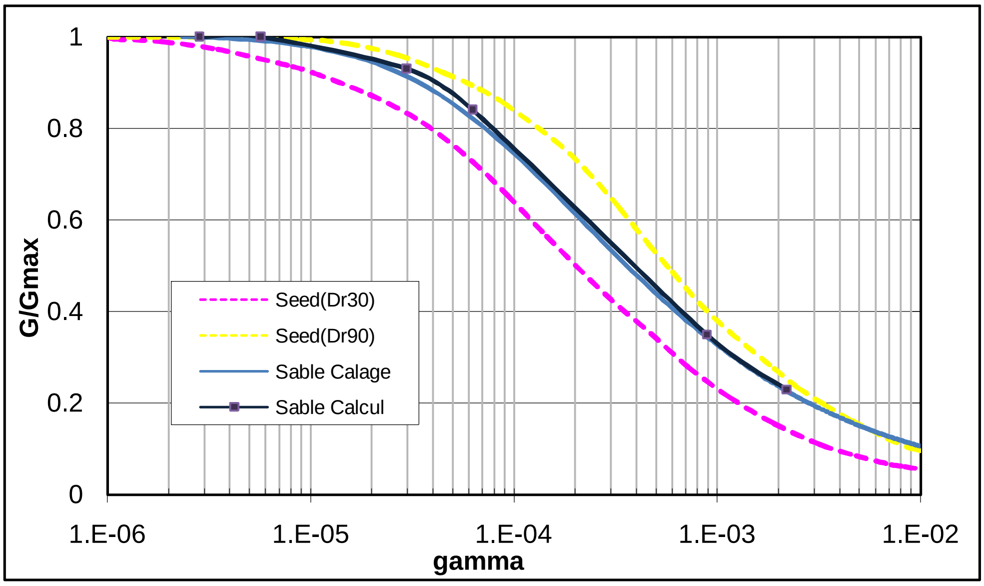


Figure 4.18 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

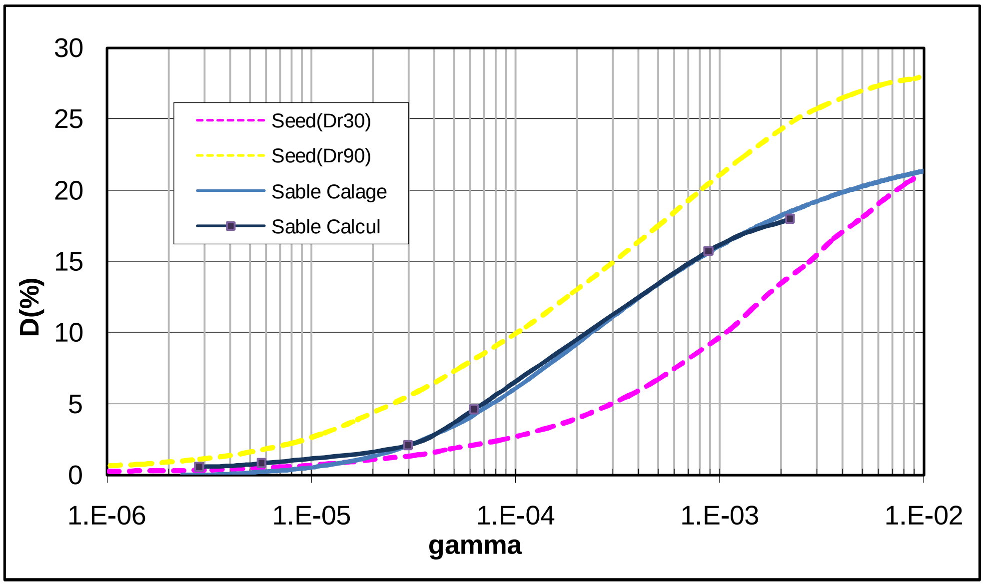


Figure 4.19 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement (D%)

g. Site El Mouradia: ***sable fin (sol moyennement compact)***

Tableau 4.9: caractéristiques de la colonne de sable fin du site de El Mouradia

-Vitesse de cisaillement	*Vs=230m/s*
-Masse volumique	*ρ=1730Kg/m3*
-Angle de frottement	*φ=18°*
-module de cisaillement maximal	G_{max}= 91.51x10^6Pa
-paramètres du modèle R.O.	*r= 2.2 ; α= 3.1*
-contraintes initiales	*σx=σz= 358.62x10^3Pa ; σy=519.00x10^3Pa*

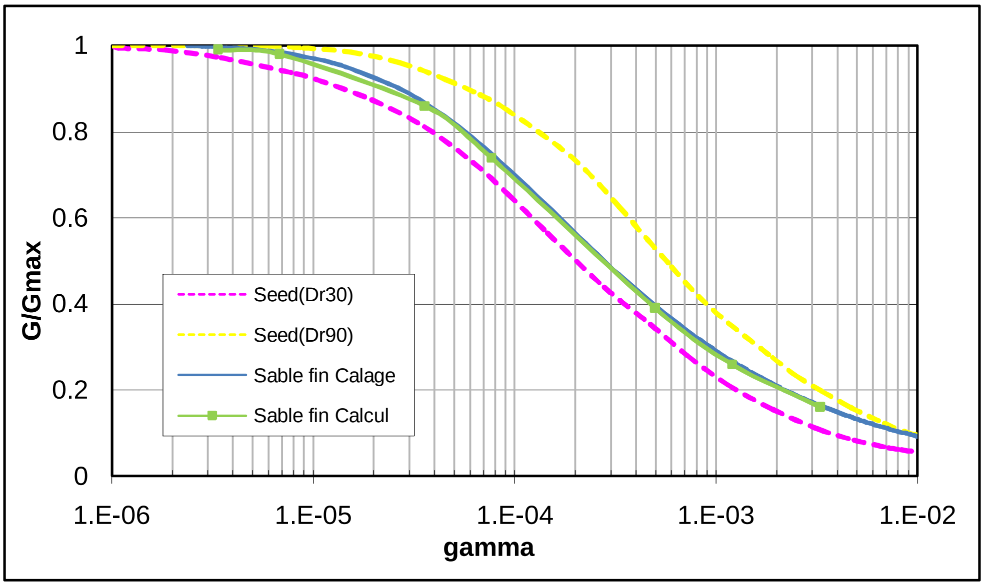


Figure 4.20 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

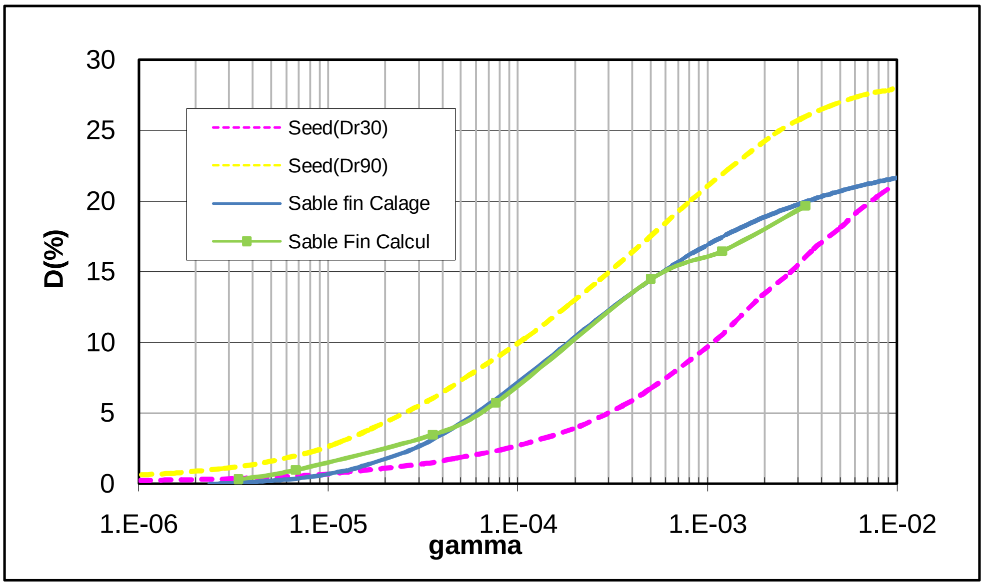


Figure 4.21 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement (D%)

h. Site de la Casbah: ***sable moyen (sol moyennement compact)***

Tableau 4.10: caractéristiques de la colonne de sable moyen du site de la Casbah

-Vitesse de cisaillement	*Vs=325m/s*
-Masse volumique	*ρ=2000Kg/m3*
-Angle de frottement	*φ=37°*
-module de cisaillement maximal	$G_{max}= 2.11 x 10^8 Pa$
-paramètres du modèle R.O.	*r= 2.20 ; α= 3.00*
-contraintes initiales	$\sigma x=\sigma z= 270.58 x 10^3 Pa$; $\sigma y=600.00 x 10^3 Pa$

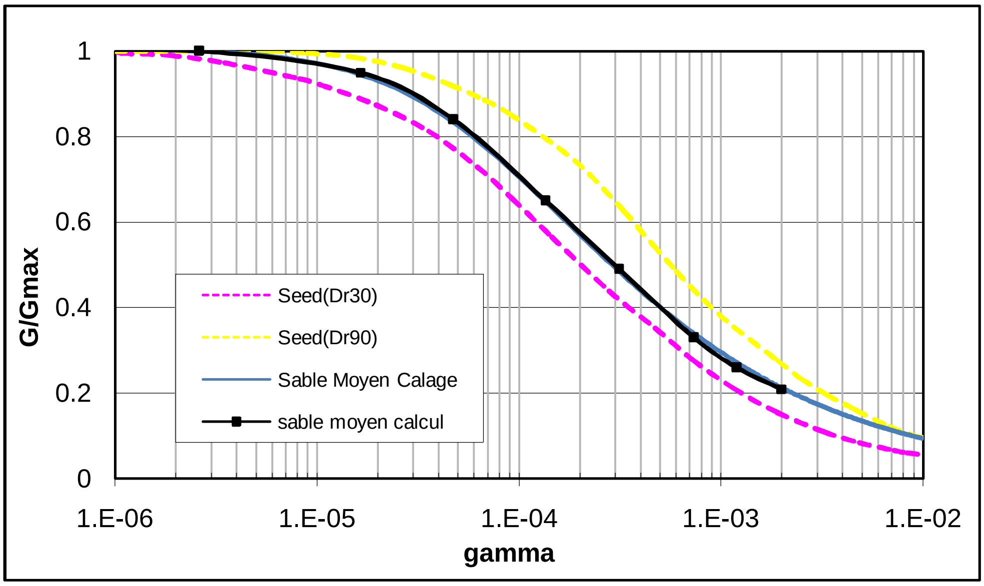


Figure 4.22 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

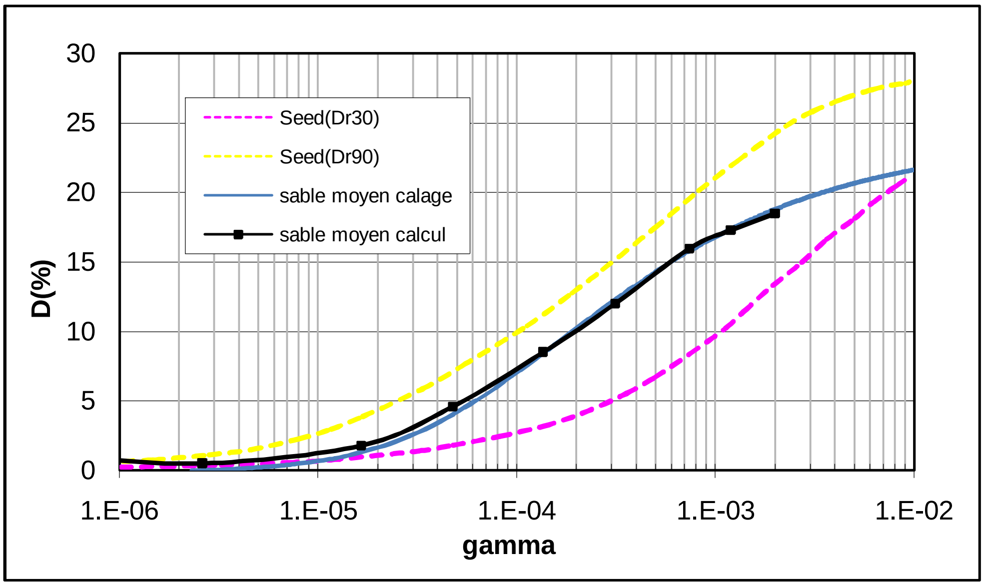


Figure 4.23 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement (D%)

i. Site de Dar El Beida: ***sable (sol compact)***

Tableau 4.11: caractéristiques de la colonne de sable du site de Dar El Beida

-Vitesse de cisaillement	*Vs=325m/s*
-Masse volumique	$\rho=1700\ Kg/m^3$
-Angle de frottement	$\varphi=30°$
-module de cisaillement maximal	$G_{max}=1.33\text{x}10^8 Pa$
-paramètres du modèle R.O.	*r= 2.20 ; α= 3.50*
-contraintes initiales	$\sigma x=\sigma z=255.00\text{x}10^3 Pa$; $\sigma y=510.00\text{x}10^3 Pa$

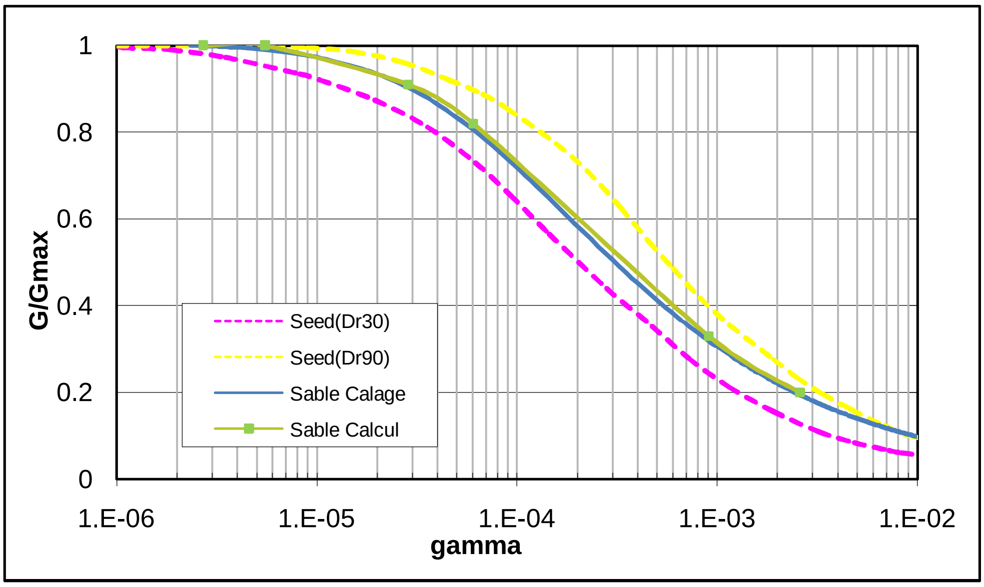


Figure 4.24 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

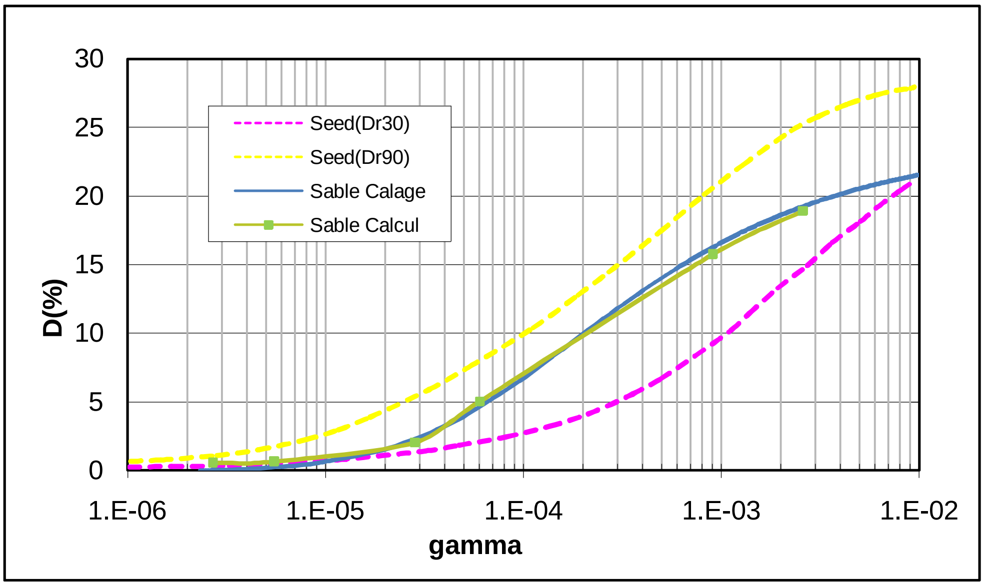


Figure 4.25 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement (D%)

a. Site de Fort de l'Eur: ***sable (sol moyennement compact)***

Tableau 4.12: caractéristiques de la colonne de sable du site du Fort de l'Eur

-Vitesse de cisaillement	*Vs=280 m/s*
-Masse volumique	$\rho=1760\ Kg/m^3$
-Angle de frottement	$\varphi=17°$
-module de cisaillement maximal	$G_{max}=2.28\ x10^8 Pa$
-paramètres du modèle R.O.	$r=\ 2.15$; $\alpha= 1.2$
-contraintes initiales	$\sigma x=\sigma z= 373.62\ x10^3 Pa$; $\sigma y=528.00x10^3 Pa$

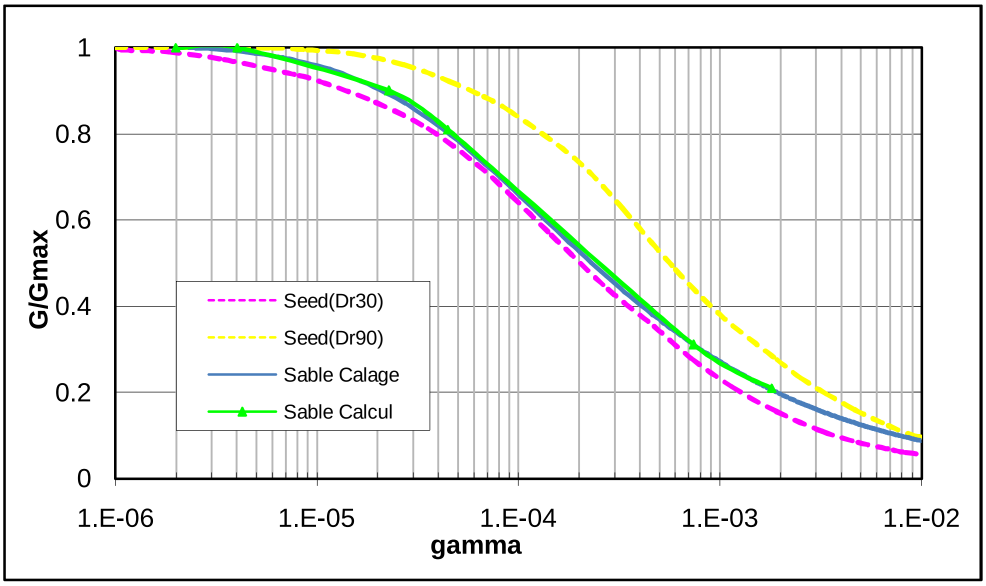


Figure 4.26 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

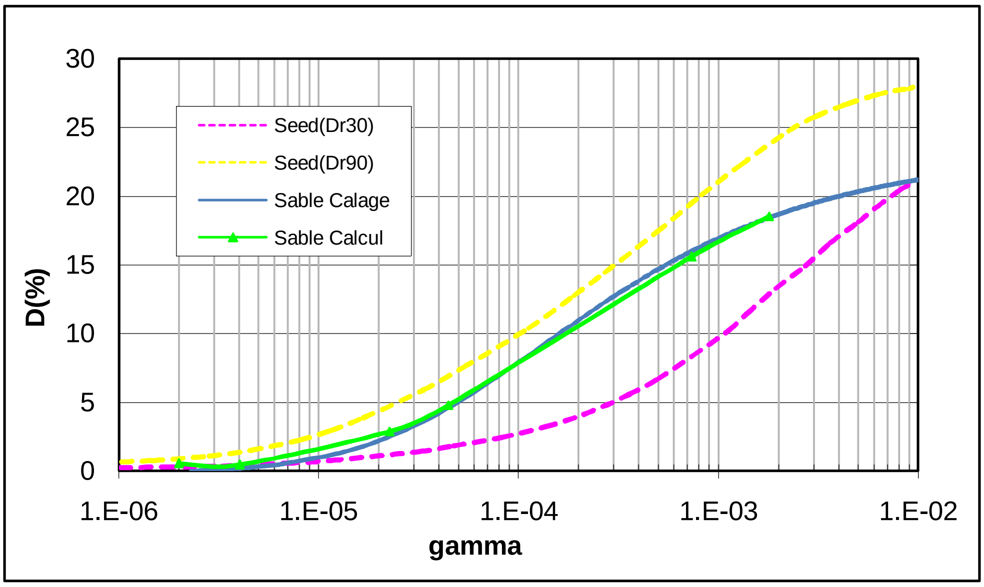


Figure 4.27 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement (D%)

4.1.2.3. Sites de Boumerdès

Le projet programmé pour ce site consiste en la réalisation de plusieurs ouvrages de grande importance, répartis comme suit :

1- Un centre culturel en R+3 niveaux.
2- Une résidence, comprenant : 5 blocs en R+10, un bloc en R+11, un bloc en R+12 et un bloc en R+3 niveaux.
3- Une tour appartement-hotel en R+17 niveaux.

Le site à analyser se trouve à Boumerdes, ses limites sont matérialisées par :

- Au nord ; une route et la mer.
- Au sud ; une piste et des villas.
- A l'est ; un accès goudronné et un bloc en R+4 niveaux.
- A l'ouest ; un chemin goudronné menant à la ville, un terrain vide et le stade communal de Boumerdes.

Pour analyser l'évolution des paramètres dynamique des sols en place, nous avons considéré les résultats de la reconnaissance géotechnique réalisée par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction, *LNHC*, unité de Rouiba.

Les résultats des analyses granulométriques, de l'essai *SPT* et des nombres de coups corrigés obtenus permettent de faire les observations suivantes :

- ✓ Le sable contient uniquement 1 à 3 % d'éléments fins.
- ✓ Le diamètre à 50%, D_{50}, est compris entre 0.080 mm et 0.618 mm.
- ✓ Le coefficient d'uniformité C_U est compris entre 1 et 3 pour la majorité des valeurs. Ce qui permet de classer ce sol dans la catégorie des sables propres, mal gradués (Sm) selon la classification *LCPC* du sol.
- ✓ Le nombre de coups *SPT* obtenu à l'aide de l'essai de pénétration standard (*SPT*) varie en général entre 10 et 30 coups, il s'agit d'un sol moyennement compact, selon Meyerhof (1956) et Terzaghi et Pecker (1948) cités dans le rapport du *LNHC*.

a. Sondage 1 : ***sable (sol moyennement compact)***

Tableau 4.13: caractéristiques de la colonne de sable du site de boumerdès (sondage 1)

-Masse volumique	ρ*=1600Kg/m*^{3}
-Vitesse de cisaillement	*Vs= 500m/s*
-Angle de frottement	φ*=29°*
-module de cisaillement maximal	G_{max}*= 4.00x10*^{8}*Pa*
-paramètres du modèle R.O.	*r= 2 .20* ; α*= 1.30*
-contraintes initiale	$\sigma x=\sigma z=$ *247.29x10*^{3}*Pa* ; $\sigma y=$*480.00x10*^{3}*Pa*

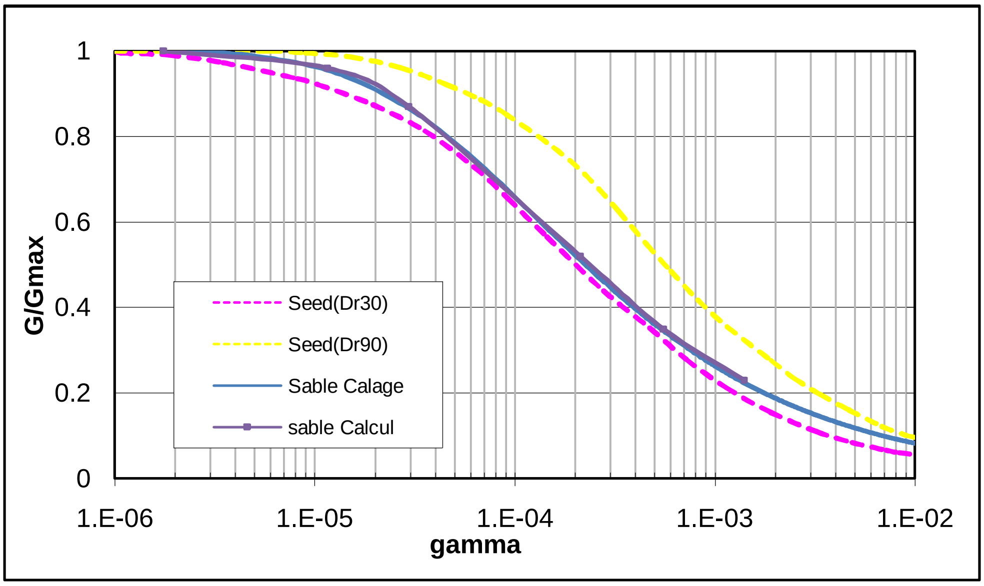


Figure 4.28 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

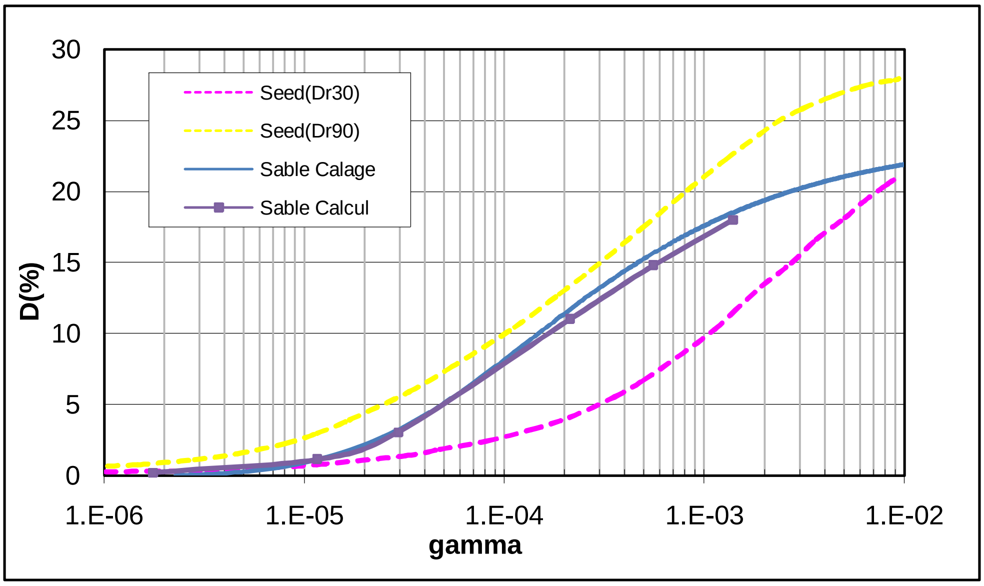


Figure 4.29 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement (D%)

b. Sondage 2 : ***sable (sol dense)***

Tableau 4.14: caractéristiques de la colonne de sable du site de Boumerdès (sondage 2)

-Masse volumique	ρ*=1600 Kg/m*^{3}
-Vitesse de cisaillement	*Vs= 589.49m/s*
-Angle de frottement	φ*=29°*
-module de cisaillement maximal	G_{max}*= 5.56x10*^{8} *Pa*
-paramètres du modèle R.O.	*r=2.20 ; α= 0.50*
-contraintes initiales	*σx=σz= 247.29x10*^{3}*Pa ; σy=480.00x10*^{3}*Pa*

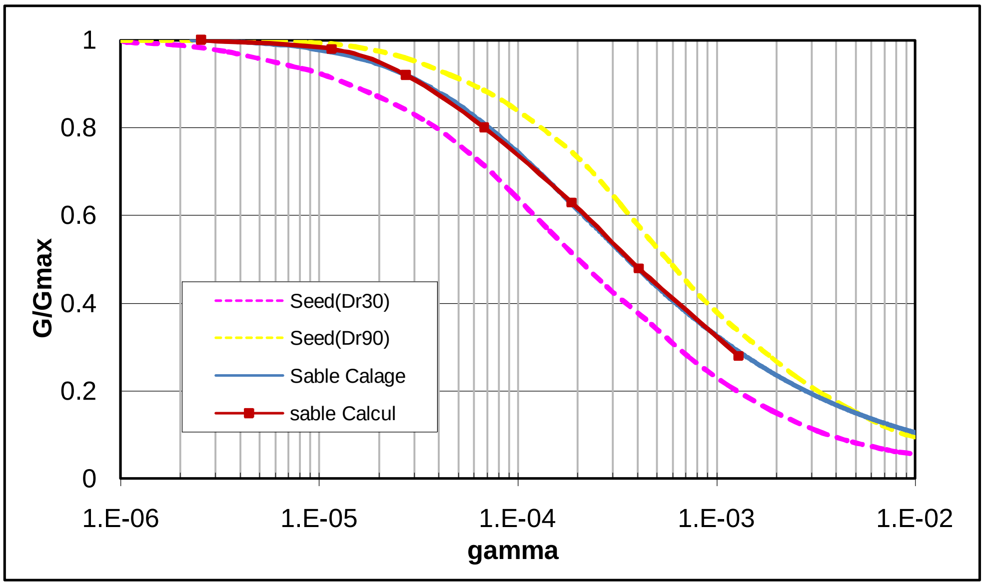


Figure 4.30 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

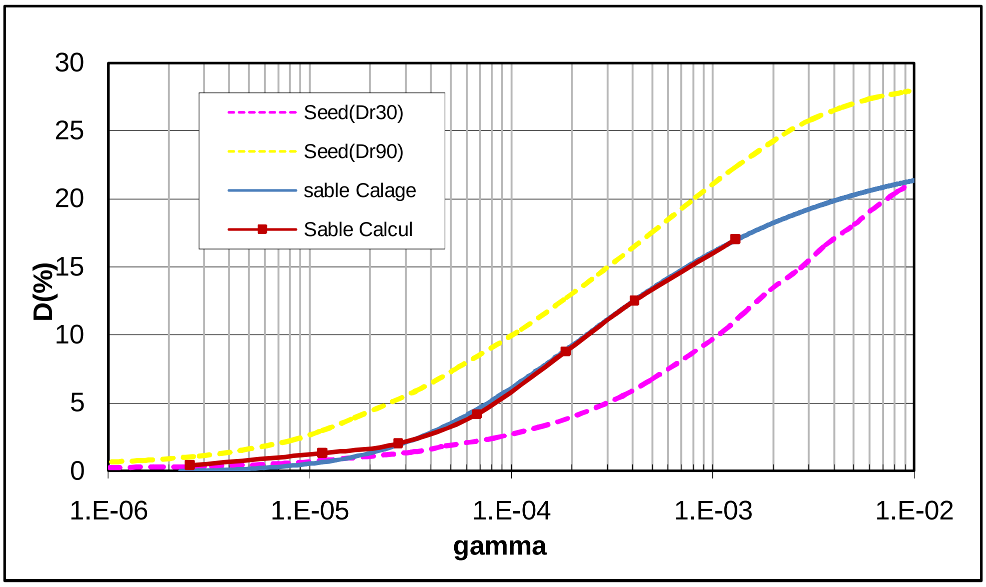


Figure 4.31 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement (D%)

c. Sondage 3 : ***sable (sol moyennement compact)***

Tableau 4.15: caractéristiques de la colonne de sable du site de Boumerdès (sondage 3)

-Masse volumique	ρ=1600Kg/m^3
-vitesse de cisaillement	*Vs= 400m/s*
-Angle de frottement	φ=29°
-module de cisaillement maximal	G_{max}= 2.56x10^8Pa
-paramètres du modèle R.O.	*r= 2.20 ; α= 2.00*
-contraintes initiales	$\sigma x=\sigma z$= 247.29x10^3Pa ; σy=480.00x10^3Pa

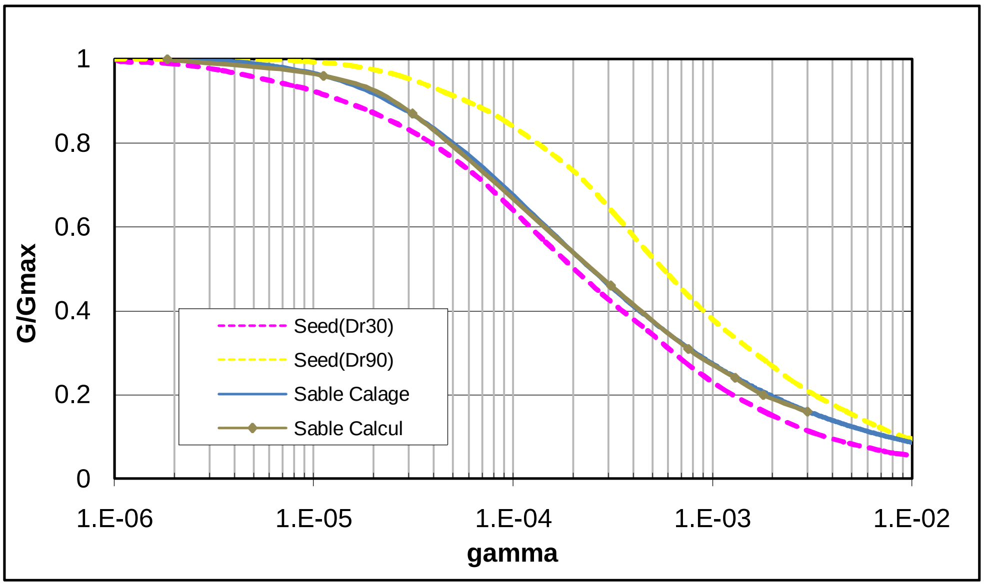


Figure 4.32 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

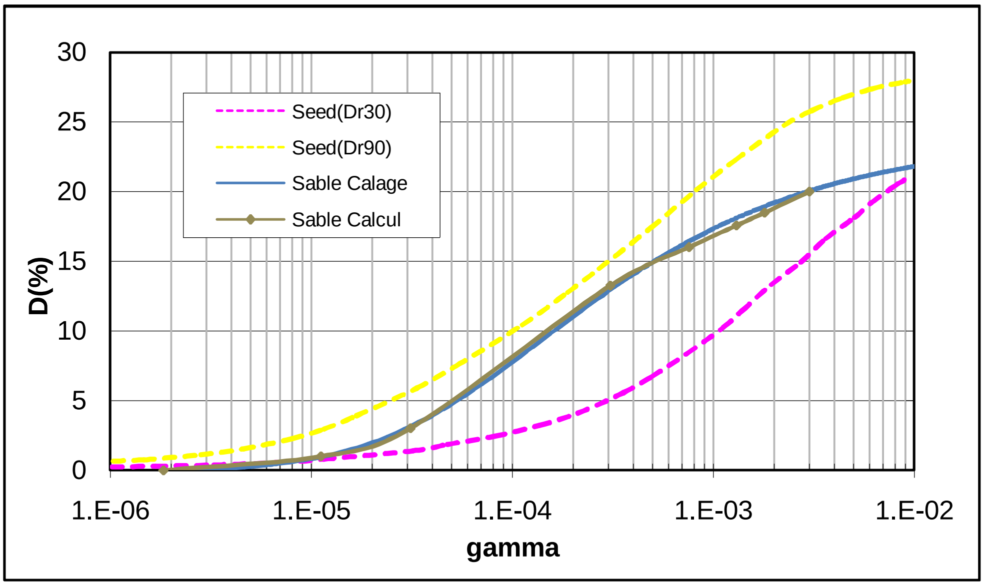


Figure 4.33 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement (D%)

4.1.4. Site de Zemourri : Il s'agit d'un terrain situé au nord de la ville de Zemmouri dans la wilaya de Boumerdes, destiné à la réalisation de 700 logements.

a) Sondage 1 (SC1) ***: Sable (sol compact)***

Tableau 4.16: caractéristiques de la colonne de sable du site de Zemmouri (sondage 1)

-Masse volumique	ρ=1810Kg/m^3
-Vitesse de cisaillement	*Vs=277m/s*
-Angle de frottement	φ=23°
-module de cisaillement maximal	G_{max}= 1.39x10^{8}Pa
-paramètres du modèle R.O.	*r= 2.20 ; α= 2.00*
-contraintes initiales	$\sigma x=\sigma z$= 330.83x10^{3}Pa ; σy=543.00x10^{3}Pa

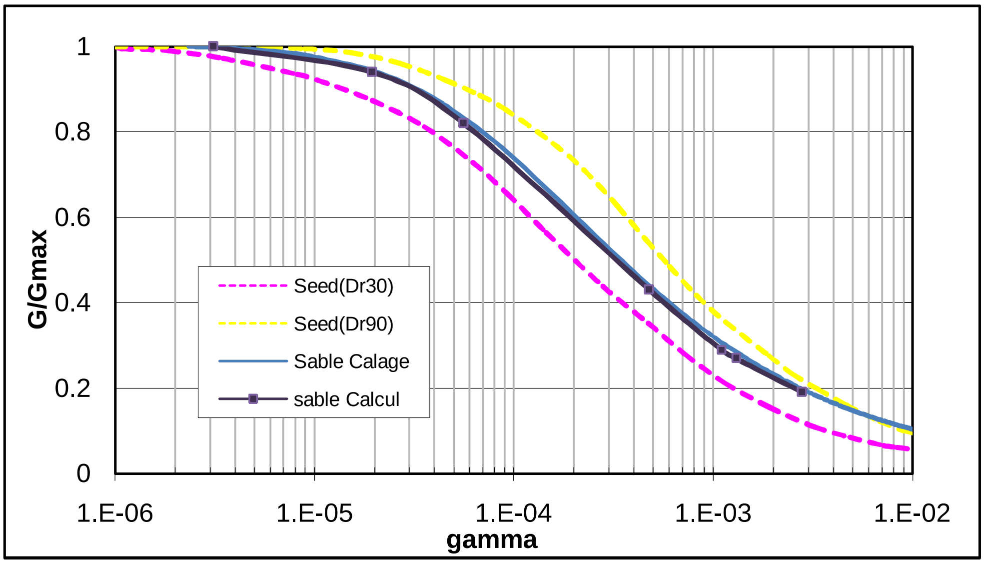


Figure 4.34 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

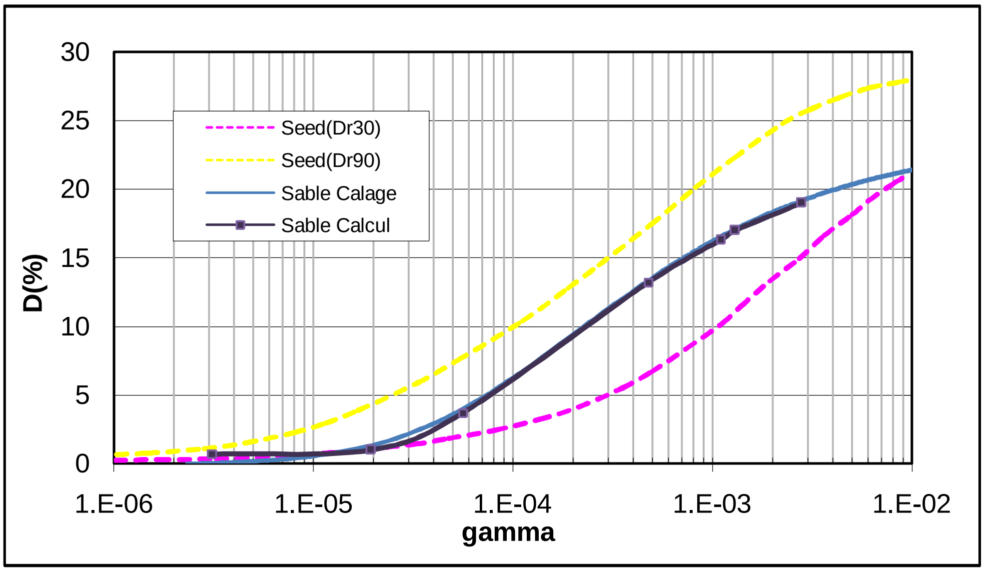


Figure 4.35 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement (D%)

b) Sondage 2 (SC2): ***Sable (sol compact)***

Tableau 4.17: caractéristiques de la colonne de sable du site de Zemmouri (sondage 2)

-Masse volumique	$\rho=1210\ Kg/m^3$
- Vitesse de cisaillement	$Vs=308m/s$
-Angle de frottement	$\varphi=26°$
-module de cisaillement maximal	$G_{max}= 1.15\text{x}10^8Pa$
-paramètres du modèle R.O.	$r= 2.20$; $\alpha= 4.50$
-contraintes initiales	$\sigma x=\sigma z= 203.87\text{x}10^3Pa$; $\sigma y=363.00\text{x}10^3Pa$

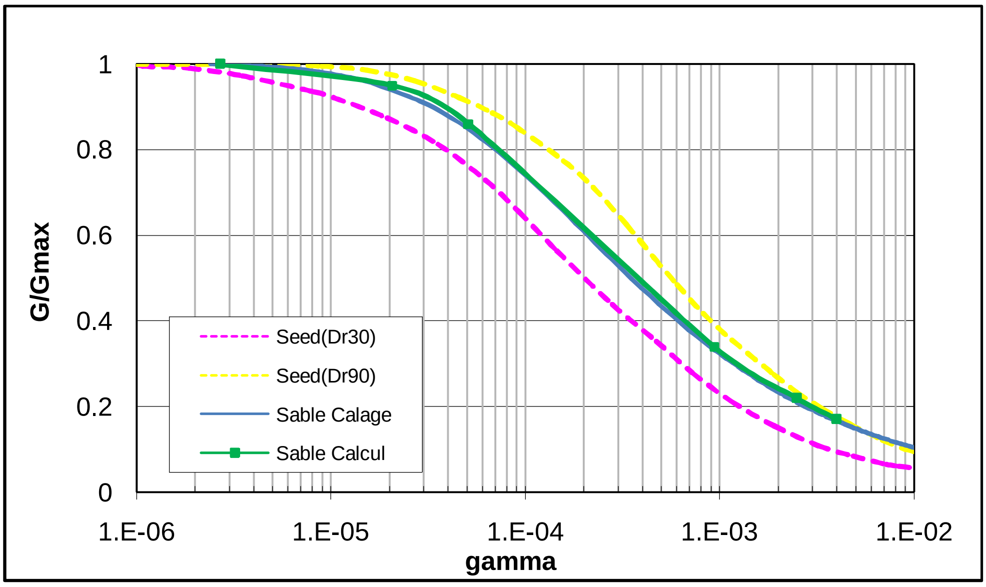


Figure 4.36 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

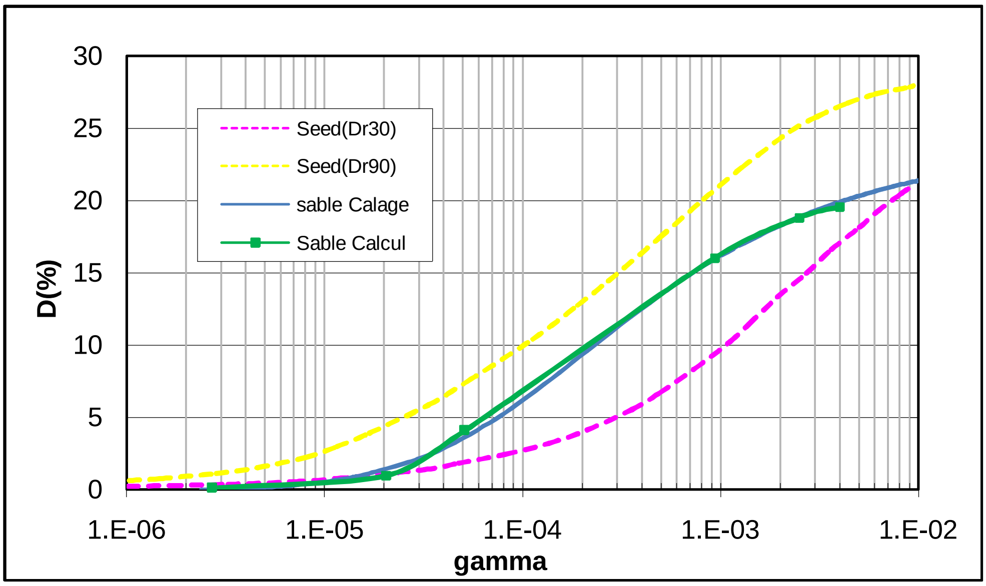


Figure 4.37 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement (D%)

Discussion

Les résultats obtenus pour les sables des différents sites, que ce soit pour la dégradation du module de cisaillement ou pour l'évolution du coefficient d'amortissement sont comparés au courbes obtenues par la procédure de calage ; on remarque que les deux courbes dans la plupart des cas sont bien calées l'une sur l'autre, et lorsque elles ne le sont pas, elles prennent la même allure.

Dans un premier temps l'amplitude du signal appliqué est faible de telle sorte que les déformations induite dans le sol restent faibles donc la dégradation du module de cisaillement est égale à l'unité et l'aire de la boucle d'hystérésis est très petit d'où, l'amortissement est très faible.

La colonne est ensuite soumise à des sollicitations d'amplitude de plus en plus élevées ; pour chaque amplitude, les boucles d'hystérésis sont récupérer et on procède aux calculs du rapport G/G_{max} que l'on remarque d'après les différentes courbes qu'il se dégrade au fur et à mesure que l'amplitude est augmentée, tandis que le coefficient d'amortissement croit proportionnellement avec l'amplification de la sollicitation.

On remarque que la dégradation peut, dans certains cas, arriver jusqu'à une très faible valeur de l'ordre de 0.1 (voir figures) pour une déformation de l'ordre de 10^{-3}. Si l'on continue à sollicité la colonne les boucles d'hystérésis ne se forment plus, ce qui correspond à perte totale de la résistance du sol.

Concernant le coefficient d'amortissement, qui correspond au caractère dissipatif d'énergie du sol atteint, pour les cas étudiés, des valeurs maximales de 20% à 30% pour les différents sites pour une déformation de cisaillement de l'ordre de 10^{-3} pour pouvoir dissiper l'énergie emmagasinée lors de la sollicitation et permettre ainsi au sol de garder une certaine résistance.

Nous allons passer un autre type de sol qui est le gravier, et allons voir comment évolue les propriétés dynamique du sol graveleux sous un chargement cyclique, nous disposons de certains sites aux niveaux de la wilaya d'Alger ou des essais géophysiques ont été effectués.

4.2.2. Les Graviers

Plusieurs essais (in situ, de laboratoire et géophysiques) ont été effectués sur différents sites dans la wilaya d'Alger par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (LNHC) unité de Oued Semmar, dans le cadre du micro zonage de la wilaya d'Alger ;La figure 4.36 montre la situation des différents sondages nous en étudierons certains des sites dont nous disposons des données nécessaires pour effectuer un calcul numériques.

Figure 4.38 : carte de situation des sites graveleux étudiés.

Les courbes de dégradation du module de cisaillement ainsi que l'amortissement en fonction de la distorsion obtenues sous pour les différents graviers étudiés sont comparées aux courbes de calage et présentée ci-dessous.

a) Site de Rouiba

Tableau 4.18: caractéristiques de la colonne du gravier du site de Rouiba.

-Masse volumique	ρ=1480Kg/m^3
- Vitesse de cisaillement	*Vs= 290m/s*
-Angle de frottement	φ=40°
-module de cisaillement maximal	G_{max}= 1.24x10^{8}Pa
-paramètres du modèle R.O.	*r= 2.05 ; α=9.00*
-contraintes initiales	$\sigma x=\sigma z$= 158.60x10^{3}Pa ; σy=444.00x10^{3}Pa

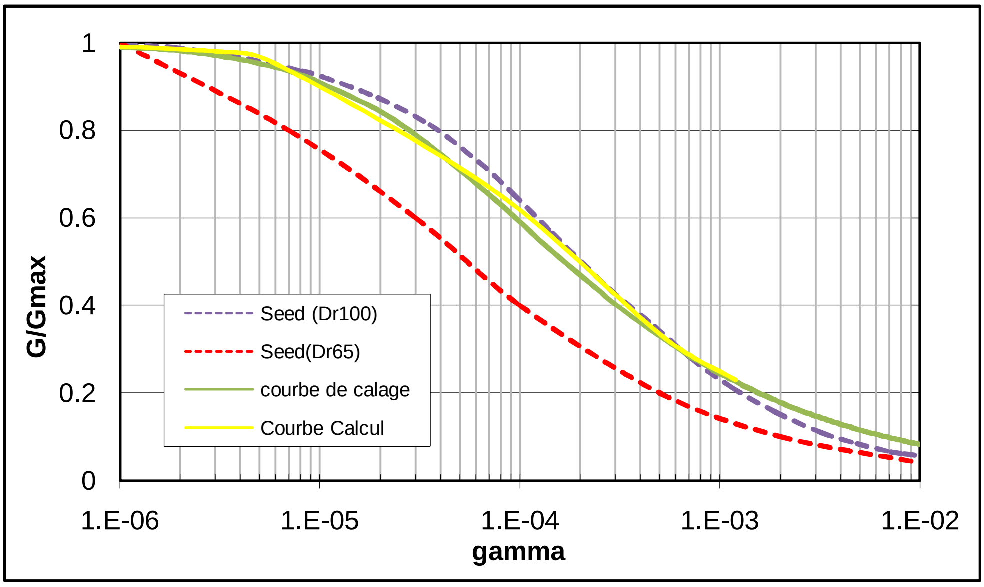


Figure 4.39 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

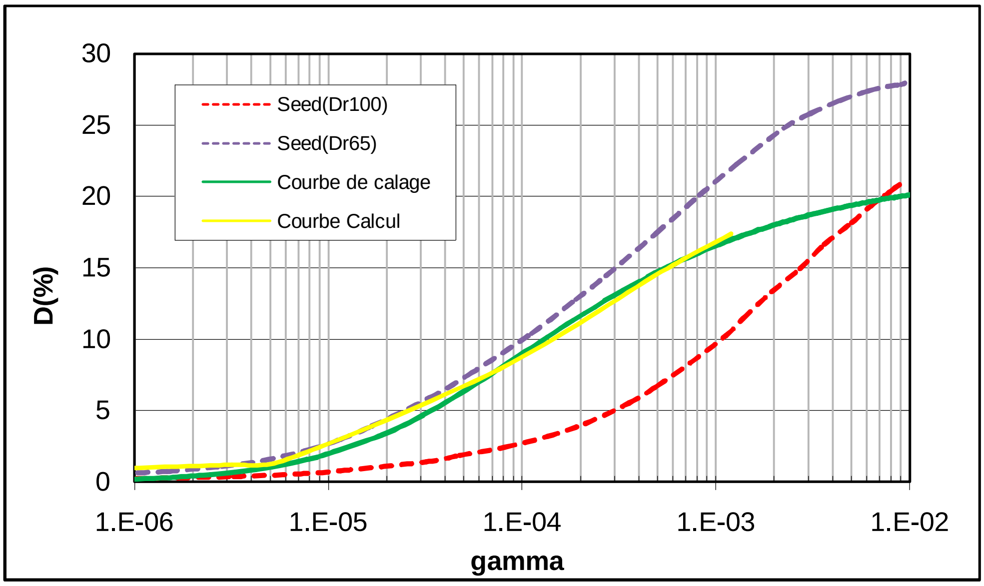


Figure 4.40 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement D(%)

b) *Site de Bachdjarrah*

Tableau 4.19: caractéristiques de la colonne du gravier du site de Bachdjarrah

-Masse volumique	*ρ=1880Kg/m^3*
- Vitesse de cisaillement	*Vs=240 m/s*
-Angle de frottement	*φ=38°*
-module de cisaillement maximal	*G_{max}= 1.08x10^{8}Pa*
-paramètres du modèle R.O.	*r= 2.00 ; α=10*
-contraintes initiales	*σx=σz= 216.76x10^{3}Pa ; σy=564.00x10^{3}Pa*

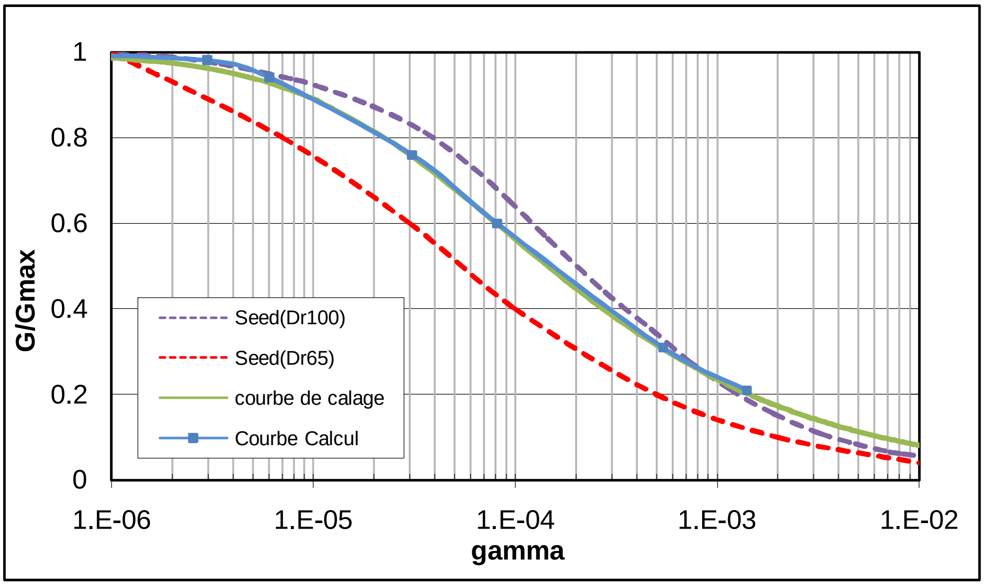


Figure 4.41 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

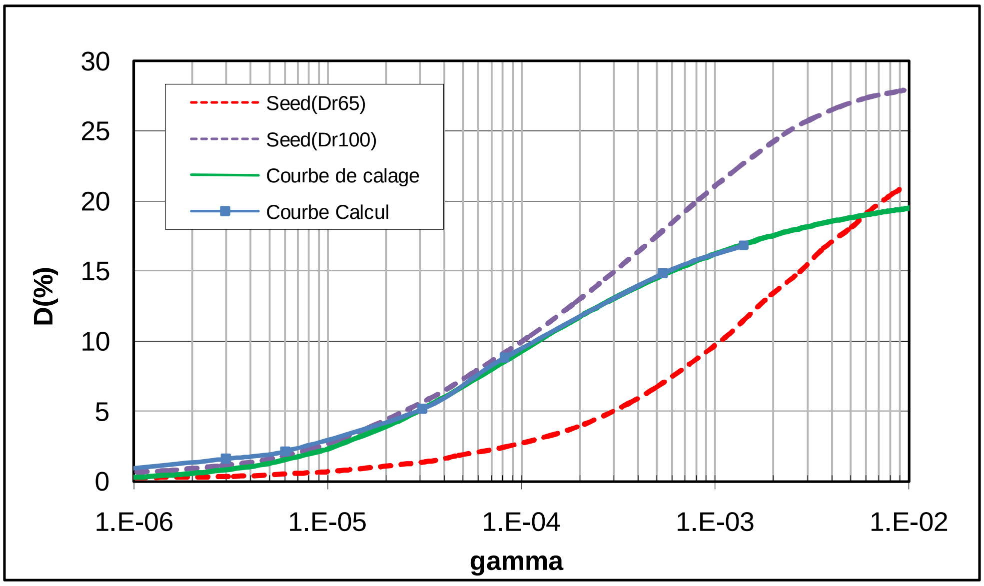


Figure 4.42 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement D(%)

c) Site de Bourouba

Tableau 4.20: caractéristiques de la colonne du gravier du site de Bourouba

-Masse volumique	ρ=1900Kg/m^3
- Vitesse de cisaillement	*Vs=195m/s*
-Angle de frottement	φ=35°
-module de cisaillement maximal	G_{max}= 0.72x10^{8}Pa
-paramètres du modèle R.O.	r= 2.10 ; α=17
-contraintes initiales	$\sigma x=\sigma z$= 243.06x10^{3}Pa ; σy=570.00x10^{3}Pa

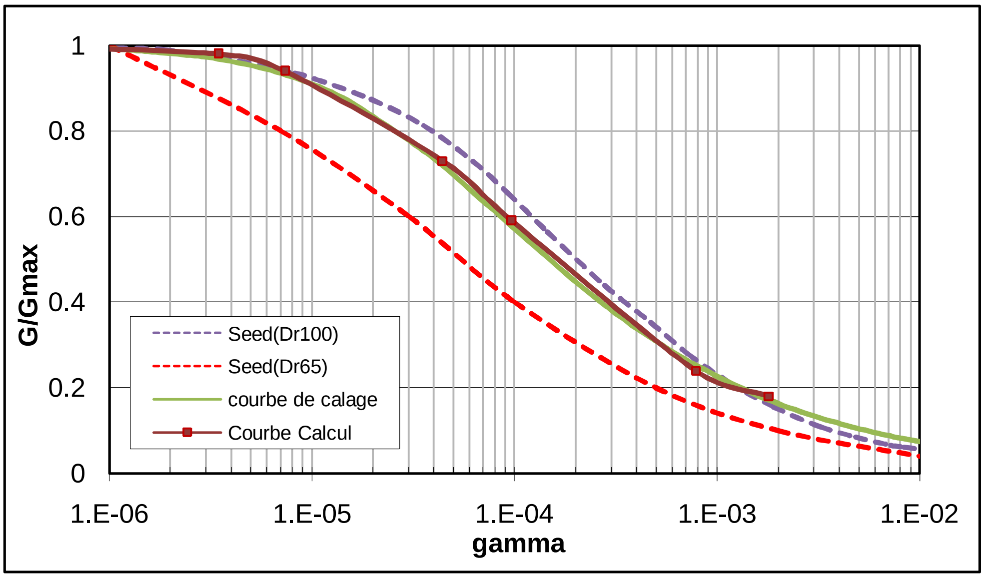


Figure 4.43 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

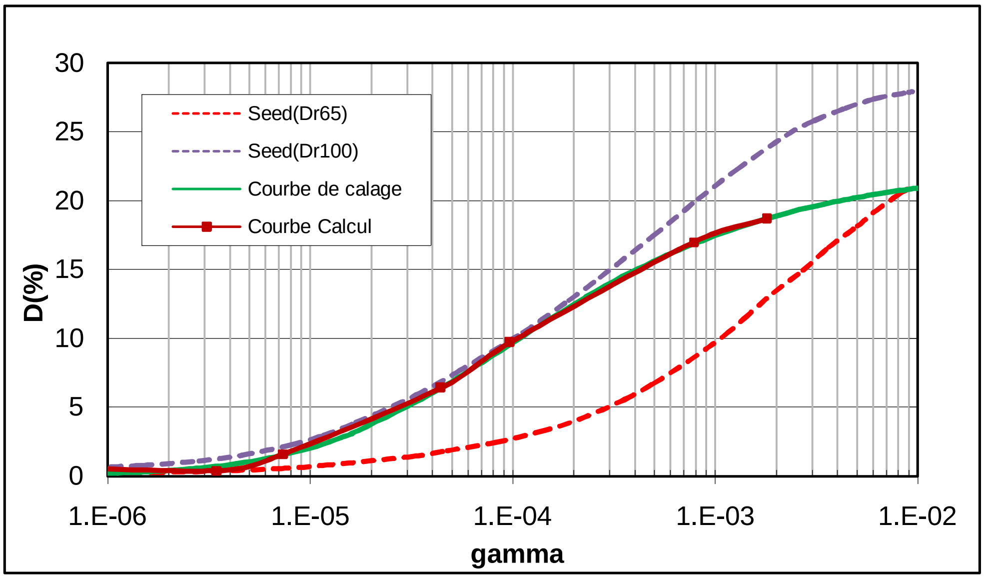


Figure 4.44 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement

d) Site du Gue de Constantine

Tableau 4.21: caractéristiques de la colonne du gravier du site de Gue de Constantine

-Masse volumique	ρ*=1760Kg/m*^{3}
- Vitesse de cisaillement	*Vs=550 m/s*
-Angle de frottement	φ*=39°*
-module de cisaillement maximal	G_{max}*= 5.32x10*^{8}*Pa*
-paramètres du modèle R.O.	*r=2.00 ; α=3.00*
-contraintes initiales	$\sigma x=\sigma z$*= 195.71x10*^{3}*Pa ; σy=528.00x10*^{3}*Pa*

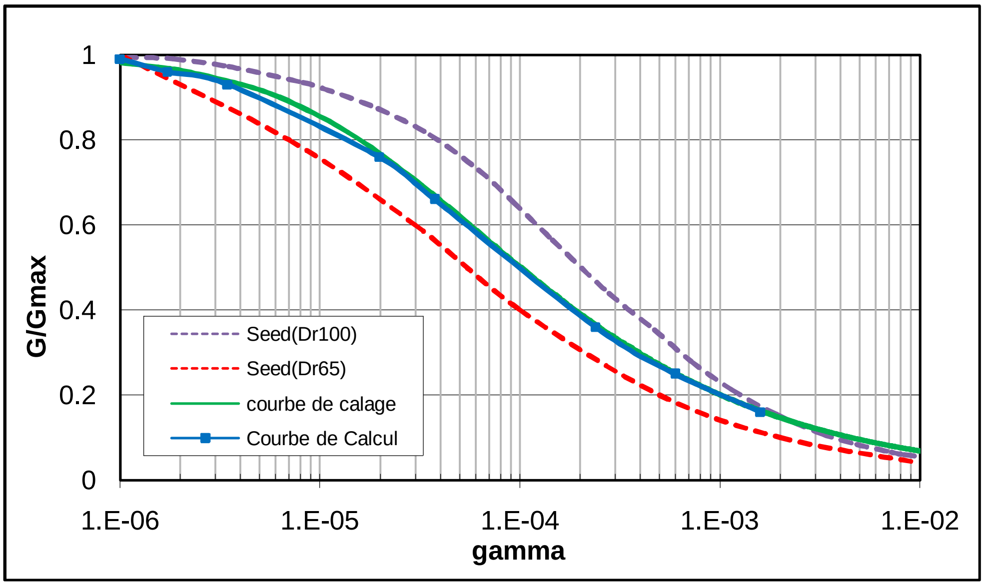


Figure 4.45 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

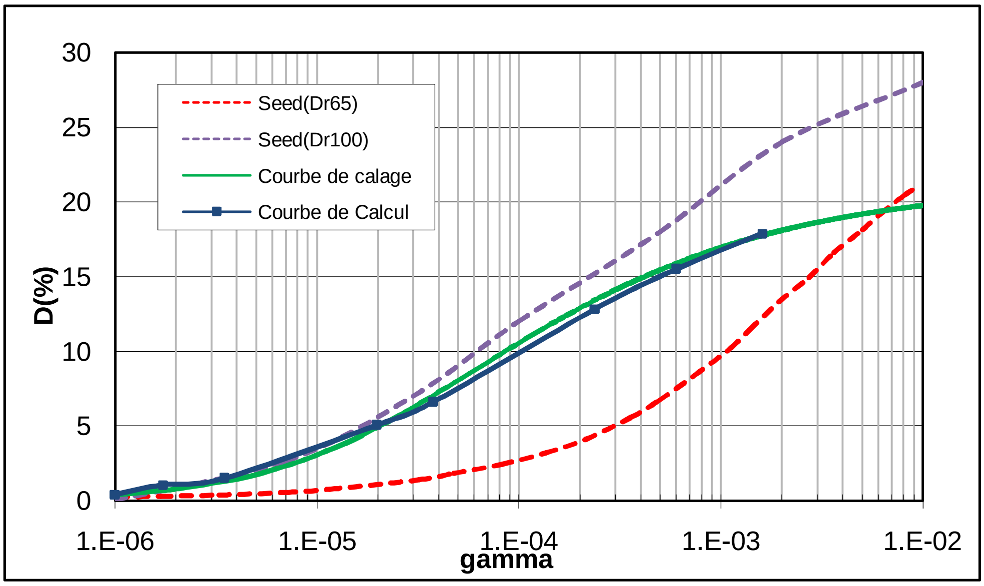


Figure 4.46 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement D(%)

e) Site d'El Hammamet

Tableau 4.22: caractéristiques de la colonne du gravier du site d'El Hammamet

-Masse volumique	ρ=1560Kg/m^3
- Vitesse de cisaillement	*Vs=870 m/s*
-Angle de frottement	φ=34°
-module de cisaillement maximal	G_{max}= 11.80x10^{8}Pa
-paramètres du modèle R.O.	*r= 2.10 ; α=0.90*
-contraintes initiales	$\sigma x=\sigma z$= 206.29x10^{3}Pa ; σy=468.00x10^{3}Pa

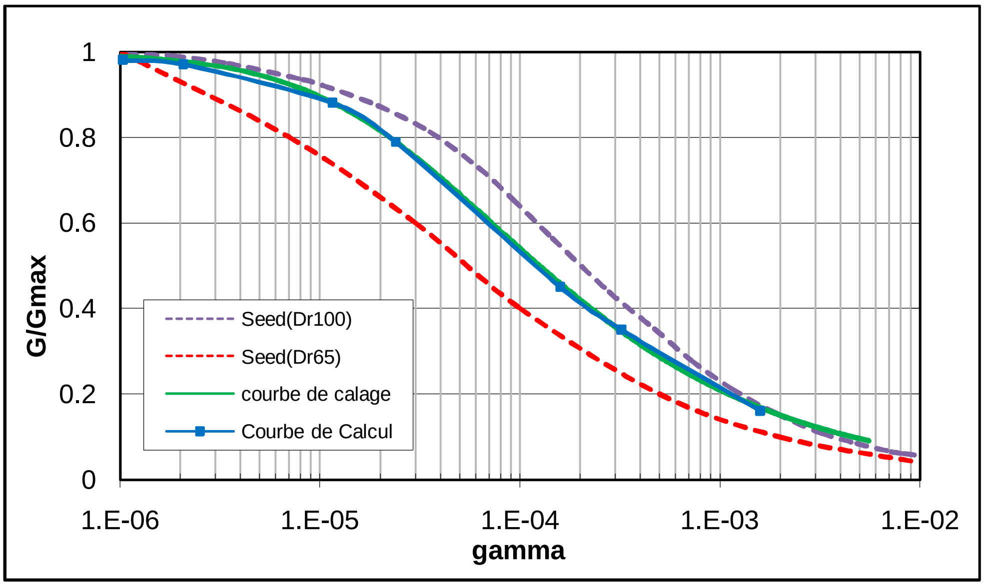


Figure 4.47 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

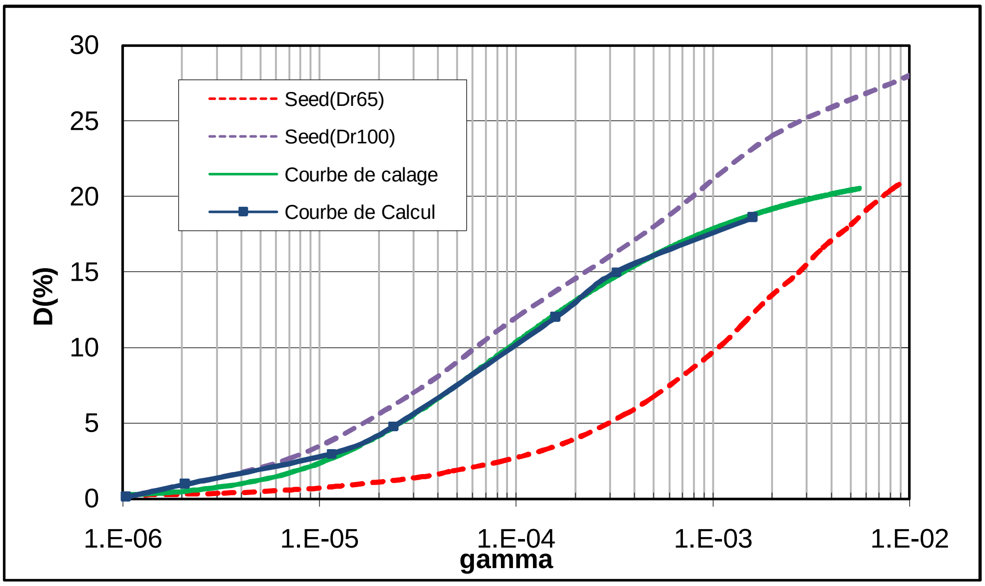


Figure 4.48 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement D(%)

f) Site d'Oued Koriche

Tableau 4.23: caractéristiques de la colonne du gravier du site d'Oued Koriche

-Masse volumique	ρ*=1820Kg/m*^{3}
- Vitesse de cisaillement	*Vs=380 m/s*
-Angle de frottement	φ*=39°*
-module de cisaillement maximal	G_{max}*= 2.62x10*^{8}*Pa*
-paramètres du modèle R.O.	*r= 2.03 ; α=6.00*
-contraintes initiales	*σx=σz= 202.39x10*^{3}*Pa ; σy=546.00x10*^{3}*Pa*

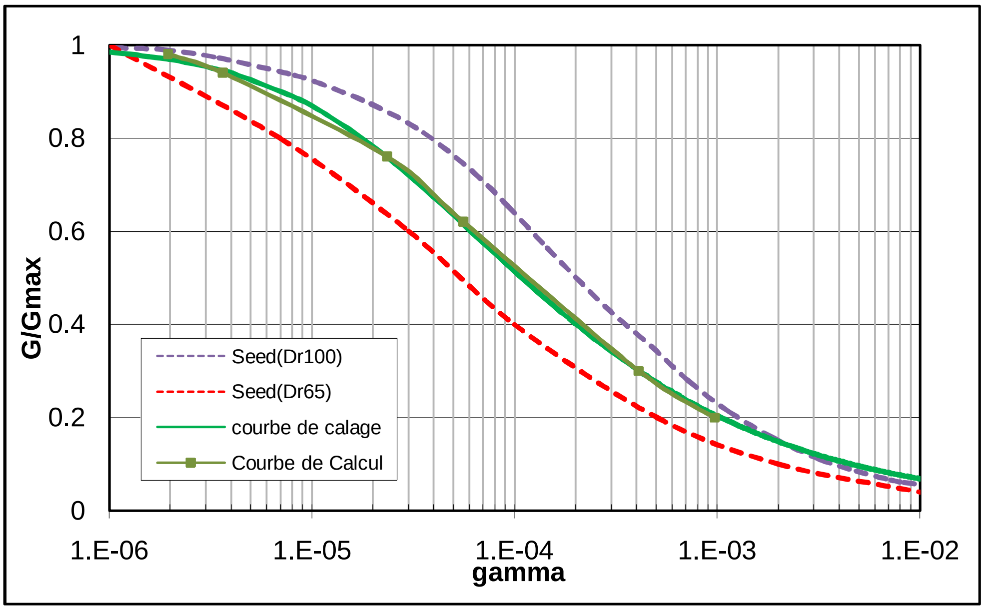


Figure 4.49 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

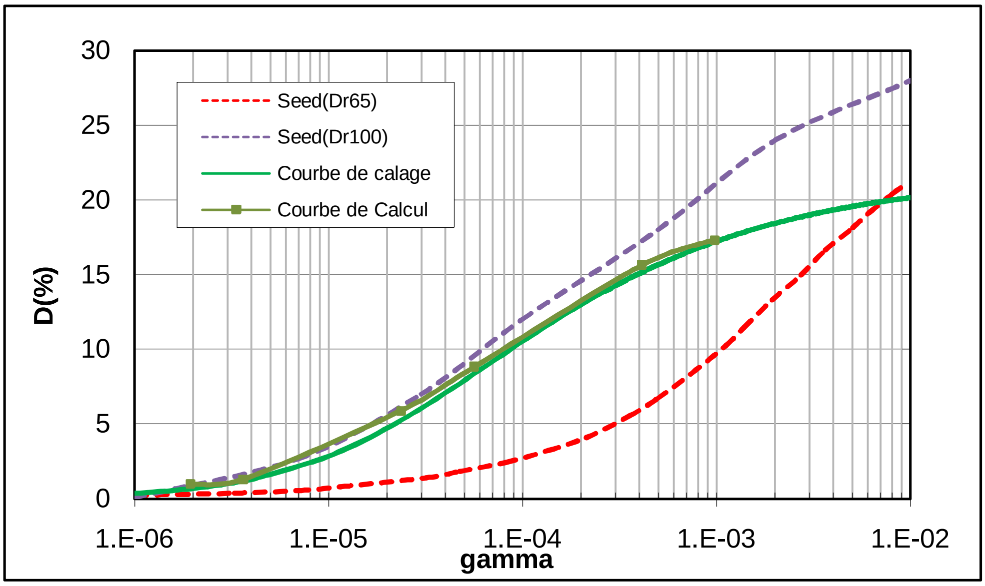


Figure 4.50 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement D(%)

g) Site de Kouba

Tableau 4.24: caractéristiques de la colonne du gravier du site de Kouba

-Masse volumique	ρ=1790Kg/m^3
- Vitesse de cisaillement	*Vs=430 m/s*
-Angle de frottement	φ=41°
-module de cisaillement maximal	G_{max}= 2.06x10^{8}Pa
-paramètres du modèle R.O.	*r= 2.00 ; α=7.00*
-contraintes initiales	σx=σz= 165.09x10^{3}Pa ; σy=537.00x10^{3}Pa

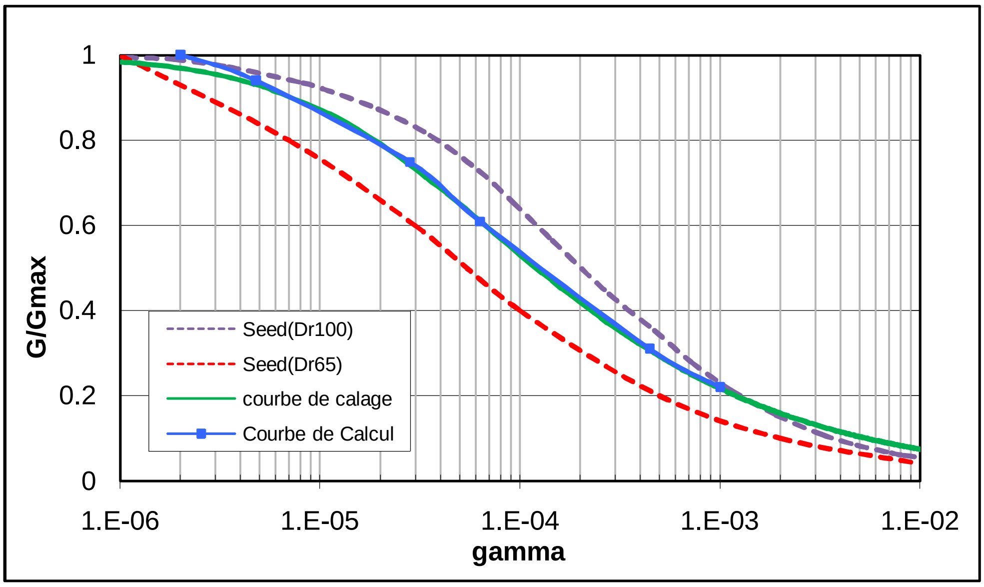


Figure 4.51 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

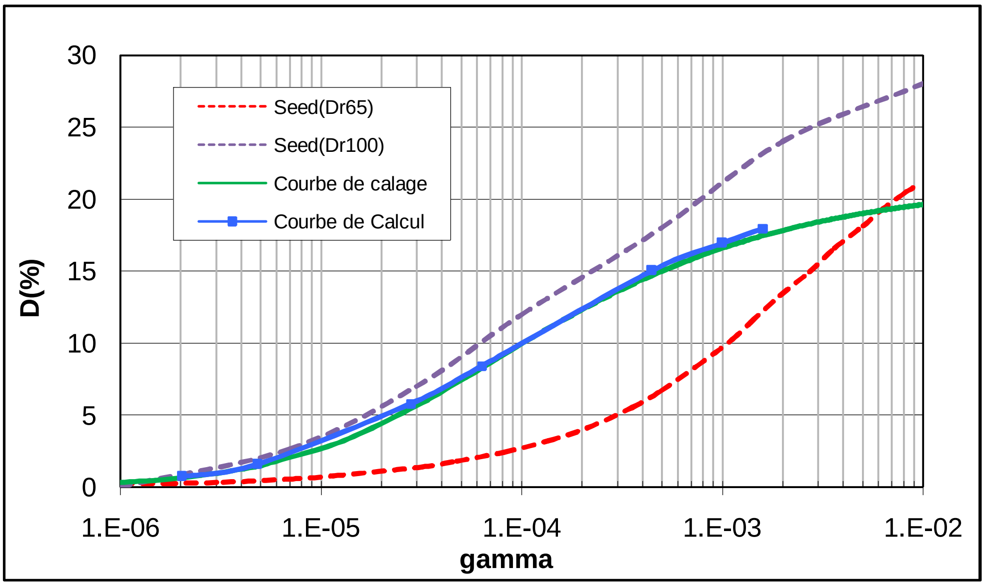


Figure 4.52 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement D(%)

h) Site d'El Moradia

Tableau 4.25: caractéristiques de la colonne du gravier du site d'El Mouradia

-Masse volumique	*ρ=1620Kg/m^3*
- Vitesse de cisaillement	*Vs=400 m/s*
-Angle de frottement	*φ=38°*
-Module de cisaillement maximal	*G_{max}= 2.59x10^{8}Pa*
-Paramètres du modèle R.O.	*r=2.05 ; α=6.00*
-Contraintes initiales	*σx=σz= 186.78x10^{3}Pa ; σy=486.00x10^{3}Pa*

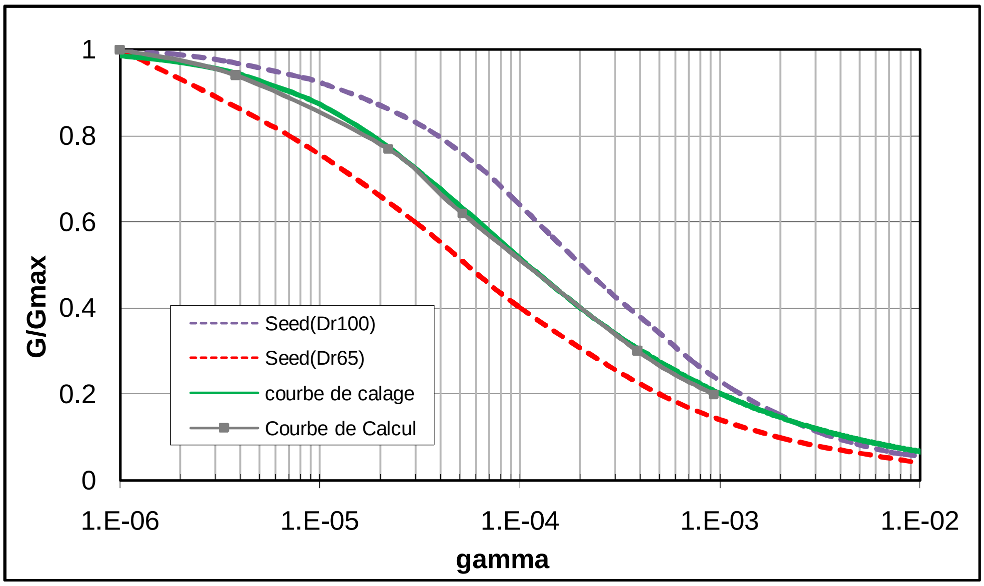


Figure 4.53 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

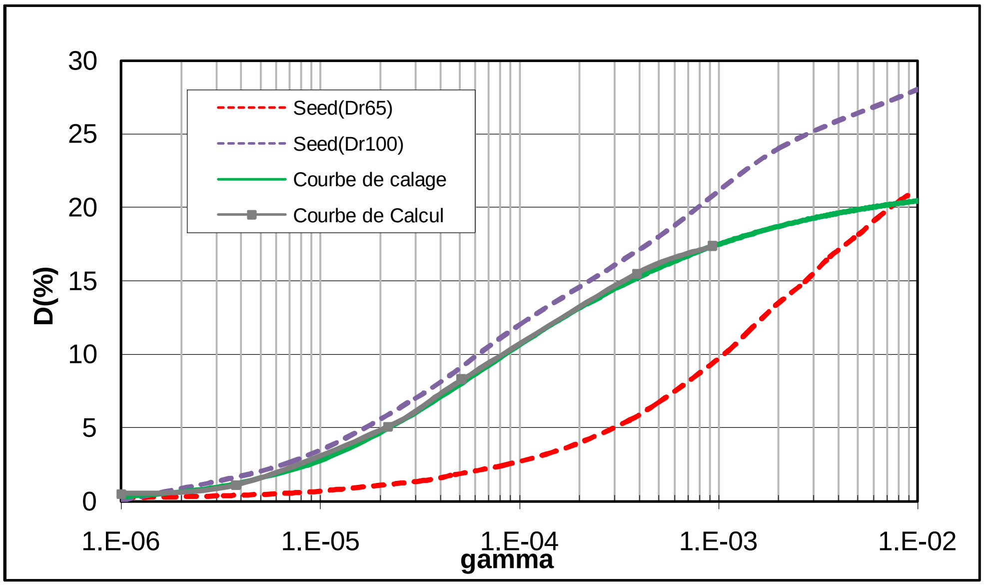


Figure 4.54 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement D(%)

i) Site d'El Harrach

Tableau 4.26: caractéristiques de la colonne du gravier du site d'El Harrach

-Masse volumique	*ρ=1730Kg/m^3*
- Vitesse de cisaillement	*Vs=200 m/s*
-Angle de frottement	*φ=40°*
-Module de cisaillement maximal	*G_{max}= 0.69x10^{8}Pa*
-Paramètres du modèle R.O.	*r= 2.00 ; α=20*
-Contraintes initiales	*σx=σz= 185.39x10^{3}Pa ; σy=519.00x10^{3}Pa*

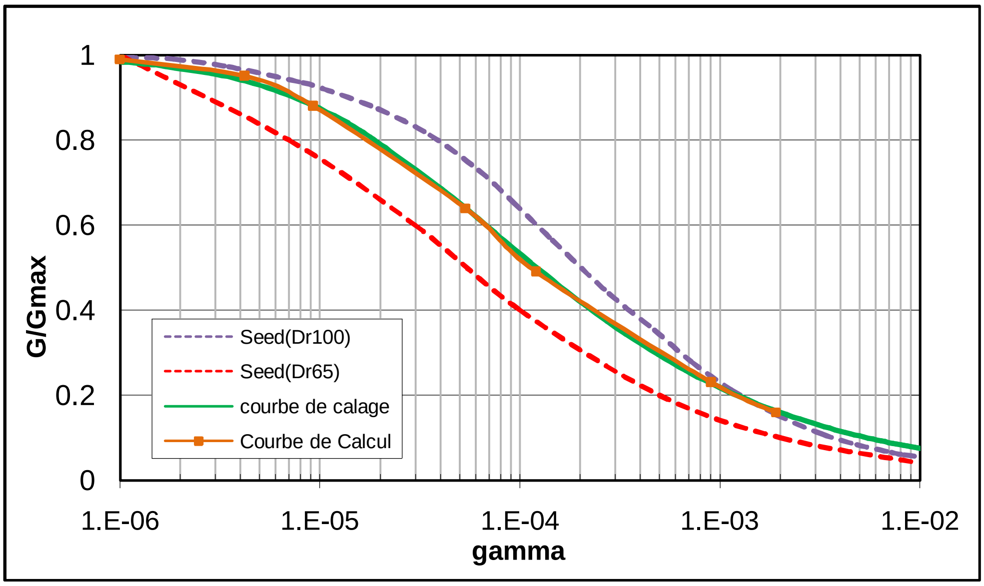


Figure 4.55 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

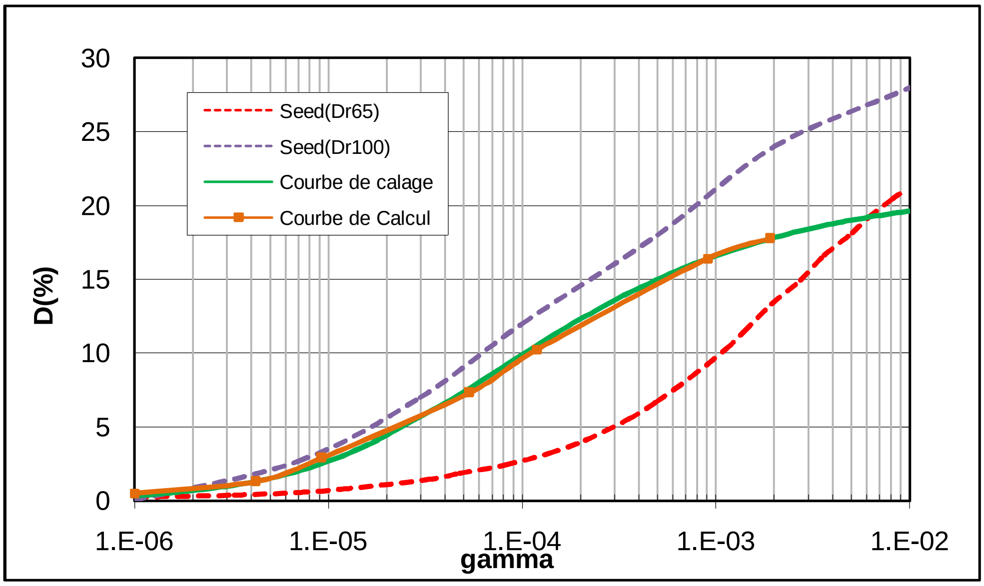


Figure 4.56 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement D(%)

j) Site d'Alger Centre (le Port)

Tableau 4.27: caractéristiques de la colonne du gravier du site d'Alger Centre

-Masse volumique	*ρ=1600Kg/m^3*
- Vitesse de cisaillement	*Vs=395 m/s*
-Angle de frottement	*φ=37°*
-module de cisaillement maximal	*G_{max}= 2.43x10^{8}Pa*
-paramètres du modèle R.O.	*r= 2.00 ; α=5.50*
-contraintes initiales	*σx=σz= 303.03x10^{3}Pa ; σy=480.00x10^{3}Pa*

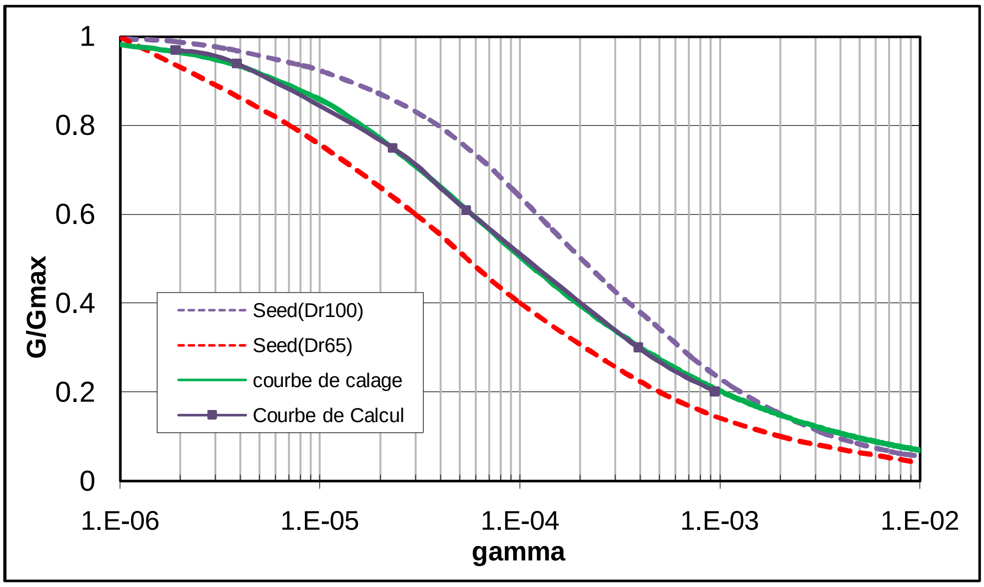


Figure 4.57 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

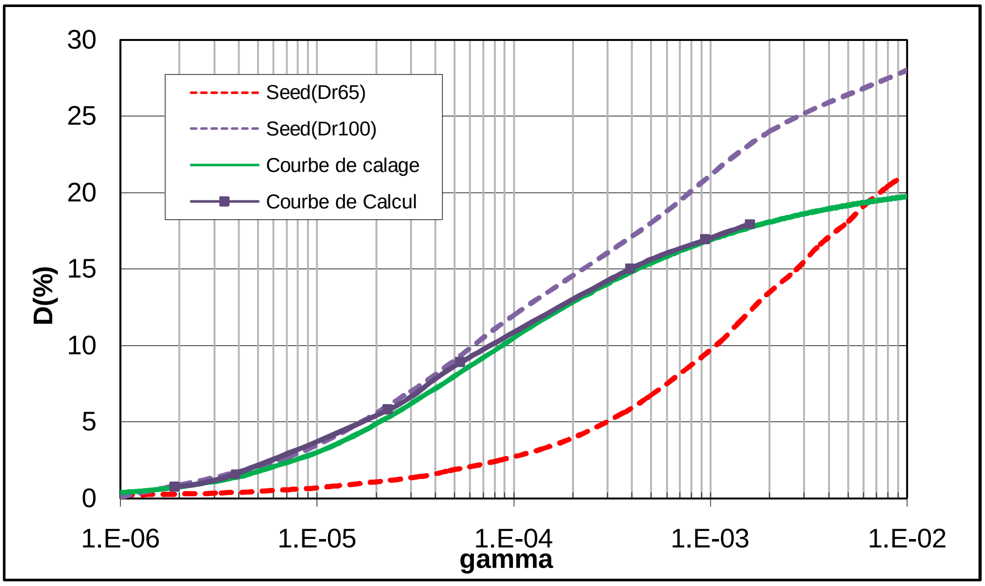


Figure 4.58 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement D(%)

k) Site du Fort de l'Eur

Tableau 4.28: caractéristiques de la colonne du gravier du site du Fort de l'Eur

-Masse volumique	ρ=1680Kg/m^3
- Vitesse de cisaillement	*Vs=550 m/s*
-Angle de frottement	φ=39°
-module de cisaillement maximal	G_{max}= 5.32x10^{8}Pa
-paramètres du modèle R.O.	r=2.00 ; α=3.00
-contraintes initiales	σx=σz= 195.71x10^{3}Pa ; σy=528.00x10^{3}Pa

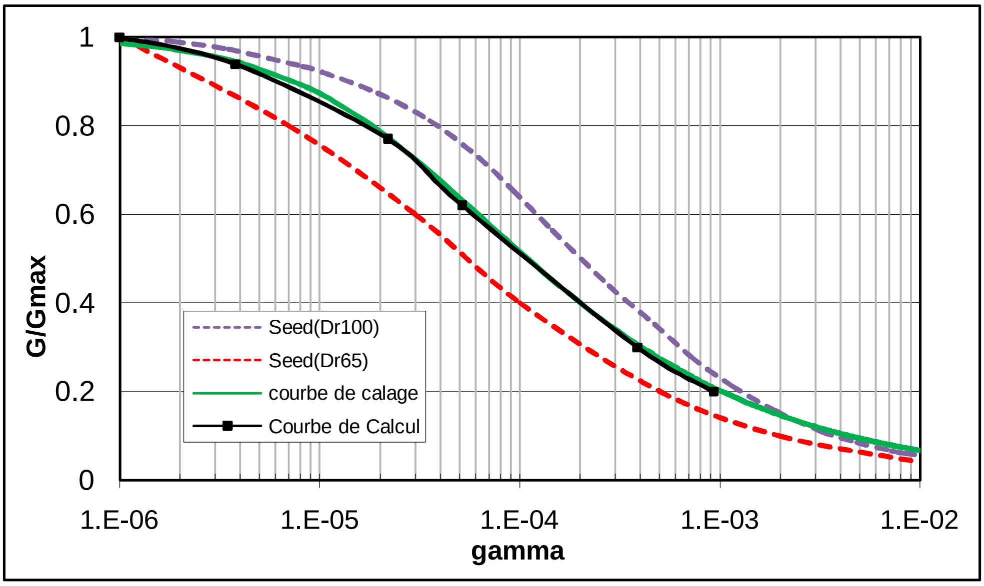


Figure 4.59 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

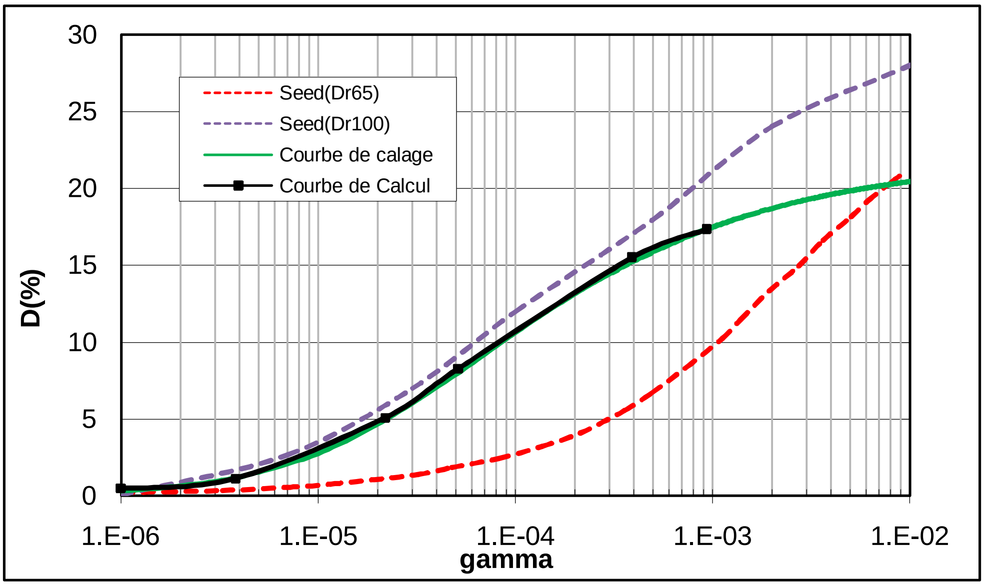


Figure 4.60 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement D(%)

Discussion

Les résultats obtenus pour les graviers que ce soit pour la dégradation du module de cisaillement ou pour l'évolution du coefficient d'amortissement sont comparés au courbes obtenues par la procédure de calage ; la même remarque est faite pour les sables que pour les graviers, les deux courbes dans la plupart des cas sont bien calées l'une sur l'autre.

Nous avons suivis le même procédé de simulation que les sables est on remarque que le module de cisaillement se dégrade au fur et à mesure que l'on soumit la colonne à de plus importantes amplitude de sollicitations, tandis que le coefficient d'amortissement prend de l'ampleur pour dissiper un maximum d'énergie et garder une certaine résistance.

Comme il a été constaté dans la littérature la simulation nous a permis de voir qu'effectivement la dégradation du module du cisaillement des graviers est plus rapide que pour les sables, quand à l'amortissement on remarque qu'il évolue pratiquement de la même manière pour les deux types de sols.

Les résultats obtenus appuis le faite que le modèle reproduit d'une manière acceptable le comportement des sols granulaire sous chargement cyclique ; mais qu'en est-il des sols cohésif ?

L'objet de la sous section qui suit traite l'évolution des paramètres dynamiques de ce type de sol en l'occurrence les argiles.

Nous disposons de certains sites ou des essais géophysiques, in situ et de laboratoires ont été effectués ; ces données nous ont été transmises par les laboratoires TCE LAB (Construction & Testing Engineering Laboratory)

4.2.3. Les Argiles

- *Site de bab Ezzouar*

Le site, d'une superficie d'environ 11 438 m^2 (133m x 86m), destiné à la construction du nouveau siège social de la compagnie AIR ALGERIE se trouve à Bab-Ezzouar à une vingtaine de kilomètres de la capitale Alger, au nouveau quartier des affaires d'Alger, sur la bordure de la route reliant Bab Ezzouar et l'aéroport Houari Boumediene (Figure 4.57). Ses limites sont matérialisées comme suit :

Au Nord : Route menant vers l'hôtel Mercure

Au Sud : Assiette de terrain réservée pour la réalisation d'hôtels

A l'Est : Route reliant la ville de Bab Ezzouar et l'aéroport Houari Boumediene

A l'Ouest : Nouveau siège d'Algérie TELECOM en construction.

Le projet consiste en deux immeubles de sept et neuf niveaux à usage de bureaux comportant quatre niveaux de sous sol

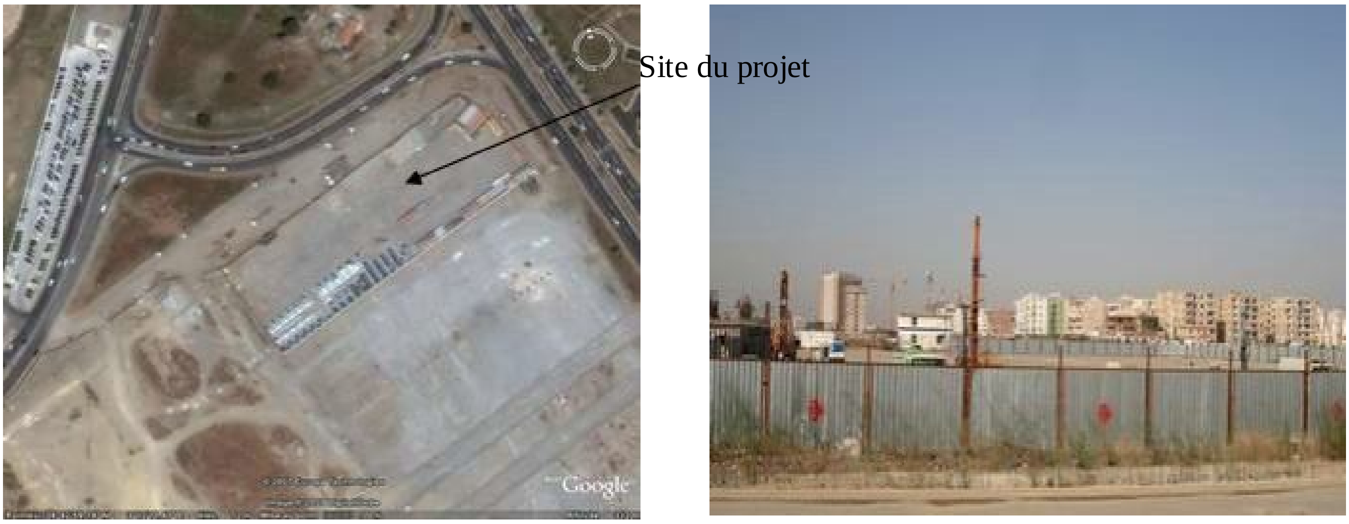


Figure 4.61 : vue du site

Pour étudier l'évolution des paramètres dynamique des sols en place, nous avons considéré les résultats de la reconnaissance géotechnique réalisée par le Laboratoire CTE-LAB (Construction & Testing Engineering Laboratory).

- *Site de Bab Ezzouar : **argile marneuse IP=25***

Tableau 4.29: caractéristiques de la colonne de l'argile marneuse du site de Bab Ezzouar

-Masse volumique	*ρ=1400Kg/m^3*
- Vitesse de cisaillement	*Vs=1170 m/s*
-Angle de frottement, cohésion	*φ=20° ; c= 100x10^{3}Pa*
-module de cisaillement maximal	*G_{max}= 1.90x10^{9}Pa*
-paramètres du modèle R.O.	*r= 2.00 ; α=0.15*
-contraintes initiales	*σx=σz= 195.71x10^{3}Pa ; σy=528.00x10^{3}Pa*

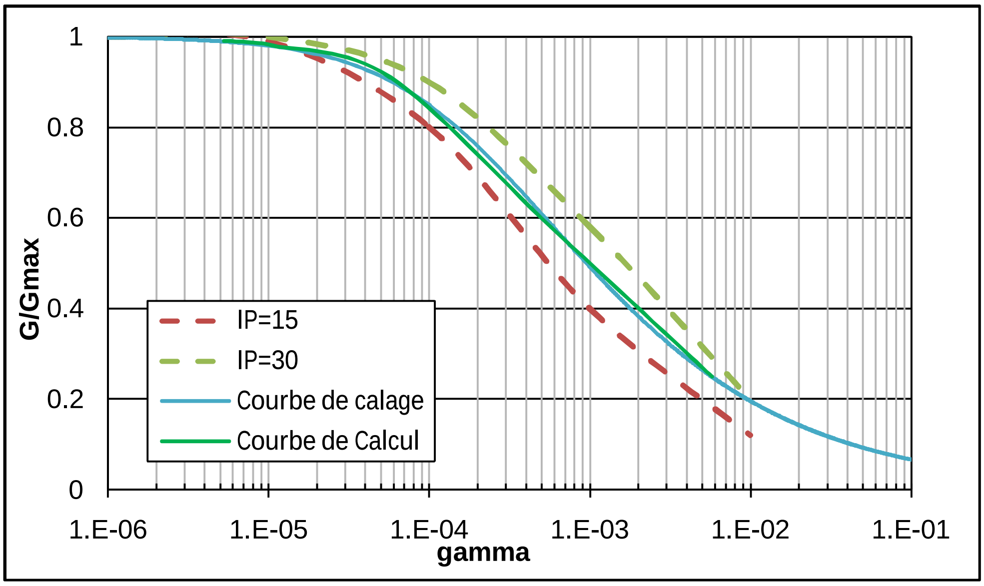


Figure 4.62 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

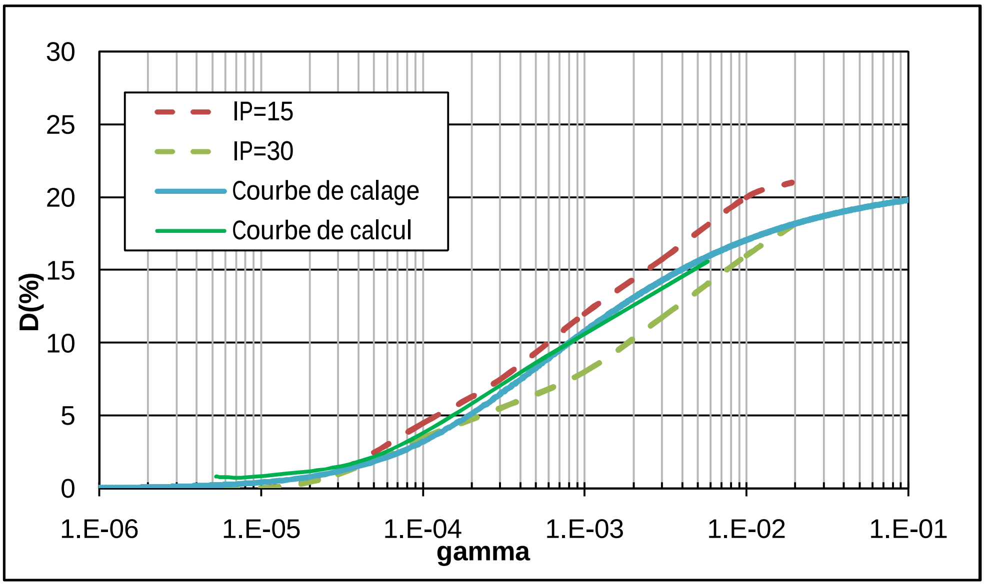


Figure 4.63 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement D(%)

- *Site de Baraki :* ***argile marneuse grisâtre IP=29***

Le site d'une superficie de 17 Héctares, destiné à recevoir un stade de 40 000 places se situe dans la commune de Baraki de la wilaya d'Alger.les données géophysiques et géotechniques nous ont été transmis par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (LNHC).

Tableau 4.30: caractéristiques de la colonne de l'argile du site de Braki

-Masse volumique	*ρ=1570Kg/m^3*
- Vitesse de cisaillement	*Vs=140 m/s*
-Angle de frottement, cohésion	*φ=24° ; c=23x10^{3}Pa*
-module de cisaillement maximal	*G_{max}= 3.07x10^{7}Pa*
-paramètres du modèle R.O.	*r= 2.1 ; α= 3.00*
-contraintes initiales	*σx=σz= 277.70x10^{3}Pa ; σy=471.00x10^{3}Pa*

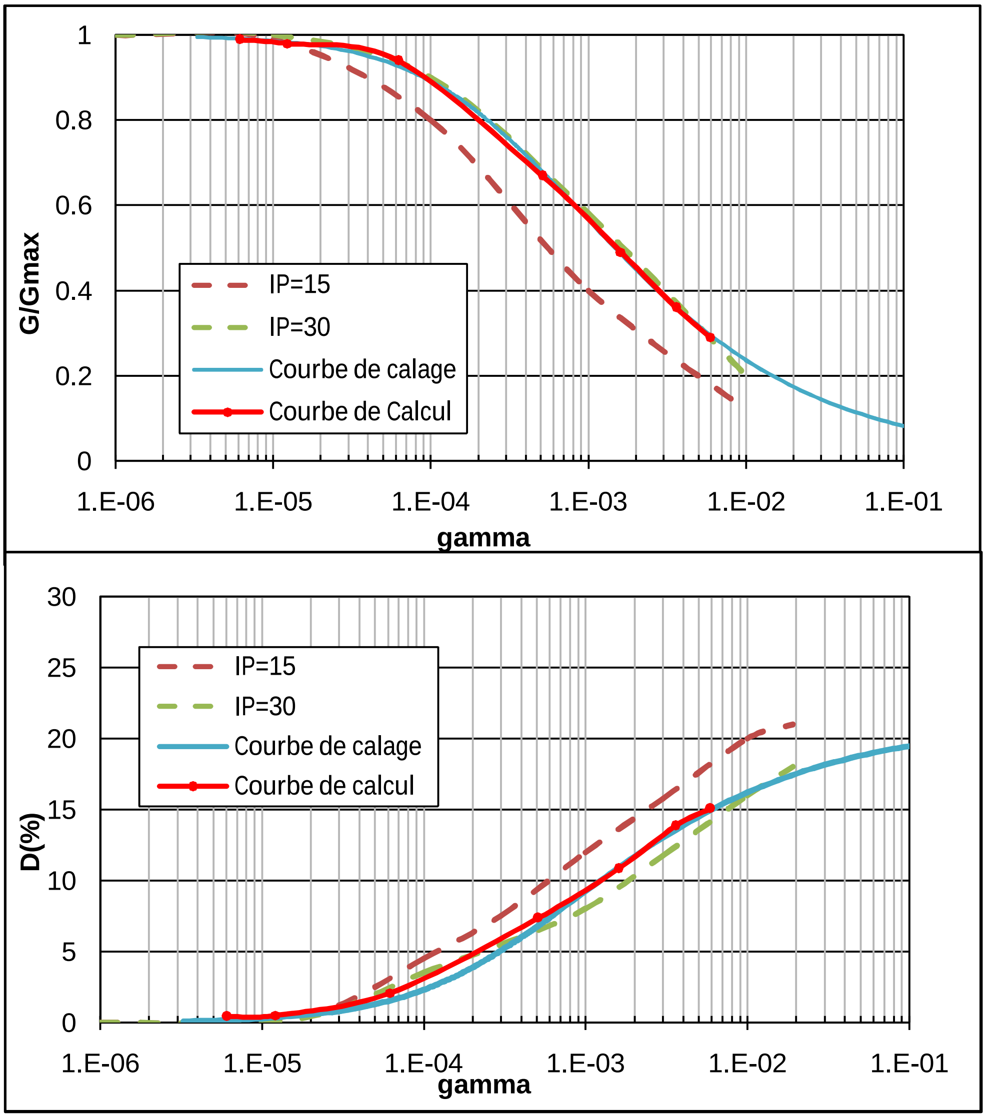


Figure 4.65 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement D(%)

1. Autres sites d'Alger

Toujours dans le cadre du micro-zonage de la wilaya d'Alger nous avons sélectionné les sites argileux ou des essais géophysiques ont été effectués et dont nous disposons de toutes les données nécessaires pour faire un calcul numérique ;

La figure 4.66 montre la situation des différents sites que nous étudierons

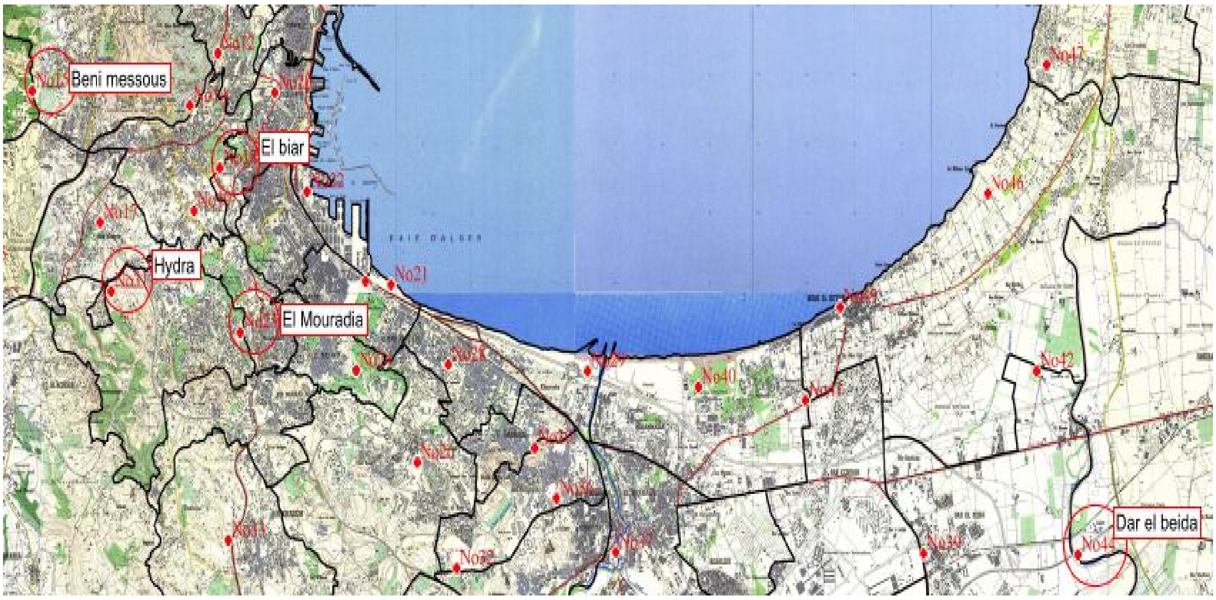


Figure 4.66 : carte de situation des sites argileux étudiés

Les courbes de dégradation du module de cisaillement ainsi que l'amortissement en fonction de la distorsion obtenues sous pour les différentes argiles étudiés sont comparées aux courbes de calage et présentée ci-dessous.

- *Site El Biar :* ***Argile IP=28***

Tableau 4.31: caractéristiques de la colonne de l'argile du site El Biar

-Masse volumique	ρ*=1520Kg/m*^{3}	
- Vitesse de cisaillement	*Vs=180 m/s*	
-Angle de frottement, cohésion	φ*=10°*	*; c=60 x10*^{3}*Pa*
-module de cisaillement maximal	G_{max}*= 4.92x10*^{7}*Pa*	
-module de compressibilité	K_{max}*= 9.01x10*^{7}*Pa*	
-paramètres du modèle R.O.	*r= 2.00*	*; α=1.20*
-contraintes initiales	$\sigma x=\sigma z$*= 376.81x10*^{3}*Pa*	*; σy=456.00x10*^{3}*Pa*

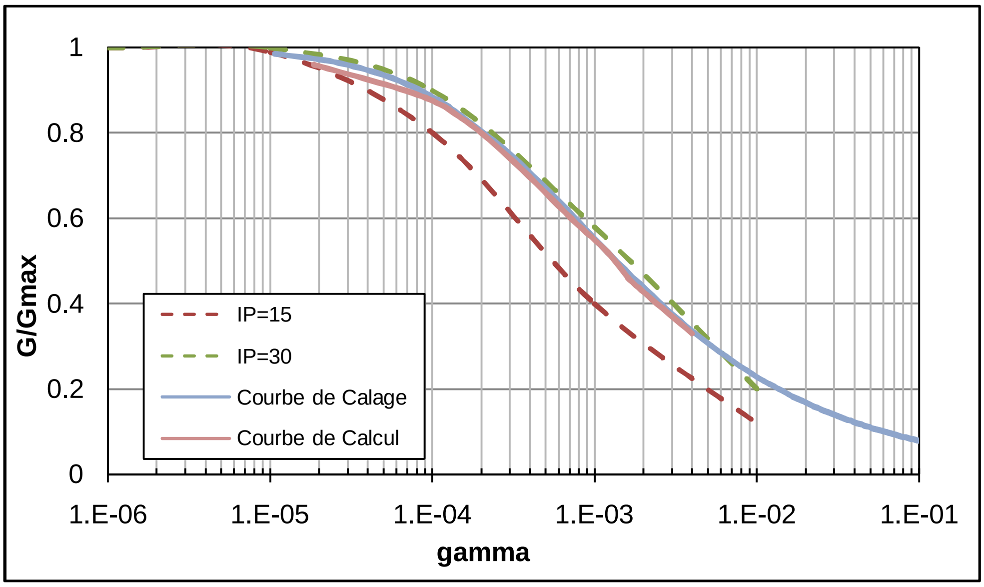


Figure 4.67 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

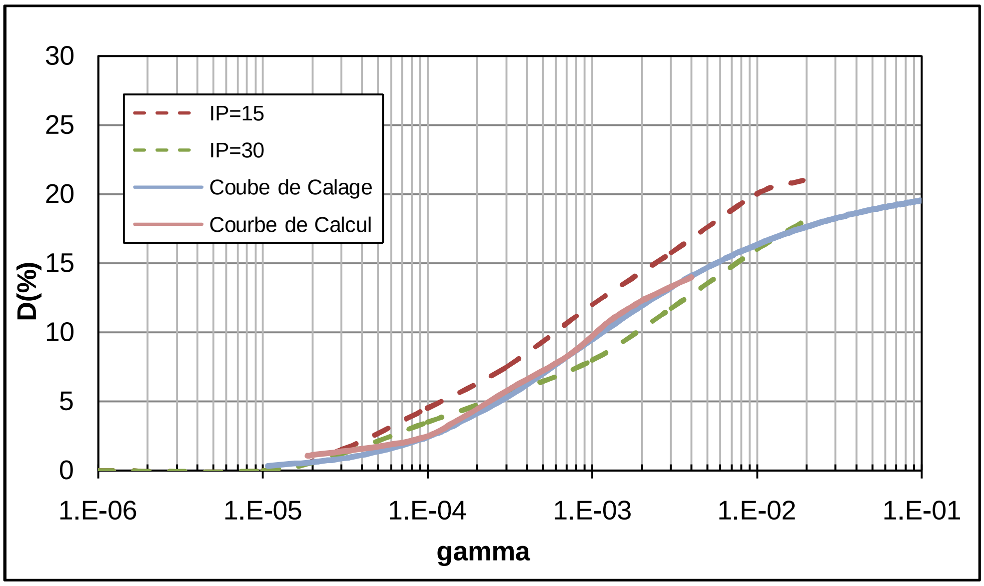


Figure 4.68 : Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement D(%)

- Site Dar el Beida : ***Argile IP=24***

Tableau 4.32: caractéristiques de la colonne de l'argile marneuse du site de Dar el Beida

-Masse volumique	*ρ=1600 Kg/m^3*
- Vitesse de cisaillement	*Vs=180 m/s*
-Angle de frottement, cohésion	*φ=8° ; c=69x10^3 Pa*
-module de cisaillement maximal	*G_{max}= 5.18 x10^{7}Pa*
-paramètres du modèle R.O.	*r= 2.20 ; α=0.50*
-contraintes initiales	*σx=σz= 413.19x10^{3}Pa ; σy=480.00x10^{3}Pa*

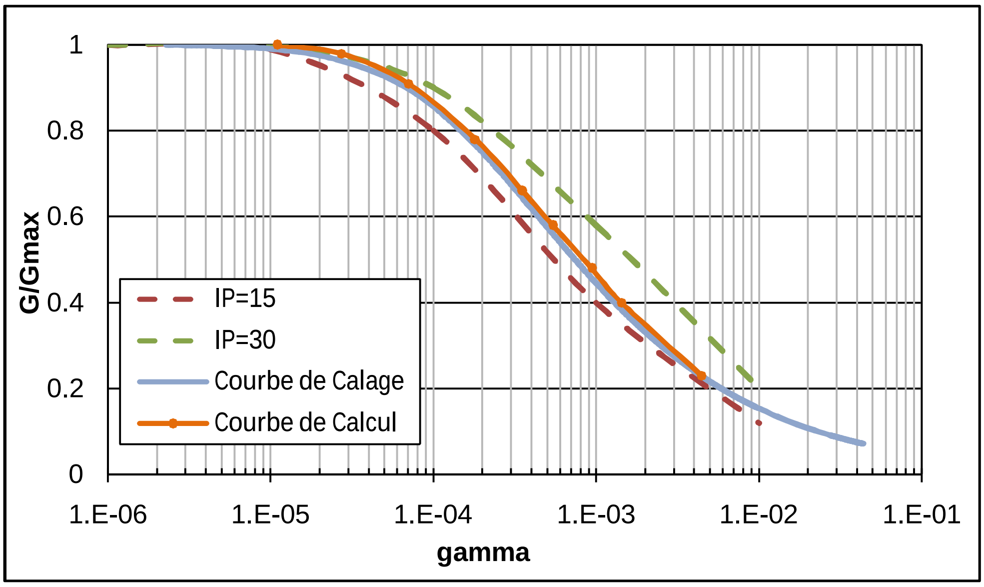


Figure 4.69 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

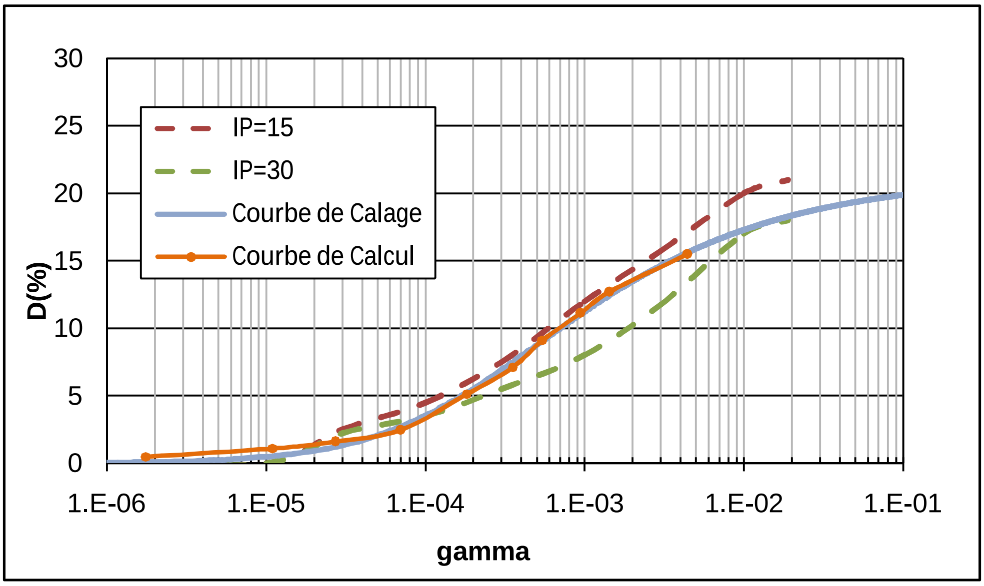


Figure 4.70: Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement D(%)

- Site d'El Mouradia : ***Argile IP=25***

Tableau 4.33: caractéristiques de la colonne de l'argile marneuse du site d'El Mouradia

-Masse volumique	ρ*=1730Kg/m*^{3}
- Vitesse de cisaillement	*Vs=280 m/s*
-Angle de frottement, cohésion	φ*=12°* ; *c=40x10*^{3}*Pa*
-module de cisaillement maximal	G_{max}*= 1.35x10*^{8}*Pa*
--paramètres du modèle R.O.	*r= 2.00* ; α*=1.10*
-contraintes initiales	$\sigma x=\sigma z$*= 411.09x10*^{3}*Pa* ; σy*=519.00x10*^{3}*Pa*

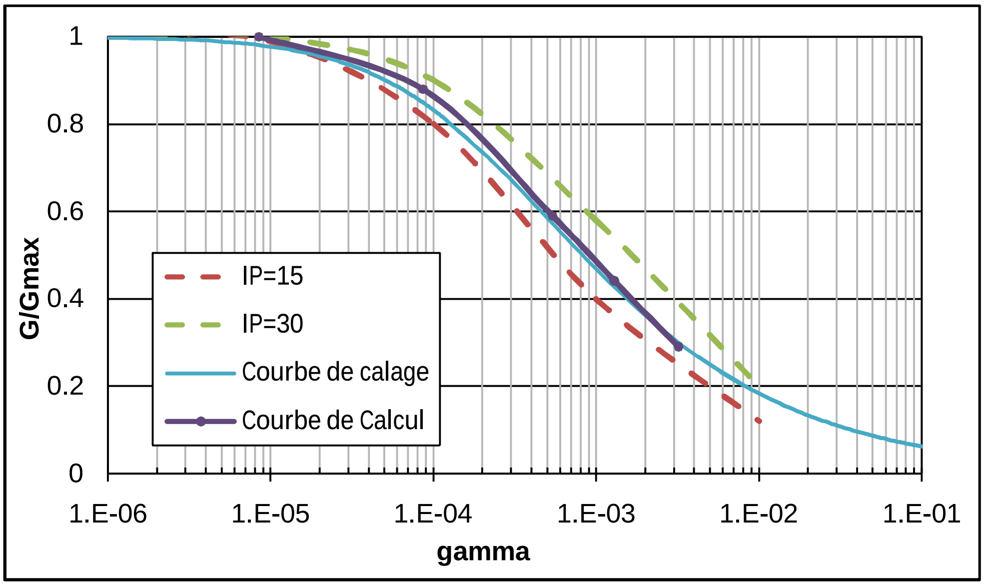


Figure 4.71 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

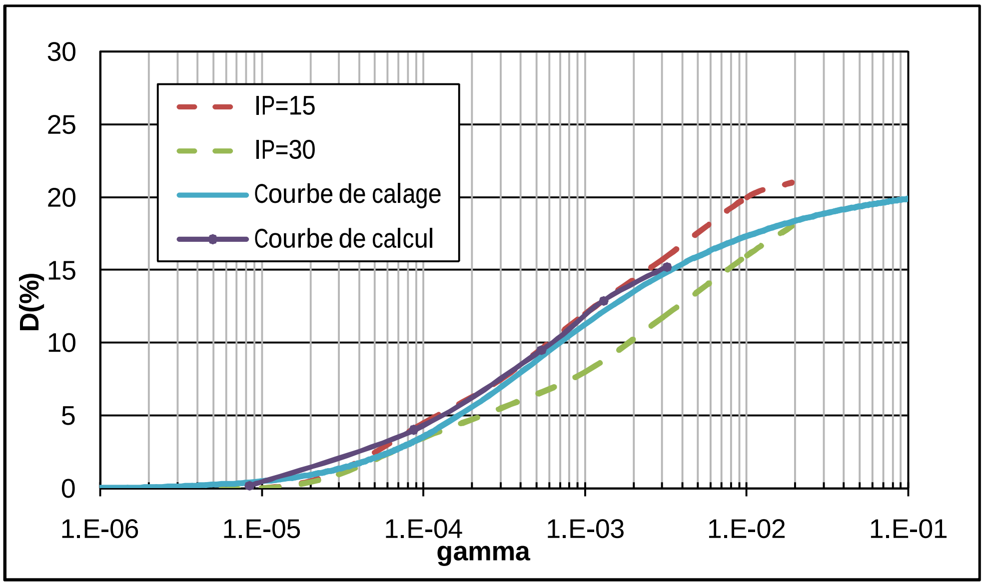


Figure 4.72: Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement D(%)

- *Site de Beni Messous : **Argile IP= 30***

Tableau 4.34: caractéristiques de la colonne de l'argile marneuse du site de Beni Messous

-Masse volumique	*ρ=1560Kg/m^3*
- Vitesse de cisaillement	*Vs=295 m/s*
-Angle de frottement, Cohésion	*φ=18° ; c=45x10^{3}Pa*
-module de cisaillement maximal	*G_{max}= 1.35x10^{8}Pa*
-paramètres du modèle R.O.	*r= 2.00 ; α=0.70*
-contraintes initiales	*σx=σz= 323.38x10^{3}Pa ; σy=468.00x10^{3}Pa*

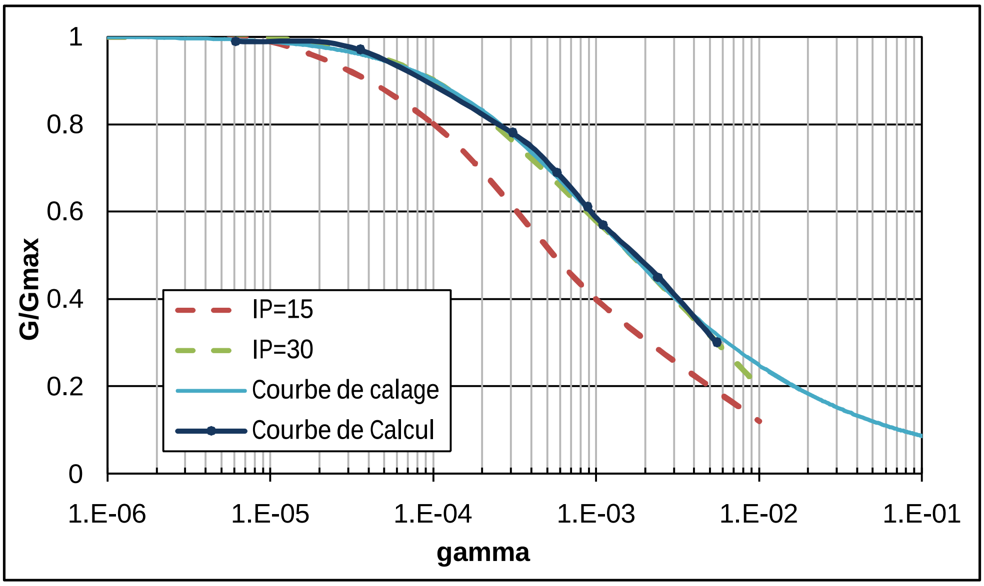


Figure 4.73: Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

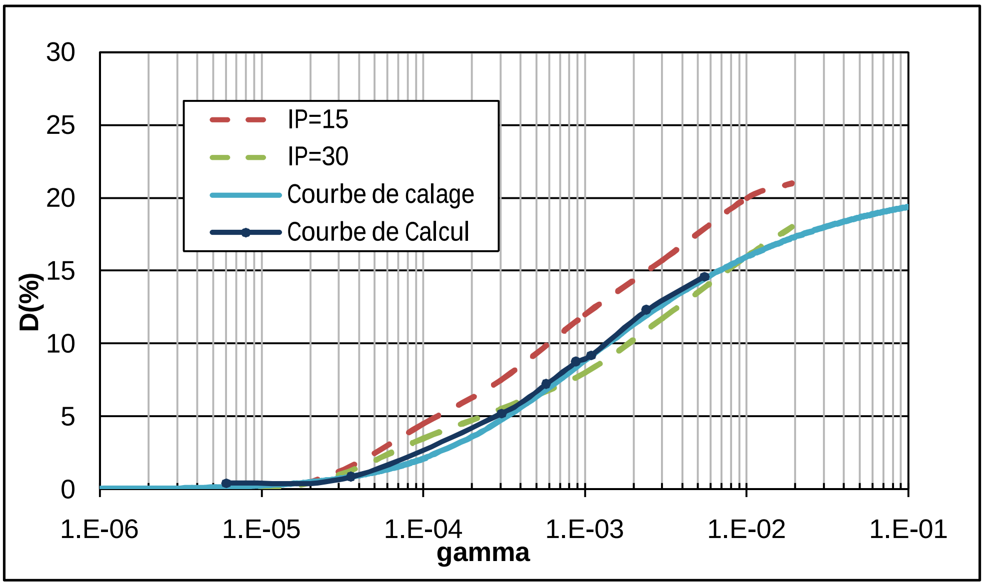


Figure 4.74: Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement D(%)

- *Site de Hydra :* ***Argile peu sableuse IP=20***

Tableau 4.35: caractéristiques de la colonne de l'argile sableuse du site de Hydra

-Masse volumique	*ρ=1800Kg/m^3*
- Vitesse de cisaillement	*Vs=310 m/s*
-Angle de frottement, Cohésion	*φ=13° ; c=55x10^{3}Pa*
-module de cisaillement maximal	*G_{max}= 1.72x10^{8}Pa*
-paramètres du modèle R.O.	*r= 2.05 ; α=1.20*
-contraintes initiales	*σx=σz= 4.18.52 x10^{3}Pa ; σy=540.00x10^{3}Pa*

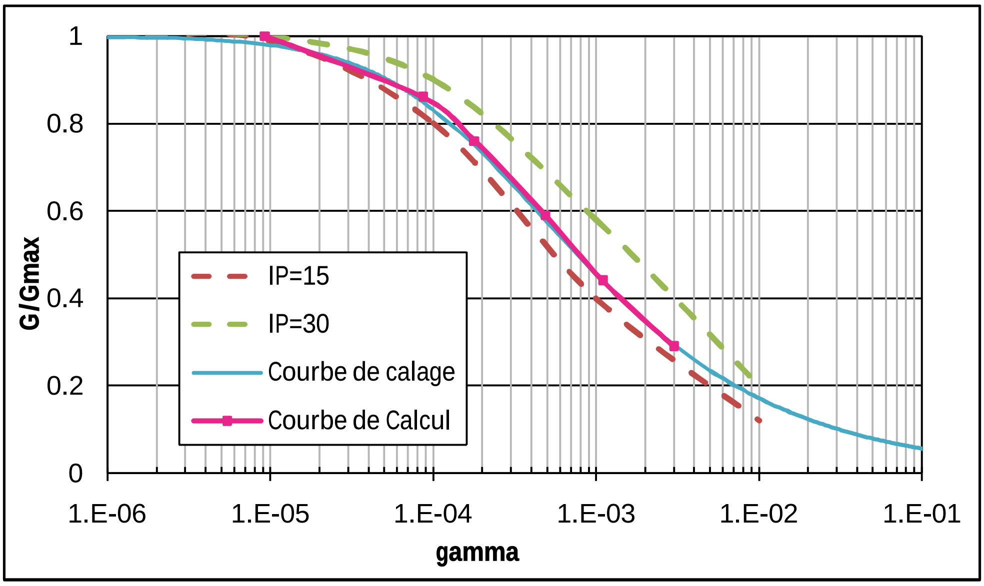


Figure 4.75 : Courbe de dégradation du module du cisaillement G/G_{max}

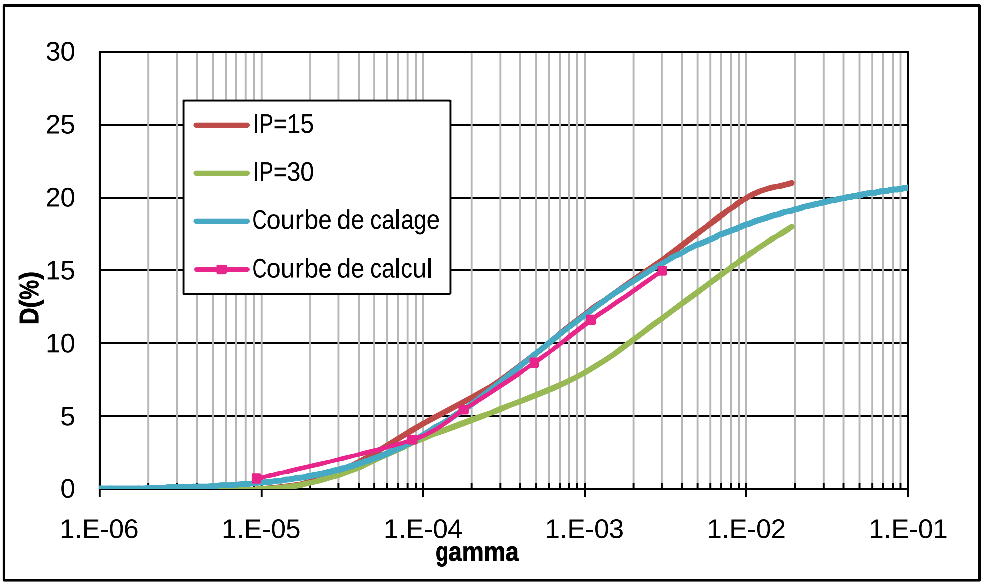


Figure 4.76: Courbe d'évolution du coefficient d'amortissement D(%)

Discussion

Les résultats obtenus pour les différents sites que ce soit pour la dégradation du module de cisaillement ou pour l'évolution du coefficient d'amortissement sont comparés au courbes obtenues par la procédure de calage ; on remarque que les deux courbes dans la plupart des cas sont bien calées l'une sur l'autre, c'est la même remarque que pour les sables et les graviers ce qui prouve la fiabilité de la procédure de calage pour déterminer les paramètres du modèle.

Dans un premier temps l'amplitude du signal appliqué est faible de telle sorte que les déformations induite dans le sol restent faibles donc la dégradation du module de cisaillement est égale à l'unité et l'aire de la boucle d'hystérésis est très petit d'où, l'amortissement est très faible. Nous avons suivis la même procédure de récupération des boucles du premier chargement que pour les sables et les graviers, nous avons remarqué que le temps de calcul pour obtenir une boucle fermé (charge-décharge- recharge) est plus important pour les argiles, parfois deux fois plus important que les sables et plus encore pour les graviers.

La même remarque est faite pour l'amplitude de la sollicitation, pour une amplitude qui provoque une dégradation importante pour les sables et les graviers, les argiles se dégradent deux fois moins.

Concernant le coefficient d'amortissement, les mêmes constatations sont faites, l'amortissement des argiles évolue beaucoup plus lentement que celui des sables et des graviers.

Conclusion

Les boucles d'hystérésis obtenues, les courbes de dégradation du module de cisaillement et l'évolution du coefficient d'amortissement en fonction de la distorsion coïncident avec les informations que nous avons vue dans la littérature, cela nous permet de dire que le modèle dynamique de Ramberg-Osgood est un modèle qui permet de bien simuler le comportement des sols que se soit granulaire ou cohésifs sous chargement cyclique.

4.2.4. Etablissement des fuseaux de courbes qui caractérise les sols Algériens étudiés

Les courbes de la dégradation du module de cisaillement en fonction de la distorsion et celles de l'évolution du coefficient d'amortissement étant établies, nous avons la possibilité d'établir des fuseaux de courbes obtenues par simulation numérique pour les sites étudiés.

4.2.4.1. *Les sables*

- ***Fuseaux de courbes pour la Wilaya d'Alger***

Vu le nombre de sites dont nous disposons nous pouvons établir des fuseaux de courbes obtenues par simulation numérique pour la wilaya d'Alger

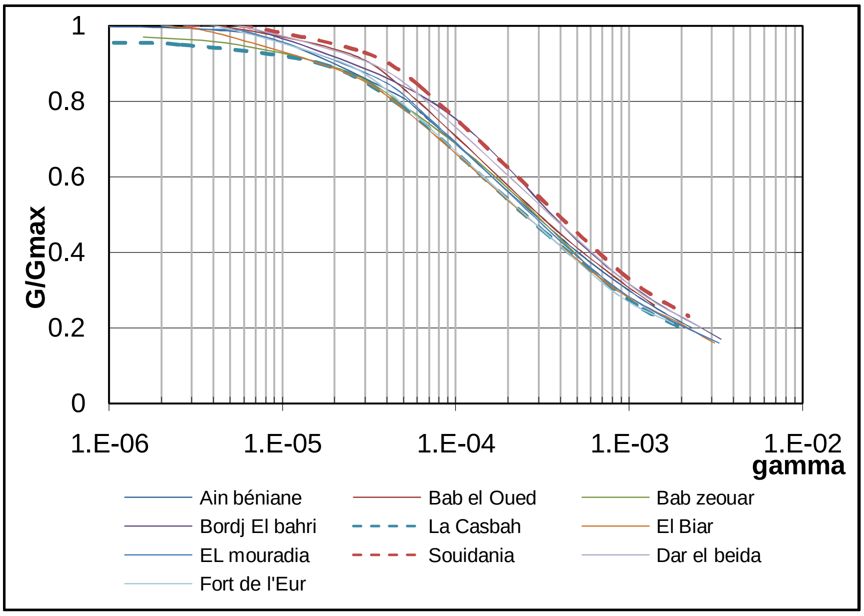


Figure 4.77 : fuseau de courbes de dégradation du module de cisaillement en fonction de la distorsion pour les sites étudiés d'Alger

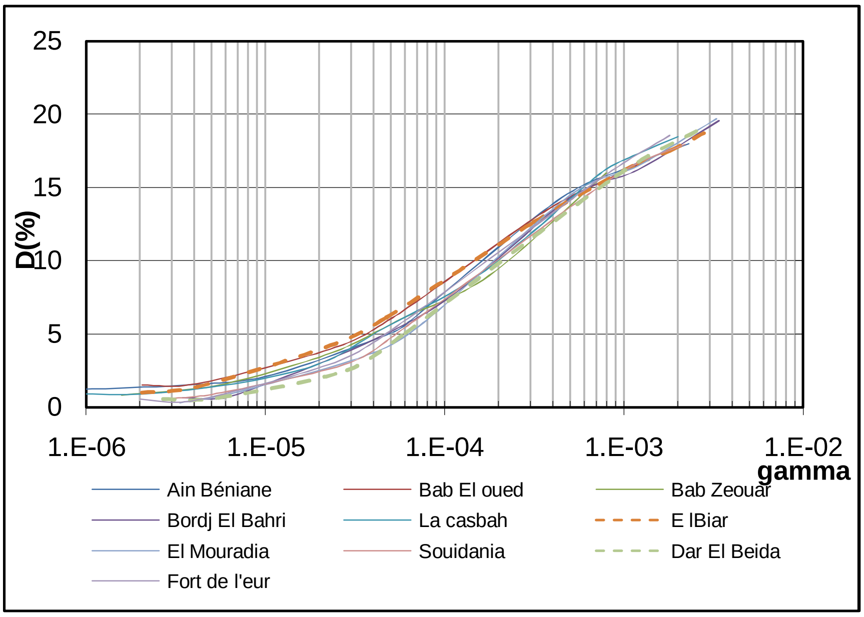


Figure 4.78: fuseau de courbes de l'évolution de coefficient d'amortissement en fonction de la distorsion pour les sites étudiés d'Alger

➢ ***Fuseaux de courbes qui caractérisent les sols Algériens étudiés***

Le fuseau de courbes ci-après est établi à partir de la superposition de toutes les courbes obtenues par simulation numérique, il caractérise l'évolution des paramètres dynamiques des sables algériens étudiés.

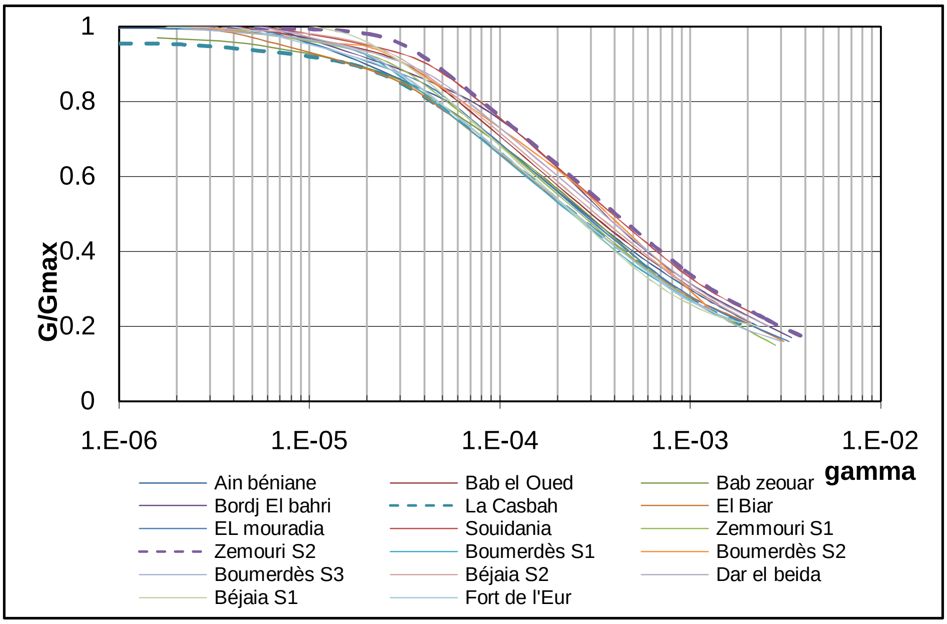


Figure 4.79 : fuseau de courbes de dégradation du module de cisaillement en fonction de la distorsion pour les sites étudiés

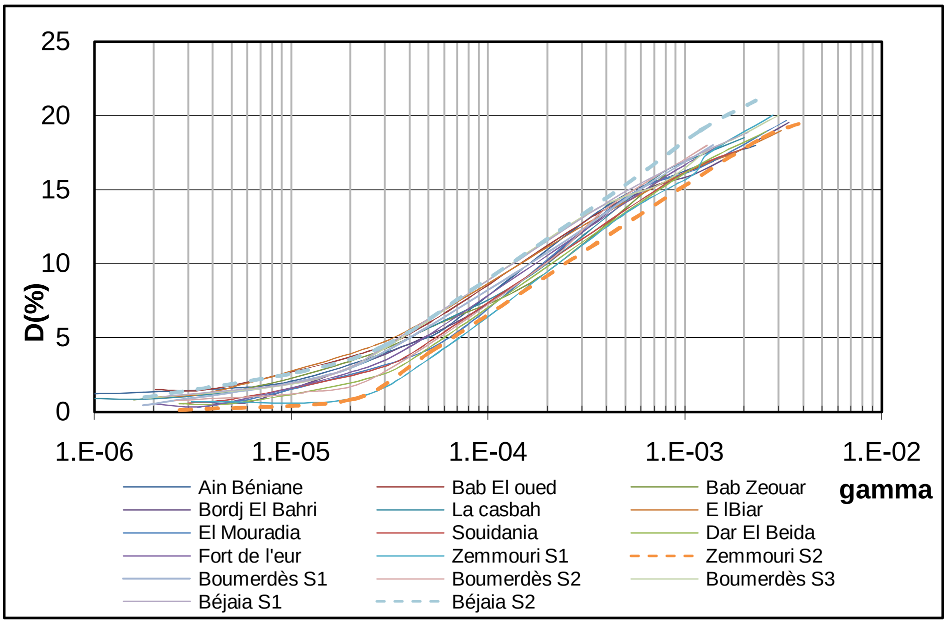


Figure .80: fuseau de courbes de l'évolution de coefficient d'amortissement en fonction de la distorsion pour les sites étudiés

4.2.4.2. Les Graviers

Les fuseaux de courbes de la dégradation du module du cisaillement et de l'évolution du coefficient d'amortissement en fonction de la distorsion pour les sols graveleux de la wilaya d'Alger que nous avons étudié sont représentés sur les figures 4.81 et 4.82

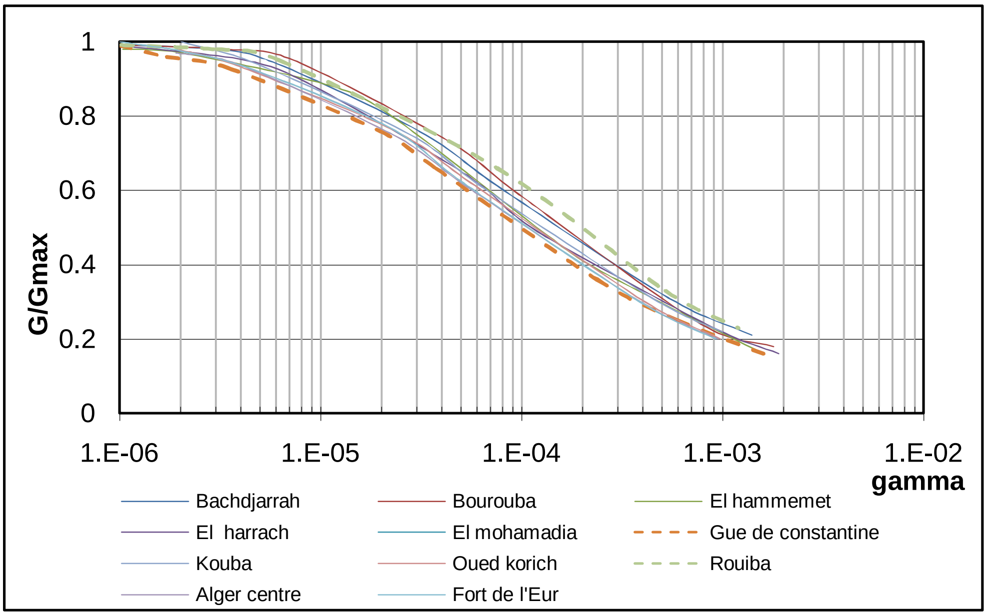


Figure 4.81 : fuseau de courbes de dégradation du module de cisaillement en fonction de la distorsion pour les graviers étudiés

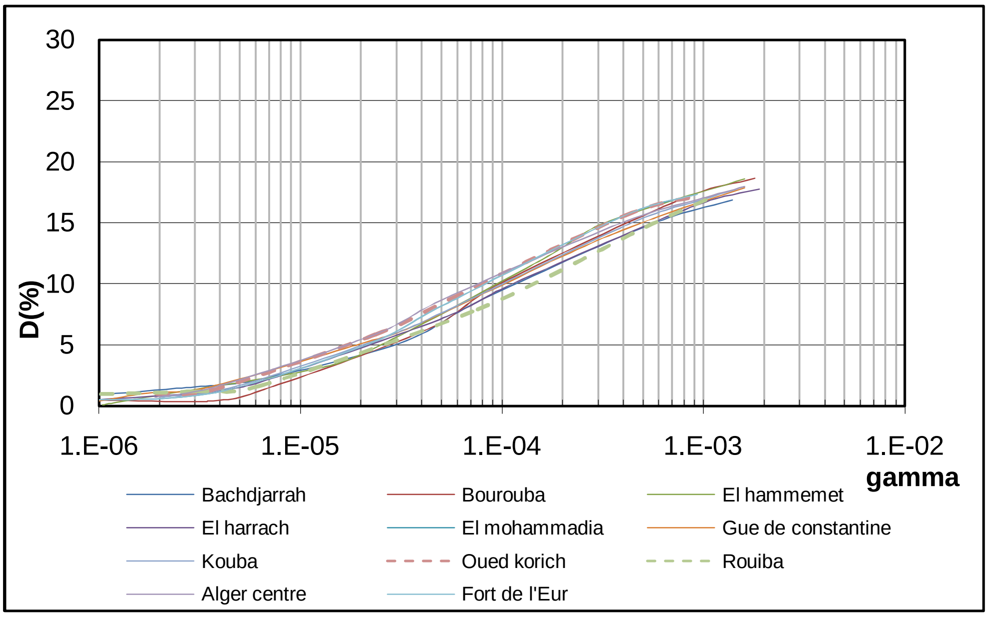


Figure 4.82: fuseau de courbes de l'évolution de coefficient d'amortissement en fonction de la distorsion pour les sites étudiés

4.2.4.3. Les Argiles

Les courbes de la dégradation du module du cisaillement et de l'évolution du coefficient d'amortissement en fonction de la distorsion pour les sols argileux que nous avons étudiés sont représentées sur les figures 4.83 et 4.84

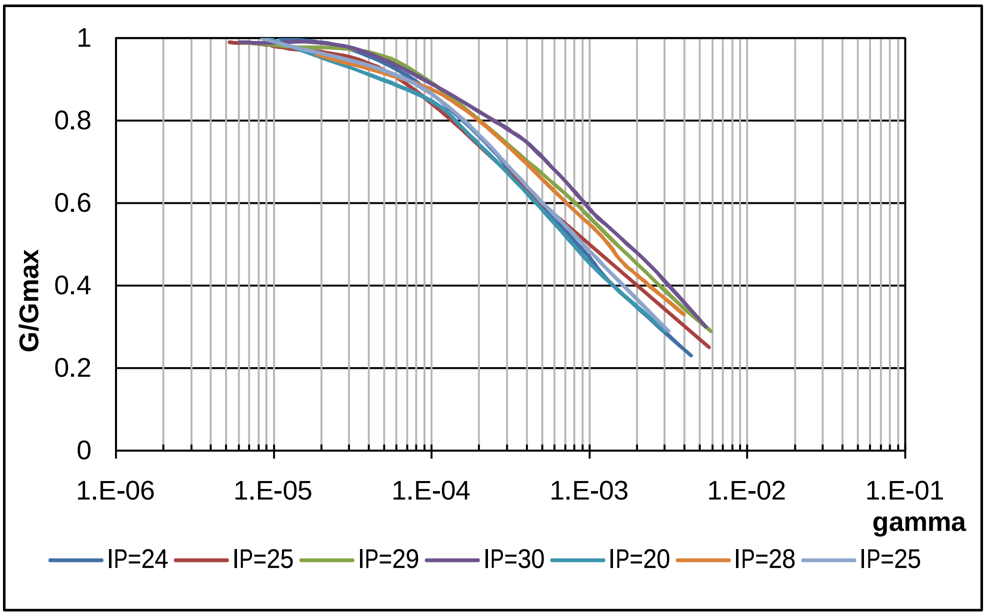


Figure 4.83 : courbes de dégradation du module de cisaillement en fonction de la distorsion pour les argiles étudiées

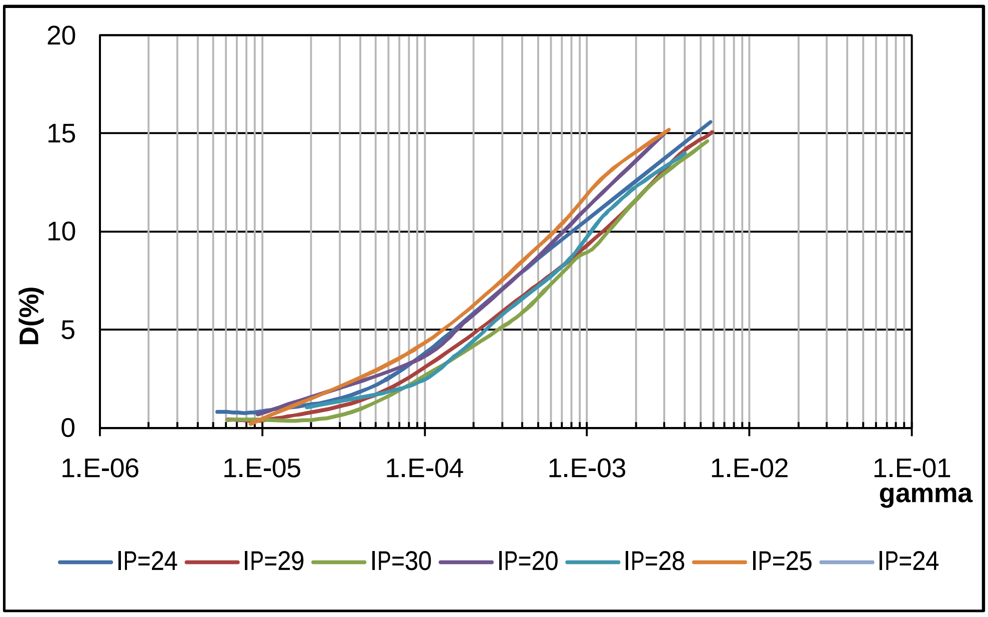


Figure 4.84: fuseau de courbes de l'évolution de coefficient d'amortissement en fonction de la distorsion pour les argiles étudiées

Remarque : les courbes obtenues pour les argiles ne constituent pas un fuseau proprement dit ; vu que les argiles sont classées en fonction de leur indice de plasticité, pour en constituer un, il nous faut un très grand nombre de sites avec différents IP.

Conclusion partielle

Dans ce chapitre nous en somme parvenu à construire des fuseaux de courbes (G/G_{max}-γ) et (D-γ) a partir de la simulation d'une colonne de sol soumise à un chargement cyclique. Ces résultats montrent que le modèle est en mesure de fournir des courbes de dégradation du module de cisaillement, et d'évolution de l'amortissement en fonction de distorsion tout à fait acceptables pour les différents types de sol étudiés.

Chapitre 5

Etude d’une Colonne de Sol en Condition Non Drainée

Dans ce dernier chapitre nous allons appliquer le modèle de Ramberg-Osgood que nous avons associé à une loi d’écrouissage volumique sur une colonne de sable soumise à un chargement cyclique (accélérogramme), pour analyser la réponse du sol en condition non drainée.

5.1. SEISME DE BOUMERDES DU 21 MAI 2003

A 19h 44 (heur locale), le mercredi 21 mai 2003, un fort séisme de magnitude *6.8*, selon *l'USGS* (*U.S. Geological* Survey), sur l'échelle de Richter a eu lieu non loin de la ville de Boumerdes, précisément à Zemmouri, et a causé des dommages importants principalement dans les régions de Boumerdes et d'Alger. Contrairement aux séismes antérieurs manifestés dans cette région, et générés par la faille de Thénia (séisme de Boudouaou-Thénia le 1er mars 1953, séisme de Thénia-Isser le 23 mai 1982 et le séisme de Thénia le 16 septembre 1987), celui de Zemmouri a été généré par une faille d'origine maritime, jusque là inconnue. Appelée « faille de Zemmouri », elle est longue de *40 Km* et a un pendage de *47° N-W*. Le foyer se trouvant en mer à une profondeur de *10 Km*, était disant d'environ *4 Km* au nord de Zemmouri et avait pour coordonnées *3.58 longitude (est)* et *36.91 latitude (nord)* selon le *CRAAG* (Center of Research in Astrophysics, Astronomy and Geophysics).

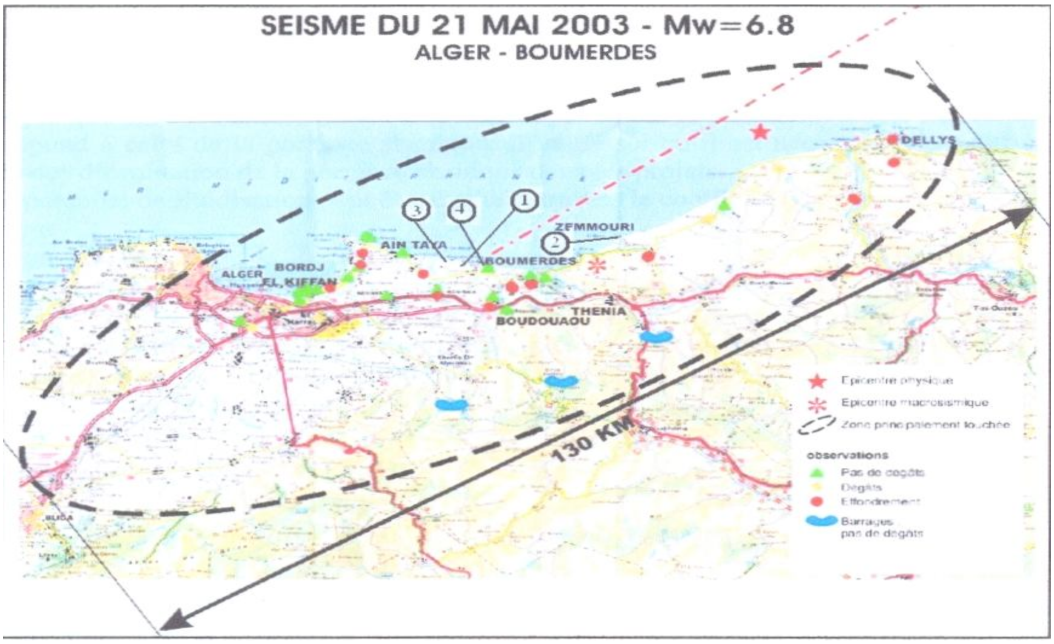


Figure 5.1 : Carte du séisme 21 Mai 2003.

Accélérogramme enregistré à Boumerdès

Un ensemble de stations a été installé dans la wilaya de Boumerdes. Les mouvements qui nous intéressent sont les plus proches de l'épicentre, enregistrés par les stations de Boudouaou et plus précisément sur le site du barrage de Keddara avec la configuration suivante :

- une station en rive gauche à l'intérieur de la galerie d'accès, destinée à enregistrer les mouvements au rocher,

- une station en rive droite à proximité de l'évacuateur de crue,

- deux stations en champ libre qui permettront de quantifier les effets de site qui sont à l'origine de beaucoup de dommages dans la ville de Boumerdes,

- deux stations en crête du barrage, espacées d'environ 5m, positionnées approximativement au centre du barrage, ont permis d'enregistrer la réponse du barrage et de comprendre son comportement sous les séismes d'une telle ampleur.

Les accélérogrammes, récupérés au rocher durant l'enregistrement du choc principal du 21 mai 2003, en champ intermédiaire, se caractérisent par un pic d'accélération qui n'est pas bien net. En champ proche, ce pic sera bien plus visible. Notons qu'un niveau d'accélération maximale de 0.228g est atteint dans la direction transversale du barrage, aucun dommage n'a été répertorié sur le site en question.

Bien que la durée totale de l'enregistrement soit importante à retenir car elle nous informe sur la durée pendant laquelle un certain mouvement est maintenu, la portion d'enregistrement pendant laquelle le risque d'endommagement est majeur l'est encore plus. Cette portion de l'accélérogramme est communément appelée durée de phase forte.

Pour le cas des enregistrements du choc principal au rocher recueillis sur les stations installées sur le site de Keddara, à une distance épicentrale de 20km, qui est une distance intermédiaire entre le champ proche et lointain, les valeurs de durées de phase forte se situent entre 5s et 10s.

5.2. PHENOMENES OBSERVES DANS LE SOL LORS D'UN SEISME

Les tremblements de terre font partie des cataclysmes naturels qui ont toujours exercé une grande fascination sur l'humanité. Ils sont responsables de la destruction de villes entières, la cause de la mort de millions de personnes et ont souvent des conséquences économiques désastreuses. Parmi les phénomènes les plus dangereux observés dans le sol, liés au séisme, le phénomène de liquéfaction.

Ce phénomène observé dans les sols saturés, généralement sableux, sous l'action de sollicitations rapides (séisme, chocs, raz de marée, etc.), est à l'origine d'une brusque instabilité de ces derniers qui en s'écoulant sous l'effet de la pesanteur peuvent alors provoquer des dommages irréparables aux ouvrages et structures situés à proximité.

Il existe maintenant un accord acceptable sur l'identité du phénomène de liquéfaction, qui peut être résumée dans la définition proposée par Sladen et al. 1985, qui rejoint celle donnée par Seed, 1979, et par Castro et Poulos, 1977 : *« La liquéfaction est un phénomène dans lequel une masse de sol perd un pourcentage important de sa résistant au cisaillement, sous l'action d'un chargement monotone ou cyclique, quasi statique ou dynamique, et s'écoule de manière semblable à un liquide jusqu'à ce que les contraintes de cisaillement aux quelles est soumis le matériau puissent être équilibrées par sa résistance au cisaillement réduite ».*

De façon générale, on dénomme liquéfaction le processus de transformation d'une substance solide ou gazeuse, en un liquide. Pour un sol pulvérulent saturé, la transformation d'un état solide à un état liquide se produit par suite de l'accroissement de la pression de l'eau interstitielle, (Seed et Idriss, 1971). La liquéfaction est provoquée, principalement, par l'application de contraintes de cisaillement et l'accumulation de déformations de cisaillement, ayant pour résultat la ruine du squelette du sol et l'augmentation de la pression interstitielle.

Pour voir l'évolution des pressions interstitielles (u) et des pressions effectives (p') en fonction du temps ; on se propose d'étudier une colonne de sable soumise à une sollicitation sismique en condition non drainée.

Le modèle de comportement que nous avons choisi pour cette étude est le modèle de Ramberg-Osgood (deuxième chapitre) associé à une loi d'écrouissage volumique, il s'agit de la loi de Byrne que nous allons présenter dans la sous section suivante.

5.3. LOI DE DEFORMABILITE ISOTROPE CYCLIQUE

5.3.1. Loi de Byrne

La loi de déformabilité isotrope cyclique est extraite d'une expression mathématique de Byrne déduite à partir des résultats expérimentaux. A chaque demi-cycle détecté on effectue :

- Le calcul de déformation volumique par la formulation empirique de Byrne (1994)

$$\Delta\varepsilon_v^i = \gamma C_1 exp\left(\frac{-C_2\varepsilon_v^i}{\gamma}\right) \quad (5.1)$$

où :

C_1 , C_2 : sont des constantes qui peuvent être estimée en utilisant les corrélations empiriques suivantes :

$$\begin{cases} C_1 = 8.7\left(N_1\right)_{60}^{-1.25} \text{ Ou } C_1 = 7600\left(D_r\right)^{-2.5} & (5.2) \\ C_2 = \dfrac{0.4}{C_1} & (5.3) \end{cases}$$

Avec :

$(N_1)_{60}$: le nombre de coups (*SPT*) corrigé

D : la densité relative du sol

γ : amplitude de déformation de cisaillement,

$\varepsilon_{\mathrm{v}}^{i}$: déformation volumique accumulée des cycles précédents.

- L'affectation de cette déformation isotrope aux trois composantes de déformation.
- La réactualisation de différents paramètres pour le nouveau demi-cycle.

La déformation isotrope, en conditions drainées, s'exprime par une densification du matériau. Alors qu'en conditions non drainées, elle entraîne une augmentation de pression interstitielle. La liquéfaction peut être atteinte si le matériau pulvérulent est sensible aux chargements cycliques. Ce potentiel dépend des caractéristiques physiques du sable, dont la densité relative est un paramètre majeur, traduites à travers les paramètres C_i du modèle.

Le modèle élastique non linéaire de Ramberg-Osgood associé à une loi d'écrouissage volumique et borné par un critère de plasticité de Mohr Coulomb est nommé le modèle BRO. Le modèle BRO a été implémenté dans le logiciel en différences finies FLAC 2D (chapitre 2).

Avant de passer à l'étude des phénomènes observés en associant la loi de Byrne à celle de Ramberg–Osgood, nous avons calculé la dégradation de module de cisaillement et de l'amortissement en fonction de la distorsion en appliquant l'accélérogramme au lieu de la sinusoïde pour les deux sondages réalisés sur Boumerdès. La comparaison des résultats obtenus est représentée sur les figures (5.2), (5.3).

Sondage 01 : Sable moyennement dense

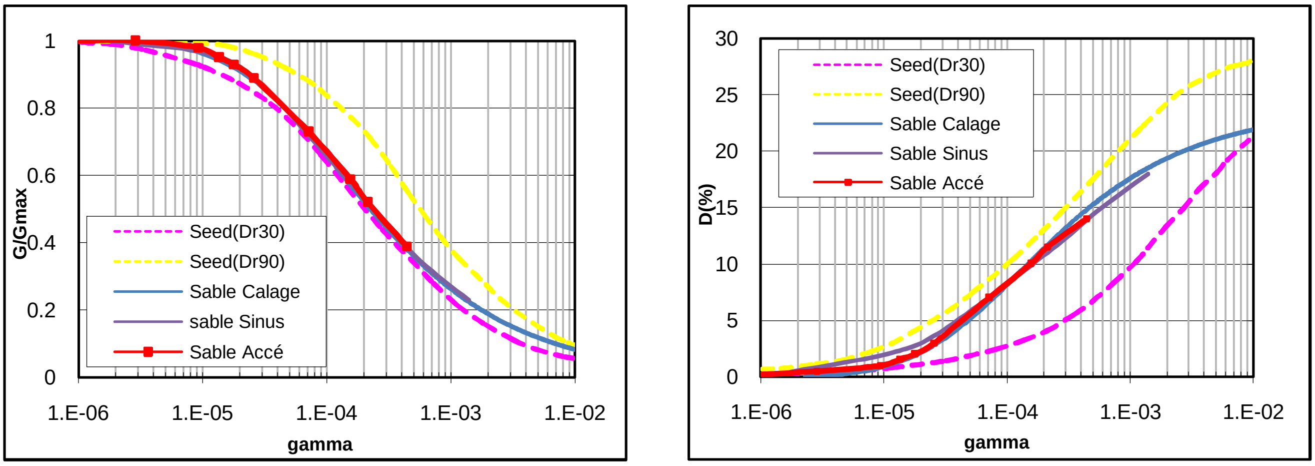


Figure 5.2 : comparaison de l'évolution des paramètres dynamique calculés sous un accélérogramme et une fonction sinusoïdale

Sondage 02 : Sable dense

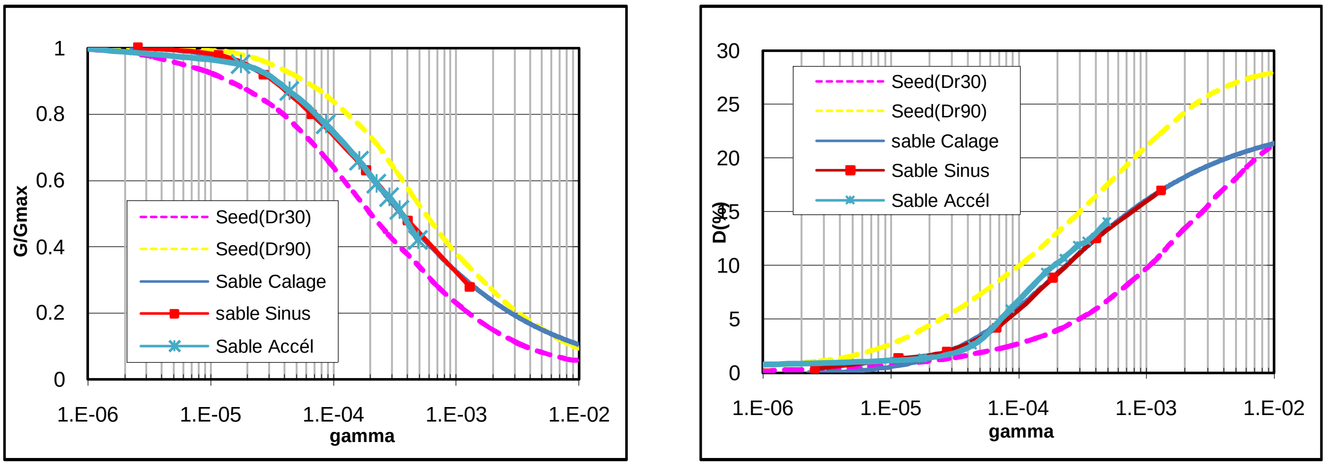


Figure 5.3 : comparaison de l'évolution des paramètres dynamique calculés sous un accélérogramme et une fonction sinusoïdale

Commentaires : Pour les deux cas traités, nous avons obtenu des courbes d'évolution des paramètres dynamiques en fonction de la distorsion, presque identiques pour la sollicitation cyclique sous forme d'une sinusoïde dont on peut varier l'amplitude, et d'un enregistrement sismique, pour des distorsions comprises entre (10^{-6} et 10^{-4}), au-delà d'une distorsion de 10^{-4} pour le chargement sismique, les boucles d'hystérésis ne se ferme plus, et il est très difficile de quantifier la dégradation du module de cisaillement et encore moins le pourcentage d'amortissement D.

5.4. SIMULATION NUMERIQUE

5 .4.1.description de l'essai

L'essai est composé d'une colonne de trente mailles constituées uniquement du sol à étudier. Dans un premier temps, les déplacements horizontaux des nœuds sont prohibés pour laisser la colonne se tasser sous son propre poids et laisser les contraintes s'équilibrer dans le sol. Les contraintes horizontales récupérées et appliquées aux limites. Les déplacements suivant l'horizontale sont par la suite débloqués et ceux suivant la verticale sont interdits. Ainsi, le modèle sera sollicité essentiellement en cisaillement. Pour simuler l'arrivée d'un front ondes sismiques et plus particulièrement les ondes de cisaillement, il sera appliqué à la base de la colonne une accélération horizontale. L'onde se propagera alors d'elle-même dans la colonne. L'accélérogramme appliqué dans ce cas est enregistré lors du séisme de Boumerdès du 21 mai 2003(choc principale).

Les étapes de la simulation sont identiques à celle effectuées en chapitre trois sauf que l'on prend en compte la présence d'eau qui n'est pas libre de circuler (cas non drainé) et de la loi de déformabilité isotrope de Byrne.

Les variables majeures de suivi seront principalement la pression interstitielle, la pression de confinement effective, ainsi que la réponse de la colonne de sol en surface.

Le site choisi pour cette étude est le site de Boumerdès (sondage 01) dont les propriétés sont résumées dans le tableau 5.1

Tableau 5.1: caractéristiques de la colonne de sable du site de boumerdès (sondage 1)

-Masse volumique	ρ=1600Kg/m^3	
-Angle de frottement	φ=29°	
-module de cisaillement maximal	G_{max}= 4.00x10^{8}Pa	
-paramètres du modèle R.O.	r= 2 .20 ;	α= 1.30
-paramètres de Byrne	C_1=0.12 ;	C_2= 3.33
- nombre de coups SPT	$(N1)_{60}$= 30	
-contraintes initiale	$\sigma x=\sigma z$= 247.29x10^{3}Pa ;	σy=480.00x10^{3}Pa
-densité de l'eau- porosité	ρ_{eau}=10^{3}Pa ;	η= 0.4

La sollicitation cyclique appliquée consiste en l'accélrogramme du choc principale enregistré lors du séisme du 21 mai 2003 à Boumerdès, il est représenté sur la figure 5.4

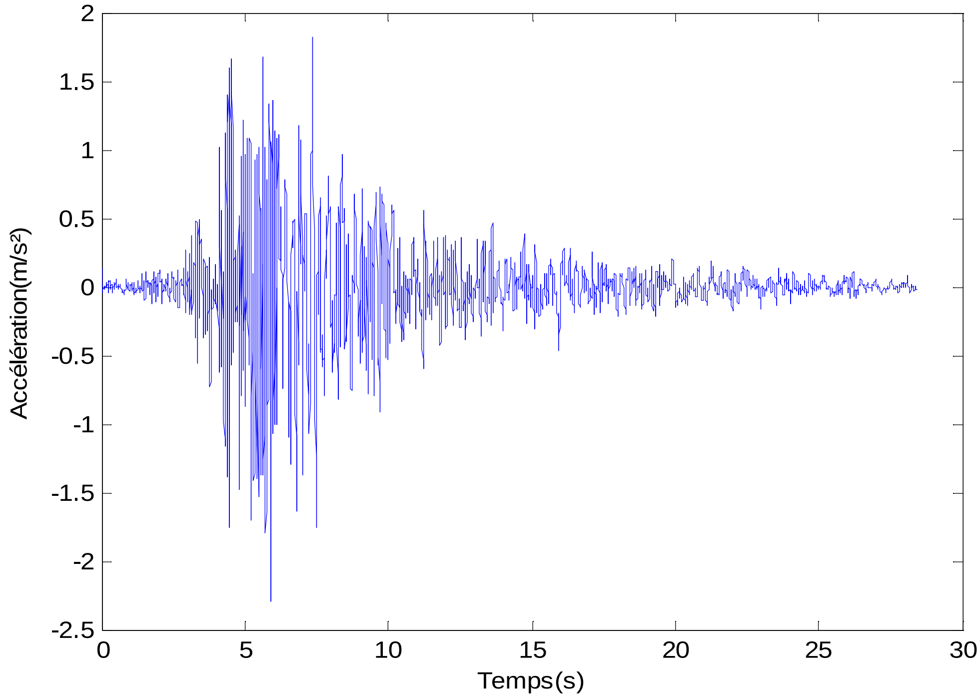


Figure 5.4 : Accélérogramme appliqué à la base de la colonne

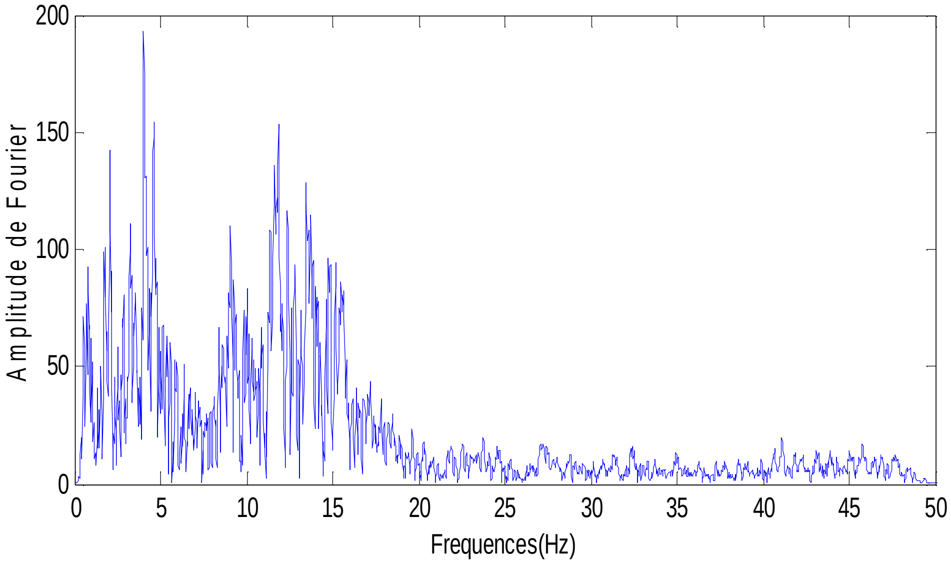


Figure 5.5 : spectre de Fourier des mouvements du choc principal.

Pour l'enregistrement des mouvements au rocher sur le site de Keddara lors du séisme principal de Boumerdes, L'analyse des spectres de Fourier (FFT) a montré que l'énergie sismique est concentrée sur une gamme de fréquences inférieure à 20 Hz. Nous constatons l'existence de deux trains d'ondes. Figure (5.5), le premier à fréquences inférieur à 5Hz et un deuxième train qui s'enclenche pour les fréquences allant de 5 Hz jusqu'à 20 Hz.

5.4.2. Résultats et discussions

La simulation numérique d'une colonne de sol soumise à une sollicitation sismique en conditions non drainée avec le modèle de Ramberg-Osgood associé à la loi d'écrouissage volumique de Byrne nous donne les résultats présentés ci après.

5.4.2.1. Comportement hystérétique

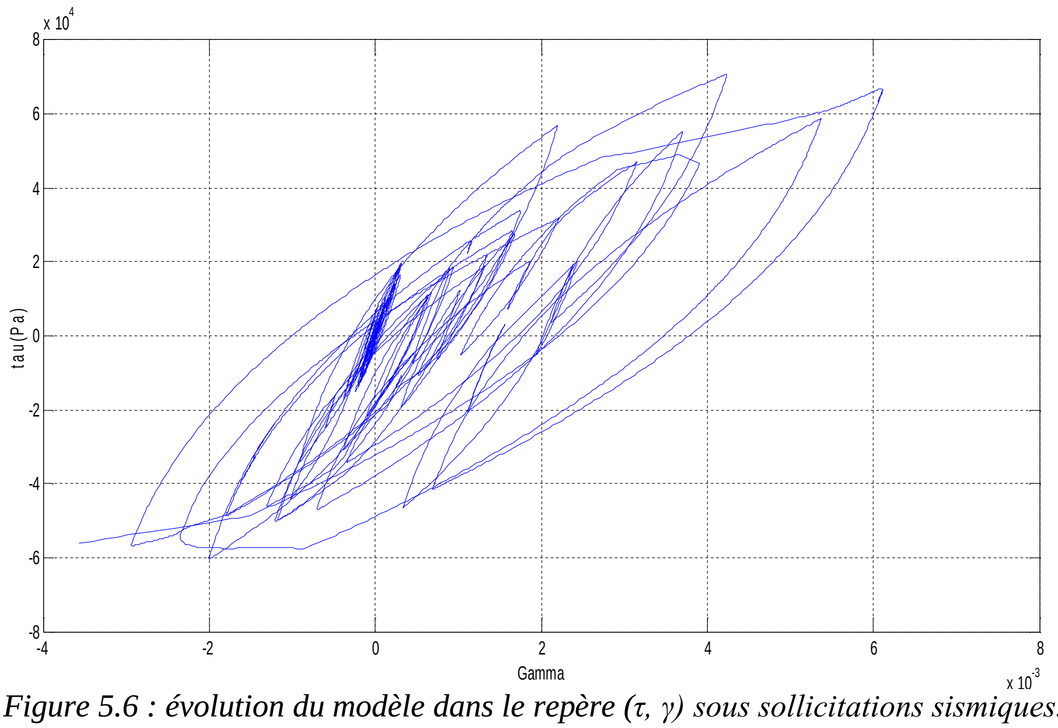


Figure 5.6 : évolution du modèle dans le repère (τ, γ) sous sollicitations sismiques.

L'essai est réalisé sur une sollicitation sismique réelle (séisme de Boumerdès 2003).Bien que les cycles soient moins réguliers que pour les une sollicitation sous une sinusoïde (dû à une sollicitation plus aléatoire de part l'étendue de sa densité spectrale), leur structure est tout de même bien détectée, et forment des boucles d'hystérésis bien tracées. On remarque que l'air des boucles est de plus en plus grand en fonction de l'amplitude de la sollicitation ce qui correspond au caractère dissipatif d'énergie du sol (amortissement) et une inclinaison progressive des tangentes des boucles qui correspond à la dégradation du module de cisaillement, les deux propriétés que nous avons traité tout au long de ce mémoire.

5.4.2.2.Réponse en tête de la colonne

La réponse de la colonne au choc principal est fournie par la simulation sous Flac 2D est montrée sur les Figure (5.7) et (5.8). Ces figures indiquent une amplification des mouvements à la base. Dans le domaine temporel l'accélération appliquée à la base présente les hautes fréquences au début de la sollicitation mais aux bout de 10 sec, le sol commence a dissipé cette énergie, par contre en tête de la colonne, on remarque un glissement de la sollicitation dans le temps, ce n'est qu'après 15 sec de calcul que l'accélération s'amplifie figure 5.7. L'analyse du spectre de Fourier (FFT) a montré que l'énergie sismique est concentrée sur une gamme de fréquences inférieure à 5 Hz. Nous avons déjà mentionné l'existence de deux trains d'ondes, la colonne a principalement répondu avec une amplification au premier train qui correspond à un contenu fréquentiel inférieur à 5 Hz tel que montré sur la Figure (5.8).

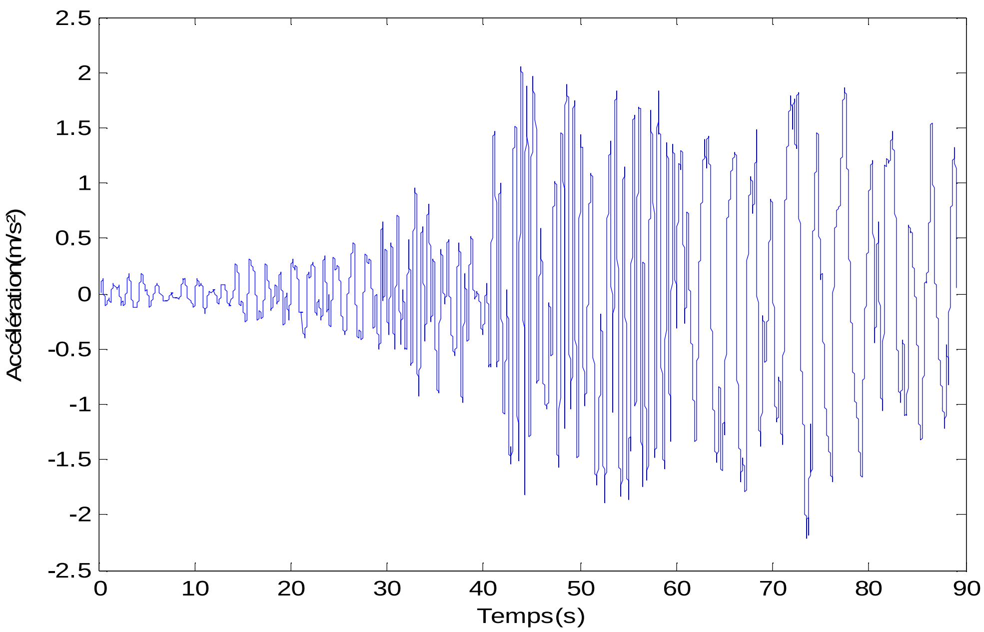


Figure 5.7 : Histoire de l'accélération en tête de la colonne.

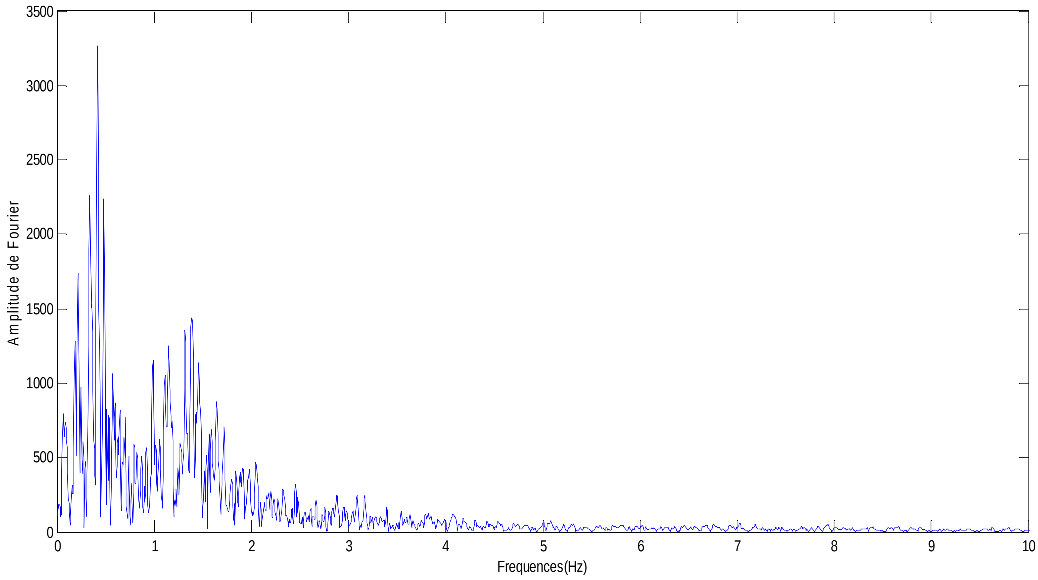


Figure 5.8 : spectre de Fourier des mouvements en tête de la colonne.

5.4.2.3.Evolution des pressions interstitielles et des contraintes effectives

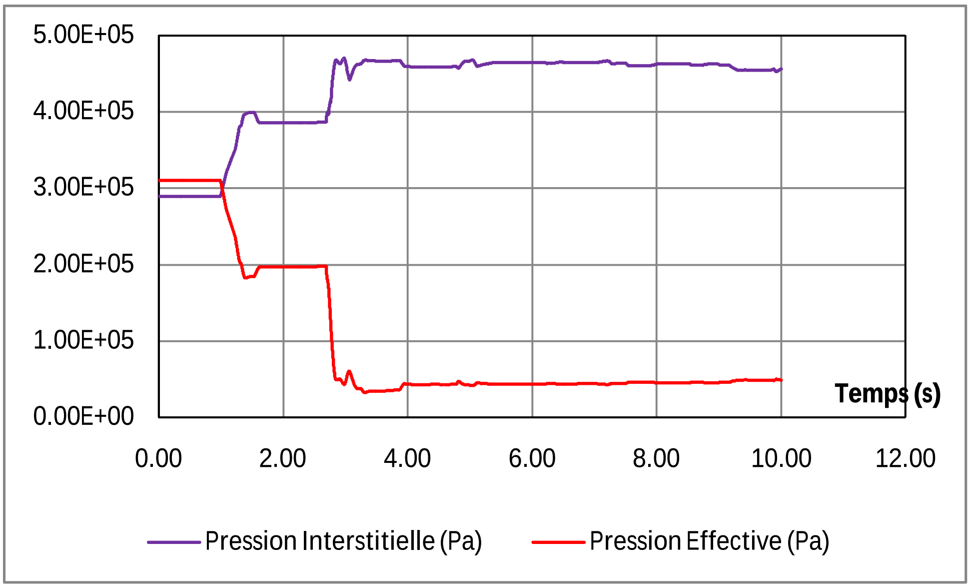


Figure 5.9 : Evolution de la pression interstitielle et de la contrainte effective en fonction du temps.

La Figure 5.9 représente l'évolution des pressions interstitielles (courbes croissantes) et pression moyennes effectives (courbes décroissantes). En terme de contraintes effectives (les mêmes évolutions sont constatées, en matière de pressions interstitielles, dans le sens inverse), nous remarquons que la pression interstitielle augmente au fur et à mesure en fonction du temps jusqu'à se stabilisé, tandis que la pression effective décroît progressivement mais ne s’annule pas, nous pouvons conclure que notre sol a une bonne résistance car il ne s’est pas liquéfié.

Conclusion partielle

L’objectif de cette dernière partie étant de montrer la capacité du modèle de Ramberg-Osgood à étudier d’autres phénomènes liés à l’action sismique en l’associant à une loi d’écrouissage volumique, et vu les résultats obtenus en terme de son évolution dans le repère (τ, γ) (boucles d’hystérésis), et les résultats fournis permettant d’étudier le phénomène de liquéfaction, nous pouvons conclure que le modèle est apte a être utiliser pour des études biens plus approfondie dans le domaine des la dynamique des sols.

Conclusions et Perspectives

Dans l'étude du comportement du sol sous chargement cyclique on a distingué le comportement du sol avant rupture de celui à la rupture. Tous les essais ne permettent pas de solliciter le sol jusqu'à rupture. En l'état actuel des connaissances, seuls certains essais de laboratoire permettent d'imposer de grandes déformations aux échantillons. Les essais en place, et certains essais de laboratoire sont limités aux mesures des caractéristiques de déformabilité. Les essais géophysiques tel que l'essai down-hole que nous avons vu, permettent d'obtenir les propriétés dynamiques des sols à partir de la mesure des vitesses des ondes de cisaillement, avec la seule connaissance de la masse volumique, il est donc important de développer des méthodes d'essais générant des ondes de cisaillement, de préférence aux ondes de compression, pour faciliter leur identification.

Un bon nombre d'analyses ont pu être réalisées à l'aide du modèle développé dans ce mémoire. Il en ressort que les principaux aspects du comportement des sols soumis à des sollicitations cycliques sont correctement modélisés. Les études ont été réalisées en utilisant une approche unifiée pour l'analyse des différents profils sur toute la gamme des sollicitations considérées. La cohérence des résultats obtenus montre l'intérêt de la modélisation numérique comme outil d'analyse complémentaire aux études empiriques et à l'expérimentation.

La procédure de calage qui a été développée sous Excel permet à l'ingénieur d'identifier les paramètres du modèle Ramberg-Osgood. avec une certaine facilité, d'autant plus que les mécanismes du modèle sont presque entièrement découplés. L'utilisation de cette procédure doit cependant être faite dans le cadre d'une démarche rigoureuse, de façon à minimiser l'erreur d'interprétation des données expérimentales et l'erreur sur le calage. Il est important également d'avoir une idée de la précision des essais expérimentaux qui sont exploités.

Un modèle hystérétique de comportement de sols déjà implémenté dans FLAC 2D et borné par la surface de rupture de Mohr Coulomb, est utilisé pour les sites étudiés.. Le fuseau de courbe établie à partir des résultats de la simulation numérique en réponse à une excitation cyclique nous renseigne sur l'évolution des paramètres dynamique des sites Algériens étudiés.

La réalisation des essais expérimentaux pour les sites étudiés est en perspective, pour comparer les courbes établies dans ce mémoire aux courbes expérimentales; ce qui nous permettra de mettre en œuvre un fuseau de courbe d'évolution des paramètres dynamiques propre aux sols Algériens.

RESUME

Des séismes récents ont mis en évidence des effets de site dus au comportement non linéaire du sol, ce qui a montré l'importance de l'utilisation des modèles de comportement non-linéaire du sol lors des études de réponse sismique des sites. En conséquence, dans les dernières décennies, des modèles de comportement de sols très sophistiqués qui peuvent simuler la réponse des sols sur une large gamme de déformations ont été développés. Une fois que la détermination des paramètres de ce type de modèle est réalisée, il est nécessaire de vérifier la capacité du modèle à bien simuler la variation du module de cisaillement et de l'amortissement pour différentes valeurs de distorsion ($10^{-6} < \gamma < 10^{-2}$). Cette variation du module de cisaillement et de l'amortissement avec la distorsion est généralement caractérisée par des courbes (G–γ) et (D–γ), permettant de définir d'une façon significative le comportement du sol soumis au chargement cyclique.

L'objectif de notre présente étude consiste en l'établissement des courbes de dégradation du module du cisaillement G/G_{max} en fonction de la distorsion γ ainsi que la variation du coefficient d'amortissement D ; et ce a partir de données récolté par des essais géophysiques effectués pour des sols Algériens.

A partir d'une étude bibliographique sur les modèles de comportement élastoplastiques à élasticité non linéaire, on a choisi un modèle de comportement contenant peu de paramètres mais susceptible d'améliorer substantiellement les résultats des calculs. La principale caractéristique du modèle de Ramberg Osgood réside dans le fait qu'il permet de simuler la non linéarité même dans le domaine élastique des matériaux ; le module de cisaillement varie en fonction de la distorsion ceci a l'avantage de mieux expliciter la notion de dégradation a travers sa forme mathématique et de reproduire naturellement l'amortissement des matériaux sous sollicitations cyclique.

Le modèle retenu a été implanté dans le code de calcul par différences finis FLAC 2D et l'identification de ses paramètres à partir des essais géophysiques constitue une préoccupation importante de ce travail. Le modèle a été testé en modélisant des essais soumis à un chargement cyclique.

Mots Clés : module de cisaillement, amortissement, modèle de Ramberg-Osgood, essais géophysiques, chargement cyclique.

ABSTRACT

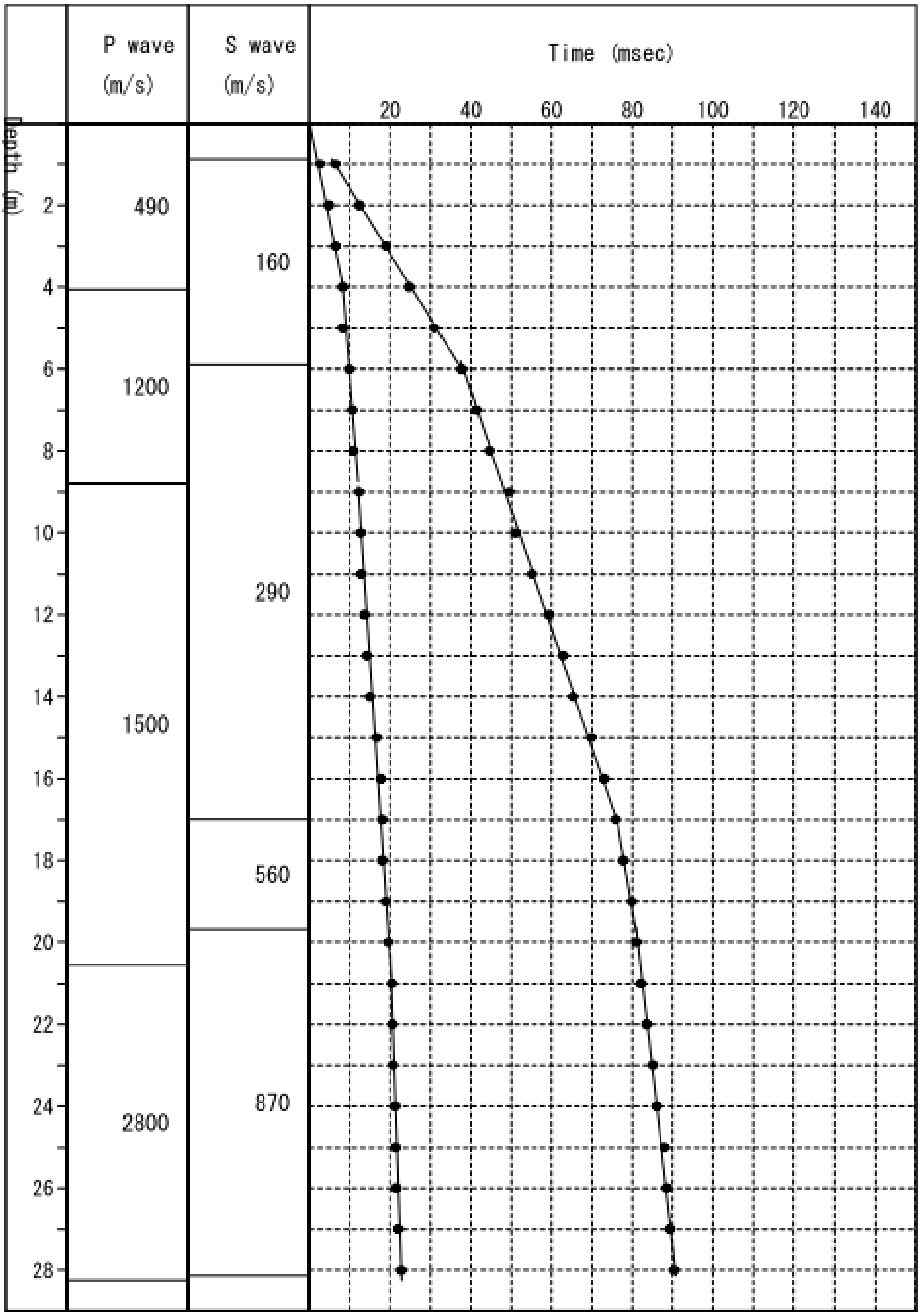
Recent earthquakes have highlighted site effects due to the nonlinear behavior of soil, which showed the importance of using nonlinear models for soil behavior in studies of seismic response of sites. Consequently, in recent decades, very sophisticated models which may simulate the response of soils on a wide range of strains have been developed. After determining the parameters of such models is achieved, it is necessary to verify the model's ability to well simulate the variation of shear modulus and damping for different values of distortion ($10^{-6} < \gamma < 10^{-2}$). This variation of shear modulus and damping with the distortion is generally characterized by curves (G - γ) and (D - γ), in order to define in a meaningful way the behavior of soil subjected to cyclic loading.

The aim of the present study is the establishment of the degradation curves of the shear modulus as a function of the distortion as well as the changes in the damping ratio on the basis of on data collected by using geophysical tests for Algerian sites.

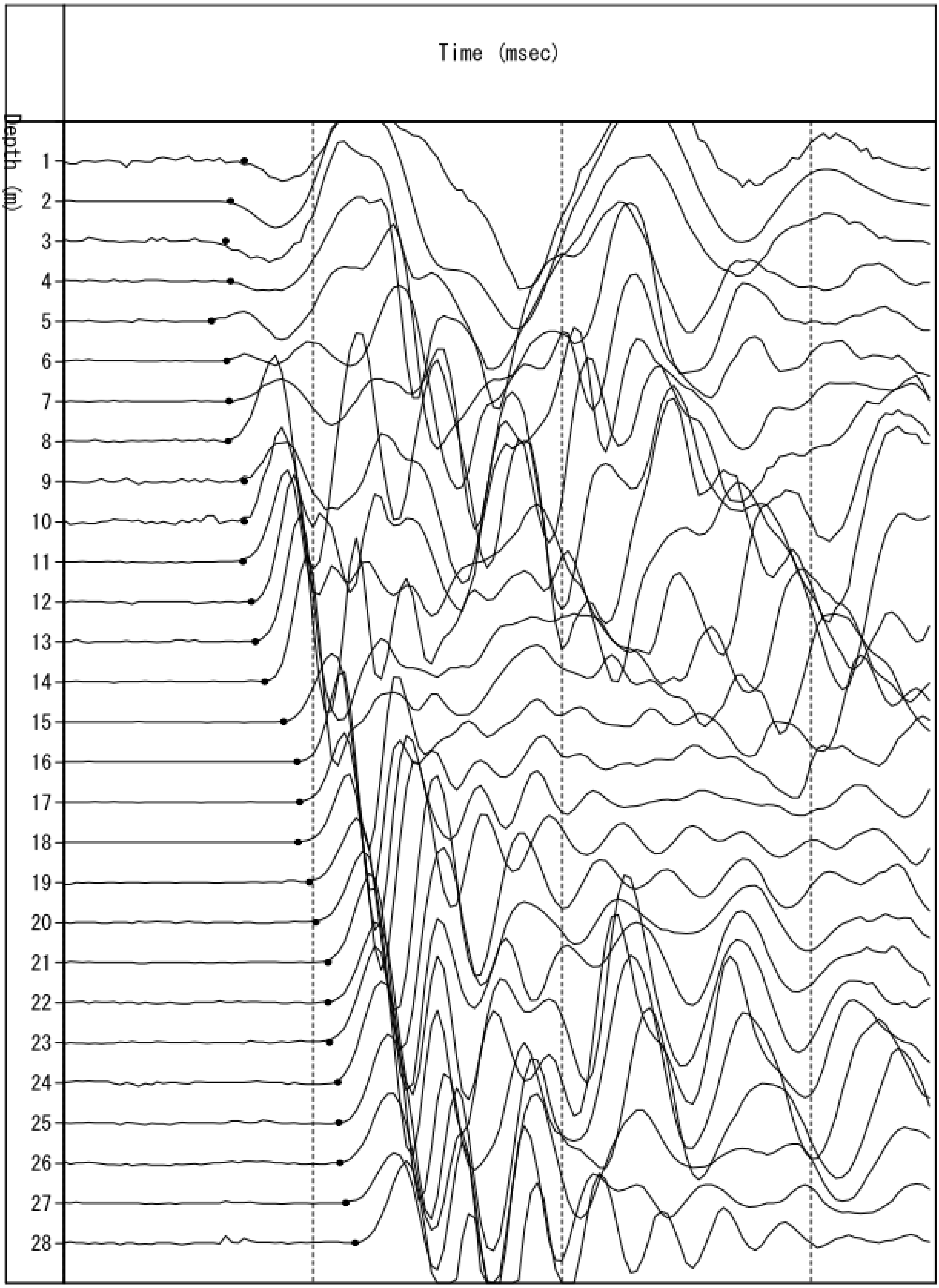
A Ramberg-Osgood formulation is selected to take into account energy dissipation within soil under cyclic loadings. This model has been implemented in the computer code FLAC 2D finite-difference and identification of its parameters from geophysical tests take an important place in our work.

Key words: shear modulus, hysteretic damping, Ramberg-Osgood model, geophysical tests, cyclic loading.

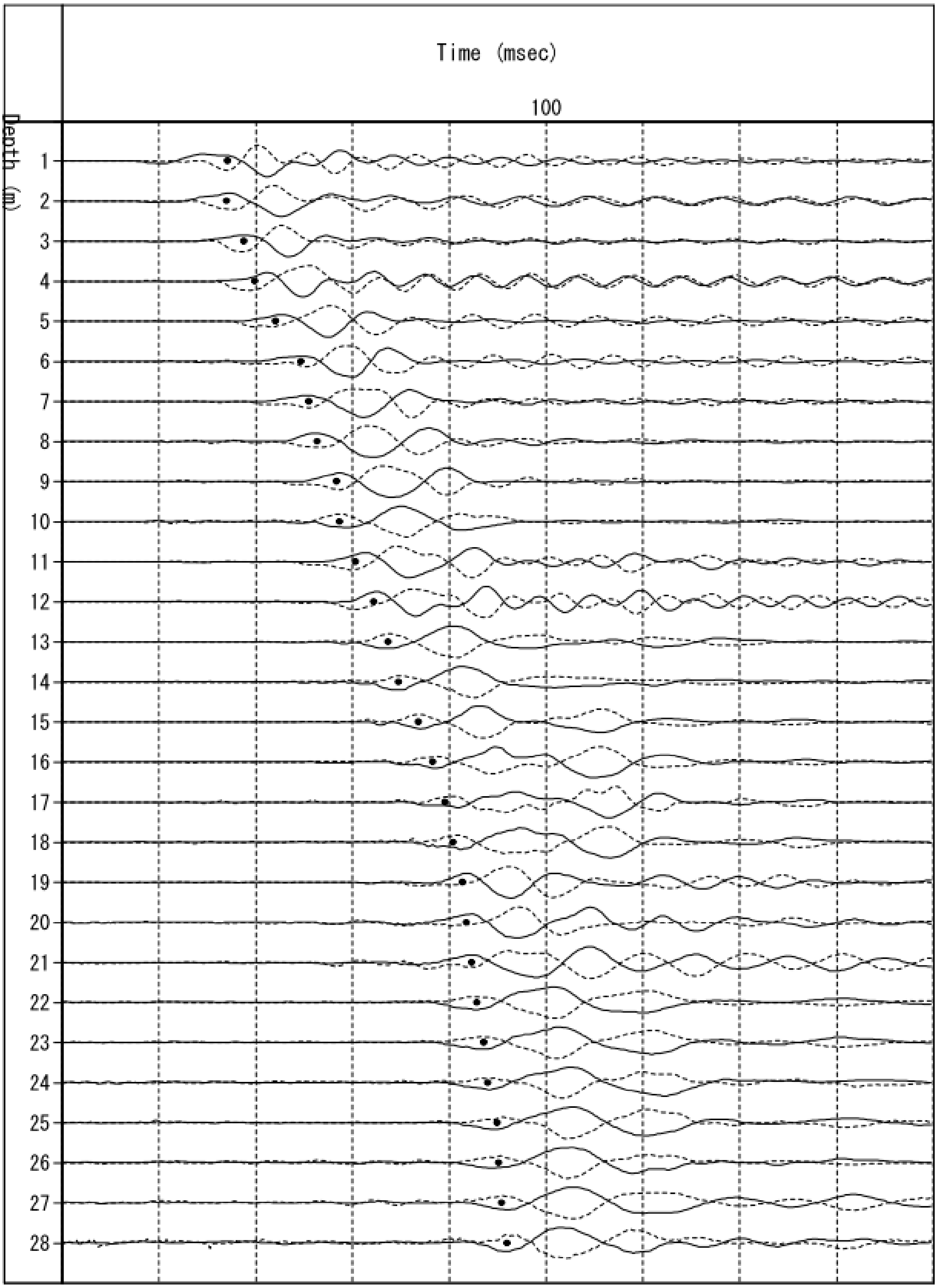
Présentation des enregistrements typiques des essais géophysiques (Down-hole)



Les ondes ‘’P’’ et ‘’S’’ en fonction de la profondeur



Forme de l'onde de compression ''P''



Forme de l’onde de cisaillement ‘’S’’

Amortissement dans la Formulation de Ramberg-Osgood

Le coefficient d'amortissement D est défini avec l'énergie dissipée par le matériau lors d'un cycle fermé par la formule :

$$D = \frac{\Delta W}{4\pi W}$$

Où ΔW : énergie dissipée au cours d'un cycle de chargement

W : énergie élastique stockée en fin de cycle.

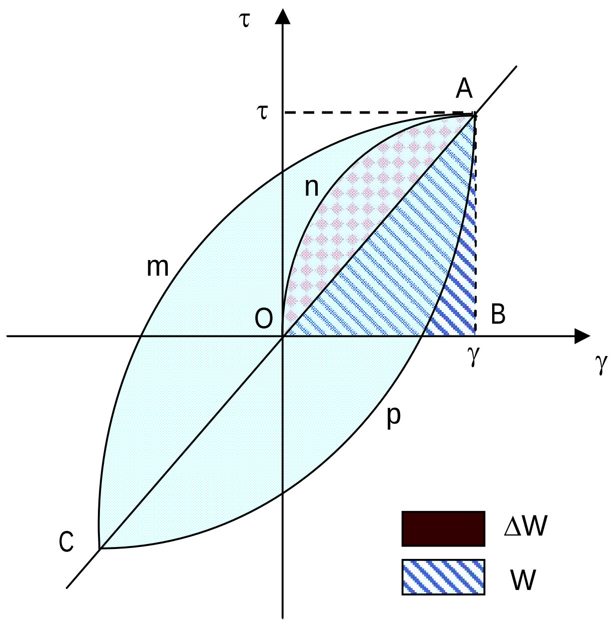


Figure 1 : Définition du coefficient d'amortissement

Par homothétie de la forme de l'arc $\overset{\frown}{OnA}$ avec $\overset{\frown}{CmA}$, l'aire du secteur de $\overset{\frown}{CmA}$ est 4 fois plus grand que celle de $\overset{\frown}{OnA}$.

La surface du secteur de $\overset{\frown}{OnA} = \frac{DW}{8} = \frac{1}{2}\,t.g\; - \int_0^t f(t).dt$

Pour le premier chargement, $\gamma = f(\tau) = \frac{1}{G_{max}}\left[1 + a\left(\frac{t}{t_y}\right)^{r-1}\right] t$

On en déduit,

$$\frac{\Delta W}{8} = \frac{1}{2}\tau\gamma - \frac{1}{G_{max}}\left[\frac{\tau^2}{2} + \frac{a}{r+1}\left(\frac{\tau^{r+1}}{{\tau_y}^{r-1}}\right)\right]$$

En utilisant la relation : $\alpha\left(\frac{\tau}{\tau_y}\right)^{r-1} = (\frac{G_{max}}{G} - 1)$

on a,

$$\frac{\Delta W}{8} = \frac{1}{2}\tau\gamma - \frac{\tau^2}{G_{max}}\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{r+1}\left(\frac{G_{max}}{G} - 1\right)\right]$$

Le coefficient d'amortissement est donc

$$D = \frac{\Delta W}{4\pi W} = \frac{8}{4\pi}\frac{\frac{1}{2}\tau\gamma - \frac{\tau^2}{G_{max}}\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{r+1}\left(\frac{G_{max}}{G} - 1\right)\right]}{\frac{1}{2}\tau\gamma}$$

Finalement,

$$D = \frac{\Delta W}{4\pi W} = \frac{8}{4\pi}\frac{\frac{1}{2}\tau\gamma - \frac{\tau^2}{G_{max}}\left[\frac{1}{2} + \frac{1}{r+1}\left(\frac{G_{max}}{G} - 1\right)\right]}{\frac{1}{2}\tau\gamma}$$

$$D = \frac{2}{p}\ \frac{r-1}{r+1}\left(1 - \frac{G}{G_{max}}\right)$$

$$D_{max} = \frac{2}{p}\ \frac{r-1}{r+1}$$

Si l'on définit une fonction de dégradation $H\left(\frac{|t - t_c|}{nt_y}\right)$ tel que

$$\frac{G}{G_{max}} = 1 - H\left(\frac{|t - t_c|}{nt_y}\right)$$

$$\text{Quand } H = 0 \text{ on a } \frac{G}{G_{max}} = 1$$

$$\text{Quand } H \to 1 \text{ alors } \frac{G}{G_{max}} \to 0$$

En prenant la formulation de Ramberg-Osgood classique, cette fonction devient

$$H\left(\frac{|t - t_c|}{nt_y}\right) = \frac{a\left(\frac{|t - t_c|}{nt_y}\right)^{r-1}}{1 + a\left(\frac{|t - t_c|}{nt_y}\right)^{r-1}}$$

L'amortissement est lié à la dégradation du module. Si $\frac{G}{G_{max}} = 1$, le matériau est élastique, il n'y a aucun amortissement. Quand $\frac{G}{G_{max}} \to 0$, le matériau se dégrade complètement ce qui amène à un amortissement maximal $D \to D_{max}$. L'amortissement du matériau varie avec la fonction de dégradation comme :

$$\frac{D}{D_{max}} = H\left(\frac{|t - t_c|}{nt_y}\right)$$

Liste Des Figures

Chapitre 1

Chapitre 2

Chapitre 3

Chapitre 4

Chapitre 5

Liste Des Tableaux

NOTATIONS

α	Paramètre de la loi de Ramberg-Osgood	
γ	Déformation de cisaillement ou distorsion	
δ_{ij}	Symbole de Kronecker	
ε_{ij}	Tenseur des déformations	
ε^{ps}	Partie du tenseur de déformation liée au critère de Mohr-Coulomb	
s_{ij}	Tenseur des contraintes déviatoires	$s_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3}\sigma_{kk}\delta_{ij}$
λ	Multiplicateur plastique	
ν	Coefficient de Poisson	
ρ	Poids volumique	
σ_{ij}	Tenseur des contraintes	
τ	Contrainte de cisaillement, en déformation plane	$\tau = \sigma_{12}$
ϕ	Angle de frottement interne	
ψ	Angle de dilatance défini par Itasca	
c	Cohésion	
D	Coefficient d'amortissement des sols	
E	Module d'Young	
f	Surface de charge	
g	Potentiel plastique	
G	Module de cisaillement	
J_1	Premier invariant du tenseur de contrainte	$J_1 = tr(\sigma)$
J_2	Deuxième invariant du tenseur des contraintes déviatoires	$J_2 = \frac{1}{2}s_{ij}s_{ij}$
k_0	Coefficient des terres au repos	
K	Module de compressibilité volumétrique	
p	Pression moyenne ou contrainte de confinement isotrope	$p = \frac{1}{3}\sigma_{kk}$
q	Déviateur des contraintes : pour un essai triaxial	$q = \sigma'_1 - \sigma'_3$
r	Paramètre de la loi de Ramberg-Osgood	
u	Pression interstitielle (appliquée à l'eau des pores)	$\sigma = \sigma' + u$
v_s	Vitesse de propagation des ondes de cisaillement.	
v_p	Vitesse de propagation des ondes de compression.	

Références Bibliographiques

Alarcon-Guzman A. , Leonards G.A & Chameau J.L., *-**Undrained Monotonic and Cyclic Strength of Sand**-*, Journal of Geotechnic Division Engineernig division of American Socity of Civil Enginiers 114, GT 10, pp 1089-1109, 1988

Been K.. & M.G. Jefferies, ***-A State Parameter for Sand-***, Geotechnique 35, vol 2, pp 99-112 , 1985.

Been, Jefferies, Hachey ***– The critical state of sands –*** Géotechnique 3/1991

Bagagli Y**.-*Amélioration d'une loi de comportement de sol sous sollicitation sismique et d'une loi de comportement d'interface sol structure sous chargement cyclique-,***Travail de Fin d'étude, Ecole centrale de Lyon, 2008.

Bouafia, A.- ***Introduction à la dynamique des sols- ,*** Office des Publications Universitaires, (2010)

Chebout,S. ***-Evaluation du risque de liquéfaction des sols en zones sismiques -****. Mémoire de magister, UMMTO, soutenue en* 2005.

Coquillay S.-***Prise en compte du non linéarité du comportement des sols soumis à de petites déformations pour le calcul des ouvrages géotechniques-***Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées,Paris ,2005.

Darve F. edition– ***Manuel de rhéologie des géomatériaux –*** Presse des Ponts, 1987.

Darendeli. M. B. -***Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves***- Ph.D. dissertation, University of Texas at Austin USA, 2001.

Dobry, R., J., Powell, D., Yokel, F. Y. and Ladd, R. S. -***Liquefaction potential of saturated sand: the stiffness method***-, 7 th World Conf. Earthq. Engrg., Istanbul, Vol. 3, 25-32. 1980

Finn, W. D. L -***Dynamic analysis in geotechnical engineering***-, Earthquake Engineering & Soil Dynamic II, ASCE, 523-592. 1988.

Hadadene,N. *–Analyse numérique de la liquifaction des sols-. Mémoire de magister, UMMTO, soutenue en* 2008

Ishibashi I.and Zhang X.. -***Uni_ed dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay***- Soils and Foundations, 33(1):182_191, 1993

Ishihara,K. ***-Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes-,*** Géothecnique 43, n°3, pp 351-415,1993.

Ishihara,K. ***-Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics-*** Department of Civil Engineering Science University of Tokyo. Printed in Great Britain by Antony Rowe Ltd., Eastbourne 1996, ISBN: 0-19-856224-1.

Itasca Consulting Group, INC., ***-FLAC 5.0 User's Guide***-, 2005.

Iwasaki T., Tatsuoka F., Takagi Y. **–** ***Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading*** **–** Soils and Fondations, Vol. 18, N°1, pp 39- 56 , 1978.

Le T.N. , -***Modélisation du Comportement des Barrages en Terre sous Séismes***', thèse de doctorat, Ecole MEGA, Lyon, soutenue en 2006,

Lee Y.L., Arafati N., Leca E., Magnan J.P., Mestat P., Serratrice J.F. ***-Comportement et modélisation des marnes de Las Planas-.*** Geotechnical Engineering of hard Soils – Soft Rocks, Anagnostopoulos et al. (eds.), Rotterdam, éditions Balkema, pp. 1479-1486, 1993.

Lee Y.L**.- *Prise en compte des non-linéarités de comportement des sols et des roches dans la modélisation du creusement d'un tunnel-*.** Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, soutenue en 1994.

Louadj S.,- ***Analyse du comportement des barrages soumis aux sollicitations sismiques***- thèse de doctorat, UMMTO, soutenue en 2008.

Lopez-Caballero F.,Modaressi A. , d'Aguiar S**.** -***Amélioration du modèle de comportement non linéaireexistant dans le logiciel CyberQuaker-*** Rapport d'avancement, Ecole Centrale de Paris, 2004.

Mellal A.-***Analyse des effets du comportement non linéaire des sols sur le mouvement sismiqu***e- Thèse de Doctorat de l'Ecole Centrale de Paris, soutenue en 1997.

Pecker A. **–** ***Dynamique des sols*** **–** Presses de l'ENPC, 1984.

Poulos S.J. – ***The steady state of deformation*** – JGED, Vol. 107, N° 5, 1981, pp 553–562.1981.

Roscoe K.H,. Schofield A.N & Wroth, C.P ***-On the Yielding of Soils-,*** Géotechnique 8, vol 1, pp22-53, 1958.

Secourgeon, E. -***Analyse Critique de Lois de Comportement pour la Modélisation Hydrodynamique d'un Ouvrage en Terre***-, Travail de Fin d'étude, Ecole centrale de Lyon, 2006**.**

Seed H.B. et Idriss I.M. **–** ***Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses*** **–** Technical Report EERC-70-10, University of California, Berkeley, CA, 1970.

Seed, H.B. et Idriss, I. M.– ***Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential***– JGED, ASCE, Vol. 97, No 9, pp 1249-1273, 1971.

Seed, R. T. Wong, I. M. Idriss and K. Tokimatsu. -***Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils***-. Journal of Geotechnical Engineering - ASCE, 112(11):1016_1032, 1986.

Sitharam T.G., Govinda Raju L. et A. Sridharan A., -***Dynamic properties and liquefaction potential of soils***-. Department of civil Engineering, Indian Institute of Science, Bangalore 560 012, India. Special Section: Geotechnics and Earthquake Hazards; 2004.

Stokoe K.H, Darendeli M.B., Gilbert R.B. et al **–** ***Development of a new family of normalized modulus réduction and material damping curves*** – Paper for "International workshop on uncertainties in nonlinear soil properties and their impact on modeling dynamic soil response", 3/2004.

Vucetic M. and Dobry R. **–** ***Effect of soil plasticity on cyclic response*** **–**JGE - ASCE, Vol 117, N°1, 1991.

Yoshida .N, -***Initial Stress Effect on Response of Level Ground***-, Elsevier Science, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Paper N° 1024, 1996.

Zeghal M. & Elgamal A.W., -***Analysis of Site Liquefaction Using Earthquake record***- Journal of Geotechnical Engineering, 120, pp 996-1017, june 1994.

Zeroual A.- ***contribution a l'analyse sismique des barrages en terre : comportement de la structure***- *Mémoire de magister, Université El Hadj Lahkdar Batna, soutenue en* 2009.

Zhang J, Andrus R., Juang C. **–** ***Normalized shear modulus and material damping ratio relationships*** **–** JGGE 2005, Vol. 131, No 4, pp 453 – 464,2005.