

An International Publication of Engineering Science



# AJOT

**ALGERIAN JOURNAL OF TECHNOLOGY**

Civil Engineering  
Hydraulic Engineering  
Mining Engineering  
Mechanical Engineering  
M e t a l l u r g y  
M a t e r i a l s

**2003**

Series A Volume 16 Number 1

ISSN 1111-357X

# ALGERIAN JOURNAL OF TECHNOLOGY

## Série A

Directeur de la Publication  
Directeur de la Rédaction  
Diffusion et Abonnement  
Publicité et Sponsoring

Pr. M.K Berrah  
Pr. A.Zerguerras  
C. Larbes  
M. Bouabdellah

### *Comité de Coordination* (E.N.P, Alger)

Kettab, A.  
Larbi, S.

Mesrati, N.  
Tiliouine, B.

### *Comité scientifique*

Ait-Ali, M.A	ENP, Alger	Algérie
Abadlia, M.T	I.N.M.C Boumerdes	Algérie
Bali, A	ENP, Alger	Algérie
Bard, P.Y	LCPC, Paris et Univer.J.Fourier	France
Berrah M.K	ENP, Alger	Algérie
Besbes.M	E.N.I.T. Tunis	Tunisie
Benyoucef, B	Université de Tlemcen	Algérie
Bouzabata, B	Université d'Annaba	Algérie
Bouaziz, M	ENP, Alger	Algérie
Charif . A	Université de Batna	Algérie
Courtad .R.M	Université de Lyon	France
David, J.M	E.N.S D'arts et Métiers- Lille	France
Flavigny, E	I.M.G-EHMG-Grenoble	France
Foray, P	I.N.P.G-Grenoble	France
Guerrak, S	ENP, Alger	Algérie
Gahmousse, A	E.N.E.S ,Tebessa	Algérie
Kerkar, M	ENP, Alger	Algérie
Kettab, A	ENP, Alger	Algérie
Larbi, S	ENP, Alger	Algérie
Mohamed-Aguid, B	ENP, Alger	Algérie
Mesrati, N	ENP, Alger	Algérie
Nacib, B	Université de Constantine	Algérie
Rechak,S	ENP, Alger	Algérie
Salhi, ES	ENP, Alger	Algérie
Swamy, R..M	Sheffield University	Grande Bretagne
Tiliouine, B	ENP, Alger	Algérie
Thimus, J.F	U.C.L ,Louvain	Belgique
Thiriot, C	I.N.P.T, Toulouse	France
Treheux, D	Ecole Centrale de Lyon	France
Zech, Y	U.C.L,Louvain	Belgique

Le comité de lecture peut consulter tout spécialiste reconnu pour un domaine donné, dont le nom ne figure pas dans cette liste.



An International Publication of Engineering Science

# AJOT

**ALGERIAN JOURNAL OF TECHNOLOGY**

Civil Engineering  
Hydraulic Engineering  
Mining Engineering  
Mechanical Engineering  
M e t a l l u r g y  
M a t e r i a l s

**2003**

Series A Volume 16 Number 1



## Avant Propos

Dans notre dernier volume, nous avons axé l'avant propos sur la recherche scientifique et technique (RST) et la notion de culture. Dans celui-ci, notre sujet sera l'éducation et plus précisément l'éducation permanente (E.P).

Notre époque est caractérisée par une banalisation de la violence, quelque fois même gratuite, à l'intérieur comme à l'extérieur des établissements d'enseignement de tout niveau, de tout ordre public ou privé, dans de nombreux pays développés ou en voie de l'être. comment justifier ce phénomène, même s'il demeure fortement limité dans le temps et dans l'espace ? On ne peut s'empêcher de se poser moult questions. L'instruction n'est donc plus tout à fait un moyen d'émancipation sociale et politique ? l'éducation en tant que dynamique de transformation sociale n'est-elle plus aussi fiable qu'auparavant ? Il est vrai que notre vision des choses courantes de la vie évolue avec l'âge, l'époque vécue et la culture locale relatifs à chacun de nous ; i.e. le référentiel de perception et d'évaluation de chaque individu dépend de l'âge de celui-ci, du temps et du lieu où il se trouve. Ce qui explique en partie ce que l'on appelle un conflit de générations. Une « éducation » prodiguée en décalage avec le référentiel approprié de la population concernée peut également être source de conflits. Les moyens de communications actuels, les mass média, l'Internet, atténuent quelque peu les disparités de lieu. Malheureusement la télévision fait peu cas, dans sa programmation, de discernement de l'âge de son auditoire, de ce fait l'impact de celle-ci peut être négatif et même à l'origine d'une certaine forme de violence. Afin de réduire celle-ci dans certains pays des mesures ont été prises récemment au niveau de la programmation TV et dans la sécurisation des réseaux d'Internet, du moins pour le court et moyen termes. Sur le long terme l'apport de l'E.P doublement évolutive avec l'âge de l'individu concerné et avec l'environnement spatio-temporel correspondant, sera un autre moyen de parvenir à vivre en bonne intelligence les uns avec les autres.

L'E.P n'est pas seulement une source de savoir complémentaire pour adulte, pour une formation professionnelle et de savoir faire correspondant, c'est aussi un apprentissage d'auto-éducation, de formation intellectuelle qui consiste à enseigner non pas ce qu'il faut penser, mais de la façon dont il faut apprendre à penser. i.e enseigner ce qui est nécessaire pour se comporter en membres indépendants et éclairés de la collectivité, et avoir une image très proche de la réalité loin de tout fantasme ou autre vision étriquée. Lorsque, l'homme individu fit place à l'homme masse en mettant ses droits et son pouvoir de décision entre les mains de chefs dédaigneux de la démocratie, nous eûmes droit à la seconde guerre mondiale. L'éducation traditionnelle à elle seule, s'était donc montrée incapable de doter l'homme d'une faculté de jugement lui permettant de toujours choisir en connaissance de cause.

Si l'on ne veut pas redevenir le jouet de passions primitives, grâce à l'E.P, on doit savoir décrypter l'information, éviter de prendre pour argent comptant ce qui est imprimé, dit ou mis en image, prendre ses distances vis à vis des faiseurs d'opinions. Nous croyons penser ensemble. On ne pense jamais ensemble, ce n'est pas le propre de la pensée. Mais tout se fait ensemble. Il faut être bien informé pour prendre la bonne décision et pouvoir agir judicieusement dans le cadre des institutions politiques de la démocratie. La démocratie est une forme d'organisation politique dont il n'est ni simple ni aisé d'assurer le bon fonctionnement. Sur un sujet donné, le choix de chaque individu amène sa propre équation, sa propre détermination pas forcément compatible avec celle des uns ou des autres. Pour en arriver à un choix collectif, on se trouve donc avec un nombre de paramètres à déterminer bien inférieur à celui des équations. On est donc en présence d'un problème sur déterminé, dont la résolution (par les moindres carrés) représentera un choix qui sera celui d'aucun mais néanmoins le meilleur consensus acceptable par tous.

Pour être efficace, la démocratie suppose l'existence d'un corps électoral capable de comprendre les problèmes complexes qui se posent à la société et de porter sur eux un jugement. L'E.P peut former un tel corps électoral, sachant que tout individu n'est pas un électron libre mais assujéti à des appartenances de groupes multiples (familiale, économique, sociale, nationale,...) envers lesquels il a des devoirs. Toute décision prise par l'individu démocratiquement est donc un



choix guidé par la recherche d'un équilibre harmonieux entre ses propres droits et ses devoirs envers ses diverses appartenances.

L'enseignement fondamental obligatoire à lui seule n'a réussi nulle part à créer des citoyens en direction d'une démocratie éclairée. Que peut-on espérer quand une bonne partie des enfants quitte l'école au moment même de leur arrivée à l'âge de raison. Là où on commence à réfléchir ? C'est à croire qu'une société peut se contenter d'une élite peu nombreuse ! La société moderne n'est efficace que si chaque individu la composant atteint un niveau d'instruction au moins égal à sa capacité effective d'apprendre. Les groupes marginalisés issus d'une semi-culture constituent une source de dangers pour la démocratie. L'E.P est donc une nécessité pour atteindre une plénitude citoyenne.

L'E.P ne peut être assurée par les seules organisations privées, à moins d'accepter d'attendre longtemps avant de déboucher sur une société de citoyens. La contribution de l'Etat à la mise en œuvre de l'E.P, elle-même doit être renforcée par une coopération internationale. En perspective d'une mondialisation du marché, il est peut être temps maintenant d'envisager la création d'une organisation internationale de l'E.P en appui ou sous l'égide de l'U.N.E.S.C.O. L'E.P régie par l'Etat concerne entre autres les activités suivantes :

- Conseil à l'attention des apprenants (adéquation des offres) et des enseignants (adéquation et appropriation des méthodes et de la didactique).
- Information sur les offres existantes, les besoins, les modalités de financement, les locaux et les possibilités d'obtenir des diplômes.
- Coopération entre les institutions et les pédagogues pour élaborer des offres communes.
- Coordination dans la planification des offres, afin d'éviter les doublés et de pallier les lacunes.

Le schéma universel de l'éducation comprend les 4 paliers suivants :

- Préélémentaire (les écoles maternelles d'enfants d'âge de 3 à 6 ans).
- Élémentaire (les écoles élémentaires d'enfants d'âge de 6 à 10 ans).
- Secondaires (1<sup>er</sup> cycle ou collège d'élèves d'âge de 10 à 16 ans).  
(second cycle ou lycée pour élèves d'âge de 16 à 19 ans).
- Universitaire (graduation pour étudiants d'âge de 19 à 23 ans).  
(post-graduation pour étudiants d'âge de 23 ans et plus).

L'E.P se présente à l'issue de l'enseignement obligatoire, à la sortie de l'école fondamentale, i.e les populations âgées de 16 ans et plus impliquées dans la formation professionnelle, ainsi que les travailleurs inscrits dans les U.F.C. et autres établissements similaires de formation à distances etc.

Les origines historiques de l'E.P en Allemagne par exemple remontent à l'époque des Lumières, ses origines sociales à la lutte de la bourgeoisie contre le féodalisme, puis à la lutte du prolétariat contre la bourgeoisie. Aujourd'hui, l'esprit des Lumières reste encore l'objectif universel de l'E.P. Le philosophe allemand Immanuel Kant, l'auteur de la critique de la raison pure, de la critique de la raison pratique et de la critique de jugement, à l'orée de ses soixante ans, en 1784 disait que « l'esprit éclairé est le résultat du processus de libération de l'être humain pour s'affranchir de la dépendance qu'il s'est imposée à lui même. La dépendance et l'incapacité d'utiliser sa raison sans se faire diriger par autrui. L'individu s'impose cette dépendance quand elle est due non à un manque d'intelligence, mais à un refus de penser sans la direction d'autrui : ». On trouve des pensées similaires chez J. J. Rousseau (dans l'Emile et le Contrat Social).

L'E.P fait prendre conscience à chacun ses droits de citoyen (déjà acquis ou non) et comment l'exercer tout en élargissant ses connaissances et en lui donnant des aptitudes professionnelles. En 1913, quelques 8000 associations éducatives étaient enregistrées auprès de « l'association pour la Propagation de l'Education Populaire » qui représentait la plus grande confédération européenne d'éducation populaire de l'époque.

Le désengagement de l'Etat de l'éducation en générale et de l'E.P en particulier rendra l'éducation accessible seulement aux riches, ce qui pérenniserait et accentuerait le clivage et la dualité entre la classe dominante et la classe dominée, puisque le savoir c'est le pouvoir. L'E.P a occupé une place importante à l'époque de la république de Weimar (1919 à 1933) puisqu'elle figurait dans la constitution de Weimar et les années 1918 à 1920 marquent la création de la majeure partie des



universités populaires traditionnelles tel qu'elles existent encore aujourd'hui, au titre d'institutions autonomes d'enseignement populaire libre.

Après la seconde guerre mondiale les puissances alliées victorieuses ont encouragé l'E.P et l'ont utilisée comme moyen de rééducation démocratique, plus particulièrement dans les universités populaires, alors que les entreprises, les églises et les syndicats reprenaient les idées de l'époque de Weimar au sein de leurs propres organisations. Depuis 1993 les offres de formation continue se privatisent progressivement, aussi bien au niveau matériel que politique.

Un ensemble de lois et dispositions juridiques régie l'E.P telles que celles sur :

- La promotion du travail, la formation professionnelle, la reconversion, l'adaptation, la mise en disponibilité en vue d'une formation continue,...
- L'organisation interne des entreprises (comités d'entreprise, délégués du personnel, formation syndicale, conventions collectives et conventions d'entreprises, ..).
- Les établissements d'enseignement et en particulier ceux du supérieur et de la recherche.
- L'Enseignement à distance, la formation continue, les cours par réseau Internet.
- Les statuts des collectivités publiques de l'Etat donnant aux fonctionnaires la possibilité de suivre régulièrement une formation professionnelle.

Ces lois à caractère pratiquement universel, pour un pays donné, ne sont influencées ni par ses valeurs traditionnelles, ni par son niveau de développement ou sa religion dominante.

La réussite de l'ex U.R.S.S. dans l'éveil de sa population pour la littérature, la musique, les arts et les sciences, avait retenu l'attention de tous les pays ou des éducateurs s'efforçaient de relever le niveau général de la culture populaire.

L'E.P est un élément essentiel pour accéder à la citoyenneté réelle. A l'échelle d'un pays, les valeurs culturelles perçues comme devant être invariantes, des constantes, doivent constituer normalement bien plus des repères, un balisage, que des liens étroits, immobilisants, opposés à toute forme d'avancée, de progrès. L'éducation d'un individu n'est pas terminée lorsqu'il quitte l'école pour se mettre à travailler, elle se poursuit tout au long de sa vie.

La pratique de l'E.P :

- intéresse tous les aspects de l'existence et doit favoriser l'épanouissement de l'ensemble de la personnalité, en développant les aptitudes des individus sur le plan artistique et intellectuel aussi bien que sur le plan physique et professionnel.
- maintient la forme, préserve la faculté d'assimilation des connaissances de l'individu vieillissant.
- à la suite de la formation initiale, d'autant plus que le jeune diplômé n'est pas toujours assuré d'avoir un emploi immédiat dans ce qu'il sait faire, le mieux pour lui est d'accroître ses chances selon ses capacités sur les aptitudes professionnelles les plus demandées sur le marché de l'offre de travail.

De nos jours certains emplois disparaissent progressivement, à l'opposé d'autres emplois, de type nouveau, se présentent pour la première fois, prennent de l'ampleur, certains d'entre eux durent, d'autres au contraire s'effondrent aussi vite qu'ils sont apparus. Les écoles préparent donc à un avenir, dans un monde à évolution rapide, avec une grande marge d'incertitude, que certains connaîtront demain. Par ailleurs, chacun doit prendre conscience du fait qu'il est autant citoyen du monde que citoyen de son propre pays dans une mondialisation tout azimut ou les systèmes de valeurs de groupes sociaux sont nombreux et pas toujours compatibles. Par conséquent la préparation des esprits à une grande tolérance s'impose afin d'absorber les divergences inévitables dans la vision de ces systèmes.

**Le directeur de Rédaction**  
**A. Zerguerras**



## APPROCHE INTEGREE POUR LE TRAITEMENT DES PROBLEMES D'INTERACTIONS MULTIPLES ENTRE STRUCTURES VIA LE SOL

M. Hadid<sup>1</sup>, M.K. Berrah<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Centre de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, Rue Kaddour Rahim, BP.252, Hussein-Dey, Alger  
<sup>2</sup> Département de Génie-Civil, Ecole National Polytechnique, Alger, 10, Avenue Hassan Badi El Harrach, Alger

### SUMMARY

The influence of stochastic kinematic interaction (SKI) on structural response, in presence (or not) of closely spaced structures, is investigated in this doctoral research. An Integrated Approach for Soil-MultiStructure Interaction Analysis (IASMSIA) based on a substructuring method and on a frequency domain boundary element method (BEM) in conjunction with full space Green function or with Kausel-Peek-Seale's discrete Green function, is developed to evaluate this interaction, SKI. The singular integrals required in the computation of BEM are evaluated in closed form. It is assumed that the foundation input motion (FIM) is the result of the superposition of many plane, stationary, correlated stochastic SH-, P- and SV-waves travelling within a viscoelastic soil at different angles. Accuracy and efficiency of the BEM have been demonstrated through a successful comparison of specific results to data available in the literature. The presented numerical results indicate that the effect of SKI on structural response in presence (or not) of closely spaced structures is important and should be considered in earthquake resistant design, at least in an approximate way.

### RESUME

L'influence de l'interaction cinématique stochastique (Stochastic Kinematic Interaction, SKI) sur la réponse structurale, en présence (ou pas) des structures étroitement espacées, est étudiée dans cette recherche doctorale. Une approche intégrée pour le traitement des problèmes d'interaction multiple entre structures via le sol (Integrated Approach for Soil-MultiStructure Interaction Analysis, IASMSIA) basée sur une méthode de sous-structuration et sur la méthode des éléments de frontière dans le domaine des fréquences, utilisée conjointement avec les fonctions de Green explicites de milieu infini ou avec les fonctions de Green discrètes de Kausel-Peek-Seale, est développée pour évaluer cette interaction, SKI. Les intégrales singulières exigées dans le calcul de la BEM sont évaluées sous une forme analytique. Le mouvement induit de fondation (FIM) est dû à l'incidence d'ondes planes stochastiques de trois types (SH, P et SV) stationnaires et corrélées, se propageant dans un sol viscoélastique suivant plusieurs angles d'incidence. La précision et l'efficacité de la BEM ont été démontrées à travers une comparaison des résultats spécifiques aux données disponibles dans la littérature. Les résultats numériques présentés indiquent que l'effet du SKI sur la réponse structurale en présence (ou pas) des structures étroitement espacées est important et devrait être considéré dans la conception parasismique des structures, au moins d'une manière approximative.

### ملخص

إن موضوع هذا البحث في تحضير الدكتوراه يتمثل في دراسة تأثير التفاعل الحركي الاحتمالي على الأجوبة الهيكلية، بوجود (أو بعدم وجود) الهياكل المتقاربة بشكل ضيق. من أجل تقييم هذا التفاعل، تم إحداث نمودجا متكاملًا لعلاج صعوبات التفاعل المتعدد الأشكال ما بين الهياكل عبر التربة ويكون هذا النموذج مرتكزا على منهج الهيكلية الفرعية و على أساس طريقة المعادلات التكاملية على الحدود في ميدان الترددات. هذه الطريقة تم استعمالها بصفة مشتركة مع دالات Green المبينة لوسط لا منتهي أو مع دالات Green المنقطعة ل Kausel-Peek-Seale. إن التكميلات المتميزة المشترطة في حساب المعادلات التكاملية على الحدود تم تقييمها في شكل تحليلي. إن الحركة المترتبة للأساس تكون ناتجة عن التقاء الموجات المسطحة الاحتمالية الثابتة و المنسجمة من ثلاث أصناف (SH, P, SV)، و المنتشرة داخل تربة لزجة مرنة حسب عدد من زوايا الالتقاء. لقد بين هذا البحث دقة و فعالية المعادلات التكاملية على الحدود من خلال مقارنة النتائج المتحصل عليها مع المعطيات المتوفرة في المنشورات. إن النتائج العددية المقدمة تشير إلى أن تأثير التفاعل الحركي الاحتمالي على الأجوبة الهيكلية، بوجود (أو بعدم وجود) الهياكل المتقاربة بشكل ضيق مهم جدا و قد يتسنى أخذه بعين الاعتبار و لو بشكل تقريبي في تصميم الهياكل و المقاوم للزلازل.



## Introduction

Les désordres et les conséquences fâcheuses engendrés par les sollicitations sismiques ont fait que la prise en compte du risque sismique dans la conception des ouvrages est devenue nécessaire et ont contribué à la connaissance phénoménologique de l'action sismique. En effet, les endommagements causés par les séismes indiquent que le niveau d'énergie transportée par l'input sismique et sa variabilité spatio-temporelle, les propriétés locales du sol, la géométrie de la fondation, la profondeur de l'enterrement, la stratification du sol, ainsi que la distance séparant deux structures adjacentes jouent un rôle déterminant dans le comportement vibratoire du système sol-multistrukture.

Ainsi, la satisfaction des normes d'exigences en matière de sécurité dans la conception parasismique des structures en général et des ouvrages reposant sur des fondations étendues ou multiples en particulier doit prendre en compte successivement:

- ✓ La variabilité spatio-temporelle de l'input sismique (Stochastic Input Motion, SIM)
- ✓ La variabilité spatiale des propriétés géologiques locales du sol (Spatial Variability of Soil Properties, SVSP)
- ✓ Le mouvement induit des fondations (Foundation Input Motion, FIM)
- ✓ L'interaction multiple entre structures via le sol (Soil-MultiStructure Interaction, SMSI)

Actuellement, et malgré les importants progrès réalisés durant ces dernières années, les approches existant dans la littérature pour prendre en charge simultanément cet ensemble de facteurs, fortement compliqués au plan individuel déjà, sont encore loin d'expliquer les observations in situ par leur insuffisance numérique et leur hypothèses simplificatrices. D'où la nécessité de développer dans le cadre de la présente recherche doctorale, pour la première fois, une approche intégrée pour le traitement des problèmes d'interaction multiple entre structures via le sol (Integrated Approach for Soil-MultiStructure Interaction Analysis, IASMSIA). Cette approche est fondée sur une méthode de sous-structuration dynamique permettant de décomposer l'ensemble de l'interaction sol-multistrukture en un nombre de

problèmes plus simples et sur la méthode des éléments de frontière pour les milieux viscoélastiques homogènes ou stratifiés horizontalement. Cette approche assure donc une meilleure compréhension et modélisation du phénomène: on peut modéliser le sol par une méthode des éléments de frontière alors que les structures peuvent être représentées par leurs modes sur base fixe.

Pour mettre au point l'approche IASMSIA, une méthodologie basée sur les deux étapes décrites ci-dessous est suivie:

□ Il s'agit dans la première étape de développer un modèle numérique pour le calcul de la réponse dynamique de fondations isolées et adjacentes à divers types de sollicitations (harmonique et sismique). Les fondations sont considérées filantes et rigides reposant ou enterrées dans un milieu viscoélastique homogène, multicouche ou continûment non homogène (le module de cisaillement varie d'une façon continue en profondeur). Le modèle développé permettra la détermination des fonctions d'impédance et d'impédances croisées dynamiques, et l'évaluation de la réponse sismique des fondations isolées et adjacentes sollicitées par la propagation d'ondes de type *P*, *SV* et *SH*. La technique numérique sous-tendant ce modèle est la méthode des éléments de frontière dans le domaine des fréquences utilisée conjointement avec les fonctions de Green explicites de milieu infini (Classical Boundary Element Method, *CBEM*) ou les fonctions de Green discrètes (Thin Layer Boundary Element Method, *TLBEM*). La première formulation (*CBEM*) se prête bien au traitement des problèmes de l'interaction dynamique sol-fondation dans les milieux homogènes alors que la deuxième formulation (*TLBEM*) se prête au traitement des problèmes dynamiques de sol-fondation et de fondation-sol-fondation dans les milieux stratifiés. Les fonctions de Green discrètes peuvent être évaluées sous une forme analytique sans recours aux intégrations numériques comme pour le cas des fonctions de Green de demi-espace.

- Dans la deuxième étape, il s'agit de:
- ✓ Développer une relation calculant d'une manière déterministe le mouvement induit



de fondations rigides (*Foundation Input Motion Equivalent Relation, FIMER*).

- ✓ Mettre en œuvre une procédure calculant d'une manière probabiliste le mouvement induit des fondations rigides. La variabilité spatio-temporelle du mouvement du sol en champ libre est décrite à travers un modèle physique de la propagation d'ondes planes stochastiques de trois types (*SH, P* et *SV*) corrélées, arrivant suivant plusieurs angles d'incidence, possédant des densités spectrales de puissance définissant la même variation avec la fréquence, et ayant des amplitudes aléatoires uniformément distribuées.
- ✓ Développer un modèle pratique dans le cadre d'un calcul parasismique de structures. Ce modèle consiste à modifier le spectre de réponse classique des structures idéalisées en oscillateur simple, en tenant compte du caractère spatial de l'input sismique et de l'interaction sol-structure. Ce spectre de réponse modifié (*Modified Response Spectrum, MRS*) s'exprime en fonction de spectre de réponse classique (*Classical Response Spectrum, CRS*) par le biais d'un facteur de correction évalué dans ce travail.
- ✓ Généraliser la notion de spectre de réponse modifié (*Generalized Modified Response Spectrum, GMRS*) aux cas de structures étroitement espacées. Le modèle de *GMRS* s'exprime en fonction de spectre de réponse classique (*Classical Response Spectrum, CRS*) par le biais d'un facteur de correction caractérisant l'effet de l'input sismique non uniforme et l'effet de l'interaction multiple entre structures. Le mouvement induit de chaque fondation dû à la propagation d'ondes stochastiques est calculé par une relation équivalente généralisée aux cas de multifondation (*Multi-Fondation Input Motion Equivalent Relation, M-FIMER*).

## **Première étape : Mise en œuvre d'un modèle numérique pour le calcul de la réponse dynamique de fondations**

### **I.1. Formulation par la méthode des éléments de frontière**

La méthode des éléments de frontière (BEM) repose sur la discrétisation d'équations intégrales aux frontières. L'étude de ces dernières a commencé il y a plus d'un siècle et constitue une branche importante de la physique mathématique classique. L'avènement de la BEM en tant qu'outil de résolution numérique est toutefois postérieur à celui des méthodes des éléments finis et des différences finies. La BEM, en plus du fait qu'elle permet de limiter la discrétisation au contour du domaine, offre une facilité dans le traitement des domaines infinis et semi-infinis puisque la condition de radiation est prise en compte d'une manière inhérente. Cependant, cette formulation requiert l'utilisation de certaines solutions fondamentales, appelées fonctions de Green, qui sont en général très difficiles à obtenir, et ne sont connues que pour quelques cas de géométrie simple. Lorsque le domaine dans lequel on les considère est infini on obtient explicitement des fonctions de

Green classiques du milieu infini. Pour les problèmes de dynamique des sols (par exemple, on peut citer les profils de sol multicouche reposant sur un substratum rocheux ou sur un demi-espace), certains auteurs utilisent les fonctions de Green du demi-espace homogène avec des conditions aux limites en surface libre. L'utilisation de ces fonctions de Green dans une formulation intégrale permet de s'affranchir de la surface libre ce qui réduit d'autant le contour à discrétiser. Cependant, elles ne sont pas obtenues sous une forme explicite et malgré la réduction du maillage elles demandent en général un effort de calcul plus important que celles du milieu infini (calcul d'intégrale non bornée). En outre, la stratification du milieu à étudier ajoute une complexité additionnelle au problème, rendant impossible le traitement en utilisant les fonctions de Green classiques d'un milieu infini ou d'un milieu semi-infini. D'où, la nécessité d'utiliser des fonctions de Green discrètes et explicites, développées par Kausel et Peek (1982), bien adaptées à ce type de



problèmes. Dans le cadre de l'hypothèse de petits déplacements d'un solide élastique, homogène et isotrope occupant un domaine  $\Omega$ , limité par sa surface  $\Gamma$  (figure 1), l'équation intégrale aux frontières de l'élastodynamique est exprimée comme suit (Hadid et Berrah, 2001)

$$c_{ij}(\mathbf{x}_k)u_j(\mathbf{x}_k) + \int_{\Gamma} H_{ij}(\mathbf{x}_k, \mathbf{x}_l, \mathbf{n}_l)u_j(\mathbf{x}_l)d\Gamma = \int_{\Gamma} G_{ij}(\mathbf{x}_k, \mathbf{x}_l)q_j(\mathbf{x}_l)d\Gamma \quad (1)$$

$c_{ij}$  est une constante dépendant de la configuration géométrique du point d'application de la force volumique de Dirac;  $u_j$  et  $q_j$  sont les amplitudes de la  $j$ ème composante des vecteurs déplacement et traction,  $\mathbf{u}$  et  $\mathbf{q}$ , respectivement;  $G_{ij}(\mathbf{x}_k, \mathbf{x}_l)$  et  $H_{ij}(\mathbf{x}_k, \mathbf{x}_l, \mathbf{n}_l)$  expriment respectivement les composantes du tenseur de Green en terme de déplacement et de traction au point  $\mathbf{x}_k$  dans la direction  $i$  due à une force unitaire concentrée au point  $\mathbf{x}_l$  dans la direction  $j$  et  $\mathbf{n}_l$  est la normale extérieure à la  $l$ ème élément de frontière  $\Gamma_l$ . Procédons à présent à la discrétisation du contour en  $N$  éléments constants. Les déplacements et les tractions sont donc supposés constants au sein des éléments. L'équation intégrale aux frontières (1) se met alors sous la forme matricielle suivante

$$\tilde{\mathbf{H}} \mathbf{u} = \mathbf{G} \mathbf{q} \quad (2)$$

où

$$\tilde{\mathbf{H}} = \mathbf{H} + \mathbf{C} \quad (3)$$

et  $\mathbf{C}$  est une matrice constante contenant les termes  $c_{ij}$ ;  $\mathbf{H}$  et  $\mathbf{G}$  sont les matrices d'influence dont les éléments sont évalués par intégration (Hadid et Berrah, 2001). Dans le cas où on utilise les fonctions de Green d'un milieu infini, les éléments de frontière de l'équation (2) peuvent être subdivisés en deux parties (figure 1), la première partie identifiée par l'indice  $c$ , désigne les éléments de contact sol-fondation; la deuxième partie identifiée par l'indice  $r$ , désigne les éléments restants (l'utilisation des fonctions de Green discrètes d'un milieu stratifié semi-infini, nous mène à omettre les matrices associées à l'indice  $r$ ). d'où l'équation (2) se présente comme suit

$$\begin{bmatrix} \tilde{\mathbf{H}}^{cc} & \tilde{\mathbf{H}}^{cr} \\ \tilde{\mathbf{H}}^{rc} & \tilde{\mathbf{H}}^{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}^c \\ \mathbf{u}^r \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{G}^{cc} & \mathbf{G}^{cr} \\ \mathbf{G}^{rc} & \mathbf{G}^{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{q}^c \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \quad (4)$$

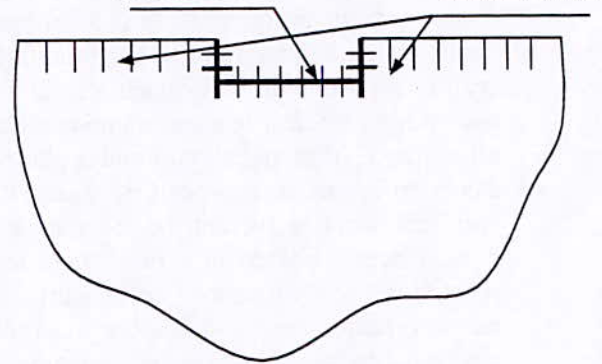


Figure 1 : Discrétisation par éléments de frontière

En utilisant une procédure de condensation, l'équation (4) peut être écrite comme suit

$$\bar{\mathbf{G}} \mathbf{q}^c = \bar{\mathbf{H}} \mathbf{u}^c \quad (5)$$

$$\begin{aligned} \bar{\mathbf{H}} &= \tilde{\mathbf{H}}^{cc} - \tilde{\mathbf{H}}^{cr} (\tilde{\mathbf{H}}^{rr})^{-1} \tilde{\mathbf{H}}^{rc} \\ \bar{\mathbf{G}} &= \mathbf{G}^{cc} - \tilde{\mathbf{H}}^{cr} (\tilde{\mathbf{H}}^{rr})^{-1} \mathbf{G}^{rc} \end{aligned} \quad (6)$$

Lorsque la fondation est très rigide en comparaison avec le sol, nous pouvons supposer que cette dernière se déplace 'rigidement', et ainsi les déplacements sur la frontière de la fondation peuvent être obtenus à partir des mouvements de corps rigide par l'intermédiaire d'une matrice de transformation  $\mathbf{T}$ , qui dépend uniquement des coordonnées relatives des nœuds de frontière par rapport à un point de référence donné, d'où

$$\mathbf{u}^c = \mathbf{T} \mathbf{u}^f \quad (7)$$

où  $\mathbf{u}^f$  est le vecteur déplacements de corps rigide de la fondation. En introduisant la relation force-contraintes sur l'interface sol-fondation

$$\mathbf{F} = \mathbf{T}^T \mathbf{A} \mathbf{q}^c \quad (8)$$

où  $\mathbf{A}$  est la matrice aire. Combinant les équations (5), (7) et (8), il en découle que le vecteur des forces appliquées dans les directions des déplacements, peut être défini sous une forme matricielle comme

$$\mathbf{F} = \mathbf{K} \mathbf{u}^f \quad (9)$$



où

$$K = T' \mathfrak{I} \quad (10)$$

est la matrice d'impédance, et  $\mathfrak{I} = A \bar{G}^{-1} \bar{H} T$  est la matrice des contraintes surfaciques de contact.

## I.2. Validation de la présente méthode

Pour mettre en exergue la qualité du travail et la précision des calculs, nous allons traiter quelques exemples de fondations sujettes à des chargements de translations et de balancement. Il s'agit de fondations filantes superficielles ou enterrées dans un demi-espace homogène. Les résultats obtenus seront comparés avec d'autres travaux utilisant la BEM. Des résultats d'ordres numérique et pratique sont obtenus permettant de répondre à quelques questions posées telles que le choix de l'élément constant (Hadid et Berrah, 2001) et l'utilisation des fonctions de Green de milieu infini pour la modélisation des problèmes non convexes (Hadid et Berrah, 2001).

### I.2.1 Algorithme basé sur les fonctions de Green d'un milieu infini

Pour valider le présent algorithme basé sur les fonctions de Green correspondant au milieu infini, nous avons défini les fonctions d'impédance des fondations filantes rigides non pesante enterrées dans un demi-plan comme suit (Zhao *et al.*, 1997)

$$\begin{Bmatrix} P_u \\ P_v \\ M \\ B \end{Bmatrix} = \pi G \left( \begin{bmatrix} k_{uu} & k_{ur} \\ k_{rv} & k_{rr} \end{bmatrix} + i a_0 \begin{bmatrix} c_{uu} & c_{ur} \\ c_{rv} & c_{rr} \end{bmatrix} \right) \begin{Bmatrix} u_0 \\ v_0 \\ \theta_0 B \end{Bmatrix} \quad (11)$$

où  $P$  et  $M$  sont les amplitudes des forces de translation et de balancement appliquées au point de référence par unité de longueur et  $G$  est le module de cisaillement de sol. Les indices  $u$ ,  $v$  et  $r$  indiquent les directions horizontale, verticale et balancement, respectivement (figure 2). Les matrices dans l'équation (11) sont symétriques. La fréquence adimensionnelle est définie par

$$a_0 = \frac{\omega B}{c_2} \quad (12)$$

où  $\omega$  est la fréquence de l'excitation,  $B$  est la demi-largeur de la fondation et  $c_2$  est la vitesse de la propagation de l'onde de cisaillement. On note que le maillage est choisi en correspondance avec la fréquence d'excitation considérée. Nous avons pris le soin de limiter à  $\lambda / 8$  la taille des éléments de frontières,  $\lambda$  étant la longueur d'onde de cisaillement.

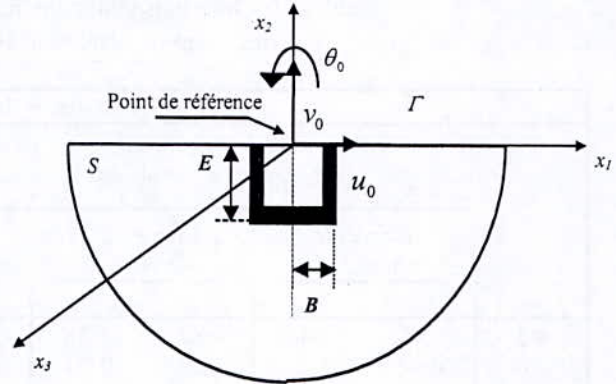


Figure 2: Configuration géométrique de la fondation

Les résultats obtenus correspondant aux fondations rigides enterrées dans un demi-plan homogène sont comparés dans le Tableau I avec ceux calculés par Alarcon *et al.* (1980) et Zhao *et al.* (1997). Alarcon *et al.* (1980) ont utilisé la BEM (éléments constants) conjointement avec les fonctions de Green classiques du milieu infini. Zhao *et al.* (1997) ont utilisé la IBEM (éléments linéaires) en conjonction avec les fonctions de Green développées dans le domaine des nombres d'onde discrets par Wolf et Darbre (1984a et 1984b). Le degré d'enterrement  $E/B = 0.5$ , le coefficient de Poisson  $\nu = 0.33$  et coefficient d'amortissement  $\beta = 0.005$  sont utilisés dans la présente comparaison. En se basant sur le tableau I, on peut conclure que les résultats obtenus à partir de présent algorithme pour les éléments constants, linéaire et quadratiques (Le même nombre de nœuds est utilise pour les différents types d'éléments) sont en parfait accord avec ceux obtenus par Zhao *et al.* (1997) et Alarcon *et al.* (1980). Aussi, la comparaison des résultats montre que les éléments constants donnent une précision satisfaisante pour les problèmes concernant l'interaction sol-fondation (c-à-d les problèmes statique et dynamique lesquels n'incluent pas la flexion ; Brebbia et Dominguez, 1989). En général, les éléments linéaires et quadratiques donnent une meilleure représentation des variables de



frontières et produisent une importante amélioration en terme de précision (spécialement pour les éléments quadratiques), mais ils sont plus difficiles à programmer. Cependant, pour ce problème particulier associé à la forme rectangulaire des fondations rigides enterrées dans un demi-plan élastique, les deux

éléments comparés à l'élément constant, donnent une légère amélioration en précision pour un grand effort supplémentaire en terme de programmation. Vu les raisons citées ci-dessus, une formulation basée sur l'élément constant est adoptée dans la suite de ce travail de recherche.

Tableau I: Comparaison des coefficients de rigidité pour les fondations rigides enterrées dans un demi-plan élastique ( $E/B = 0.5$ ,  $\nu = 0.33$ ,  $\beta = 0.005$ )

Coefficients de rigidité horizontal											
$a_0$	Présente étude						Zhao <i>et al.</i> (1997)		Alarcon <i>et al.</i> (1980)		
	Eléments Constants		Eléments linéaire		Eléments quadratiques		$K_{uu}$	$c_{uu}$	$k_{uu}$	$c_{uu}$	
	$k_{uu}$	$c_{uu}$	$k_{uu}$	$c_{uu}$	$k_{uu}$	$c_{uu}$					
0.5	0.62	1.46	0.60	1.38	0.59	1.38	0.61	1.46	0.64	1.40	
1.0	0.64	1.26	0.61	1.21	0.61	1.21	0.68	1.28	0.70	1.24	
1.5	0.73	1.23	0.70	1.18	0.71	1.18	0.70	1.22	0.73	1.19	

Coefficients de rigidité vertical											
$a_0$	Présente étude						Zhao <i>et al.</i> (1997)		Alarcon <i>et al.</i> (1980)		
	Eléments Constants		Eléments linéaire		Eléments quadratiques		$K_{vv}$	$c_{vv}$	$k_{vv}$	$c_{vv}$	
	$k_{vv}$	$c_{vv}$	$k_{vv}$	$c_{vv}$	$k_{vv}$	$c_{vv}$					
0.5	0.56	1.62	0.54	1.60	0.54	1.60	0.56	1.58	0.54	1.59	
1.0	0.46	1.49	0.47	1.46	0.47	1.45	0.50	1.54	0.51	1.50	
1.5	0.47	1.51	0.46	1.52	0.46	1.52	0.48	1.52	0.45	1.51	

L'analyse des problèmes en élastodynamique dont le domaine est non convexe (les domaines non convexes peuvent être rencontrés quand on considère les tunnels, les fondations enterrées, les excavations, etc.) a été l'objet d'une attention considérable (Antes et Von Estorff, 1987; Triantafyllidis et Dasgupta, 1990; Von Estorff *et al.*, 1990; Von Estorff et Prabucki, 1990; Tadeu *et al.*, 1996 et enfin Hadid et Berrah, 2001). Lorsque le domaine considéré est non convexe, il est important de s'assurer que toutes les ondes se propageant en dehors du domaine, ne sont pas présentes dans la solution. Antes et Von Estorff (1987) et Triantafyllidis et Dasgupta (1990) montrent que l'application conventionnelle de la BEM en élastodynamique dans les domaines non convexes ne satisfait pas la condition de causalité. Cependant, en subdivisant le domaine non convexe en domaines convexe et en assurant la compatibilité et l'équilibre sur chaque interface, les résultats obtenus peuvent être améliorés

substantiellement. A partir de la comparaison entre les résultats obtenus dans cette étude (BEM conventionnelle) et ceux obtenus par Zhao *et al.* (1997) (le domaine global est subdivisé en sous domaines convexes et couplés à travers des conditions d'interface appropriées), nous pouvons conclure que le présent algorithme permet de donner une précision satisfaisante. Les erreurs qui peuvent être introduites dans le cas des domaines non convexes peuvent être réduites par la précision des approximations numériques (Von Estorff *et al.*, 1990; Von Estorff et Prabucki, 1990; Tadeu *et al.*, 1996; Hadid et Berrah, 2001). En d'autre termes, une discrétisation raffinée devrait être utilisée. D'où, il est important de se rendre compte que l'application conventionnelle de la BEM dans les domaines non convexes en élastodynamique est possible mais nécessite plus d'effort en terme de calcul (une discrétisation raffinée en éléments de frontière est nécessaire).



### I.2.2 Algorithme basé sur les fonctions de Green d'un milieu stratifié semi-infini

Dans ce qui suit, nous validons le présent algorithme basé sur les fonctions de Green correspondant à un milieu stratifié. De ce fait, les déplacements (souplesse) horizontal, vertical et de balancement ( $F_x$ ,  $F_z$ ,  $F_{yy}$  respectivement) des fondations filantes superficielles reposant sur un demi-plan homogène sont évalués. Vu que la fonction de Green utilisée dans cet exemple correspond à un milieu stratifié semi-infini, la discrétisation est limitée uniquement à l'interface sol-fondation. L'interface sol-fondation est donc discrétisée par 5 éléments constants de longueur égale et le demi-plan est modélisé par une couche superficielle d'une hauteur égale à  $2B$  subdivisé en 12 sous-couches (figure 3).

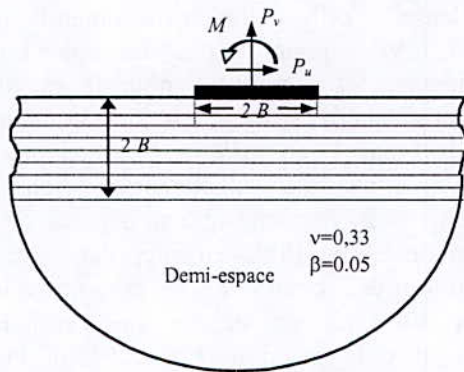


Figure 3: Fondation superficielle reposant sur un demi-espace homogène

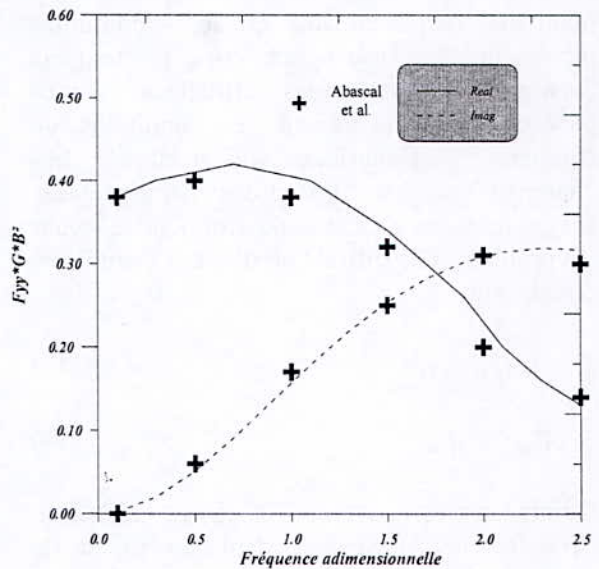
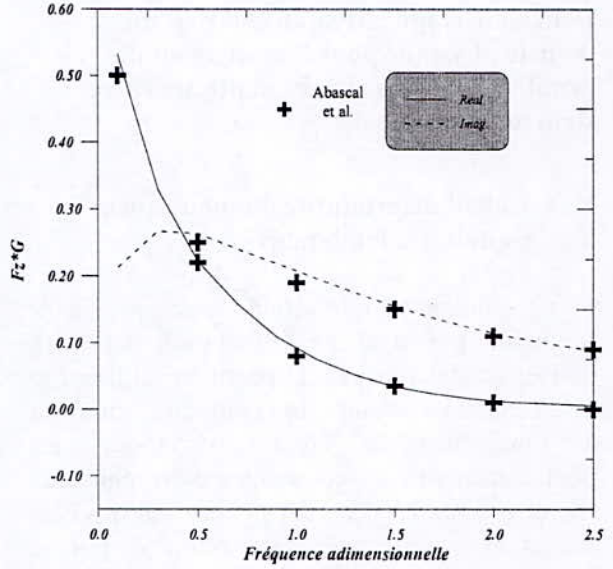
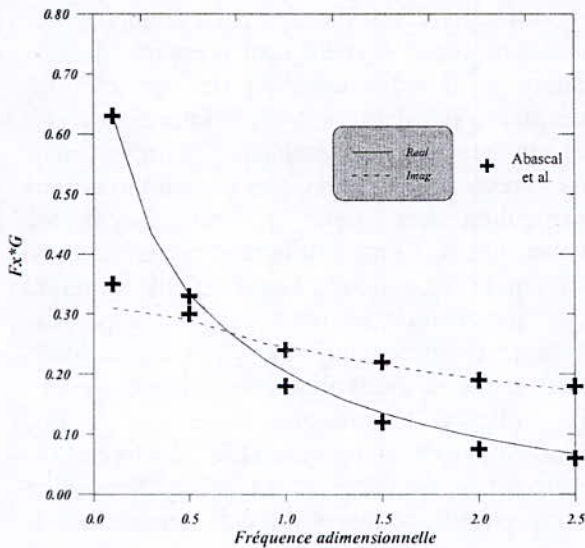


Figure 4: Déplacements horizontal, vertical et de balancement de fondation filante superficielle reposant sur un demi-espace homogène



La Figure 4 présente les parties réelle et imaginaire respectivement des fonctions de souplesse des fondations superficielles reposant sur un demi-plan viscoélastique. Les résultats sont comparés à ceux obtenus par la BEM (éléments constants) conjointement avec les fonctions de Green classiques du domaine infini (Abascal et Dominguez, 1986). Une très bonne concordance est observée entre les deux résultats présentés dans la figure 4, d'où la validation et la confirmation de la précision de l'algorithme développé.



**Deuxième étape : Mise en œuvre d'un modèle physique pour le traitement des problèmes d'interactions multiples entre structures via le sol**

$$\begin{Bmatrix} \bar{u}_1^f \\ \bar{u}_2^f \\ \bar{u}_3^f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_1^f \\ u_2^f \\ Bu_3^f \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} T^{u_1^f} & & \\ & T^{u_2^f} & \\ & & T^{u_3^f} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1^g \\ u_2^g \end{Bmatrix} \quad (17)$$

**II. 1. Calcul déterministe du mouvement induit des fondations rigides**

Pour étudier l'interaction sismique sol-fondation par la BEM, la solution peut être divisée en deux étapes. D'abord, en utilisant le mouvement en champ libre (sans fondation) dû à l'incidence des ondes sismiques, les déplacements et les contraintes correspondants ( $\mathbf{u}^*$  et  $\mathbf{q}^*$ ) sur les frontières 'imaginaire' de la fondation sont calculés. Dans une deuxième étape, les équations de frontières sont résolues pour les déplacements et les contraintes incrémentaux ( $\mathbf{u}-\mathbf{u}^*$ ) et ( $\mathbf{q}-\mathbf{q}^*$ ) lesquels correspondent aux ondes diffractées induites par les changements sur les conditions de frontière à l'interface sol-fondation. Les champs d'ondes  $\mathbf{u}$  et  $\mathbf{q}$  sont des champs totaux. L'équation des éléments de frontière (5) pour les problèmes de diffraction d'ondes est utilisée comme suit

$$\bar{G} \mathbf{q}^e = \bar{H} \mathbf{u}^e + \bar{Q} \quad (13)$$

$$\bar{Q} = \bar{G} \mathbf{q}^e - \bar{H} \mathbf{u}^e \quad (14)$$

Combinant les équations (7), (8) et (13), il en découle que le vecteur déplacement de la fondation en l'absence des sollicitations harmoniques est défini comme (figure 5)

$$\mathbf{u}^f = \mathbf{C} \mathfrak{I}^t \mathbf{u}^{e*} - \mathbf{C} \mathbf{F}^* \quad (15)$$

$$\mathbf{K} = \mathbf{C}^{-1} = \mathbf{T}' \mathfrak{I} \quad (16)$$

est la matrice d'impédance,  $\mathbf{C}$  est la matrice de souplesse,  $\mathfrak{I} = \mathbf{A} \bar{\mathbf{G}}^{-1} \bar{\mathbf{H}} \mathbf{T}$  est la matrice des contraintes surfaciques de contact et  $\mathbf{F}^* = \mathbf{T}' \mathbf{A} \mathbf{q}^{e*}$  est le vecteur force développé par  $\mathbf{q}^*$  à l'interface sol-fondation. Par ailleurs, on plus, nous définissons les fonctions de transfert,  $T^{u_l^f}$  ( $l = 1, 2, 3$ ), reliant les composantes du mouvement en champ libre aux composantes du mouvement de fondations filantes rigides, comme suit

$u_1^f, u_2^f, u_3^f$  sont respectivement les composantes horizontale, verticale et de balancement du déplacement de centre de la fondation, et  $u_1^g, u_2^g$  sont respectivement les composantes horizontale et verticale du déplacement en champ libre à la surface du sol au point de référence (figure 5).

Il est très important de noter qu'au cours de cette étude, nous avons développé une relation, décrite par l'équation (15), entre le problème de radiation et le problème de diffraction pour les fondations enterrées (dans un sens numérique). Cette relation est équivalente à celle initialement obtenue par Bycroft (1980) pour le cas des fondations superficielles, et généralisée pour le cas des fondations enterrées (au sens des équations intégrales) par Luco (1986). Le mouvement induit approché de la fondation (relation d'Iguchi, 1982) est donc obtenu à partir de la relation de Luco (1986) en supposant que la distribution des contraintes à la surface de contact sol-fondation exhibe une variation linéaire avec la position (Luco, 1986). Pour avoir une idée de la précision des résultats obtenus par la relation d'Iguchi (1982) comparativement à ceux obtenus par la présente étude, les valeurs absolues des fonctions de transfert pour le cas des fondations filantes rigides enterrées sollicitées par l'incidence des ondes de types  $P$  et  $SV$  sont présentée dans la figure 6. Il est intéressant de voir que les résultats d'Iguchi (1982) pourraient être acceptables pour des problèmes pratiques, mais ils présentent néanmoins des imprécisions particulièrement pour le mouvement de balancement (forme similaire et perturbation en amplitude). En outre, Les résultats montrent que la concordance n'est pas bonne pour le mouvement horizontal aux fréquences élevées, dans le cas par exemple d'une incidence de  $30^\circ$ . Par ailleurs, la présente étude montre que l'utilisation de la relation (15) développée ne demande qu'un effort supplémentaire relativement négligeable par rapport à la relation d'Iguchi (1982). En effet, les deux relations ne demandent qu'un léger effort additionnel après celui nécessaire pour le calcul



de la matrice de souplesse qui est à son tour basé principalement sur l'estimation de la matrice des contraintes surfaciques,  $\mathfrak{S}$ . Ainsi, comme l'estimation du mouvement induit de la fondation donnée par l'équation (15) produit une amélioration importante dans la précision avec un effort additionnel négligeable, la présente formulation est adoptée pour le calcul des fonctions de transfert de l'interaction cinématique.

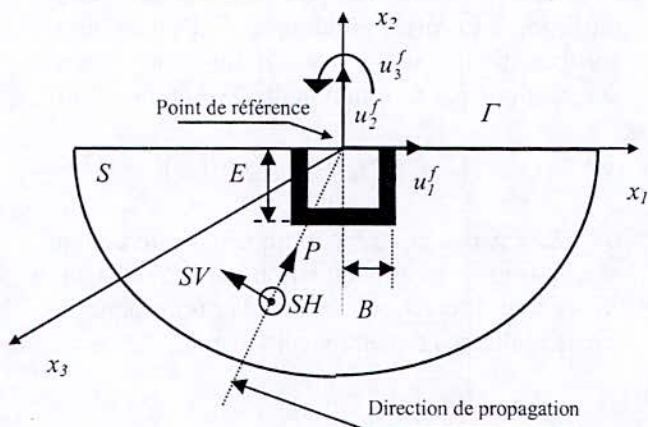


Figure 5: Propagation des ondes sismiques

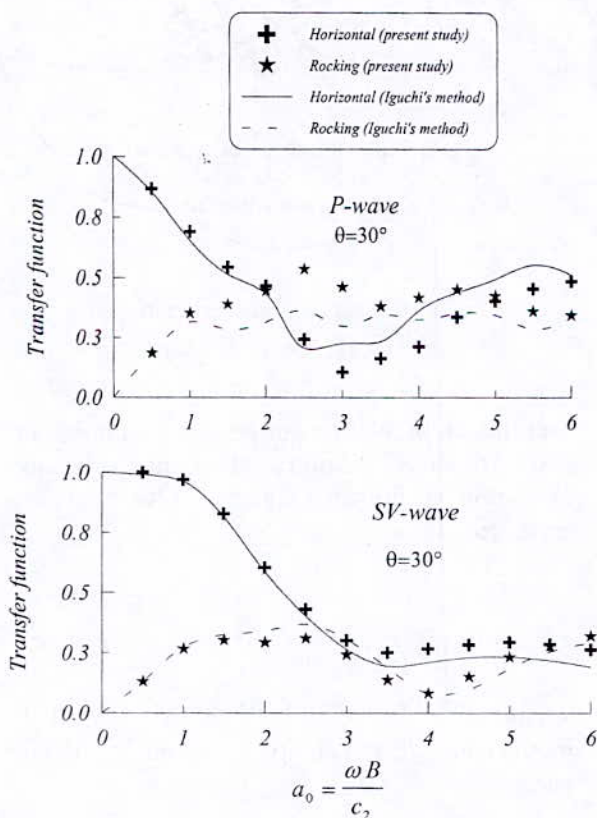


Figure 6: Comparaison entre les fonctions de Transfert calculées par la méthode d'Iguchi et la présente méthode ( $E/B=1.$ ,  $\nu=.25$ ,  $\beta=0.$ )

## II.2. Calcul probabiliste du mouvement induit des fondations rigides

Le mouvement en champ libre,  $u^g$ , est supposé être le résultat de la propagation d'ondes planes stochastiques corrélées de type  $SH$ ,  $P$  et  $SV$  se propageant suivant plusieurs angles d'incidence. Si on attribue aux différents types d'onde sismique, des densités spectrales de puissance ( $DSP$ ) définissant la même variation en fréquence, et ayant des amplitudes aléatoires uniformément réparties, alors l'inter-densité spectrale de puissance ( $IDSP$ ) du mouvement sismique de la surface libre résultant de la propagation de deux ondes quelconques se propageant suivant deux directions distinctes  $\theta_i$  et  $\theta_j$  (par rapport à la verticale) peut être exprimée comme suit (Kausel et Pais, 1987)

$$S_l^g = u_l^g(\theta_i)u_l^g(\theta_j)f(|\theta_i - \theta_j|)S_w \quad l=1,2 \quad (18)$$

où  $u_l^g(\theta_i)$  et  $u_l^g(\theta_j)$  sont des amplitudes aléatoires uniformément réparties au point de référence,  $S_w$  définit la  $DSP$  de trains d'onde incidents et  $f(|\theta_i - \theta_j|)$  est la fonction d'inter-corrélation entre deux ondes stochastiques se propageant suivant les angles  $\theta_i$  et  $\theta_j$  pouvant être définie comme (Kausel et Pais, 1987)

$$f(|\theta_i - \theta_j|) = \begin{cases} \delta_{ij} \\ e^{-2|\theta_i - \theta_j|} \\ 1 \end{cases} \quad (19)$$

D'où, la  $DSP$  des composantes du mouvement en champ libre de la surface de sol,  $S_l^g$  ( $S_3^g = S_1^g$ ), et l' $IDSP$  entre les composantes du mouvement induit de la fondation,  $u_l^f$  et  $u_k^f$ , pour le cas de plusieurs types d'ondes  $SH$ ,  $P$  ou  $SV$  arrivant suivant différents angles d'incidence  $\theta_1, \theta_2, \dots, \theta_m$ , sont respectivement exprimées comme

$$S_l^g = S_w \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m u_l^g(\theta_i)u_l^g(\theta_j)f(|\theta_i - \theta_j|) \quad (20)$$

et

$$S_{\bar{u}_l^f \bar{u}_k^f} = S_w \sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m T_{\theta_i}^{u_l^f} (T_{\theta_j}^{u_k^f})^* u_l^g(\theta_i)u_k^g(\theta_j)f(|\theta_i - \theta_j|) \quad (21)$$

où  $(.)^*$  est le complexe conjugué de  $(.)$ . La fonction de transfert stochastique entre le



mouvement induit de la fondation et son homologue le mouvement en champ libre de la surface de sol est obtenue donc comme

$$S_{\bar{u}'} = \left| \mathfrak{T}^{\bar{u}'} \right|^2 S_f^g \quad (22)$$

avec

$$\mathfrak{T}^{\bar{u}'} = \frac{\sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m T_{\theta_i}^{u_i'} (T_{\theta_j}^{u_j'})^* u_i^g(\theta_i) u_j^g(\theta_j) f(|\theta_i - \theta_j|)}{\sqrt{\sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m u_i^g(\theta_i) u_j^g(\theta_j) f(|\theta_i - \theta_j|)}} \quad (23)$$

et l'inter-coefficient spectral entre les composantes horizontale et de balancement du mouvement effectif de la fondation,  $\ell^{\bar{u}_i' \bar{u}_3'}$ , peut être défini comme

$$S_{\bar{u}_i' \bar{u}_3'} = \ell^{\bar{u}_i' \bar{u}_3'} S_f^g \quad (24)$$

avec

$$\ell^{\bar{u}_i' \bar{u}_3'} = \frac{\sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m T_{\theta_i}^{u_i'} (T_{\theta_j}^{u_j'})^* u_i^g(\theta_i) u_j^g(\theta_j) f(|\theta_i - \theta_j|)}{\sqrt{\sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m u_i^g(\theta_i) u_j^g(\theta_j) f(|\theta_i - \theta_j|)}} \quad (25)$$

### II. 3 Spectre de réponse modifié pour la prise en compte de l'interaction sol-structure

Un moyen simple de représenter une structure consiste à la modéliser par sa masse concentrée, centre d'application des forces d'inertie (Stewart *et al.*, 1998); Une structure complexe serait modélisée par plusieurs masses correspondant chacune à un mode de vibration. Néanmoins, en première approximation, on ne considérera qu'une seule masse  $m$  où s'appliqueront les forces d'inertie. Elle correspond au mode fondamental de la structure, qui dans notre cas sera le plus énergétique des modes de vibrations (figure 7).  $m$  est connectée au sol par l'intermédiaire d'une barre flexible sans masse, inextensible dans la direction verticale. Elle est caractérisée par une constante de rappel élastique  $k$  et par une constante d'amortissement visqueux  $c$ . L'ensemble masse  $m$ -barre repose sur le sol par l'intermédiaire d'une fondation sans masse qui peut être enfouie à une profondeur  $E$ .

En se basant sur l'*IDSP* entre les composantes du mouvement induit de la fondation (équation 21), nous allons formuler la réponse d'une structure à un degré de liberté (figure 7) soumise à un mouvement non uniforme à sa base.

Soit  $S_u(\omega)$  la fonction de *DSP* du déplacement relatif horizontal de la structure,  $u$ , induit par le mouvement horizontal de la fondation; et soit  $S_v(\omega)$  la fonction *DSP* correspondant au déplacement,  $v = h u_3'$ , induit par le mouvement du balancement de la fondation. En raison du caractère stochastique des mouvements induits de la fondation, il est possible de définir la réponse totale de la structure pour le cas du mouvement non uniforme avec prise en compte de l'interaction sol-fondation,  $w = u + v$ , dans un sens stochastique par sa fonction de *DSP* comme suit

$$S_w^{SKI}(\omega) = S_u^{SKI}(\omega) + S_v^{SKI}(\omega) + 2Re.(S_{uv}^{SKI}(\omega)) \quad (26)$$

où *SKI* est un exposant indiquant l'interaction stochastique sol-fondation (Stochastic Kinematic Interaction, *SKI*) et *Re.* représente la partie réelle de la quantité considérée.

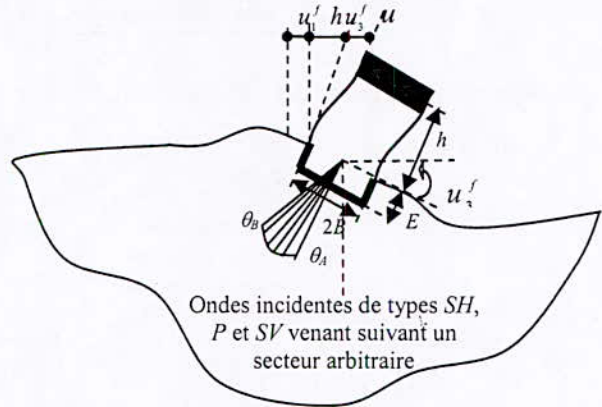


Figure 7: Idéalisations d'une structure par un modèle à un degré de liberté

En utilisant la relation entrée-sortie en terme de *DSP* (réponse aléatoire stationnaire à une excitation aléatoire), l'équation (26) peut être écrite comme

$$S_w^{SKI}(\omega) = |H_u(\omega)|^2 [S_u^{u'}(\omega) + h^2 S_v^{u'}(\omega) + 2h Re.(S_{uv}^{u'}(\omega))] \quad (27)$$

$H_u(\omega)$  est la fonction de transfert pour le mouvement de translation horizontale, définie par

$$H_u(\omega) = -[\omega_1^2 - \omega^2 + 2i\beta\omega\omega_1]^{-1} \quad (28)$$



$\omega_1$  est la fréquence fondamentale de l'oscillateur et  $\beta$  est le facteur d'amortissement.

substituons les équations (22) et (24) dans (27), on a

$$S_w^{SKI}(\omega) = |H_u(\omega)|^2 \left[ \left| \mathfrak{I}^{u_i'}(\omega) \right|^2 + \left( \frac{h}{B} \right)^2 \left| \mathfrak{I}^{u_j'}(\omega) \right|^2 + 2 \frac{h}{B} \text{Re} \left( \mathfrak{I}^{u_i' u_j'}(\omega) \right) \right] S_1^g(\omega) \quad (29)$$

$$|\mathfrak{R}|^2 = \frac{\sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m \left[ T_{\theta_i}^{u_i'} \left( T_{\theta_j}^{u_j'} \right)^* + \left( \frac{h}{B} \right)^2 T_{\theta_i}^{u_i'} \left( T_{\theta_j}^{u_j'} \right)^* + 2 \left( \frac{h}{B} \right) \text{Re} \left( T_{\theta_i}^{u_i'} \left( T_{\theta_j}^{u_j'} \right)^* \right) \right] u_1^g(\theta_i) u_1^g(\theta_j) f(|\theta_i - \theta_j|)}{\sum_{i=1}^m \sum_{j=1}^m u_1^g(\theta_i) u_1^g(\theta_j) f(|\theta_i - \theta_j|)} \quad (31)$$

est la fonction filtre au carré. La fonction filtre mesure l'influence de l'interaction sol-fondation sur la réponse stochastique des structures. Dans le cas où le mouvement est uniforme, la fonction filtre devient égale à l'unité (effet de l'interaction cinématique est nulle) et par conséquent, l'équation (30) devient

$$S_w(\omega) = |H_u(\omega)|^2 S_1^g(\omega) \quad (32)$$

En combinant les équations (30) et (32), il est possible d'exprimer la relation entre les fonctions de DSPs, pour les cas d'inputs sismiques non uniformes et parfaitement uniformes, comme suit

$$S_w^{SKI}(\omega) = |\mathfrak{R}(\omega)|^2 S_w(\omega) \quad (33)$$

Cependant, la valeur moyenne de la réponse totale maximale étant la quantité la plus importante et la plus utilisée en pratique, elle peut être déterminée (Der Kiureghian, 1980), dans le cas d'un mouvement uniforme, par le biais du CRS,  $SR_w(\omega_1, \beta)$

$$\text{Moy}(\max(R_w(t))) = SR_w(\omega_1, \beta) = p \sqrt{\lambda_0} \quad (34)$$

où  $p$  étant le facteur de pic et  $\lambda_0$  est le moment spectral d'ordre 0 du processus stationnaire de moyenne nulle,  $R_w(t)$ . On peut définir, d'une manière analogue, la réponse totale maximale pour le cas de mouvement non uniforme avec prise en compte de l'interaction cinématique, sous la forme suivante

$$\text{Moy}(\max(R_w^{SKI}(t))) = SR_w^{SKI}(\omega_1, \beta) = p^{SKI} \sqrt{\lambda_0^{SKI}} \quad (35)$$

et en substituant les équations (23) et (25) dans (29), la fonction DSP de la réponse totale de la structure peut être donnée par

$$S_w^{SKI}(\omega) = |H_u(\omega)|^2 |\mathfrak{R}(\omega)|^2 S_1^g(\omega) \quad (30)$$

où

où  $SR_w^{SKI}(\omega_1, \beta)$  est le MRS (cas d'un mouvement non uniforme avec prise en compte de l'interaction cinématique).

Ainsi, en utilisant les équations (34) et (35), la valeur moyenne de la réponse totale maximale de  $R_w(t)$ , pour un mouvement non uniforme avec prise en compte de l'interaction cinématique peut être exprimée en fonction de la valeur homologue pour un mouvement uniforme comme suit

$$R_w^{SKI}(\omega_1, \beta) = \frac{p^{SKI}}{p} \left( \frac{\lambda_0^{SKI}}{\lambda_0} \right)^{1/2} R_w(\omega_1, \beta) \quad (36)$$

Par ailleurs et pour les cas pratiques, le rapport  $\frac{p^{SKI}}{p}$  est proche de l'unité (le facteur de pic  $p$  n'est pas très sensible à la forme de la fonction de DSP; Der Kiureghian, 1980). Ainsi sa simplification à l'équation (36) conduit à la formule suivante

$$R_w^{SKI}(\omega_1, \beta) = \rho^{1/2} R_w(\omega_1, \beta) \quad (37)$$

avec

$$\rho = \frac{\lambda_0^{SKI}}{\lambda_0} = \frac{\int_0^{\omega_1} |H_u(\omega)|^2 |\mathfrak{R}(\omega)|^2 S_1^g(\omega) d\omega}{\int_0^{\omega_1} |H_u(\omega)|^2 S_1^g(\omega) d\omega} \quad (38)$$

est le facteur de correction liant les deux spectres de réponses, modifié et classique. L'équation (38) montre que le facteur de correction dépend essentiellement des propriétés physiques et géométriques du



système sol-fondation-structure et des caractéristiques du phénomène de propagation d'ondes sismiques. La détermination du facteur de correction nécessite la connaissance de la fonction *DSP* de l'input sismique. Pratiquement, cette dernière est obtenue à partir du spectre de réponse du site donné (Der Kiureghian et Neuenhofer, 1991). L'équation (37) exprime la valeur moyenne de la réponse maximale pour le cas d'input sismique non uniforme en terme de son homologue pour le cas d'input sismique uniforme.

**II 4 Spectre de réponse modifié pour la prise en compte de l'interaction multiple entre structures via le sol**

Pour étudier l'interaction dynamique entre fondations rigides adjacentes, la relation (15) obtenue pour le cas de fondations isolées peut être étendue au cas de plusieurs fondations en interaction à travers le sol. Le vecteur déplacements induits du système multifondation en l'absence de sollicitations harmoniques est défini sous la forme condensée comme

$$u^f = C \mathfrak{T}^t u^* - C F^* \tag{39}$$

où  $C = K^{-1}$  est la matrice de souplesse croisée,  $K$  est la matrice d'impédance croisée,  $\mathfrak{T}$  est la matrice de contrainte surfacique de contact croisée sol-fondations et  $F^*$  est le vecteur forces développé par  $q^*$  à chaque interface sol-fondation. La relation (39) est une relation équivalente à celle développée par d'Iguchi (1982) et Luco (1986), mais généralisée au cas de multifondation. La matrice d'impédance croisée,  $K$ , est calculée suivant la formulation proposée par Hadid et Berrah (2002) et Berrah et Hadid (2003).

En suivant le même développement que celui effectué dans le cas du spectre de réponse modifié pour les structures isolées, le spectre de réponse modifié généralisé (Generalized Modified Response Spectrum, *GMRS*), de chaque structure  $i$  idéalisée en oscillateur simple (figure 8), en tenant compte de l'interaction multiple entre structures via le sol est donné par la relation suivante

$$R_{iw}^{SKI}(\omega_i, \beta_i) = \rho_i^{1/2} R_{iw}(\omega_i, \beta_i) \tag{40}$$

où

$$\rho_i = \frac{\lambda_{i0}^{SKI}}{\lambda_{i0}} = \frac{\int_0^{\omega_i} |H_{wi}(\omega)|^2 |\mathfrak{R}_i(\omega)|^2 S_{ii}^g(\omega) d\omega}{\int_0^{\omega_i} |H_{iw}(\omega)|^2 S_{ii}^g(\omega) d\omega} \tag{41}$$

est le facteur de correction liant les deux spectres de réponses, modifié et classique. Le modèle de *GMRS* s'exprime en fonction du spectre de réponse classique (Classical Response Spectrum, *CRS*) par le biais d'un facteur de correction (équation 41) caractérisant l'effet de l'input sismique non uniforme et l'effet de l'interaction multiple entre structures.

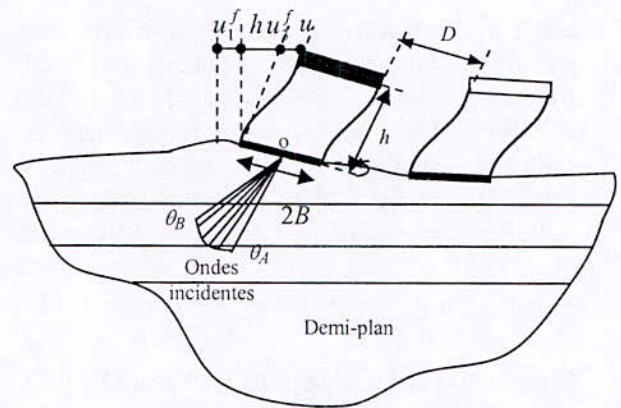


Figure 8: Système multistructure considéré

**II.5 Applications**

Cette section est constituée de deux applications originales mettant en exergue l'approche intégrée développée dans la présente de recherche.

**Application 1 : spectres de réponse modifiés pour les structures isolées**

Les spectres de réponse modifiés pour les structures idéalisées en oscillateur simple sont présentées dans les figures (15) à (17) pour plusieurs types d'ondes non corrélées (*SH*, *P* et *SV*),  $h/B=2$ , et pour un degré d'enterrement  $E/B=1$ .  $S_d$ ,  $S_v$  et  $S_a$  représentent le spectre de réponse en déplacement et les pseudo-spectres en vitesse et en accélération respectivement. Pour définir la variation de  $S_i^g(\omega)$  avec la fréquence, la fonction *DSP* du mouvement du sol au point de référence (en accélération)



proposée par Pais et Kausel (1990) est utilisée dans cette étude. Il est supposé que l'amortissement critique de l'oscillateur est 0.05, la durée du processus est égale à 30 s et la DSP de bruit blanc  $S_0 = 1250 \text{ cm}^2/\text{s}^3 \text{ rad}$ . A partir de ces résultats, nous pouvons conclure que l'interaction cinématique réduit la réponse maximale des structures construites sur des fondations filantes rigides sollicitées par les ondes  $SH$  et  $P$ , et amplifie la réponse maximale pour les ondes  $SV$  dans les cas où  $h/B=2$ , sauf lorsque la fréquence fondamentale de la structure est inférieure à 0.5 Hz. Ces résultats mettent en évidence la nécessité de prendre en considération l'effet de l'interaction cinématique.

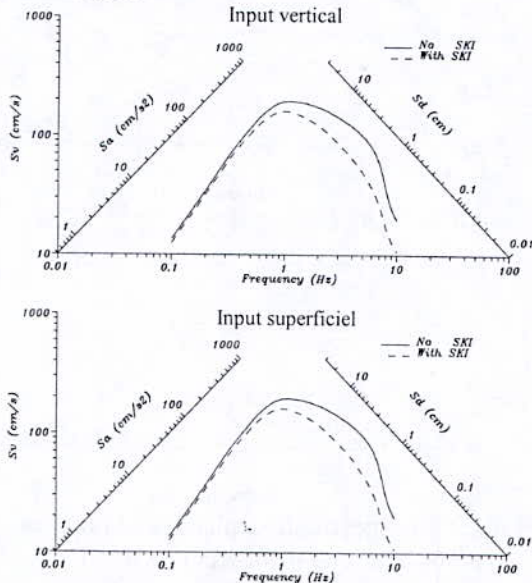


Figure 9: Spectre de réponse Modifié pour les ondes  $SH$

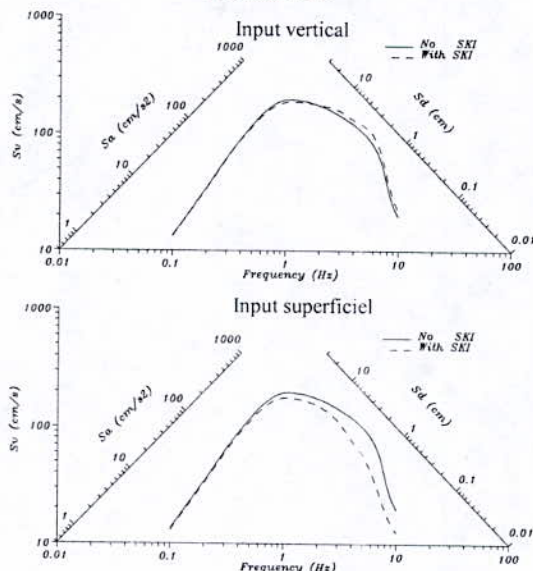


Figure 10: Spectre de réponse Modifié pour les ondes  $P$ ,  $h/B=2$

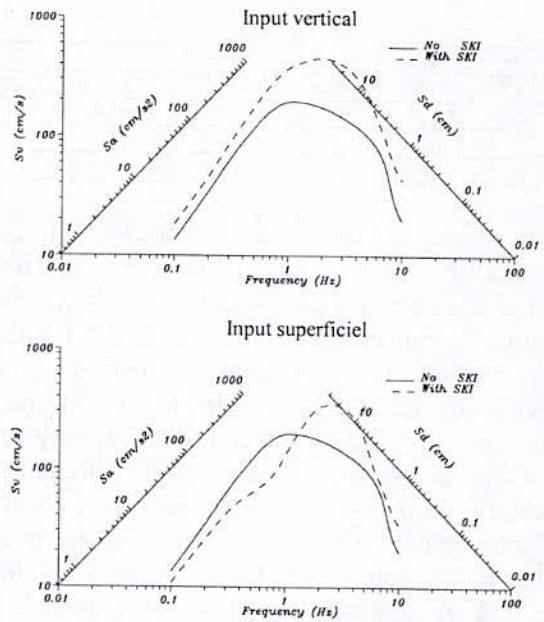


Figure 11: Spectre de réponse Modifié pour les ondes  $SV$ ,  $h/B=2$

### Application 2 : spectres de réponse modifiés généralisés pour les structures adjacentes

La formulation du phénomène de l'interaction multiple entre fondations via le sol décrite dans les précédentes sections est appliquée dans le cas d'un système constitué de deux fondations rigides identiques adjacentes de demi largeur  $B$  (figure 12), reposant sur un profil de sol multicouche dont les propriétés mécaniques et géométriques sont définies dans le tableau 1. On suppose que les ondes arrivent continûment entre deux directions extrêmes. Dans cette étude, nous avons choisi un input incohérent d'ondes stochastiques de type  $P$  et  $SV$  non corrélées. La matrice d'impédance croisée est calculée suivant la formulation proposée par Hadid et Berrah (2002) et Berrah et Hadid (2003). La distance de séparation entre les deux fondations est prise égale aux cinq valeurs suivantes:  $D=0.$ ,  $0.25B$ ,  $0.5B$ ,  $B$  et infinie.

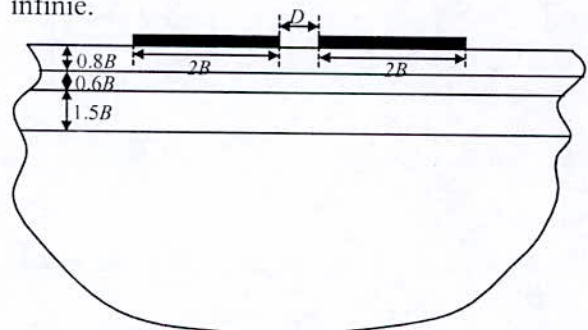


Figure 12 : Système fondation-sol-fondation: cas d'un profil de sol multicouche



Tableau 1

Numéro	Nature	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	$C_2$ (m/s)	$\nu$	$\beta$	$H$ (m)
1	Sable	1800	160	0.33	0.01	0.8B
2	Mame	2000	220	0.45	0.02	0.6B
3	Sable	1900	250	0.33	0.01	1.5B
4	Sable	1900	300	0.33	0.01	$\infty$

Les spectres de réponse modifiés généralisés pour les structures adjacentes idéalisées en oscillateurs simples sous l'effet de l'input sismique non uniforme et l'effet de l'interaction multiple entre structures sont présentées dans les figures de (13) à (18) pour un input sismique incohérent de deux types d'ondes non corrélées ( $P$  et  $SV$ ), différentes valeurs de  $h/B=0, 1$  et  $2$ , pour un degré d'enterrement  $E/B=0$  et pour différentes distances de séparation  $D=0., 0.5B, B$  et infinie.  $S_d$  et  $S_a$  représentent le spectre de réponse en déplacement et le pseudo-spectre en accélération. A partir de ces résultats, nous pouvons déduire que l'interaction multiple sous l'effet de l'input sismique incohérent de type  $SV$  réduit les déplacements maximaux, et ce pour les différents rapports de  $h/B$ . En ce qui concerne les ondes  $P$ , les spectres de réponse en terme de déplacement sont légèrement importants pour les rapports  $h/B = 1$  et  $2$  et ce pour les fréquences fondamentales supérieures à 1 Hz. En outre, l'effet de l'interaction multiple sur les spectres modifiés en terme d'accélération est négligeable pour les fréquences fondamentales inférieures à 1 Hz et ce pour les deux types d'ondes  $P$  et  $SV$  de l'input sismique incohérent. Contrairement aux spectres de déplacement, les ondes  $P$  affectent plus considérablement les spectres d'accélération que les ondes  $SV$ . On remarque que les spectres en accélération sont tantôt conservatifs et tantôt non conservatifs et ce en fonction de la distance de séparation  $D$  entre les structures. D'où la nécessité de prendre en considération l'effet de l'interaction multiple ente structure.

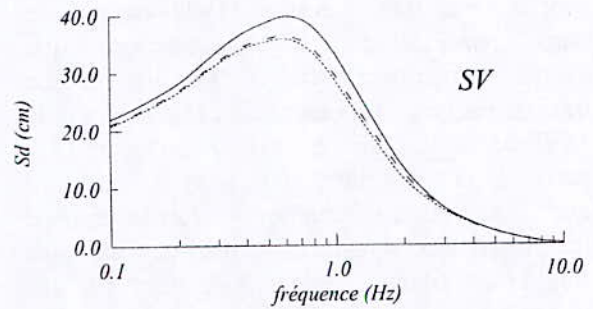
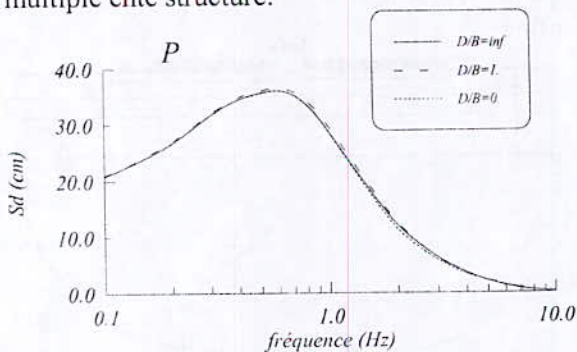


Figure 13: Spectre de déplacement pour un input sismique incohérent ( $h/B = 0.$ )

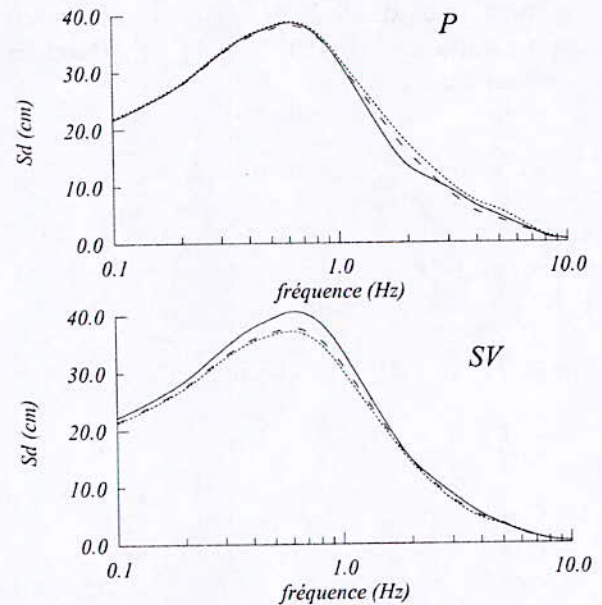


Figure 14: Spectre de déplacement pour un input sismique incohérent ( $h/B = 1.$ )

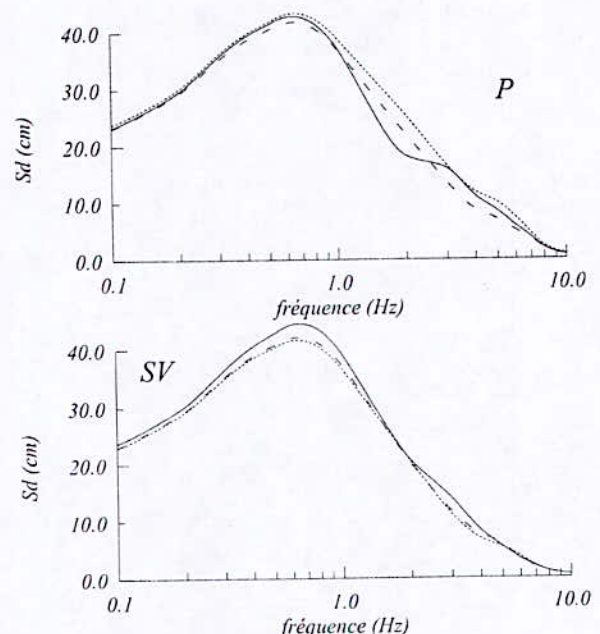


Figure 15: Spectre de déplacement pour un input sismique incohérent ( $h/B = 2.$ )



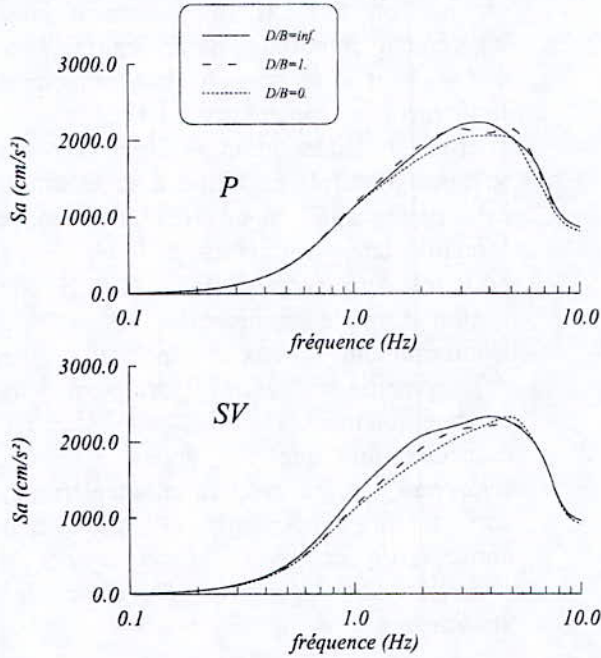


Figure 16: Spectre d'accélération pour un input incohérent ( $h/B = 0.$ )

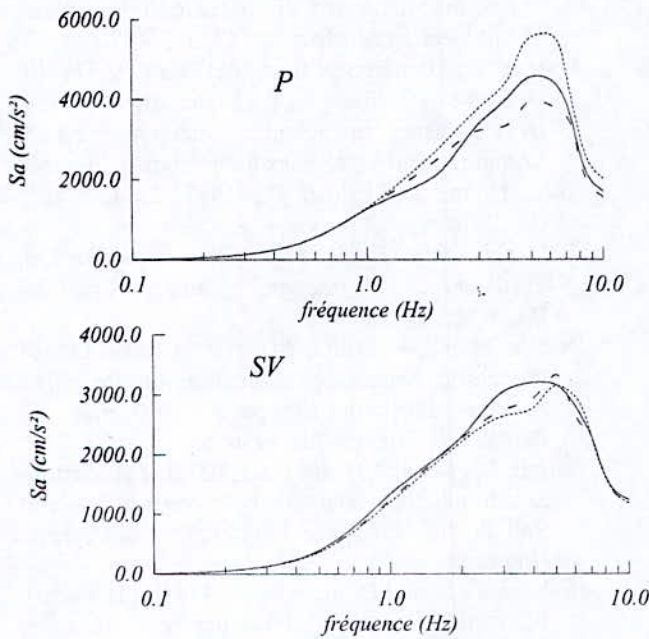


Figure 17: Spectre d'accélération pour un input incohérent ( $h/B = 1.$ )

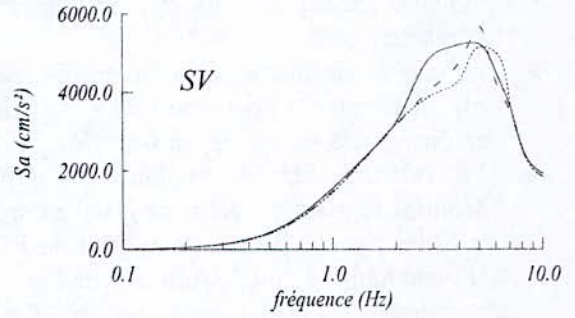
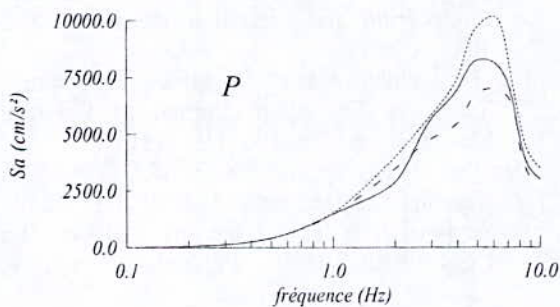


Figure 18: Spectre d'accélération pour un input incohérent ( $h/B = 2.$ )

### Conclusion

La variabilité spatio-temporelle du mouvement sismique, la stratification du sol, la géométrie de la fondation, la profondeur de l'enterrement et les diverses interactions entre structures à travers le sol sont des aspects très importants qui devraient être pris en considération, au moins de manière approximative, dans le cadre d'un calcul parasismique de structures à bases étendues ou fondations multiples. Par conséquent, une approche intégrée pour le traitement des problèmes d'interaction multiple entre structures (*Integrated Approach for Soil-MultiStructures Interaction Analysis, IASMSIA*) a été développée dans cette thèse. Cette approche est fondée sur une méthode de sous-structuration dynamique permettant de décomposer l'interaction sol-multistrukture en un nombre de problèmes plus simples assurant une meilleure compréhension et modélisation du phénomène, et sur la méthode des éléments de frontière pour les milieux viscoélastiques homogènes ou stratifiés horizontalement. Dans ce contexte, un modèle de spectre de réponse modifié généralisé (*Generalized Modified Response Spectrum, MRS*) pour les structures à bases étendues idéalisées en oscillateurs simples, tenant compte non seulement de l'effet la variabilité spatio-temporelle de l'input sismique mais également de l'effet de l'interaction de diverses structures adjacentes, est développé. Les résultats de cette recherche ont révélé les points essentiels suivants :

- L'élément constant est bien adapté aux problèmes associés à la forme rectangulaire des fondations rigides enterrées dans un demi-plan élastique. L'élément constant donne une précision satisfaisante pour un effort de calcul



moindre par rapport aux éléments linéaire et quadratique.

- Le choix des fonctions de Green discrètes est incontestable pour une meilleure prise en charge des profils de sol stratifié.
- La relation *FIMER* (Foundation Input Motion Equivalent Relation) développée dans cette thèse permet de calculer le *FIM* (Foundation Input Motion) dû à la propagation d'ondes stochastiques. Cette relation est équivalente à celles développées par Bycroft (1980) pour les fondations superficielles, et Iguchi (1982) et Luco (1986) pour les fondations enterrées.
- La relation *FIMER* est supérieure en efficacité et en précision à la relation d'Iguchi (1982).
- La relation *FIMER*, donne des résultats précis avec un effort supplémentaire relativement négligeable par rapport à la relation d'Iguchi (1982).
- Pour le cas des ondes *P* et *SV*, l'influence du balancement sur la réponse des structures est importante.
- L'interaction sol-fondation réduit la réponse maximale des structures construites sur des fondations filantes rigides sollicitées par les ondes *SH* et *P*, et amplifie la réponse maximale pour les ondes *SV*, sauf lorsque la fréquence fondamentale de la structure est inférieure à 0.5 Hz.
- L'effet de l'interaction multiple entre fondations sur leurs réponses stochastiques ne peut être négligée que pour les modes de translation sauf pour le mode vertical dû aux ondes *SV*. Les modes de balancement pour les ondes *P* et *SV* sont fortement altérés par la distance de séparation *D* et la fréquence adimensionnelle  $a_0$  et ce pour  $a_0 \geq 2$ .
- L'effet de l'interaction multiple entre structures sous l'effet de l'input sismique incohérent des ondes *P* et *SV* amplifie la réponse maximale des structures pour le cas où  $h/B = 2$ , sauf lorsque la fréquence fondamentale de la structure est inférieure à 0.5 Hz.
- L'interaction multiple sous l'effet de l'input sismique incohérent de type *SV* réduit les déplacements maximaux, et ce pour les différents rapports de  $h/B$ . En ce qui concerne les ondes *P*, les spectres de

réponse en terme de déplacement sont légèrement importants pour les rapports  $h/B = 1$  et 2 et ce pour les fréquences fondamentales supérieures à 1 Hz.

- L'effet de l'interaction multiple sur les spectres modifiés en terme d'accélération est négligeable pour les fréquences fondamentales inférieures à 1 Hz et ce pour les deux types d'ondes *P* et *SV* de l'input sismique incohérent.
- Contrairement aux spectres de déplacement, les ondes *P* affectent plus considérablement les spectres d'accélération que les ondes *SV*. On remarque que les spectres en accélération sont tantôt conservatifs et tantôt non conservatifs et ce en fonction de la distance de séparation *D* entre les structures.

## References

- Abascale, R. and Dominguez, J., (1986). Vibrations of Footings on Zoned Viscoelastic Soils, *Journal of Engineering Mechanics*, 112, 433-447.
- Alarcon, E., Dominguez, J. and del Cano, F., (1980). Dynamic Stiffness of Foundations, *New Developments in boundary element method, Computational Mechanics Publications*, 264-280.
- Antes, H. and Von Estorff, O., (1987). On Causality in Dynamic Response Analysis by Time-Dependent Boundary Element Method, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 15, 865-870.
- Berrah, M. K., et Hadid, M., (1998). Influence of Stochastic Kinematic Interaction on Response Spectra, *Eleventh European Conference on Earthquake Engineering, France*.
- Berrah, M. K., and Hadid, M., (2003). Foundation-Soil-foundation Interaction Through a Layered Soil Profile, *European Earthquake Engineering*. (In press)
- Brebbia, C. A. and Dominguez, J., (1989). *Boundary Elements: An Introductory Course*, Computational Mechanics Publications and McGraw-Hill, Southampton and New York.
- Bycroft, G. N., (1980). Soil-Foundation Interaction and Differential Ground Motions, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 8, 397-404.
- Der Kiureghian, A., (1980). Structural Response to Stationary Excitation, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 106, 1195-1213.
- Der Kiureghian, A. and Neuenhofer, A., (1991). A Response Spectrum Method for Multiple-Support Response Spectrum Method, Report UCB /EERC-91/08, *Earthquake Engineering*



- Research Center, University of California at Berkeley, Berkeley, CA..
- Hadid, M. and Berrah, M. K., (2001). Structural Response for Stochastic Kinematic Interaction, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 30, 97-114.
- Hadid, M. and Berrah, M. K., (2002). Dynamic Coupling of Multiple Foundations Through Soil, *Twelfth European Conference on Earthquake Engineering*, London.
- Iguchi, M., (1982). An Approximate Analysis of Input Motions for Rigid Embedded Foundations, *Trans. architect. inst. Japan*, No. 315, 61-75.
- Kausel, E. and Pais, A. , (1987). Stochastic Deconvolution of Earthquake Motions, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 113, 266-277.
- Kausel, E. and Peek, R., (1982). Dynamic Loads in the Interior of Layered Stratum : An Explicit Solution, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 72, 1459-1481.
- Luco, J. E., (1986). On Relation Between Radiation and Scattering Problems for Foundations Embedded in an Elastic Half-Space, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 5, 97-101.
- Pais, A. and Kausel, E., (1990). Stochastic Response of Rigid Foundations', *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 19, 611-622.
- Stewart, J.P., Seed, R.B and Fenves, G.L., (1998). Empirical Evaluation of Inertial Soil- Structure Interaction effects, Report PEER 98/07, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of Berkeley, California.
- Tadeu, A. J. B., Kausel, E. and Verettos, C., (1996). Scattering of Waves by Subterranean Structures via the Boundary Element Method, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 15, 387-397.
- Triantafyllidis, T. and Dasgupta, B., (1990). The Causality of the Boundary Element Method in Elastodynamics, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 9, 78-84.
- Von Estorff, O., Pais, A.L. and Kausel, E., (1990). Some Observations on Time Domain and Frequency Domain Boundary Elements, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 29, 785-800.
- Von Estorff O. and Prabucki, M. J., (1990). Dynamic Response in the Time Domain by Coupled Boundary and Finite Elements', *Computational Mechanics*, 6, 35-46.
- Wolf, J. P. and Darbre, G. R., (1984a). Dynamic-Stiffness Matrix of Soil by Boundary-Element Method: Conceptual Aspects, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 12, 385-400.
- Wolf, J. P. and Darbre, G. R., (1984b). Dynamic-Stiffness Matrix of Soil by Boundary-Element Method: Embedded Foundations, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 12, 401-416.
- Zhao, J. X., Carr, A. J. and Moss, P. J., (1997). Calculating the Dynamic Stiffness Matrix of 2-D Foundations by Discrete Wave Number Indirect Boundary Element Methods, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26, 115-133.



## CONTRIBUTION A L'ANALYSE DYNAMIQUE TRIDIMENSIONNELLE DES PONTS-CAISSONS

*M. OUANANI<sup>1</sup> & B. TILIOUINE<sup>2</sup>*

Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures, Département de Génie Civil,  
Ecole Nationale Polytechnique, Alger, Algérie

### ملخص

ثلاثة نماذج حسابية مقدمة لتحليل الاستجابة الزلزالية ثلاثية الأبعاد بطريقة العناصر المنتهية للبيوت الجسرية.

إضافة إلى النتائج الأساسية للأبحاث المعمقة للاستجابة الزلزالية للجسر متعدد البيوت و هو كذلك دراسة قياسية كاملة مرتبطة و عامة منجزة على نموذج مصغر لجسر ذو بيتين متشابهين مدعم بخرسانة و مسلح بكابل مدروسة. النتائج الهامة مقدمة أيضا.

### ABSTRACT

Three numerical models are proposed for the three dimensional analysis of the dynamic behavior of prestressed concrete box girder bridges by the finite element method.

In addition, the main results of an investigation of the seismic response of a multibox girder bridge as well as a relatively exhaustive parametric study carried out on a prototype model of a twin box girder bridge in prestressed concrete are examined. Conclusions of engineering significance are also presented.

### RESUME

Trois modèles numériques sont proposés pour l'analyse tridimensionnelle par la méthode des éléments finis du comportement vibratoire tridimensionnel des ponts-caissons en béton précontraint.

En outre, les principaux résultats d'une investigation de la réponse sismique d'un pont multicellulaire aussi bien qu'une étude paramétrique relativement exhaustive effectuée sur un modèle de prototype de pont bi-caisson en béton précontraint sont examinés. Des conclusions d'intérêt pratique sont également présentées.

<sup>1</sup> Magister, Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures, Département de Génie – Civil, Ecole Nationale Polytechnique, Alger, Algérie.

<sup>2</sup> Professeur, Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures, Département de Génie – Civil, Ecole Nationale Polytechnique, Alger, Algérie.



## 1. INTRODUCTION

La construction des ponts par encorbellements successifs a connu un essor considérable sous l'impulsion sans cesse croissante des maîtres d'ouvrages confrontés à la nécessité de franchir des portées de plus en plus importantes d'une part et du développement rapide des techniques d'autre part.

En Algérie où les besoins en infrastructures routières sont très importants, les ponts à voussoirs, de par leur aspect esthétique et leur coût compétitif continuent de jouir d'une évolution croissante. Les facteurs ayant permis un développement rapide de ces derniers sont multiples [6] : réduction substantielle du nombre d'appuis, facilité d'entretien, rapidité d'exécution et procédé de construction efficace entre autres.

Les ponts voussoirs présentent cependant des difficultés de calcul inhabituelles. Le volume de calculs nécessaires est autrement plus important que pour les ponts à poutres classiques. Cette complexité tient tout d'abord au nombre important de sections qu'il convient de vérifier, à l'évolution du schéma statique de l'ouvrage pendant sa construction qui doit aussi intégrer le facteur temps. Elle tient ensuite et surtout au fait que le comportement dynamique tridimensionnel de cette classe particulière de structures, objet du présent sujet de recherche, n'est pas bien maîtrisé à ce jour. En effet, peu d'études numériques (comparativement aux investigations expérimentales [2,9,13]) ont été effectuées sur la réponse dynamique complexe des ponts-caissons, et la documentation sur le développement de modèles numériques permettant de mieux appréhender le comportement dynamique tridimensionnel de ces structures est plutôt limitée. Une bonne connaissance des caractéristiques dynamiques de ces ponts (telles que : fréquences et modes propres de vibrations,

quantité d'énergie dissipée etc...) est donc d'un intérêt primordial pour leur dimensionnement.

En vue de mieux appréhender le comportement dynamique des ponts caissons, la méthodologie suivante est proposée.

1. Position du problème
2. Investigations de divers modèles numériques pour la simulation par la méthode des éléments finis du comportement dynamique tridimensionnel des ponts caissons.
3. Présentation des ouvrages étudiés
4. Analyse vibratoire
5. Etude paramétrique
6. Réponse sismique tridimensionnelle des ponts-caissons
7. Conclusions

## 2. MODELISATION NUMERIQUE

### 2.1 Description des modèles d'éléments finis

La modélisation des ponts-caissons par éléments finis est l'une des étapes les plus importantes dans le processus d'analyse dynamique des ponts. La structure à étudier est remplacée par un ensemble d'éléments supposés liés les uns aux autres en un nombre fini de points, appelés "nœuds". Dans ce qui suit, trois modèles d'éléments finis sont proposés en vue de la simulation du comportement dynamique des ponts-caissons.

#### 2.1.1 Modèle d'éléments finis de type portique tridimensionnels - Modèle MI

Ce modèle est obtenu en subdivisant la structure par des éléments portiques tridimensionnels. Chaque élément est constitué de deux nœuds ayant chacun six degrés de liberté : trois degrés de translation le long des axes X - X, Y - Y et Z - Z et trois rotations autour de ces mêmes axes [7].

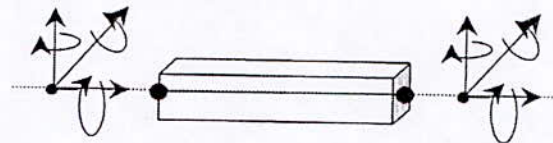


Fig. 1.a- Élément tridimensionnel de portique



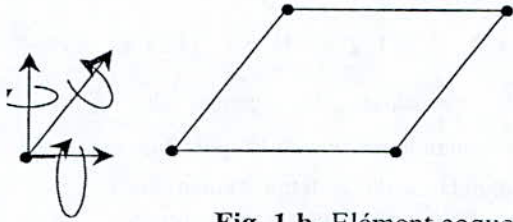


Fig. 1.b- Elément coque tridimensionnel

### 2.1.3 Modèle d'éléments finis de type volume - Modèle MIII

Ce modèle est constitué par des éléments de volume. Chaque élément de volume possède 8 nœuds. Chaque nœud libre de l'élément de volume, possède trois degrés de liberté  $u_i$ ,  $v_i$ ,  $w_i$  représentant les déplacements longitudinal, latéral et vertical respectivement [17,18].

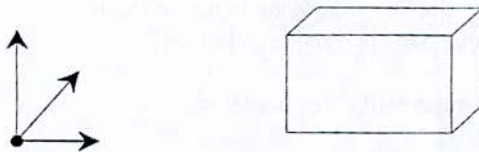


Fig. 1.c- Elément de volume

## 3. PRESENTATION DES OUVRAGES ETUDIÉS

Plusieurs modèles de ponts-caissons de sections diverses, à inerties constantes ou variables, unicellulaires ou multicellulaires ont été analysés en vue d'illustrer l'application des diverses techniques de modélisation par la méthode des éléments finis et de mieux appréhender la complexité de leur comportement vibratoire.

### 3.1 Prototypé unicellulaire

Le prototype de pont est en béton précontraint et composé d'une seule travée de longueur totale 50m dont les extrémités reposent simplement sur des appuis. La structure porteuse est constituée d'une poutre caisson unicellulaire de largeur 11m. L'épaisseur  $e=0.30m$  est maintenue constante sur tout le contour de la section transversale du prototype. Le comportement du béton est supposé linéaire, élastique,

isotrope et caractérisé par les propriétés suivantes : masse volumique  $\rho = 2500kg/m^3$ , coefficient de Poisson et le module de Young  $E=3.5.10^{10}$  Pa. L'étude de ce pont servira de base à une étude comparative des trois modèles numériques proposés, présentée dans le paragraphe 4.2.

### 3.2 Pont à caisson unicellulaire

Le deuxième ouvrage étudié est le viaduc de Belle Ville (France), à inertie variable, construit par encorbellements successifs. Il s'étend sur une longueur totale de 410m et comporte huit travées continues en béton précontraint dont : deux travées de rive de longueur 40m chacune et six travées centrales de longueur 55 m chacune. La structure porteuse est constituée d'une poutre caisson unicellulaire de largeur 9.70m (y compris les encorbellements) et de hauteur variable de 4.04m à l'appui et 2.5 m à la clé (Fig. 5.a)

### 3.3 Pont bi-caissons

Le troisième ouvrage est un viaduc routier à inertie variable assurant le franchissement du Fleuve de Gardiana dans la région de Serpa (Portugal). Il comporte un total de sept travées continues dont cinq travées intermédiaires de 60m de longueur et deux travées de rives de 50m de longueur. La section transversale est formée de deux caissons identiques et parallèles de largeur totale de 15.40m et une hauteur légèrement variable de 3m à l'appui et 2m à la clés (Fig. 7.a)

### 3.4 Pont multicellulaire

Le quatrième ouvrage étudié est le prototype multicellulaire à inertie constante. Il s'étend sur une longueur totale de 114.30m. La superstructure est composée d'un total de sept travées présentant un joint d'expansion situé sur la travée centrale à 63.5m de la culée gauche. Les travées ont pour longueurs ;  $2 \times 6.09m$ ,  $2 \times 12.19m$  et  $3 \times 25.91m$  (Fig. 9.a).

Les propriétés géométriques et mécaniques de ces ouvrages ainsi que celles du pont à inertie variable de Mascara sont regroupées sous forme des tableaux (cf. thèse) en vue de fournir une référence utile et des données susceptibles d'être utilisées ultérieurement pour de futures investigations.



### 3.5 Prototype à deux caissons parallèles

Le prototype de pont est en béton précontraint est composé d'une seule travée de longueur totale 50m dont les extrémités reposent simplement sur des appuis. La section transversale de largeur totale 10m est constituée de deux caissons parallèles espacés de 2.50m. L'épaisseur  $e=0.30m$  est maintenue constante sur tout le contour de la section transversale du prototype. Le comportement du béton est supposé linéaire, élastique, isotrope et caractérisé par les propriétés suivantes : masse volumique  $\rho=2500kg/m^3$ , coefficient de Poisson  $\nu=0.20$  et le module de Young  $E=3.5.10^{10} Pa$ . L'étude de ce pont servira de base à une étude paramétrique relativement exhaustive présentée dans la section 5.

## 4. ANALYSE VIBRATOIRE

### 4.1 Formulation générale du problème

La détermination des modes propres de vibrations d'une structure par la méthode des éléments finis nécessite le remplacement des forces inertielles distribuées par des forces d'inerties équivalentes appliquées aux nœuds et déterminées en utilisant le principe des travaux virtuels.

Par ailleurs, le pont considéré comme un corps homogène élastique; isotrope ayant un nombre infini de degrés de liberté et de modes propres de vibrations est remplacé par un ensemble d'éléments finis ayant des masses concentrées aux nœuds et par suite un nombre fini de degrés de liberté et de fréquences propres de vibrations.

La procédure de calcul des modes propres fait appel en premier lieu à la formation des matrices de rigidité  $K$  et de masse globales  $M$  de la structure calculées à partir des expressions générales [4,11,15].

$$\begin{aligned} [K] &= \iiint [B]^T D B dV \\ [M] &= \iiint \rho [N]^T [N] dV \end{aligned} \quad (4.1)$$

Le problème non standard des formes propres de vibrations [11,15] résultant est résolu et les modes sont déduits en résolvant l'équation dynamique suivante :

$$[K - \omega^2 M] X_i = 0 \quad i = 1, 2, 3 \dots N \quad (4.2)$$

où  $X_i$  et  $\omega_i$  représentent le vecteur des déplacements dynamiques et  $\omega_i$  la pulsation propre correspondante du système d'équations d'ordre  $N \times N$ . Pour une solution non triviale ( $X_i \neq 0$ ) du système d'équations considéré, le déterminant de la matrice doit être nul.

$$|K - \omega^2 M| = 0 \quad (4.3)$$

De nombreuses méthodes numériques existent pour la détermination des caractéristiques dynamiques, et sont décrites en détail dans les références spécialisées (e.g [4], [11], [15])

Le nombre de vecteurs ou de modes utiles à retenir lors d'une analyse dynamique est fixé selon la valeur du pourcentage de participation modale ; la somme des masses modales étant fixée en général à 90 ou 95 % de la masse totale prise en compte dans la direction choisie [15].

### 4.2 Etude comparative des modèles numériques.

Les trois modèles d'éléments finis présentés dans la section 2 ont été appliqués à l'étude du comportement vibratoire du prototype de pont unicellulaire (cf. paragraphe 3.1). Les dimensions géométriques de ce pont sont portées sur la figure 2.

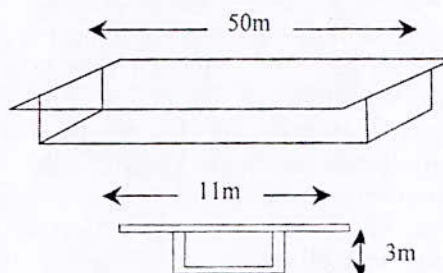


Fig.2- Vue générale du prototype de pont unicellulaire



A titre illustratif, les principaux résultats des deux premiers modes vibratoires de flexion verticale et latérale obtenus pour les trois modèles numériques tridimensionnels sont consignés dans le tableau 1, ci-dessus.

L'examen du tableau 1 montre que les valeurs de fréquences des deux premiers modes de vibrations verticales et latérales obtenus par les trois modèles sont très voisines. Par ailleurs, la taille du système d'équations du modèle MI est nettement inférieur à celle des autres modèles. Le

important d'optimiser la taille du modèle éléments finis retenu. Un tel maillage devrait simuler au mieux le comportement dynamique tridimensionnel des ouvrages de pont étudiés.

Le prototype de pont multicellulaire à inertie constante (cf. paragraphe 3.4) est utilisé. A cet effet, le critère de convergence retenu est celui de la période fondamentale obtenue. Le maillage final retenu ou maillage dit optimal, est celui correspondant au nombre minimum de nœuds par travée et par pile. Celui ci est fixé en deux étapes : 1) en étudiant dans une première étape, la convergence des périodes fondamentales de divers modèles discrets de type MI obtenues en augmentant progressivement leur nombre de nœuds par

**Tableau 1 : Etude comparative des trois modèles numériques**

Mode	Nature	Modèle MI Taille du système 22x 22		Modèle MII Taille du système 4830x4830		Modèle MIII Taille du système 3078x3078	
		Ordre	Période (s)	Ordre	Période	Ordre	Période
1	Vertical	2	0.262	2	0.227	1	0.213
2	Latéral	3	0.112	3	0.121	2	0.129

modèle MI offre une économie considérable en terme de saisie des données et de temps d'exécution de calcul. C'est pourquoi dans ce qui suit, nous nous intéresserons essentiellement à ce modèle en vue de la simulation du comportement dynamique des ponts-caissons.

#### 4.3 Détermination du maillage optimal

En vue de s'assurer de la convergence des résultats de l'analyse dynamique indépendamment du maillage considéré d'une part, et de faciliter la saisie du fichier de données d'entrée d'autre part; Il est

travée ; le nombre de nœuds par pile étant fixe (4 nœuds en général). 2) Dans une deuxième étape, la convergence de périodes fondamentales de divers modèles discrets de type MI obtenues, en augmentant progressivement le nombre de nœuds par pile; le nombre optimal de nœuds du tablier étant égal à celui obtenu lors de la première étape (soit 5 nœuds en général).

Les résultats de l'analyse de convergence sont illustrés dans les figures (4.a et 4.b) ci-après correspondant respectivement à la première et la deuxième étape de la méthodologie ci dessus proposé



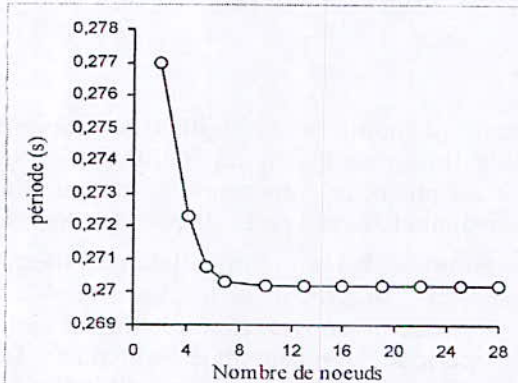


Fig. 4.a- Convergence de la période fondamentale pour une discrétisation variable de la superstructure

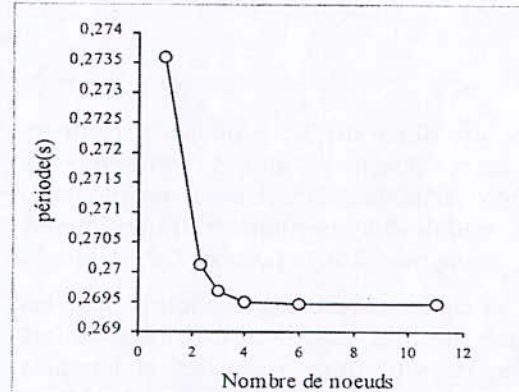


Fig. 4. b- Convergence de la période fondamentale pour discrétisation variable des piles

L'application de cette méthodologie à d'autres ponts unicellulaires ou multicellulaires discrétisés par des éléments finis de type MI, montre que cinq (05) nœuds par travée et quatre (04) nœuds par pile (y compris les nœuds extrêmes) fournissent des résultats en excellente concordance avec des modèles numériques beaucoup plus raffinés.

#### 4.4 Investigations numériques sur les caractéristiques modales de diverses catégories de ponts-caissons

Les caractéristiques dynamiques de vibrations latérales, verticales, torsionnelles et longitudinales pour les modes supérieurs symétriques et antisymétriques des modèles de ponts ainsi que leurs déformées modales sont présentées en détail dans la thèse. Pour des raisons d'espace, seuls les résultats des investigations numériques des premiers modes de vibrations latérales, verticales, torsionnelles et longitudinales pour les modes symétriques et antisymétriques des ponts seront présentés (voir Figures 5 à 9).

En particulier, les 12 premiers modes de vibrations pour les ponts symétriques unicellulaire de Belle Ville (France), et à deux caissons parallèles de Serpa (Portugal), ainsi que les 15 premiers modes

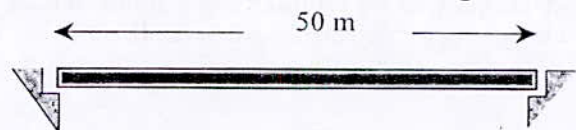
de vibrations pour le pont multicellulaire ont été identifiés. Les déformées modales correspondantes sont également illustrées dans les figures (6, 8.c, 9.c).

### 5. ETUDE PARAMETRIQUE

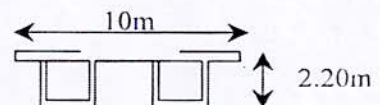
Sous l'effet des charges dynamiques, un pont subit des flèches et des contraintes qui excèdent de beaucoup celles causées par les mêmes charges appliquées de manière statique. Ces flèches peuvent subir des désagréments aux piétons empruntant le pont. Un autre facteur susceptible d'affecter le confort des piétons est la nature du mode de vibration dominant. En particulier, l'agressivité des modes de torsion sur la sensibilité humaine est plus accentuée que celle des modes de flexion. Ces modes indésirables doivent en général être évités. Dans ce qui suit, nous résumons de manière succincte, les principaux résultats d'une étude paramétrique relativement exhaustive effectuée sur un modèle de prototype de pont-bicaisson en béton précontraint.

#### 5.1 Présentation générale du prototype

Le prototype de pont a été décrit dans le paragraphe 3.5. Ses dimensions géométriques sont portées sur la figure 10



10. (a) Vue du prototype en élévation



10. (b) Section transversale



## 5.2 Résultats de l'analyse paramétrique

### 5.2.a Effet de l'élançement géométrique (R)

L'élançement géométrique (R) est défini comme le rapport de la longueur du pont (L) à sa largeur (W). Dans cette étude, L'analyse est opérée sur un ensemble de

prototypes présentant des sections transversales identiques.

Les résultats obtenus sont représentés dans la figure 11 ci après, pour diverses valeurs de l'élançement géométrique comprises entre 1 et 6.

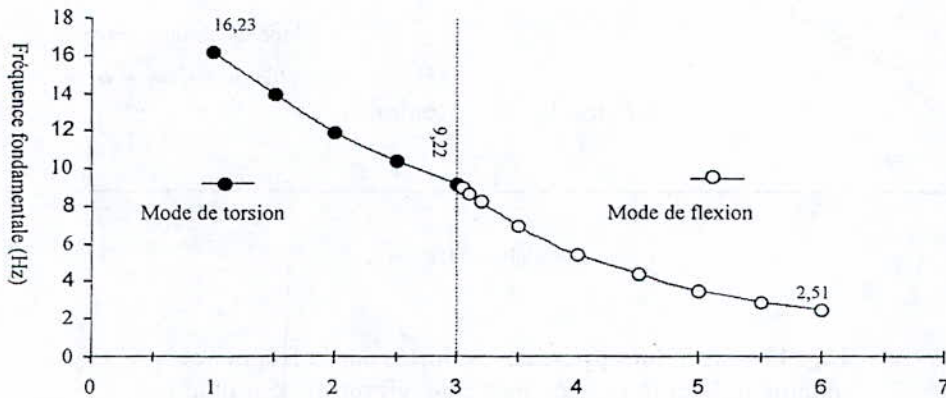


Fig. 11- Effet de l'élançement géométrique sur la fréquence fondamentale et son type de mode dominant

Nous remarquons une chute importante des fréquences pour des valeurs croissantes de R. Le mode dominant torsionnel régissant le comportement vibratoire tridimensionnel du pont change en mode flexionnel au point d'abscisse R = 3. Ainsi, on peut conclure que les vibrations des ponts de longue portée sont régies par des modes de vibrations flexionnelles.

où E et I désignent respectivement, le module d'élasticité du béton et le moment d'inertie de la section transversale.  $P_y$  est la distance séparant les centres des caissons (Fig. 10.b).

### 5.2.b Effet du rapport des rigidités

Le rapport de rigidités est défini comme le ratio de la rigidité ; flexionnelle ( $D_x$ ) à la rigidité torsionnelle ( $D_{xy}$ ).

- La rigidité de torsion  $D_{xy}$  [3], par unité de longueur est :

$$D_{xy} = \frac{4GA^2}{P_y \int \frac{1}{e\eta_s} ds}$$

Dans cette équation, les paramètres désignent :

G : Le module de cisaillement du béton  
A : Aire limitée par le contour de la ligne médiane des parois des caissons.

$\int \frac{1}{e} ds$  : Intégrale étendue au contour fermé, le

long de la ligne moyenne (s) de la paroi :  
Epaisseur de la paroi à l'abscisse curviligne (s)

$$D_x = \frac{EI}{P_y}$$



$\eta_s$ : Rapport entre les modules de cisaillement du hourdis supérieur et du hourdis inférieur. Pour un pont constitué d'un matériau isotrope et homogène, la valeur de  $\eta_s = 1$ .

La figure 12 illustre les variations de la fréquence du mode fondamental en fonction du rapport des rigidités.

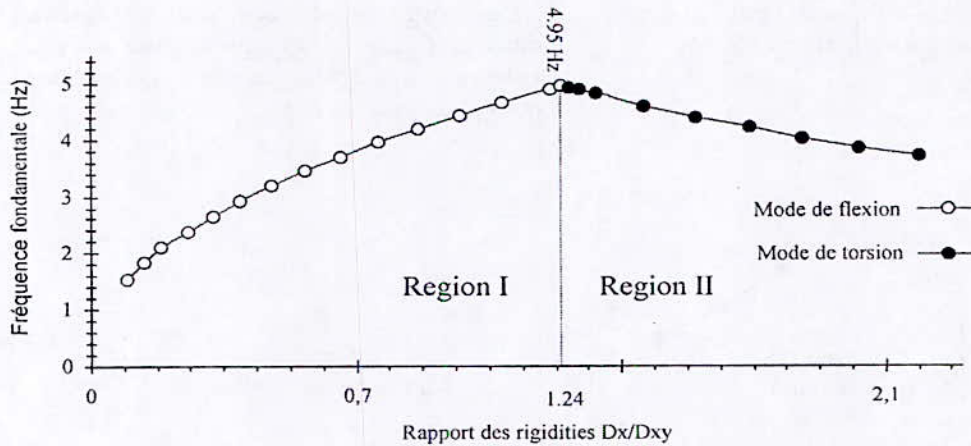


Fig. 12- Effet du rapport des rigidités sur la fréquence fondamentale et le type de mode de vibration dominant

On constate immédiatement que dans la région I, la fréquence fondamentale augmente considérablement avec le rapport de rigidités. Dans cette région, le mode de vibrations en flexion domine. Au-delà de la frontière  $D_x/D_{xy} \approx 1.2$ , les valeurs de fréquences subissent une légère diminution et les modes de vibrations dominants sont toujours des modes de torsion.

sur les valeurs de fréquences des deux premiers modes. Les symboles F et T dans ces figures désignent les modes de vibrations flexionnels et torsionnels respectivement.

### 5.2.c Effet des diaphragmes

Les figures 13.a, 13.b et 13.c illustrent l'influence de l'épaisseur des diaphragmes



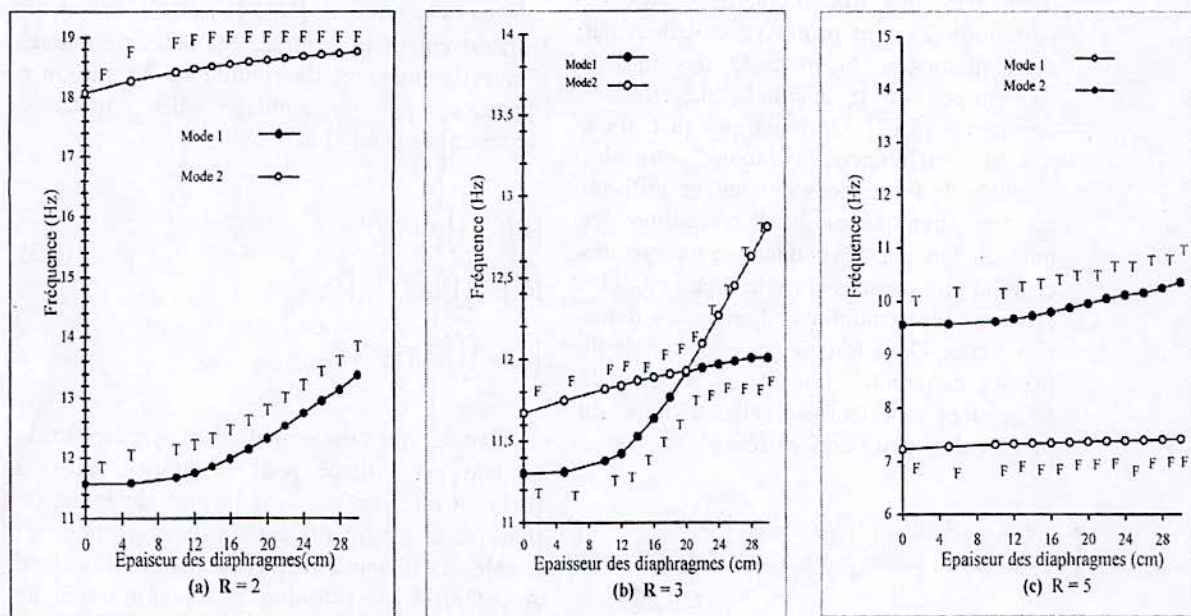


Fig. 13- Effet des diaphragmes sur la fréquence des deux premiers modes et leurs modes dominant

La figure 13.a montre clairement que l'ajout des diaphragmes au niveau des appuis de pont d'élançement géométrique  $R=2$ , ne modifie pas la nature du mode dominant pour les deux premières fréquences. On remarque aussi que les modes torsionnels sont plus sensibles à l'accroissement d'épaisseur des diaphragmes que les modes flexionnels.

Les résultats de la figure 13.b, permettent de conclure pour les ponts d'élançement géométrique  $R=3$  que l'ajout de diaphragmes d'épaisseur  $e=20\text{cm}$  affectent la nature des deux premiers modes de vibrations. En effet, le 1<sup>er</sup> mode de vibration initialement mode torsionnel devient flexionnel alors que le second mode de vibration initialement flexionnel change en mode torsionnel. On peut de nouveau noter que les diaphragmes ont une influence notable sur les valeurs de fréquences torsionnelles.

La figure 13.c montre aussi l'évolution des fréquences des deux premiers modes en fonction de l'épaisseur des diaphragmes pour un pont d'élançement géométrique

plus important  $R=5$ . A ce titre, il est rappelé que les premiers modes dominants sont de type flexionnel. On constate comme indiqué sur la figure 13.c que la présence des diaphragmes ne perturbe pas la nature des deux premiers modes vibratoires. On peut aussi observer que les valeurs des fréquences de flexion sont pratiquement constantes alors que celles de fréquences torsionnelles subissent une légère variation.

Les résultats présentés ci-dessus permettent de conclure que de façon générale l'adjonction des diaphragmes aux niveaux des appuis, ne modifie sensiblement la fréquence et la nature du mode correspondant, que dans le cas où le mode dominant est un mode de type torsionnel.



**5.2.d Effet de modélisation des masses**

La figure ci après illustre les variations de fréquences des dix premiers modes de vibrations du pont prototype calculées par deux méthodes: la méthode des masses concentrées et la méthode des masses cohérentes [5,12]. On remarque qu'il n'y a pas de différences notables entre les résultats de fréquences obtenus en utilisant les deux hypothèses de discrétisation des masses. On peut cependant noter que les écarts de fréquences entre les deux modèles croissent légèrement avec l'ordre des modes supérieurs. Dans tous les cas, le modèle de masses cohérentes fournit des valeurs de fréquences supérieures à celles déduites du modèle de masses concentrées

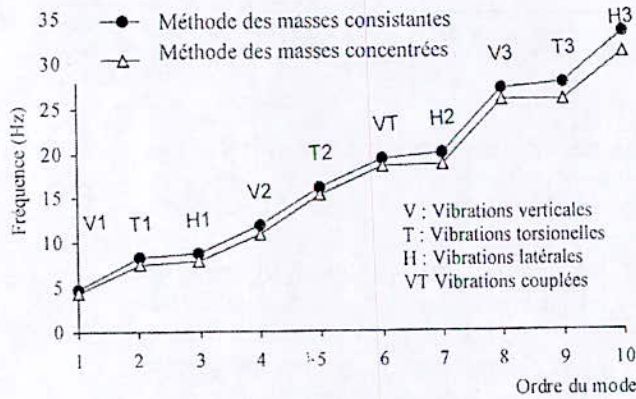


Fig. 14- Effet de modélisation des masses sur les dix premiers modes de vibrations

**6. REPOSE SISMIQUE TRIDIMENSIONNELLE DES PONTS-CAISSONS**

**6.1 Formulation**

L'équilibre d'un système discret en mouvement soumis à des excitations uniformes d'appuis est traduit par la relation matricielle classique.

$$[M]\ddot{U} + [C]\dot{U} + [K]U = F - M.I.\ddot{X}_S \quad (6.1)$$

$\ddot{U}$ ,  $\dot{U}$  et  $U$  sont les vecteurs accélération, vitesse et déplacement de l'ensemble du système;  $I$  est le vecteur d'influence et

$\ddot{X}_s$  désigne le vecteur des accélérations de sol appliquées.

Dans cette relation  $[M]$ ,  $[C]$  et  $[K]$  désignent respectivement les matrices globales de masse, d'amortissement et de rigidité de la structure obtenues par assemblage des matrices élémentaires [12,18] :

$$[K] = \iiint B^T D B dV \quad (6.2)$$

$$[M] = \iiint \rho [N]^T [N] dV$$

$$[C] = \iiint \mu [N]^T [N] dV$$

Dans ce qui suit, la méthode de superposition modale est utilisée pour résoudre l'équation (6.1). Cette méthode est la plus répandue en pratique et est bien adaptée à la résolution des problèmes dynamiques des structures linéaires. A cet effet, on introduit la transformation de coordonnées.

$$U = \Phi \cdot Z \quad (6.3)$$

où  $\Phi$  représente la matrice modale et  $Z$  les coordonnées généralisées. En remplaçant la relation (6.3) dans l'équation (6.1), et en vertu des propriétés orthogonales des modes de vibrations, l'équation d'équilibre est réduite à un système de  $N$  équations couplées pouvant être découplées en introduisant l'hypothèse de l'amortissement visqueux de «Rayleigh».

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (6.4)$$

$C$  désigne la matrice d'amortissement de Rayleigh obtenue par une combinaison linéaire des matrices de masse et de rigidité de la structure. Les paramètres  $\alpha$  et  $\beta$  sont des facteurs de proportionnalité restant à déterminer [4,11,15]. On obtient alors tout simplement un ensemble d'équations scalaires indépendantes.

$$\ddot{Z}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{Z}_i + \omega_i^2 Z_i = -\frac{\Phi_i^T M}{\Phi_i^T M \Phi_i} \ddot{X}_s = -\Gamma_i \cdot \ddot{X}_s \quad i =$$

$$1, 2, 3, \dots, N \quad (6.5)$$

où  $\omega_i$  et  $\xi_i$  désignent respectivement la pulsation propre de vibration et le coefficient d'amortissement relatifs au mode  $i$



Les équations scalaires du système (6.5) sont résolues par des méthodes élémentaires indépendantes les unes des autres et le vecteur total du déplacement de la réponse s'obtient par superposition en suivant la relation (6.3).

La réponse dynamique du pont est déterminée par une analyse de type modalo-spectrale ; cette dernière s'effectue par une combinaison appropriée de la réponse modale maximale dans chaque mode. La méthode de combinaison quadratique complète (CQC) ou la méthode quadratique (SRSS) (Square Root of Sum of the Squares) sont les plus fréquemment utilisées.

La méthode CQC introduite par Kiureghian [10].requiert que la contribution de tous les termes de la réponse modale soient combinés selon par la relation type suivante.

$$U_k = \sqrt{\sum_i \sum_j U_{ki} \rho_{ij} U_{jk}} \quad (6.6)$$

ou  $u_k$  représente la kième composante du vecteur réponse en déplacements;  $i$  et  $j$  représentent les indices relatifs aux modes correspondants. Les coefficients  $\rho_{ij}$  désignent les coefficients de corrélation modaux. Ils dépendent de la durée, du contenu fréquentiel du signal d'entrée, ainsi que des fréquences propres, et du pourcentage d'amortissement critique des modes  $i$  et  $j$ . Si la durée du séisme considéré est longue, comparativement aux périodes de vibrations de la structure et si de plus le spectre du séisme est relativement lisse sur une large plage de fréquences, alors les coefficients de corrélation modaux peuvent être estimés par la relation approchée suivant

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j} (\xi_i + r \xi_j) r^{\frac{3}{2}}}{(1-r^2)^2 + 4\xi_i \xi_j r (1+r^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) r^2} \quad (6.7)$$

où  $r = \frac{\omega_j}{\omega_i}$  représente le rapport de deux pulsations consécutives,  $\xi_i$  et  $\xi_j$  étant les pourcentages d'amortissement critiques des

modes  $i$  et  $j$  respectivement. Pour un amortissement modal constant ( $\xi_i = \xi_j$ ), l'équation (6,7) prend la forme simplifiée suivante.

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{\frac{3}{2}}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2 r(1+r)^2} \quad (6.8)$$

Si les coefficients de corrélation modaux sont tels que  $\rho_{ij} = 1$  si  $i = j$ , et  $\rho_{ij} = 0$  si  $i \neq j$ , alors la règle CQC se réduit à la règle SRSS (Squart Root of the Sum of the Squares ).

$$U_k = \sqrt{\sum_i U_{ki}^2} \quad (6.9)$$

## 6.2 Résultats de l'analyse sismique

La formulation théorique de l'analyse sismique présentée précédemment a été appliquée à l'étude de la réponse dynamique du pont "prototype multicellulaire" ( cf. paragraphe 3.4) soumis à un signal dont le spectre lissé à été défini sur la base de données américaines [1,14]. Pour les besoins de l'étude, on admettra dans ce qui suit que ce spectre agit également dans la direction latérale.

En considérant un amortissement modal invariant égal à 0.05 pour tous les modes, les valeurs des coefficients de corrélations modales correspondant aux quinze premiers modes de vibrations sont déterminées et regroupées dans le tableau 2 ci-après.

Le tableau 3 fournit également un résumé récapitulatif des valeurs maximales des déplacements et des sollicitations sismiques au niveau de la superstructure et de la ligne d'appui  $P_4$ , obtenues d'une part par la méthode de combinaison quadratique complète (CQC) et d'autre part, par la méthode de combinaison quadratique simple (SRSS).



Ordre	Fréquences (Hz)	Tableau 2 : Valeurs des coefficients de corrélations modales														
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	3.648	1.00	0.32	0.18	0.11	0.10	0.05	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
2	4.219	0.32	1.00	0.69	0.34	0.32	0.10	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00
3	4.510	0.18	0.69	1.00	0.66	0.61	0.15	0.03	0.03	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00
4	4.825	0.11	0.34	0.66	1.00	0.99	0.27	0.04	0.04	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00
5	4.843	0.10	0.32	0.61	0.99	1.00	0.30	0.04	0.04	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.00
6	5.006	0.05	0.10	0.15	0.27	0.30	1.00	0.09	0.08	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
7	5.038	0.01	0.02	0.03	0.04	0.04	0.09	1.00	0.96	0.10	0.05	0.05	0.02	0.02	0.02	0.01
8	5.040	0.01	0.01	0.03	0.04	0.04	0.08	0.96	1.00	0.11	0.06	0.05	0.02	0.02	0.02	0.01
9	5.699	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.10	0.11	1.00	0.40	0.33	0.09	0.07	0.05	0.04
10	7.87	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.05	0.06	0.40	1.00	0.97	0.20	0.14	0.11	0.07
11	8.03	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.05	0.05	0.33	0.97	1.00	0.23	0.16	0.12	0.07
12	9.247	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.09	0.20	0.23	1.00	0.82	0.55	0.26
13	9.283	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.07	0.14	0.16	0.82	1.00	0.84	0.40
14	9.321	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.05	0.11	0.12	0.55	0.84	1.00	0.62
15	10.526	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01	0.04	0.07	0.07	0.26	0.40	0.62	1.00

Tableau 3 : Valeurs maximales des efforts sismiques calculées par les méthodes CQC et le SRSS

Structure porteuse				Pile 4			
Réponse sismique		CQC	SRSS	Effets sismiques		CQC	SRSS
Déplacements (cm)	U <sub>x</sub> (rotule) Nœud 16	1.34	1.46	Déplacements (cm)	U <sub>x</sub> en tête Nœud 18	1.01	0.74
	U <sub>y</sub> (rotule) Nœud 16,17	1.35	1.35		U <sub>y</sub> en tête Nœud 18	1.12	1.13
Moments 10 <sup>6</sup> (N..m)	M <sub>z</sub> Nœud 20	34.95	35.52	Moments 10 <sup>6</sup> (N..m)	M <sub>y</sub> (base) Nœud 34,40	7.57	7.57
	M <sub>y</sub> Nœud 4	18.32	19.91		M <sub>x</sub> en tête Nœud 18	22.85	22.85
	M <sub>x</sub> Nœud 25	0.21	0.21		M <sub>z</sub> (base) Nœud 34,40	0.33	0.34
Efforts Tranchants	V <sub>z</sub> Nœud 1	3.39	3.68	Efforts Tranchants 10 <sup>6</sup> (N.)	V <sub>y</sub> (base) Nœud 34,40	5.96	6.01
	V <sub>y</sub> Nœud 17,18	3.44	3.47		V <sub>x</sub> (base) Nœud 34,40	2.0	1.5

On note immédiatement que les valeurs de fréquences (calculées par la méthode des masses cohérentes) des modes de vibrations 2 et 3; 3, 4 et 5; 7 et 8; 10 et 11; 12, 13 et 14; et enfin 14 et 15 sont très voisines. Les coefficients de corrélations modales correspondant à ces modes sont nettement plus importants que les autres valeurs

indiquées dans le tableau 2. On en déduit que pour l'étude de ce pont, les interactions entre les modes supérieurs auront une influence significative sur la valeur finale de la réponse sismique. Cette observation est corroborée par la nette différence (de l'ordre de 25%) entre les valeurs fournies par les règles de combinaison



CQC et SRSS, pour les déplacements  $U_x$  en tête et l'effort tranchant  $V_x$  et à la base de la pile 4 (cf. Tableau 3)

La figure 15.a illustre l'allure de déplacements latéraux et longitudinaux obtenus le long de la superstructure. On remarque que les valeurs de déplacements sont maximales au niveau du joint d'expansion et que les déplacements longitudinaux au niveau des culées sont significatifs et fournissent une mesure de la longueur du joint d'expansion.

A titre illustratif, les figures 15.b et 15.c montrent respectivement la distribution des moments de flexion latérale et des efforts de cisaillements latéraux dans le sens longitudinal du pont. On peut aussi vérifier que les moments de flexion latérale sont bien nuls aux niveaux des appuis extrêmes et du joint d'expansion (figure 15.b). On peut également noter à partir de la figure 15.c que les efforts de cisaillements sont bien maximaux aux niveaux des appuis

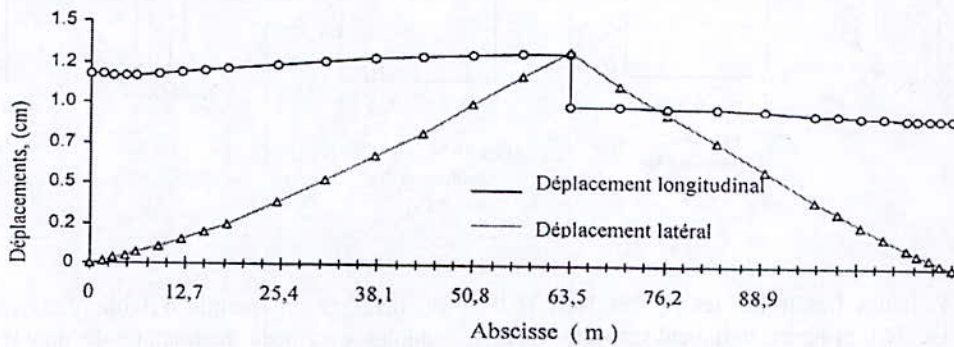


Fig. 15.a- Déplacements le long de la poutre

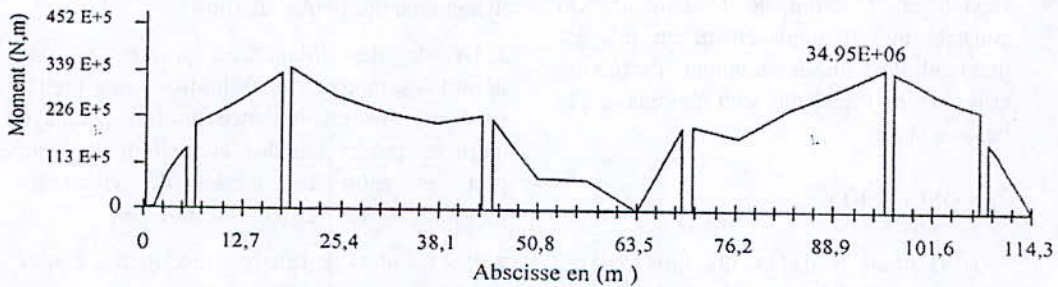


Fig. 15.b- Moments de flexion latérale

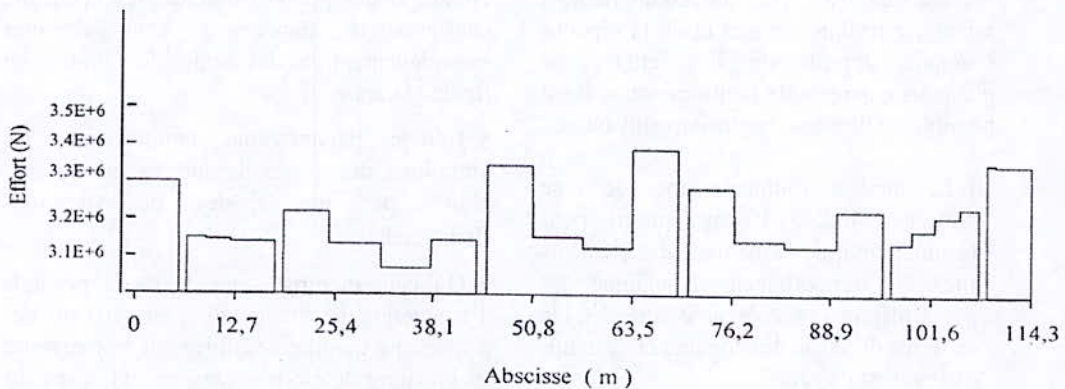
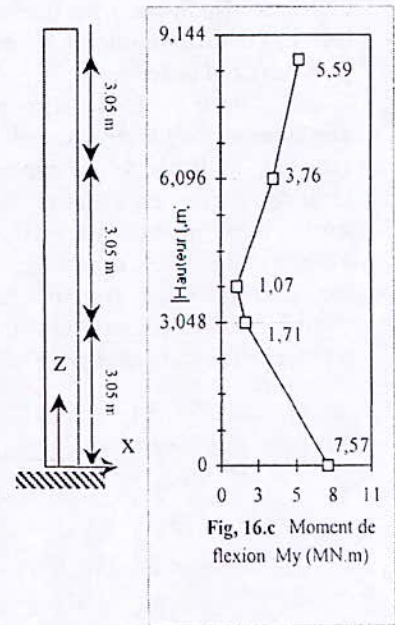
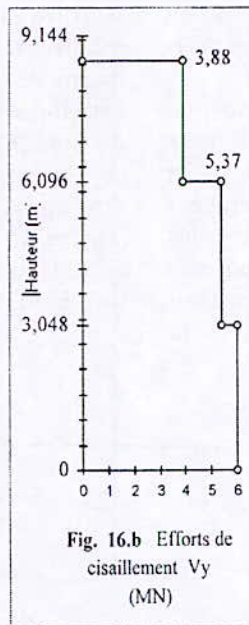
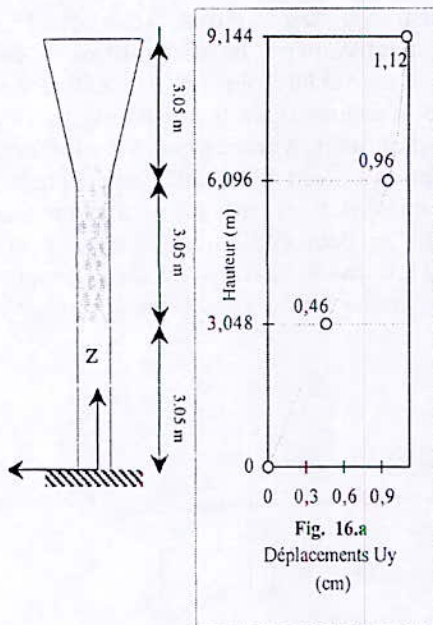


Fig. 15.c- Efforts de cisaillement latéraux





A toutes fins utiles, les figures 16.a, 16.b etc 16.c ci après, indiquent respectivement les variations des déplacements et des efforts de cisaillements et des moments de flexion en fonction de la hauteur. On constate que le déplacement en tête est maximal alors que les moments de flexion et les efforts tranchants sont maximaux à la base de la pile.

## 7. CONCLUSION

Trois modèles d'éléments finis ont été proposés et étudiés pour l'étude dynamique 3D des ponts-caissons. A partir des résultats obtenus de l'analyse du comportement vibratoire tridimensionnel et de la réponse sismique approfondie des études de plusieurs cas réels de ponts-caissons, il est possible de tirer les conclusions suivantes:

1. Le modèle tridimensionnel de type portique (Modèle MI) est approprié pour la simulation par la méthode des éléments finis du comportement dynamique des ponts offrant une économie considérable en terme de saisie des données et de temps d'exécution de calcul.

2. Les résultats de l'étude d'optimisation

du maillage ont permis d'établir deux règles simples exprimant le nombre de nœuds par travée et par pile nécessaires pour une simulation adéquate du comportement dynamique des ponts-caissons.

3. L'étude des fréquences propres et des déformées modales de vibrations des ponts-caissons, met en évidence un fort couplage entre les modes latéraux et torsionnels d'une part, et entre les modes de vibrations longitudinales et verticales d'autre part.

4. Les résultats de l'analyse modale des études de cas réels étudiés, montrent que les cinq premiers modes de vibrations des ponts-caissons présentant une configuration symétrique sont dominés essentiellement par des modes de vibration en flexion latérale.

5. L'étude paramétrique montre que les vibrations des ponts de longue portée sont régies par des modes de vibrations flexionnelles.

6. On peut montrer que de façon générale l'adjonction des diaphragmes aux niveaux des appuis, ne modifie sensiblement la fréquence et la nature du mode correspondant, que dans le cas où le mode dominant est en mode de type torsionnel.



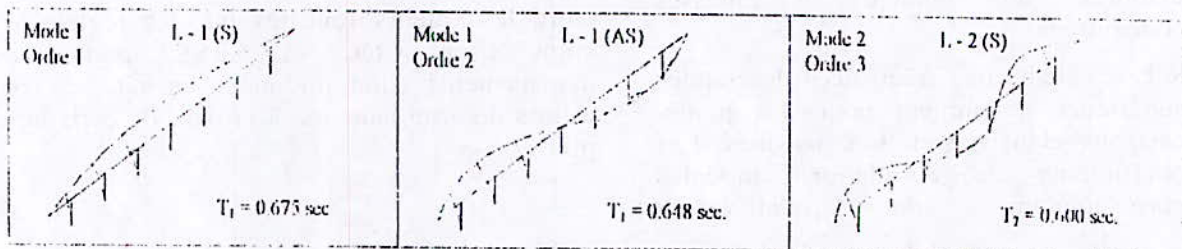
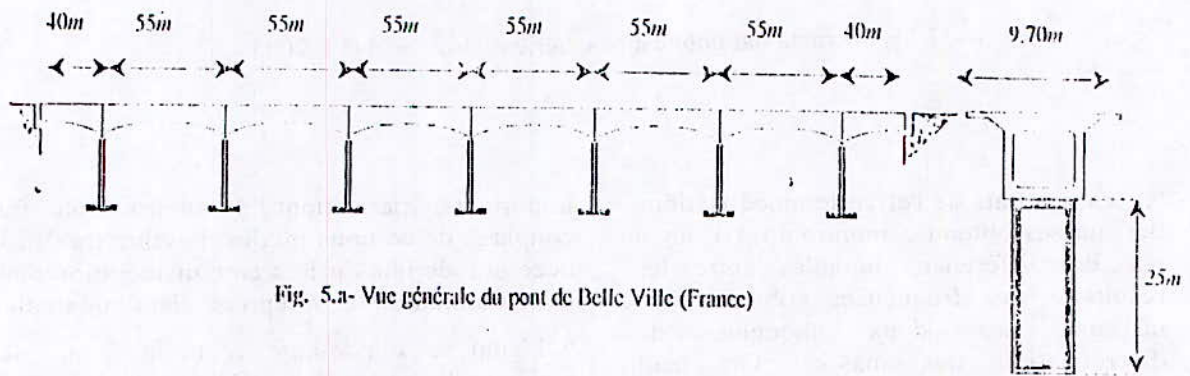
7. Les résultats de l'effet de modélisations des masses obtenus, montrent qu'il n'y a pas de différences notables entre les résultats de fréquences obtenus en utilisant les deux modèles de discrétisation des masses. On peut cependant noter que les écarts de fréquences entre les deux modèles croissent légèrement avec l'ordre des modes supérieurs. Dans tous les cas, le modèle de masses cohérentes fournit des valeurs de fréquences supérieures à celles déduites du modèle de masses concentrées.

8. Les valeurs des fréquences des modes supérieurs notamment pour des ponts-caissons élancés sont très voisines. Les coefficients de corrélations modales correspondant sont relativement

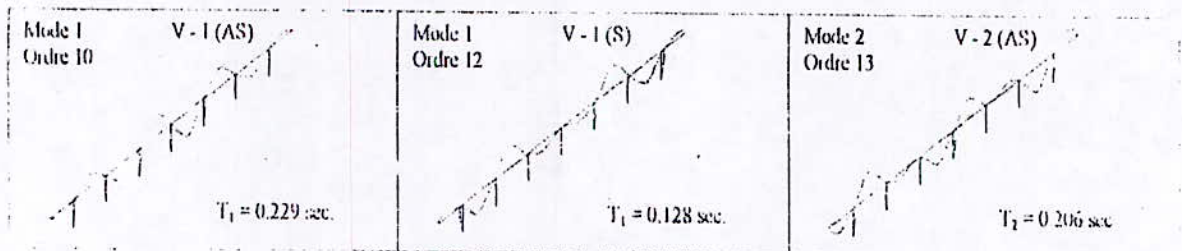
importants, permettant à augurer un fort couplage de certains modes de vibrations et la nécessité de leurs prises en considération dans la détermination de la réponse sismique totale.

9. L'analyse dynamique a montré que les résultats des effets dynamiques calculés, d'une part, par la méthode de combinaison quadratique complète (CQC) et, d'autre part, par la méthode de combinaison simple (SRSS) sont souvent en bonne corrélation. Toutefois, les résultats obtenus montrent dans certains cas une différence importante (de l'ordre de 25%) entre les valeurs fournies par les règles de combinaison CQC et SRSS, pour les déplacements longitudinaux en tête et les efforts de cisaillements à la base de certaines piles.

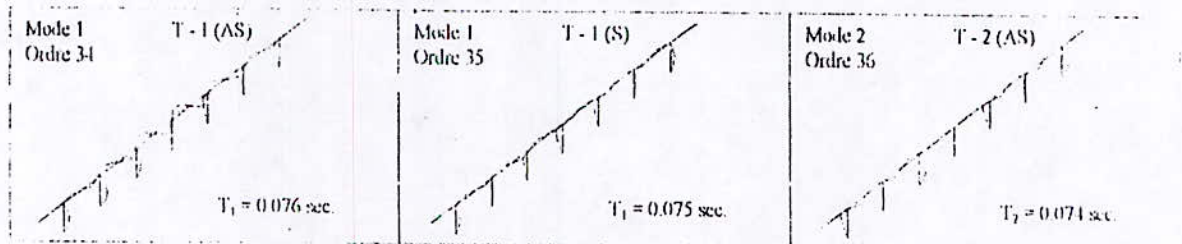




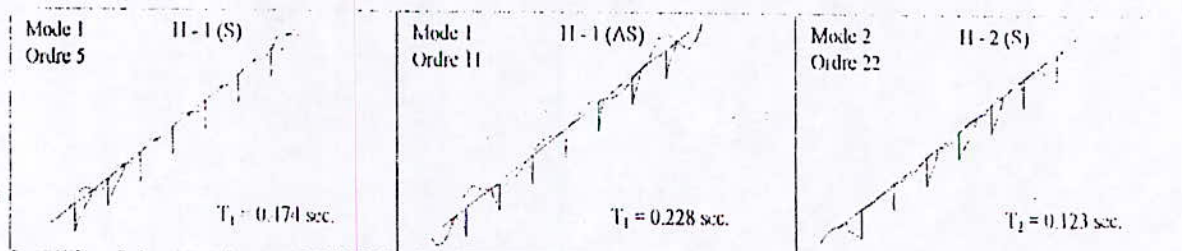
(a) Modes symétriques et antisymétriques de vibrations latérales



(b) Modes symétriques et antisymétriques de vibrations verticales



(c) Modes symétriques et antisymétriques de vibrations torsionnelles



(d) Modes symétriques et antisymétriques de vibrations longitudinales

Fig. 6- Modes symétriques (S) et antisymétriques (AS) de vibrations du pont.



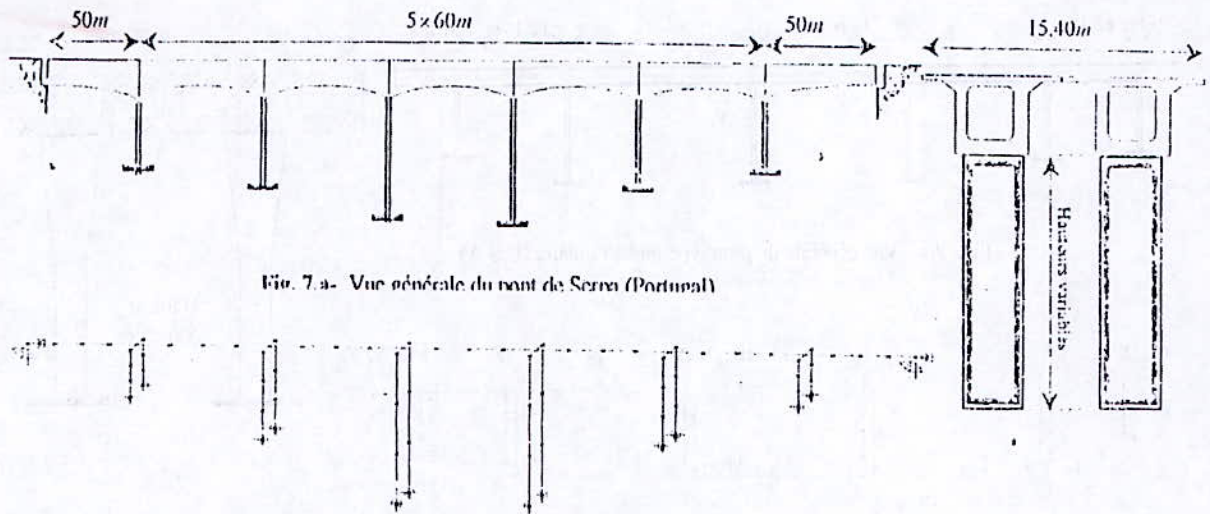


Fig. 7.a- Vue générale du pont de Serpa (Portugal)

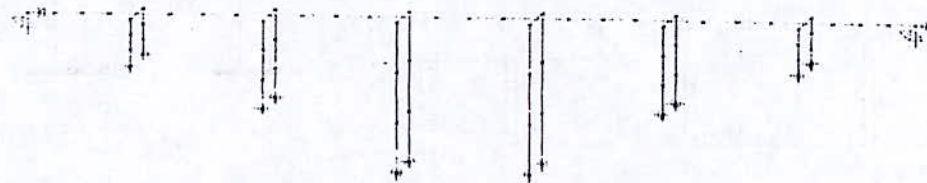
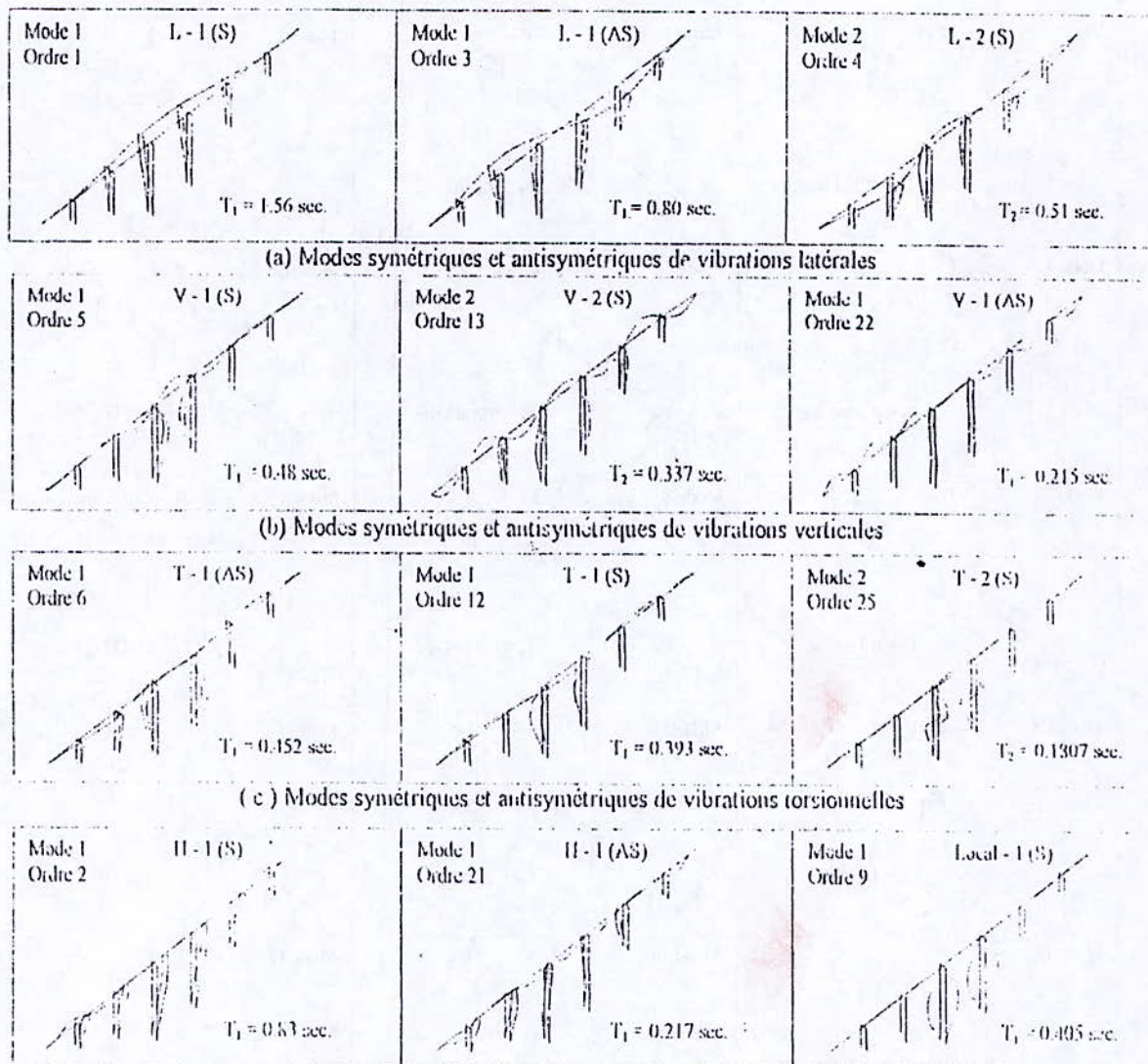


Fig. 7.b- Modèle spatial en éléments finis du pont



(d) Modes symétriques et antisymétriques de vibrations longitudinales (pont de Serpa au Portugal)

(e) Mode local de vibration (pont de Serpa au Portugal)

Fig. 8.c- Modes symétriques (S) et antisymétriques (AS) de vibrations du pont de Serpa (Portugal)



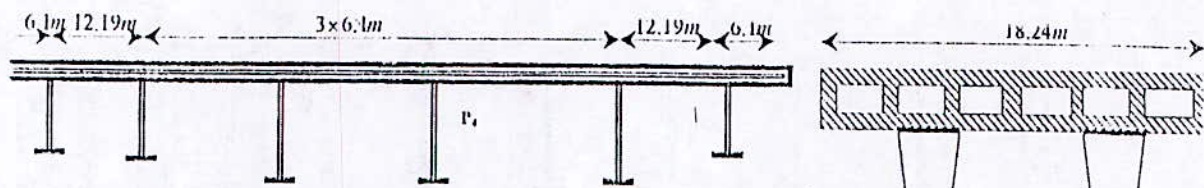


Fig. 9.a- Vue générale du prototype multicellulaire (U.S.A)

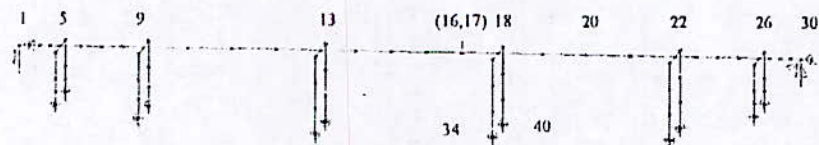


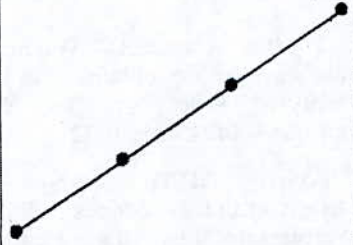
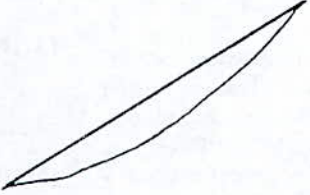
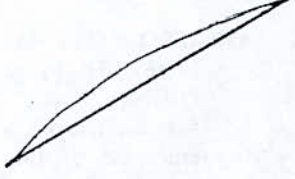
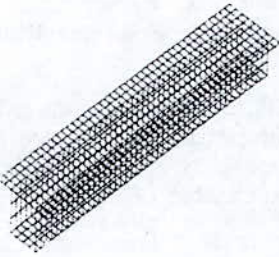

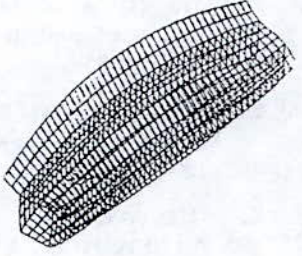
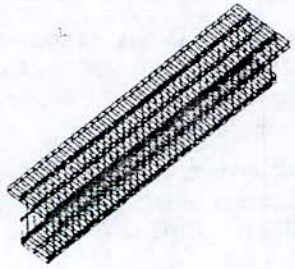
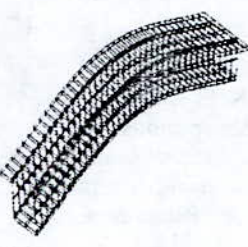
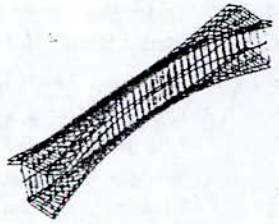
Fig. 9.b- Modèle spatial en éléments finis du prototype

Mode 1	V - 1		$T_1 = 0.274 \text{ sec.}$	Mode 2	L - 1		$T_2 = 0.2369 \text{ sec.}$	Mode 3	L - 2		$T_3 = 0.2217 \text{ sec.}$
Mode 4	L - 3		$T_4 = 0.2064 \text{ sec.}$	Mode 5	II - 1		$T_5 = 0.2045 \text{ sec.}$	Mode 6	V - 2		$T_6 = 0.1754 \text{ sec.}$
Mode 7	II - 2		$T_7 = 0.1268 \text{ sec.}$	Mode 8	V - 3		$T_8 = 0.1244 \text{ sec.}$	Mode 9	II - 3		$T_9 = 0.0937 \text{ sec.}$
Mode 10	V - 4		$T_{10} = 0.0828 \text{ sec.}$	Mode 11	V - 5		$T_{11} = 0.0813 \text{ sec.}$	Mode 12	V - 6		$T_{12} = 0.0679 \text{ sec.}$
Mode 13	V - 7		$T_{13} = 0.0648 \text{ sec.}$	Mode 14	II - 4		$T_{14} = 0.0621 \text{ sec.}$	Mode 15	V - 8		$T_{15} = 0.0574 \text{ sec.}$

Fig. 9.c- Identification 15 premiers modes de vibrations et leurs déformées modales du prototype

V : Vibrations verticales  
L : Vibrations longitudinales  
II : Vibrations latérales



	Modèle d'éléments finis	1 <sup>er</sup> Mode de vibration mode vertical V1	2 <sup>ème</sup> Mode de vibration mode latéral L1
Modèle M1			
Modèle MII			
Modèle MIII			

**Fig. III.6-** Modèles d'éléments finis et déformées modales des deux premiers modes de vibrations



RÉFÉRENCES

1. AASHTO. (The American Association of State Highway and Transportation Officials, INC). "Standard specifications for highways bridges, 14<sup>th</sup> edition, as amended by the interim specifications - bridges, Washington DC, 1990.
2. A.M .ABDEL-GHAFFAR. "Dynamic analysis of suspension bridge structures". Earthquake Engineering Research Laboratory EERL - 76 - 01, California Institute of Technology, PASADENA, U.S.A.
3. BAKHT, B, AND JAEGER. L.G." Bridge Analysis Simplified". Mc Graw Hill, New York, 1985.
4. CLOUGH. R.W. AND PENZIEN, J. "Dynamics of Structures. New York, Mc Graw Hill, 1975.
5. E. HINTON, A. ROCK AND O.C ZIENKIEWICZ. "A note on Mass Lumping in related Process in the Finite Element Method", Int. J. Earthquake. Eng. Stru. Dynamic. 4,245 - 9,1976.
6. G. WORONTZOFF. "La construction des ponts en béton précontraint par la méthode de l'encorbellement". (Numéro spécial " Ouvrages d'Art " de l'ingénieur constructeur, 4/1971).
7. Y. MATSUI, T. HAYASHIKAWA & Y. KAKUTA, T. KANEKO ET N. SUGAWARA. " Calculations of natural periods of bridges structures by using static frame method". Earthquake engineering, Tenth World Conference Belkema. Rotterdam, 1992.
8. J.L CANCIO, MARTIN ET ARMONDO.A. MARQUESRITO "Construction des ponts sur le Rio Guardian et le Rio ARADE au Portugal". Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics. (N° 518. 1993).
9. JOHN .C. WILSON." Analysis of the observed seismic response of highway bridge". Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol, 14, 339 - 54, 1986.
10. KIUREGHIAN, A.D. "CQC modal combinaison rule for high frequency modes". Trans. 11<sup>th</sup>. Int. Conference on Stut. Mech. In Reactor Technology, Tokyo, Japan, August .K
11. K.J. BATHE AND E.L. WILSON," Large eigenvalue problems in dynamics analysis" Proc. Am. Soc. Civil. Eng, 98,EM6, 1471 - 85, 1972.
12. P. TONG, T.H.H. PIAN AND L.L. BUCIOVELLI, "Modes Shapes and Frequencies by the Finite Element Method Using Consistent and Lump Matrices". J. Comp. Stru, 1,623 - 38,1971.
13. R.ALIVEZA, G. AMIN. "An investigation into the effect on earthquake bridges". Earthquake Engineering, Tenth World Conference, Belekema, Rotterdam, 4763 - 67, 1992.
14. S.C.D.T, (State of California, Department of Transportation)." Bridge Design Aids Manual, N°. 14. Caltrans, Sacramento, CA, October 1989.
15. TILIOUINE B. " Dynamique des structures : "Aspects vibratoires ". Tome 1 GECOTEC, Alger, 2000.
16. TIMONSHENKO, S. ET WOINOWSKY - KREIGER, S " Theory des plaques et coques" 2<sup>nd</sup> E.d Americaine, libraire polytechnique Berabger CH. 1961.
17. WILSON, E.L AND A. HABIBULLAH. " Sap - 90 User Manual". Computer and Structures, Inc, Berkeley, California, 1989.
18. ZIENKIEWICZ, O.C. "La methode des éléments finis". 3<sup>ème</sup> Edition, Mc Graw - Hill. Inc, Paris 1979.



## MODELISATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT MECANIQUE DES GRAVES NON-TRAITEES : APPLICATION AU CALCUL NON- LINEAIRE DES CHAUSSEES SOUPLES

K. Sandjak & B. Tiliouine

Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures  
Ecole nationale Polytechnique, Alger, Algérie

### Abstract :

The present research work is a modest contribution to efforts invested in particular in the subjects of characterization and modeling of the mechanical behavior of unbound granular materials in general and Algerian aggregates in particular, used fluently as base courses in flexible pavement structures.

In the first part, the main results of an analytical study of unbound granular materials behavior based on the Boyce's model and its modified formulation are presented.

In the second part, a non-linear finite element code for flexible pavement analysis (PANCH) is developed in order to introduce the non-linearity of the mechanical behavior of unbound granular materials in pavement analysis and design.

The last part is dedicated to the presentation of the main results of a parametric study on the behavior of flexible pavements structures and a F.E.M based method for rut estimation.

Finally, conclusions of engineering interest are formulated.

### Résumé :

Le présent travail de recherche se veut une contribution aux efforts consentis dans les domaines de caractérisation et modélisation du comportement mécanique des matériaux granulaires non-traités en général et des graves Algériennes en particulier, utilisées couramment dans les corps de chaussées.

Dans le premier volet, les principaux résultats d'une étude analytique d'un modèle de comportement des graves non-traitées basé sur l'utilisation du modèle de Boyce et de sa formulation modifiée sont présentés.

Dans le deuxième volet, un programme d'analyse non-linéaire par éléments finis des chaussées souples (PANCH) est développé en vue d'introduire la non-linéarité du comportement mécanique des graves non-traitées dans l'analyse et le dimensionnement des chaussées.

Le dernier volet est consacré à la présentation des principaux résultats d'une étude paramétrique sur le comportement des structures de chaussées souples et d'une méthode d'estimation de l'ornièrè.

Enfin des conclusions d'intérêt pratique pour la profession sont formulées.



## 1. INTRODUCTION GENERALE

Le développement des infrastructures routières revêt un caractère économique et stratégique important.

En Algérie, le réseau national, à l'instar de nombreux réseaux routiers dans le monde, est constitué principalement de structures de chaussées souples. Des statistiques récentes révèlent que pratiquement seule la moitié du réseau routier national revêtu présente un état relativement satisfaisant. La nécessité de remédier aux insuffisances structurelles de ce réseau d'une part, et l'importance de la route en tant que mode de transport dominant d'autre part, soulignent le degré d'urgence qu'il convient d'accorder au développement des méthodes modernes de caractérisation des matériaux locaux et d'analyse du comportement des structures de chaussées [24].

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures de chaussées souples, on utilise des modèles avec des degrés de sophistication variés [16, 20, 26, 28]. L'approche simple la plus souvent utilisée, est l'analyse élastique linéaire des systèmes multicouches [4, 8, 25]. Cette méthode est bien adaptée à l'étude des structures comportant des matériaux d'assise rigide, c'est à dire des matériaux dont le comportement peut être considéré comme élastique et linéaire. Il est toutefois important de noter que des écarts importants ont été relevés entre les déformations observées et celles calculées dans les structures de chaussées souples faisant appel à des matériaux non traités. Tel est le cas des graves non-traitées (GNT). Ces désaccords sont imputés au fait que les caractéristiques mécaniques des matériaux non liés dépendent de l'état de contrainte dans la structure de chaussée, et qu'ils ont par voie de conséquence un comportement non linéaire [16, 22, 27].

Divers modèles ont été développés pour modéliser le comportement réversible non-linéaire des matériaux granulaires constituant le corps de chaussée dans une structure de chaussées souples, mais le modèle le plus efficace demeure le modèle de Boyce. Il présente l'avantage d'être en accord avec les résultats d'essais réalisés à l'aide de l'appareil triaxial à chargements répétés et offre un compromis satisfaisant entre simplicité et précision dans la modélisation. En outre la production sans cesse croissante d'ordinateurs de plus en plus

performants conjuguée à une amélioration continue de la connaissance des propriétés mécaniques des matériaux a induit un besoin pressant pour le développement de codes de calcul d'analyse non-linéaire par éléments finis et de dimensionnement rationnel des chaussées souples

Dans ce cadre, la présente recherche vise trois objectifs principaux. Le premier consiste à mieux comprendre et à mieux modéliser le comportement mécanique non-linéaire des matériaux granulaires non-traités notamment des GNT algériennes. Le second vise à introduire la non-linéarité de ce comportement dans l'analyse et le dimensionnement des chaussées souples alors que le troisième objectif a trait à une investigation de la sensibilité des critères de dimensionnement aux variations des caractéristiques des chaussées souples.

A cet effet, nous présentons dans ce qui suit, dans une première phase, les principaux résultats d'une étude analytique du comportement des graves non-traitées basée sur l'utilisation du modèle non-linéaire de Boyce et de sa formulation modifiée dont les paramètres sont déterminés au préalable à partir d'essais de mesure réalisés à l'aide de l'appareil triaxial à chargements répétés.

Dans une deuxième phase, un programme d'analyse par éléments finis permettant d'incorporer la non-linéarité du comportement réversible des GNT, est élaboré. Les problèmes de convergence inhérents à l'implémentation du modèle numérique sont identifiés et des solutions sont proposées en vue de surmonter ces difficultés. Des abaques de calcul sont également développés en vue de permettre un calcul linéaire équivalent des structures de chaussées souples.

En outre, dans une troisième phase, la sensibilité des critères de dimensionnement aux variations possibles des caractéristiques des couches de chaussée est examinée et une méthode d'estimation de l'orniérage est présentée.

Enfin des conclusions et des recommandations d'intérêt pratique pour la profession sont formulées.



## 2. ETUDE DU COMPORTEMENT MECANIQUE DES GRAVES NON- TRAITEES

### 2.1 Généralités

Les mesures des déformations réversibles sur les graves non-traitées ont fait l'objet de nombreux travaux sur l'appareil triaxial à chargement répétés (TCR) [22, 26, 28]. Pour étudier le comportement d'une chaussée, l'essai à contrainte latérale variable (CLV) donne une meilleur représentativité en laboratoire [21] [22].

Dans un essai triaxial, les contraintes et les déformations s'écrivent sous la forme suivante :

$$\begin{aligned} p &= \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) & q &= \sigma_1 - \sigma_3 \\ \varepsilon_v &= (\varepsilon_1 + 2\varepsilon_3) & \varepsilon_q &= \frac{2}{3}(\varepsilon_1 - \varepsilon_3) \end{aligned} \quad (2.1)$$

où  $p$  et  $q$  représentent respectivement la contrainte moyenne et le déviateur des contraintes tandis que  $\varepsilon_v$  et  $\varepsilon_q$  désignent les déformations sphériques et dévia toriques correspondantes.

Dans un essai CLV, les sollicitations  $\sigma_1$  et  $\sigma_3$  croissent proportionnellement, à partir de l'état initial jusqu'au valeurs maximales. L'analyse des résultats d'essais montre en général, que les déformations réversibles se caractérisent par :

- l'augmentation de la rigidité volumique et de cisaillement avec la contrainte moyenne  $p$ .
- l'augmentation de la rigidité volumique avec le taux cisaillement  $q/p$ .

### 2.2 Loi de comportement

Pour les matériaux granulaires, on considère souvent le modèle de Boyce [5] lors du dépouillement des résultats d'essais, ce modèle est utilisé pour la modélisation du comportement non-linéaire réversible pour les graves non traitées. Il offre un compromis satisfaisant entre simplicité et précision dans la modélisation .

Le modèle de Boyce est basé sur un comportement isotrope élastique non linéaire. Celui-ci peut être formulé comme suit :

$$\varepsilon_v = \frac{p^n}{K_1} \left[ 1 - \beta \left( \frac{q}{p} \right)^2 \right] \quad \varepsilon_q = \frac{p^n}{3G_1} \frac{q}{p} \quad (2.2)$$

$$\text{avec : } \beta = \frac{(1-n)K_1}{6G_1}$$

où  $K_1$ ,  $G_1$  et  $n$  sont des paramètres déterminés à partir des essais TCR.

Ce modèle est souvent écrit sous la forme :

$$\varepsilon_v = \frac{p}{K} \quad \text{et} \quad \varepsilon_q = \frac{q}{3G} \quad (2.3)$$

de sorte que :

$$\begin{aligned} K &= K_1 p^{1-n} \left[ 1 - \beta \left( \frac{q}{p} \right)^2 \right]^{-1} \\ G &= G_1 p^{1-n} \end{aligned} \quad (2.4)$$

$K$  et  $G$  représente respectivement le module de compressibilité volumique et le module de cisaillement du matériaux non-traité.

Les relations (2.4) sont compatibles avec les observations expérimentales citées précédemment.

Ce modèle peut être généralisé pour un état de contrainte quelconque, en admettant la formulation de Hooke avec  $E$  et  $\nu$  variables, que l'on calcule en utilisant les relations de la théorie de l'élasticité :

$$E = \frac{9KG}{3K+G} \quad \nu = \frac{3K-2G}{6K+2G} \quad (2.5)$$

d'où les expressions finales :

$$\begin{aligned} E &= \frac{9G_1 p^{1-n}}{3 + \frac{G_1}{K_1} \left[ 1 - \beta \left( \frac{q}{p} \right)^2 \right]} \\ \nu &= \frac{\frac{3}{2} - \frac{G_1}{K_1} \left[ 1 - \beta \left( \frac{q}{p} \right)^2 \right]}{3 + \frac{G_1}{K_1} \left[ 1 - \beta \left( \frac{q}{p} \right)^2 \right]} \end{aligned} \quad (2.6)$$

### 2.3 Analyse critique du modèle de Boyce

L'application de la loi non linéaire de Boyce au calcul de structures de chaussées, par la méthode des éléments finis, impose certaines conditions,



comme la condition de non-singularité de la matrice de comportement [D] qui se traduit par [3] [11] [28] par les conditions suivantes :

- Le module réversible E doit être strictement positif
- Le coefficient de Poisson  $\nu$  doit être inférieur à 0.5
- La valeur du rapport  $q/p$  doit être limitée afin d'assurer la convergence du processus itératif lors de l'implémentation du modèle de Boyce dans un programme d'analyse non-linéaire par éléments finis (voir paragraphe 4.3).

La première condition sur le module de Young E n'est vérifiée que lorsque le rapport des contraintes ( $q/p$ ) est inférieur à une certaine limite, fonction des coefficients du modèle. Cette limite est définie par : La figure 2.a donne l'allure de la variation du

$$\left(\frac{q}{p}\right)_{\max} = \frac{1}{\sqrt{\beta}} \sqrt{1 + 3 \frac{K_1}{G_1}} = \frac{\Omega_0}{\sqrt{\beta}} \quad (2.7)$$

module E en fonction de ( $q/p$ ) pour une contrainte normale p fixée ; ainsi, on voit clairement que le module d'élasticité E varie de façon asymptotique au voisinage du seuil  $\Omega_0/\sqrt{\beta}$ , ce qui n'est pas réaliste physiquement et peut causer des problèmes d'ordre numérique lors de la résolution du système d'équations non-linéaire

où

$$E_0 = \frac{9G_1}{3 + \frac{G_1}{K_1}}$$

En outre, la figure 2.b montre également que le modèle de Boyce peut conduire à des valeurs négatives inacceptables du module réversible pour des valeurs importantes du rapport  $q/p$  ( $q/p > \Omega_0/\sqrt{\beta}$ )

En ce qui concerne le coefficient de Poisson, il doit être limité aussi à une valeur limite  $\nu_{\lim}$ , ce qui impose que le rapport ( $q/p$ ) doit être toujours inférieur à la valeur limite ( $q/p$ )<sub>max</sub> défini par :

$$\left(\frac{q}{p}\right)_{\max} = \frac{1}{\sqrt{\beta}} \sqrt{1 - \frac{3 K_1}{2 G_1} \frac{1 - 2\nu_{\lim}}{1 + \nu_{\lim}}} = \frac{\Omega_{\lim}}{\sqrt{\beta}} \quad (2.8)$$

Ainsi, la figure 3.a illustre la variation du coefficient de Poisson au voisinage des différents seuils du rapport ( $q/p$ ) définis précédemment. En outre, la figure 3.b montre également que le modèle

de Boyce peut conduire à des valeurs inacceptables (négatives, supérieurs à 0.5) du module coefficient de Poisson pour des valeurs importantes du rapport  $q/p$  ( $q/p > \Omega_0/\sqrt{\beta}$ )

## 2.4 Modèle de Boyce modifié

L'idée de modifier le modèle de Boyce initial a pour but de permettre au matériaux de supporter des rapports ( $q/p$ ) importants, d'assurer la convergence des itérations et d'obtenir un état de contrainte plus réaliste.

En ce qui concerne le modèle rhéologique, les essais expérimentaux sont interprétés de façon appropriée par rapport au modèle de Boyce. Les paramètres initiaux du modèle de Boyce  $K_1$  et  $G_1$ , ont la dimension d'une contrainte élevée à la puissance n. Afin de ramener ces paramètres à la dimension d'une contrainte, on fait intervenir une pression de référence  $P_a$  et l'on appelle les nouveaux paramètres  $K_a$  et  $G_a$ . Les relations qui lient les anciens et nouveaux paramètres s'écrivent ainsi :

$$K_a = K_1 P_a^{1-n} \quad G_a = G_1 P_a^{1-n} \quad (2.9)$$

Les coefficients de rigidité K et G prennent la forme suivante [11] [14]:

$$K = K_a \left(\frac{P_t}{P_a}\right)^{1-n} D\left(\frac{q}{P_t}\right) \quad (2.10)$$

$$G = G_a \left(\frac{P_t}{P_a}\right)^{1-n} \quad (2.11)$$

où

$$D\left(\frac{q}{P_t}\right) = \frac{1 + \gamma \left(\frac{q}{P_t}\right)^2}{1 + \beta \left(\frac{q}{P_t}\right)^2} \quad (2.12)$$

- $P_t$  est la contrainte normale totale ; elle inclue l'effet du poids propre



de la structure de chaussée et l'effet de la pression due à la charge roulante.

- $P_a$  désigne une pression de référence (prise conventionnellement égale à 100 kPa).
- Le terme D désigne l'influence du rapport  $q/p_t$  sur le coefficient K. il permet de limiter la variation de K pour des grandes valeurs de  $q/p_t$ , ce qui revient aussi à limiter le coefficient de Poisson.

Les coefficients  $\gamma$  et  $\beta$  du modèle de Boyce modifié sont déterminés pour limiter le module de compressibilité K en limitant le coefficient de Poisson  $\nu$ .

Cette formulation offre du fait de la présence d'asymptotes horizontales, une évolution moins brutale des fonctions E et  $\nu$  vers les valeurs forte du rapport ( $q/p$ ) [11], ceci est clairement illustré dans la figure 4 qui représente respectivement la variation du module d'élasticité et du coefficient de Poisson en fonction de  $q/p$  pour les deux modèles. La grave non-traitée utilisée notée (GNT BBA) provient de la carrière de Bordj Bou-Argeridj, les paramètres du modèle de Boyce de cette GNT sont déterminés au préalable à partir de résultats d'essais réalisés à l'aide de l'appareil TCR au laboratoire de l'organisme national du Contrôle Technique des Travaux Publics (CTTP).

La détermination des nouveaux paramètres du modèle modifié se fait comme suit :

- Pour les grandes valeurs du rapport ( $q/p$ ) grand et si l'on fixe une valeur limite pour le coefficient de Poisson ( $\nu_{lim}$ ), on obtient la relation suivante :

$$\Omega_{lim} = \frac{\gamma'}{\beta'} = \frac{2 G_a}{3 K_a} \frac{1 + \nu_{lim}}{1 - 2\nu_{lim}} \quad (2.13)$$

- Pour les faibles valeurs du rapport ( $q/p$ ), par identification au modèle de Boyce, on aura :

$$\beta' - \gamma' = -\beta \quad (2.14)$$

En combinant les deux relations (2.24) et (2.25), on obtient finalement :

$$\beta = \frac{\beta'}{\Omega_{lim} - 1} \quad \text{et} \quad \gamma' = \beta' \Omega_{lim} \quad (2.15)$$

### 2.5 Performance mécanique de deux G.N.T Algériennes

La performance mécanique de deux GNT Algériennes est examinée en comparant leurs comportement à celui de deux GNT type. Le modèle de Boyce est utilisé pour tracer l'évolution du module de rigidité des différentes GNT en fonction du rapport ( $q/p$ ) (Figure 5).

Les paramètres de ce modèle (tableau 1) sont déterminés au préalable à partir de résultats d'essais réalisés à l'aide de l'appareil triaxial à chargements répétés au Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Saint-Brieuc, France pour les GNT Française C1 et C2 , et au Laboratoire de l'Organisme National du Contrôle Technique des Travaux Publics (CTTP) pour les GNT de Cap-Djenet (wilaya de Boumerdès, désignée, ci-après, GNT Cap) et de Bordj Bou-Argeridj, notée GNT BBA.

Type de G.N.T	$K_a$ (MPa)	$G_a$ (MPa)	$n$
C1	256	234	0.47
BBA	147	137	0.38
CAP	104	125	0.45
C2	88	90	0.47

Tableau 1- Paramètres du modèle de Boyce pour chaque type de grave non-traitée utilisée

On remarque bien que les deux courbes représentant la variation du module de rigidité en fonction du rapport ( $q/p$ ) pour les deux graves Algériennes (GNT BBA et GNT CAP), s'inscrivent à l'intérieure du domaine délimité par les deux courbes des GNT Françaises C1 et C2. Un programme de travail expérimental plus approfondie permettra de mieux caractériser le comportement des différentes GNT Algériennes et d'établir une classification basée sur les performances mécaniques de chaque GNT.

### 3. MODELISATION PAR ELEMENT FINIS DES STRUCTURES DE CHAUSSEES



### 3.1 Généralités

La méthode des éléments finis présente une efficacité particulière dans la modélisation non-linéaire du comportement des chaussées, par son aptitude à introduire différents modèles, diverses formes géométriques et des chargements variables. Les structures de chaussées considérées sont des massifs multicouches présentant une symétrie axiale d'axe Oz ce qui permet de simplifier considérablement l'étude.

Le chargement est constitué d'une charge statique uniforme répartie sur un disque, la charge total (q) peut, par exemple, être égale à celle d'un demi-essieu standard : 65 KN, le disque ayant un diamètre égal à 0.35 m [8]. On suppose que chaque couche de matériau est homogène, isotrope et que les couches adhèrent parfaitement les unes aux autres [1, 24, 27].

### 3.2 Maillage et conditions aux limites

Pour résoudre le problème axisymétrique schématisé par la figure 6, on utilise un maillage orthogonal, les éléments étant des rectangles à huit nœuds. Une représentation de ce maillage est donnée par la figure 7.

Pour une structure multicouches, chaque couche de matériau est divisée en plusieurs sous-couches d'éléments ayant des hauteurs identiques, ou en progression géométrique.

Verticalement, on définit trois zones de maillage avec des éléments de taille identique ou en progression géométrique. La première zone se trouve sous la charge ; la deuxième est adjacente et symétrique à la première, pour permettre un maillage relativement serré dans les parties de la structure où les gradients de contraintes sont importants. La troisième zone est extérieure à la charge et comporte souvent autant d'éléments que pour les deux autres. Les conditions aux limites sont fixées comme suit :

- Pour le fond : déplacement vertical nul
- Pour le bord : déplacement horizontal nul

### 3.3 Algorithme de résolution non-linéaire

La méthode des éléments finis en déplacements conduit à une formulation discrétisée des problèmes non-linéaires pouvant s'écrire sous la forme générale [29] :

$$[K(U)]\{U\} = \{F\} \quad (3.1)$$

avec

$[K(U)]$  : matrice de rigidité dépendant des déplacements

$\{U\}$  : vecteur des déplacements nodaux

$\{F\}$  : vecteur des forces nodales

Résoudre le problème non-linéaire c'est chercher un vecteur  $\{U\}$  qui vérifie l'équation précédente.

En pratique il n'existe pas de méthode générale valable pour tous les cas et la stratégie de résolution doit s'adapter par expérience à une classe de problèmes donnée. Dans notre cas, on a été amené à résoudre le système d'équations non-linéaires par une méthode dite « Méthode d'itération directe » ou méthode sécante [29].

Cette méthode présente l'avantage d'être simple, facile à mettre en œuvre et s'adapte mieux à la nature de la loi de comportement utilisée. La méthode de résolution peut être résumée comme suit :

A l'itération (n), on ajuste la rigidité en fonction de l'état de contrainte à l'itération (n-1).

On peut écrire schématiquement les équations suivantes :

$$\{U^n\} = [K^{n-1}]^{-1} \{F\} \quad (3.2)$$

Pour chaque élément, on a :

$$\{\sigma_i^n\} = [D_i^{n-1}] \{\epsilon_i^n\} \quad (3.3)$$

avec

$$[K] = \sum_v \int [B]^T [D] [B] dv \quad (3.4)$$

et

$$\{\epsilon_i^n\} = [B_i] \{U^n\} \quad (3.5)$$

$\{\epsilon_i\}$  et  $\{\sigma_i\}$  sont les vecteurs colonnes des déformations et des contraintes de l'élément (i), la matrice du comportement de l'élément  $[D_i^0]$  est calculée à partir du seul champ de contraintes initiales.

$$\begin{aligned} \sigma_{rr} &= \sigma_{\theta\theta} = \sigma_{zz} = p_0 \text{ avec} \\ p_0 &= \sum_i h_i \gamma_{di} \end{aligned} \quad (3.6)$$

$h_i$  et  $\gamma_{di}$  représentent respectivement la hauteur et la densité de l'élément considéré.

La figure 8 donne une schématisation de la méthode de résolution utilisée.

En général, la convergence du processus itératif est atteinte assez rapidement (souvent après moins de dix itérations) pour une précision relative sur les accroissements de déplacement de 0.001.



### 3.4 Développement du programme d'Analyse Non-linéaire des Chaussées (PANCH)

Le programme développé désigné sous l'appellation PANCH (Programme d'Analyse Non-linéaire des chaussées) est écrit en FORTRAN 90 et compte environ 2400 instructions.

Pour toutes les simulations effectuées dans ce travail, on a utilisé un PC PII (400 MHz) avec 32 Mo RAM.

Pour le maillage le plus dense (400 éléments Q8) , le temps d'exécution CPU est de l'ordre de 25 secondes.

L'introduction des données se fait de deux manières, soit de façon conversationnelle, soit par édition d'un fichier de données. Les données portent principalement sur le maillage, lois de comportement considérées, propriétés mécaniques des matériaux et le chargement utilisé.

Il existe deux types d'impression des résultats :

-Impression totale de tous les résultats du calcul obtenus à la dernière itération.

-Impression selective donnant uniquement les valeurs des paramètres de dimensionnement des chaussées.

## 4. VALIDATION DU PROGRAMME PANCH ET SIMULATIONS NUMERIQUES

### 4.1 Introduction

Dans une première partie, le problème de la validation des options linéaire et non-linéaire du programme de calcul développé dans cette étude est adressé. C'est pourquoi les testes de validation porteront d'abord sur le calcul d'une structure de chaussée souple en élasticité linéaire. Les résultats obtenus sont comparés directement à ceux fournis par le programme ALIZE [2].

Ensuite, la simulation numérique d'un essai sur une section expérimentale de chaussée souple a été effectué, et les résultats numériques obtenus ont été confrontés aux résultats expérimentaux [7].

Dans une deuxième partie, les principaux résultats d'une investigation numérique sur le comportement des GNT basée sur le modèle de Boyce et de sa formulation modifiée sont présentés. En particulier, les problèmes de convergence inhérents à l'implémentation numérique sont identifiés et des solutions sont proposées

### 4.2 Validation du programme de calcul

4.2.1 Validation par comparaison avec le programme ALIZE : cas d'une structure types

### du Catalogue Algérien de Dimensionnement des Chaussées Neuves

La validation des résultats du programme de calcul avec ceux fournis par le programme ALIZE est réalisée sur une structure de chaussée dont les caractéristiques sont données dans le tableau suivant [8]:

Nature des couches	Epaisseur (m)	Module d'élasticité (MPa)	Coefficient de Poisson
Béton bitumineux	0.06	4000.	0.35
Grave Bitume	0.20	7000.	0.35
GNT	0.30	125.	0.25
Sol-support	10.0	50.	0.35

Tableau 2 – Caractéristiques de la structure de chaussée utilisée

La charge a pour intensité 676 kPa et est appliquée sur un cercle de 0.35 m de diamètre. Le rayon du massif est de 4 m. Un maillage assez raffiné composé de 150 éléments (Q8) est utilisé.

Les résultats obtenus pour la déflexion de surface (W), la déformation radiale ( $\epsilon_{rr}$ ) à la base du béton bitumineux et la déformation verticale ( $\epsilon_{zz}$ ) à la surface du sol-support sont reportés dans le tableau 3. En voit bien que la

comparaison entre les résultats des deux codes de calcul est satisfaisante et les écarts entre les valeurs calculées par les deux codes ne dépassent pas 4 %.

Code de calcul	W (mm)	$\epsilon_{rr} (10^{-6})$	$\epsilon_{zz} (10^{-6})$
ALIZE	0.56	-114.	340.
PANCH	0.54	-110.	334.

Tableau 3 – Comparaison entre les résultats des codes de calcul PANCH et ALIZE.

### 4.2.2 Validation par comparaison avec des résultats expérimentaux

Dans ce qui suit, les résultats des simulations numériques sont confrontés à ceux issus d'un programme expérimental réalisé sur une section de chaussée à l'université de Nottingham [7]. Les caractéristiques de la structure de chaussée analysée sont résumées dans la figure 9.

Cette structure est composée de quatre couches de matériaux : une couche bitumineuse comme couche de roulement, une couche granulaire et deux couches argileuses constituant le sol-support.



Le béton bitumineux et le sol-support sont considérés comme deux matériaux élastiques linéaires. En revanche le comportement du matériau granulaire (dolomite concassée de taille maximale 5 mm) est modélisé en utilisant la loi non-linéaire de Boyce dont les paramètres sont :

$$K_1=153.18 \quad G_1=392.77 \quad n=0.24$$

La comparaison est faite sur les valeurs de la déformation radiale à la base du béton bitumineux et de la déformation verticale au sommet du sol – support, comme indiqué dans le tableau 4.

Déformation (10 <sup>-3</sup> )	Mesurée	Calculée	Ecart
$\epsilon_{rr}$	-600	-620	3.22%
$\epsilon_{zz}$	1100	1107	0.6%

Tableau 4 – Comparaison entre valeurs mesurées et calculées

On constate que les résultats donnés par le programme PANCH sont en excellent accord avec ceux mesurés expérimentalement ce qui justifie l'utilisation d'un modèle de type Boyce pour la modélisation du comportement des matériaux granulaires.

### 4.3 Simulations numériques

#### 4.3.1 Formulation mathématique du modèle de Boyce modifié

Comme indiqué dans le paragraphe 2.4, on rappelle que Le modèle de Boyce dans sa formulation initiale présente des inconvénients dans les cas suivants :

- Valeurs non-réalistes du module réversible et du coefficient de Poisson pour de faibles valeurs de la pression moyenne et pour des valeurs élevées du rapport (q/p)
- Valeurs du coefficient de Poisson supérieures à 0.5
- Le processus itératif ne converge pas pour de grandes valeurs de (q/p)

Afin de surmonter ces problèmes, la formulation du modèle de Boyce peut être modifiée comme suit[11] [14]:

$$K = K_a \left( \frac{P_t}{P_a} \right)^{1-n} F \left( \frac{q_t}{P_t} \right)$$

$$G = G_a \left( \frac{P_t}{P_a} \right)^{1-n} \quad (4.1)$$

où

$$F \left( \frac{q_t}{P_t} \right) = \frac{1 + \gamma \left( \frac{q_t}{P_t} \right)^2}{1 + \beta \left( \frac{q_t}{P_t} \right)^2} \quad (4.2)$$

$K_a$ ,  $G_a$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  et  $n$  sont les paramètres du modèle. Le module réversible  $E$  et le coefficient de Poisson  $\nu$  peuvent être alors calculés en utilisant la relation classique suivante :

$$E = \frac{9 K G}{3 K + G} \quad \text{et} \quad \nu = \frac{3 K - 2 G}{6 K + 2 G} \quad (4.3)$$

Pour utiliser le modèle de Boyce, on introduit une valeur limite du coefficient de Poisson  $\nu_{lim}$  (prise dans ce cas égale à 0.49) et une valeur minimale de la pression moyenne ( $P_{min}=10$  kPa).

Les investigations suivantes sont effectuées essentiellement pour illustrer les problèmes numériques rencontrés et présenter les solutions préconisées.

#### 4.3.2 Structures de chaussées analysées : aspects géométriques et mécaniques

Deux structures de chaussées sont analysées en utilisant deux types de matériaux granulaires (GNT C1, GNTC2) . Les caractéristiques géométriques des deux structures sont données dans le tableau 5.

structure:	B.B (m)	GNT 1 (m)	GNT 2 (m)	S-S (m)
S1	0.06	0.20	0.35	5.0
S2	0.12	0.20	0.35	5.0

Tableau 5 – Epaisseurs des couches des deux structures

Dans toutes les simulations effectuées, le béton bitumineux est supposé élastique linéaire avec un module de 4000. MPa et un coefficient de Poisson de 0.35. Les deux formulations non-linéaire du modèle de Boyce sont utilisées pour modéliser le comportement des deux graves non-traitées utilisées.



Le sol-support est un sol de type S2, caractérisé par un module et un coefficient de Poisson respectivement égaux à 50 MPa et 0.35 [8].

#### 4.3.3 Résultats numériques et discussions

Les principaux résultats des simulations non-linéaires sont présentés en terme de variation du module réversible et du coefficient de Poisson en profondeur pour les deux types de structures en utilisant dans un premier lieu le modèle initial de Boyce.

Les figures 10-a et 10-b illustrent la variation du module réversible  $E$  et du coefficient de Poisson  $\nu$  des deux GNT utilisées en fonction de la profondeur sous l'axe de la charge pour la structure S1.

Dans la figure 9-a et pour la GNTC1, des discontinuités sont observées pour les valeurs du module réversible dans la couche de fondation, ce qui peut être expliqué par des discontinuités dans les valeurs du rapport ( $q/p$ ) due à des valeurs négatives de la pression moyenne ( $p$ ). Il faut noter aussi que le processus itératif ne converge pas dans ce cas ; les résultats considérés étant ceux donnés par la troisième itération.

Par contre pour la GNTC2 ; le processus itératif converge d'une façon monotone aucune discontinuité n'est observée. Des conclusions similaires sont faites pour la variation du coefficient du Poisson en profondeur.

Il faut noter que les problèmes numériques sus-cités n'apparaissent pas dans le cas de la structure S2 (figures 11-a et 11-b) et cela pour les deux types de matériaux granulaires utilisés

Dans les figures 12 et 13, une comparaison est effectuée entre les résultats obtenus en utilisant le modèle de Boyce initial et le modèle modifié. Ces deux figures montrent que le modèle modifié donne une évolution plus réaliste du module d'élasticité et du coefficient de Poisson en profondeur dans la couche granulaire. Il est à noter aussi que la convergence du processus itératif est assurée quelque soit la nature du matériau granulaire et l'épaisseur de la couche bitumineuse utilisées.

## 5. CALCUL NON-LINEAIRE ET LINEAIRE EQUIVALENT DES CHAUSSEES SOUPLES

### 5.1 Introduction

Dans le cas d'une modélisation élastique linéaire du comportement d'une chaussée souple, la rigidité d'une couche de GNT est supposée constante et est fixée empiriquement sur la base d'essais expérimentaux où encore en fonction des rigidités des couches sous-jacentes [4, 8, 25]. Toutefois des essais mécaniques effectués sur les GNT à l'aide de l'appareil triaxial à chargements répétés ont révélé un comportement élastique non-linéaire dépendant fortement de l'état de contrainte [5, 3, 20].

C'est pourquoi nous avons jugé utile pour les simulations suivantes de procéder à une comparaison directe des valeurs des paramètres de dimensionnement d'une structure de chaussée souple en utilisant successivement les deux hypothèses de comportement linéaire et non-linéaire des GNT.

### 5.2 Calcul linéaire et non-linéaire

Les deux types de simulations sont réalisées sur la structure multicouche suivante :

couche de béton bitumineux :

$h_b=0.06$  m  $E_b=4000$  MPa  $\nu_b=0.35$

couche de GNT1 (base)

$h_1=0.20$  m  $E_1=500$  MPa  $\nu_1=0.25$

couche de GNT2 (fondation)

$h_2=0.15$  m  $E_2=312.5$  MPa  $\nu_2=0.25$

sol-support :

$h_3=5$  m  $E_3=125$  MPa  $\nu_3=0.35$

Pour le calcul non-linéaire basé sur le modèle de Boyce modifié. Les paramètres du modèle de Boyce utilisés pour le calcul non-linéaire, sont déterminés au préalable à partir de résultats d'essais réalisés sur la GNT CAP.

Les valeurs des paramètres de dimensionnement calculées sous l'axe de chargement pour les deux lois de comportement considérées sont regroupées dans le tableau 6. Dans ce tableau,  $W$  désigne la déflexion de surface,  $\epsilon_{rr}$  la déformation radiale à la base de la couche bitumineuse et  $\epsilon_{zz}$  la déformation verticale au sommet du sol-support.

Paramètres	Calcul linéaire	Calcul non-linéaire	Ecart
$W$ (mm)	0.6	0.85	29.41%
$\epsilon_{rr} (10^{-6})$	-155.	-225.	39.21%
$\epsilon_{zz} (10^{-6})$	610.	811.	24.78%

Tableau 6 - Valeurs des paramètres de dimensionnement pour les deux lois considérées

On peut immédiatement noter des écarts considérables entre les valeurs des paramètres de dimensionnement ce qui peut affecter



considérablement la durée de vie théorique de la chaussée. En d'autres termes l'hypothèse d'élasticité linéaire du comportement des matériaux granulaires tend à surestimer de façon significative la durée de vie théorique de la chaussée.

### 5.3 Calcul linéaire équivalent : méthodologie et exemple de calcul

Afin d'approcher le comportement non-linéaire des chaussées souple par un calcul linéaire simplifié d'une part, et de réduire les écarts enregistrés entre les valeurs des paramètres de dimensionnement des chaussées d'autre part. On se propose de faire un calcul linéaire équivalent plus réaliste que le calcul linéaire conventionnel, en choisissant des caractéristiques élastiques issues de l'essai triaxial à chargements répétés. Pour cela, on considère des modules d'élasticité et des coefficients de Poisson constants par couche, calculés à partir du modèle de Boyce.

Pour tenir compte de la variation de la pression moyenne (p) dans les deux couches granulaires (base et fondation), on subdivise chaque couche en deux sous-couches. La variation de (p) dans les couches granulaires en fonction de l'épaisseur de la couche de roulement est donnée par l'abaque ci-dessous (figure 14).

Les valeurs des modules d'élasticité et des coefficients de Poisson relatifs à la grave non-traitée considérée (GNT Cap) sont regroupés dans le tableau 7 :

Sous-couches	P (kPa)	q/p	E (MPa)	$\nu$
Base Sup.	150	2	330	0.10
Base Inf.	70	2	220	0.10
Fondation Sup.	35	2	140	0.10
Fondation Inf.	25	2	125	0.10

Tableau 7 - Modules de rigidité et coefficients de Poisson proposés pour un calcul linéaire équivalent

Les principaux résultats des simulations sont présentées dans le tableau 8 :

Paramètres	Calcul non-linéaire	Calcul linéaire équivalent	Ecart
W (mm)	0.85	0.78	8.2%
$\epsilon_{rr} (10^{-6})$	-225.	-205.	8%
$\epsilon_{zz} (10^{-6})$	811.	735.	9.37%

Tableau 8 – Principaux résultats de la méthode proposée

Ces simulations montrent bien que le calcul linéaire équivalent permet d'approcher avec une précision raisonnable (écart < 10% indépendamment du

critère de dimensionnement considéré) le comportement réel de la structure de chaussée souple. Il serait en conséquence particulièrement intéressant d'étendre ce type d'étude à d'autres types de GNT. Le développement des abaques correspondantes pourrait être intégré dans une version améliorée du catalogue Algérien de dimensionnement des chaussées neuves, permettant ainsi à l'ingénieur de bureau d'études de procéder à des calculs non-linéaires plus réaliste sans investir d'efforts particulier

## 6. ETUDE PARAMETRIQUE ET EFFET DE LA NON-LINEARITE DES GNT : CAS DE LA GNT DE CAP-DJENET

### 6.1 Introduction

Une étude paramétrique sur les structures de chaussées souples a été réalisée pour mieux appréhender la sensibilité des critères de dimensionnement aux variations possibles des dimensions et des rigidités des couches chaussées. Les structures de chaussées sont analysées en faisant varier de manière adéquate les dimensions des différentes couches constituant la chaussée, ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux

### 6.2 Géométrie des structures de chaussées utilisées

Les structures de chaussées analysées sont représentées essentiellement par des chaussées souples comportant une couverture bitumineuse (couche de roulement), une couche de grave non traitée (corps granulaires en couche de base et fondation) et une plate forme de sol-support. Compte tenu de l'importance du paramètre épaisseur de couches des structures de chaussées sur les valeurs des critères de dimensionnement, trois épaisseurs de la couche bitumineuse sont considérées :

$$H_b = 0.10m, 0.15m, 0.25m.$$

De manière analogue, les épaisseurs de la grave sont fixées comme suit :

$$H_g = 0.30m, 0.40m, 0.50m.$$

### 6.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs

Les valeurs des modules de rigidité de la couche du béton bitumineux présentent également une importance considérable sur le comportement mécanique des chaussées souples. Trois valeurs de module sont considérées à cet effet :  $E_b = 2000, 5000$  et  $8000$  MPa. Ces valeurs peuvent être considérées respectivement comme représentatives de modules relativement faible, moyen, et élevé. Le coefficient



de Poisson considéré fixe dans cette étude est pris égal à 0.35. Le comportement du béton bitumineux est supposé élastique linéaire, hypothèse couramment admise dans la pratique.

Par ailleurs, afin d'illustrer l'effet de la variation de la rigidité du sol support de chaussée sur les différents critères de dimensionnement, trois types de sol support sont considérés. Chaque type est subdivisé ensuite en trois sous-couches de module de rigidité croissant en profondeur. Les valeurs des modules, ainsi que leurs variations en profondeur pour chaque type de sol sont indiquées dans le tableau 9 ci-après. Le coefficient de Poisson est pris égal à 0.45 [9].

Sol-support	Profondeur (m)	$E_{sol}$ (MPa)	$\nu$
Sol 1	0.75	40	0.45
	1.50	60	0.45
	5.00	80	0.45
Sol 2	1.00	60	0.45
	2.00	120	0.45
	3.00	180	0.45
Sol 3	1.00	90	0.45
	2.00	180	0.45
	5.00	270	0.45

Tableau 9 - Variation en profondeur de la rigidité pour trois types de sol-support.

#### 6.4 Résultats et discussions

Les résultats des analyses exprimant les variations des valeurs de critères de dimensionnement en fonction des variables fondamentales sont résumés dans le tableau 10 (voir annexe).

Dans ce tableau, il est rappelé que  $H_b$  et  $E_b$  représentent respectivement l'épaisseur et la rigidité de la couche du béton bitumineux.  $H_b$  varie de 0.10m à 0.25m par rapport à une épaisseur de référence fixée à 0.15 m, alors que le module de la couche bitumineuse  $E_b$  varie de 2000 MPa à 8000 MPa par rapport à une valeur du module de rigidité de référence prise égale à 5000 MPa. De manière analogue,  $H_g$  et  $E_g$  désignent respectivement l'épaisseur et le module de rigidité de la grave considérée.

Les variations sont exprimées par rapport à une épaisseur standard de 0.40 m pour les trois graves utilisées. la GNT Cap est prise comme GNT de référence. Pour les sols supports, une valeur du module de rigidité  $E_{sol}$  de la couche supérieure égal à 60 MPa est prise comme valeur de référence.

Les principales conclusions de cette étude paramétrique montrent clairement que :

- Un changement de l'épaisseur ou de la rigidité de la couche bitumineuse affecte d'une manière significative l'ensemble des valeurs des différents critères de dimensionnement, d'où l'importance cruciale du choix de ces deux paramètres dans le dimensionnement des chaussées souples.
- La déformation verticale au sommet du sol-support semble le critère le plus sensible à des variations de rigidité ou d'épaisseur des matériaux constituant la chaussée
- La déformation radiale à la base du béton bitumineux est pratiquement insensible aux changements des dimensions de la couche granulaire et aux changements de rigidité du sol-support. En revanche la déformation radiale montre une certaine sensibilité à la qualité des matériaux granulaires utilisés. Il s'ensuit qu'une bonne connaissance des caractéristiques mécaniques des GNT est importante non seulement pour la protection du sol-support mais aussi pour dimensionnement de la couche bitumineuse.
- L'épaisseur de la couche granulaire n'a pas d'effet considérable sur les critères de dimensionnement excepté sur la déformation verticale au sommet du sol-support. Cette dernière est aussi affectée par la variation de l'épaisseur de la couche bitumineuse, ce qui devrait permettre de remplacer l'épaisseur de la couche bitumineuse par une autre couche de GNT pour le même niveau de protection du sol-support.



- Par ailleurs, plusieurs simulations utilisant le modèle non-linéaire de Boyce pour diverses catégories de GNT montrent que le module de rigidité et le coefficient de Poisson demeurent essentiellement constants en profondeur pour des épaisseurs de couches de béton bitumineux supérieures à 0.25m, indépendamment de la qualité de la GNT, de la raideur de la couche bitumineuse et du type de sol-support considérés. Dans de telles situations, il est recommandé (sans risque d'erreur préjudiciable) d'utiliser l'hypothèse simplifiée d'un comportement linéaire des matériaux granulaires.

Dans ce qui précède, on peut aussi conclure qu'une meilleure connaissance des caractéristiques mécaniques des couches bitumineuses et des matériaux locaux constitutifs des corps de chaussées d'une part, ainsi que leurs utilisation dans le cadre d'une méthodologie de dimensionnement rationnel des chaussées d'autre part devrait permettre de réduire de façon substantielle le coût de construction des routes.

## 7. PRESENTATION D'UNE METHODE D'ESTIMATION DE L'ORNIERE

### 7.1 Introduction

Le dernier volet de cette recherche a trait au développement d'une méthode d'estimation de l'ornièrre d'une chaussée souple sous l'effet du fluage cyclique de ses matériaux constitutifs et ce pour un nombre élevé de chargements.

En l'absence de modèles d'évolution des déformations permanentes pour le béton bitumineux et le sol-support, seul le fluage des couches de G.N.T sera considéré dans cette étude. En effet la couche de béton bitumineux étant d'épaisseur relativement faible, elle ne peut participer notablement à la déformation permanente de la structure que pour des températures élevées. En outre le sol-support sera considéré comme étant rigide du point de vue fluage cyclique.

Cette méthode estimation de l'ornièrre est basée sur les résultats du calcul réversible non-linéaire des contraintes dans la structure de chaussée et sur les lois de déformation permanente déduite des essais triaxiaux à chargements répétés. En tenant compte des contraintes calculées à partir d'un comportement élastique non-linéaire, la méthode donne directement la profondeur de l'ornièrre avec une seule itération supplémentaire.

### 7.2 Modèle de déformations permanentes pour les graves non-traitées

Le modèle expérimental pour les graves non-traitées exprime en général la déformation axiale permanente du matériau comme étant le produit d'une fonction « contraintes » par une fonction « nombre de cycles » [6,13,17].

La déformation axiale permanente obtenue expérimentalement, s'écrit alors

$$\varepsilon_{ir} = A_1(p, q)g(N) \quad (6.1)$$

avec

$$A_1(p, q) = \frac{q}{p + p^*} \cdot \frac{1}{a - b \frac{q}{p + p^*}} \quad (6.2)$$

et

$$g(N) = 1 - \left( \frac{N}{100} \right)^{-B} \quad (6.3)$$

a,b : paramètres positifs de la fonction « contraintes », où  $a/b=M$ , avec : M pente de la droite de rupture du matériau d'équation :  $q_f = M p + S$ .

$p^*$  : pression moyenne qui traduit la faculté cohésive du matériaux, lie à la droite de rupture par :  $p^* = S/M$

N : nombre de cycles

B : paramètre positif de la fonction « nombre de cycles »

Pour un grand nombre de cycles N tend vers  $+\infty$  et la fonction nombre de cycles tend vers 1 ; on a alors :

$$\varepsilon_{ir} = \frac{1}{a} \frac{q}{(p + p^*)} \left[ \frac{1}{1 - \frac{q}{M(p + p^*)}} \right] \quad (6.4)$$

Pour pouvoir programmer cette loi dans un calcul de structure, il est nécessaire de connaître l'évolution des déformations en fonction des contraintes réversibles.

On peut exprimer des modules de compressibilité volumique  $K_f$  et de cisaillement  $G_f$  de fluage par des expressions analogues à celles utilisées en élasticité comme suit [11]

$$K_f = K_{af} \left( \frac{p + p^*}{p_a} \right)^{1-n} \quad (6.8)$$



$$G_f = G_{af} \left( \frac{p + p^*}{p_a} \right)^{1-n} \left[ 1 - \frac{q}{M (p + p^*)} \right] \quad (6.9)$$

$K_{af}$ ,  $G_{af}$  et  $n$  sont les paramètres du modèle de fluage considérée. Dans les équation précédentes l'indice  $f$  est associé au phénomène de fluage. On en déduit un module de fluage  $E_f$  et un coefficient de Poisson de fluage  $\nu_f$  par des expressions analogues à celles utilisées en élasticité :

$$E_f = \frac{9K_f G_f}{3K_f + G_f} ; \nu_f = \frac{3K_f - 2G_f}{6K_f + 2G_f} \quad (6.10)$$

ce qui permet d'introduire une matrice de fluage  $[D_f]$ , semblable à la matrice d'élasticité  $[D]$ .

### 7.3 Méthode pour un calcul d'ornière

Afin de calculer l'ornière d'une chaussée souple due au fluage cyclique des matériaux, on minimise l'écart qui existe entre les déformations obtenues en utilisant d'une part les relations contraintes-déformations liées par le biais de la matrice de souplesse de fluage :

$$\{\epsilon_f^*\} = [S_f] \{\sigma\} \quad (6.11)$$

avec

$$[S_f] = [D_f]^{-1}$$

et d'autre part, en utilisant les relations cinématiques intervenant dans la formulation par éléments finis :

$$\{\epsilon_f\} = [B] \{U_f\} \quad (6.12)$$

Dans l'équation (6.11)  $\{\sigma\}$  représente l'état de contrainte réversible obtenu à la dernière itération après convergence du processus itératif.

On peut aisément montrer que le problème de minimisation de l'écart par rapport à  $U_f$  peut être ramener à une méthode de moindre carrés qui correspond à une méthode par élément finis. On aboutit à la résolution du système d'équations linéaires suivant :

$$[K_f] \{U_f\} = \{P_f\} \quad (6.13)$$

où

$$[K_f] = \sum_i \int_{V_i} [B]^T [D_f] [B] dv : \text{matrice} \quad (6.14)$$

de rigidité de fluage de la structure.

$\{U_f\}$  : vecteur des déplacements de fluage.

$$\{P_f\} = \sum_i \int_{V_i} [B]^T [D_f] \{\epsilon_f^*\} dv : \text{vecteur} \quad (6.15)$$

force équivalente

Pour calculer l'ornière d'une chaussée souple, il suffit donc de faire un calcul additionnel après convergence du processus itératif découlant d'une analyse de le comportement réversible.

### 7.4 Exemple de simulation

On se propose, à titre illustratif de calculer l'ornière d'une structure de chaussée souple constituée des couches suivantes :

- couche de béton bitumineux :

$$h_b = 0.06 \text{ m} \quad E_b = 4000. \text{ MPa} \quad \nu_b = 0.35$$

- couche granulaire (GNT C1 en base et fondation)

$$h_g = 0.35 \text{ m}$$

Les paramètres relatifs au modèle de fluage sont [11] :

$$K_{af} = 36.6 \text{ MPa} \quad G_{af} = 40 \text{ MPa} \quad n = 0.47$$

avec

$$M = 2.52 \quad p^* = 16 \text{ kPa}$$

- sol-support :

$$h_s = 5. \text{ m} \quad E_s = 125. \text{ MPa} \quad \nu_s = 0.35$$

Les résultats de la présente simulation sont présentés sous forme de courbe de variation de la déflexion et de l'ornière en fonction de la distance radiale (figure 15).

On constate que malgré les nombreuses hypothèses du modèle, la déflexion sous l'axe de chargement est de l'ordre de 35% de la valeur de l'ornière.

Cette simulation montre qu'il est ainsi possible d'effectuer un calcul d'ornière en utilisant une itération supplémentaire après un calcul réversible. Il reste néanmoins indispensable de prendre en compte l'effet des comportements permanents du béton bitumineux et du le sol-support afin d'obtenir une valeur de l'ornière quantitativement plus réaliste.



## 8. CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES

La présente recherche se veut une modeste contribution aux efforts consentis dans les domaines de caractérisation et modélisation du comportement mécanique des matériaux granulaires non-liés en général et des graves Algériennes en particulier, utilisées couramment dans les corps de chaussée. Le programme de travail s'est articulé au tour de trois volets principaux de recherche.

Dans le premier volet, les principaux résultats d'une étude analytique d'un modèle de comportement des graves non-traitées basé sur l'utilisation du modèle de Boyce et de sa formulation modifiée ont été présentés. Les paramètres de la loi constitutive utilisée ont été préalablement déterminés à partir des résultats d'essais obtenus à l'aide de l'appareil triaxial à chargements répétés du laboratoire de l'organisme national de Contrôle Technique des Travaux Publics.

Les résultats d'une analyse critique du modèle de Boyce ont révélé un comportement non-linéaire, fortement dépendant de l'état de contrainte, aussi bien pour les graves étrangères que pour les graves Algériennes. En outre, il a été montré analytiquement que l'utilisation des équations du modèle de Boyce peut conduire dans certains cas à des valeurs irréalistes des caractéristiques mécaniques des graves considérées.

Les modifications apportées au modèle de Boyce initial ont montré clairement que la formulation modifiée offre du fait de la présence d'asymptotes horizontales des évolutions moins brutales des propriétés mécaniques pour de fortes valeurs du taux de cisaillement. L'étude de performance des graves Algériennes considérées a révélé que les valeurs des modules réversibles de ces dernières s'inscrivent en général à l'intérieur du fuseau délimité par les courbes de variations des graves Françaises.

Dans le deuxième volet, un programme analyse non-linéaire par éléments finis des chaussées souples (PANCH) a été développé en vue d'introduire la non-linéarité du comportement mécanique des graves non-traitées dans l'analyse et le dimensionnement des chaussées.

Les résultats des simulations obtenus à partir des options linéaire et non-linéaire du code de calcul sont en excellent accord avec ceux issus du programme ALIZE dans le cas de modélisation linéaire d'une part et d'un programme expérimental réalisé sur une section de chaussée dans le cas d'une modélisation non-linéaire d'autre part.

Les résultats numériques issus de l'application du modèle de Boyce initial ont montré que la convergence du processus itératif peut être assurée pour le cas des structures comportant des couches bitumineuses suffisamment épaisses et des graves de moyenne rigidité. Des problèmes numériques peuvent surgir pour les faibles valeurs de la pression moyenne et pour les grandes valeurs du taux de cisaillement; l'algorithme de résolution non-linéaire ne converge pas pour des valeurs élevées de la rigidité du matériau granulaire et du taux de cisaillement. L'application du modèle de Boyce modifié permet d'assurer la convergence du processus itératif indépendamment de la nature du matériau granulaire et de l'épaisseur de la couche bitumineuse utilisée.

La comparaison des résultats numériques fondés sur l'hypothèse non-linéaire et linéaire du comportement des graves non-traitées (hypothèse couramment admise dans la pratique) a montré que cette dernière tend à rigidifier la structure de chaussée au détriment de la sécurité.

Un calcul linéaire équivalent a été développé illustrant ainsi la possibilité d'incorporer la non-linéarité du comportement des graves non-traitées dans l'analyse et le dimensionnement des chaussées souples via des abaques pour le calcul des caractéristiques mécaniques des couches granulaires.

Le troisième et le dernier volet de ce programme de recherche a été consacré à la présentation des principaux résultats d'une étude paramétrique sur le comportement des structures de chaussées souples et d'une méthode d'estimation de l'ornièr.

L'étude paramétrique a montré, entre autres, la nécessité de mieux appréhender la sensibilité des critères de dimensionnement aux variations possibles des dimensions et des rigidités des couches de chaussée (notamment des couches bitumineuses). En outre cette étude a permis de souligner l'importance qu'il convient d'accorder à une meilleure connaissance des caractéristiques mécaniques des couches bitumineuses et des matériaux locaux constitutifs des corps de chaussées, ainsi que leur utilisation dans le cadre d'une méthodologie de dimensionnement rationnel des chaussées, ceci devrait permettre de réduire de façon substantielle le coût de construction des routes.



Enfin, les résultats de la méthode d'estimation de l'ornièrè présentée dans ce travail, montrent qu'il est possible d'évaluer d'une manière suffisamment réaliste la profondeur de l'ornièrè (ainsi que sa variation en fonction de la distance radiale) avec une seule itération supplémentaire après convergence du processus itératif de calcul réversible non-linéaire des contraintes dans la structure de chaussée.

## REMERCIEMENTS

La présente recherche a été réalisée dans le cadre d'un programme de coopération entre deux institutions algériennes : l'organisme national du Contrôle Technique des Travaux Publics (CTTP) et l'Ecole Nationale Polytechnique (ENP). Les auteurs tiennent à exprimer leurs remerciements à Messieurs D. Bouchama, A. Boudjellali et B. Touati pour leurs coopération effective ainsi qu'à Monsieur D. Bensilem pour sa collaboration active dans la réalisation des essais expérimentaux au T.C.R. Ils saisissent également la présente occasion pour exprimer leur gratitude à Messieurs A. Haouchine et M.K.Berrah respectivement Directeur Général du CTTP et Directeur de l'ENP pour leur soutien moral ainsi que leurs encouragements permanents.



## REFERENCES

- [1] Almeida J.R "Development and validation of a finite element code for pavement analysis", Flexible Pavements, Balkema, Rotterdam, Netherlands, 1996.
- [2] Autret P., De Boissoudy A.B. et Marchand J.P. "Pratique d'ALIZE 3", Proc. 5<sup>th</sup> Inter. Conf. On the structural design of asphalt pavements, Delft, Netherlands, 1982.
- [3] Balay J., Gomes Correia A., Jouve P., Pauté J.L. "Mechanical behaviour of soils and unbound granular materials, modelling of flexible pavements, recent advances", Proc. 8<sup>th</sup> inter. Conf. On asphalt pavements, Seattle, U.S.A., 1997.
- [4] Bonnot J., De Boissoudy A. "La mécanique des chaussées: son évolution, ses préoccupations actuelles" Bull. liaison Labo. P. et Ch., n°125, Paris, France, 1983
- [5] Boyce H.R "A non-linear model for elastic behaviour of granular materials under repeated loading", Proc. Inter. Symp. on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, U.K., 1980.
- [6] Brown S.F, Barksdale R.D "Pavement design and materials", Proc. 6<sup>th</sup> Inter. Conf. On the structural design of asphalt pavements, Ann Arbor, U.S.A., 1987.
- [7] Chan F. "Permanent deformation resistance of granular layers in pavements", PhD. Thesis, University of Nottingham, U.K., 1990.
- [8] CTPP -Direction des routes "Catalogue de dimensionnement des chaussées neuves", Alger, Algérie, 2001.
- [9] Dawson A.R, Correia A.G "The effects of clay condition on the structural behaviour of road pavements" Proc. Euro. Symp. On Flexible Pavements, Lisbonne, Portugal, 1993.
- [10] De Boissoudy A. "Introducing the non-linearity of the granular material in routine analytical pavement design", Flexible Pavements, Balkema, Rotterdam, Netherlands, 1996.
- [11] Guezouli S. "Comportement des chaussées souples: Modélisation et simulation numérique", Thèse de Doctorat, Université de Nantes, France, 1994.
- [12] Harr M.E "Mécanique des milieux formés de particules", Presses polytechniques romandes, Lausanne, Suisse, 1981.
- [13] Hornych P., Corté J.F, Pauté J.L "Etude des déformations permanentes sous chargement répété de trois graves non-traitées ", Bull. liaison Labo. P. et Ch., n°184, Paris, France, 1993.
- [14] Jouve P., Guezouli S., Elhannani M. "Comportement mécanique des graves non-traitées - Application aux chaussées souples", Proc., 11<sup>ème</sup> Congrès Français de la mécanique, Lille, France, 1993.
- [15] Jouve P., Guezouli S., "Evolution and recommendations for finite element programs", Proc. Euro. Symp. On Flexible Pavements, Lisbonne, Portugal, 1993.
- [16] Jouve P., Elhannani M. "Application des modèles non-linéaires au calcul des chaussées souples", Bull. liaison Labo. P. et Ch., n°190, Paris, France, 1994.
- [17] Lekarp F., Dawson A.R "Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials" Construction and Building materials, Vol. 2, n°1, Nottingham, U.K., 1998.
- [18] Mestat P. "Modèle d'élément finis et problèmes de convergence en comportement non-linéaire", Bull. liaison Labo. P. et Ch., n°214, Paris, France, 1998.
- [19] Olsson J., Zeng L., Wiberg N.E "Finite element analysis of road rutting", Proc. Euro. Congr. On Computational Methods in Applied Sciences and Engineering, Barcelona, Spain, 2000.
- [20] Pauté J.L, Jouve P., Martinez J., Ragneau E. "Modèle de calcul pour le dimensionnement des chaussées souples", Proc. 6<sup>th</sup> Inter. Conf. On the structural design of asphalt pavements, Ann Arbor, U.S.A., 1987.
- [21] Pauté J.L, Marignier J., Vidal B. "Le triaxial à chargements répétés LPC pour l'étude des GNT", Bull. liaison Labo. P. et Ch., n°190, Paris, France, 1994.
- [22] Pauté J.L, Hornych P., Benaben J.P "Comportement mécaniques des graves non-traitées", Bull. liaison Labo. P. et Ch., n°190, Paris, France, 1994.
- [23] Peyronne C.H, Caroff G. "Cours de routes : Dimensionnement des chaussées", Presses E.N.P.C, Paris, France, 1984.



[24] Sandjak K., Tiliouine B. "*Etude paramétrique sur les structures de chaussées souples*", Proc., 1<sup>er</sup> Séminaire National de Génie Civil, Tébessa, Algérie, 2001.

[25] SETRA-LCPC, "*Manuel de Conception des Chaussées neuves à Faible Trafic*", Paris, France, 1981.

[26] Sweer G.T "*Unbound granular bases for roads*", PhD. Thesis, Delft University of Technology, Netherlands, 1990.

[27] Tiliouine B., Sandjak K. "*Non-linear finite element modelling of unbound granular materials in flexible pavement analysis*", Proc. Euro. Conf. On Computational mechanics, Cracow, Poland, 2001.

[28] Tutumluer E. "*Predicting behaviour of flexible pavements with granular bases*", PhD. Dissertation, Georgia Institute of Technology, Atlanta, U.S.A, 1995.

[29] Zienkiewicz O.C, Taylor R.L "*The finite element method*", 4<sup>th</sup> Edition, Mc Graw Hill, U.K, 1989.



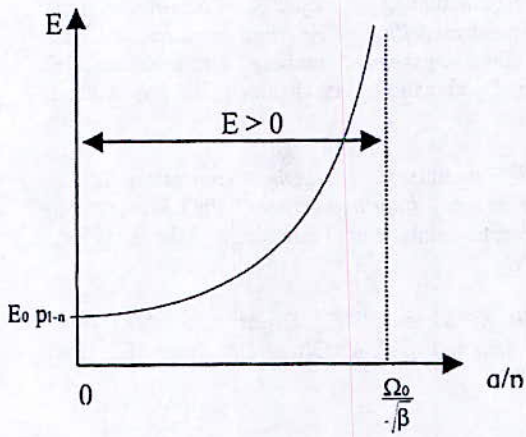


Figure 2.a - Variation du module E en fonction de q/p

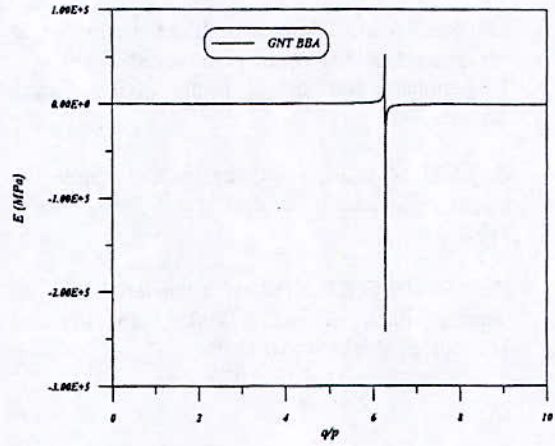


Figure 2.b - Variation du module E pour les grandes valeurs de q/p

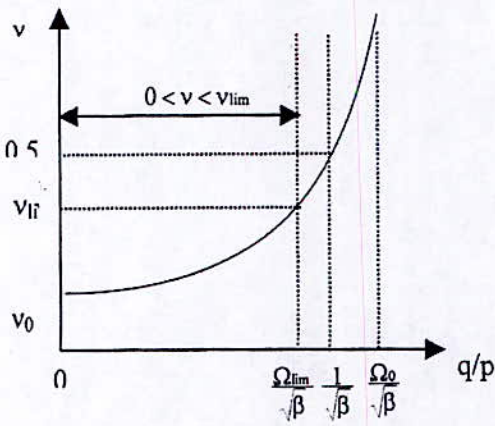


Figure 3.a - Variation du coefficient de Poisson en fonction de q/p

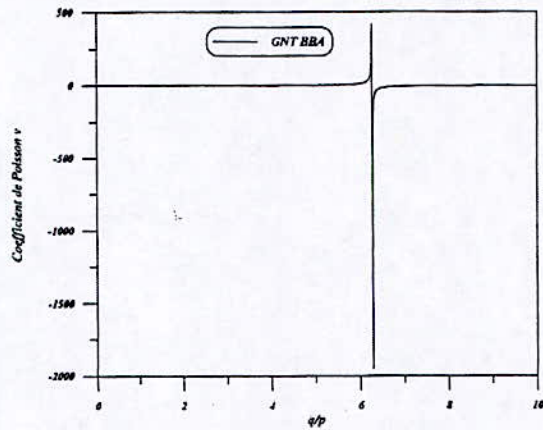


Figure 3.b - Variation du coefficient de Poisson



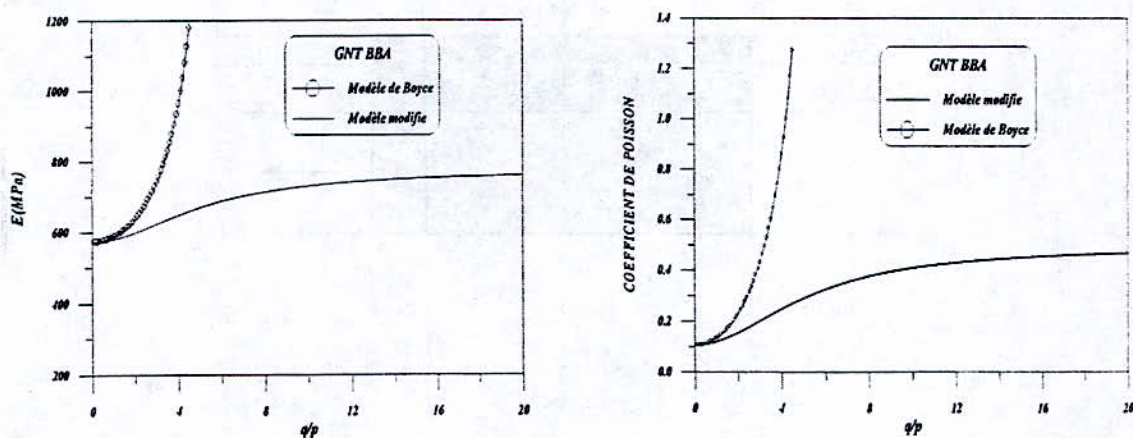


Figure 4 - Variation du module d'élasticité et du coefficient de Poisson en fonction de  $q/p$  pour les deux modèles.

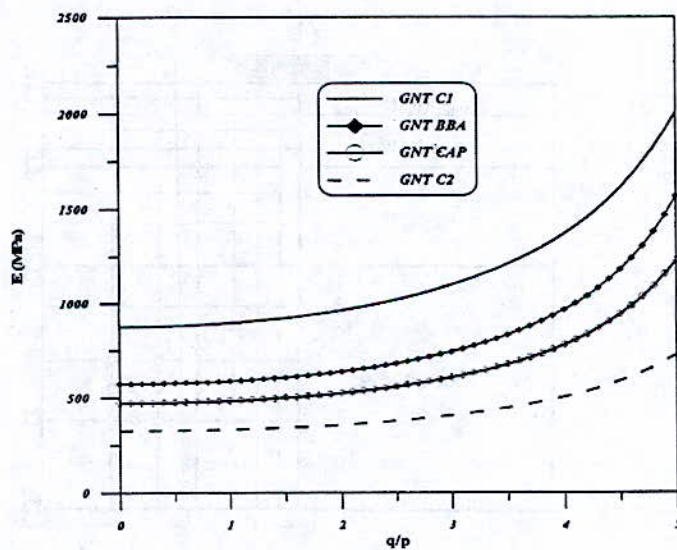


Figure 5 - Variation du module de rigidité en fonction de  $q/p$  pour les différentes graves considérées.



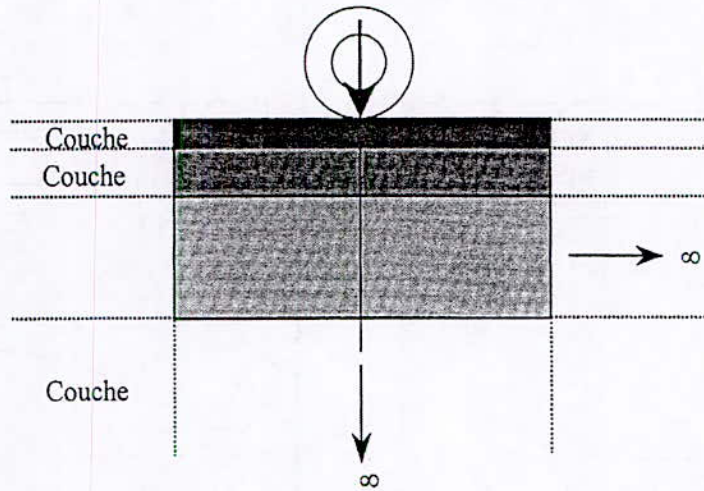


Figure 6 - Type de structure de chaussée considérée

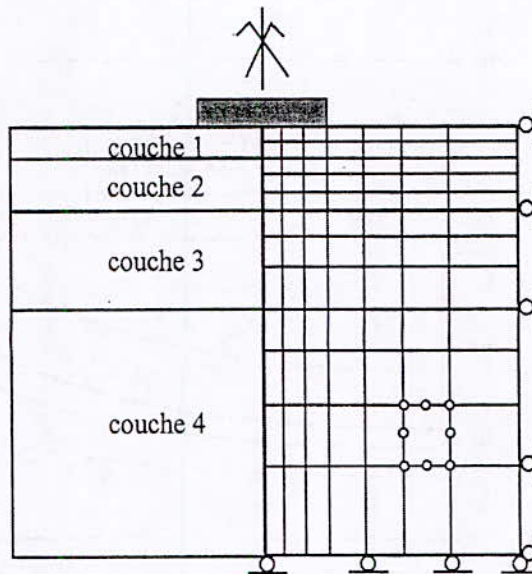


Figure 7 - schématisation du maillage et conditions aux limites



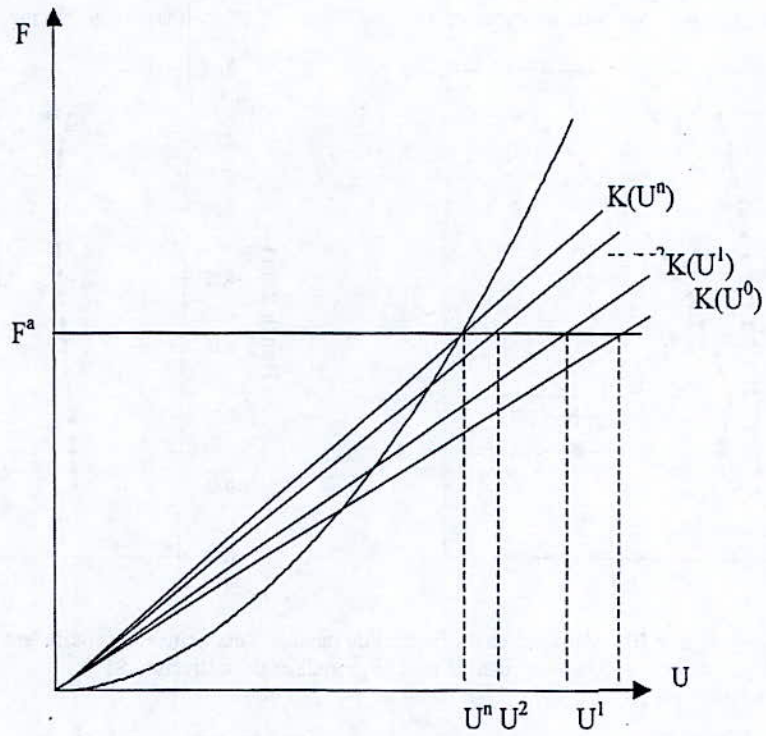


Figure 8 - Schématisation de la méthode de résolution utilisée.

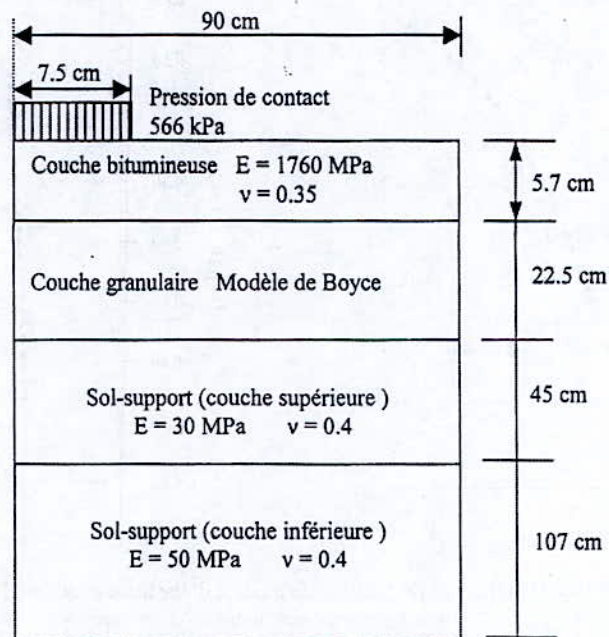


Figure 9 - Section expérimentale de chaussée analysée



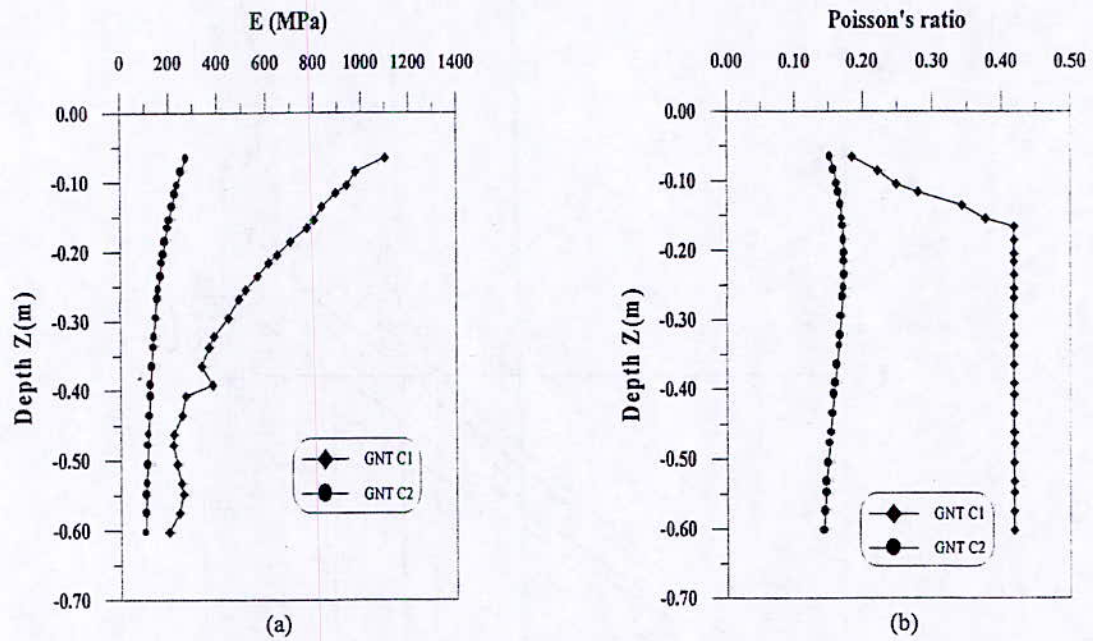


Figure 10 – Variation en profondeur du module d'élasticité et du coefficient de Poisson dans la couche granulaire de la structure S1

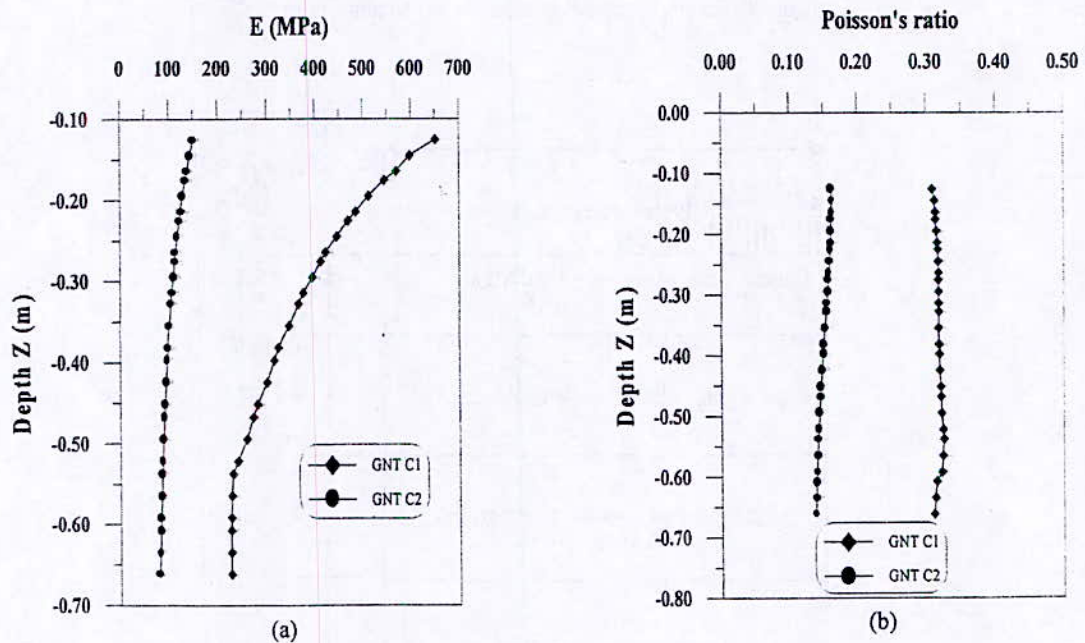


Figure 11 – Variation en profondeur du module d'élasticité et du coefficient de Poisson dans la couche granulaire de la structure S2



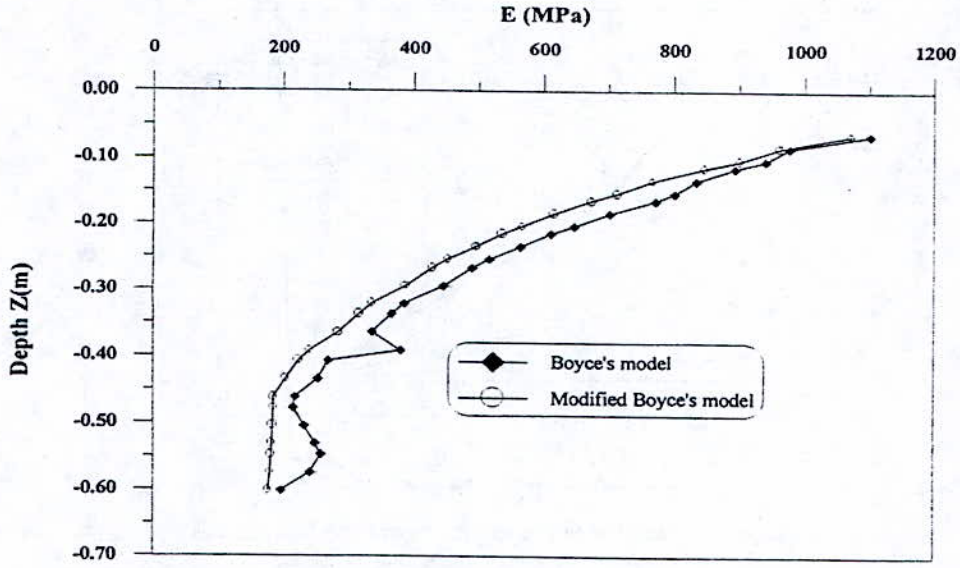


Figure12- Variation du module réversible en utilisant le modèle de Boyce initial et le modèle de Boyce modifié dans la couche granulaire GNT C1 de la structure S1

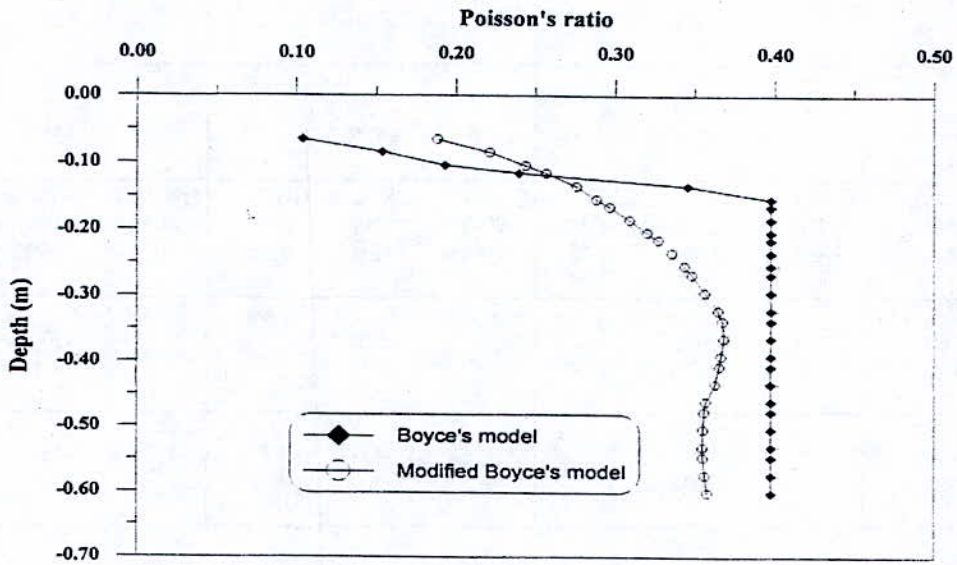


Figure13- Variation du coefficient de Poisson en utilisant le modèle de Boyce initial et le modèle de Boyce modifié dans la couche granulaire GNT C1 de la structure S1



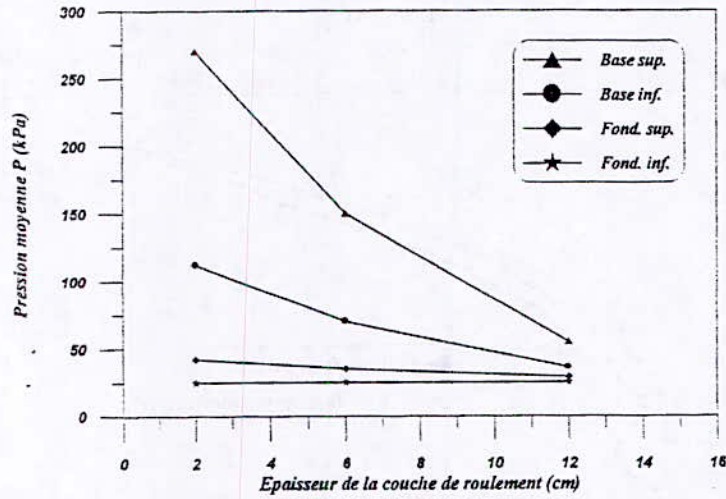


Figure 14 – Variation de la pression moyenne en fonction de l'épaisseur de la couche de roulement

Critères Variables	W			E <sub>11</sub>			E <sub>22</sub>		
	GNT C1	GNT Cap	GNT C2	GNT C1	GNT Cap	GNT C2	GNT C1	GNT Cap	GNT C2
H <sub>b</sub> (0.15m) +66% -33%									
	-41%			-44%			-50%		
	+35%			+25%			+55%		
E <sub>b</sub> (5000 MPa) +60% -60%									
	-14%			-25%			-18%		
	+27%			+57%			+35%		
H <sub>g</sub> (0.40m) +25% -25%									
	-7%	-2.5%	-1.3%	-8%	-2%	-2%	-20%	-18%	-16%
	+9%	+2.5%	+1.3%	+10%	+3%	+2.5%	+25%	+22%	+21%
E <sub>g</sub> (GNT CAP-D.) GNT C1 GNT C2									
	-20%			-20%			-20%		
	+4.5%			+5%			+6%		
E <sub>sol</sub> (60MPa) +50% -33%									
	-14%			-4%			-25%		
	+20%			+6%			+30%		

Tableau 10 - Principaux résultats de l'étude paramétrique



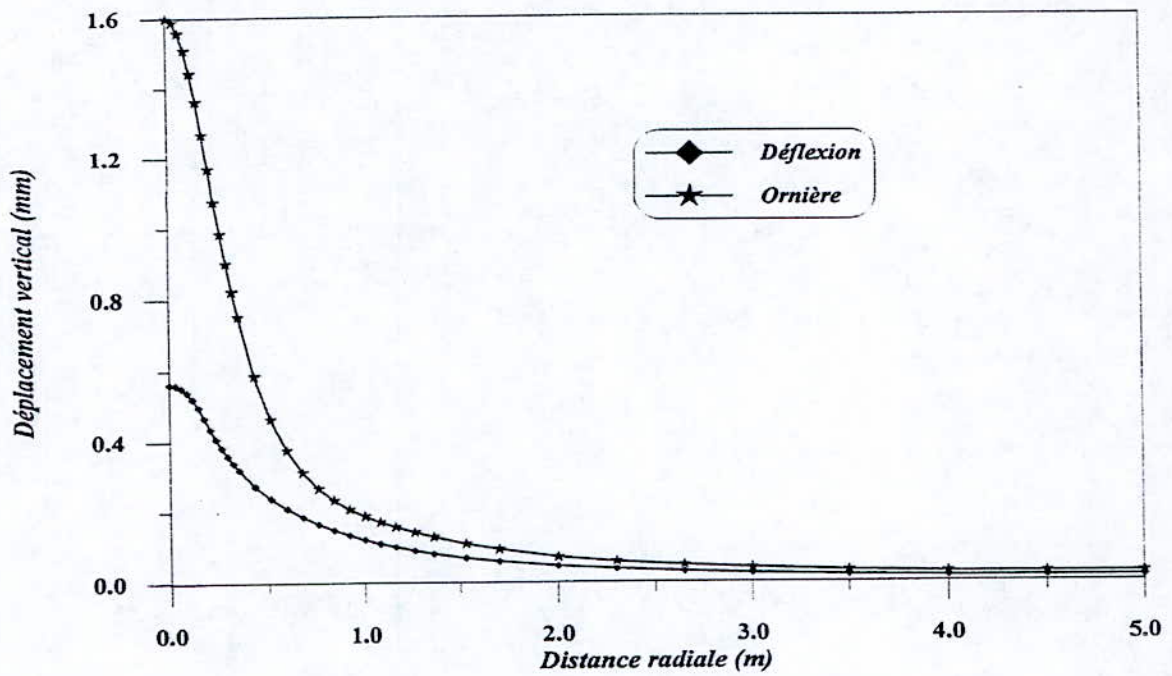


Figure 15 - Déflexion et ornière de la structure de chaussée souple analysée



## ANALYSE DE LA PROPAGATION DES ONDES SISMIQUES EFFET DES ONDES DE SURFACE

K. TOUNSI<sup>1</sup>, M. HAMMOUTENE<sup>2</sup>

### ملخص

الهدف من هذا البحث هو تقييم أهمية موجات الزلزال السطحية (Love & Rayleigh) بالنسبة للموجات الباطنية (P, SV, SH). لهذا الغرض، نستعمل نموذج تحليلي يعتمد على طريقة طومسون-هاسكل (Thomson-Haskell). يتم تمثيل الحركة في القاعدة الصخرية باستعمال طريقة دوال غرين (Fonctions de Green Empiriques) نتحصل بهذا على مختلف مركبات الحركة الزلزالية في السطح الحر، ندرس بعد ذلك أثر الظروف المحلية للموقع بالنسبة لكل مركبة من المركبات الخمس للموجات الزلزالية. نتعرض في هذه الدراسة، أيضا إلى التغييرات التي تطرق على الأطياف التطورية و أطياف الإستجابة المرنة المرفقة بالحركة. أخيرا، نستخلص بعض النتائج و نبيدي تعليمات من أجل اعتبار أحسن للموجات السطحية في منهجية تمثيل الحركات الزلزالية القوية.

### Abstract

The object of the present study is the quantification of the relative importance of the surface waves (Love et Rayleigh) in comparison with the body waves (P, SV, SH). For that, an analytic approach based on the Thomson-Haskell method is used. The motion at the bed-rock is simulated by using the empiric Green functions method. The decomposition of the strong motion at the free surface is obtained and the effect of the local conditions of the site is, separately, analysed for each one of the five natures of the seismic waves. This analysis, also, carried on the modification of the evolutionary spectrum and the elastic response spectrum associated. Conclusions are deduced from this analysis and recommendations are given for a best consideration of the surface waves in the simulation's procedures of the strong seismic motion.

### Résumé

La présente étude a pour objet la quantification de l'importance relative des ondes de surface (Love et Rayleigh) par rapport à celle des ondes de volumes (P, SV, SH). A cet effet, une approche analytique basée sur la méthode de Thomson-Haskell est utilisée. Le mouvement à la base rocheuse est simulé en faisant usage de la méthode des fonctions de Green empiriques. La décomposition du mouvement fort à la surface libre est ainsi obtenue et l'effet des conditions locales de site est analysé en considérant séparément chacune des cinq natures d'ondes sismiques. Cette analyse a, aussi, porté sur les modifications apportées aux spectres évolutifs ainsi que sur les spectres de réponse élastiques associés. Des conclusions sont déduites de cette analyse et des recommandations sont émises pour une meilleure prise en considérations des ondes de surface dans les procédures de simulation des mouvements sismiques forts.

<sup>1</sup> Magister, Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures, Département de Génie Civil, Ecole Nationale Polytechnique, Alger, Algérie.

<sup>2</sup> Maître de Conférences, Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures, Département de Génie Civil, Ecole Nationale Polytechnique, Alger, Algérie.



## 1. INTRODUCTION

Lorsqu'un tremblement de terre se produit, le mouvement que l'on mesure en surface est considéré comme la résultante de trois effets : la source, la propagation et l'influence des conditions géologiques et topographiques locales. Les différentes observations et études théoriques effectuées jusqu'à présent permettent de distinguer trois types d'effets de site : les effets dus aux dépôts géologiques peu compacts et à leur géométrie, les effets dus à la topographie et les effets dus à des discontinuités latérales de la structure locale du sous-sol.

Les grands séismes récents, notamment ceux de *Michoacan* dit "*de Mexico*" (1985), d'*Arménie* (1988) et de *Californie* (1989), ont mis en évidence l'influence parfois énorme des conditions géologiques sur le niveau et les caractéristiques des mouvements du sol, et donc des dommages. Comme ces conditions géologiques sont, à priori, relativement faciles à connaître, il est légitime de chercher à intégrer ces "*effets de site*" dans les règlements parasismiques. Ceci implique à la fois une meilleure connaissance "fondamentale" de la physique sous-jacente aux effets de site, et une quantification de ces effets qui soit compatible avec cette physique sous-jacente. C'est dans ce cadre qu'il convient de placer le travail présenté dans ce rapport, et dont l'objectif est une quantification simple des effets des ondes de surface compte tenu des conditions locales du site.

Les développements récents des méthodes analytico-numériques ont permis de modéliser le phénomène de propagation des ondes et d'en comprendre les fondement physiques. A cet effet, une approche analytique basée sur la méthode de *Thomson-Haskell* est utilisée. Le mouvement à la base rocheuse est simulé en faisant usage de la méthode des fonctions de *Green* empiriques. Une investigation numérique est notamment menée pour analyser l'effet des conditions locales du site d'enregistrement.

Dans un second volet, nous présentons une quantification de l'importance relative des ondes de surface (*Love et Rayleigh*) par rapport à celle des ondes de volumes (*P, SV, SH*). Une analyse concernant les accélérations et la dispersion des ondes de surface dans les couches superficielles du sol, et leur effet sur le mouvement enregistré en surface libre en identifiant les paramètres dominant la contribution de ces ondes au mouvement du sol.

## 2. IDENTIFICATION DES ONDES

Les équations d'équilibre définies pour un état élastodynamique sont à la base de l'analyse mathématique de la propagation des ondes sismiques [1], [2], [3].

Equation de *NAVIER*

$$\mu U_{i,jj} + (\lambda + \mu) U_{j,ji} + \rho f_i = \rho \ddot{U}_i \quad (1)$$

avec :  $\mu$  et  $\lambda$  : paramètres de Lamé.

$U$  : déplacement.

$f$  : forces de volume appliquées.

En l'absence de force de volume  $f_i$ , on aura, en adoptant une notation vectorielle :

$$\mu \nabla^2 \underline{U} + (\lambda + \mu) \underline{\nabla}(\underline{\nabla} \cdot \underline{U}) = \rho \ddot{\underline{U}} \quad (2)$$

où  $\cdot$  représente le produit scalaire

$\underline{\nabla}$  vecteur gradient

$\nabla^2$  opérateur *Laplacien*

L'équation (2) représente un système de trois équations couplées. Le recours au concept de décomposition vectorielle de *Helmholtz* nous permet de découpler ces équations, en exprimant le vecteur déplacement en termes de dérivées d'un potentiel scalaire  $\phi$  et 'un potentiel vectoriel  $\psi$  soit :

$$\underline{U} = \underline{\nabla} \phi + \underline{\nabla} \wedge \underline{\psi} \quad \text{avec} \quad \underline{\nabla} \cdot \underline{\psi} = 0 \quad (3)$$

Considérons la décomposition de *Helmholtz* du vecteur de déplacement  $U$ , donnée par l'équation (3) et injectons-la dans l'équation (2). On aura :

$$\begin{aligned} & \mu \nabla^2 (\underline{\nabla} \phi + \underline{\nabla} \wedge \underline{\psi}) + (\lambda + \mu) \underline{\nabla} \cdot (\underline{\nabla} \phi + \underline{\nabla} \wedge \underline{\psi}) \\ & = \rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} (\underline{\nabla} \phi + \underline{\nabla} \wedge \underline{\psi}) \end{aligned} \quad (4)$$

$$\text{or} \quad \underline{\nabla} \cdot \underline{\nabla} \phi = 0, \quad \underline{\nabla} \cdot (\underline{\nabla} \wedge \underline{\psi}) = 0 \quad \text{et} \quad \underline{\nabla} \wedge (\underline{\nabla} \phi) = 0$$

En réarrangeant les termes, on aura :

$$\underline{\nabla} [(\lambda + 2\mu) \nabla^2 \phi - \rho \ddot{\phi}] + \underline{\nabla} \wedge [\mu \nabla^2 \underline{\psi} - \rho \ddot{\underline{\psi}}] = 0$$

On peut satisfaire cette équation si les deux termes entre crochets s'annulent indépendamment, ainsi la représentation (3) satisfait les deux équations suivantes :



$$\nabla^2 \varphi = \frac{1}{c_p^2} \ddot{\varphi} \quad , \quad \nabla^2 \psi = \frac{1}{c_s^2} \ddot{\psi} \quad (5)$$

$$\text{où : } c_p^2 = \frac{\lambda + 2\mu}{\rho} \quad \text{et} \quad c_s^2 = \frac{\mu}{\rho}$$

La solution générale des équations (5) est donnée par :

$$\begin{aligned} \varphi &= A \exp \left[ \frac{i\omega}{c_p} (\underline{x} \cdot \underline{p} - c_p t) \right] \\ \psi &= B \exp \left[ \frac{i\omega}{c_s} (\underline{x} \cdot \underline{p} - c_s t) \right] \end{aligned} \quad (6)$$

où :  $\underline{p}$  est un vecteur unitaire donnant la direction de propagation des ondes et  $\underline{x}$  le vecteur position.

Le déplacement induit parallèlement à la direction de propagation, c'est-à-dire dans le sens radial par rapport à la source, le type d'onde générant un tel déplacement est dit onde de compression ou onde *P* (onde irrotationnelle ou longitudinale)

Le déplacement induit perpendiculairement à la direction de propagation, le type d'onde générant un tel déplacement est dit onde de cisaillement ou onde *S* (onde de distorsion). Les ondes polarisées dans le sens horizontal sont notées *SH*, celles polarisées dans le sens vertical sont notées *SV*.

Les vecteurs déplacements induits par les différents types d'ondes sont donnés par les expressions :

$$\begin{aligned} \underline{U}_P &= \left( \frac{\partial \varphi}{\partial x}, 0, \frac{\partial \varphi}{\partial z} \right) \quad , \quad \underline{U}_{SV} = \left( -\frac{\partial \psi}{\partial z}, 0, \frac{\partial \psi}{\partial x} \right) \\ \text{et} \quad \underline{U}_{SH} &= (0, V, 0) \end{aligned} \quad (7)$$

L'interférence des ondes *P* et *S* avec la surface libre et les interfaces des différentes couches donnent lieu à des ondes non homogènes se propageant dans la direction horizontale et dont l'amplitude décroît exponentiellement avec la profondeur, leur énergie est localisée près de la surface libre et peut se propager à grandes distances. Ces ondes sont dites ondes de surface, on en distingue deux types : les ondes de *Love* et les ondes de *Rayleigh*.

Les ondes de *Love* correspondent au cas où seules les déformations de cisaillement se produisent. Elles sont générées par l'interférence constructive des ondes *SH*. Au passage de l'onde, le mouvement des particules est perpendiculaire

à la direction de propagation, et reste parallèle à la surface de la terre. Les ondes de *Rayleigh* sont par ailleurs caractérisées par des déformations de cisaillement accompagnées de déformations de volume. Elles sont générées par l'interférence constructive des ondes *P* et *SV* à la surface libre.

### 3. FORMULATION DE LA METHODE DE THOMSON-HASKELL

La méthode que nous exposons ici a été développée par *Haskell* pour les ondes de volume *SH* [4], *P* et *SV* [5]. Il s'agit d'une méthode matricielle qui introduit un vecteur d'état  $\underline{S}$  ayant pour composantes toutes les quantités scalaires qui figurent dans les conditions de continuité : composantes de déplacement, composantes de contraintes qui s'exercent sur la frontière plane d'une couche de rang *n*. La formulation est inspirée des travaux de *Haskell* [6], [7], [8], [9].

Considérons un système de *n* couches stratifiées, et soit  $\underline{S}_n$  le vecteur d'état correspondant à la couche de rang *n*. En passant du sommet (de cote  $z = z_{n-1}$ ) de cette couche au sommet (de cote  $z = z_n$ ) de la couche sous-jacente de rang *n+1*, on obtient pour les vecteurs  $\underline{S}_n$  et  $\underline{S}_{n+1}$  une relation linéaire via la matrice de transfert  $G_n$  [10] :

$$\underline{S}_{n+1}(z_n) = G_n \underline{S}_n(z_{n-1}) \quad (8)$$

Nous présentons successivement le cas des ondes *SH* et celui des ondes *P* et *SV*. Nous désignerons par  $H_n = z_n - z_{n-1}$  l'épaisseur de la couche de rang *n*.

#### 3.1. Onde SH

La matrice de transfert d'une couche est donnée par :

$$G_n = \begin{pmatrix} \cos s_n H_n & i(\mu_n s_n)^{-1} \sin s_n H_n \\ i(\mu_n s_n) \sin s_n H_n & \cos s_n H_n \end{pmatrix} \quad (9)$$

où :  $s_n = \frac{\omega}{c} \cos \theta = k \cos \theta$  avec  $\theta$  : angle d'incidence et  $c$  : vitesse de propagation des ondes.

Par une relation récurrente, l'état de contrainte d'une couche quelconque du milieu stratifié est déterminé en fonction de ceux en surface [6], [7], [8].



On procède, ensuite, par un processus récurrent, à la détermination de la matrice de transfert globale du profil géologique, et on détermine ainsi l'effet de la géologie du site sur le signal sismique engendré à la source.

La matrice de transfert d'un profil est le produit des matrices  $G_i$  correspondant à chacune des couches :

$$A = G_{n-1} \cdot G_{n-2} \dots G_2 \cdot G_1 \quad (10)$$

Le déplacement superficiel est de :

$$V_1 = \frac{2 \mu_n s_n V_n}{\mu_n s_n A_{11} - A_{21}} \quad (11)$$

Ainsi, l'amplification sera :

$$\frac{V_1}{2 V_n} = \frac{\mu_n s_n}{\mu_n s_n A_{11} - A_{21}} \quad (12)$$

### 3.2. Ondes P et SV

Dans la couche de rang  $n$ , introduisons le vecteur  $\underline{\Phi}$  de composantes  $(\varphi_n^+, \psi_n^+, \varphi_n^-, \psi_n^-)$ . Le vecteur  $S_n(u_n, w_n, \sigma_{zz}, \sigma_{xz})$  s'en déduit par :

$$\underline{S}_n = T_n \cdot \underline{\Phi}_n = T_n \cdot \begin{pmatrix} \varphi_n^+ \\ \psi_n^+ \\ \varphi_n^- \\ \psi_n^- \end{pmatrix} \quad (13)$$

$T_n$  étant la matrice :

$$T_n = \begin{bmatrix} i r & -i s_n & i r & i s_n \\ i p_n & i r & -i p_n & i r \\ \mu_n q_n & -2 \mu_n r s_n & \mu_n q_n & -2 \mu_n r s_n \\ -2 \mu_n r p_n & -\mu_n q_n & 2 \mu_n r p_n & -\mu_n q_n \end{bmatrix} \quad (14)$$

où :

$$r = k_p \sin \theta_p = k_s \sin \theta_s, \quad s_n = k_{sn} \cos \theta_{sn}, \quad p_n = k_{pn} \cos \theta_{pn}$$

$$q_n = r^2 - s_n^2, \quad k_n^2 = r^2 + s_n^2 = \frac{\omega^2}{c_s^2}$$

La transformation permettant de passer d'une couche à la suivante :

$$S_{n+1}(z_n) = S_n(z_n) = T_n \Phi_n(z_n) = T_n E_n \Phi_n(z_{n-1}) = T_n E_n T_n^{-1} S_n(z_{n-1})$$

$$\text{d'où : } G_n = T_n E_n T_n^{-1} \quad (15)$$

$E_n$  étant la matrice diagonale d'éléments :

$$\exp(i p_n H_n), \exp(i s_n H_n), \exp(-i p_n H_n), \exp(-i s_n H_n)$$

$A$  désignant la matrice produit de tout le profil :  
 $A = G_{n-1} \cdot G_{n-2} \dots G_2 \cdot G_1$

Soit  $R$  la matrice définie par :

$$R = T_n^{-1} A \quad (16)$$

➤ Dans le cas d'une incidence d'onde  $P$  pure, en posant  $\Delta = R_{31} R_{42} - R_{41} R_{32}$ , nous obtenons :

pour le déplacement superficiel (*en surface libre*) :

$$u_1 = \frac{R_{42}}{\Delta} \varphi_n \quad \text{et} \quad w_1 = -\frac{R_{41}}{\Delta} \varphi_n \quad (17)$$

➤ Par contre, s'il s'agit d'une onde incidente  $SV$  pure. On aura :

pour le déplacement superficiel (*en surface libre*):

$$u_1 = -\frac{R_{32}}{\Delta} \psi_n \quad \text{et} \quad w_1 = \frac{R_{31}}{\Delta} \psi_n \quad (18)$$

Les modifications induites par la géologie locale des sites d'enregistrements ont été quantifiées par des facteurs d'amplifications reliant les déplacements au niveau de la surface libre à ceux induits au niveau du substratum rocheux.

L'approche par matrice de transfert (*T-Matrix Approach*) proposée dans ce paragraphe peut être utilisée dans la résolution numérique de problèmes de propagation dans des milieux à stratification plane, cylindrique ou sphérique.

## 4. ANALYSE DES ONDES DE SURFACE

### 4.1. Ondes de Love

Dans la couche de rang  $n$ , on a :  $\underline{\Phi}_n(z) = (V_n^+, V_n^-)$ ,

il vient que :

$$\underline{S}_n = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ \mu_n s_n & -\mu_n s_n \end{bmatrix} \underline{\Phi}_n = T_n \underline{\Phi}_n \quad (19)$$

$$\text{avec : } s_n^2 = k^2 - \omega^2 \frac{\rho_n}{\mu_n}$$

On relie les vecteurs  $\underline{\Phi}_n$  aux fonctions de la couche par la relation :

$$\underline{\Phi}_n(z_n) = E_n \underline{\Phi}_n(z_{n-1}) = E_n T_n^{-1} S_n(z_{n-1}) \quad (20)$$

$$\text{où : } E_n = \begin{bmatrix} \exp(s_n H_n) & 0 \\ 0 & \exp(-s_n H_n) \end{bmatrix}$$



d'où :

$$\underline{S}_n(z_n) = E_n \underline{\Phi}_n(z_{n-1}) = T_n E_n T_n^{-1} \underline{S}_n(z_{n-1}) = G_n \underline{S}_n(z_{n-1}) \quad (21)$$

La relation (21) permet de faire avancer la solution générale  $S_n$  du sommet d'une couche à l'autre. On aura, donc en partant de la surface libre où la contrainte est nulle  $S_0 = (V_0, 0)$  et dans

le milieu inférieur d'indice  $l$  :

$$\Phi_l = T_l^{-1} \dots G_n G_{n-1} \dots G_1 S_0 = R \cdot S_0 \quad (22)$$

dans ce milieu, on ne peut accepter que la composante  $V_n^-$  (amortissement exponentiel avec la profondeur).

La relation (21) où  $V_n^- = (0, V_l^-)$  conduit à une condition sur le terme  $R_{11}$  de la matrice  $R$  :

$$R_{11}(\omega, k) = 0 \quad (23)$$

on détermine ainsi une vitesse de phase  $c(\omega)$ .

#### 4.2. Ondes de Rayleigh

Introduisons le vecteur  $\Phi(\phi_n^+, \phi_n^-, \psi_n^+, \psi_n^-)$ , le vecteur  $\underline{S}_n(U_n, W_n, \sigma_n, \tau_n)$ , s'en déduit par  $\underline{S}_n = T_n \underline{\Phi}_n$  où la matrice  $T_n$  est donnée par :

$$T_n = \begin{bmatrix} -i k & -s_n & -i k & s_n \\ m & -i k & -m & -i k \\ \mu_n l_n & -2 i \mu_n k m & \mu_n l_n & 2 i \mu_n k m \\ -2 i \mu_n k m & -\mu_n l_n & 2 i \mu_n k m & -\mu_n l_n \end{bmatrix} \quad (24)$$

$$\text{où : } r_n^2 = k^2 - \omega^2 \frac{\rho_n}{\lambda_n + 2 \mu_n} = k^2 - \frac{\omega^2}{c_{pn}^2}$$

$$s_n^2 = k^2 - \omega^2 \frac{\rho_n}{\mu_n} = k^2 - \frac{\omega^2}{c_{sn}^2}$$

$$l_n = k^2 + s_n^2$$

On passe du niveau  $z_{n-1}$  (couche  $n$ ) au niveau  $z_n$  (couche  $n+1$ ) par la transformation :

$$\underline{S}_{n+1}(z_n) = G_n \underline{S}_n(z_{n-1}) \quad (25)$$

$$\text{où : } G_n = T_n(z_n) \cdot E_n \cdot T_n^{-1}(z_{n-1})$$

où  $E_n$  est une matrice diagonale dont les termes sont donnés par :

$$[ \exp(m H_n), \exp(-m H_n), \exp(s_n H_n), \exp(-s_n H_n) ]$$

On relie le potentiel  $\Phi_l(0,0, \phi_l^-, \psi_l^-)$  dans le milieu inférieur au déplacement en surface  $S_0(U_0, W_0, 0, 0)$  par :

$$\Phi_l = R S_0$$

d'où la condition :

$$R_{11} R_{22} - R_{12} R_{21} = 0 \quad (26)$$

qui détermine une vitesse de phase  $c(\omega)$ .

### 5. ETUDE PARAMETRIQUE

#### 5.1. Ondes de volume

Dans ce qui suit, nous testons l'influence de la variation de certains paramètres de la géologie locale sur l'aspect quantitatif et qualitatif de la modification induite par les stratifications du site sur l'amplification du milieu (la réponse du site). Les paramètres qui nous paraissent les plus probants sont : la rigidité du milieu, le type de radiations émises par la source, l'épaisseur de la couche de sédiments et l'angle d'incidence des ondes sismiques au rocher.

Les figures 1 à 4 illustrent les résultats de cette étude. Ces figures montrent une altération sensible du signal à l'origine avec la variation de :

- la rigidité du milieu dans lequel se propagent les ondes (fig.1), on note une amplification plus importante en présence d'un sol meuble.
- la radiation émise par la source (fig.2), l'amplification est plus considérable en cas d'incidence d'onde  $P$  ou  $SV$ .
- l'épaisseur de la couche de sédiments (fig.3), on constate une diminution des valeurs du rapport d'amplification avec l'augmentation de l'épaisseur, malgré que les signaux enregistrés montrent une amplification plus importante pour de grandes épaisseurs de sol. Ceci peut être ramené au fait que pour des hauteurs de sol importantes, les fonctions de transfert correspondant exhibent un nombre de pics plus important donc le contenu du signal au rocher se trouve plus altéré que pour des épaisseurs moins importantes.

Vu l'influence de ces paramètres sur le signal recueilli en surface, il serait judicieux d'inclure une estimation de l'incertitude liée à la variabilité de ces paramètres.

Par contre, une influence peu significative est constatée pour une variation de l'angle d'incidence (fig.4).

#### 5.2. Ondes de surface

Dans ce paragraphe, nous étudions la sensibilité de la dispersion des ondes de surface à la variation du contraste et de la rigidité du milieu



ainsi qu'à la variation de l'épaisseur de la couche de surface. Les résultats de cette analyse sont présentés sur les figures 5 à 9.

L'examen des figures montre une présence croissante des modes de propagation donc une diminution des fréquences modales avec l'augmentation du contraste (fig.5 et 6) et de l'épaisseur de la couche de surface (fig.6, 8 et 9), les mêmes tendances sont notées lors de la variation de la rigidité du milieu du plus ferme au plus meuble (fig.7). Ces résultats nous permettent de conclure que les accélérations induites par les ondes de surface sont à prendre en compte pour des sites situés à des distances épicentrales importantes (*champ intermédiaire à lointain*) particulièrement pour des structures implantées sur des sites meubles.

## 6. APPLICATION A LA SIMULATION DES ACCELERATIONS DU SEISME D'EL ASNAM DU 10 OCTOBRE 1980

Le modèle numérique développé lors de cette étude est maintenant utilisé pour mettre en relief l'effet des conditions géologiques locales du site et leur influence sur la réponse du milieu dans le cas du séisme d'El-Asnam du 10 Octobre 1980. On mettra en évidence, pour ce même séisme, la contribution des ondes de surface dans le mouvement enregistré à la surface libre. A cet effet, nous considérerons deux stations d'enregistrement, la première située à El-Asnam (7 km de l'hypocentre) et la deuxième à EL-Attaf (30 km de l'hypocentre). Nous présentons les résultats de la simulation au niveau des deux stations, sur les figures 10 à 25.

### 6.1. Simulation du choc majeur au rocher par la méthode des fonctions de Green empiriques

La méthode des fonctions de Green empiriques est une technique hybride (*statistique-analytique*) où on considère que le mouvement fort peut être décrit par une superposition de mouvements élémentaires (*précurseurs ou répliques*) qui ont eu lieu dans la même zone de rupture que le choc majeur.

Pour la simulation du choc principal au rocher du séisme d'El-Asnam, nous avons considéré comme fonction de Green les enregistrements de la réplique du 08 Novembre 1980 à 7h 54mn de magnitude  $M_L = 5.6$  qui a eu lieu dans la même zone de rupture que l'événement majeur avec un mécanisme similaire au foyer. Les résultats de cette simulation sont présentés sur les figures 10 et 11.

### 6.2. Calcul des accélérations en surface libre

Les résultats obtenus pour le calcul de l'histoire temporelle en surface, dans le cas du séisme d'El-Asnam, mettent en évidence, dans les domaines fréquentiel (fig.12 et 13) et temporel (fig.14 et 15), de très fortes variations des amplitudes du mouvement pour des points situés en surface libre par rapport aux points situés en profondeur (*assise rocheuse*). Ceci est conforté par le calcul des spectres de réponse en accélération et en déplacement (fig.16 à 19). Les accélérations obtenues sont compatibles avec les résultats établis par des experts sur la base de constatations effectuées in-situ sur le comportement des structures et des ouvrages d'art. En effet, les rapports de ce séisme font état d'une dominance des accélérations verticales estimées à des valeurs voisines de 1 g.

### 6.3. Ondes de surface lors du séisme d'El-Asnam

Le calcul des spectres de réponses permet de constater qu'en considérant les ondes de surface pour le séisme d'El-Asnam dans le cas des deux stations, on note une différence de la réponse pour les basses fréquences au delà desquelles la différence devient insignifiante (fig.23). La différence est accrue pour des distances épicentrales importantes (fig.23). De ce fait, on peut conclure que les ondes de surface apportent une contribution considérable dans le mouvement des sols lorsqu'il s'agit de sites situés en champ intermédiaire ou lointain du lieu de rupture de la faille.

La considération des ondes de surface dans le calcul pour des sites situés en champ intermédiaire ou lointain s'avère nécessaire particulièrement pour des structures de faible ou moyenne rigidité.

### 6.4. Evolution temporelle du contenu spectral du séisme d'El-Asnam

Dans ce qui suit, nous déterminons l'évolution du contenu spectral des enregistrements du séisme d'El-Asnam au cours du temps, et ce pour les deux différentes stations (El-Asnam et El-Attaf). Les résultats obtenus à partir de ce calcul sont illustrés sur les figures 24 à 27.

Ces figures montrent une altération du contenu fréquentiel au fil du temps, les amplitudes spectrales  $S(t,f)$  du mouvement de sol varient avec le temps, ceci a pour effet de modifier les caractéristiques de la réponse. En présence de structures, cette altération du contenu spectral conduit à la décroissance graduelle de la



fréquence effective qui se traduit par un ramollissement de la structure donnant lieu à des amplifications significatives modifiant ainsi la réponse. Dans ce cas, même les ondes de surface peuvent avoir un effet néfaste sur la structure.

## 7. CONCLUSION

Dans cette étude, une procédure a été développée afin de quantifier la modification de l'histoire temporelle des mouvements de sol, induite par les conditions géologiques au voisinage des stations d'enregistrement.

Les résultats ont montré que la variation du mouvement en profondeur dépend seulement des propriétés du site au-dessous du niveau où est calculé ce mouvement, les terrains de surface jouent un rôle de filtre sélectif vis-à-vis du signal issu du substratum. Ils donnent une idée assez fidèle de l'ordre de grandeur des altérations que subit le signal généré au rocher. Tous les résultats montrent, à l'évidence, l'intérêt et l'importance de la structure géologique et géotechnique du sol et la nécessité de prendre en compte, dans une stratégie parasismique, les effets de site d'origine structurale par l'acquisition de données expérimentales. Cet effet joue un rôle déterminant dans le processus d'évaluation de la réponse sismique particulièrement pour une structure fondée sur un sol flexible.

La présente étude a, notamment, mis en évidence l'effet des ondes de surface (*Rayleigh et Love*) sur le mouvement. La prise en compte des ondes de surface introduit une nette modification de la réponse pour les basses fréquences ( $f < 2$  Hz), pour la gamme des hautes fréquences la différence devient insignifiante. Cette différence est accrue pour des sites situés dans le champ intermédiaire et lointain, les ondes de surfaces apportent dans ces cas une contribution considérable dans le mouvement des sols.

La considération des ondes de surface dans le calcul pour des sites situés en champ intermédiaire ou lointain s'avère nécessaire particulièrement pour des structures de faible ou moyenne rigidité.

## 8. REFERENCES

- [1] Aki, K & P.G., Richards, 1980. " Quantitative Seismology : Theory and Methods ". W. H. Freeman, San Fransisco.
- [2] Ewing, W.M., W.S., Jardetsky & F. Press, 1957. " Elastic Waves in Layered Medium ". McGraw-Hill, New York.
- [3] Kennett, B. L. N., 1983. " Seismic Wave Propagation in Stratified Media ", Cambridge University Press, Cambridge, U.K.
- [4] Haskell, N.A., 1960. " Crustal Reflection of Plane SH Waves ", *Journ. Geophys. Res.*, Vol. 65, pp. 4147-4150.
- [5] Haskell, N.A., 1962. " Crustal Reflection of Plane P and SV Waves ", *Journ. Geophys. Res.*, Vol. 67, pp. 4751-4767.
- [6] Haskell, N.A., 1953. " The Dispersion of Surface Waves in Multilayered Solid ", *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 43.
- [7] Thomson, W.T., 1950. " Transmission of Elastic Waves through a Stratified Solid Medium ", *Journ. Appl. Phys* Vol. 21, N°1, pp. 89-93.
- [8] Dravinski, M., 1982. " Influence of Interface Depth Upon Strong Ground Motion ", *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 72, pp. 597-614.
- [9] Wolf, J. P., 1985. " Dynamic Soil Structure Interaction ", Printice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, USA.
- [10] Coulomb, J. & G., Jobert, 1973. " Traité de Géophysique Interne. Vol.1 : Sismologie et Pesanteur ". Ed. Masson et Cie, Paris, France.



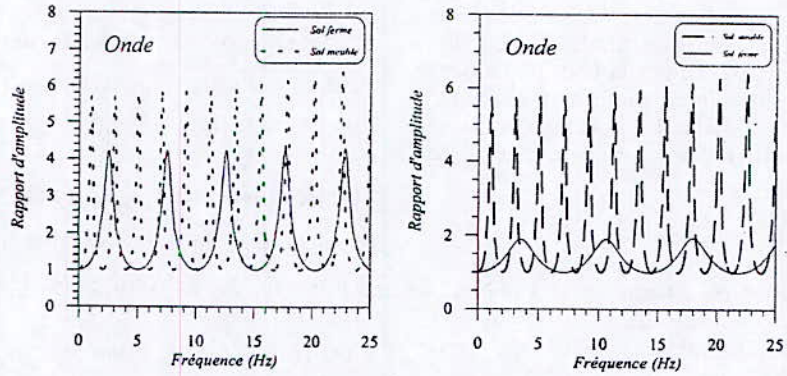


Fig.1. Effet de la rigidité du milieu

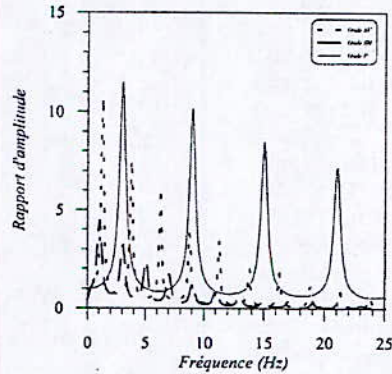


Fig.2. Effet du type de radiation émise

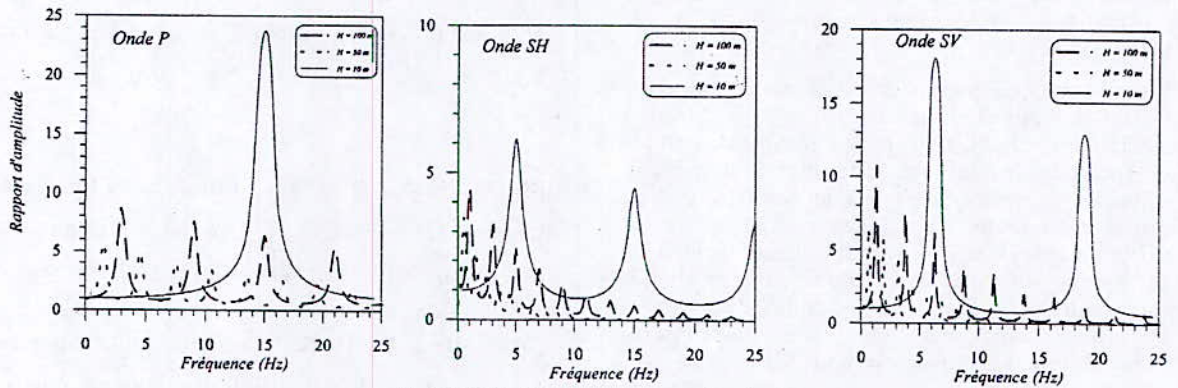


Fig.3. Effet de l'épaisseur de la couche de sédiments

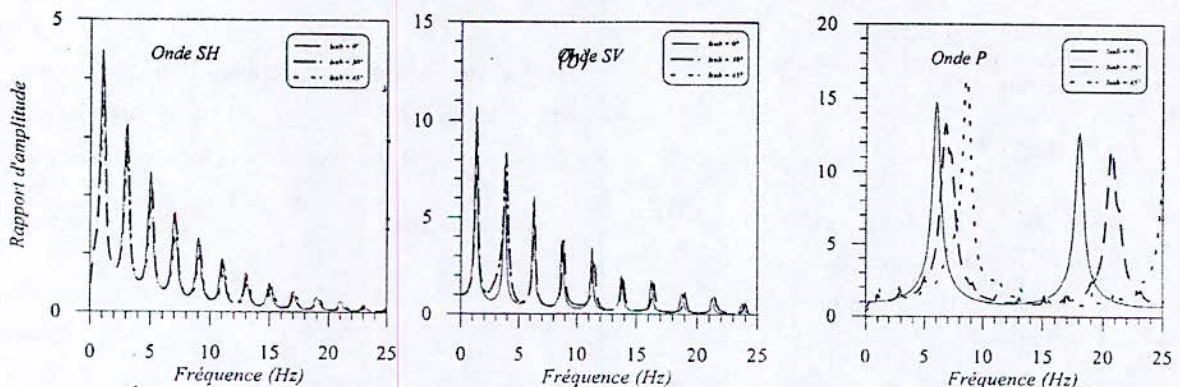


Fig.4. Effet de l'angle d'incidence



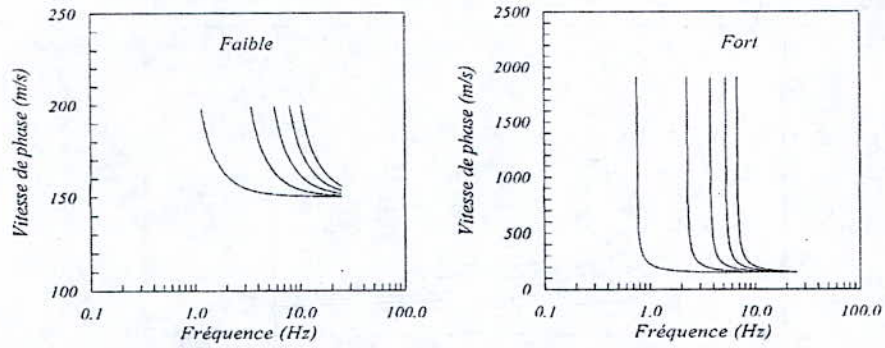


Fig.5. Effet du contraste sur la dispersion des ondes de surface (5 premiers modes)

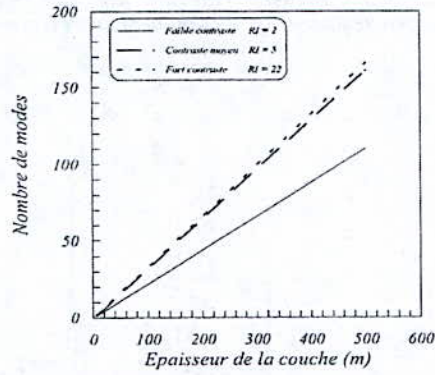


Fig.6. Effet du contraste sur la dispersion des ondes de surface

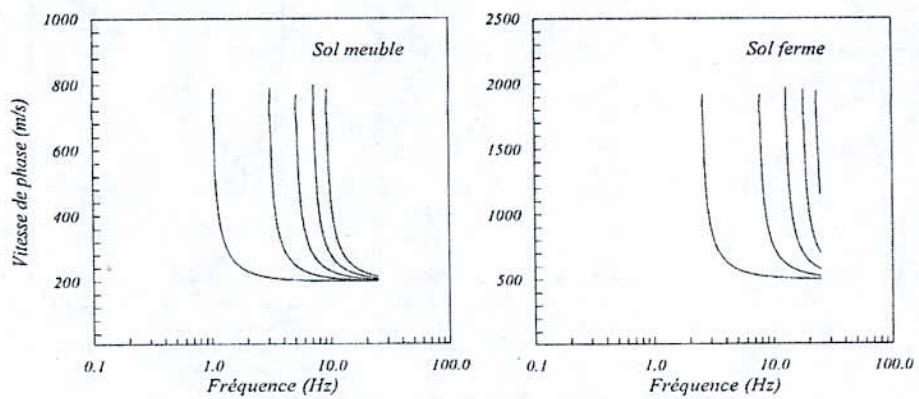


Fig.7. Effet de la rigidité du milieu sur la dispersion des ondes de surface



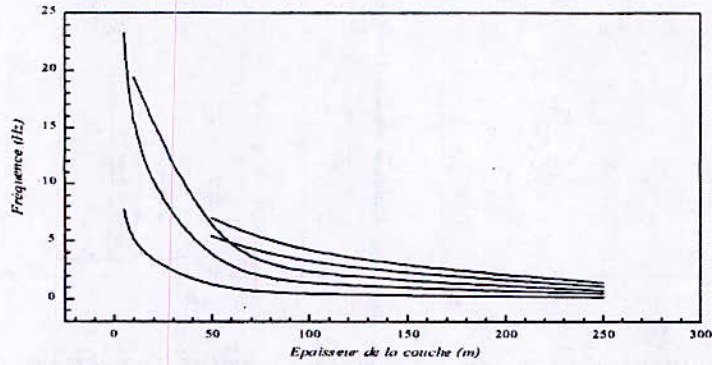


Fig.8. Evolution des fréquences modales avec l'épaisseur de la couche de surface (5 premiers modes)

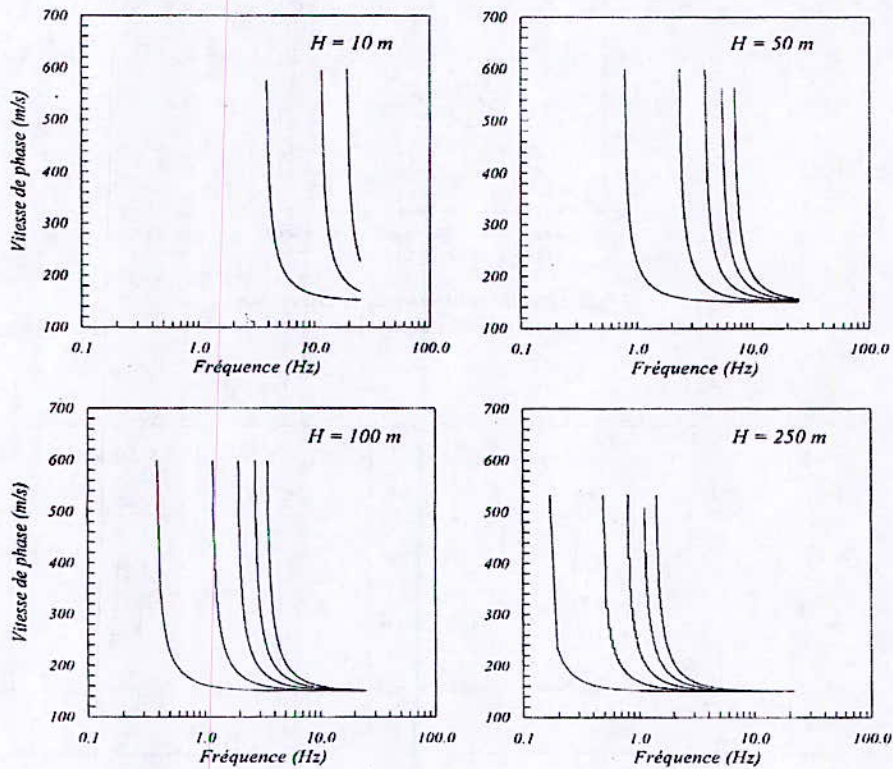


Fig.9. Effet de l'épaisseur de la couche de surface sur la dispersion des ondes de surface



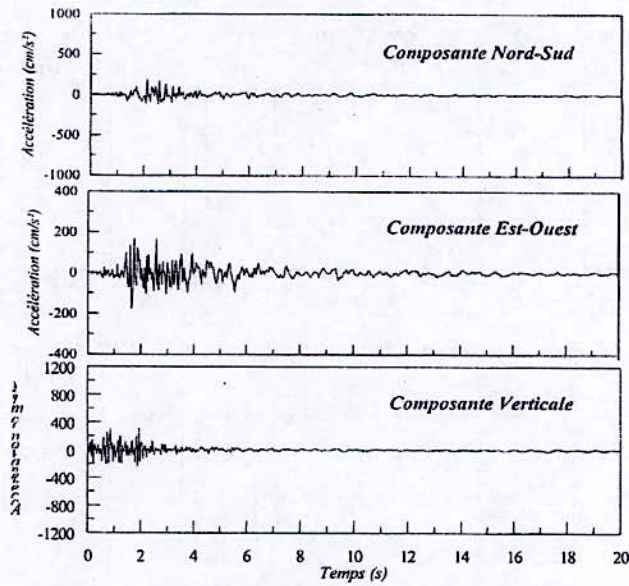


Fig.10. Accélérations synthétiques au rocher obtenues pour la station d'El-Asnam par la méthode des fonctions de Green empiriques

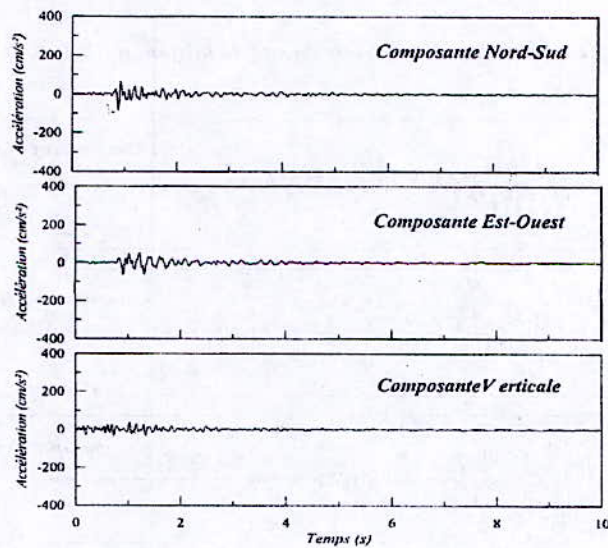


Fig.11. Accélérations synthétiques au rocher obtenues pour la station d'El-Attaf par la méthode des fonctions de Green empiriques



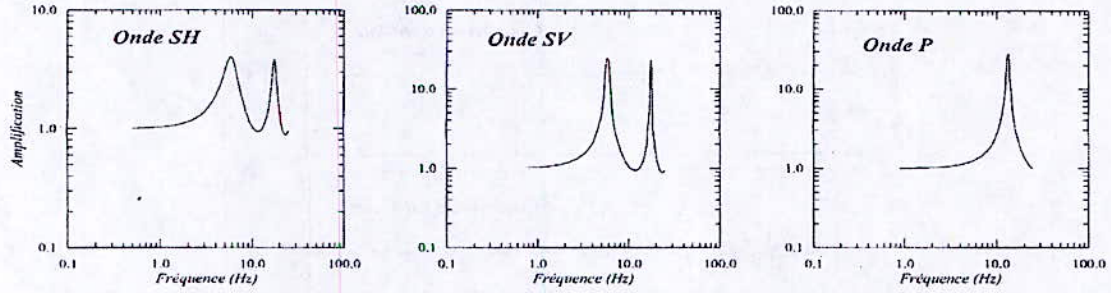


Fig.12. Fonction de transfert du site de la station d'El-Asnam

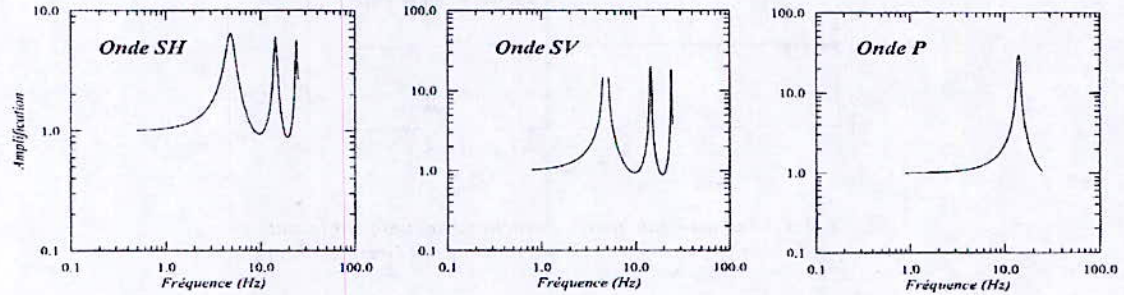


Fig.13. Fonction de transfert du site de la station d'El-Attaf

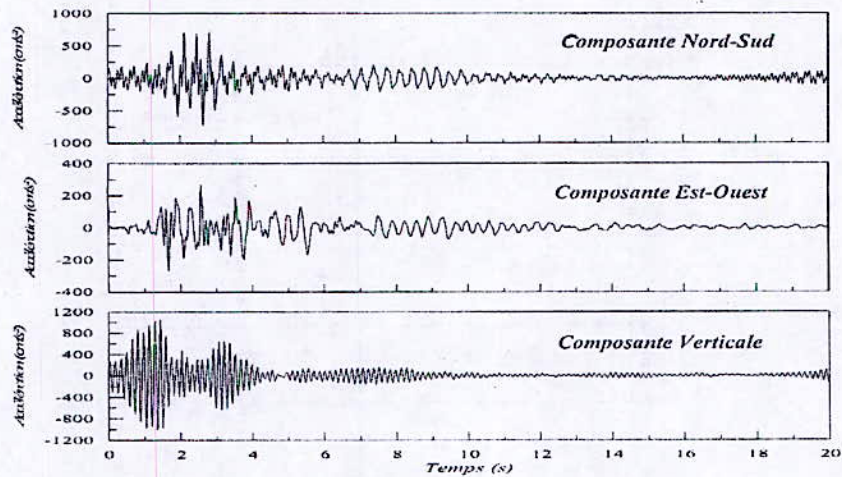


Fig.14. Accélérations synthétiques en surface libre obtenues pour la station d'El-Asnam à partir de la convolution des accélérations simulées au rocher avec la fonction de transfert du site



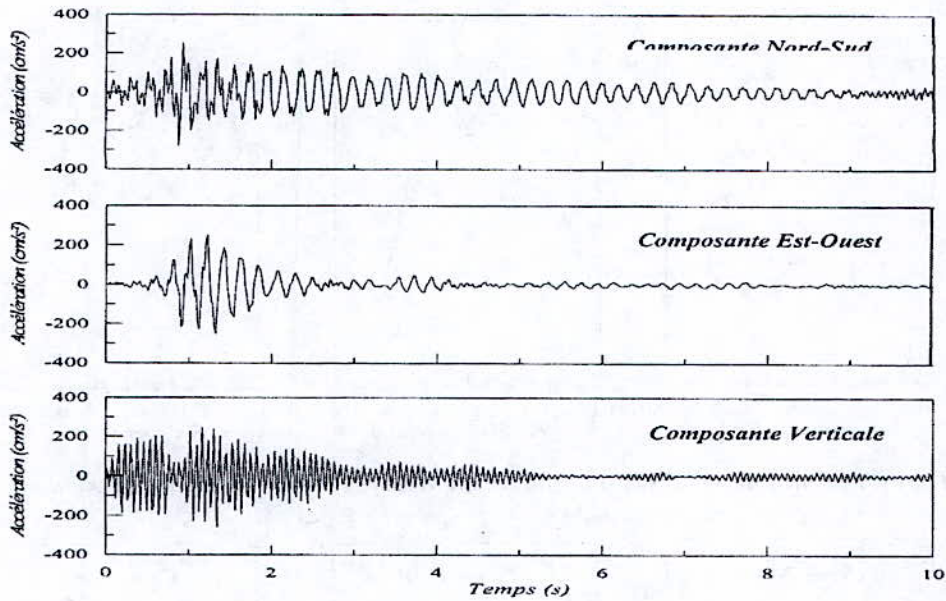


Fig.15. Accélérations synthétiques en surface libre obtenues pour la station d'El-Attaf à partir de la convolution des accélérations simulées au rocher avec la fonction de transfert du site

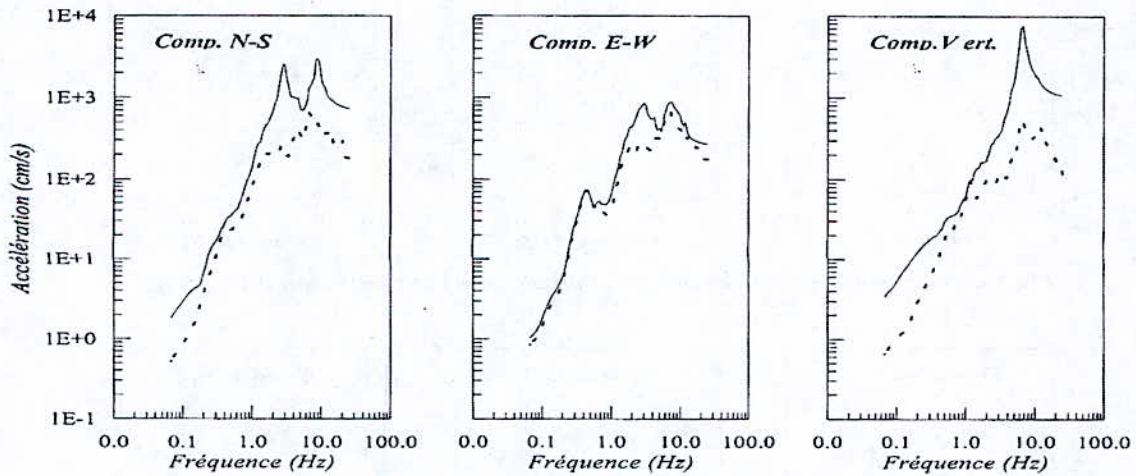


Fig.16. Spectres de réponse en accélération obtenus pour la station d'El-Asnam



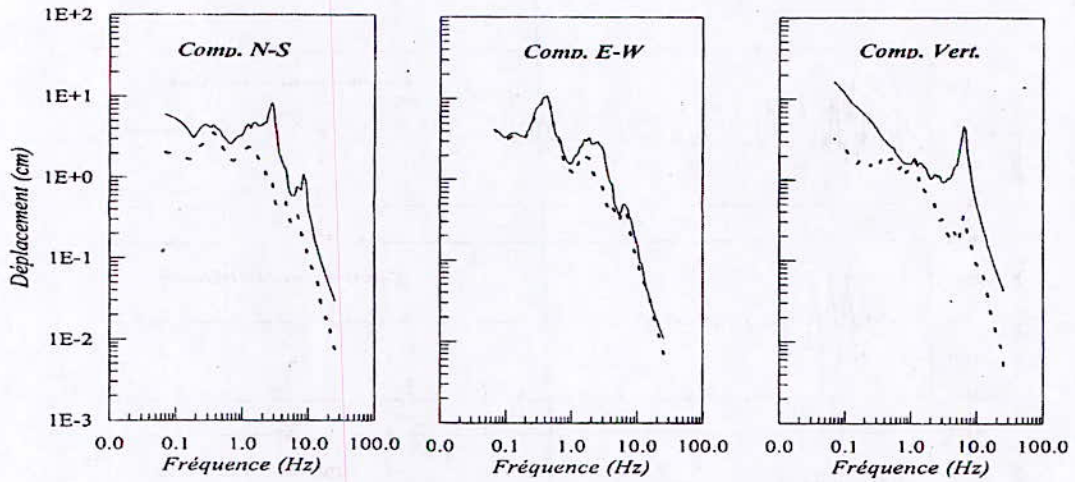


Fig.17. Spectres de réponse en déplacement obtenus pour la station d'El-Asnam

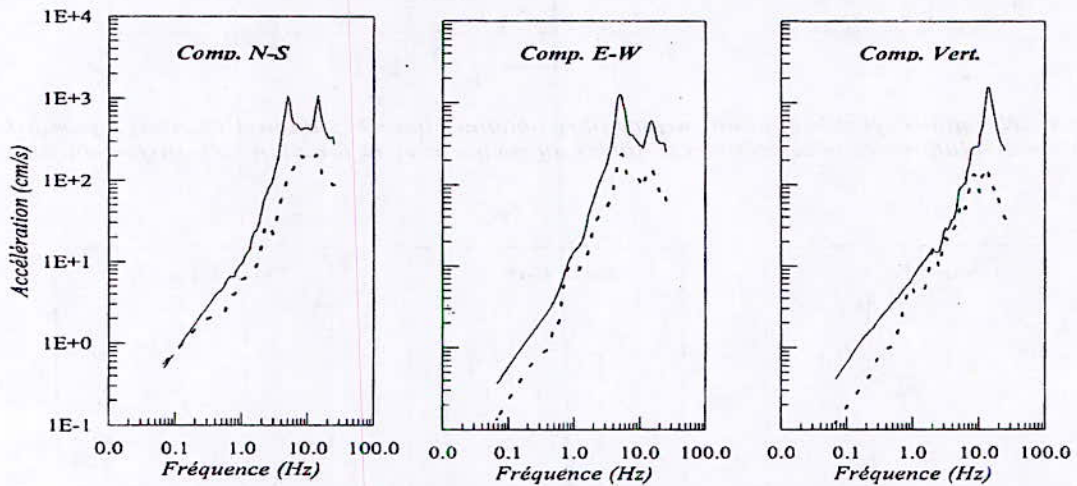


Fig.18. Spectres de réponse en accélération obtenus pour la station d'El-Attaf

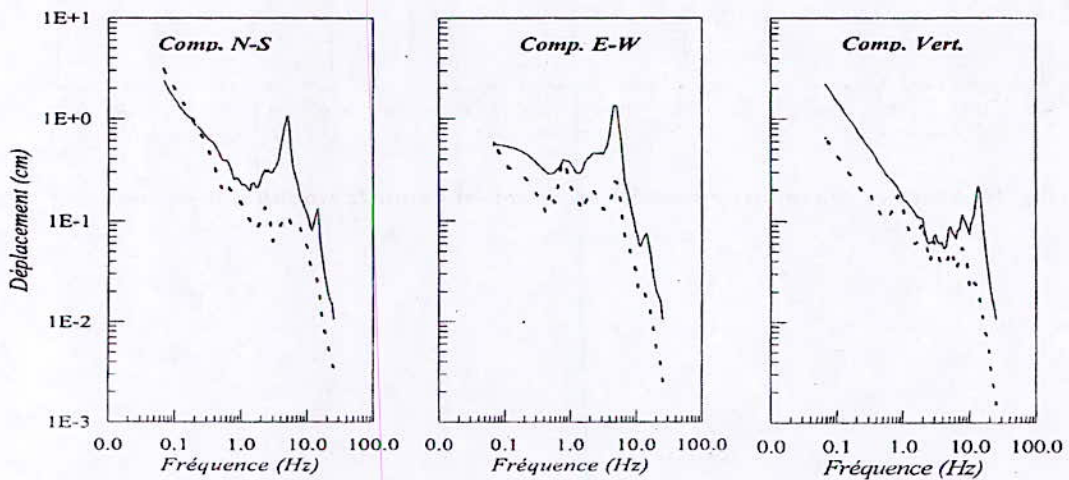


Fig.19. Spectres de réponse en déplacements obtenus pour la station d'El-Attaf



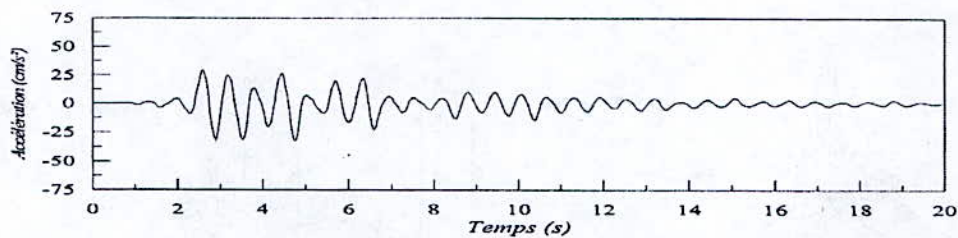


Fig.20. Accélérations simulées pour les ondes de Rayleigh à la station d'El-Asnam

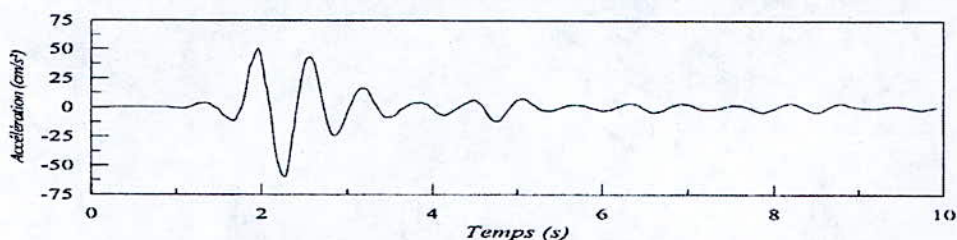


Fig.21. Accélérations simulées pour les ondes de Rayleigh à la station d'El-Attaf

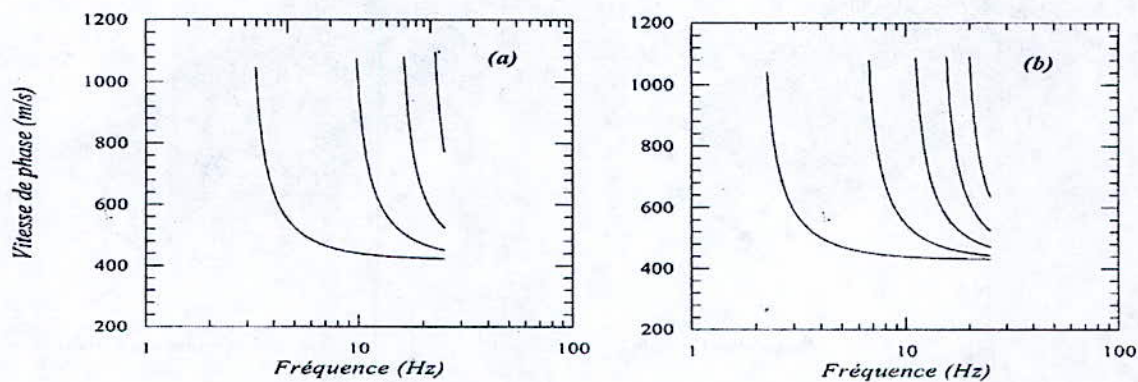


Fig.22. Courbes de dispersion des ondes de Love (a)El-Asnam (b)El-Attaf

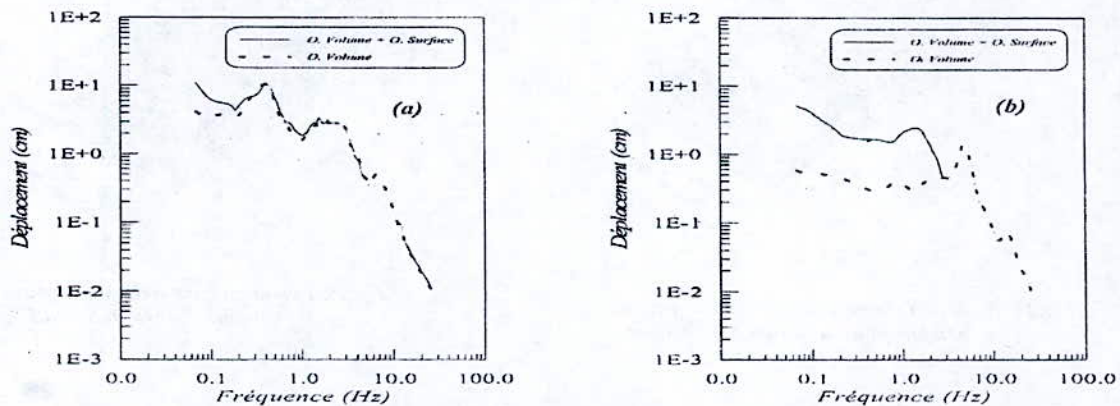


Fig.23. Spectres de réponse en déplacement (a)El-Asnam (b)El-Attaf



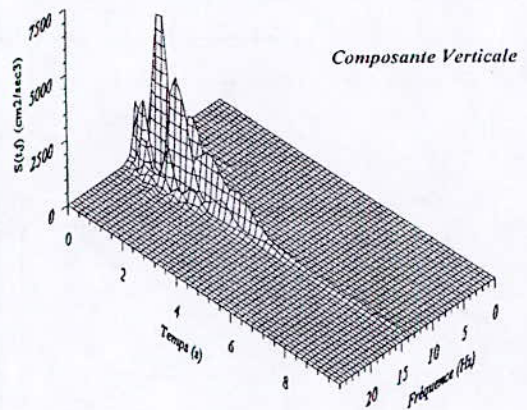
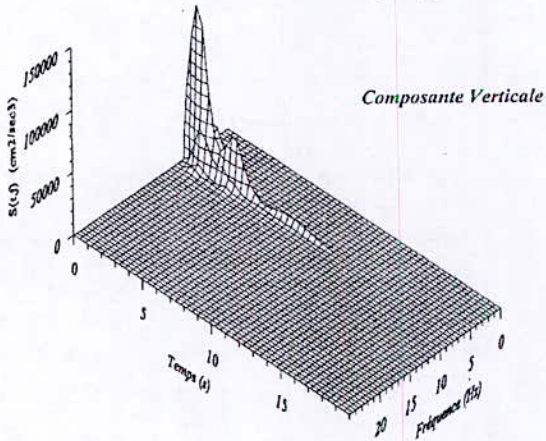
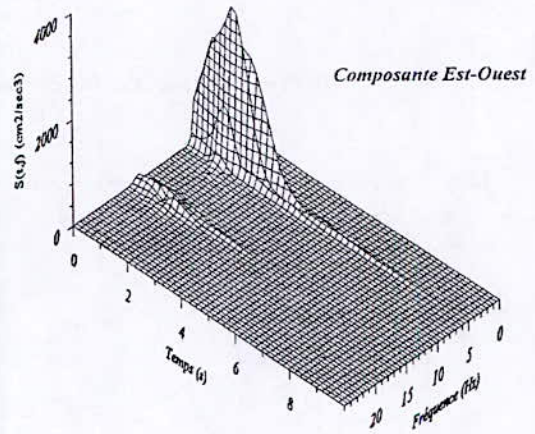
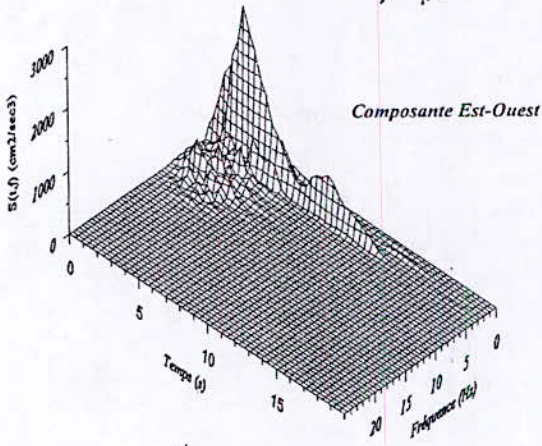
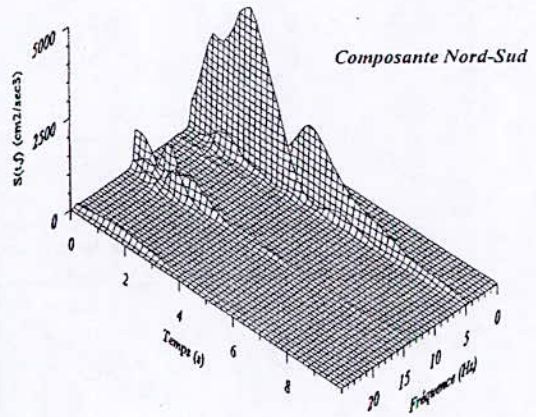
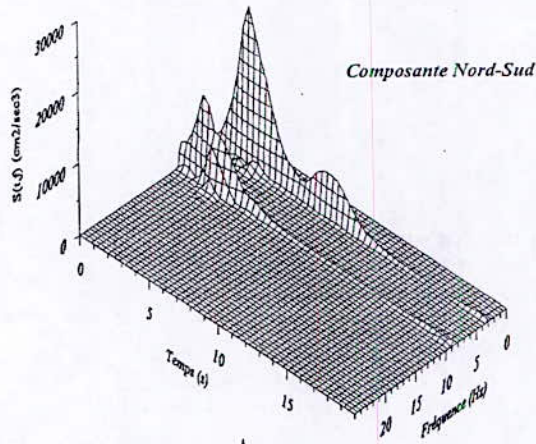


Fig.24. Evolution temporelle du contenu spectral obtenue pour la station d'El-Asnam

Fig.25. Evolution temporelle du contenu spectral obtenue pour la station d'El-Attaf



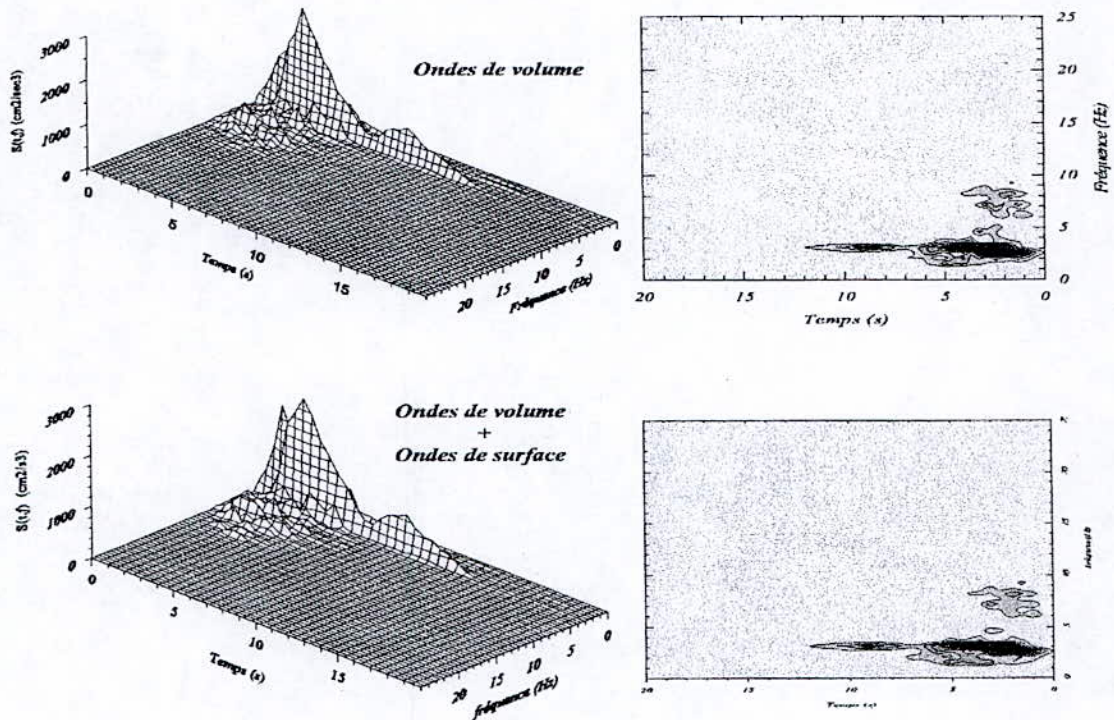


Fig.26. Evolution temporelle du contenu spectral obtenue pour la station d'El-Asnam

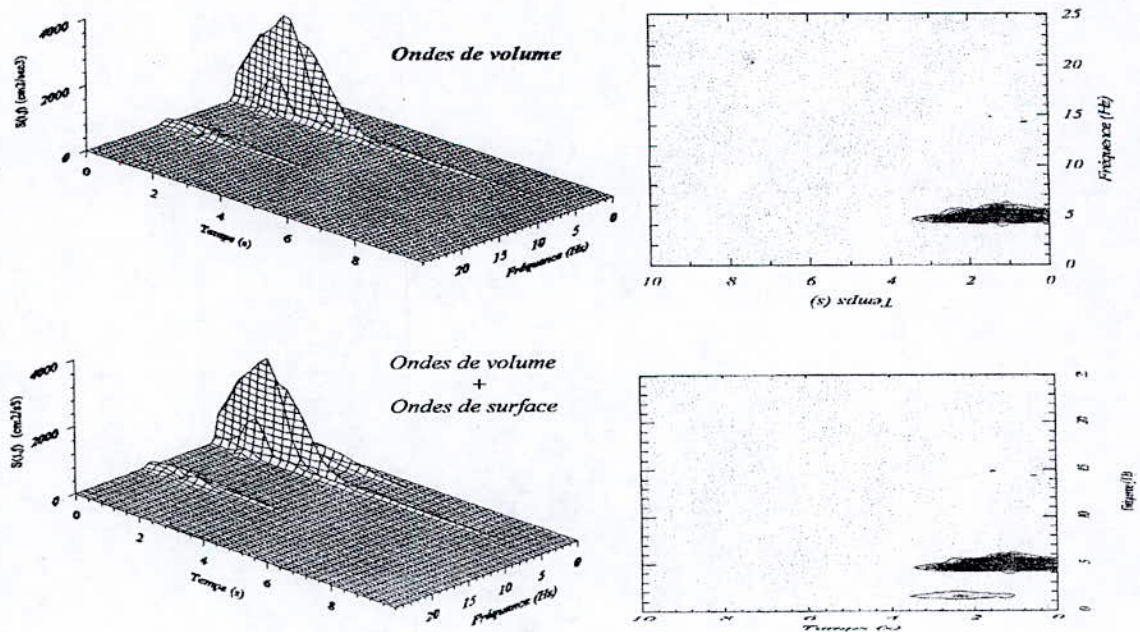


Fig.27. Evolution temporelle du contenu spectral obtenue pour la station d'El-Attaf



## ANALYSE DE LA REPONSE SISMIQUE MONLINEAIRE DES STRUCTURES SUR SOL ROCHEUX

O.KADA, M. HAMMOUTENE, B. TILIOUINE

Ecole Nationale Polytechnique, Alger, Algérie  
Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures (LGSDS)

### ملخص

يهدف هذا العمل إلى دراسة تأثير الاهتزازات القوية للأرض على إجابة المنشآت التي تتصرف بطريقة غير خطية. لهذا الغرض استعمل نموذج لتمثيل الحركات الاهتزازية للأرض مع إظهار عدم سكون هذه الهزات في السعة والتواتر تعرف الزلازل المحصل عليها عن طريق النموذج بـ : الموقع - قوة الهزة والمسافة بين الموقع ومصدر الهزة.

تأخذ هذه الدراسة بعين الاعتبار عدم خطية تصرف المنشآت التي تتعرض إلى هزات قوية. طورت لهذا الغرض عدة نماذج لتمثيل عدم الخطية في تصرف المنشآت، منها التي تتوافق مع البنيات الفولاذية وأخرى تتنافى والمنشآت المبنية بالخرسانة المسلحة طبقاً للنتائج المحصل عليها، والتي تأخذ بعين الاعتبار لدانة المنشآت، إستخرجت عدة خلاصات وأعطيت توصيات من أجل اعتبار عدم سكون الهزات الأرضية من جهة، وعدم خطية تصرف المنشآت من جهة أخرى، وذلك في قواعد الحساب الديناميكي للمنشآت.

### RESUME

L'objet de ce travail est d'analyser les effets des mouvements forts du sol sur la réponse des structures présentant des déformations inélastiques. A cet effet, des mouvements sismiques simulés sont employés, ces derniers font apparaître la double nonstationnarité du signal sismique tant en amplitude qu'en contenu fréquentiel. Ils sont arrangés par classes de (conditions locales de site, magnitude, distance épacentrale). L'analyse effectuée prend aussi en compte la nonlinéarité du comportement des structures subissant des mouvements sévères du sol. Des modèles de comportement nonlinéaires ont été développés pour représenter aussi bien les structures métalliques que celles en béton armé, ces dernières présentent des dégradations de la rigidité en raison des fissurations. L'étude a porté sur les structures construites sur sols rocheux.

### ABSTRACT

The object of this work is to analyze effects of strong ground motions on the response of structures presenting inelastic deformations. To this effect, simulated seismic motions are used, these last make appear so much the nonstationnarity of the seismic in both amplitude and frequency content. They are arranged by classes of (local soil conditions, magnitude and epicentral distance). This analysis also takes in account the linearity of the structure behavior undergoing strong ground motions. Models of nonlinear behavior have developed to represent the metallic structures as well that those made of reinforced concrete, these last present deterioration of the stiffness because of concrete crack. The study.



## 1 INTRODUCTION

Les tremblements de terre sont des phénomènes auxquels on accorde une importance particulière. Ceci est bien justifié si l'on compte le nombre de désastres provoqués par leur violence, soudaineté et imprévisibilité. En effet, ils sont à l'origine de pertes humaines considérables et ont un effet dévastateur sur les sols et les structures. Le but de ce travail est d'apporter une contribution à la compréhension du comportement des structures et l'effet que peut engendrer une excitation dynamique telle qu'une excitation sismique. En effet, les expériences de séismes sévères passés ont montré la vulnérabilité des constructions vis à vis des vibrations du sol. C'est la raison pour laquelle toutes les mesures nécessaires doivent être prises pour assurer la sécurité des ouvrages construits en zone sismique. Toutefois, pour des raisons économiques, un certain niveau d'endommagement peut être toléré dans la conception parasismique des structures[3]. Ainsi, dans le but de concevoir des structures à la fois sécuritaires et économiques, l'analyse dynamique doit approcher au mieux le comportement réel des structures.

Le problème fondamental du calcul des constructions parasismiques est celui de la détermination de la réponse des structures à des mouvements sismiques donnés. Les structures soumises à de forts mouvements du sol subissent des déformations inélastiques. La modélisation du comportement doit dans ces cas se faire dans le domaine nonlinéaire. La connaissance à tout instant de l'état de sollicitation régnant dans la structure constitue également une étape très importante dans l'analyse dynamique des structures.

## 2 OBJECTIFS

Pour mener à bien une analyse de la réponse dynamique des structures soumises à des mouvements forts du sol, il est nécessaire de [15]:

- Bien définir l'action sismique à laquelle va être soumise la structure étudiée;
- Choisir le modèle le plus représentatif pour modéliser le comportement de la structure en prenant en compte les effets nonlinéaires ;
- Définir des indices permettant d'évaluer l'endommagement de la structure après sollicitation.

L'accélération du sol donnée par un enregistrement accélérométrique définit un processus aléatoire de caractère nonstationnaire. L'utilisation d'un certain

nombre de signaux différents est nécessaire pour atteindre une précision statistique suffisante pour la prédiction de la réponse des structures à des mouvements sismiques futurs. Une procédure de simulation peut être utilisée pour générer, de manière artificielle, des accélérogrammes correspondants à des caractéristiques bien définies, liées au mouvement simulé. Dans le cadre de ce travail, un modèle de simulation de signaux sismiques doublement nonstationnaire établi à partir d'une banque de données mondiale [4] a été utilisé pour générer des accélérogrammes arrangés par classes de *magnitude* et *distance épicertrale*; le sol étant considéré de type rocheux.

A fin d'analyser efficacement le comportement des structures à un degré de liberté, un outil intégrant différents modèles de comportement nonlinéaire a été développé, représentant aussi bien les structures métalliques que celles en Béton Armé (le modèle EPP : élasto-plastique parfait et modèle EPB :élasto-plastique bilinéaire qu'on retrouve généralement dans l'analyse des structures métalliques, le 'Q model', modèle CLO : Clough et le modèle Tak :Takeda modifié, employés dans le calcul des structures en béton armé sous flexion et enfin le modèle MPO : bilinéaire orienté vers le déplacement maximum représentant, en général, le cisaillement dans le béton armé). La réponse à une excitation sismique des systèmes à un degré de liberté est évaluée en considérant une relation Force - Déplacement définie par une idéalisation des courbes expérimentales. L'approche utilisée pour la modélisation du comportement post-élastique consiste à localiser la déformation nonlinéaire en certains points et idéaliser la courbe Force - Déplacement du matériau par des segments de droites.

L'endommagement est évalué à travers un paramètre caractérisant la réponse des structures présentant des nonlinéarités ; c'est le rapport du déplacement maximal atteint au déplacement élastique limite et qu'on appelle facteur de ductilité[1,5,6,7,8,9,10,11,14,15].

La modélisation numérique est un moyen incontournable pour les analyses post-sismiques. Elle constitue, également, un outil intéressant de simulation en vue de la prédiction de la réponse des structures à des mouvements sismiques futurs. La méthode linéaire a été largement utilisée pour sa simplicité et la qualité des résultats qu'elle fournit. Cette méthode présente toutefois des limitations importantes lorsque les structures présentent de fortes nonlinéarités ; le recours à des méthodes nonlinéaires devient alors nécessaire.



Le progrès spectaculaire des outils informatiques et des techniques de convergence a permis le développement des méthodes de calcul pour la résolution des équations nonlinéaires du mouvement. Nous avons opté pour la méthode d'intégration pas à pas, appelée méthode d'accélération linéaire qui semble donner des résultats satisfaisants [2,7, 9,12].

Une étude statistique a été menée pour mettre en évidence, à travers les spectres de ductilité, les effets de la ductilité sur la réponse des systèmes à un degré de liberté. La force élastique limite nécessaire pour le calcul des spectres de ductilité est déterminée à partir de la force latérale (à la base de la structure) prescrite par les RPA 99 [16] moyennant un coefficient de sécurité pris égal à 2.

L'analyse par spectre de réponse nous a permis de mettre en relief, outre l'influence des caractéristiques des mouvements forts du sol (magnitude et distance épacentrale), l'effet des modèles de comportement sur la réponse des structures à un degré de liberté, en utilisant des accélérogrammes simulés. Ces résultats sont présentés pour seulement trois modèles de comportement choisis pour représenter chacun une catégorie selon leur capacité d'absorber de l'énergie de déformation. Dans le cadre de ce travail, nous nous sommes limités au sol de type rocheux.

### 3 PROCEDURE D'ANALYSE

Lorsque l'on veut étudier la réponse d'un système considéré linéaire, la résolution basée sur le principe de superposition que ce soit par l'intégrale de Duhamel ou par l'étude dans le domaine fréquentiel, donne généralement des résultats satisfaisants. Il est à souligner que cette résolution n'est valable que pour les systèmes linéaires où les caractéristiques physiques restent constantes durant toute la réponse. Par contre, une structure soumise à un mouvement fort du sol ne peut avoir ce type de comportement, car elle subit des détériorations considérables entraînant la dégradation de ses caractéristiques durant l'ensemble de la réponse. Ce qui nous a amené à procéder par intégration (pas à pas) de l'équation du mouvement, en passant par la forme incrémentale.

#### 3.1 L'EQUILIBRE DYNAMIQUE

L'équation gouvernant l'équilibre dynamique d'une structure soumise à une excitation sismique, à l'instant  $t$ , est exprimée par :

$$m \ddot{u}(t) + c \dot{u}(t) + F[u(t)] = -m \ddot{u}_s(t) \quad (3.1)$$

où  $F[u(t)]$  représente la force de rappel,  $\ddot{u}_s$  est l'accélération du mouvement à la base. Cette équation peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\omega \dot{u}(t) + R[u(t)] = -\ddot{u}_s(t) \quad (3.2)$$

où  $R[u(t)]$  désigne la force de rappel par unité de masse,  $\xi$  et  $\omega$  sont le taux d'amortissement critique appelé coefficient d'amortissement et la pulsation propre élastique du système non amorti, respectivement.

L'équation d'équilibre indique que pour une excitation  $\ddot{u}_s$  donnée, la déformation  $u(t)$  dépend de  $\omega$  la pulsation propre,  $\xi$  le taux d'amortissement et  $u_y$  le déplacement élastique limite, en plus de la forme de la relation Force - déplacement.

#### 3.2 CALCUL DE LA REPONSE DYNAMIQUE

La méthode utilisée pour résoudre l'équation d'équilibre dynamique est celle d'intégration pas à pas, appelée méthode d'accélération linéaire. La technique employée consiste à calculer la réponse par incrément de temps  $\Delta t$ , sous l'hypothèse d'accélération linéaire et de caractéristiques mécaniques constantes durant chaque intervalle de temps. La réponse nonlinéaire est calculée pour chaque intervalle où le déplacement et la vitesse relatifs obtenus à la fin de chaque intervalle seront considérés comme conditions initiales pour l'intervalle suivant. La nonlinéarité est prise en compte en calculant de nouvelles caractéristiques au début de chaque intervalle de temps. Pour la commodité des calculs,  $\Delta t$  est pris constant sur toute la durée d'excitation. Le choix de l'intervalle est très important pour l'efficacité de la méthode, en général, un rapport incrément - période  $\Delta t/T$  inférieur ou égal à 1/10 permet d'obtenir des résultats satisfaisants.

La forme incrémentale de l'équation d'équilibre est donnée par l'expression suivante :

$$\Delta\ddot{u}(t) + 2\xi\omega \Delta\dot{u}(t) + \omega^2 R(t)\Delta u = -\Delta\ddot{u}_s(t) \quad (3.3)$$

où  $\Delta u$ ,  $\Delta\dot{u}$ ,  $\Delta\ddot{u}$  représentent, respectivement, l'incrément de déplacement, de vitesse et d'accélération,  $\Delta\ddot{u}_s$  est l'accélération incrémentale du sol.  $R(t)$  représente la force de rappel dont l'expression est la suivante :

$$R(t) = \frac{\overline{K}(t)}{K} \quad (3.4)$$



où  $\bar{K}$  est la rigidité du système à l'instant  $t$  et  $K$  la rigidité élastique (initiale) du système.

A partir de l'hypothèse de la méthode d'intégration pas à pas : dans un intervalle de temps  $\Delta t$ , l'accélération varie linéairement et les caractéristiques du système d'où la rigidité restent constantes, l'expression de la variation du déplacement relatif découle comme suit :

$$\Delta u(t) = \frac{\Delta P(t)}{\bar{K}(t)} \quad (3.5)$$

où

$$\Delta P(t) = -\Delta \ddot{u}_s + \left[ \frac{6}{\Delta t} \dot{u}(t) + 3\ddot{u}(t) \right] + 2\xi\omega \left[ 3\dot{u}(t) + \frac{\Delta t}{2} \ddot{u}(t) \right] \quad (3.6)$$

$$\text{et } \bar{K}(t) = \omega^2 R(t) + \frac{6}{\Delta t^2} + 2\xi\omega \frac{3}{\Delta t} \quad (3.7)$$

La variation de la vitesse s'exprime alors par :

$$\Delta \dot{u}(t) = \frac{3}{\Delta t} \Delta u(t) - 3\dot{u}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{u}(t) \quad (3.8)$$

Ce qui donne à la fin de chaque intervalle  $i$  :

$$\begin{aligned} u(t)_i &= u(t)_{i-1} + \Delta u(t) \\ \dot{u}(t)_i &= \dot{u}(t)_{i-1} + \Delta \dot{u}(t) \end{aligned} \quad (3.9)$$

' $i$ ' correspond à l'étape de calcul à l'instant ' $t$ ', ' $i-1$ ' correspond à ' $t - \Delta t$ '

Pour satisfaire l'équilibre dynamique, l'accélération à l'instant  $t$ , après chaque intervalle, est calculée à partir de l'équation d'équilibre :

$$\ddot{u}(t) = -\ddot{u}_s + 2\xi\omega \dot{u}(t) + \omega^2 R(t)u(t) \quad (3.10)$$

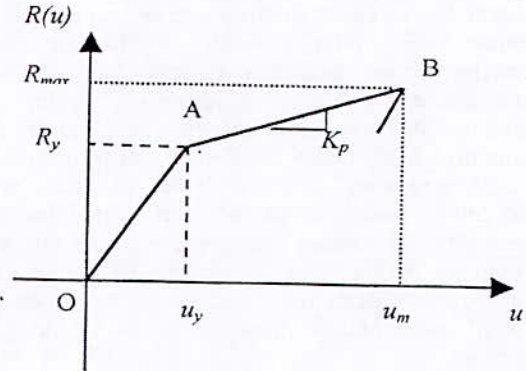
#### 4 SPECTRES DE REPONSE NONLINEAIRE

Le spectre de réponse est un diagramme donnant la réponse maximale d'un oscillateur simple soumis à une excitation sismique, exprimée en fonction de sa période propre, de sa pulsation propre ou bien de sa fréquence propre. En dynamique des structures, la réponse représentée en spectre est d'un intérêt très pratique pour l'ingénieur. La réponse maximale, donc l'effort sismique maximal auquel est soumis l'oscillateur peut être évalué à partir d'une simple lecture sur le diagramme du spectre de réponse. En général, le spectre de réponse dépend de l'excitation sismique, du taux d'amortissement critique, et de la loi de comportement ainsi que de la ductilité des structures étudiées.

#### 4.1 SPECTRE D'ACCELERATION

une extension vers le concept d'analyse inélastique s'est imposé pour représenter la réponse des structures soumises à des mouvements sévères du sol [7,13,14,15]. Ce concept fait intervenir le facteur de ductilité comme paramètre de réponse inélastique.

Le comportement sismique des structures dépend essentiellement de leur ductilité. En effet, La résistance sismique est basée sur l'interaction entre la résistance élastique limite de la structure et sa capacité de se déformer, donc, sa ductilité. La résistance élastique limite est déterminée sur la base de la limitation de la demande de ductilité imposée par le mouvement du sol [15].



Figure(4.1) comportement bilinéaire ou avec dégradation de rigidité

Nous allons maintenant écrire les expressions du spectre inélastique pour les systèmes bilinéaires et ceux avec dégradation de rigidité. Sur la figure (4.1), on a représenté la première phase de chargement dans ces systèmes.

A l'instant  $t_m$ , où la vitesse s'annule c'est à dire, au point B, le déplacement atteint sa valeur maximale  $u_m$ . l'équation d'équilibre dynamique s'exprime par :

$$\ddot{u}_{am} + R(u_m) = 0 \quad (4.1)$$

avec :

$u_m$  : l'accélération absolue à l'instant  $t_m$  et  $R(u_m)$  : la force de rappel maximale par unité de masse. Cette force est exprimée, pour les systèmes bilinéaires et ceux avec dégradation de rigidité par [14]:

$$R_{max} = R(u_m) = Ku_y [1 + p(\mu - 1)] / m \quad (4.2)$$

Avec :  $\mu$  : le facteur de ductilité ;  $p = K_p / K$  est le rapport de rigidité



En substituant l'expression de  $R(u_m)$  dans l'équation (4.1), l'équation d'équilibre devient :

$$\ddot{u}_{am} + \omega^2 u_y [1 + p(\mu - 1)] = 0 \quad (4.3)$$

les valeurs spectrales de réponse sont représentés en fonction du déplacement élastique limite par les relations suivantes :

$$\begin{aligned} S_u &= |u_y| ; \\ S_{\dot{u}} &= \omega S_u ; \\ S_{\ddot{u}} &= \omega^2 S_u \end{aligned} \quad (4.4)$$

Notons que, construire un spectre de réponse à une excitation sismique, nécessite, outre l'amortissement, le choix d'un facteur permettant de classer les oscillateurs simples selon leur ductilité. Ceci peut être réalisé par l'introduction du facteur de ductilité. Pour raison de conformité, ceci ne peut être fait de manière directe, car le déplacement élastique limite doit être conforme à la ductilité imposée (fixée à travers le facteur de ductilité) d'où la nécessité d'un calcul itératif sur la valeur du déplacement élastique limite donc sur la valeur de la résistance élastique limite [10,12].

#### 4.2 SPECTRE DE DUCTILITE

Le déplacement maximal atteint par une structure soumise à une sollicitation sismique constitue la caractéristique la plus significative de l'histoire temporelle de sa réponse. Son rapport au déplacement élastique n'est autre que le facteur de ductilité mesurant la ductilité imposée par l'action sismique à la structure. Elle peut être estimée par une analyse dynamique nonlinéaire de l'histoire temporelle.

Pour étudier la demande de ductilité qu'impose un séisme à une structure à comportement nonlinéaire, nous allons suivre la procédure suivante. Les structures sont étudiées pour différentes valeurs de la période propre, en prenant les valeurs 0.1, 0.3 jusqu'à 4 secondes avec un pas de 0.3, ainsi nous englobons aussi bien les structures rigides que les structures flexibles.

La force élastique limite de la structure par unité de masse est prise égale au double de la force sismique de calcul prescrite par les RPA 99 [16], autrement dit, avec un coefficient de sécurité égal à 2.

La force élastique limite s'exprime alors par :

$$R_y = 2 \frac{ADQ}{R} W \quad (4.5)$$

Avec :

$W$  : le poids de la structure ; pour une masse unitaire  $W$  est égal à  $g$  l'accélération de la pesanteur ;

$A = 0.25$  : le coefficient d'accélération de zone, donné en fonction de l'importance vitale de la structure ;

$R = 5$  : facteur de comportement de la structure ;

$Q = 1.2$  : facteur de qualité de la structure ;

$D$  : facteur d'amplification dynamique moyen, dépend de la nature du sol. Il est donné en fonction de la période propre.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.6)$$

avec  $\eta$  : facteur de correction d'amortissement, égal à un pour un amortissement de 5%

et  $T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site. Rappelons que cette étude est faite pour un site de type rocheux.

Une fois la force élastique limite déterminée, on peut alors déduire le déplacement élastique limite par :

$$u_y = \frac{R_y}{4\pi^2} T^2 \quad (4.7)$$

le déplacement élastique limite étant défini, on peut avoir la ductilité imposée par l'excitation sismique à partir de la réponse dynamique de la structure pour différentes valeurs du taux d'amortissement

## 5 ANALYSE DE LA REPONSE NONLINEAIRE DES STRUCTURES A UN DEGRE DE LIBERTE

### 5.1 HISTOIRE TEMPORELLE

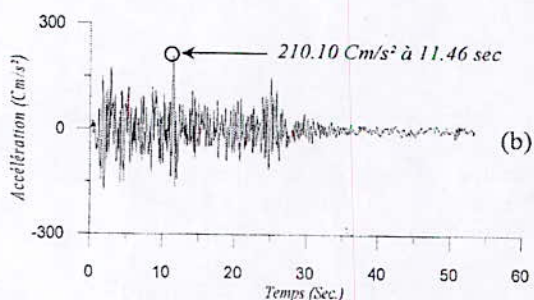
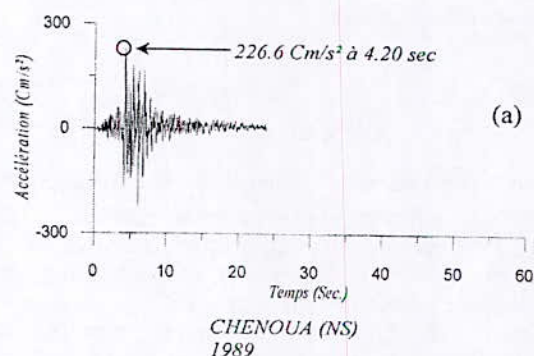
La réponse d'une structure à comportement nonlinéaire a fait l'objet d'un calcul numérique. La méthode d'intégration pas à pas a été employée dans les deux cas linéaire et nonlinéaire.

Nous avons, pour cela, Considéré une structure dont les caractéristiques sont les suivantes : période propre de vibration  $T$  égale à 0.8sec ; masse  $m$  égale à l'unité ; taux d'amortissement  $\xi$  égal à 5 % , soumise à deux séismes enregistrés : le séisme Algérien Chenoua et El Centro, représentés par leurs accélérogrammes sur la figure (5.1).

Nous allons analyser l'effet du modèle de comportement sur la réponse de la structure en



utilisant, outre le modèle linéaire, les modèles nonlinéaires représentés sur la figure (5.2), à savoir, Elasto-plastique parfait (EPP) et bilinéaire (EPB) avec  $p = 0.05$ , le 'Q model' avec  $a = 0.4$  et  $p = 0.5$ , Clough (CLO), Takeda modifié, avec  $\beta = 0$ , tak1 ( $a = 0.$ ) et tak2 ( $a = 0.4$ ), bilinéaire orienté vers le déplacement maximal (MPO). La résistance élastique limite est prise égale au quart de la résistance élastique du système linéaire équivalent.



IMPERIAL VALLEY EARTHQUAKE - EL CENTRO  
MAY 18, 1940, 2037 PST  
CORRECTED ACCELEROGRAM, 180 DEGREES,  
CALTECH IIA001SOURCE: NISEE, U.C. BERKELEY, CALIFORNIA

Figure (5.1) Enregistrements accélérométriques des séismes de (a) Chenoua (b) El Centro

Sur les figures (5.3) et (5.4) on a représenté la réponse de chaque modèle en considérant l'histoire temporelle du déplacement relatif et le diagramme Force - Déplacement correspondant. D'après ces figures, il est clair que les comportements tant élastique que inélastiques sont très sensibles à l'histoire du chargement. Ces figures montrent, également, une nette différence entre le comportement élastique et les comportements inélastiques, et ce, quelque soit l'excitation. On constate que dans le modèle

élastique la position d'équilibre demeure fixe, le système vibre autour du zéro pendant toute la durée de l'excitation. Par contre, les systèmes inélastiques vibrent autour d'une nouvelle position d'équilibre après avoir subi des déformations permanentes, autrement dit, des déformations inélastiques. Cette nouvelle position d'équilibre est très apparente sur les digrammes 'Force - Déplacement' décrivant une concentration des boucles d'hystérésis.

A la fin de la réponse, la structure ne possède plus les mêmes caractéristiques qu'elle avait initialement. Cette remarque peut être utilisée comme un point d'identification des nonlinéarités géométriques, car, la dégradation de la rigidité entraîne une modification de la période propre du système.

De plus, Les déplacements présentent des amplitudes différentes pour chaque modèle, atteintes à des instants différents. La différence entre les modèles nonlinéaires, justifie le fait qu'il faut sélectionner avec soin le modèle le plus représentatif selon le type, la taille et le matériau du système étudié en plus de la nature des efforts auxquels est soumis le système étudié.

## 5.2 SPECTRES DE REPONSE NONLINEAIRE

A travers l'analyse de la réponse dynamique des structures représentées par une grande diversité de modèles de comportement, plusieurs chercheurs sont parvenus à classer les modèles de comportement nonlinéaire en trois catégories, selon leur capacité d'absorber de l'énergie de déformation. La catégorie 1 : comprenant les modèles présentant des boucles d'hystérésis stables, ayant une grande capacité d'absorption d'énergie de déformation : modèle élasto-plastique parfait (EPP) et élasto-plastique bilinéaire (EPB) ; la catégorie 2 : à laquelle appartient les modèles présentant une dégradation de rigidité lorsque le déplacement plastique augmente, tout en maintenant une capacité raisonnable d'absorption d'énergie : modèle Takeda, modèle Clough (CLO), 'Q model' ; et la catégorie 3 : représentant les modèles ayant une capacité d'absorption d'énergie extrêmement petite et présentant de fortes dégradations de rigidité : modèle Bilineaire orienté vers le déplacement maximum (MPO). Ce classement nous permet de réduire le nombre de modèles nonlinéaires dans l'étude statistique. Nous avons donc choisi un modèle de chaque catégorie : le modèle EPB pour la catégorie 1, le modèle CLO pour la catégorie 2 et le modèle MPO pour la catégorie 3.



Le comportement des structures étant modélisé, il est nécessaire de choisir des mouvements sismiques représentatifs et en nombre suffisant pour mener à bien une étude statistique. A cet effet, nous allons utiliser un modèle de simulation de signaux sismiques [4], développé à partir d'une banque de données mondiale d'enregistrements réels, pour générer des accélérogrammes arrangés par classes de (conditions locales de site – magnitude – distance épacentrale). Ce modèle fait apparaître la nonstationnarité du signal sismique tant en amplitude qu'en contenu fréquentiel. Nous nous limitons pour le type de sol rocheux S0, à trois valeurs de la magnitude ( $m_2$ ,  $m_3$ ,  $m_4$ ) et trois valeurs de la distance épacentrale ( $d_1$ ,  $d_2$ ,  $d_3$ ) englobant les champs proche, intermédiaire et lointain. Les valeurs des magnitudes considérées et la répartition des classes sont données comme suit :

Tableau 5.1 : Répartition des classes d'accélérogrammes simulés

	$d_1$ (km)	$d_2$ (km)	$D_3$ (km)
$4.5 \leq m_2 < 5.5$	< 15	15 – 30	$\geq 30$
$5.5 \leq m_3 < 6.5$	< 20	20 – 40	$\geq 40$
$6.5 \leq m_4 < 7.5$	< 25	25 – 50	$\geq 50$

Pour les neuf classes de séismes artificiels (S0d1m2, S0d1m3, S0d1m4, ..., S0d3m4), en générant 10 accélérogrammes par classe, nous avons obtenu 90 accélérogrammes simulés. Une étude statistique a donc permis d'avoir des résultats représentés par leurs valeurs moyennes.

### 5.2.1 Spectres de ductilité

Deux classes de séismes artificiels, relatifs à un sol rocheux, sont utilisés, l'un correspond à un séisme de forte amplitude en champ proche S0d1m4 et l'autre correspond à un séisme d'amplitude moyenne en champ intermédiaire S0d2m2. Pour chaque valeur de la période naturelle, la demande de ductilité représente la moyenne des valeurs correspondantes associées à chacun des accélérogrammes simulés. La figure (5.5) illustre la variation de la demande de ductilité en fonction de la période propre de vibration. En raison des larges variations de la ductilité les résultats sont représentés en échelle semi-logarithmique.

Nous pouvons facilement voir, d'après la figure (5.5), que pour les trois modèles de comportement nonlinéaire, indépendamment de l'excitation sismique, la demande de ductilité dépend nettement de la période propre de vibration, les structures rigides nécessitent des ductilités beaucoup plus importantes que celles des

structures flexibles. Les structures flexibles présentent des demandes de ductilité au plus égales à un, ce qui signifie que leur comportement est élastique, tandis que, les valeurs de la demandes de ductilité des structures rigides sont supérieures à un et pouvant atteindre environ 100 dans le cas du séisme S0d1m4 (pour le modèle MPO à  $\xi = 0$ ), traduisant ainsi des excursions de déformation hors du domaine élastique. Cette remarque met en évidence le comportement nonlinéaire des structures rigides. En outre, l'effet de l'amortissement sur la demande de ductilité est important et se traduit par une réduction notable de celle-ci. Toutefois, l'allure des courbes n'est pas pour autant affecté par la valeur de l'amortissement considérée.

En plus, la demande de ductilité est affectée par l'excitation sismique. Contrairement au cas de l'accélérogramme S0d1m4 qui met en évidence les déformations inélastiques qu'exhibent les structures et qui se manifestent par les niveaux très élevés de la ductilité, l'accélérogramme S0d2m2 impose des demandes de ductilité beaucoup plus faibles (au plus égales à deux lorsque l'amortissement est nul et inférieures à un pour des amortissements supérieurs à zéro). Ce qui signifie que la structure se comporte de manière élastique lorsque le séisme est de faible intensité.

Par ailleurs, la figure (5.5) montre également que la demande de ductilité est très sensible au modèle de comportement. En effet, les modèles hystériques MPO (Bilinéaire orienté vers le déplacement maximum) et CLO (Clough) caractérisant la dégradation de la rigidité exhibent des demandes de ductilité plus importantes par rapport au modèle EPB (Elasto-plastique bilinéaire).

### 5.2.2 Spectres d'Accélération

#### Effet de la magnitude

Nous allons étudier l'effet de la magnitude à travers les spectres de réponse en terme d'accélération. Pour ce faire, nous allons construire des spectre de réponse d'accélération pour une plage de période : de 0.01 à 4.0s avec un pas de temps de 0.01 et un taux d'amortissement de 5%. La présente étude nécessite le choix de la ductilité, les codes de calcul préconisent, dans le cas de constructions conventionnelles, une ductilité de 4, qu'on retrouve d'ailleurs très souvent dans les analyses nonlinéaires, nous avons donc opté pour une valeur du facteur de ductilité égale à 4.

Pour les trois valeurs de la magnitude ( $m_2$ ,  $m_3$ ,  $m_4$ ) nous avons considéré trois distances



épacentrales pour englober les champs proche (d1), intermédiaire (d2), et lointain (d3) ,et ce, pour les trois modèles de comportement nonlinéaire. chaque spectre est représenté par les valeurs moyennes des spectres obtenus pour les 10 accélérogrammes simulés caractérisant une classe donnée. Chaque spectre est représenté par les valeurs moyennes des spectres obtenus pour les 10 accélérogrammes simulés caractérisant une classe donnée. Sur les figures (5.6), nous avons représenté la pseudo - accélération spectrale en fonction de la période propre des structures.

Il est clair que, indépendamment du comportement, la magnitude du séisme est un paramètre d'une influence considérable sur la réponse des structures. Nous constatons qu'en passant des faibles magnitudes aux plus fortes, les valeurs de l'accélération spectrale augmentent, quelque soit la valeur de la période naturelle de la structure et ce pour les trois valeurs de la distance épacentrale.

La distinction des trois spectres correspondant aux magnitudes (m2, m3, m4) est plus nette lorsqu'on est en champs proche. En champ intermédiaire, un rapprochement du spectre de magnitude m2 et celui de magnitude m3 est constaté. C'est en champ lointain que nous remarquons que pour des périodes inférieures à 0.2s ( les hautes fréquences) les pseudo - accélération pour une magnitude m2 peuvent être supérieures à celle correspondant à une magnitude m4. En fait, l'effet de la magnitude diminue, plus particulièrement en hautes fréquences, lorsque la distance épacentrale augmente jusqu'à n'avoir aucun effet lorsqu'on dépasse une certaine distance (champ très lointain).

#### **Effet de la distance épacentrale**

Pour les trois valeurs de la distance épacentrale nous avons analysé la variation des spectres d'accélération en variant la magnitudes pour chaque modèle de comportement. Les figures (5.7) illustrent l'influence considérable de la position de la structure par rapport à la source de rupture. Nous pouvons voir que, quelque soit la magnitude, l'accélération spectrale croit lorsque la distance épacentrale diminue. Il est à remarquer également que pour une magnitude m3, un rapprochement des spectres correspondant aux distances d1 et d2 est constaté et que lorsque la magnitude atteint le niveau m4, et pour des valeurs de la période naturelle supérieures à 0.2 sec, l'effet des distances d1 et d2 est pratiquement identique. Ce-ci signifie que pour de fortes magnitudes, délimiter le champ proche et le champ intermédiaire n'est pas évident.

#### **Effet du modèle de comportement**

Pour chacune des neuf classes d'accélérogrammes simulés, nous avons représenté, sur le même graphe, les spectres de réponses en terme d'accélération correspondant aux trois modèles de comportement nonlinéaires considérés dans ce chapitre (EPB, CLO et MPO).

La figure (5.8) illustre donc l'influence du modèle de comportement nonlinéaire sur la réponse des structures aux mouvements du sol. Quelque soit la distance épacentrale et la magnitude de l'excitation, l'accélération spectrale est plus importante pour le modèle MPO que pour les modèles CLO et EPB. La distinction entre les trois modèles est plus nette dans le cas de fortes magnitudes (m4), et elle se manifeste plus particulièrement entre les périodes 0.04 et 0.4 sec, c'est à dire, autour de la valeur maximale du spectre.

Pour illustrer cette différence, notons que lorsque les structures sont soumises à la classe d'accélérogrammes S0d1m4, un pic d'accélération de 516,86 Cm/s<sup>2</sup> (à T=0.1 sec) est atteint pour le modèle MPO, dans le modèle CLO, le pic d'accélération est de 378,37 Cm/s<sup>2</sup> (à t=0.09 sec) et il est de 320. Cm/s<sup>2</sup> (à t=0.14 sec) pour le modèle EPB. En effet, l'amplitude de la réponse des structures présentant un comportement MPO, caractérisant de fortes dégradations de rigidité et une très faible capacité d'absorption d'énergie de déformation, est plus importante par rapport aux structures dont le comportement est EPB et CLO ayant une grande et moyenne capacité d'absorber de l'énergie de déformation, respectivement.

## **6 CONCLUSIONS**

L'objectif de ce travail est d'analyser les effets des excitations sismiques sur le comportement des structures présentant des nonlinéarités. Nous avons développé un outil pour le calcul de la réponse dynamique des structures à un degré de liberté intégrant plusieurs modèles de comportement nonlinéaire. Les mouvements du sol étant représentés par des accélérogrammes qui font apparaître la nonstationnarité du signal sismique tant en amplitude qu'en contenu fréquentiel. A travers cette étude, nous avons pu conclure qu'en général, la réponse sismique des structures dépend essentiellement des caractéristiques des accélérogrammes enregistrés, des relations constitutives du modèle de comportement analytique et de la période naturelle du système.



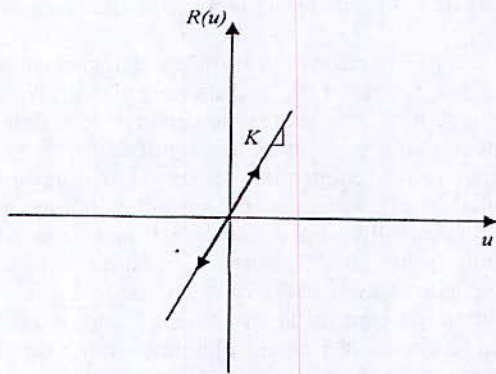
Suite à l'analyse de l'histoire temporelle et des spectres de réponse, il en ressort les conclusions suivantes :

- ▣ Lorsque une structure présente des déformations inélastiques, à la fin de la réponse, elle ne possède plus les mêmes caractéristiques qu'on considèrerait constantes dans le domaine élastique. La dégradation de la rigidité entraîne une modification de la période propre du système, cette dernière est augmentée.
- ▣ Il a été constaté que pour des niveaux de ductilité croissants l'accélération spectrale diminue, et par la suite la force latérale maximale de dimensionnement à considérer dans le calcul parasismique.
- ▣ Les modèles de comportement stables (EPB) présentent, en général, des demandes de ductilité inférieures à celles correspondant aux modèles (CLO, MPO), c'est probablement parce que les modèles EPB dissipent plus d'énergie de déformation. On peut dire qu'en général, il y a une différence des demandes de ductilité entre les petites et grandes périodes (structures rigides et structures flexibles, respectivement) et aussi entre les structures en acier et celles en béton armé en plus de l'ordre d'importance de la structure considérée. En fait, La demande de ductilité rend compte de la manière dont le niveau d'excitation se situe par rapport à l'élasticité du système. Une structure ductile dissipe plus d'énergie hystérétique qu'une structure moins ductile.
- ▣ Aussi on pu constater que plus le modèle de comportement est stable ( ayant une grande capacité d'absorption d'énergie de déformation), moins est l'amplitude de la réponse de la structure qu'il caractérise. Les modèles caractérisant la dégradation de rigidité (CLO, MPO) nécessitent une force latérale pour le dimensionnement, plus importante que celle d'un modèle stable sans dégradation de rigidité (EPB). Néanmoins, il demeure que, quelque soit le modèle de comportement nonlinéaire considéré, il offrira certainement un gain économique considérable sans pour autant prendre de grands risques au niveau de la sécurité. En effet, lorsque le comportement d'une structure est fortement nonlinéaire il est plus judicieux d'utiliser un spectre de calcul nonlinéaire pour prendre en compte les déformations inélastiques. Dans l'analyse dynamique des structures l'utilisation des modèles de

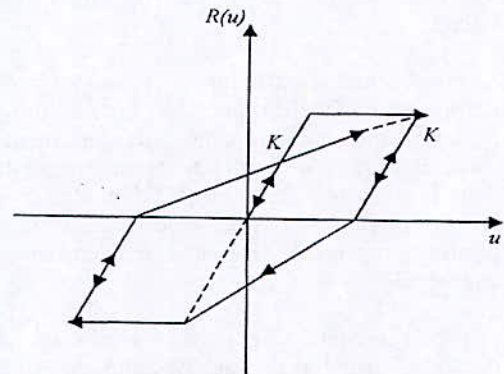
comportement nonlinéaires dépend du type, de la taille et du matériau de la structure étudiée.

- ▣ Il a été mis en évidence qu'un changement de la magnitude et de la distance épacentrale, en maintenant les autres paramètres constants, peut avoir une influence significative sur le spectre de réponse des structures à n'importe quel site donné. La réponse dynamique est d'autant plus importante que l'on se situe le plus près de la source de rupture. On a également constaté que, quelque soit le comportement de la structure, l'amplitude de sa réponse est d'autant plus importante que la magnitude du séisme auquel elle est soumise est forte. Néanmoins, l'effet de la magnitude diminue, plus particulièrement en hautes fréquences, lorsque la distance épacentrale augmente jusqu'à n'avoir aucun effet lorsqu'on dépasse une certaine distance.
- ▣ Nous avons présenté à la fin de cette étude des spectres normalisés pour le calcul nonlinéaire des structures implantées dans un sol rocheux, en plus des spectres élastiques, en considérant une probabilité de confiance de 95% de la moyenne. Les spectres nonlinéaires sont représentés, en considérant trois niveaux de ductilité (2 pour les structures en béton armé, 4 pour les structures en acier et 6 représentant un cas limite), et ce, pour trois modèles de comportement nonlinéaire : EPB (relatif à des constructions en acier), CLO (pour les structures en béton armé subissant des flexions), et MPO (pour les éléments en béton armé soumis à des efforts de cisaillement). Les excitations étant caractérisées par leur magnitude et distance épacentrale. Neuf classes d'accélérogrammes ont été considérées, englobant un intervalle de magnitude de [4.5 à 7.5] à différentes distances de la source ; champ proche, intermédiaire et lointain.

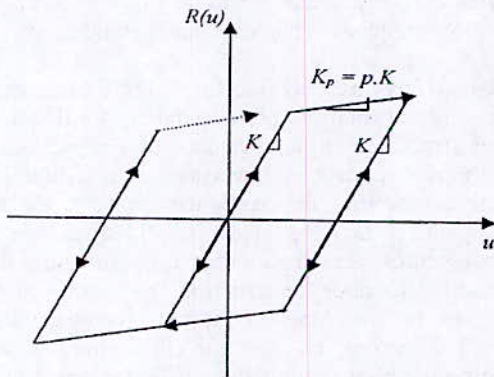




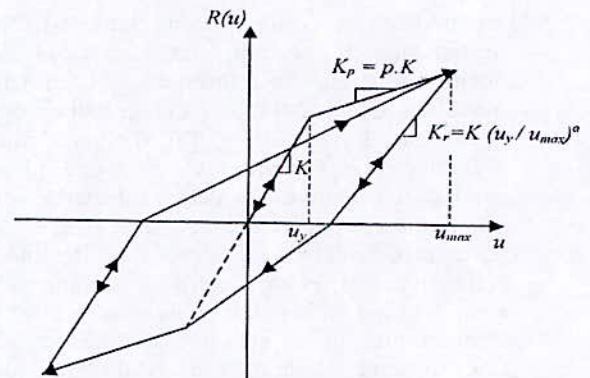
(a) Modèle linéaire élastique



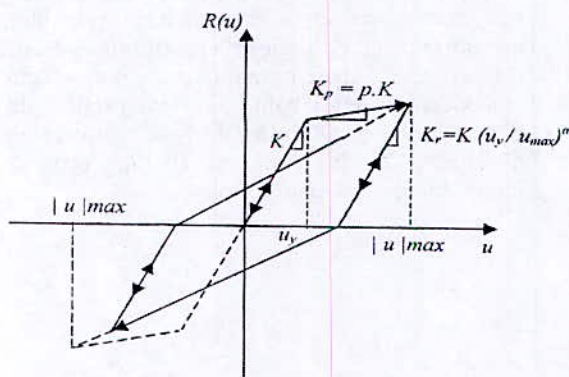
(d) Modèle de Clough (CLO)



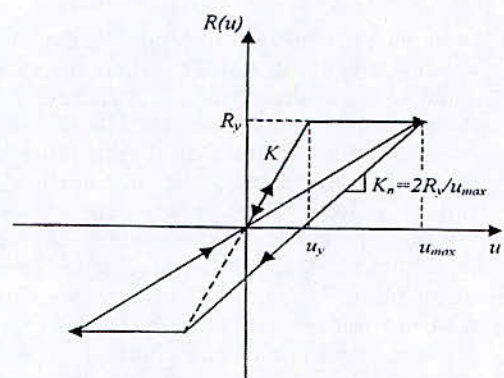
(b) Modèle Elasto-Plastique Bilineaire (EPB)



(e) Modèle de Takeda modifié



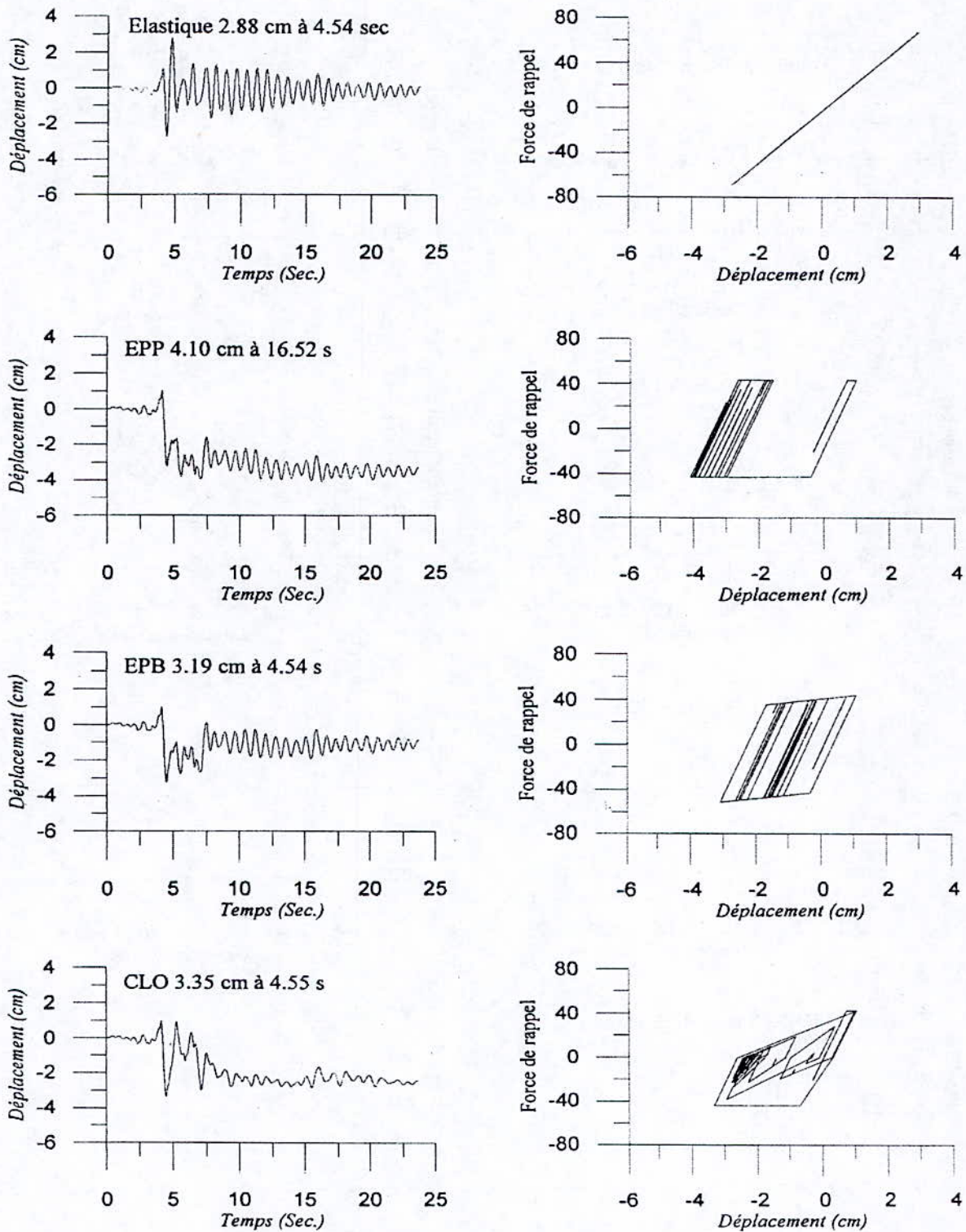
(c) 'Q Model'



(f) Modèle Bilineaire Orienté vers le Déplacement Maximum (MPO)

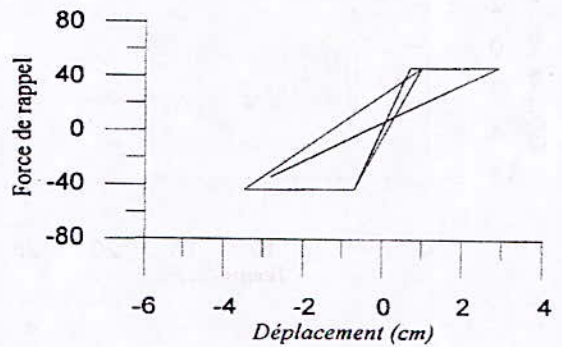
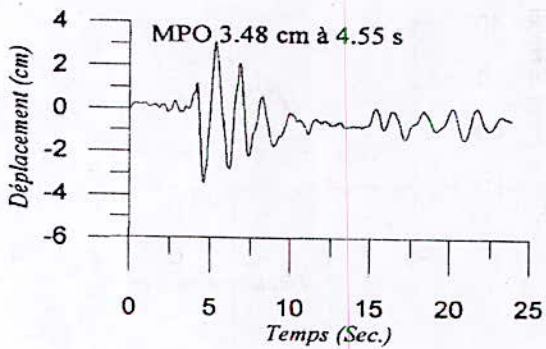
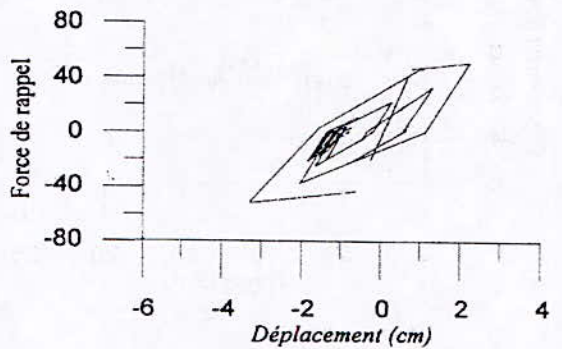
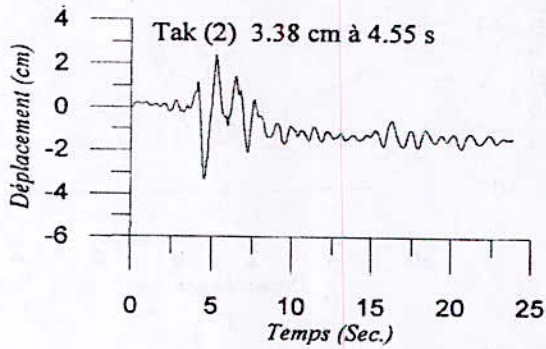
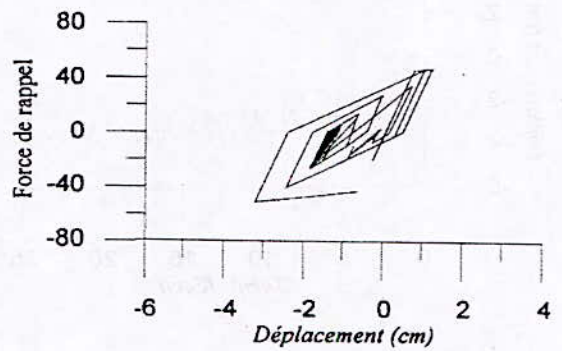
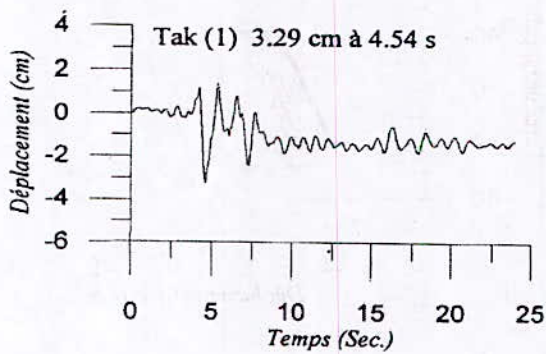
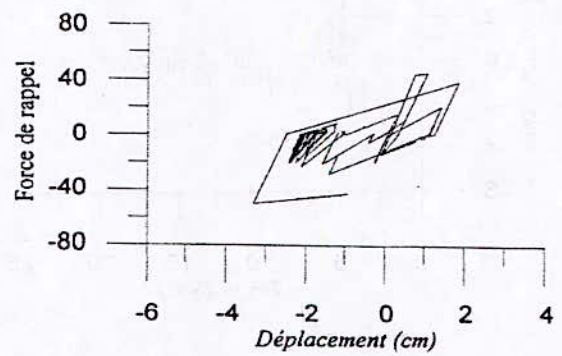
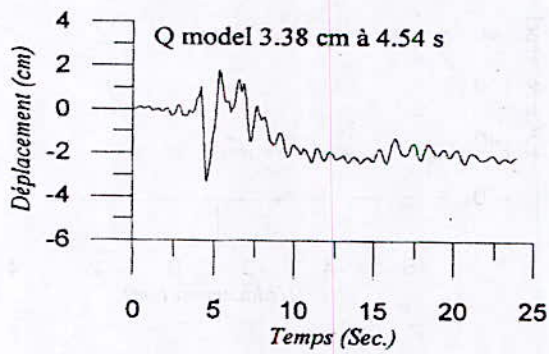
Figure(5.2) Schémas de chargement – déchargement dans les modèles de comportement des structures





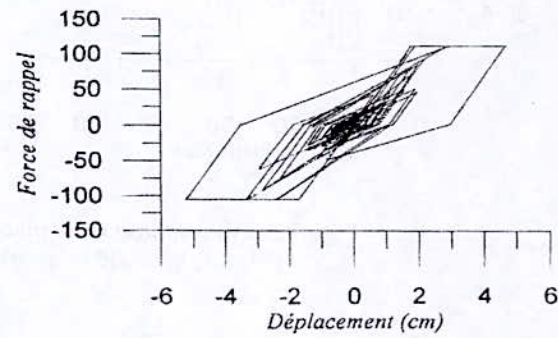
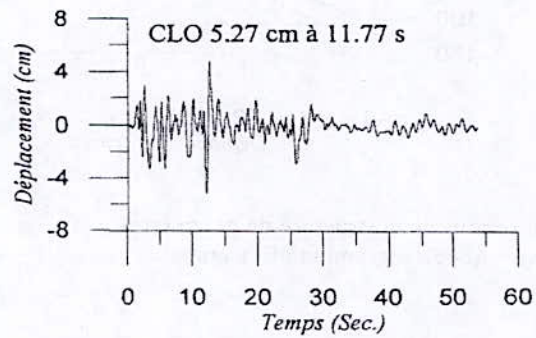
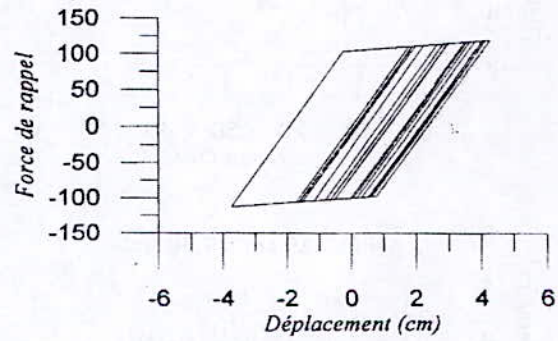
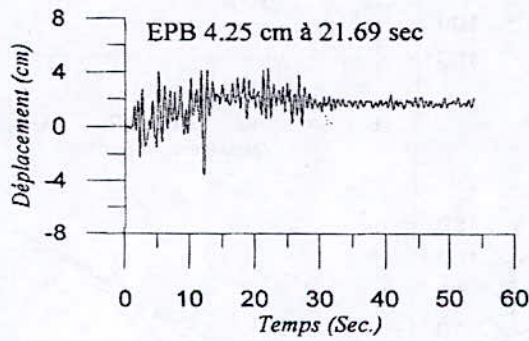
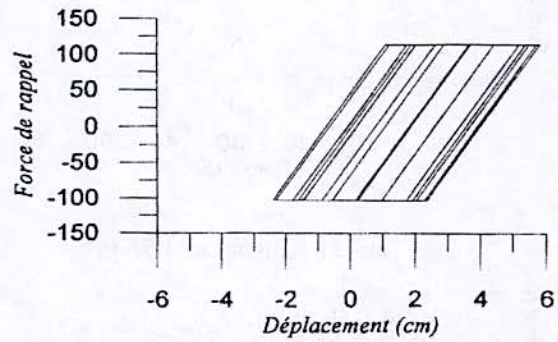
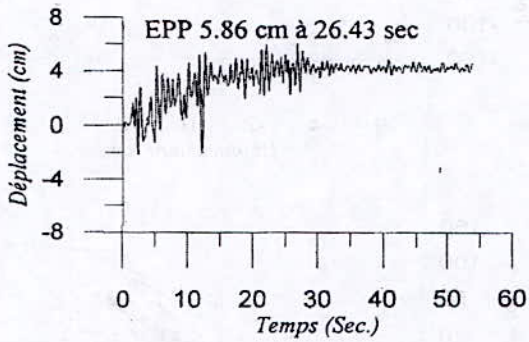
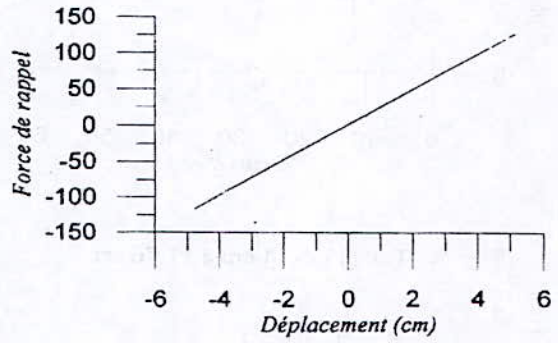
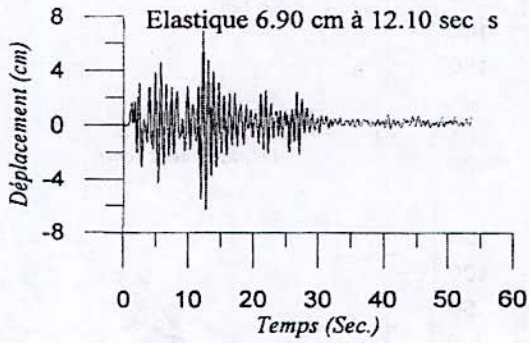
Figure(5.3)a Réponse en déplacement relatif de la structure de paramètres :  
 $T=0.8$  s,  $\xi = 0.05$  et  $u_y = 0.7$  cm ; Accélérogramme : Chenoua





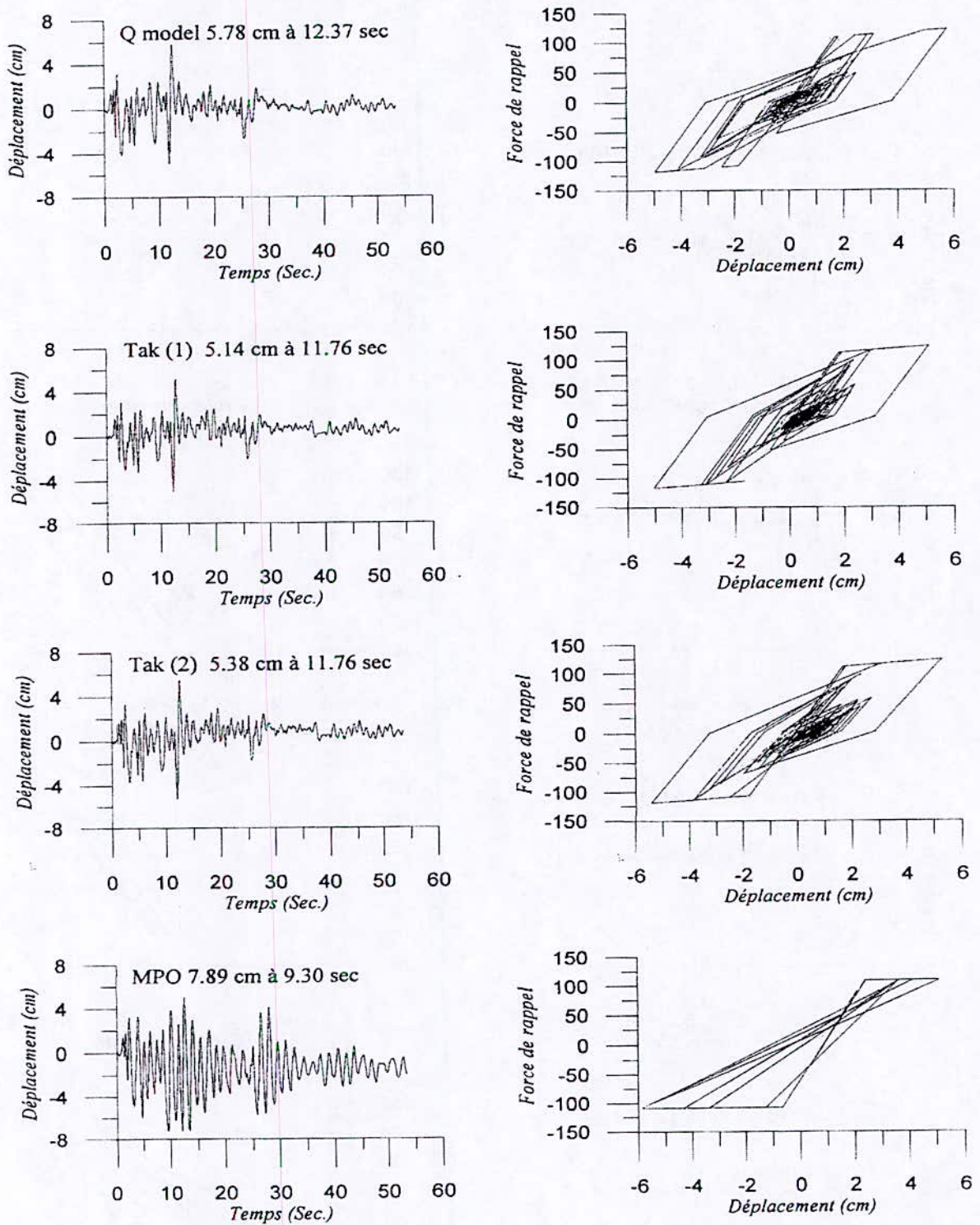
Figure(5.3)b Réponse en déplacement relatif de la structure de paramètres :  
 $T=0.8$  s,  $\xi = 0.05$  et  $u_y=0.7$  cm ; Accélérogramme : Chenoua





Figure(5.4)a Réponse en déplacement relatif de la structure de paramètres :  
 $T=0.8$  s,  $\xi = 0.05$  et  $u_y = 1.75$  cm Accélérogramme : El Centro





Figure(5.4)b Réponse en déplacement relatif de la structure de paramètres :  
 $T=0.8$  s,  $\xi = 0.05$  et  $u_y = 1.75$  cm Accélérogramme : El Centro



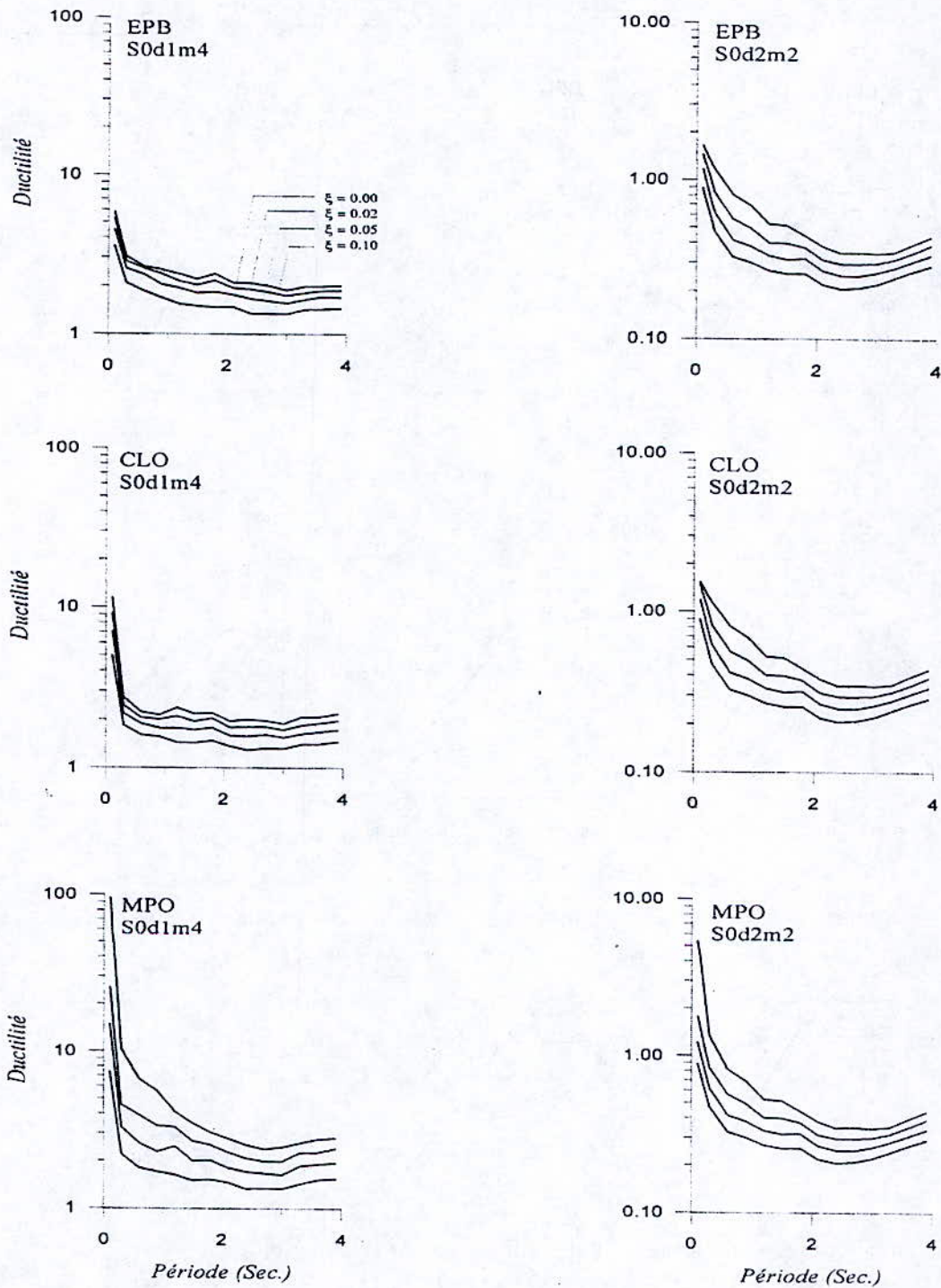
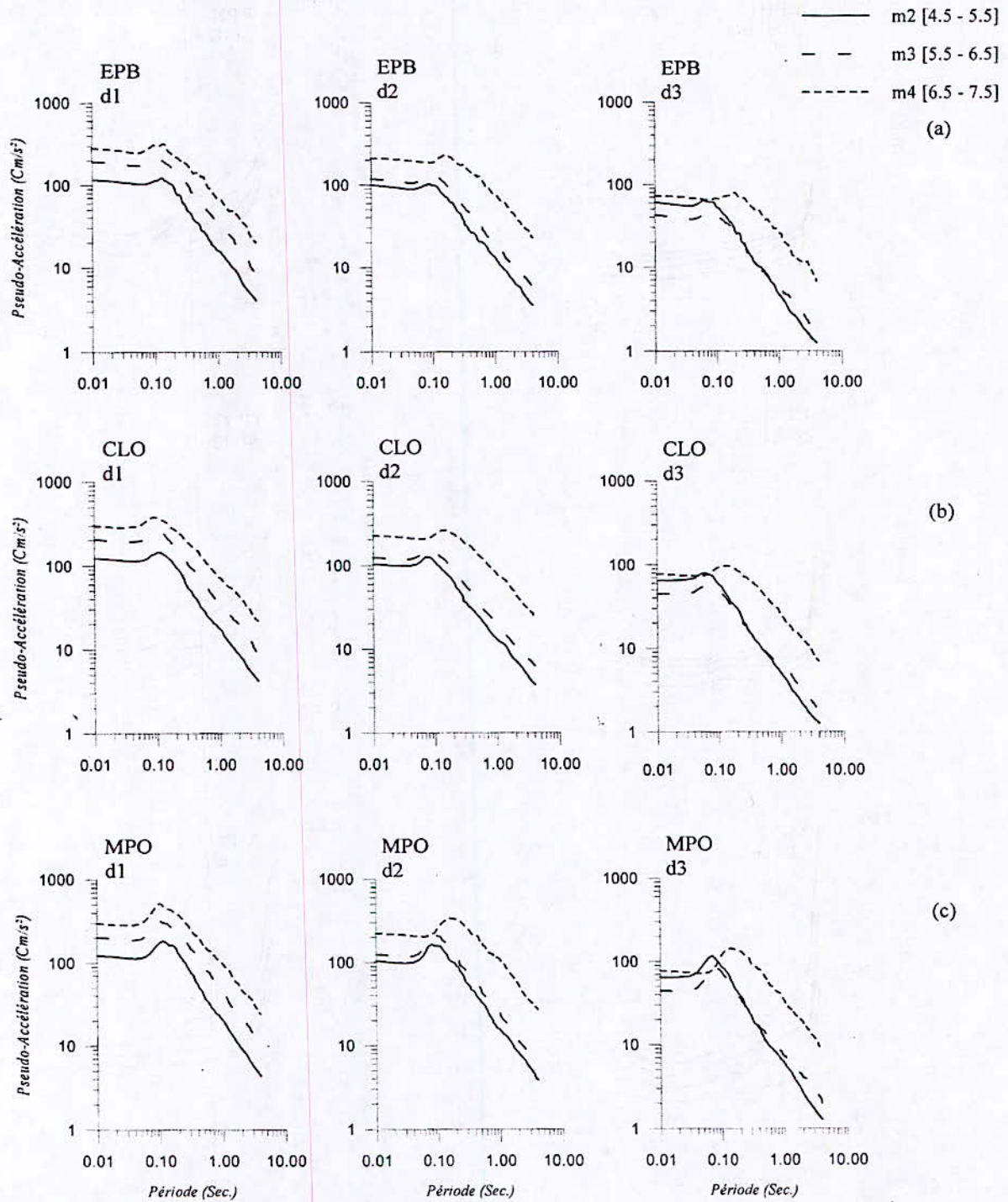


Figure (5.5) Spectres de ductilité des modèles de comportement nonlinéaires  
 (a) EPB; (b) CLO; (c) MPO  
 Pour les classes d'accélérogrammes  
 S0d1m4 (m4 [6.5 – 7.5] ; d1 [ < 25 ] km )  
 S0d2m2 (m2 [4.5 – 5.5] ; d1 [15 - 30] km)





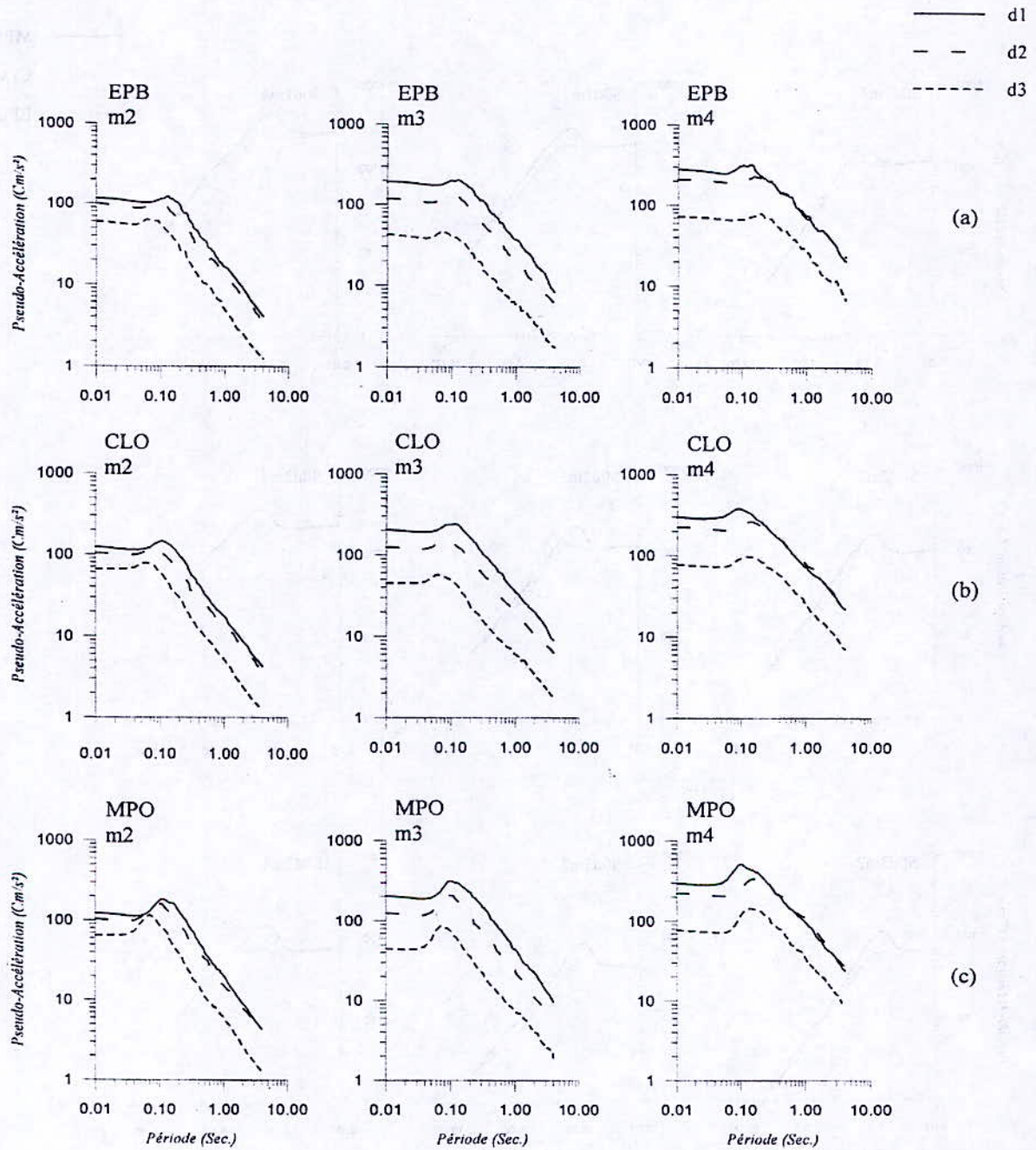
Figure(5.6) Variation des spectres d'Accélération en fonction de la magnitude pour les modèles nonlinéaires : (a) EPB ; (b) CLO ; (c) MPO

m2 : d1 < 15 ; d2 [15 - 30] ; d3 ≥ 30 (km)

m3 : d1 < 20 ; d2 [20 - 40] ; d3 ≥ 40 (km)

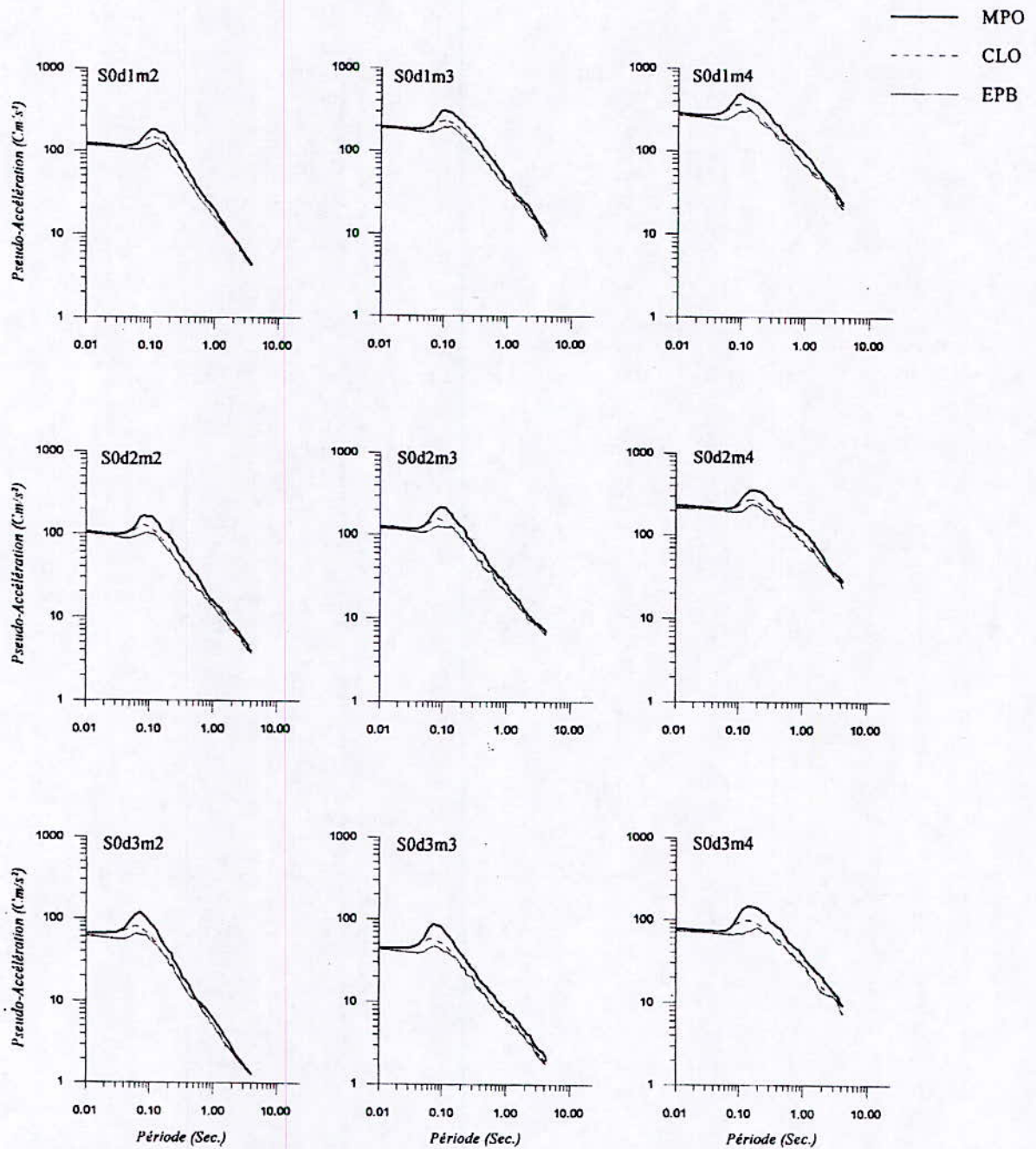
m4 : d1 < 25 ; d2 [25 - 50] ; d3 ≥ 50 (km)





Figure(5.7) Variation des spectres d'Accélération en fonction de la distance épiscoptrale pour les modèles nonlinéaires :(a) EPB ; (b) CLO ; (c) MPO  
 m2 : d1 < 15 ; d2 [15 - 30] ; d3 ≥ 30 (km)  
 m3 : d1 < 20 ; d2 [20 - 40] ; d3 ≥ 40 (km)  
 m4 : d1 < 25 ; d2 [25 - 50] ; d3 ≥ 50 (km)





Figure(5.8) Variation des spectres d'Accélération en fonction du modèle de comportement nonlinéaire pour les différentes classes d'accélérogrames :

- m2 [4.5 – 5.5] ; m3 [5.5 – 6.5] ; m4 [6.5 – 7.5]
- m2 : d1 < 15 ; d2 [15 - 30] ; d3 ≥ 30 (km)
- m3 : d1 < 20 ; d2 [20 - 40] ; d3 ≥ 40 (km)
- m4 : d1 < 25 ; d2 [25 - 50] ; d3 ≥ 50 (km)



## RÉFÉRENCES

- [1] Anagnostopoulos, S.,A., Roesset, J.,M., " Ductility Requirements for Some Nonlinear Systems Subjected to Earthquakes ", Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome 1973.
- [2] Azeveto, J.,J., " Towards an Improvement on Loading Criteria ", Proceedings of Eighth World Conference on Earthquake Engineering, 1984.
- [3] Bertero, V.,V., Popov, E.,P., " Hysteretic Behavior Ductile Moment – Resisting Reinforced Concrete Frame Components ", Earthquake Engineering Research Center, Report N°. EERC-75/16, University of California, Berkeley, California, 1975.
- [4] Hammoutène, M., " Simulation Nonstationnaire et Bidimensionnelle des Enregistrements des Tremblements de Terre ", Thèse d'Etat, Ecole Nationale Polytechnique, Alger, 1995.
- [5] Lam, N., Wilson, J., Hutchinson, G., " Building Ductility Demand: Interplate Versus Intraplate Earthquakes, " Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, 965 – 985, 1996.
- [6] Lam, N., Wilson, J., Hutchinson, G., " The Ductility Reduction Factor in The Seismic Design of Buildings ", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 27, 749 – 769, 1998.
- [7] Lin, J., Mahin, S.,A., " Effect of Inelastic Behavior on the Analysis and Design of Earthquake Resistant Structures ", Earthquake Engineering Research Center, Report N°. UCB/EERC-85/08, University of California, Berkeley, California, June, 1985.
- [8] Loh, C.,H., Ho, R.,C., " Seismic Damage Assessment Based on Different Hysteretic Rules ", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 19, 753 – 771, 1990.
- [9] Mahin, S.,A., Lin, J., " Construction of Inelastic Response Spectra for Single-Degree-of-Freedom Systems – Computer Program and Applications " , Earthquake Engineering Research Center, Report N°. UCB/EERC-83/17, University of California, Berkeley, California, June, 1983.
- [10] McCabe, S.,L., hall, W.,J., " Assessment of Seismic Structural Damage ", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 115, N° 9, September, 1989.
- [11] Minami, T., Osawa, Y., " Elastic – Plastic Response Spectra for Different Hysteretic Rules ", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 16, 555 – 568, 1988.
- [12] Miranda, E., " Nonlinear Response Spectra for Earthquake Resistant Design ", Earthquake Engineering, Tenth World Conference, Balkema, Rotterdam, 1992.
- [13] Nau, J.,M., " Computation of Inelastic Response Spectra ", Journal of Engineering Mechanics, Vol 109, N° 1, 1983.
- [14] Pal, S., Dasaka, S.,S., and Jain, A.,K., " Inelastic Response Spectra ", Computers & Structures Vol. 25, N°. 3, pp. 335 – 344, 1987.
- [15] Peng, B.,F., Conte, J.,P., " Statistical Insight Into Constant – Ductility Design Using a Non-Stationary Earthquake Ground Motion Model ", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, 895 – 916, 1997.
- [16] Règles Parasismiques Algériennes (RPA), 1999.



## THESAURIA 2002

### Thèses de Magister

#### En génie civil

- 1-Sendjak Khaled**                      **27/01**                      **DT: B.Tiliouine**  
Modélisation numérique du comportement mécanique des graves non-traitées : Application au calcul non-linéaire des chaussées souples.
- 2-Benoumechiara Nawel**                      **12/05**                      **DT: B.Tiliouine**  
Elaboration et caractérisation d'un matériau à partir d'un déchet industriel.
- 3-Amraoui Zoubida**                      **15/05**                      **DT: M.Morsli**  
Tufs d'encroûtements : Utilisation dans la géotechnique routière.
- 4-Bensmaine Messouda**                      **02/10**                      **DT: M.S.Benmebarek et M.Demidem**  
Modélisation numérique du creusement séquentiel souterrain.
- 5-Kada Wassila**                      **02/10**                      **DT: M.Hammoutene et B.Tiliouine**  
Analyse de la réponse sismique non linéaire des structures sur sol rocheux.
- 6-Boumezrane Djamel Eddinbe**                      **24/06**                      **DT: M.Belkacemi**  
Influence du coefficient de poussée latérale sur la diffusion des contraintes dans un milieu granulaire selon une approche probabiliste.



## Abonnements - diffusion

Dans le cadre de la diffusion de ses résultats de recherche, l'E.N.P produit depuis 1986, une revue scientifique intitulée « Algerian Journal Of Technology » (AJOT).

Plusieurs formules d'abonnement à cette revue sont disponibles :

- 1- **Abonnement Annuel** (2 numéros d'une série – Frais d'envoi inclus-)  
**Algérie** : 1000 DA.  
**Etranger** : 40 Euro.
- 2- **Collection Complète** de la revue depuis 1986 (Volume 1 à 14 des trois séries) (Voir Appel aux sponsors)  
Compte tenu des disponibilités  
**Algérie** : 10.000 DA.  
**Etranger** : 400 Euro.
- 3- **Abonnement de soutien** à la revue avec des commandes en 3 exemplaires ou plus.
- 4- **Echanges** avec d'autres établissements et centres de recherche conformément à la circulaire N° 17/50 du 13/05/1998 du secrétaire Général du Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la recherche Scientifique.

Pour vous abonner à l'AJOT , il vous suffit de remplir le bon de commande ci-joint accompagné d'un chèque libellé.

- Au nom de la société Algérienne de Technologie (SAT) société savante à but non lucratif (Agrément N° 38 du 14 juin 1995 ( MICREA ) conformément à la loi 90/91).

**Compte BADR** : Hassen Badi 635.200.000.586/78

Adresser vos commandes à – Monsieur C . Larbes – Responsable de la diffusion et des abonnements, en précisant la nature de celle-ci (Abonnement annuel, de soutien, d'échange etc...) accompagnée des modalités de règlement correspondantes ainsi que l'adresse à laquelle doit se faire l'envoi.

e-mail : Enp\_ajot@yahoo.fr

---

Je désire souscrire un abonnement annuel à l'Algerian Journal Of Technology

NOM : .....  
ADRESSE : .....  
.....

Formule d'abonnement retenue\* :  A  S  C  E

Signature

\*- Rayer la mention inutile

A Annuel       S Soutien       C Collection complète       E Echange



## ***APPEL AUX SPONSORS***

La revue AJOT existe depuis 1986, avec l'ambition de la sortie d'un volume par an, à raison d'un numéro par semestre. Les différentes filières technologiques sont regroupées sous trois série en l'occurrence :

Série A : Pour la mécanique et couvre le Génie Civil, la Mécanique, l'Energétique, l'Hydraulique, les Mines, le Génie des Matériaux, ...

Série B : Pour l'Electronique, l'Automatique, le Génie Electrique, l'Informatique,...

Série C : Pour le Génie Chimique, le Génie de l'environnement, le Génie industriel, le génie des Procédés,...

Afin de pouvoir améliorer la qualité de la revue AJOT dans sa présentation, dans son contenu et dans sa diffusion la plus large possible, d'autres ressources de financement que la ligne budgétaire accordée à l'ENP à cette effet lui sont nécessaires.

Pour cette raison, la revue AJOT fait appel aux sponsors éventuels intéressés. Le sponsoring peut se faire soit directement par des dons (50 000.00 DA minimum) soit par abonnement de 50 exemplaires d'un numéro au minimum.

Les sponsors, s'ils le demandent, leur sigle commerciale figurera en bonne place dans la revue.

Pour Avoir d'autres informations, ou explications à ce sujet, contacter le responsable de la publicité et du sponsoring de la revue M.M. Bouabdallah, qui se chargera de les fournir avec plaisir, à l'adresse ci-dessous :

Ecole Nationale Polytechnique  
B.P. N°.182, Hassan Badi El - Harrach, 16200, Alger, Algérie  
Tel : (213)(0) 21 52 59 29 ou 52 53 01/03 ou 52 14 94 Post 252-251  
Fax : (213)(0) 21 52 29 73  
e-mail : mbouabdallah@hotmail.com



Volume 16 - SERIE A – Number 1 – 2003

## CONTENTS / SOMMAIRE

<b>Avant Propos</b>	3
<b>Génie Civil</b>	
<b>1 M.Hadid et M.K.Berrah</b> « Approche intégrée pour le traitement des problèmes d'interactions multiples entre structures et via sol »	7
<b>2 M.Ouanani et B.Tiliouine</b> « Contribution à l'analyse dynamique tridimensionnelle des ponts-caissons ».	25
<b>3 K.Sendjak et B.Tiliouine</b> « Modélisation numérique du comportement mécanique des graves non-traitées : application au calcul non-linéaire des chaussées souples ».	45
<b>4 K.Tounsi et M.Hamoutne</b> « Analyse de la propagation des ondes sismiques. Effets des ondes de surface ».	71
<b>5 O.Kada, M.Hammoutene et B.Tiliouine.</b> « Analyse de la Réponse sismique non-linéaire des structures sur sol rocheux ».	89
<b>Thésauria 2002</b>	109

# Algerian Journal of Technology

Volume 16 - Serie A - Number 1 - 2003

## Contents / Sommaire

Avant propos	3
<b>Génie Civil</b>	
<b>1. M. Hadid et M. K. Berrah</b> "Approche intégrée pour le traitement des problèmes d'interactions multiples entre structures et via sol".	7
<b>2. M. Ouanani et B. Tiliouine</b> "Contribution à l'analyse dynamique tridimensionnelle des ponts-caissons".	25
<b>3. K. Sendjak et B. Tiliouine</b> Modélisation numérique du comportement mécanique des graves non-traitées : application au calcul non lineaire des chaussées souples".	45
<b>4. K. Tounsi et M. Hamoutene</b> "Analyse de la propagation des ondes sismiques. Effets des ondes de surface".	71
<b>5. O. Kada, M. Hamoutene et B. Tiliouin</b> "Analyse de la réponse sismique non-lineaire des structures sur sol rocheux".	89
<b>Thésauria 2002</b>	109