

8/90

Ministère Délégué aux Universités

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

THESE

Présentée par : Abed Ahmed

Ingénieur E.N.P.

*Pour Obtenir le diplôme de
Magister en Genie civil*

THEME

**ANALYSE NON - LINEAIRE DES STRUCTURES
SOUMISES A LA REPLIQUE DU 08-11 1980
DU SEISME DE CHLEF**

Soutenu en Juin 1990

Devant le Jury d'examen :

Président :	A CHARIF	Professeur
Rapporteur :	B. TILIOUINE	" "
Examineur :	M. K. BERRAH	Maître de Conférences
	S. BELKACEMI	" " "
	M. DEMIDEM	Chargé de Cours

Ministère Délégué aux Universités

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

THESE

Présentée par : Abed Ahmed

Ingénieur E.N.P.

*Pour Obtenir le diplôme de
Magister en Genie civil*

THEME

**ANALYSE NON-LINEAIRE DES STRUCTURES
SOUMISES A LA REPLIQUE DU 08-11 1980
DU SEISME DE CHLEF**

Soutenue en Juin 1990

Devant le Jury d'examen :

Président :	A CHARIF	Professeur
Rapporteur :	B. TILIOUINE	" "
	M. K. BERRAH	Maître de Conférences
Examineur :	S. BELKACEMI	" " "
	M. DEMIDEM	Chargé de Cours

DEDICACES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

A la mémoire de mon père,

de mon oncle Hocine

et des victimes des séismes.

REMERCIEMENTS



Je tiens à remercier Monsieur A. CHARIF, professeur à l'E.N.P., de m'avoir fait l'honneur de présider le jury de ma thèse. Je lui suis très reconnaissant aussi pour l'aide et la compréhension dont il a fait preuve à mon égard.

Mes plus vifs remerciements et ma profonde gratitude vont à Monsieur B. TELLOUINE, professeur à l'E.N.P., qui a dirigé ce travail, pour l'intérêt constant qu'il a manifesté au cours des différentes phases de cette recherche. Je le remercie également de n'avoir, à aucun moment, ménagé d'effort pour me consacrer le temps qu'il fallait et même plus, pour son aide, sa compréhension et ses nombreux conseils qui m'ont été précieux tout au long de ce travail.

Je remercie également MM.

- M.K. BERRAH Maître de conférences à l'E.N.P.,
- S. BELKACEMI Maître de conférences à l'E.N.P.,
- M. DEMIDEM Chargé de cours à l'E.N.P.

pour leur aide et l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail en me faisant l'honneur de participer à ce jury.

J'adresse mes sincères remerciements aussi à Monsieur A. PLUMIER, professeur à l'Université de LIEGE (BELGIQUE) pour l'intérêt particulier qu'il a manifesté à mon travail, pour son aide et surtout pour ses accueils très hospitaliers dans son service, ayant rendu agréables mes séjours à l'Université de LIEGE.

Mes remerciements s'adressent également à Monsieur Mete A. SOZEN, professeur à l'Université de l'ILLINOIS, à URBANA CHAMPAIGN (U.S.A.), pour sa coopération et son aide très appréciable malgré les milliers de kilomètres qui nous séparent en m'envoyant, sans aucune hésitation et à ses frais, la documentation dont j'avais besoin. Je lui en suis très reconnaissant.

Je ne saurais clore ma liste sans remercier Monsieur M.S. BARAKA, ex. Chargé de cours à l'E.N.P., pour son aide, ses conseils fructueux et ses encouragements ininterrompus.

Enfin, j'exprime mes remerciements à Monsieur Y. KHODJA, qui a méticuleusement assuré la dactylographie de cette thèse.

INTRODUCTION	1
CHAPITRE I - STRUCTURES ETUDIÉES ET ACCELEROGRAMMES	4
I.1 Introduction.....	4
I.2 Modèle mathématique.....	4
I.3 Relations " force - déplacement ".....	5
I.3.1 Introduction.....	5
I.3.2 Comportement linéaire.....	5
I.3.3 Comportement non-linéaire.....	5
I.3.3.1 Introduction.....	5
I.3.3.2 Modèle élasto-plastique parfait.....	7
I.3.3.3 Modèle élasto-plastique bilinéaire.....	9
I.4 Accélérogrammes.....	9
CHAPITRE II - PROCEDURE D'ANALYSE	12
II.1 Réponse dynamique.....	12
II.1.1 Equation de l'équilibre dynamique.....	12
II.1.2 Equation incrémentale de l'équilibre dynamique.....	15
II.1.3 Résolution de l'équation d'équilibre - Intégration numérique pas à pas.....	16
II.1.3.1 Procédé.....	16
II.1.3.2 Remarques.....	19
II.1.3.3 Pas d'intégration.....	20
II.1.3.4 Résumé du procédé numérique.....	21
II.1.4 Programmation informatique.....	22
II.2 Spectres de réponse.....	25
II.2.1 Introduction.....	25
II.2.2 Définition du spectre de réponse.....	25

II.2.3	Spectres de réponse inélastiques.....	26
II.2.3.1	Notions de ductilité.....	26
	a) Définition.....	26
	b) Ductilité du matériau.....	27
	c) Ductilité de l'élément de structure...	27
	d) Ductilité de la structure.....	27
II.2.3.2	Définition.....	28
	a) Comportement élasto-plastique parfait.	29
	b) Comportement élasto-plastique bili- néaire.....	32
II.2.3.3	Récapitulation.....	34
II.2.4	Calcul numérique des spectres de réponse élastiques et inélastiques.....	36
II.2.4.1	Introduction.....	36
II.2.4.2	Calcul de la réponse dynamique d'un système inélastique défini par une ductilité μ ...	37
II.2.5	Programmation informatique.....	39
II.2.6	Etablissement des spectres de réponse inélastiques à partir des spectres élastiques.....	39
II.2.6.1	Introduction.....	39
II.2.6.2	Critère de l'égalité des déplacements.....	41
II.2.6.3	Critère de l'égalité des énergies.....	44
II.2.6.4	Conclusion.....	47

CHAPITRE III - RESULTATS DE L'ANALYSE 48

III.1	Introduction.....	48
III.2	Histoire temporelle de la réponse dynamique.....	48
III.2.1	Réponse du système élastique.....	48
III.2.2	Réponse du système inélastique.....	51
III.3	Spectres de réponse.....	60
III.3.1	Caractéristiques numériques des oscillateurs.....	60
	a) Période propre de vibration.....	60
	b) Taux d'amortissement critique.....	61
	c) Ductilité.....	61
III.3.2	Spectres de réponse élastiques.....	62
III.3.2.1	Introduction.....	62

III.3.2.2	Relation entre les valeurs spectrales et les valeurs maximales du mouvement du sol.....	62
III.3.2.3	Différentes zones spectrales.....	62
III.3.2.4	Effet de l'amortissement.....	70
III.3.3	Spectres de réponse inélastiques.....	71
III.3.3.1	Influence de la loi de comportement....	71
III.3.3.2	Effet de la ductilité.....	71
III.3.3.3	Implication sur les forces sismiques de calcul.....	76
III.4	Ductilités nécessaires imposées aux structures par l'action sismique.....	78

CONCLUSION	89
------------------	----

BIBLIOGRAPHIE	91
---------------------	----

ANNEXE	95
--------------	----

IN R O G U C I F O N

INTRODUCTION

L'analyse dynamique des structures soumises aux actions sismiques, constitue un domaine actif de recherche et revêt un intérêt particulier dans les pays de forte sismicité. Les séismes de Chlef (10/10/1980), de Constantine (27/10/1985) et récemment du mont Chenoua (29/10/1989) nous confirment encore une fois que le nord de l'Algérie où sont concentrées les principales infrastructures socio-économiques du pays, est caractérisé par un haut risque sismique.

Les effets sismiques induits dans les constructions sont souvent évalués à partir de forces prescrites par les codes parasismiques. Il est, en général, admis que les séismes de forte intensité sont susceptibles d'engendrer des sollicitations dans les structures excédant largement celles résultant de l'application des charges sismiques réglementaires. Il en découle que les structures dimensionnées pour résister à ces charges, seront sollicitées au delà de leur limite élastique et subiront alors des déformations relativement de grandes amplitudes dans la phase inélastique précédant la rupture [1] , [2] .

Par ailleurs, l'observation à posteriori des dommages causés aux structures conçues selon les normes parasismiques, montre que de telles structures n'ont subi que de légères dégradations et ont donc résisté lors de séismes relativement violents. L'explication de cette constatation réside en grande partie dans le mécanisme de dissipation hystérétique de l'énergie sismique par le biais des déformations inélastiques des structures au cours et à la suite de séismes. En effet, lorsque la structure possède une ductilité suffisante, les déformations inélastiques interviennent de façon substantielle dans l'énergie dissipée par la structure à travers les différents cycles "chargement - déchargement" [3], [4] et l'analyse dynamique des structures dans le domaine non-linéaire s'avère nécessaire .

L'objet de la présente recherche est de présenter les résultats d'une analyse numérique de l'effet du comportement non-linéaire sur la réponse sismique des ouvrages de génie-civil modélisables par des systèmes de type pendulaire, soumis à la réplique du 08/11/1980 du

séisme de Chlef. Contrairement à l'hypothèse fréquemment admise d'un comportement linéaire des structures, cette étude considère les lois de comportement non-linéaire de type élasto-plastique parfait et élasto-plastique bilinéaire. La première partie de cette étude porte sur l'analyse comparative des comportements dynamiques des systèmes linéaires et non-linéaires. A cet effet, un procédé d'intégration numérique pas à pas dans le temps des équations de mouvement a été développé et a permis, à l'aide d'une expérimentation sur ordinateur, d'examiner l'influence des paramètres prépondérants sur la réponse sismique de ces systèmes. Le deuxième volet de ce travail concerne l'établissement et l'exploitation des spectres de réponse relatifs aux accélérogrammes et lois de comportement considérés aux fins de suggérer une procédure permettant l'établissement des spectres inélastiques à partir des spectres élastiques pour les séismes de type algérien en vue de l'évaluation de la force sismique de calcul d'une structure de type pendulaire dont les caractéristiques dynamiques et les propriétés matérielles dont en particulier la ductilité, sont connues. Un programme de calcul informatique des spectres de réponse inélastiques, basé sur un procédé itératif, a été mis au point. Enfin, le troisième objectif assigné à cette recherche concerne l'analyse de la demande de ductilité imposée par l'action sismique aux structures étudiées en considérant une résistance élastique limite des structures établie en référence aux résistances prescrites par le code parasismique algérien [5].

Cette étude est présentée en trois chapitres:

Le premier présente une description du modèle mathématique des structures de type pendulaire et des lois de comportement considérées ainsi que les excitations sismiques agissant à la base des structures étudiées.

Le deuxième chapitre expose le procédé d'intégration numérique pas à pas ayant permis le calcul de la réponse dynamique des systèmes linéaires et non-linéaires. La notion généralisée du spectre de réponse aux systèmes à comportement inélastique ainsi que les formulations d'hypothèses permettant de relier les comportements des systèmes élastique et inélastique, constituent également des aspects examinés

dans ce chapitre. Ce dernier présente, en outre, le procédé itératif développé pour le calcul des spectres de réponse inélastiques.

Les résultats de l'analyse, découlant de l'expérimentation numérique, relatifs à l'étude comparative des réponses dynamiques temporelles des systèmes linéaires et non-linéaires, à l'exploitation des spectres de réponse élastiques et inélastiques établis ainsi qu'à l'évaluation des demandes de ductilité imposées par l'action sismique aux structures considérées, font l'objet du troisième chapitre.

CHAPITRE I

STRUCTURES ETUDIÉES ET ACCELEROGRAMMES

CHAPITRE I - STRUCTURES ETUDIÉES ET ACCELEROGRAMMES

I.1- Introduction

Il existe en pratique plusieurs types de structures, en particulier, les constructions en rez-de-chaussée, les halls en charpente métallique ou les châteaux d'eau pouvant être étudiées correctement comme un système de type pendulaire sous l'effet d'une excitation sismique horizontale à la base.

Par ailleurs, l'étude d'une structure à un chargement dynamique nécessite le choix d'un modèle mathématique et la connaissance de la loi de comportement de ses éléments constitutifs.

Il est présenté dans ce chapitre, outre les charges sismiques agissant à la base des structures, la description du modèle mathématique choisi et des relations " force - déplacement " représentant les lois de comportement des structures considérées.

I.2- Modèle mathématique

Le modèle mathématique choisi (fig.I.1) consiste en une masse m attribuée à un plancher infiniment rigide, reposant sur des colonnes supposées encastrees à leurs bases, de poids propre négligeable et de rigidité totale K à l'effort latéral (effort tranchant). Le seul degré de liberté considéré pour la structure est le déplacement horizontal X de la masse.

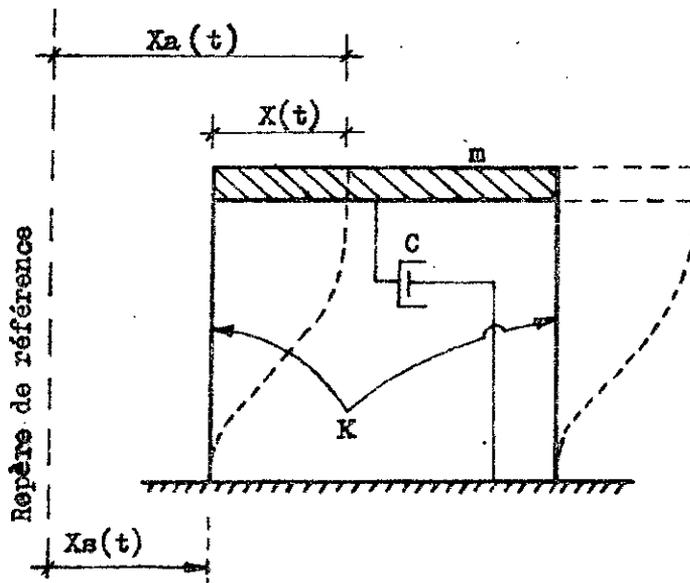


Fig.I.1: Modèle mathématique

Sous l'effet d'un mouvement de la base (excitation sismique) engendrant un déplacement horizontal X_s du sol, la masse subit un déplacement relatif X et absolu X_a . Cette masse est supposée ne se déplacer dans aucune autre direction. Le modèle présente un amortissement du type visqueux, pouvant être interprété par le coefficient C et qui représente le mécanisme de dissipation d'énergie pour le système élastique linéaire. La force d'amortissement est alors proportionnelle à la vitesse relative \dot{X} de la masse.

I.3- Relation " force - déplacement "

I.3.1- Introduction

Aux fins d'une analyse comparative, deux types de comportements de la structure sont considérés:

Un comportement linéaire et un comportement non-linéaire.

I.3.2- Comportement linéaire - Modèle élastique linéaire

Le comportement linéaire de la structure est schématisé par le modèle élastique linéaire montré en figure I.2.a. En élasticité linéaire, le comportement mécanique du système (fig.I.1) est traduit par la relation:

$$F = K.X$$

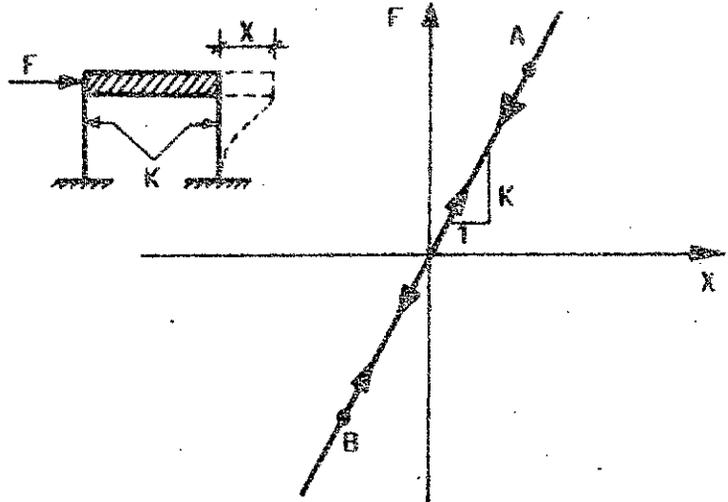
où F est la force élastique de rappel des colonnes (effort tranchant) et X le déplacement horizontal de la masse.

En régime dynamique, aux instants où la vitesse relative \dot{X} de la masse devient nulle, le déplacement horizontal X prend une valeur maximale dans un sens ou dans l'autre (sens positif ou négatif), mais le point représentatif dans le diagramme " force - déplacement " reste toujours sur la droite de pente K (points A et B sur la figure I.2.a).

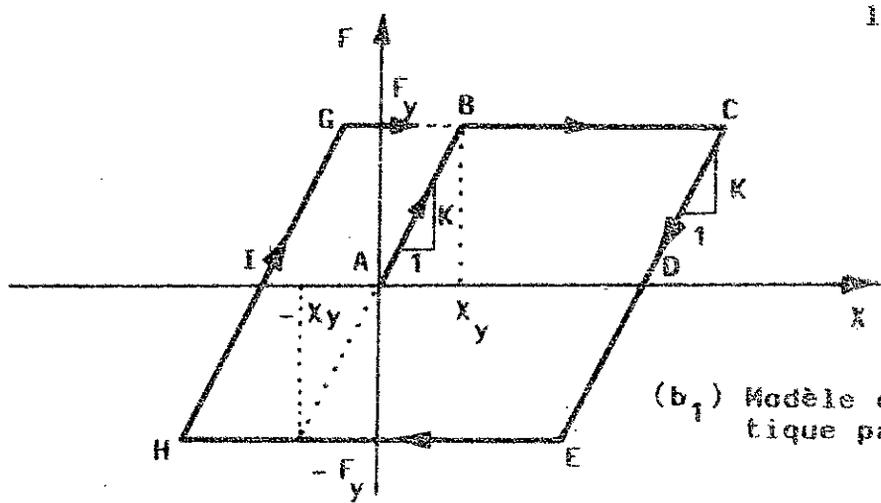
I.3.3- Comportement non-linéaire

I.3.3.1- Introduction

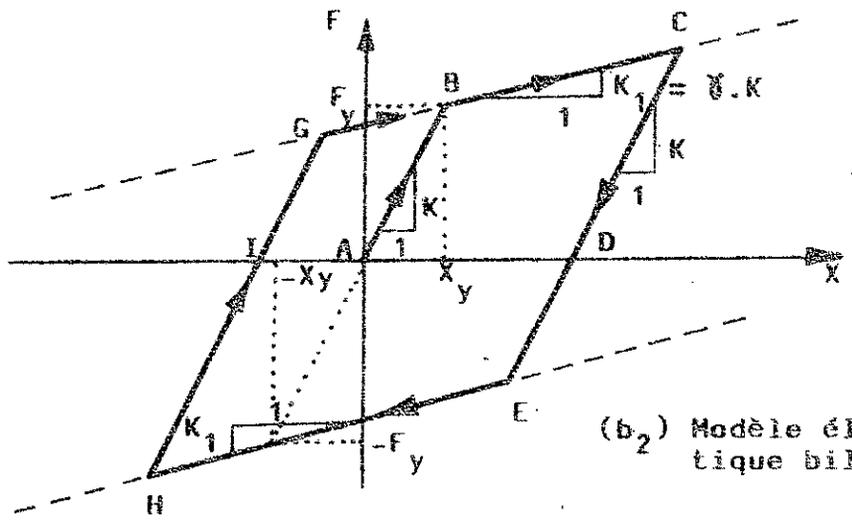
La loi de comportement réelle d'un matériau est connue sur la



(a) Comportement linéaire de la structure-modèle élastique linéaire.



(b₁) Modèle élasto-plastique parfait (E.P.P)



(b₂) Modèle élasto-plastique bilinéaire

(b) Comportement non-linéaire de la structure.

Fig.1.2 : Diagrammes force-déplacement

base d'essais expérimentaux effectués au laboratoire. Plusieurs modélisations de lois de comportement existent dans la littérature. Dans le cadre de ce travail, nous considérons deux types de modélisations non-linéaires se rapportant à la structure (loi "force-déplacement"): celle-ci est supposée alors présenter un comportement élasto-plastique parfait (E.P.P) et élasto-plastique bilinéaire. Les deux modèles considérés représentent de manière réaliste le comportement non-linéaire des structures métalliques (structures ductiles sans perte (ou dégradation) de rigidité) et de manière approchée celui des structures en béton armé [19], [10], [22], [23], [24], [25], [26]. Nous nous proposons de décrire ces deux modèles respectivement dans les paragraphes suivants:

1.3.3.2- Modèle élasto-plastique parfait

Le modèle élasto-plastique parfait est caractérisé par le diagramme "force déplacement" montré à la figure 1.2.b₁ où F_y représente la force élastique limite (ou résistance élastique limite) des colonnes de l'oscillateur et X_y son déplacement élastique limite. La force X_y est prise la même dans les deux sens du déplacement (Chargement positif et chargement négatif). Si on veut disposer de critères permettant de décrire, sans erreur de sens ou de bifurcation, le parcours du point courant dans le diagramme "F-X", on donne ci-après ces critères pour les différents segments caractérisant un cycle de chargement:

1- Segment AB: Au point A, la structure est en particulier à l'état initial : $X = 0$, $F = 0$.

Sur le segment AB, la structure est dans le domaine élastique, avec une rigidité K et une force élastique $F = K.X$, inférieure à sa valeur limite F_y .

Au point B, la force F et le déplacement X de la structure atteignent leurs valeurs élastiques limites F_y et X_y respectivement.

Au delà du point B, la structure entre en domaine plastique.

- 2- Segment BC: La structure est dans le domaine plastique avec une rigidité nulle ($K(t) = 0$). Le déplacement X augmente (la vitesse \dot{X} est positive), tandis que la force F reste constante à sa valeur limite F_y .
 Au point C, la vitesse \dot{X} de la structure est nulle et le déplacement X atteint une valeur maximale.
 Au delà du point C, la structure est déchargée.
- 3- Segment CD: Le déplacement X change de sens (la vitesse \dot{X} est négative), la structure est déchargée selon une droite parallèle au segment AB et est élastique avec la rigidité K et une force élastique F inférieure à F_y .
 Au point D, la structure est totalement déchargée ($F = 0$) avec un déplacement total non nul, mais réduit à sa composante plastique égale à AD .
 Au delà du point D, la structure est déchargée négativement.
- 4- Segment DE: La structure est chargée élastiquement dans le sens négatif et sa rigidité est K . Au point E, la structure est chargée à sa résistance élastique limite négative ($-F_y$).
 Au delà du point E, la structure rentre à niveau en domaine plastique.
- 5- Segment EH: La structure est dans le domaine plastique et présente un comportement similaire à celui sur le segment BC au signe de la vitesse \dot{X} près.
- 6- Segment HI: Le segment HI s'effectue sur des critères semblables (au signe de \dot{X} près) à ceux du segment CD. le point I est analogue au point D et concerne donc un état de déchargement total ($F = 0$).

Le parcours du point courant dans le diagramme " $F - X$ ", à partir du point A jusqu'au point I, constitue un cycle de chargement.

7- Segment IG: La structure présente, sur le segment IG, un comportement élastique similaire à celui sur le segment AB. Au point G, la structure est chargée à sa résistance élastique limite F_y .

Au delà du point G, la structure rentre en domaine plastique.

I.3.3.3- Modèle élasto-plastique bilinéaire

Ce modèle (fig. I.2.b₂) présente une version plus générale du modèle élasto-plastique parfait, et est décrit par les mêmes critères que ce dernier. La seule différence entre les deux est que dans le cas du modèle bilinéaire, la rigidité de la structure n'est pas nulle dans le domaine plastique (le long du segment BC ou EH), mais vaut K_1 et représente une fraction δ de la rigidité élastique K : ($K_1 = \delta.K$). La force F dans les colonnes du système ne reste pas constante à sa valeur limite F_y dans le domaine plastique, mais augmente avec le déplacement X . Il est à noter aussi que, comme dans le cas du modèle élasto-plastique parfait, le déchargement de la structure s'effectue le long d'une droite de pente K , correspondant à son comportement élastique linéaire.

I.4- Accélérogrammes

La réponse sismique d'une structure dépend des caractéristiques du mouvement du sol. Par ailleurs, certaines structures d'importance stratégique (centrales nucléaires, grands barrages,....) nécessitent une analyse dynamique sur la base d'enregistrements sismiques de fortes amplitudes. L'insuffisance de ces enregistrements dans certaines régions couplée avec la nécessité de procéder à une telle analyse dynamique, ont amené certains chercheurs à développer des modèles de simulation des séismes artificiels [11], [12].

Dans le cadre de ce travail, les structures sont étudiées sous l'action de deux accélérogrammes (fig.I.3) enregistrés lors de la réplique du 08 novembre 1980 du séisme de Chlef du 10 octobre 1980. Ces derniers représentent les deux composantes horizontales Nord-Sud (fig.I.3.a) et Est-Ouest (fig.I.3.b) de la réplique, référencés sous

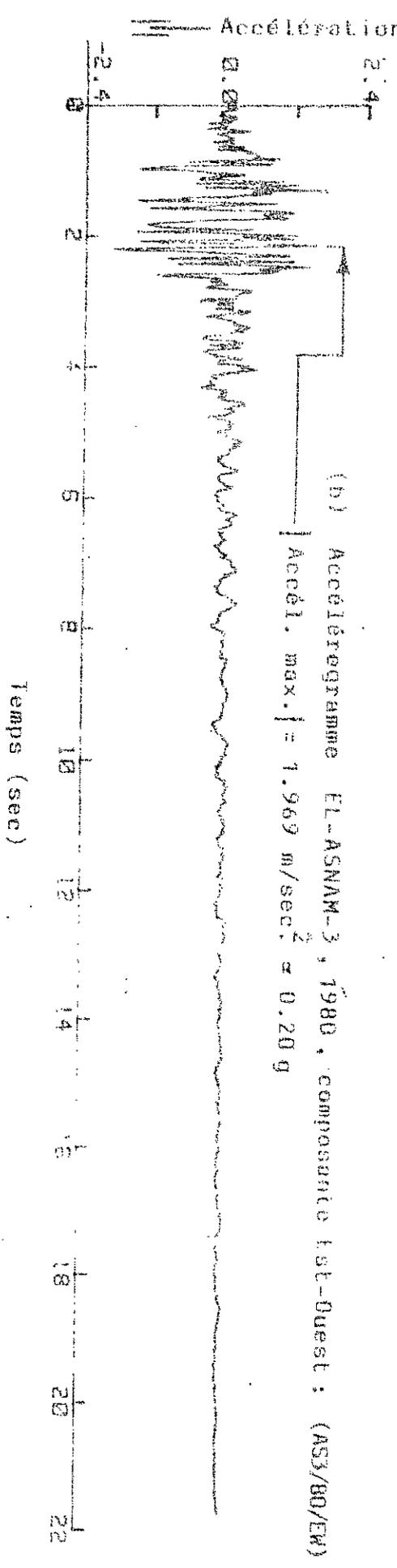
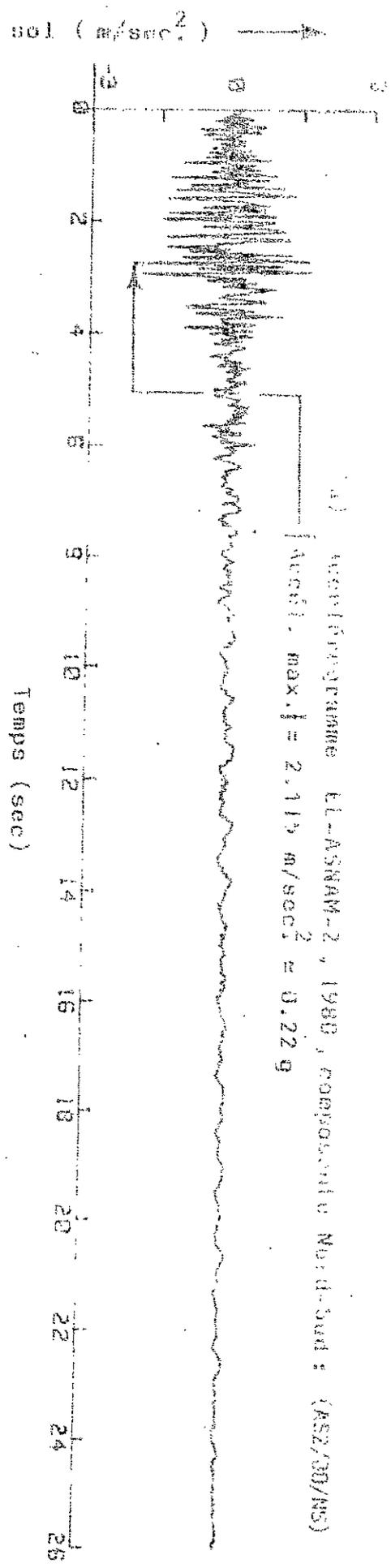


Fig. 1.3 : ACCÉLÉROGRAMMES : réplique du 08/11/1980 du séisme d'Éch-chlef du 10/10/1980.

Les appellations suivantes [13] :

- 1- Accélérogramme El-Asnam-2, 1980, composante Nord-Sud.
- 2- Accélérogramme El-Asnam-3, 1980, composante Est-Ouest.

Dans ce qui suit, ces deux accélérogrammes seront désignés respectivement par les abréviations AS2/80/NS et AS3/80/EW.

Cette réplique représente la plus intense enregistrée, de magnitude 5.6 (sur l'échelle de Richter) et durant laquelle les accélérations du mouvement du sol ont atteint des amplitudes relativement fortes, de l'ordre de 0.2 g ; g étant l'accélération de la pesanteur et avoisinant celles atteintes lors de séismes violents, connus, notamment ceux ayant secoué le sol californien (El Centro , San Fransisco , San Fernando,....) [14]. Par ailleurs, cette réplique est caractéristique des séismes du bassin méditerranéen en général de type monochoc, entre autres le séisme de Chlef, très peu exploité à ce jour quant à des investigations d'analyse non-linéaire des structures.

CHAPITRE II

PROCEDURE D'ANALYSE

CHAPITRE II - PROCEDURE D'ANALYSE

II.1- Réponse dynamiqueII.1.1- Equation de l'équilibre dynamique

Considérons un oscillateur à un degré de liberté, de masse m , de rigidité K et de coefficient d'amortissement C , sollicité à la base par un déplacement X_s du sol (fig. II.1).

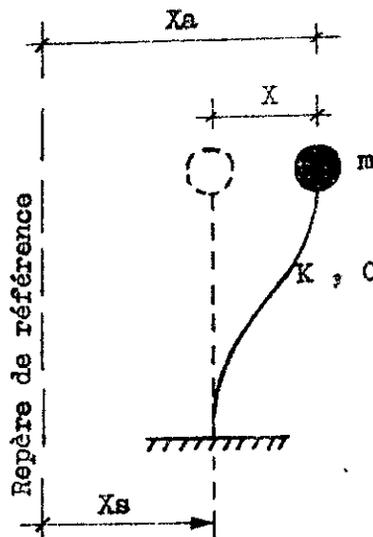


Fig. II.1: Oscillateur simple amorti.

Le déplacement absolu X_a de la masse a pour valeur :

$$X_a = X_s + X \quad (\text{II.1})$$

où X représente le déplacement relatif de la masse par rapport au pied de l'oscillateur.

Les forces agissant sur la masse, durant son mouvement, sont la force d'inertie F_I , la force d'amortissement F_A et la force de rappel F des colonnes de l'oscillateur ; l'équation de l'équilibre dynamique s'écrit :

$$F_I + F_A + F = 0 \quad (\text{II.2})$$

La force d'inertie, en valeur absolue, est donnée par le produit de la masse et de son accélération absolue:

$$F_I(t) = m \ddot{X}_a(t)$$

De même, la force d'amortissement, en valeur absolue, dans le cas d'un amortissement visqueux, est le produit de la constante d'amortissement et de la vitesse relative de la masse :

$$F_A(t) = C \dot{X}(t) \quad (II.4)$$

La force F de rappel des colonnes dépend du comportement mécanique du système : si le système présente un comportement linéaire, la force F , en valeur absolue, est le produit de la rigidité élastique des colonnes et du déplacement relatif de la masse ($F = K.X$). Si au contraire le système est non-linéaire, celle-ci ne peut s'exprimer de manière explicite en fonction du déplacement, mais dépend de l'histoire dans le temps donc des variations de ce dernier comme indiqué par les relations " force-déplacement " montrées aux figures I.2.b₁ et I.2.b₂.

En introduisant les relations (II.3) et (II.4) dans l'équation (II.2), celle-ci s'écrit :

$$m \ddot{X}_a(t) + C \dot{X}(t) + F[X(t)] = 0 \quad (II.5)$$

L'accélération absolue \ddot{X}_a de la masse est obtenue en dérivant deux fois par rapport au temps la relation (II.1) :

$$\ddot{X}_a(t) = \ddot{X}_s(t) + \ddot{X}(t) \quad (II.6)$$

en substituant la relation (II.6) dans l'équation (II.5), et en écrivant le terme en \ddot{X}_s au second membre, celle-ci devient :

$$m \ddot{X}(t) + C \dot{X}(t) + F[X(t)] = -m \ddot{X}_s(t) \quad (II.7)$$

En divisant l'équation (II.7) par m , celle-ci peut s'écrire sous la forme :

$$\ddot{X}(t) + 2\xi \omega \dot{X}(t) + f[X(t)] = -\ddot{X}_s(t) \quad (II.7)\text{bis}$$

où :

- a) ω est la pulsation propre élastique du système non-amorti et ξ le taux d'amortissement critique :

$$\omega^2 = \frac{K}{m}; \quad \xi = C/(2.m.\omega). \quad (II.8)$$

$$\omega^2 = (2\pi/T)^2 ; T = \text{période propre élastique du système (non-amorti)}$$

$$= (2\pi n)^2 ; n = \text{fréquence propre élastique du système (non-amorti)}$$

- b) $f[X(t)] = \frac{F[X(t)]}{m}$ représente la force interne (effort tranchant) par unité de masse du système. Elle est donnée en fonction du comportement de ce dernier conformément au tableau ci-après, lequel représente une interprétation de la figure II.2 .

Domaine	Expression de $F(X)$	Expression de $f(X)$
Elastique	$K \cdot X$	$\omega^2 \cdot X$
plastique parfait : $\dot{X} > 0$ (droite(P)) $\dot{X} < 0$ (droite(P'))	$K \cdot X_y (= F_y)$ $- K \cdot X_y (= -F_y)$	$\omega^2 \cdot X_y$ $- \omega^2 \cdot X_y$
plastique avec une rigidité K_1 : $\dot{X} > 0$ (droite(B)) $\dot{X} < 0$ (droite(B'))	$K_1 \cdot X + R_0$ $K_1 \cdot X - R_0$	$\delta \omega^2 X + \omega^2 X_y (1 - \delta)$ $\delta \omega^2 X - \omega^2 X_y (1 - \delta)$

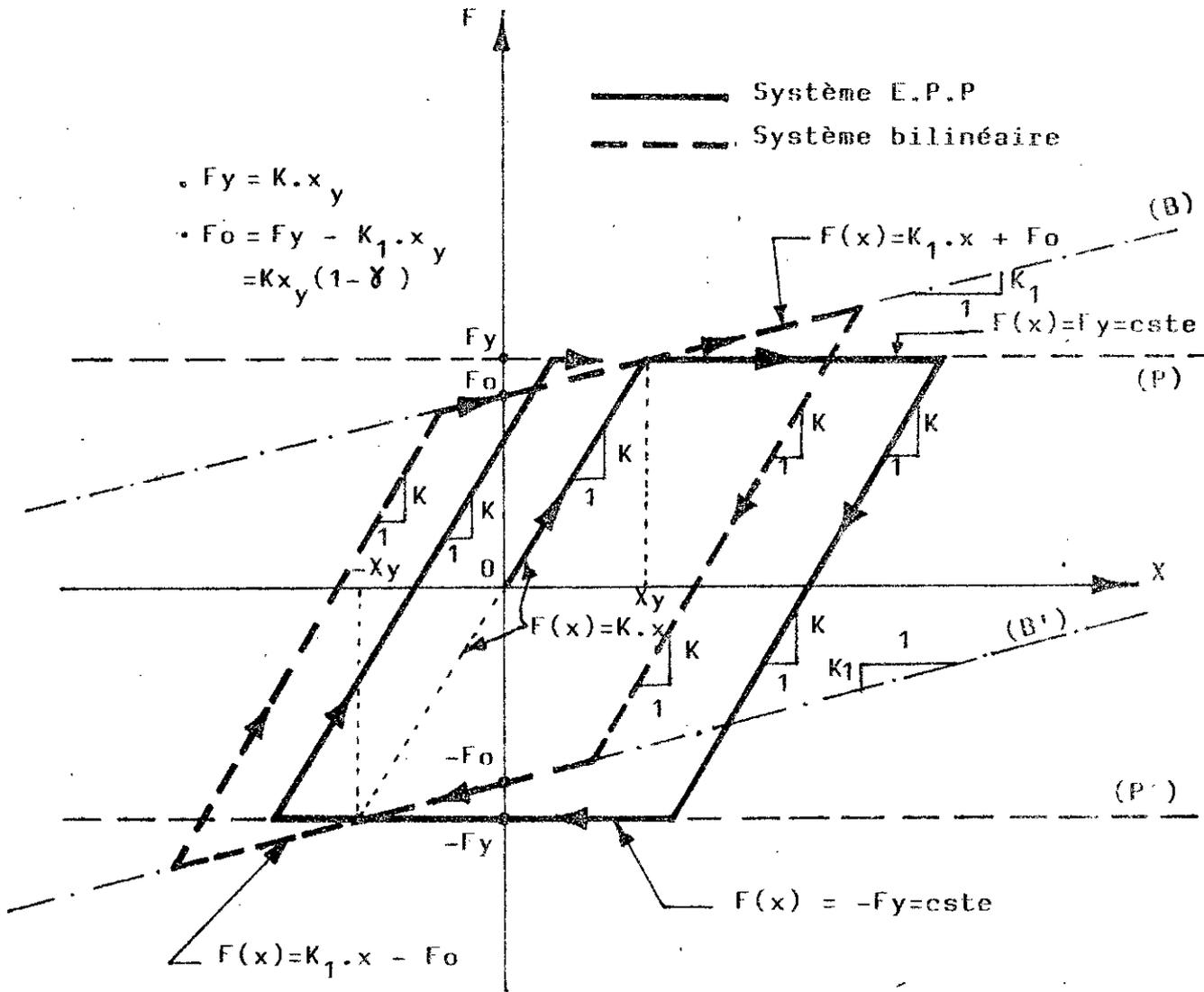


Fig.II.2 : Expressions de $F(x)$ en fonction du comportement du système.

II.1.2- Equation incrémentale de l'équilibre dynamique

A un instant Δt quelconque, l'équilibre dynamique de l'oscillateur simple peut s'exprimer par l'équation (II.7), après un court intervalle de temps Δt , l'équilibre s'écrit :

$$m.\ddot{X}(t+\Delta t) + C.\dot{X}(t+\Delta t) + F[X(t+\Delta t)] = -m.\ddot{X}_s(t+\Delta t). \quad (\text{II.9})$$

En soustrayant l'équation (II.7) de l'équation (II.9), on obtient alors la forme incrémentale de l'équation d'équilibre pour l'intervalle de temps Δt :

$$m.\Delta\ddot{X}(t) + C.\Delta\dot{X}(t) + K(t).\Delta X(t) = -m.\Delta\ddot{X}_s(t). \quad (\text{II.10})$$

$$\text{où } K(t).\Delta X(t) = \Delta F[X(t)] = F[X(t+\Delta t)] - F[X(t)]$$

et les variables incrémentales ont les significations suivantes :

$$\begin{cases} \ddot{X}(t) = \ddot{X}(t+\Delta t) - \ddot{X}(t) \\ \dot{X}(t) = \dot{X}(t+\Delta t) - \dot{X}(t) \\ X(t) = X(t+\Delta t) - X(t) \\ \ddot{X}_s(t) = \ddot{X}_s(t+\Delta t) - \ddot{X}_s(t) \end{cases} \quad (\text{II.11})$$

En divisant l'équation (II.10) par m , celle-ci peut s'écrire sous la forme :

$$\Delta\ddot{X}(t) + 2\xi\omega.\Delta\dot{X}(t) + \omega^2.R(t).\Delta X(t) = -\Delta\ddot{X}_s(t) \quad (\text{II.12})$$

où $R(t)$ étant le rapport entre la rigidité $K(t)$ du système à l'instant t et sa rigidité élastique K :

$$R(t) = \frac{K(t)}{K} \quad (\text{II.13})$$

Ce rapport de rigidité dépend donc du comportement mécanique du système et prend les valeurs suivantes :

$R(t) = 1$ si, à l'instant t , le système présente un comportement linéaire : sa rigidité est K ($K(t) = K$).

$R(t) = 0$ si le système est, à l'instant t , en domaine plastique parfait : sa rigidité est nulle ($K(t) = 0$).

$R(t) = \gamma$ si, à l'instant t , le système est en domaine plastique avec une rigidité $\gamma.K$ ($K(t) = \gamma.K = K_1$).

II.1.3- Résolution de l'équation d'équilibre - Intégration numérique pas-à-pas

II.1.3.1- Procédé

Plusieurs approches sont disponibles pour effectuer une intégration numérique de l'équation incrémentale (II.12). La méthode utilisée dans cette analyse est celle dite de l'accélération linéaire [20], [21], basée sur un procédé d'intégration pas-à-pas. Cette méthode découle directement de celle de NEWMARK [29] qui représente un algorithme de calcul des plus efficaces, utilisé aussi bien pour les problèmes linéaires que non-linéaires.

L'hypothèse simplificatrice du procédé consiste à considérer que l'accélération relative de la structure varie linéairement sur chaque intervalle de temps Δt , durant lequel la rigidité du système reste constante. Le mouvement de l'oscillateur, pendant l'intervalle Δt , est caractérisé par les schémas de la figure II.3. Ces schémas montrent les variations respectivement quadratique et cubique de la vitesse et du déplacement, comme conséquences d'une variation linéaire de l'accélération.

L'évaluation des expressions (II.15) et (II.16) à la fin de l'intervalle de temps, pour $\tau = \Delta t$, conduit aux relations suivantes pour l'accroissement de vitesse et de déplacement pendant un intervalle Δt :

$$\Delta \dot{X}(t) = \ddot{X}(t) \cdot \Delta t + \Delta \ddot{X}(t) \cdot \frac{\Delta t}{2} \quad (\text{II.17})$$

$$\Delta X(t) = \dot{X}(t) \cdot \Delta t + \ddot{X}(t) \cdot \frac{\Delta t^2}{2} + \Delta \ddot{X}(t) \cdot \frac{\Delta t^2}{6} \quad (\text{II.18})$$

On peut par exemple, considérer l'accroissement $\Delta X(t)$ de déplacement comme l'inconnue principale de l'analyse. Partant de ce choix, en tirant de l'équation (II.18) l'accélération incrémentale et en la substituant dans l'équation (II.17), on obtient:

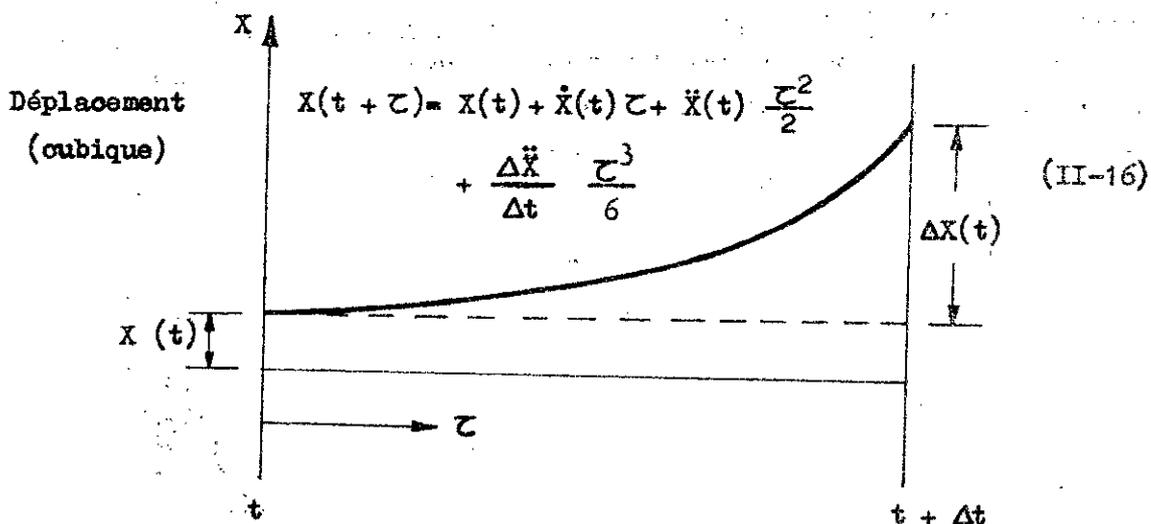
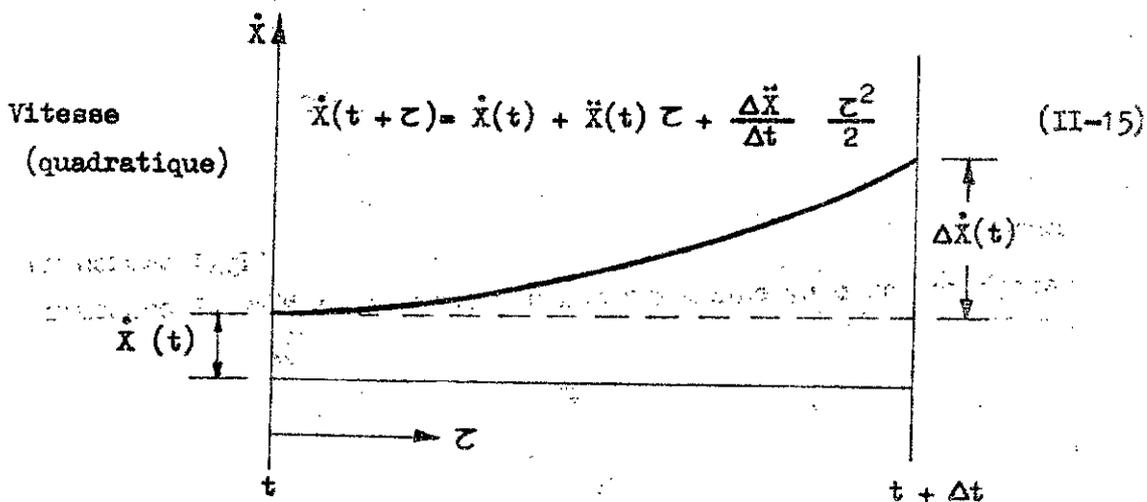
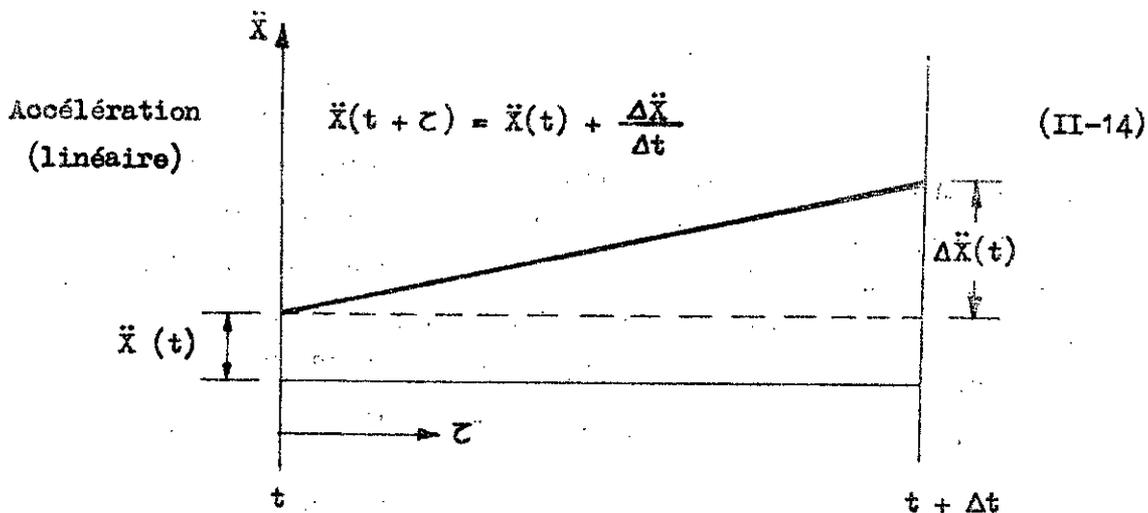


Fig.II.3 : Variations linéaire, quadratique et cubique d'accélération, de vitesse et de déplacement.

$$\Delta \ddot{X}(t) = \frac{6}{\Delta t^2} \cdot \Delta X(t) - \frac{6}{\Delta t} \cdot \dot{X}(t) - 3 \ddot{X}(t) \quad (\text{II.19})$$

$$\Delta \dot{X}(t) = \frac{3}{\Delta t} \cdot \Delta X(t) - 3 \dot{X}(t) - \frac{\Delta t}{2} \cdot \ddot{X}(t) \quad (\text{II.20})$$

L'équation incrémentale (II.12) prend alors la forme:

$$\begin{aligned} & \left[\frac{6}{\Delta t^2} \cdot \Delta X(t) - \frac{6}{\Delta t} \cdot \dot{X}(t) - 3 \ddot{X}(t) \right] \\ & + 2 \xi \omega \left[\frac{3}{\Delta t} \cdot \Delta X(t) - 3 \dot{X}(t) - \frac{\Delta t}{2} \ddot{X}(t) \right] + \omega^2 \cdot R(t) \cdot \Delta X(t) \\ & = - \Delta \ddot{X}_s(t) \end{aligned} \quad (\text{II.21})$$

Finalement, en regroupant les différents termes de l'équation (II.21), on obtient:

$$\tilde{K}(t) \cdot \Delta X(t) = \Delta P(t) \quad (\text{II.22})$$

où :

$$\tilde{K}(t) = \omega^2 \cdot R(t) + \frac{6}{\Delta t^2} + 2 \xi \omega \cdot \frac{3}{\Delta t} \quad (\text{II.23})$$

$$\begin{aligned} \Delta P(t) = & - \Delta \ddot{X}_s(t) + \left[\frac{6}{\Delta t} \cdot \dot{X}(t) + 3 \ddot{X}(t) \right] \\ & + 2 \xi \omega \left[3 \dot{X}(t) + \frac{\Delta t}{2} \cdot \ddot{X}(t) \right] \end{aligned} \quad (\text{II.24})$$

On constate que l'équation incrémentale (II.22) est équivalente à une équation d'équilibre statique et peut être résolue directement par rapport à l'accroissement $\Delta X(t)$ de déplacement, en divisant la charge fictive incrémentale par unité de masse $\Delta P(t)$ par la rigidité fictive par unité de masse $\tilde{K}(t)$. Ces dernières sont connues lorsqu'on dispose de la vitesse $\dot{X}(t)$ et de l'accélération $\ddot{X}(t)$ au début de l'intervalle. Ayant calculé l'accroissement $\Delta X(t)$ de déplacement, l'accroissement $\Delta \dot{X}(t)$ de vitesse et l'accroissement $\Delta \ddot{X}(t)$ d'accélération sont respectivement évalués à l'aide des relations (II.19) et (II.20). En ajoutant les valeurs incrémentales $\Delta X(t)$, $\Delta \dot{X}(t)$ et $\Delta \ddot{X}(t)$ aux valeurs de déplacement, de vitesse et d'accélération du pas précédent, nous obtiendront les conditions initiales du pas suivant :

$$X(t + \Delta t) = X(t) + \Delta X(t) \quad (\text{II.25.a})$$

$$\dot{X}(t + \Delta t) = \dot{X}(t) + \Delta \dot{X}(t) \quad (\text{II.25.b})$$

$$\ddot{X}(t + \Delta t) = \ddot{X}(t) + \Delta \ddot{X}(t) \quad (\text{II.25.c})$$

II.1.3.2- Remarques

a) La méthode pas-à-pas précédente suppose une variation linéaire de l'accélération relative du système au cours d'un intervalle de temps, hypothèse qui introduit des erreurs numériques si la longueur de pas n'est pas suffisamment courte. En outre, ces erreurs tendent à s'accumuler au fur et à mesure qu'on poursuit les calculs. Cette accumulation des erreurs, qui a un effet significatif sur la valeur de la réponse de la structure, peut être réduite en respectant les conditions d'équilibre à la fin de chaque intervalle de temps Δt [20]. Cela peut être réalisé simplement en calculant l'accélération relative de la structure à la fin de chaque intervalle non pas par les relations incrémentales (II.19) et (II.25.c), mais par l'équation générale d'équilibre (II.9). Notre procédé numérique développé utilise cette possibilité et l'équilibre globale est donc assuré à chaque pas d'intégration.

b) Une autre hypothèse de la méthode suppose que la rigidité du système demeure constante sur chaque intervalle de temps, ce qui n'est pas exact dans le cas de lois de comportement présentant des points de bifurcation. En général, les transitions au niveau de ces points n'ont pas précisément lieu à la fin de l'intervalle. A chaque fois qu'une plastification commence ou se termine, un changement brutal de rigidité est constaté (points A et B sur la fig. II.4). Cela nécessite donc, pour conserver au calcul toute sa précision, de diviser chaque intervalle de temps Δt au cours duquel se produit un tel changement en deux intervalles Δt_1 et Δt_2 (fig. II.4), la rigidité étant rigoureusement constante sur chacun de ces intervalles réduits. Cette disposition nécessite toutefois une procédure itérative pour évaluer les intervalles Δt_1 et Δt_2 . La procédure proposée détermine les points de changement de rigidité par un processus itératif basé sur l'algorithme de dichotomie. A cet effet, l'intervalle concerné est divisé en deux incréments égaux à $\frac{\Delta t}{2}$; les calculs s'effectuent, de nouveau, sur ces deux incréments

et on repère celui des deux, pendant lequel la rigidité change de valeur. Cet incrément est divisé, à son tour, en deux incréments de longueurs égales $\frac{\Delta t}{4}$; le procédé itératif étant poursuivi jusqu'à ce que le point de changement de rigidité soit cerné avec la précision requise.

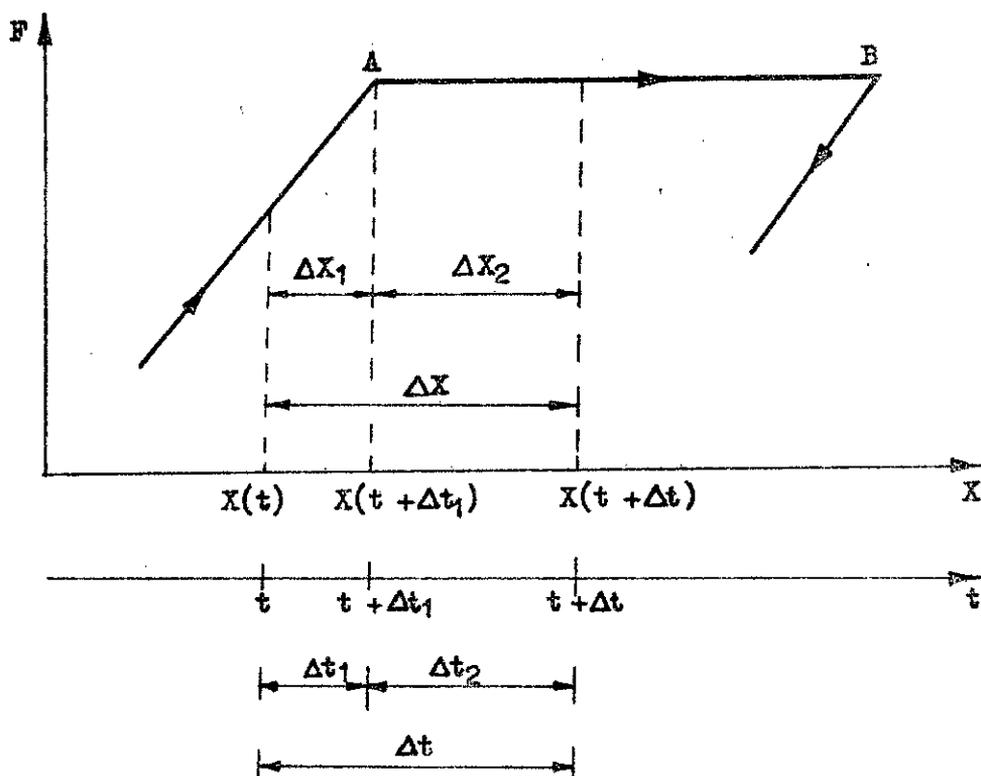


Fig.II.4 : Subdivision de l'intervalle de temps Δt .

II.1.3.3- Pas d'intégration

Comme pour toute approche numérique, la précision de cette méthode pas à pas dépend de la valeur de l'incrément de temps Δt . De manière générale, trois facteurs essentiels peuvent jouer sur le choix de cette valeur Δt :

- 1- La rapidité de variation du chargement appliqué,
- 2- La complexité du schéma de non-linéarité de la structure,
- 3- La période propre T de vibration de la structure.

Le chargement de la structure est, dans notre cas, donnée par l'accélérogramme sismique, lequel, dans la plupart des cas, ne pose pas

de problème particulier et n'exige pas, en général, une longueur de pas très courte.

Le schéma élasto-plastique du système (fig.I.2.b) ici considéré, est une modélisation composée de segments linéaires et n'impose aucune limite sur le choix de la longueur de pas. Ceci sous réserve que les modifications de rigidité, au commencement ou à la fin d'une plastification, aient été soigneusement repérées par le procédé itératif décrit au paragraphe II.1.3.2.b. Par conséquent, on constate que le choix de l'incrément de temps est essentiellement fonction de la période T de la structure. La méthode d'intégration basée sur une variation linéaire de l'accélération au cours de l'incrément Δt est conditionnellement stable, et donnera une solution divergente si l'incrément est plus grand qu'environ la moitié de la période propre de vibration [20]. Ceci dit, l'incrément de temps doit être tout de même suffisamment court afin d'obtenir une précision raisonnable. En général, le choix d'un incrément inférieur à la valeur $\frac{T}{10}$ assure une précision suffisante [20].

II.1.3.4- Résumé du procédé numérique

Pour chaque incrément de temps Δt , on procède selon les étapes suivantes :

- 1- Les valeurs du déplacement X et de la vitesse \dot{X} sont connues au début de l'incrément, soit comme conditions initiales du problème (s'il s'agit du premier incrément de calcul), soit comme les valeurs à la fin de l'incrément précédent.
- 2- A partir de ces valeurs et à l'aide de la courbe " force-déplacement " définie pour la structure, on détermine la force f (cf. tableau précédent donnant les différentes expressions de $f(x)$ en fonction du comportement du système).
- 3- L'accélération au début de l'incrément est donnée par l'équation générale (II.7)bis .
- 4- L'incrément de charge fictive $\Delta P(t)$ et la rigidité fictive $\tilde{K}(t)$ sont calculées par les relations (II.23) et (II.24).

- 5- L'accroissement $\Delta X(t)$ de déplacement est donnée par l'éq.(II.22) et l'accroissement $\Delta \dot{X}(t)$ de vitesse par l'éq.(II.20).
- 6- Enfin, le déplacement et la vitesse à la fin de l'incrément sont obtenus par les relations (II.25.a) et (II.25.b).

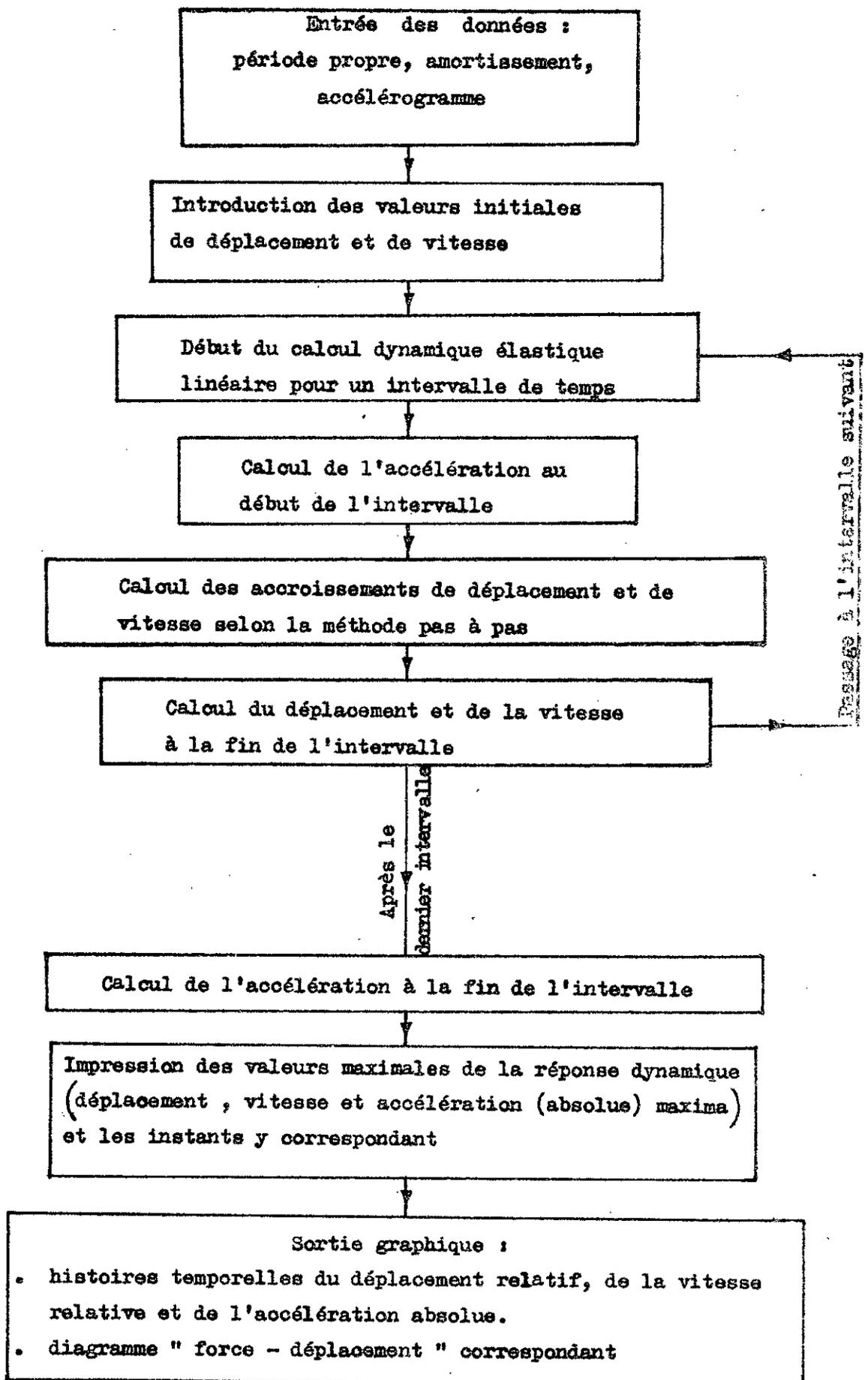
II.1.4- Programmation informatique

Le procédé d'analyse numérique présenté précédemment, a été programmé sur ordinateur. Le programme permet d'effectuer un calcul automatique de la réponse dynamique en déplacement, vitesse et accélération d'un oscillateur simple, élastique linéaire et élasto-plastique (parfait et bilinéaire) défini pour un déplacement élastique limite X_y donné, soumis à un accélérogramme sismique. L'histoire complète dans le temps de la réponse dynamique et la réponse maximale de l'oscillateur peuvent être obtenues. En outre, le programme est pourvu d'une option graphique permettant la représentation de :

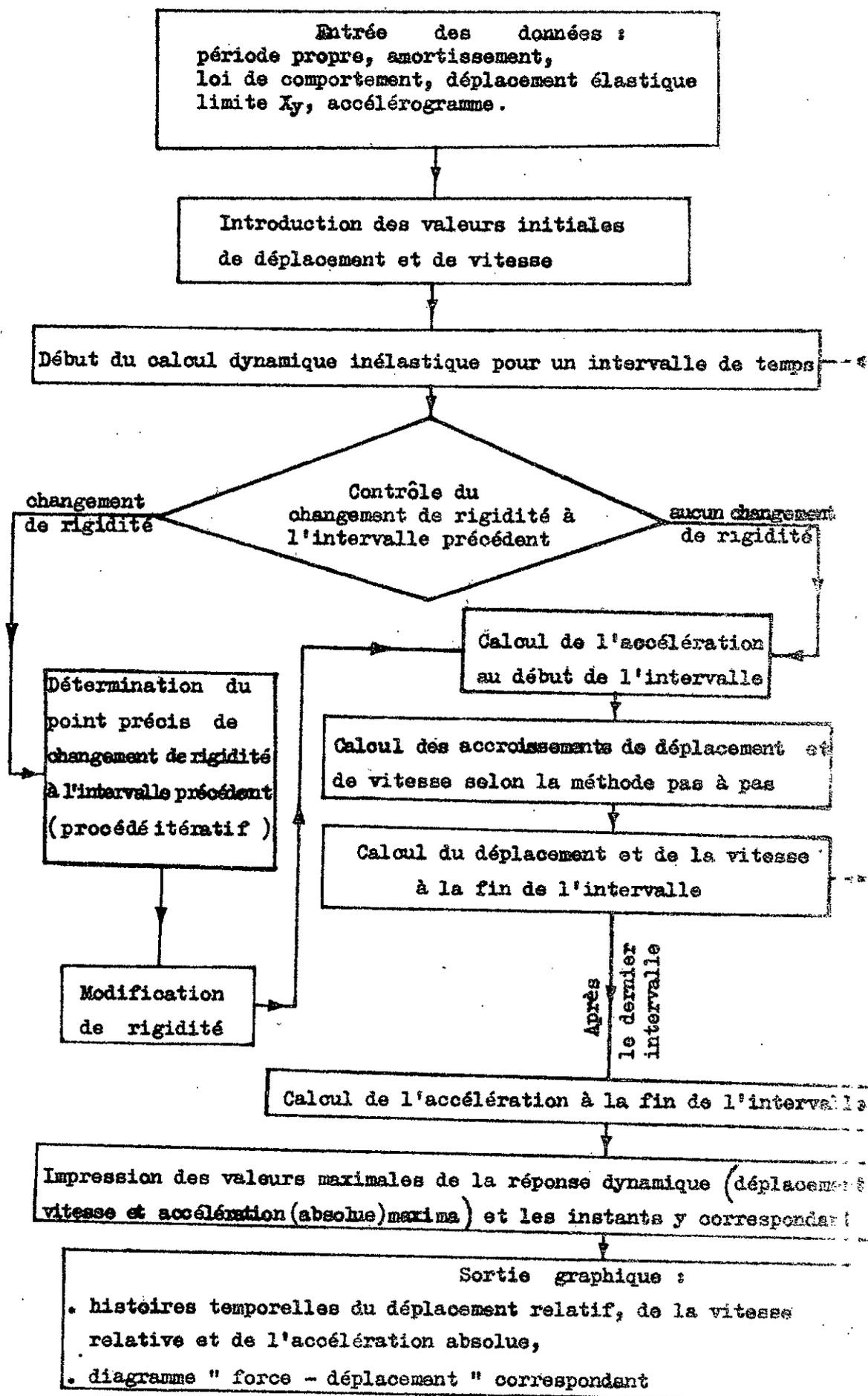
- L'histoire temporelle de la réponse dynamique (déplacement, vitesse et accélération),
- La boucle d'hystérésis " force-déplacement " correspondante,
- L'accélérogramme auquel est soumis l'oscillateur.

Les organigrammes de calcul de la réponse dynamique du système élastique linéaire et celle du système inélastique sont présentés ci-après.

Organigramme de calcul de la réponse dynamique
du système élastique linéaire



Organigramme de calcul de la réponse dynamique
du système inélastique



II.2- Spectres de réponse

II.2.1- Introduction

L'information la plus complète dont on peut disposer lors d'un tremblement de terre est l'accélérogramme du séisme qui donne les variations de l'accélération du sol en fonction du temps .

En génie-civil, lorsqu'on envisage d'analyser de manière approfondie l'effet d'un séisme sur divers types de structures, il est nécessaire de connaître la courbe exacte de l'accélérogramme du séisme. En effet, des séismes ayant libéré la même quantité d'énergie, mais avec des accélérogrammes de configurations non identiques, peuvent avoir des effets très différents sur les structures; en particulier, la fréquence la plus représentative de l'accélérogramme peut être un paramètre de configuration important. On conçoit, par exemple, qu'un séisme d'intensité moyenne puisse entraîner des dommages importants sur une structure ayant une fréquence propre de vibration proche de la fréquence de vibration du séisme. Par contre, un séisme plus intense mais de fréquence de vibration éloignée de celle de la structure, peut n'avoir que des effets destructifs limités. Cela explique donc le besoin de définir, en génie-civil, des modèles mathématiques qui interprètent les séismes sous l'angle à la fois de l'action sismique (accélérogramme) et de la réaction (réponse) de la structure aux séismes par suite de ses caractéristiques mécaniques. Cette double exigence peut être traduite en utilisant la notion de " spectre de réponse " qui se réfère à l'énergie maximale absorbée par un oscillateur simple, lorsqu'il est soumis à un séisme donné.

Il est représenté dans ce paragraphe, outre la définition du spectre de réponse de façon générale, la notion généralisée du spectre de réponse pour les systèmes à comportement inélastique et la formulation de critères permettant de relier les spectres élastique et inélastique.

II.2.2- Définition du spectre de réponse

Un spectre de réponse est un diagramme donnant le maximum de la réponse d'un oscillateur simple en déplacements, vitesses ou accélérations lorsqu'il est soumis à un séisme donné, en fonction de sa période propre T , de sa pulsation propre ω ou de sa fréquence

propre n [17]. Ce mode de présentation du mouvement du sol est plus "parlant" pour l'ingénieur pour les calculs courants qu'un accéléro-gramme, car il permet de lire directement la réponse maximale, donc l'effort sismique maximal auquel est soumis l'oscillateur.

II.2.3- Spectres de réponse inélastiques

II.2.3.1- Notions de ductilité

a) Définition

Si l'on considère le diagramme "force-déplacement" de la figure II.5, correspondant à un comportement élasto-plastique parfait d'une structure; la limite de comportement élastique est repérée par le point A et la limite ultime de déplacement par le point R; l'énergie nécessaire à la ruine est alors représentée par l'aire comprise entre la courbe OAR et l'axe OD et l'énergie nécessaire pour atteindre la limite élastique par l'aire OAC. Ces deux valeurs peuvent être utilisées pour définir la ductilité. La ductilité d'une structure peut être définie comme étant la capacité de ladite structure d'absorber de l'énergie de déformation dans la phase inélastique précédant la rupture.

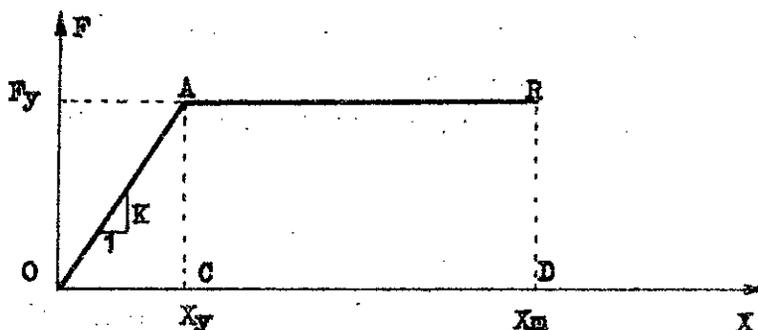


Fig.II.5 : Comportement élasto-plastique parfait.

Cette définition est plus facile d'emploi avec la prise en compte des déformations. Ainsi, on définit la ductilité comme le rapport entre la déformation ultime ou maximale et la déformation de fin de phase élastique. En ce sens, il importe de noter que la capacité d'une structure d'absorber de l'énergie par déformations inélastiques dépend directement de son facteur μ de ductilité, lequel étant défini, pour chaque structure, en fonction de la ductilité de ses matériaux, de ses éléments constitutifs et de la répartition des déformations dans l'ensemble de

la structure [22].

b) Ductilité du matériau

Celle-ci caractérise la propriété mécanique du matériau, et peut être définie comme la rapport entre la déformation ultime ou maximale ϵ_m et la déformation élastique limite ϵ_y du matériau :

$$\mu_E = \frac{\epsilon_m}{\epsilon_y} \quad (\text{II.26})$$

c) Ductilité de l'élément de structure

Le facteur de ductilité μ_θ de rotation d'un élément de structure est un paramètre important pour l'évaluation de son comportement, donc de ses déformations globales. Celui-ci étant défini comme le rapport entre la rotation ultime ou maximale θ_m et la rotation élastique limite θ_y :

$$\mu_\theta = \frac{\theta_m}{\theta_y} \quad (\text{II.27})$$

d) Ductilité de la structure

Le facteur de ductilité μ_X , relatif au déplacement horizontal d'une structure, présente un intérêt particulier pour l'étude au séisme. Celui-ci caractérise la capacité de la structure de se déformer sans se rompre dans la phase inélastique précédant la rupture et est défini de manière analogue aux équations (II.26) et (II.27), comme le rapport entre le déplacement horizontal ultime ou maximum X_m et le déplacement élastique limite X_y :

$$\mu_X = \frac{X_m}{X_y} \quad (\text{II.28})$$

Ce facteur joue un rôle important dans la détermination des forces sismiques qu'il faut appliquer à une structure lors de son étude au séisme [22].

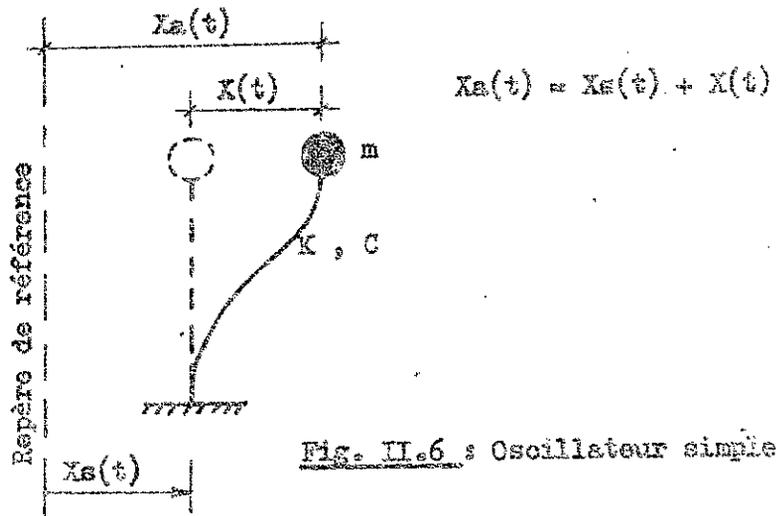
Ainsi, compte tenu de la définition donnée par l'éq. (II.26), la ductilité maximale d'une structure dont le comportement est défini par la figure II.5, est donnée par :

$$\mu_{\max} = \frac{\overline{OD}}{\overline{OC}} \quad (\text{II.29})$$

Nous précisons que la ductilité considérée dans le cadre de ce travail, se rapporte à celle de la structure, et est donc définie par l'éq. (II.26).

II.2.3.2- Définition

Considérons un oscillateur simple de masse m , de rigidité K et d'amortissement C , excité à la base par un mouvement X_s du sol (fig. II.6).



Si le système répondait élastiquement au mouvement X_s du sol (fig. II.7), son déplacement relatif, X , prendrait sa valeur maximale X_{me} et son accélération absolue, \ddot{X}_a , la valeur \ddot{X}_{ae} à un instant t_e ; sa vitesse \dot{y} est nulle [$\dot{X}(t_e) = 0$] et l'équation de l'équilibre dynamique, à cet instant, s'écrirait :

$$m \cdot \ddot{X}_{ae} + K \cdot X_{me} = 0$$

ou bien

$$\ddot{X}_{ae} + \omega^2 \cdot X_{me} = 0$$

où :

$$\omega^2 = \sqrt{\frac{K}{m}} ;$$

$$X_{me} = X(t_e) ; \quad |X_{me}| = |X(t)|_{\max} \\ = |X(t_e)| ;$$

$$\ddot{X}_{ae} = \ddot{X}_a(t_e) .$$

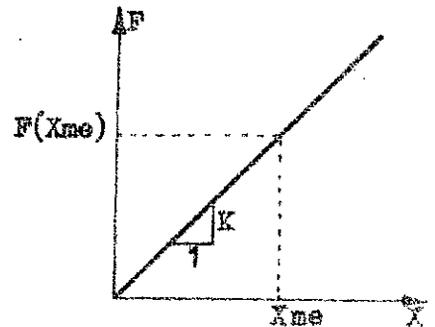


Fig. II.7 : Comportement élastique linéaire.

Conformément à la définition des valeurs spectrales donnée en annexe, on a :

$$Sd_e = |X_{me}| ;$$

$$Sa_e = |\ddot{X}_{ae}| ;$$

$$\text{et } Sa_e = \omega^2 Sd_e$$

qui représente la relation de base des spectres de réponse élastiques.

Considérons maintenant le cas où l'oscillateur réagit à cette excitation selon un comportement inélastique : comportement élasto-plastique parfait et comportement élasto-plastique bilinéaire.

a) Comportement élasto-plastique parfait

Ce comportement est caractérisé par la rigidité élastique K , le déplacement élastique limite X_y et la force élastique limite (Fig. II.8).

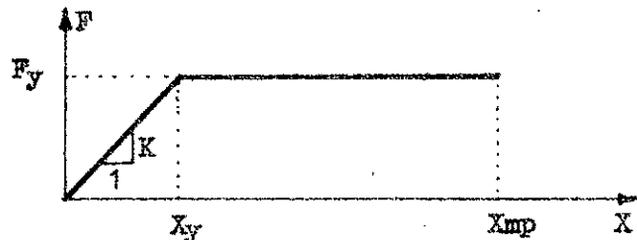


Fig. II.8 : Comportement élasto-plastique parfait.

A l'instant t_m , lorsque le déplacement relatif X du système atteint sa valeur maximale X_{mp} , sa vitesse est nulle $[\dot{X}(t_m) = 0]$ et l'équation d'équilibre dynamique, à cet instant, s'écrit :

$$m \cdot \ddot{X}_{ap} + F(X_{mp}) = 0 \quad (\text{II.30})$$

avec :

$X_{mp} = X(t_m)$ = déplacement élasto-plastique maximal ;

$$\ddot{X}_{ap} = \ddot{X}_a(t_m)$$

Au delà du déplacement X_y , le système répond au mouvement du sol en faisant appel à ses réserves de déformations plastiques, et la force F dans les colonnes du système reste égale à sa valeur limite F_y et on voit bien (fig.II.8) que :

$$F(X_{mp}) = F_y = K \cdot X_y \quad (\text{II.31})$$

En substituant l'expression (II.31) dans l'éq.(II.30) et en divisant par la masse m , cette dernière devient :

$$\ddot{X}_{ap} + \omega^2 X_y = 0 \quad (\text{II.32})$$

où ω est la pulsation propre élastique du système (non-amorti) ;

$$\begin{aligned} \omega^2 &= K/m \\ &= (2\pi/T)^2 : T = \text{période propre élastique du système} . \end{aligned}$$

La définition d'un spectre de réponse en élasto-plasticité pour un séisme donnée nécessite le choix d'un facteur, outre l'amortissement, permettant de classer les oscillateurs simples selon leur ductilité [20]. Cela peut être réalisé par l'introduction du coefficient de ductilité μ , défini au paragraphe II.2.3.1 comme le rapport entre le déplacement maximal en valeur absolue de l'oscillateur et son déplacement élastique limite :

$$\mu = \frac{|X_{mp}|}{X_y}$$

Ainsi, par définition, le spectre de réponse élasto-plastique pour un séisme donné représente la réponse sismique maximale d'un oscillateur simple, ayant un comportement élasto-plastique de ductilité μ et un

taux d'amortissement critique ξ , en fonction de sa période propre élastique T [23].

Par ailleurs, il est clair que la détermination d'un spectre de réponse élasto-plastique caractérisé par une valeur fixée de μ , ne peut être directe: le déplacement maximal X_{mp} (fonction du déplacement élastique limite X_y) doit être conforme à la ductilité fixée d'où la nécessité d'un calcul itératif sur la valeur de X_y . Sous cette réserve, pour un accélérogramme donné, une famille de courbes, représentant les spectres de réponse élasto-plastiques, peut être envisagée pour différentes valeurs de ξ et de μ . Seulement, la question qui se pose est de savoir si une interprétation identique à celle du spectre de réponse élastique est concevable en élasto-plasticité.

D'après l'équation d'équilibre (II.32) à l'instant t_m , on a :

$$|\ddot{X}_{ap}| = \omega^2 X_y = \frac{1}{\mu} \cdot \omega^2 |X_{mp}| \quad (\text{II.33})$$

On constate que le rapport de ω^2 qui existait en élasticité entre le déplacement maximal X_{me} et l'accélération correspondante \ddot{X}_{ae} , est, maintenant, divisé par le facteur de ductilité μ pour les valeurs correspondantes en élasto-plasticité X_{mp} et \ddot{X}_{ap} . Autrement dit, le rapport entre le déplacement maximal X_{mp} et l'accélération correspondante \ddot{X}_{ap} est différent de ω^2 , par conséquent, ces deux paramètres ne peuvent être représentés sur le même spectre de réponse, en diagramme logarithmique tripartite comme en élasticité [4]. Néanmoins, on peut constater qu'en élasto-plasticité, le rapport de ω^2 existe toujours entre l'accélération \ddot{X}_{ap} et le déplacement élastique limite X_y .

Aussi, en élasto-plasticité, en gardant la même définition qu'en élasticité pour l'accélération spectrale S_{ap} on a :

$$S_{ap} = |\ddot{X}_{ap}| = \omega^2 X_y \quad (\text{II.34})$$

Autrement dit, S_{ap} est l'accélération du système liée au déplacement élastique limite X_y .

Par ailleurs, par convention, en élasto-plasticité, le déplacement spectral S_{dp} est affecté au déplacement élastique limite X_y [23]:

$$S_{dp} = X_y \quad (\text{II.35})$$

La notion de déplacement spectral doit ainsi s'interpréter aussi bien en élasticité qu'en élasto-plasticité comme un déplacement élastique maximal.

Le déplacement spectral S_d_p peut également nous fournir le déplacement élasto-plastique maximal X_{mp} du système :

$$X_{mp} = \mu X_y = \mu S_d_p$$

La vitesse spectrale est définie par :

$$S_{v_p} = \omega S_d_p = \omega X_y \quad (\text{II.36})$$

b) Comportement élasto-plastique bilinéaire

Ce comportement diffère du comportement élasto-plastique parfait uniquement de par l'existence d'une rigidité non nulle dans le domaine plastique ; celle-ci vaut K_1 (fig.II.9).

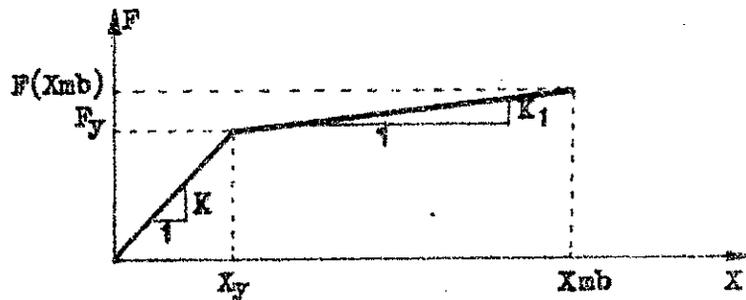


Fig. II.9 : Comportement élasto-plastique bilinéaire.

Lorsque le déplacement relatif X du système atteint sa valeur maximale X_{mb} à l'instant t_m , sa vitesse est nulle $[\dot{X}(t_m) = 0]$, et l'équilibre dynamique, à cet instant, se traduit par :

$$m \ddot{X}_{mb} + F(X_{mb}) = 0 \quad (\text{II.30})_{\text{bis}}$$

où :

$$X_{mb} = X(t_m) ;$$

$$\ddot{X}_{mb} = \ddot{X}_a(t_m) .$$

Au delà de X_y , la force F dans le système ne reste pas constante à sa valeur limite F_y , mais augmente avec le déplacement et atteint la valeur $F(X_{mb})$ correspondant au déplacement maximal X_{mb} de ce dernier, et on a (fig.II.9) :

$$F(X_{mb}) = F_y + K_1 \cdot (X_{mb} - X_y) = K \cdot X_y + K_1 \cdot (X_{mb} - X_y) \quad (II.37)$$

Comme : $\frac{K_1}{K} = \delta$ (Chap.I , § 1.3.3.3)

et $\frac{X_{mb}}{X_y} = \mu$,

l'expression de $F(X_{mb})$ peut s'écrire :

$$F(X_{mb}) = K \cdot X_y \cdot [1 + \delta \cdot (\mu - 1)] \quad (II.38)$$

Ainsi, on voit bien que pour une rigidité post-élastique K_1 nulle ($\delta = 0$), c'est-à-dire pour un comportement élasto-plastique parfait, $F(X_{mb})$ reste bien égale à $K \cdot X_y = F_y$

En substituant l'expression (II.38) dans l'éq.(II.30)_{dyn} et en divisant par la masse m , on a :

$$\ddot{X}_{ab} + \omega^2 \cdot X_y \cdot [1 + \delta \cdot (\mu - 1)] = 0 \quad (II.39)$$

où ω est la pulsation propre élastique du système (non-amorti) :

$$\begin{aligned} \omega^2 &= \frac{K}{m} \\ &= (2 \pi / T)^2 ; \quad T = \text{période propre élastique du système.} \end{aligned}$$

D'après l'équation dynamique (II.39) à l'instant t_{ab} , on a :

$$|\ddot{X}_{ab}| = \omega^2 [1 + \delta \cdot (\mu - 1)] \cdot X_y = \omega^2 [1 + \delta \cdot (\mu - 1)] \cdot \frac{1}{\mu} \cdot |X_{mb}| \quad (II.40)$$

On remarque que le rapport entre l'accélération \ddot{X}_{ab} et le déplacement maximal X_{mb} est différent de ω^2 , par conséquent, ces deux paramètres ne peuvent être représentés sur le même spectre de réponse, en diagramme

En élasto-plasticité bilinéaire:

$$\begin{cases} \text{déplacement spectral} & Sd_p = X_p \\ \text{vitesse spectrale} & Sv_p = \omega Sd_p = \omega X_p \\ \text{accélération spectrale} & Sa_p = \omega^2 Sd_p = \omega^2 X_p \end{cases}$$

Ainsi, les trois valeurs spectrales élasto-plastiques Sd , Sv et Sa , pour μ et ξ définie, peuvent être représentées simultanément, en fonction de la période élastique T , sur un même diagramme logarithmique tripartite comme en élasticité.

Le spectre de réponse élasto-plastique fournit alors pour le système donné les informations suivantes :

1- Le déplacement élastique limite :

- système élasto-plastique parfait :

$$X_y = Sd_p$$

- système élasto-plastique bilinéaire :

$$X_y = Sd_p$$

2- Le déplacement élasto-plastique maximal :

- système élasto-plastique parfait :

$$X_{mp} = \mu X_y = \mu Sd_p$$

- système élasto-plastique bilinéaire :

$$X_{mb} = \mu X_y = \mu Sd_p$$

3- La force sismique horizontale maximale à laquelle est soumis le système :

- système élasto-plastique parfait :

$$\begin{aligned}
 F_{max} &= F_T \\
 &= K \cdot I_T \\
 &= K \cdot S \delta_p \\
 &= m \omega^2 S \delta_p \\
 &= m \cdot S \omega_p \\
 &= \frac{S \omega_p}{S} \cdot W \quad (II.45)
 \end{aligned}$$

- système élasto-plastique bilinéaire :

$$\begin{aligned}
 F_{max} &= F (Lim) \\
 &= K \cdot I_T [1 + \gamma(\mu - 1)] \\
 &= K \cdot S \delta_p [1 + \gamma(\mu - 1)] \\
 &= m \omega^2 S \delta_p [1 + \gamma(\mu - 1)] \\
 &= \frac{S \omega_p}{S} [1 + \gamma(\mu - 1)] \cdot W \quad (II.46)
 \end{aligned}$$

Les efforts internes dans la structure, engendrés par la force horizontale maximale F_{max} , peuvent ensuite être déterminés par un calcul statique, et l'on doit s'assurer que ces efforts sont au plus égaux aux niveaux de résistance limite des éléments de la structure.

II.2.4 - Calcul numérique des spectres de réponse élastiques et inélastiques

II.2.4.1 - Introduction

Dans les paragraphes précédents, il a été mis en évidence la définition, l'intérêt et les possibilités d'application des spectres élastiques et inélastiques. Dans ce paragraphe, nous abordons les méthodes de détermination numérique de ces spectres utilisées dans le cadre de ce travail.

Nous rappelons que la solution analytique de l'équation du mouvement d'un oscillateur simple, élastique, soumis à un accélérogramme quelconque, est donnée par l'intégrale de DUHAMEL (annexe). Cette solution qui représente donc la réponse du système, peut être calculée aussi par une intégration numérique pas à pas de l'équation du mouvement, méthode utilisée dans le cadre de ce travail, exposée au paragraphe II.1.5 (avec $K(t) = 1$ pour le système élastique) et qui a conduit à la détermination numérique des spectres de réponse élastiques, lesquels,

nous le rappelons, représentent la variation de la réponse maximale en fonction de la période propre de l'oscillateur.

La même procédure d'intégration pas à pas a été utilisée en élasto-plasticité et a permis la détermination des spectres de réponse des oscillateurs élasto-plastiques (parfaits et bilinéaires). Toutefois, il importe de rappeler que la détermination d'un spectre de réponse élasto-plastique caractérisé par une valeur fixée de la ductilité μ , n'est pas directe, mais nécessite un calcul itératif sur la valeur de X_y . A cet effet, le paragraphe suivant (II.2.4.2) présente le procédé numérique développé de calcul de la réponse d'un système inélastique défini par une ductilité μ .

II.2.4.2 - Calcul de la réponse dynamique d'un système inélastique défini par une ductilité μ

Compte tenu de ce qui précède, l'analyse de la réponse dynamique d'un oscillateur élasto-plastique (parfait ou bilinéaire) caractérisé par le déplacement élastique limite X_y , soumis à un accélérogramme donné, conduit à un déplacement relatif maximal X_m (pris en valeur absolue) de l'oscillateur, donc à une ductilité :

$$\mu = \frac{X_m}{X_y}$$

Si on veut déterminer la réponse sismique de l'oscillateur pour une valeur définie de ductilité μ , il sera nécessaire d'effectuer une analyse itérative pour aboutir à cette valeur. Le procédé itératif du modèle numérique développé, permettant de conduire à cet objectif, comprend les deux phases suivantes :

Phase 1

Une première valeur pour le déplacement élastique limite X_y de l'oscillateur est prise égale à :

$$X_{y1} = \frac{X_{me}}{\mu} \quad (\text{II.47})$$

où X_{me} représente le déplacement relatif maximal du système élastique linéaire associé, soumis à la même excitation .

- Un premier calcul de la réponse de l'oscillateur basé sur X_{y1} par le procédé d'intégration pas à pas décrit précédemment, conduit à un déplacement relatif maximal X_{m1} et par suite à une ductilité

$$\mu_1 = X_{m1} / X_{y1} .$$

- Si μ_1 diffère de μ , une nouvelle valeur X_{y2} est attribuée à X_y telle que :

$$X_{y2} = \frac{X_{m1}}{\mu} \quad (\text{II.48})$$

- Le calcul est répété avec X_{y2} et conduit ainsi à un déplacement X_{m2} et une ductilité $\mu_2 = X_{m2} / X_{y2}$.

- Le calcul est poursuivi de façon qu'à une étape quelconque i , le déplacement X_y de l'oscillateur soit pris égal à :

$$X_{yi} = \frac{X_{mi-1}}{\mu} \quad (\text{II.49})$$

- D'autre part, à la fin de chaque étape i , si μ_i diffère de μ , on note la valeur du produit :

$$P_i = (\mu_i - \mu)(\mu_{i-1} - \mu) ; \quad (\text{II.50})$$

une valeur négative de ce produit signifie que la ductilité μ est encadrée par les ductilités μ_{i-1} et μ_i , obtenues pour les déplacements X_{yi-1} et X_{yi} et permet d'améliorer sensiblement la convergence de la méthode au moyen de la technique décrite en phase 2 .

Phase 2

Cette deuxième phase d'itération est réalisée par dichotomie ; le calcul de la réponse dynamique est effectué à l'étape $(i + 1)$ en considérant un déplacement élastique limite donné par la moyenne arithmétique des déplacements X_{yi-1} et X_{yi} :

$$X_{yi+1} = \frac{X_{yi-1} + X_{yi}}{2} \quad (\text{II.51})$$

On calcule la ductilité associé μ_{1+1} . Si μ_{1+1} est égale à μ pour un seuil de précision numérique fixé, la valeur du déplacement spectral est prise égale à $X_{y_{1+1}}$. Sinon on calcule le produit P_{1+1} en utilisant la relation (II.50) ; le signe de ce produit permettra d'identifier le nouvel intervalle contenant la valeur de ductilité μ . Cet intervalle est alors divisé en deux parties égales et le processus itératif est poursuivi de manière similaire jusqu'à l'étape n pour laquelle la valeur de la ductilité μ_n correspondant au déplacement X_{y_n} est pratiquement égale à la ductilité μ telle que :

$$\left| \frac{\mu - \mu_n}{\mu} \right| \leq 10^{-r} \quad (\text{II.52})$$

où r est le nombre de chiffres significatifs après la virgule. La valeur du déplacement spectral cherchée est alors prise égale à X_{y_n} .

II.2.5 - Programmation informatique

Le procédé numérique développé, présenté au paragraphe II.2.4.2, a été programmé sur ordinateur et a permis la détermination des spectres de réponse inélastiques (pour les systèmes E.P.P et bilinéaire). Les spectres de réponse élastiques peuvent être avec le même procédé en fixant à 1 la valeur de la ductilité du système ; ceux-ci peuvent être déterminés aussi par un calcul élastique direct comme présenté au premier organigramme (relatif au calcul de la réponse dynamique du système élastique).

L'organigramme général de détermination de spectre de réponse inélastique caractérisé par une ductilité fixée μ , est présenté à la page suivante .

II.2.6 - Etablissement de spectres de réponse inélastiques à partir des spectres élastiques

II.2.6.1- Introduction

Comme souligné précédemment, tout spectre élasto-plastique est conçu pour une valeur particulière de ductilité μ . Par conséquent, la détermination d'un spectre de réponse élasto-plastique nécessite

de passer par un calcul itératif pour chaque période propre T. Il en résulte en élasto-plasticité un volume de calcul beaucoup plus important que pour la détermination d'un spectre élastique.

Par ailleurs, on dispose souvent de spectres de réponse élastiques ayant une portée statistique résultant du lissage de plusieurs spectres correspondant à divers séismes d'une ou de plusieurs régions données. Ainsi, les spectres de calcul disponibles tels qu'ils sont proposés dans les codes parasismiques apparaissent le plus souvent sous des configurations simples, par exemple composés de segments rectilignes.

La disponibilité de spectres élastiques ainsi présentés d'une part, et l'obligation d'effectuer des calculs importants pour la détermination des spectres élasto-plastiques d'autre part, justifient l'idée d'une autre démarche, à savoir :

" Est-il possible d'établir des spectres de réponse élasto-plastiques à partir de spectres élastiques connus ? "

Cela suppose la possibilité d'introduire l'effet des déformations plastiques ou plus exactement l'effet de la ductilité dans les spectres de réponse élastiques à partir de règles modificatrices basées sur certains critères représentatifs de la réalité physique du comportement dynamique non-linéaire. Pratiquement il n'existe pas de relation exacte permettant de relier à ce stade de représentation, les réponses dynamiques d'une même structure en comportement élastique et élasto-plastique.

Toutefois, deux critères ont été proposés dans ce sens par certains chercheurs [1], [23] à savoir:

Critère de l'égalité des déplacements et critère de l'égalité des énergies.

II.2.6.2- Critère de l'égalité des déplacements

Ce critère considère que le déplacement maximal d'un oscillateur simple engendré par un séisme est indépendant du comportement de l'oscillateur. Autrement dit, le critère suppose que le déplacement maximal en valeur absolue de l'oscillateur est le même pour un comportement élastique et un comportement élasto-plastique de ce dernier (Fig.II.10) .

On a alors :

$$|X_{me}| = |X_{mp}| = |X_{mb}|$$

(II.53)

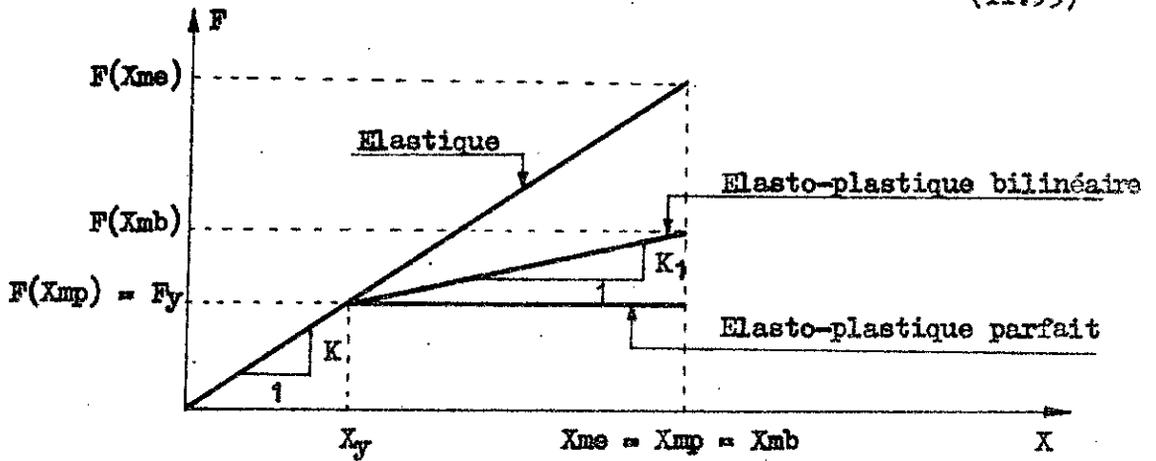


Fig. II.10 : Egalité des déplacements maximaux

En valeurs spectrales, nous avons :

$$X_{me} = S_{d_e}$$

$$X_{mp} = \mu X_y = \mu S_{d_p}$$

$$X_{mb} = \mu X_y = \mu S_{d_b}$$

La relation (II.53) peut alors s'exprimer comme suit :

$$S_{d_e} = \mu S_{d_p} = \mu S_{d_b} \quad (\text{II.54})$$

Soit:

$$S_{d_p} = \frac{1}{\mu} S_{d_e} \quad \frac{S_{d_p}}{S_{d_e}} = \frac{1}{\mu} \quad (\text{II.55})$$

ou bien

$$S_{d_b} = \frac{1}{\mu} S_{d_e} \quad \frac{S_{d_b}}{S_{d_e}} = \frac{1}{\mu} \quad (\text{II.56})$$

Par ailleurs, on sait que :

$$S_{a_e} = \omega^2 S_{d_e}$$

$$S_{a_p} = \omega^2 S_{d_p}$$

$$S_{a_b} = \omega^2 S_{d_b}$$

Comme ω est la pulsation propre élastique du système ($\omega^2 = \frac{K}{m}$), elle est donc indépendante du comportement de ce dernier. Autrement dit, elle a la même valeur que le système soit élastique, élasto-plastique parfait ou élasto-plastique bilinéaire.

Ceci nous permet alors d'écrire les relations suivantes :

$$\frac{S_{a_p}}{S_{a_e}} = \frac{S_{d_p}}{S_{d_e}} \quad (\text{II.57})$$

$$\frac{S_{a_b}}{S_{a_e}} = \frac{S_{d_b}}{S_{d_e}} \quad (\text{II.58})$$

En combinant la relation (II.55) à la (II.57) et la relation (II.56) à la (II.58), on a :

$$\frac{S_{a_p}}{S_{a_e}} = \frac{1}{\mu} \quad (\text{II.59})$$

$$\frac{S_{a_b}}{S_{a_e}} = \frac{1}{\mu} \quad (\text{II.60})$$

Ceci veut dire que l'accélération spectrale (ou le déplacement spectral) d'un oscillateur élasto-plastique de facteur de ductilité μ est μ fois plus petite que celle de l'oscillateur élastique correspondant. Par conséquent, les spectres des oscillateurs élasto-plastiques de facteur de ductilité μ et pour lesquels le critère d'égalité des déplacements est valable, seront directement obtenus en divisant les valeurs spectrales des oscillateurs élastiques correspondants par le coefficient μ .

II.2.6.3- Critère de l'égalité des énergies

Ce critère suppose que l'énergie maximale de déformation emmagasinée dans un oscillateur simple sous l'effet d'un séisme quelconque a la même valeur, quel que soit le comportement de l'oscillateur. En d'autres termes, le critère considère que l'énergie maximale absorbée par l'oscillateur, correspondant au déplacement maximal atteint par celui-ci, est la même pour un comportement élastique et élasto-plastique de l'oscillateur.

Ce critère est illustré schématiquement sur la figure II.11 pour les comportements élastiques, élasto-plastique parfait et élasto-plastique bilinéaire de l'oscillateur.

soient:

E_e = Energie maximale absorbée par l'oscillateur en comportement élastique ;

E_p = Energie maximale absorbée par l'oscillateur en comportement élasto-plastique parfait ;

E_b = Energie maximale absorbée par l'oscillateur en comportement élasto-plastique bilinéaire.

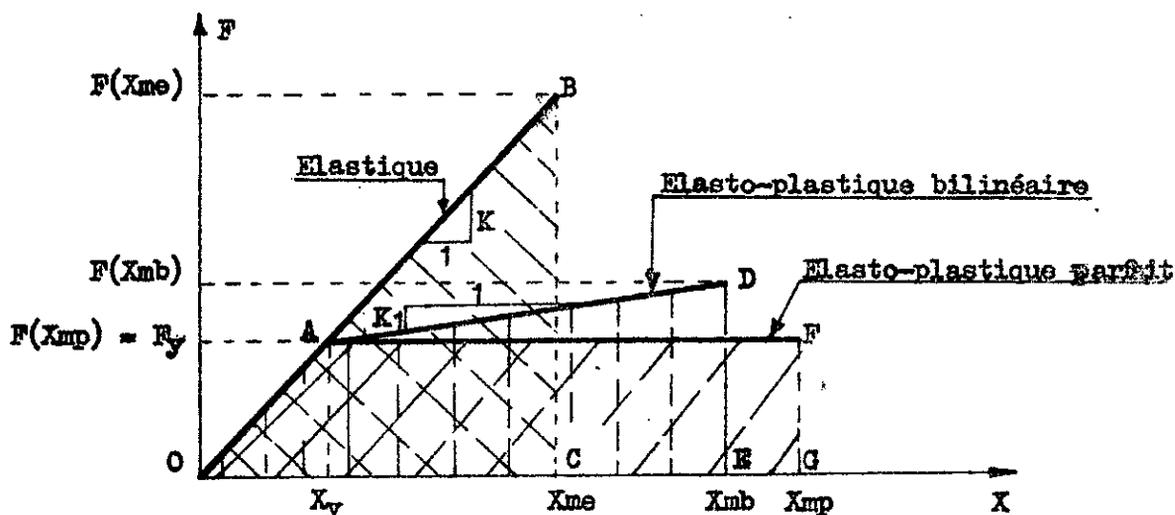


Fig. II.11 : Egalité des énergies

Les énergies E_e , E_p et E_b sont données respectivement par les aires des surfaces OBC, OAFG et OADE (fig. II.11) :

$$E_e = \text{Aire (OBC)}$$

$$E_p = \text{Aire (OAFG)}$$

$$E_b = \text{Aire (OADE)}$$

Selon le critère, on a :

$$E_e = E_p = E_b \quad (\text{II.61})$$

soit :

$$\text{Aire (OBC)} = \text{Aire (OAFG)} = \text{Aire (OADE)} \quad (\text{II.62})$$

La figure II.11 donne :

$$\cdot \text{Aire (OBC)} = \frac{1}{2} \cdot F (X_{me}) \cdot X_{me} = \frac{1}{2} \cdot K \cdot X_{me}^2$$

$$\cdot \text{Aire (OAFG)} = \frac{1}{2} F_y \cdot X_y + F_y \cdot (X_{mp} - X_y)$$

$$= \frac{1}{2} F_y \cdot X_y \cdot \left(2 \frac{X_{mp}}{X_y} - 1 \right)$$

$$= \frac{1}{2} K \cdot X_y^2 \cdot (2 \mu - 1)$$

$$\cdot \text{Aire (OADE)} = \frac{1}{2} F_y \cdot X_y + \frac{1}{2} \left[\{ F(X_{mb}) + F_y \} \cdot (X_{mb} - X_y) \right]$$

En remplaçant $F(X_{mb})$ par son expression (relation II.38) et sachant que $\frac{X_{mb}}{X_y} = \mu$ et $\frac{K1}{K} = \gamma$, après regroupement des termes de la relation précédente, celle-ci s'écrit sous la forme :

$$\text{Aire (OADE)} = \frac{1}{2} K \cdot X_y^2 \cdot \left[2 \mu - 1 + \gamma (\mu - 1)^2 \right]$$

En valeurs spectrales, les aires des surfaces ci-dessus s'écrivent :

$$\text{. Aire (OBC)} = \frac{1}{2} K \cdot S_{d_e}^2$$

$$\text{. Aire (OAFG)} = \frac{1}{2} K \cdot S_{d_p}^2 \cdot (2\mu - 1)$$

$$\text{. Aire (OADE)} = \frac{1}{2} K \cdot S_{d_b}^2 \cdot [2\mu - 1 + \gamma(\mu - 1)^2]$$

La relation (II.62) conduit alors à l'équation suivante :

$$\frac{1}{2} K \cdot S_{d_e}^2 = \frac{1}{2} K \cdot S_{d_p}^2 \cdot (2\mu - 1) = \frac{1}{2} K \cdot S_{d_b}^2 \cdot [2\mu - 1 + \gamma(\mu - 1)^2] \quad (\text{II.63})$$

Soit :

$$\left(\frac{S_{d_p}}{S_{d_e}} \right)^2 = \frac{1}{2\mu - 1}$$

$$\left(\frac{S_{d_b}}{S_{d_e}} \right)^2 = \frac{1}{2\mu - 1 + \gamma(\mu - 1)^2}$$

ou bien :

$$\frac{S_{d_p}}{S_{d_e}} = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (\text{II.64})$$

$$\frac{S_{d_b}}{S_{d_e}} = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1 + \gamma(\mu - 1)^2}} \quad (\text{II.65})$$

Aussi, compte tenu des relations (II.57) et (II.58), on a :

$$\frac{S_{a_p}}{S_{a_e}} = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (\text{II.66})$$

$$\frac{S_{a_p}}{S_{a_e}} = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1 + \gamma(\mu - 1)^2}} \quad (\text{II.67})$$

Cela signifie que les valeurs spectrales élasto-plastiques des oscillateurs pour lesquels le critère de l'égalité des énergies serait vérifié, seront directement obtenues en divisant les valeurs spectrales élastiques correspondantes par $\sqrt{2\mu - 1}$ pour les oscillateurs élasto-plastiques parfaits et par $\sqrt{2\mu - 1 + \gamma(\mu - 1)^2}$ pour les oscillateurs élasto-plastiques bilinéaires.

II.2.6.4- Conclusion

Si l'on se base sur les deux critères précédents, l'établissement des spectres de réponse élasto-plastiques peut être obtenu directement en effectuant de simples modifications sur les spectres élastiques.

Ainsi, selon le critère de l'égalité des déplacements, le spectre élasto-plastique défini pour une ductilité μ , est obtenu en traçant une courbe d'allure similaire à celle du spectre élastique et dont les ordonnées sont évaluées en divisant celle du spectre élastique par le coefficient μ .

Pour le critère de l'égalité des énergies, la même technique peut être utilisée, sauf que les ordonnées du spectre à établir sont évaluées en divisant celle du spectre élastique par la quantité $\sqrt{2\mu-1}$ pour le comportement élasto-plastique parfait et par $\sqrt{2\mu-1+\gamma(\mu-1)^2}$ pour le comportement élasto-plastique bilinéaire.

Seulement, la question essentielle qui reste posée est de savoir si les comportements élastique et élasto-plastique des oscillateurs répondent bien, en réalité, aux hypothèses de ces deux critères.

A cet effet, le chapitre suivant, consiste en l'étude du comportement sismique exact des oscillateurs simples, élastiques et élasto-plastiques, par le moyen du calcul sur ordinateur, et en la vérification par la même occasion, la validité des critères précédents sur une large bande de période propre de vibration. Les résultats numériques obtenus permettront de déduire, entre autres des conclusions relatives à l'établissement de rapports simples entre les spectres de réponse élastiques et élasto-plastiques.

CHAPITRE III

RESULTATS DE L'ANALYSE

CHAPITRE III - RESULTATS DE L'ANALYSE

III.1 - Introduction

Dans ce chapitre sont présentés et analysés les résultats découlant de l'expérimentation numérique. Cette expérimentation a porté sur une étude comparative des réponses dynamique des systèmes élastiques et inélastiques, soumis aux deux excitations sismiques AS2/80/NS et AS3/80/EW. Dans la première partie des résultats, sont analysées les histoires temporelles des réponses dynamiques des systèmes étudiés. L'analyse des spectres de réponse élastiques et inélastiques constitue l'objet de la deuxième partie. La troisième partie concerne l'analyse de la demande de ductilité imposée par l'action sismique aux structures considérées.

Dans le cadre de cette recherche, la valeur du paramètre γ pour le système inélastique bilinéaire, caractérisant le phénomène d'écroutissage, a été fixée à 5 % .

III.2 - Histoire temporelle de la réponse dynamique

III.2.1 - Réponse du système élastique

Les figures III.1 et III.2 montrent les réponses dynamiques du système élastique de période propre de vibration non-amortie, T , égale à 1 sec., soumis à l'accélérogramme AS3/80/EW. Ces réponses représentent sur chaque figure les histoires dans le temps du déplacement relatif, de la vitesse relative et de l'accélération absolue du système.

Afin d'illustrer l'effet de l'amortissement sur la réponse de ce dernier, la figure III.1 représente la réponse du système non-amorti ($\xi = 0$) et la figure III.2 celle du système amorti ayant un amortissement égal à 10 % de l'amortissement critique ($\xi = 0.1$).

On remarque (fig. III.1) que les vibrations du système non-amorti s'apparentent sensiblement à des oscillations harmoniques. Par ailleurs, bien que l'amplitude de l'excitation devienne très faible après 4 sec. (fig. I.3.b), la structure continue son mouvement avec pratiquement la même amplitude, sous forme de vibrations libres de période égale

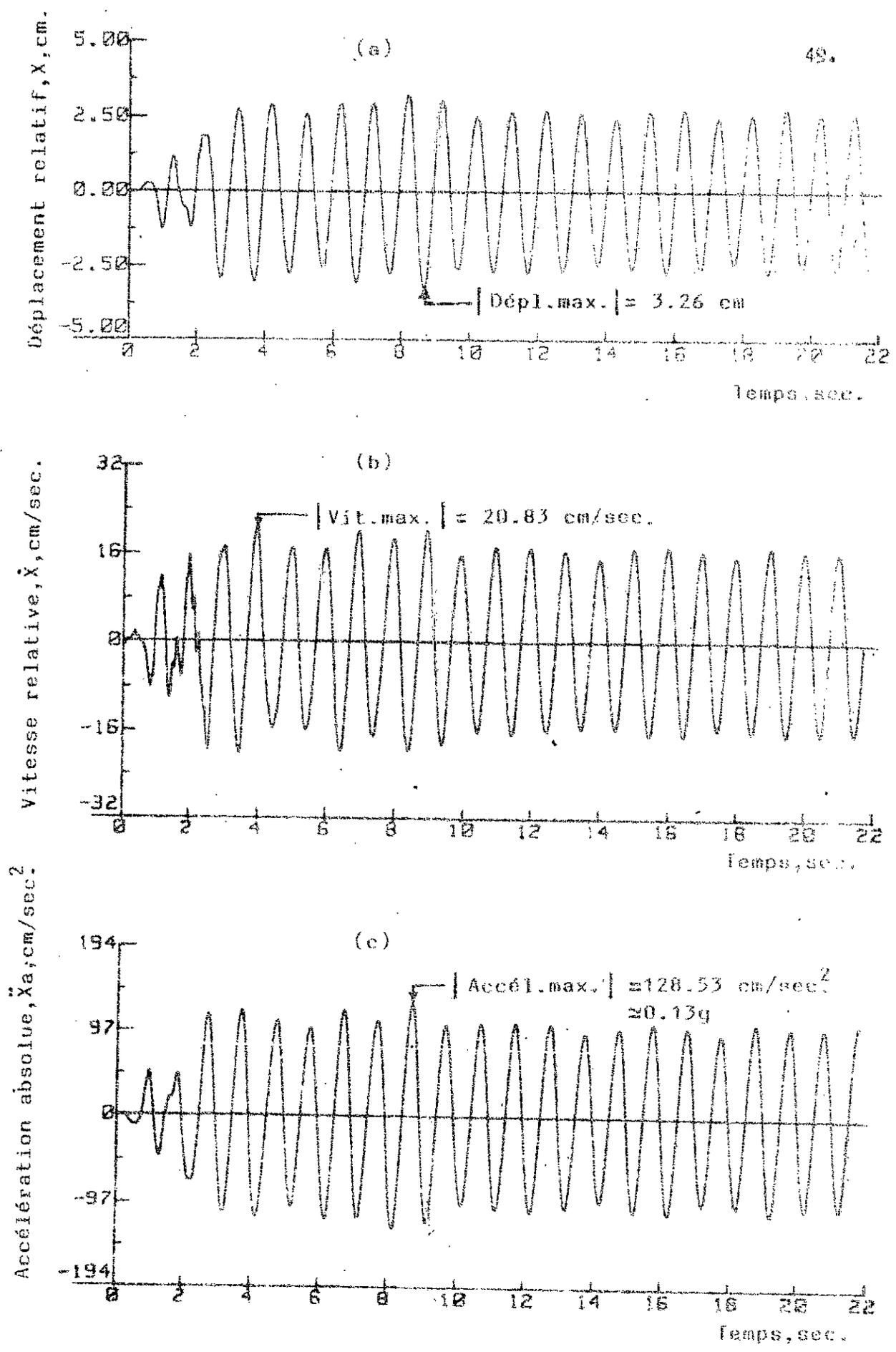


Fig. III.1: Réponse dynamique du système élastique de paramètres: $1=1$ sec. et $\zeta=0$; accélérogramme A53/80/CW.

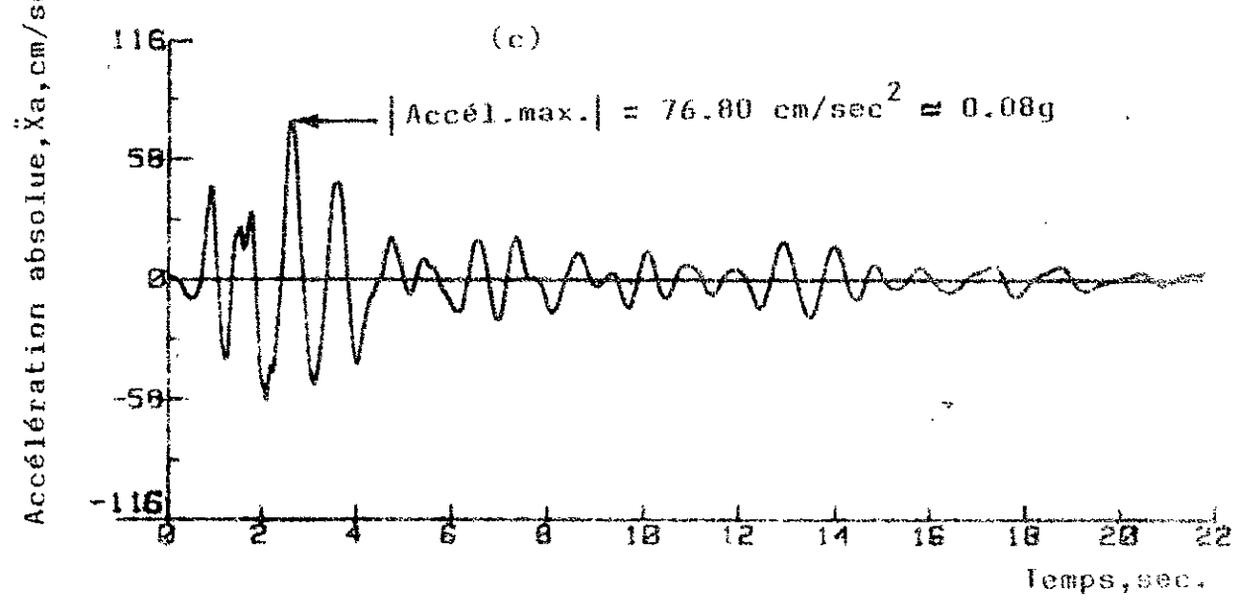
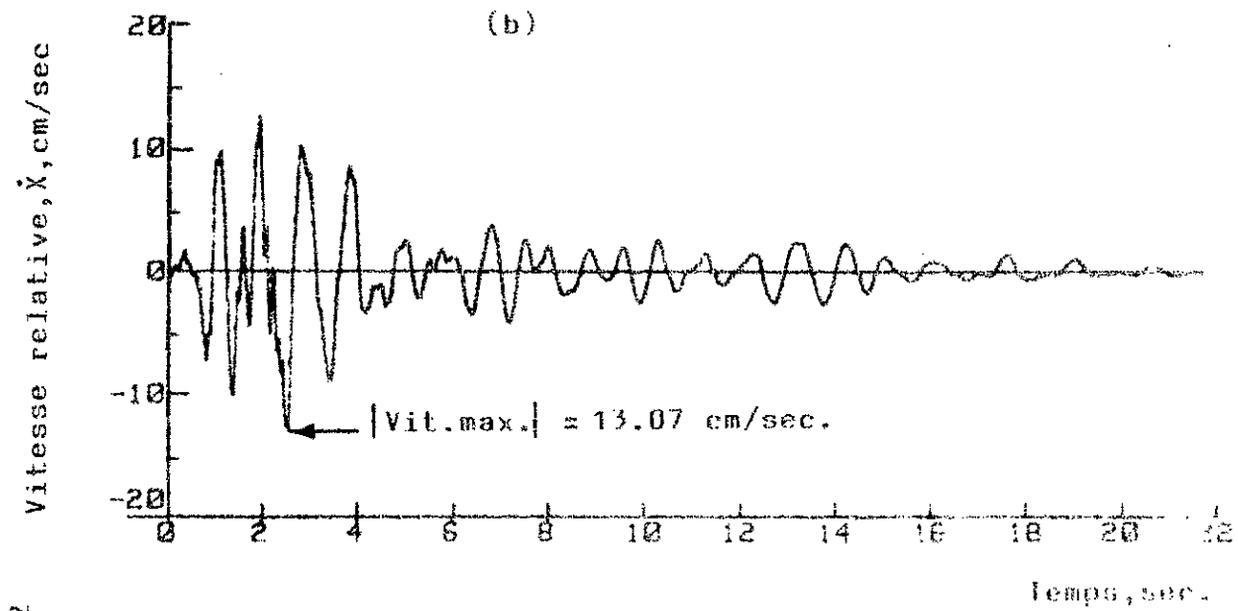
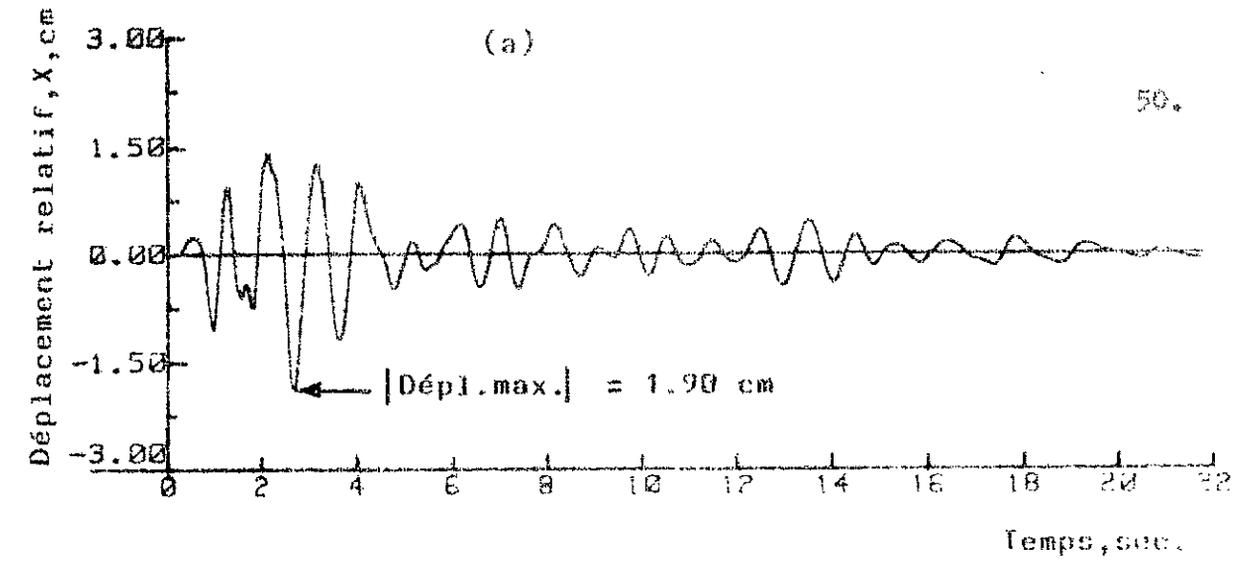


Fig. III.2: Réponse dynamique du système élastique de paramètres: $T=1\text{sec.}$ et $\xi=0.1$; accélérogramme AS3/80/EW.

sensiblement à sa période propre. Par contre, la réponse de la structure amortie (fig.III.2) est considérablement réduite après 4 sec., instant où l'excitation a donc cessé de la secouer de manière conséquente.

Les valeurs maximales de la réponse du système non-amorti sont: 3.26 cm pour le déplacement relatif, 20.83 cm/sec. pour la vitesse relative et 128.53 cm/sec^2 (ou 0.13 g) pour l'accélération absolue (fig.III.1). Ces maxima ont lieu à des instants différents de ceux correspondant aux maxima de la réponse du système amorti qui sont respectivement : 1.9 cm , 13.07 cm / sec. et 76.80 cm/sec^2 (ou 0.08 g) (fig.III.2). On constate alors que pour un amortissement de 10 % , la réponse du système élastique est sensiblement réduite. Cette réduction est, dans notre cas, pour les valeurs maximales , de 41.72 % pour le déplacement, de 37.25 % pour la vitesse et de 40.17 % pour l'accélération.

III.2.2 - Réponse du système inélastique

Les résultats obtenus, relatifs à la réponse dynamique temporelle du système inélastique, ont fait l'objet d'une analyse paramétrique du comportement dynamique d'un nombre important d'oscillateurs en faisant varier les paramètres prépondérants influençant leurs réponses. Ces paramètres comprennent la loi de comportement, la limite élastique , l'amortissement et l'accélérogramme sismique. Il est pratiquement impossible de décrire l'ensemble des exemples traités dans le cadre de cette thèse. Toutefois, dans ce qui suit, une description détaillée des résultats relatifs à un exemple est présentée, illustrant ainsi l'influence du comportement inélastique sur la réponse dynamique des structures considérées.

Les figures III.3 à III.8 montrent les réponses des systèmes inélastiques, E.P.P et bilinéaires considérés de période propre de vibrations non-amortie, T , égale à 1 sec. , soumis aux accélérogrammes AS2/80/NS et AS3/80/EW . Sur chaque figure, il est représenté à la fois la réponse du système E.P.P et celle du système bilinéaire correspondant, séparément. A titre de comparaison, la réponse du système élastique associé, de même période propre, soumis au même accélérogramme, est aussi représentée sur la même figure. Les figures III.3 , III.5 et III.7 montrent les réponses en terme déplacement relatif dans le temps.

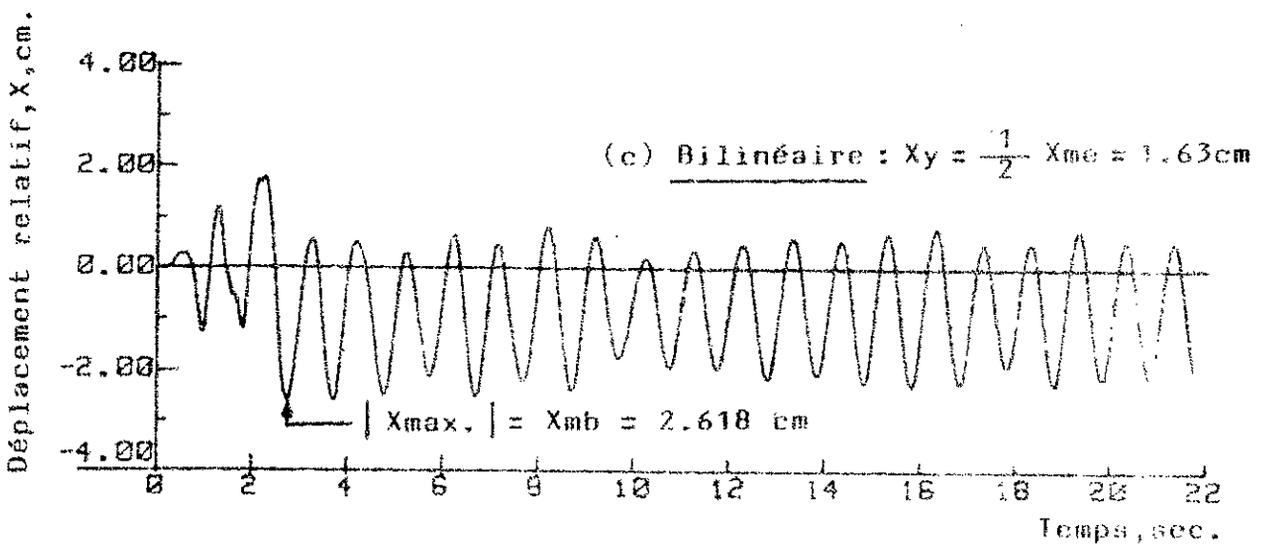
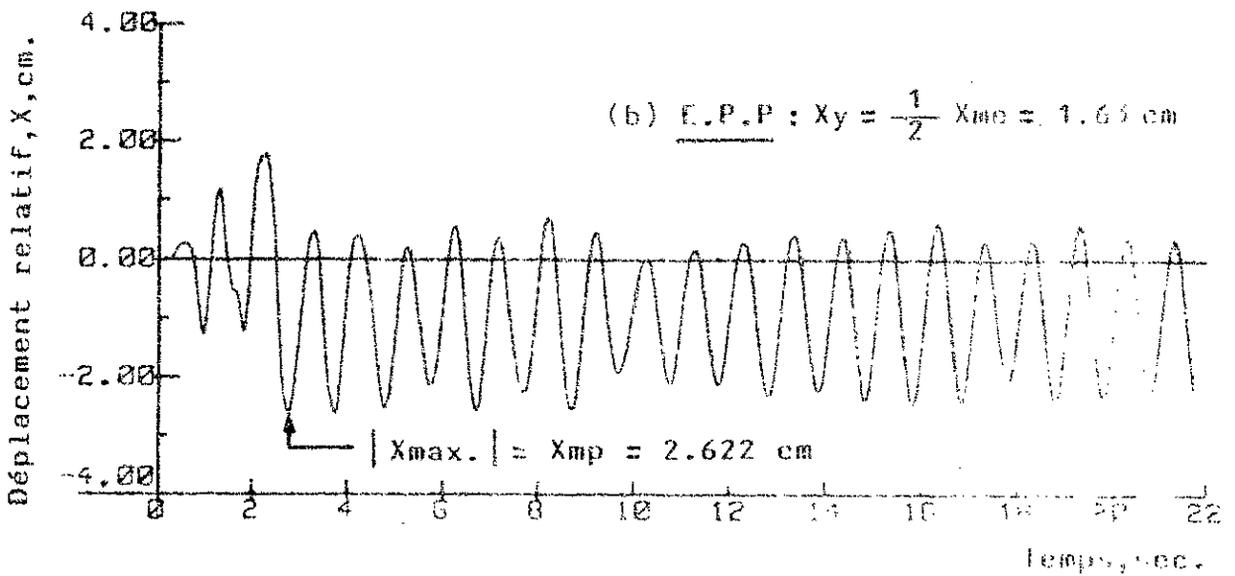
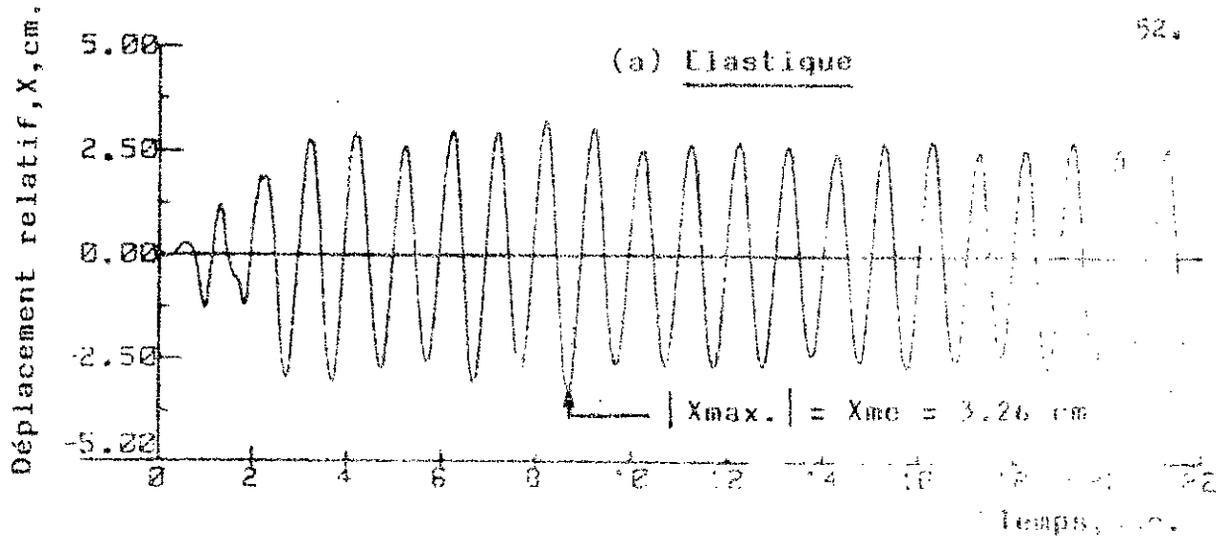


Fig. III.3: Réponse en déplacement relatif du système de paramètres: $T=1\text{sec.}$ et $\xi=0$; accélérogramme AS3/80/GW.

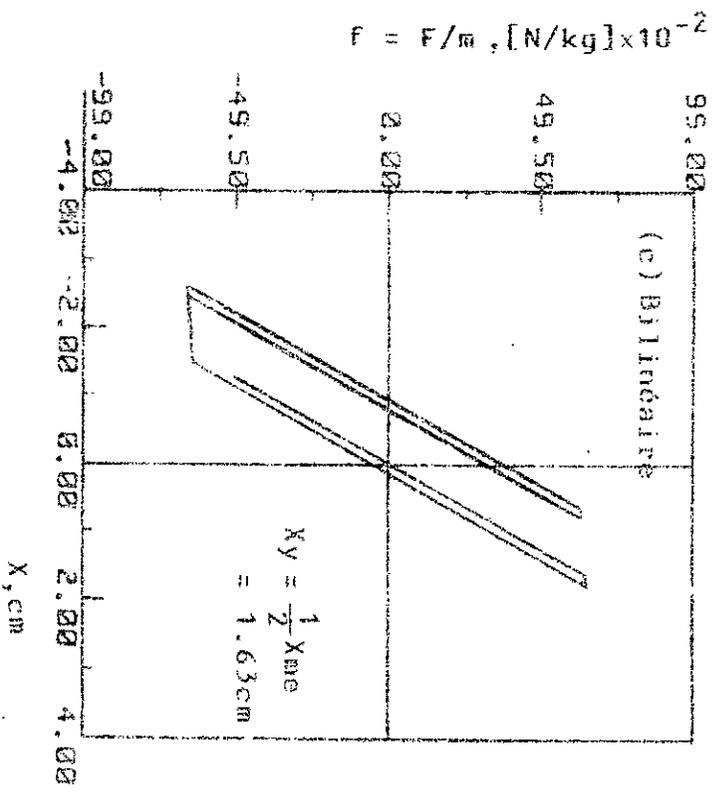
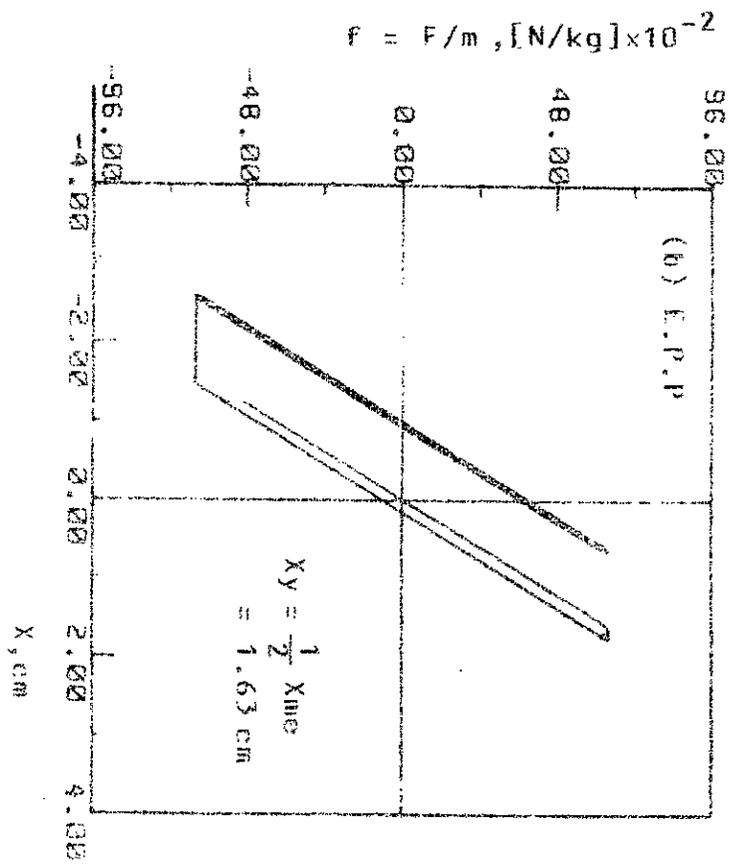
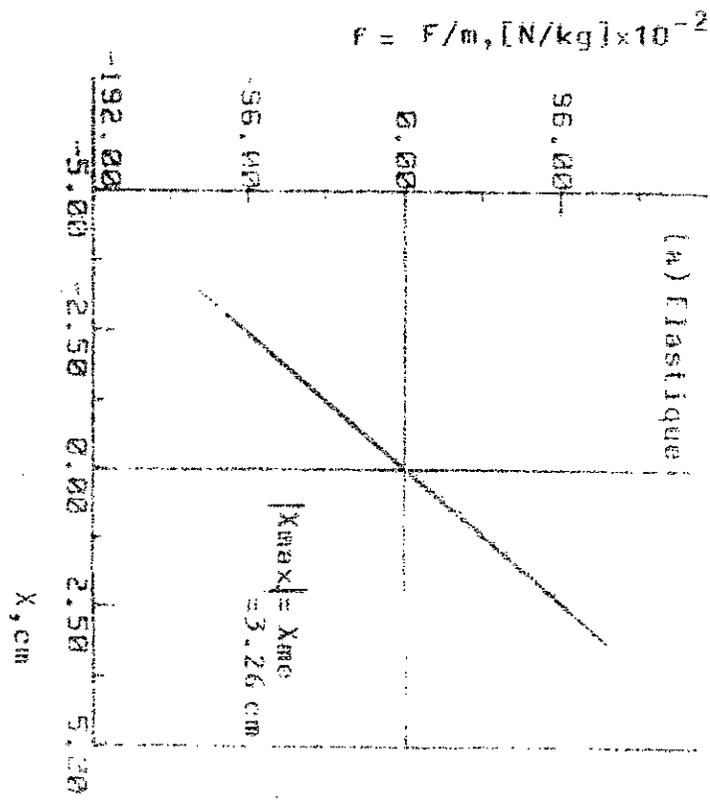


Fig. III.4: Diagrammes "Force-déplacement" du système de paramètres: $l=1 \text{ sec.}$ et $\lambda_1 = 0$; accélérogramme ASS/80/EW

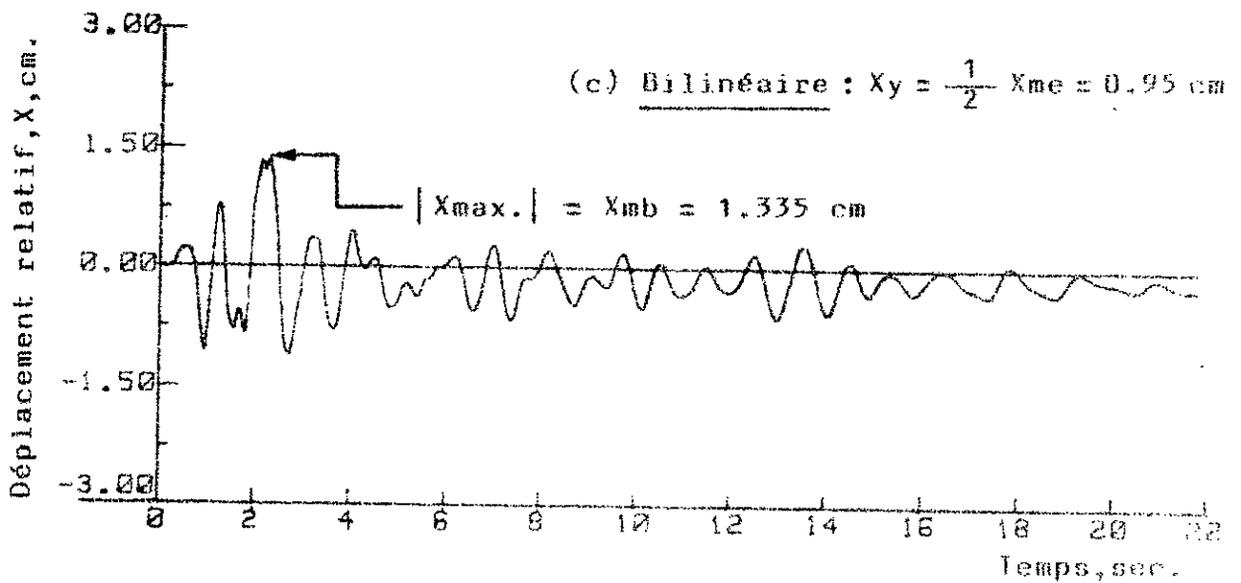
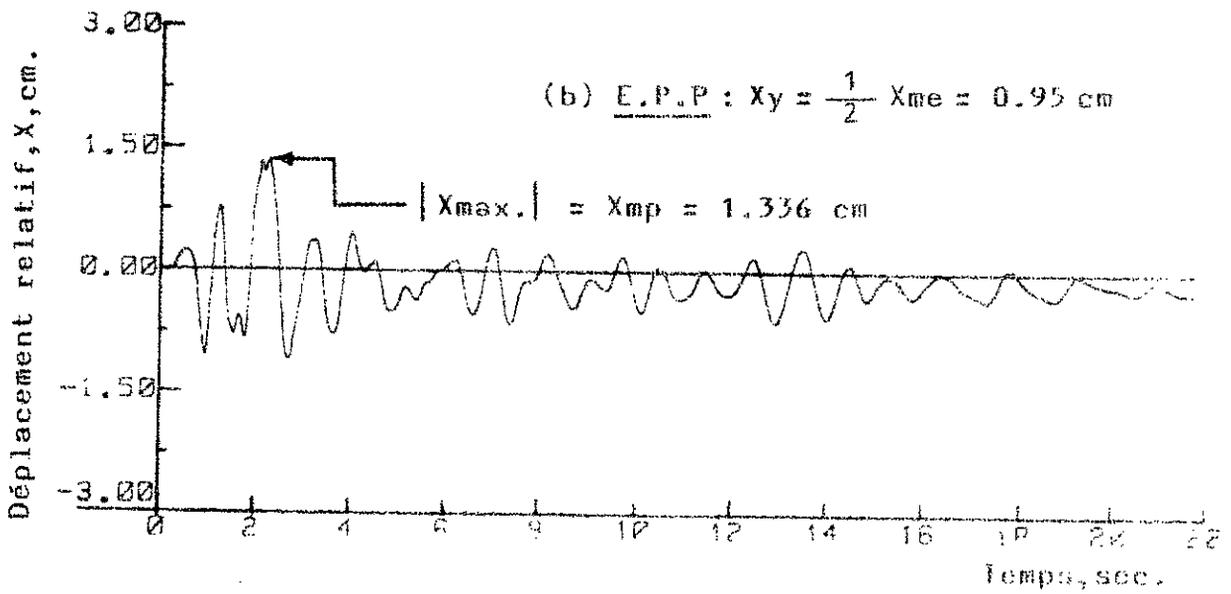
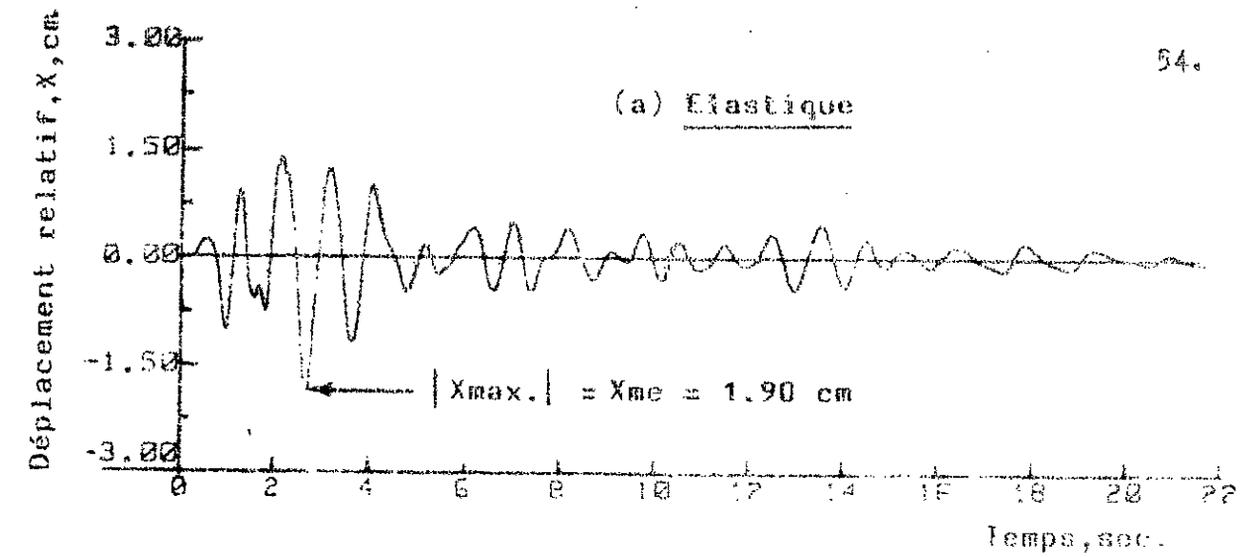


Fig. III.5: Réponse en déplacement relatif du système de paramètres: $T=1 \text{ sec.}$ et $\xi=0.1$; accélérogramme AS5/80A/W

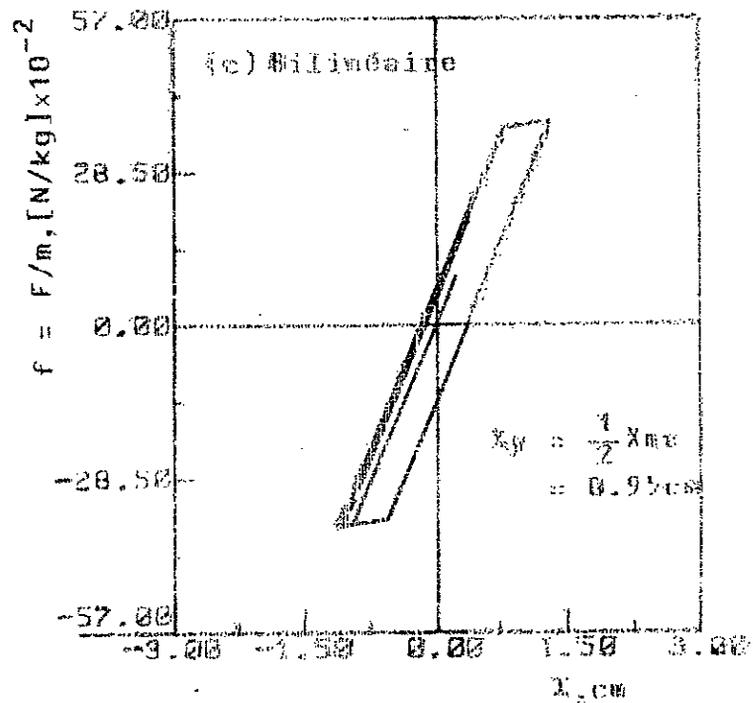
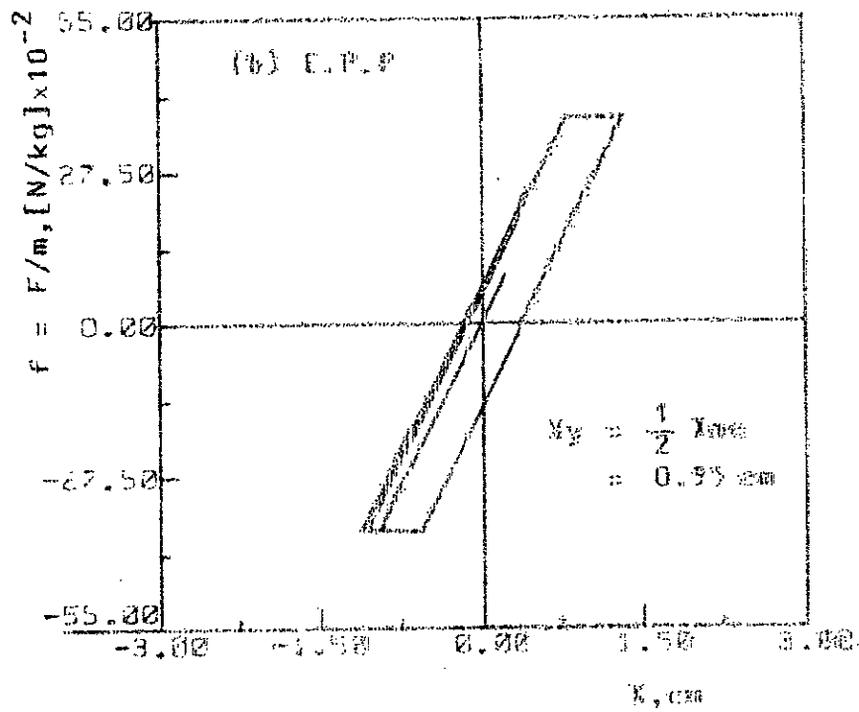
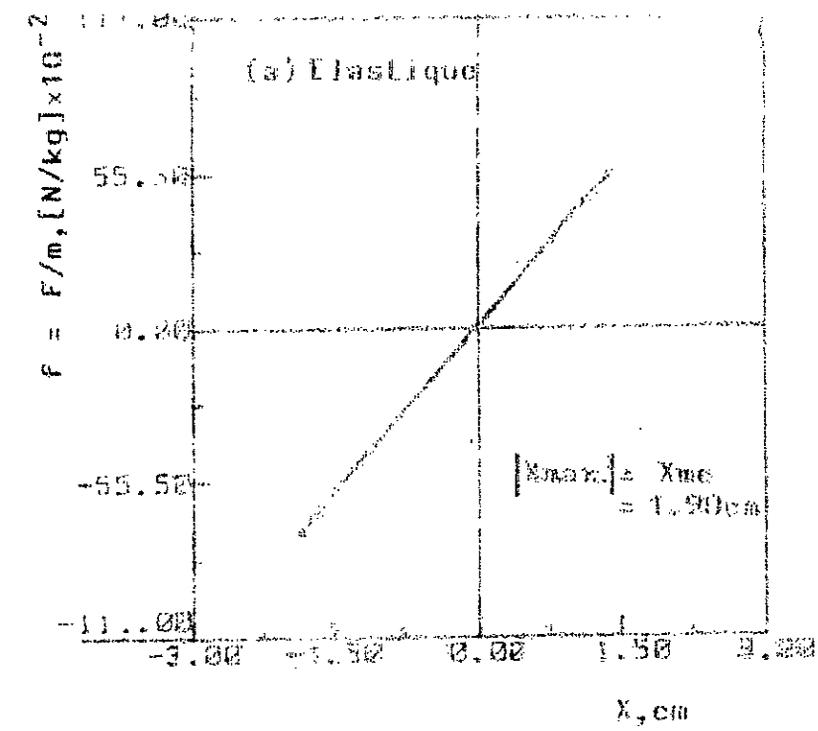
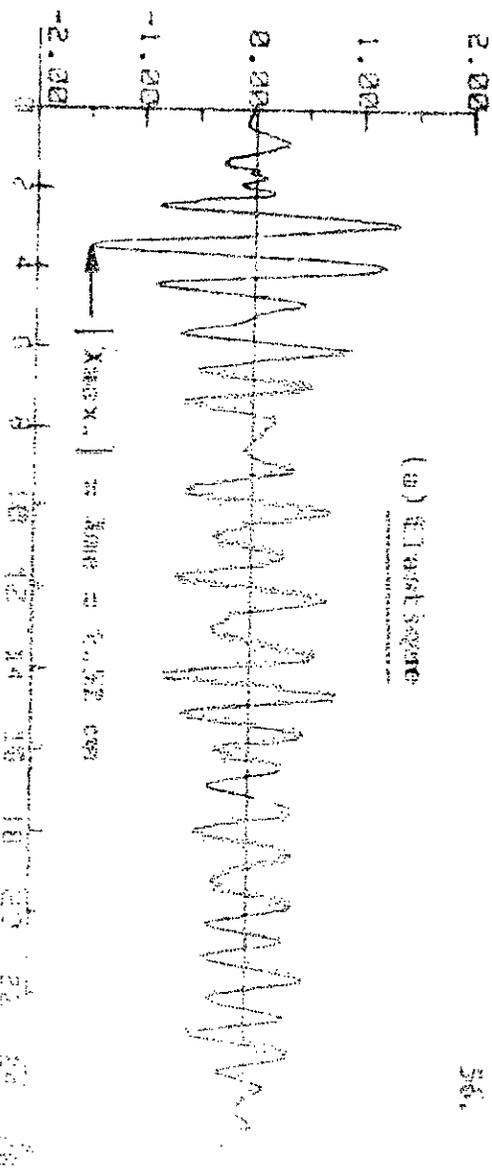
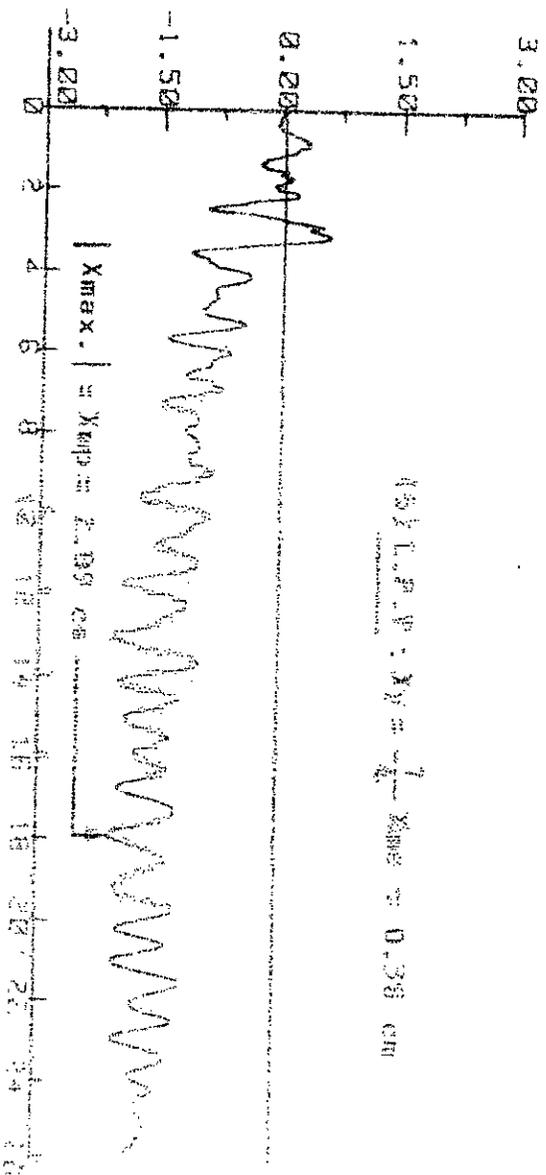


Fig. III.6: Diagrammes "Force-déplacement" du système de paramètres: $\tau = 1 \text{ sec}$, et $\omega_0 = 0.11$ accélérogramme K5780/2K.

Déplacement relatif, X, cm.



Déplacement relatif, X, cm.



Déplacement relatif, X, cm.

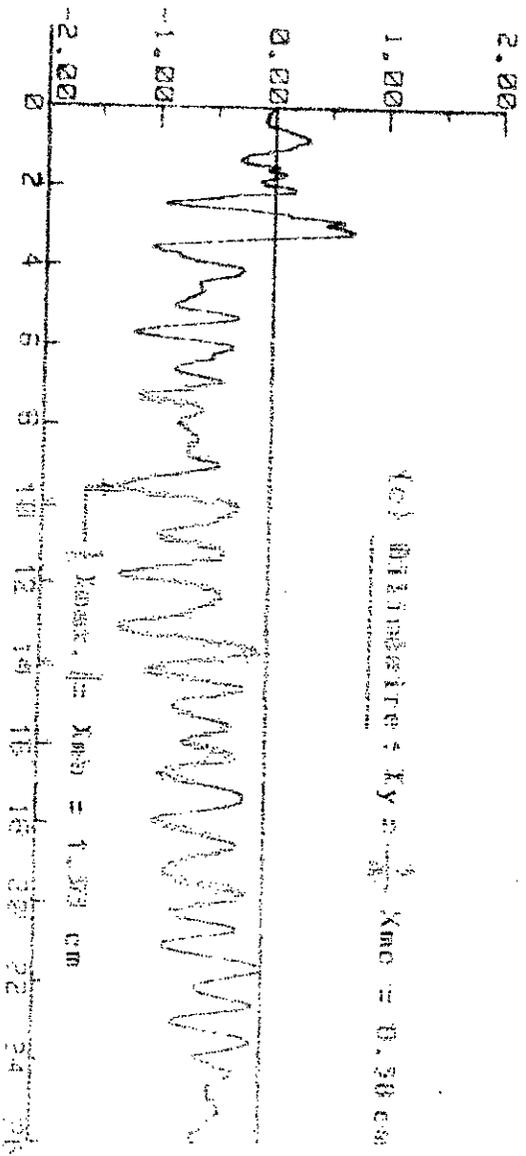


Fig. III. 7: Réponse en déplacement relatif du système de paramètres $\zeta = 1$ sec et $\tau = 0.1$ par le programme ASSZ/NOYAS.

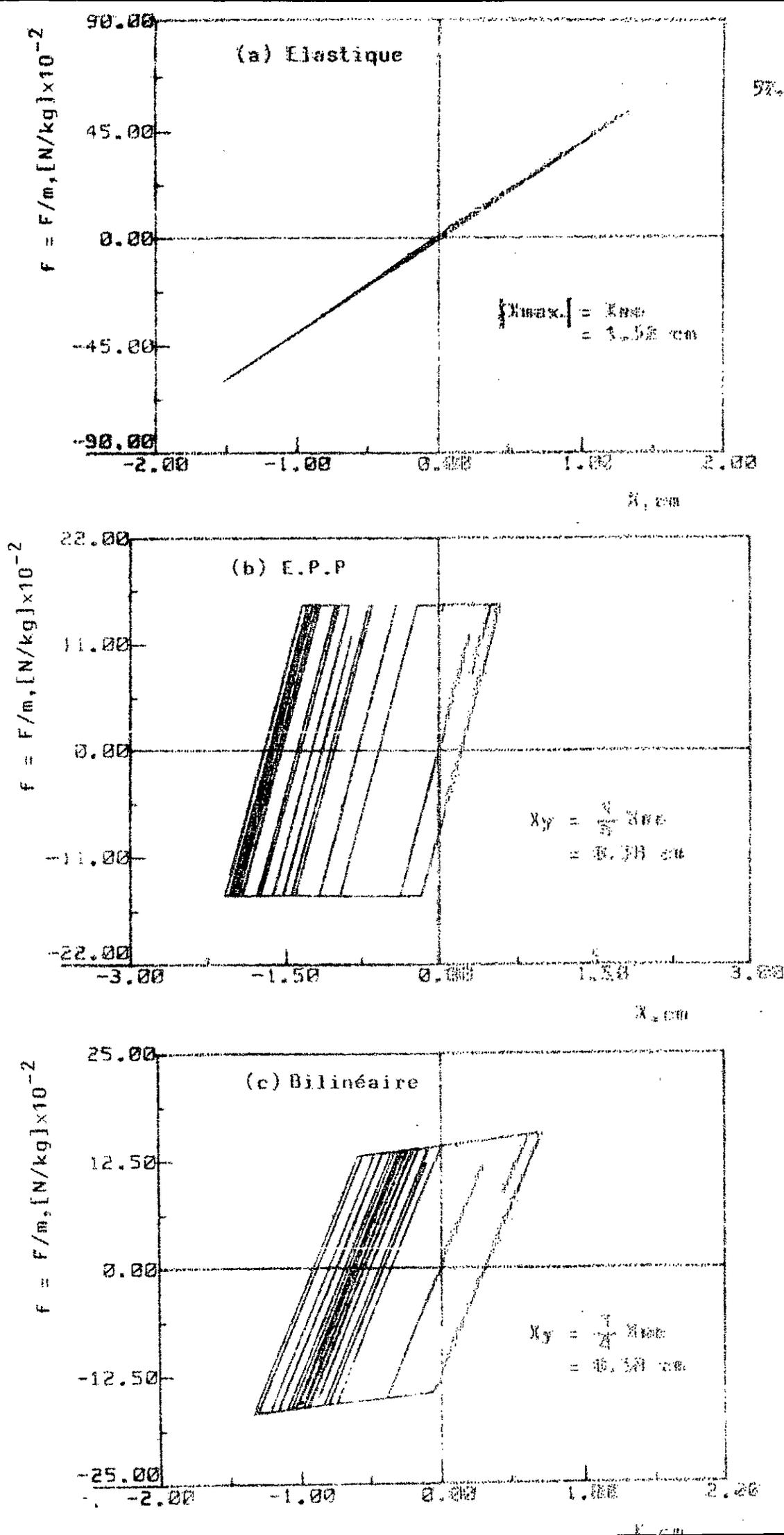


Fig. III.0: Diagrammes "force-déplacement" du système de paramètres: $T=1sec.$ et $\xi=0.14$
accélérogramme A52/80/AS

Une autre vue de la réponse de ces systèmes est présentée dans les diagrammes " force-déplacement " montrés aux figures III.4 , III.6 et III.8 qui correspondent respectivement aux trois précédentes. La réponse de chaque système est alors présentée sous deux vues: dans une première figure est montrée l'histoire dans le temps du déplacement relatif et dans une deuxième figure le diagramme " force-déplacement " résultant.

Les figures III.3 et III.4 montrent la réponse du système non-amorti, soumis à l'excitation sismique AS3/80/EW. La réponse du système amorti ayant un taux d'amortissement critique égal à 10 % , soumis au même accélérogramme, est montrée aux figures III.5 et III.6. Dans les deux cas, le déplacement élastique limite X_y pour le système inélastique (E.P.P et bilinéaire) est pris égal à la moitié du déplacement maximum X_{me} du système élastique associé.

Ces figures montrent une nette différence entre les comportements élastique et inélastique du système. Par ailleurs, on constate une similitude des comportements des deux systèmes inélastiques E.P.P et bilinéaire; ces deux systèmes présentent des allures et des valeurs maximales de réponse pratiquement identiques. Les déplacements des systèmes élastique et inélastique présentent des amplitudes maximales différentes, se produisant à des instants différents.

La première plastification a lieu pour les systèmes E.P.P et bilinéaire cités en exemple, après 2 sec. de mouvement pour le système non-amorti et juste avant 1 sec. pour le système amorti. Cette plastification est apparente sur les diagrammes " force-déplacement " correspondant (figs.III.4 et III.6).

On constate aussi que pendant toute la durée de l'excitation, le système élastique vibre autour d'une position zéro fixe, tandis que les systèmes E.P.P et bilinéaire, après avoir subi des déformations inélastiques, vibrent, chacun, autour d'une nouvelle position. Cette nouvelle position zéro est très apparente sur les diagrammes " force-déplacement " (partie gauche, foncée du diagramme, figs.III.4 et III.6, parties (b) et (c)) et correspond en fait à la déformation résiduelle, exprimée par la composante plastique du déplacement du système, à un instant donné, n'ayant pas été annulée au cours des différents cycles " chargement-déchargement " de la structure.

Les figures III.7 et III.8 montrent les réponses des systèmes élastique, E.P.P et bilinéaire ayant un taux d'amortissement critique de 10 % , soumis à l'accélérogramme AS2/80/NS. Le déplacement élastique limite est, dans ce cas, pris égal au quart du déplacement maximum du système élastique associé.

Encore une fois, les réponses présentées mettent en évidence la différence nette entre les comportements dynamiques des systèmes élastique et inélastique. Par ailleurs, hormis la différence des valeurs maximales de leurs déplacements, les systèmes E.P.P et bilinéaire présentent une similitude de comportements.

Enfin, on constate que suite aux déformations inélastiques subies, les systèmes E.P.P et bilinéaire vibrent autour de nouvelles positions zéro bien nettes. Toutefois, le système E.P.P accuse une déformation plastique résiduelle relativement plus grande, c'est la raison pour laquelle, sur le diagramme " force-déplacement " (fig.III.8.b), sa nouvelle position zéro se trouve plus éloignée, en comparaison à celle du système bilinéaire (fig.III.8.c).

On observe, par ailleurs, que la réduction de la limite élastique a pour effet d'augmenter les déformations inélastiques et par suite la dissipation hystéretique de l'énergie induite par le séisme. Cet effet est aussi mis en évidence par le niveau important des déplacements résiduels observés sur les figures III.7.b et III.7.c .

III.3 - Spectres de réponse

Bien que l'histoire temporelle de la réponse dynamique soit d'un grand intérêt dans l'analyse du comportement sismique des structures, des informations non moins significatives sur le plan pratique peuvent être déduites à partir du spectre de réponse. Celui-ci dépend, en général, de l'excitation sismique, du taux d'amortissement critique, de la loi de comportement et de la ductilité des structures étudiées. Dans ce paragraphe, sont analysés les spectres de réponse obtenus à partir des deux accélérogrammes considérés, pour les systèmes élastiques et inélastiques dont les caractéristiques numériques sont les suivantes:

III.3.1 - Caractéristiques numériques des oscillateurs

Les spectres de réponse élastiques et inélastiques ont été établis pour différentes valeurs de périodes propres de vibration, de taux d'amortissement critique et de ductilités:

a) Période propre de vibration: T

Une soixantaine de périodes propres de vibration ont été considérées, couvrant la plage de période: $0.05 \text{ sec.} \leq T \leq 5 \text{ sec.}$. La période a varié le long de cette plage selon des incréments différents; cette variation est présentée dans le tableau ci-après:

Intervalle de période (sec.)	Incrément de variation (sec.)
0.05 ————— 0.1	0.005
0.1 ————— 0.2	0.01
0.2 ————— 0.3	0.02
0.3 ————— 1.0	0.05
1.0 ————— 2.0	0.1
2.0 ————— 3.0	0.2
3.0 ————— 5.0	0.5

La plage de période ainsi considérée, englobe en réalité aussi bien les structures flexibles de longue période et rigides de période courte que celles ayant des périodes propres intermédiaires; les spectres de réponse ont été ainsi établis sur une bande de période significative pour les applications.

b) Taux d'amortissement critique : ξ

Quatre valeurs différentes de taux d'amortissement critique ont été considérées:

$$\xi = 0, \quad 0.02, \quad 0.05 \text{ et } 0.1.$$

Les valeurs choisies couvrent la gamme des amortissements qu'on attribue en pratique aux structures existantes.

c) Ductilité : μ

Les valeurs considérées pour le facteur de ductilité sont les suivantes:

$$\mu = 1, \quad 1.5, \quad 2 \text{ et } 4$$

(pour rappel, $\mu = 1$ correspond à un comportement élastique de la structure).

En résumé, il résulte de la combinaison des paramètres ξ et μ 16 spectres de réponse par accélérogramme et par loi de comportement, soit au total de 64 spectres établis dans le cadre de ce travail. Autrement dit, 3840 oscillateurs ont, chacun, fait l'objet d'une analyse basée sur le processus itératif décrit précédemment (Chap.II, §II.2.4.2).

Néanmoins, pour des raisons de clarté et de limitation d'espace, seuls seront présentés les spectres reportés sur les figures III.9 à III.14.

III.3.2 - Spectres de réponse élastiques

III.3.2.1 - Introduction

Les figures III.9 à III.14 donnent les spectres de réponse élastiques et inélastiques obtenus à partir des accélérogrammes AS2/80/NS et AS3/80/EW, pour divers taux d'amortissements. Les spectres élastiques sont représentés par les courbes définies par une ductilité $\mu = 1$. Par ailleurs, la courbe en trait discontinu, reportée sur ces figures, représente les valeurs maximales du déplacement, de la vitesse et de l'accélération du sol désignées par X_{smax} , \dot{X}_{smax} et \ddot{X}_{smax} respectivement.

III.3.2.2 - Relation entre les valeurs spectrales et les valeurs maximales du mouvement du sol

L'allure générale des spectres élastiques (figs. III.9 à III.14) montre qu'ils ont deux asymptotes, l'une pour les petites valeurs de la période T et l'autre pour les grandes; autrement dit:

-Le spectre de réponse tend vers une accélération spectrale S_a constante égale à l'accélération maximale du sol pour les structures très rigides.

-Le spectre de réponse tend vers un déplacement spectral S_d constant égal au déplacement maximal du sol pour les structures très flexibles.

III.3.2.3 - Différentes zones spectrales

L'examen des spectres élastiques permet de distinguer plusieurs zones caractéristiques. Trois zones différentes de période peuvent être relevées sur ces spectres:

1) Une zone à l'extrémité gauche des spectres, limitée à droite à la période $T \approx 0.1$ sec. pour les spectres correspondant à l'accélérogramme AS2/80/NS et à la période $T \approx 0.13$ sec. pour ceux correspondant à l'accélérogramme AS3/80/EW. Dans cette zone qui correspond aux structures très rigides, la vitesse spectrale S_v de l'oscillateur augmente de façon rapide avec la période; cette zone, pratiquement

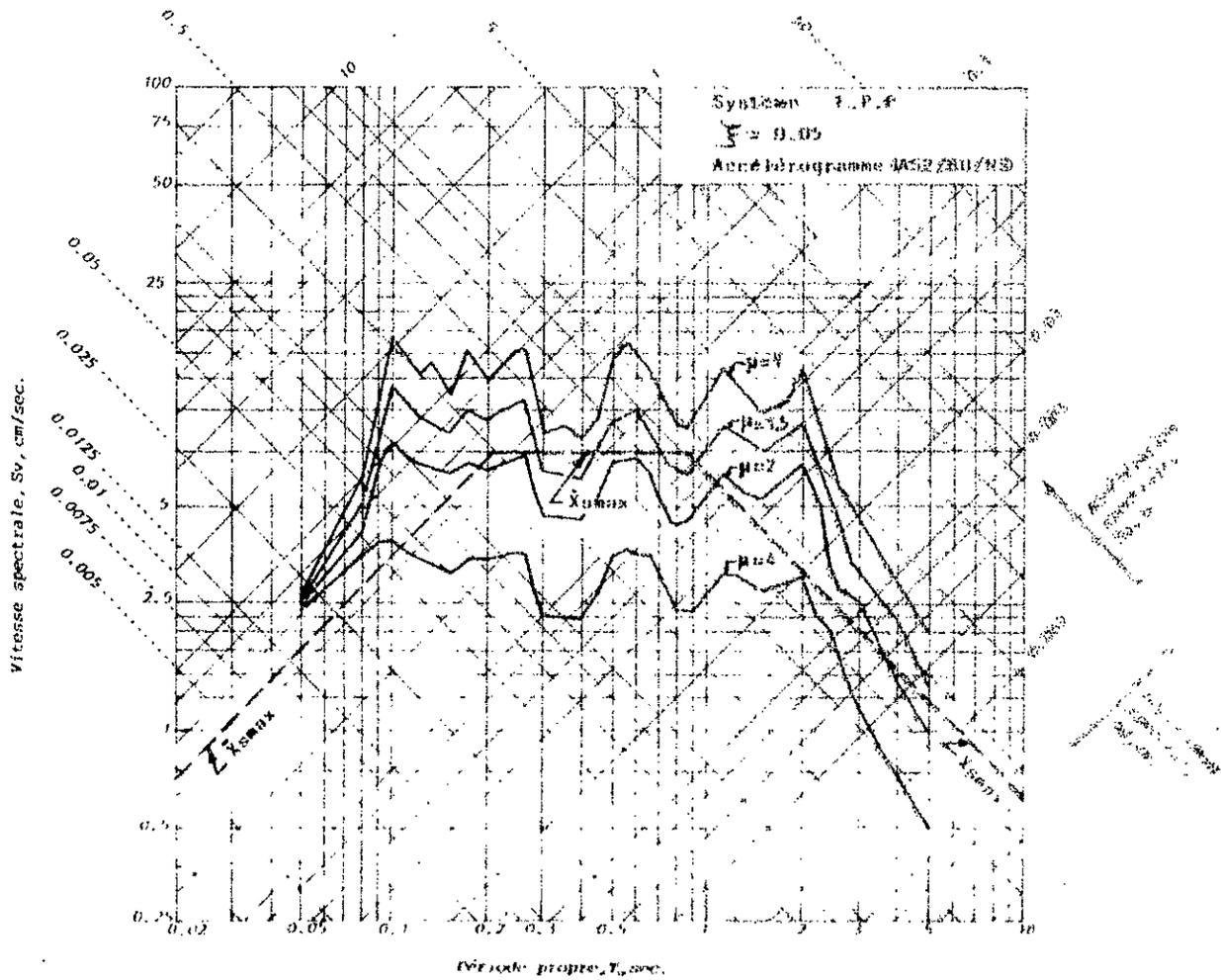


Fig.III.9 : Spectres de réponse pour les systèmes élastique et E.P.P

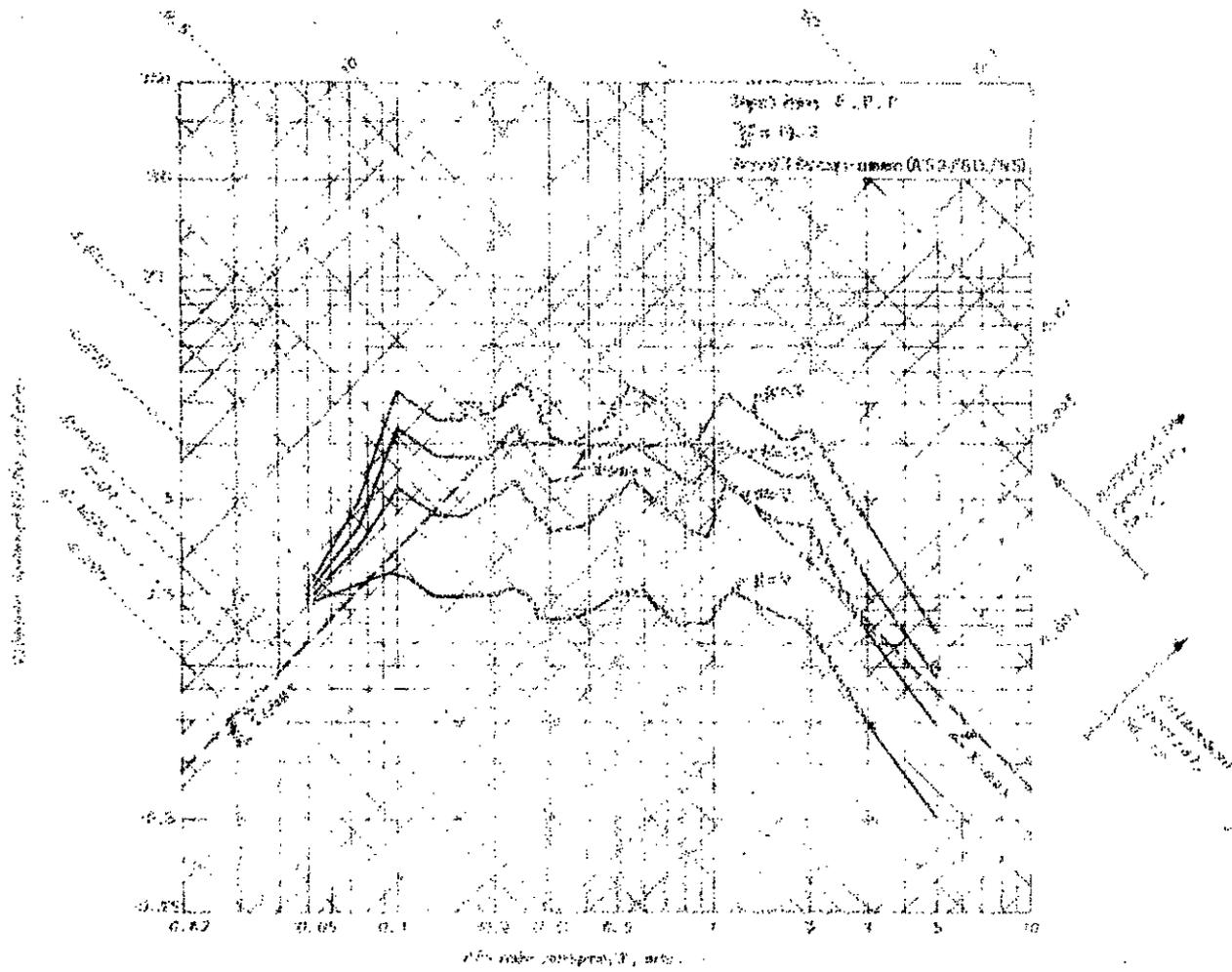


Fig. III.10 : Spectres de réponse pour les systèmes élastiques et E.P.P.

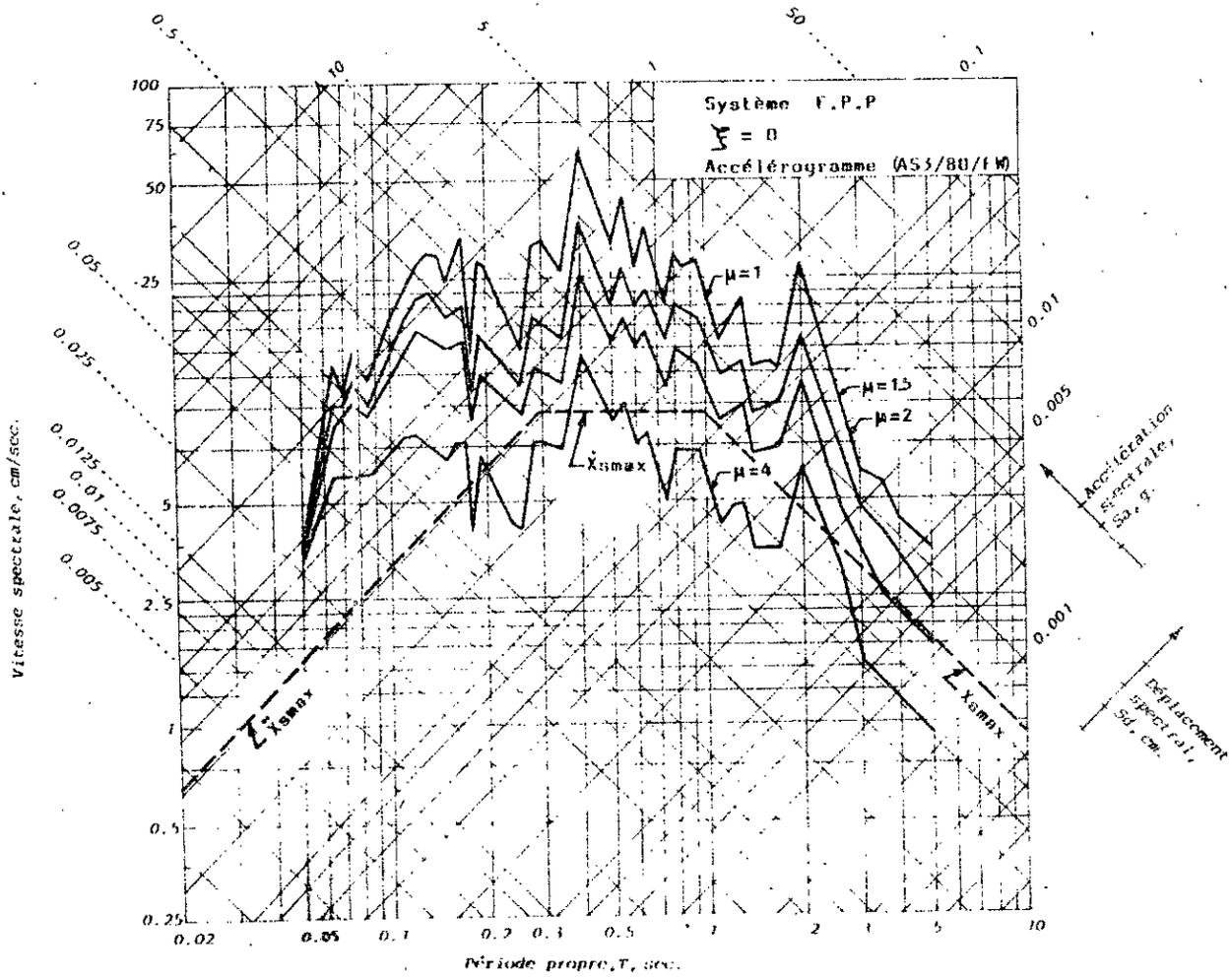


Fig.III.11 : Spectres de réponse pour les systèmes élastique et E.P.P

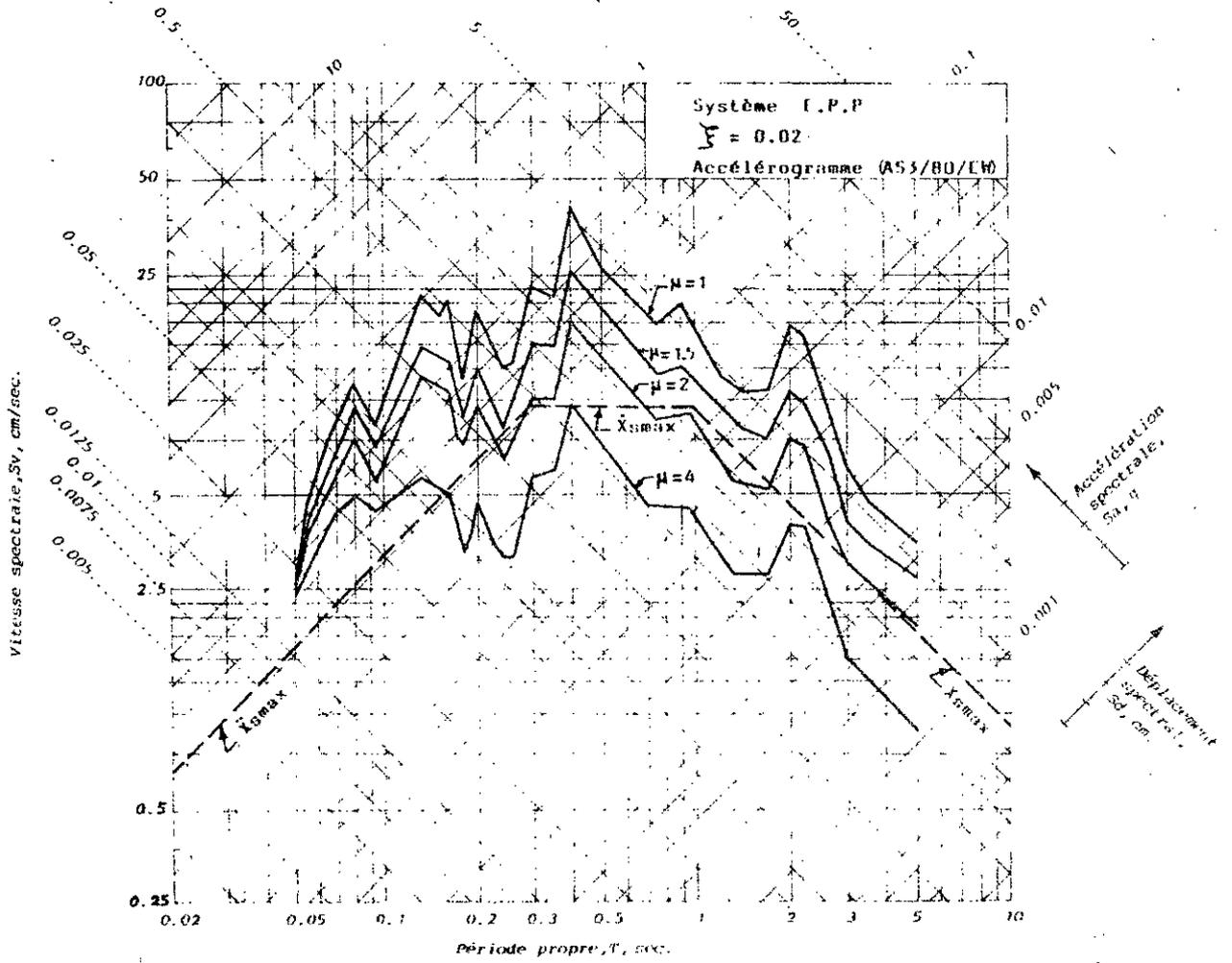


Fig.III.12 : Spectres de réponse pour les systèmes élastique et E.P.P

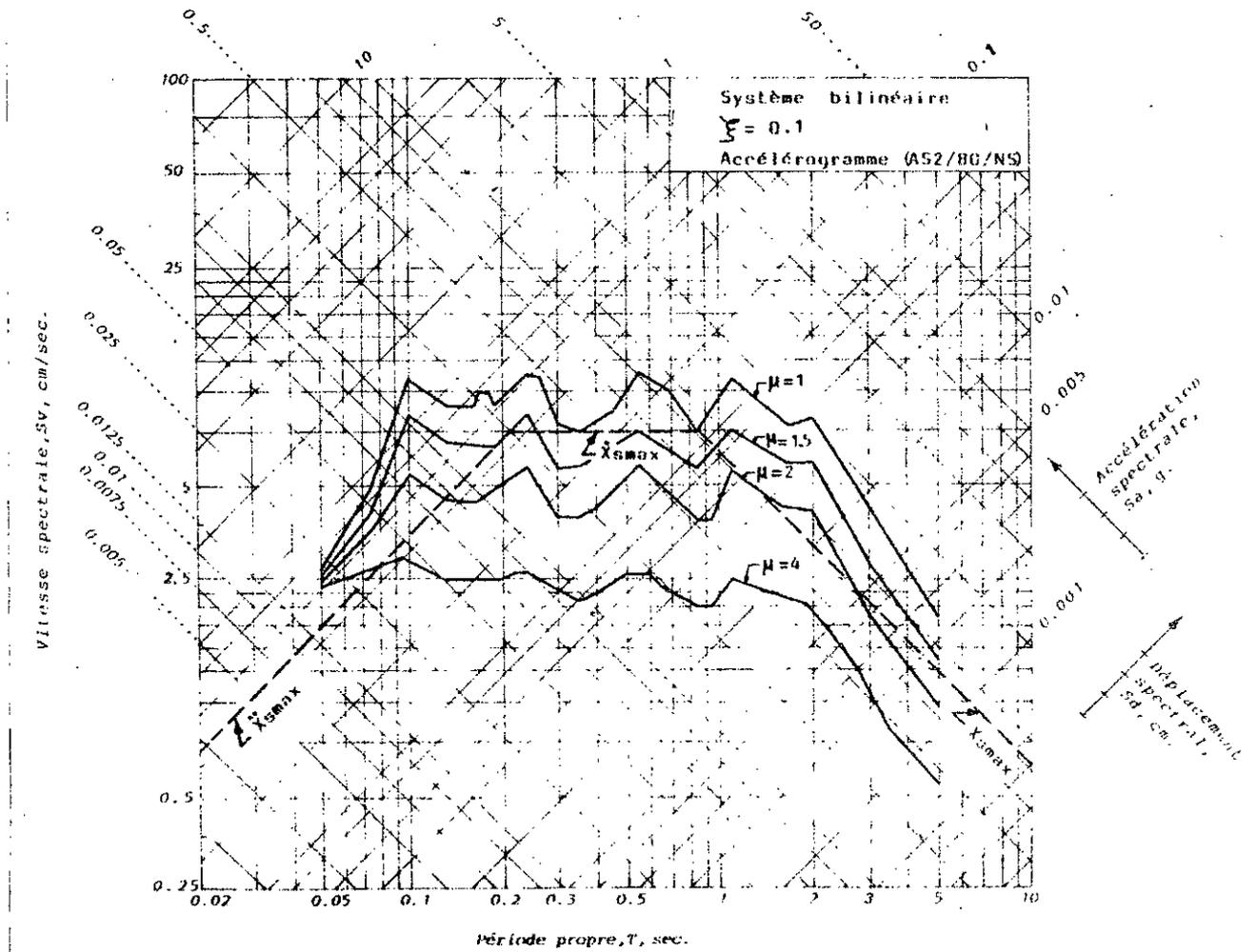


Fig. III.13 : Spectres de réponse pour les systèmes élastique et bilinéaire.

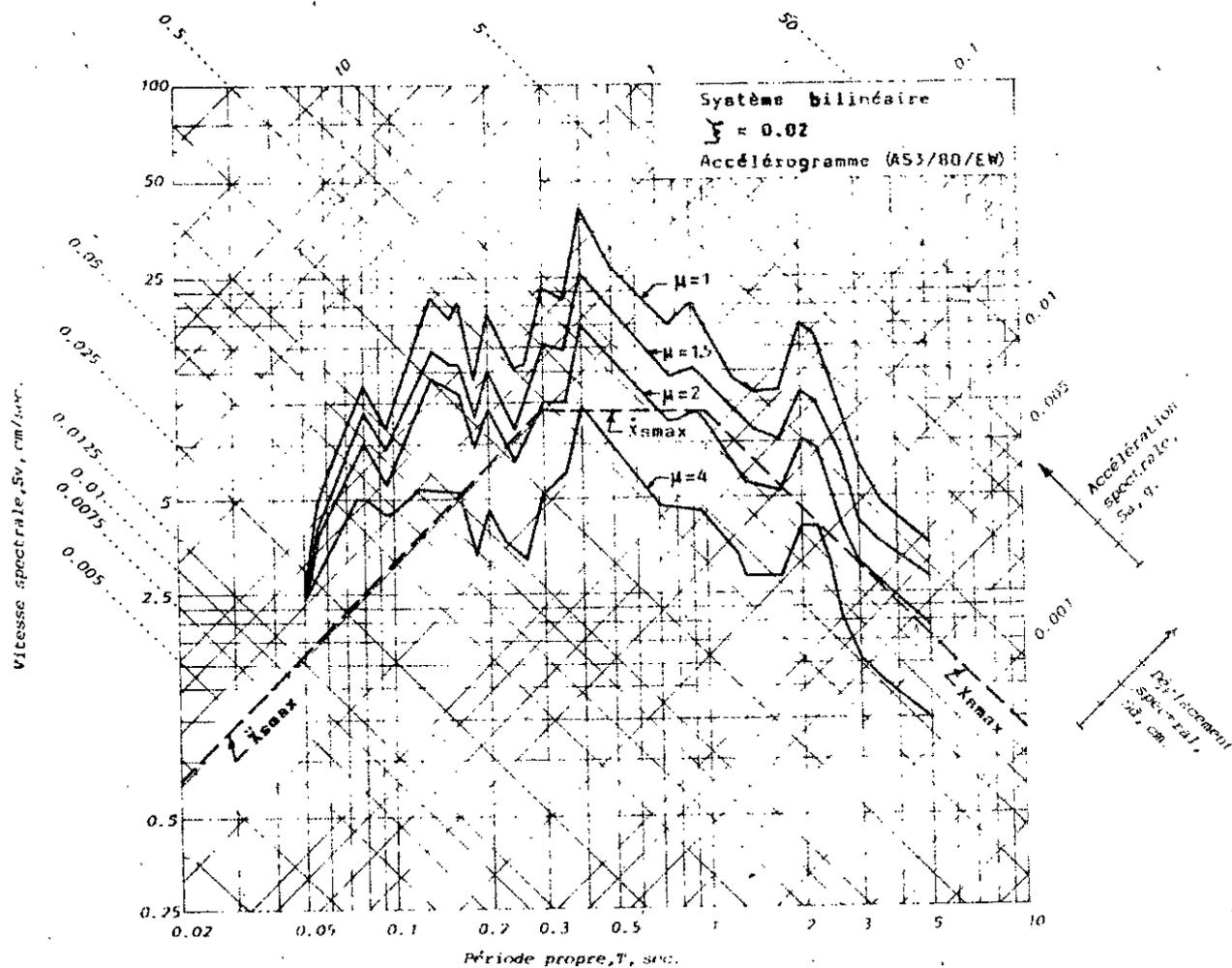


Fig.III.14 : Spectres de réponse pour les systèmes élastique et bilinéaire.

linéaire pour l'accélérogramme AS2/80/NS et présentant de légères irrégularités pour l'accélérogramme AS3/80/EW, peut être assimilée à un segment rectiligne sur les spectres de calcul. On appellera cette zone la première zone des spectres.

2) Une zone à l'autre extrémité des spectres, limitée à gauche à la période $T \approx 2$ sec. pour les deux accélérogrammes. Dans cette zone, correspondant aux structures relativement flexibles, on note une diminution très rapide de la vitesse spectrale de l'oscillateur quand la période augmente. Cette zone, constituant la troisième zone des spectres pratiquement linéaire pour les deux accélérogrammes, sera assimilée aussi à un segment de droite.

3) Une zone centrale, situées entre les périodes $T \approx 0.1$ sec. et $T \approx 2$ sec. pour l'accélérogramme AS2/80/NS et les période $T \approx 0.13$ sec. et $T \approx 2$ sec. pour l'accélérogramme AS3/80/EW, constitue la deuxième zone des spectres. Un grand nombre de structures en pratique ont des périodes qui se placent dans cette zone, si bien que celle-ci est importante pour les applications des spectres de réponse. Contrairement aux deux zones extrêmes, la zone centrale présente des allures différentes d'un séisme à l'autre. Les spectres correspondant à l'accélérogramme AS2/80/NS montrent une zone centrale caractérisée par des pics relativement réguliers, tandis que les spectres obtenus à partir de l'accélérogramme AS3/80/EW présentent un pic dominant au voisinage de la période $T = 0.4$ sec.; ce dernier est en fait lié à la fréquence dominante de l'accélérogramme correspondant à une période justement de l'ordre de 0.4 sec. . Cette zone est, en général, interprétée, dans les spectres de calcul, par un segment rectiligne horizontal correspondant à une vitesse spectrale constante .

Une étude générale des spectres de réponse connus dans la littérature montrerait que ceux-ci présentent une allure similaire à celle de nos exemples; évidemment, l'amplitude des spectres et les périodes (ou les fréquences) définissant les points d'extrémité des différentes zones reste spécifiques à chaque type de séisme.

En résumé, la forme générale des spectres de réponse idéalisés est, pour les deux accélérogrammes considérés, constituée de trois zones spectrales distinctes (dont les limites ont été décrites précédemment) et est illustrée par la figure III.15 suivante:

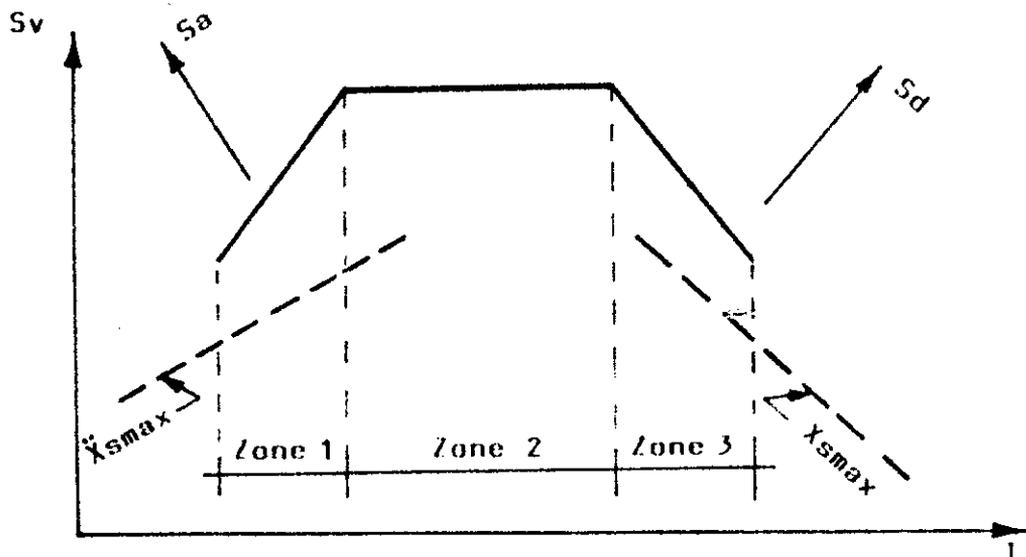


Fig.III.15: Différentes zones spectrales.

III.3.2.4- Effet de l'amortissement

On peut constater que l'effet de l'amortissement est variable selon les différentes zones de périodes des spectres. En comparant les spectres élastiques établis pour différentes valeurs de l'amortissement, pour chaque accélérogramme, on peut noter les observations suivantes:

1- Dans la zone extrême gauche (zone 1) des spectres, l'amortissement a un effet peu important pour les spectres correspondant à l'accélérogramme AS2/80/NS et relativement plus significatif pour ceux correspondant à l'accélérogramme AS3/80/EW et se traduit alors par un effet favorable sur la diminution de la réponse maximale des oscillateurs.

2- Dans la zone extrême droite (zone 3), l'effet de l'amortissement est pratiquement négligeable pour les deux accélérogrammes, en raison du fait que la réponse maximale des structures flexibles est, en général, atteinte au début du mouvement et que l'amortissement n'a pas le temps de se faire sentir [19].

3- L'efficacité de l'amortissement est observée particulièrement dans la zone centrale (zone 2) où la réponse maximale des oscillateurs diminue notablement pour un faible taux d'amortissement critique. Il est à noter que l'effet de l'amortissement est plus significatif autour des périodes (ou des fréquences) dominantes d'un spectre et que, par sa tendance à éliminer les pics, il rend presque constante la vitesse spectrale S_v et par suite l'énergie maximale absorbée par les oscillateurs, sur toute la zone centrale du spectre. C'est la raison principale qui fait qu'on modélise cette zone dans les spectres de calcul par un segment horizontal droit.

III.3.3- Spectres de réponse inélastiques

III.3.3.1 - Influence de la loi de comportement

La comparaison entre les spectres des deux systèmes inélastiques E.P.P (fig.III.10) et bilinéaire (fig.III.13) montre qu'ils sont pratiquement identique. Cette observation est corroborée par les figures III.12 et III.14 pour lesquelles des changements du taux d'amortissement et de l'excitation sismique ont été introduits par rapport au cas précédent. Cette conclusion traduit encore une fois la similitude des comportements dynamiques des systèmes E.P.P et bilinéaire.

III.3.3.2 - Effet de la ductilité

Les figures précédentes III.9 à III.14 montrent clairement l'effet significatif de la ductilité sur les spectres de réponse. Cet effet se traduit par une diminution appréciable de l'accélération spectrale pour des niveaux de ductilité croissants et par suite du coefficient sismique à prendre en compte dans le calcul de la force latérale développée par le séisme. L'ensemble des spectres obtenus confirme que les déformations inélastiques ont un effet important sur le comportement dynamique des structures érigées en zone de forte sismicité. Toutefois, il importe de noter que les déformations inélastiques produisent des effets relativement différents sur les structures selon qu'on se situe dans l'une ou l'autre des trois zones

spectrales définies précédemment.

L'effet de la ductilité peut être mis en relief en examinant le rapport de l'accélération spectrale du système élastique (S_{ae}) à celle du système inélastique (S_{ap} pour le système E.P.P et S_{ab} pour le système bilinéaire). A cet effet, les figures III.16 et III.17 présentent les variations du rapport S_{ae} / S_{ap} et la figure III.18 celles du rapport S_{ae} / S_{ab} , en fonction de la période propre de vibration T , pour différentes valeurs du taux d'amortissement et de ductilité et pour les deux accélérogrammes considérés. Les ordonnées (S_{ae} / S_{ap}) = μ d'une part, et (S_{ae} / S_{ap}) = $\sqrt{2\mu - 1}$ d'autre part correspondant respectivement aux critères d'égalité des déplacements maxima et des énergies de déformation des systèmes élastique et E.P.P. sont reportées sur les figures III.16 et III.17 (traits discontinus) en vue de permettre une vérification immédiate des domaines de validité de ces critères. De manière analogue, les ordonnées (S_{ae} / S_{ab}) = μ et (S_{ae} / S_{ab}) = $\sqrt{2\mu - 1 + \gamma(\mu - 1)^2}$ correspondant aux critères d'égalité des déplacements maxima et des énergies de déformation des systèmes élastique et bilinéaire sont reportées sur la figure III.18. L'analyse des variations des rapports S_{ae} / S_{ap} et S_{ae} / S_{ab} et des spectres inélastiques permet de noter les observations suivantes:

1- Sur les zones 2 et 3 des spectres et pour les deux accélérogrammes, les rapports S_{ae} / S_{ap} et S_{ae} / S_{ab} oscillent pratiquement autour d'une valeur constante, égale à μ ; en d'autres termes, la ductilité produit un effet significatif et en particulier constant sur ces deux zones. Cette régularité signifie la validité du critère de l'égalité des déplacements qui établit donc un rapport pratiquement de μ entre les spectres élastique et inélastique.

2- Sur la zone 1, l'effet de la ductilité dépend de la période propre de la structure pour les deux accélérogrammes. Cet effet décroît avec la diminution de la période et devient pratiquement négligeable pour les périodes approchant la valeur de 0.05 sec., valeur pour laquelle les rapports S_{ae} / S_{ap} et S_{ae} / S_{ab} sont pratiquement égaux à 1. Ceci veut dire que pour des périodes $T \leq 0.05$ sec., les spectres élastique et inélastique sont confondus; autrement dit, la ductilité n'implique pas de diminution sensible de

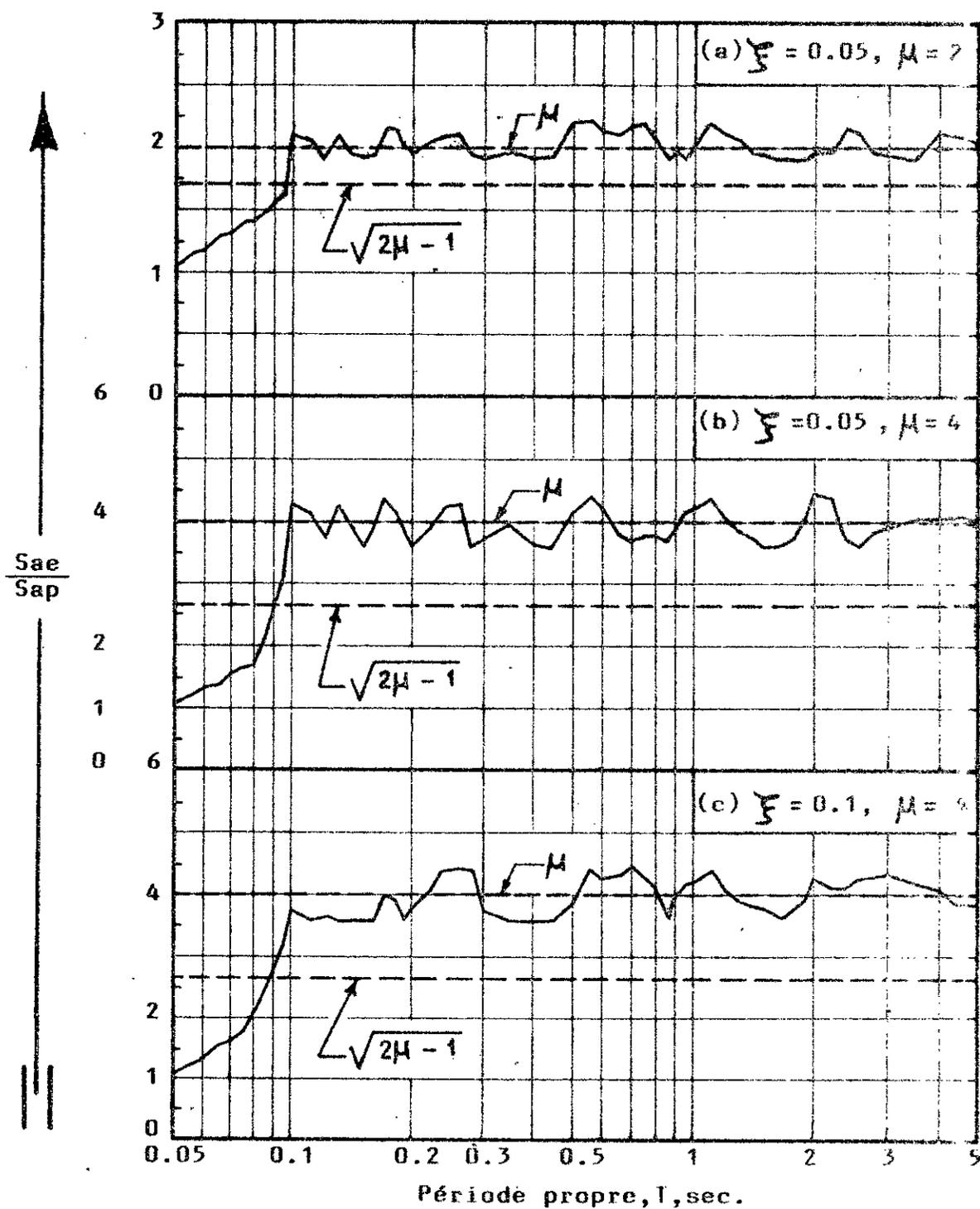


Fig. III.16: Variation du rapport $\frac{S_{ae}}{S_{ap}}$; accélérogramme AS2/80 NS.

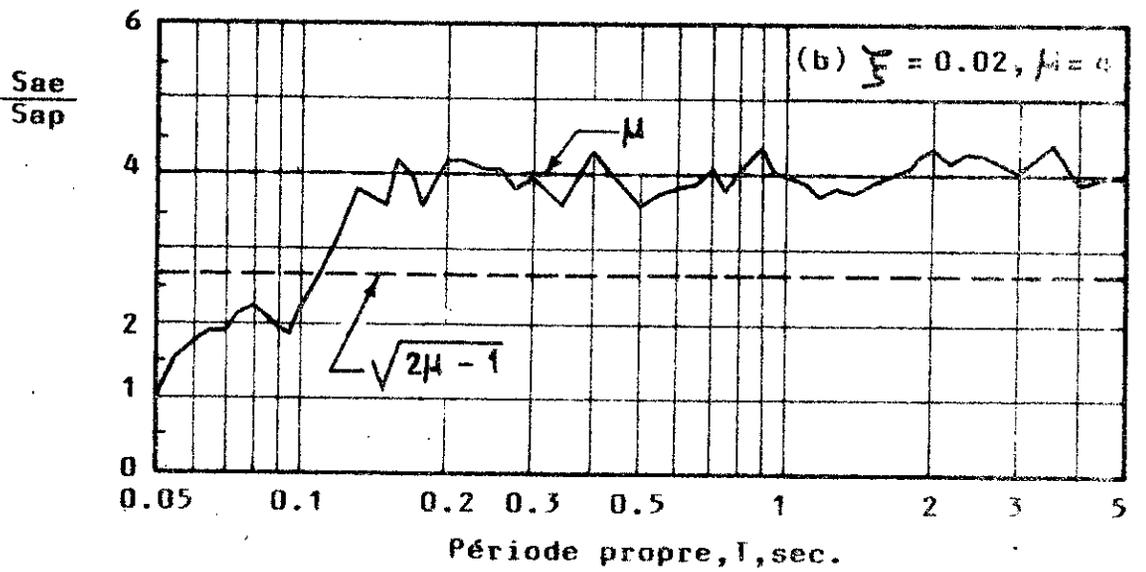
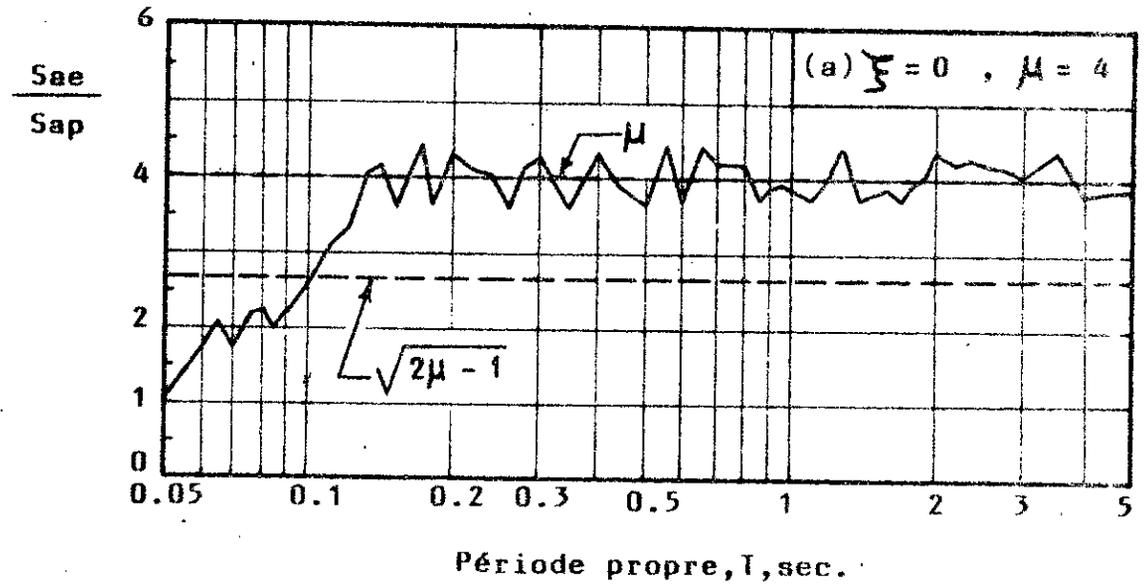


Fig. III.17: Variation du rapport $\frac{S_{ae}}{S_{ap}}$; accélérogramme AS3/80/EW.

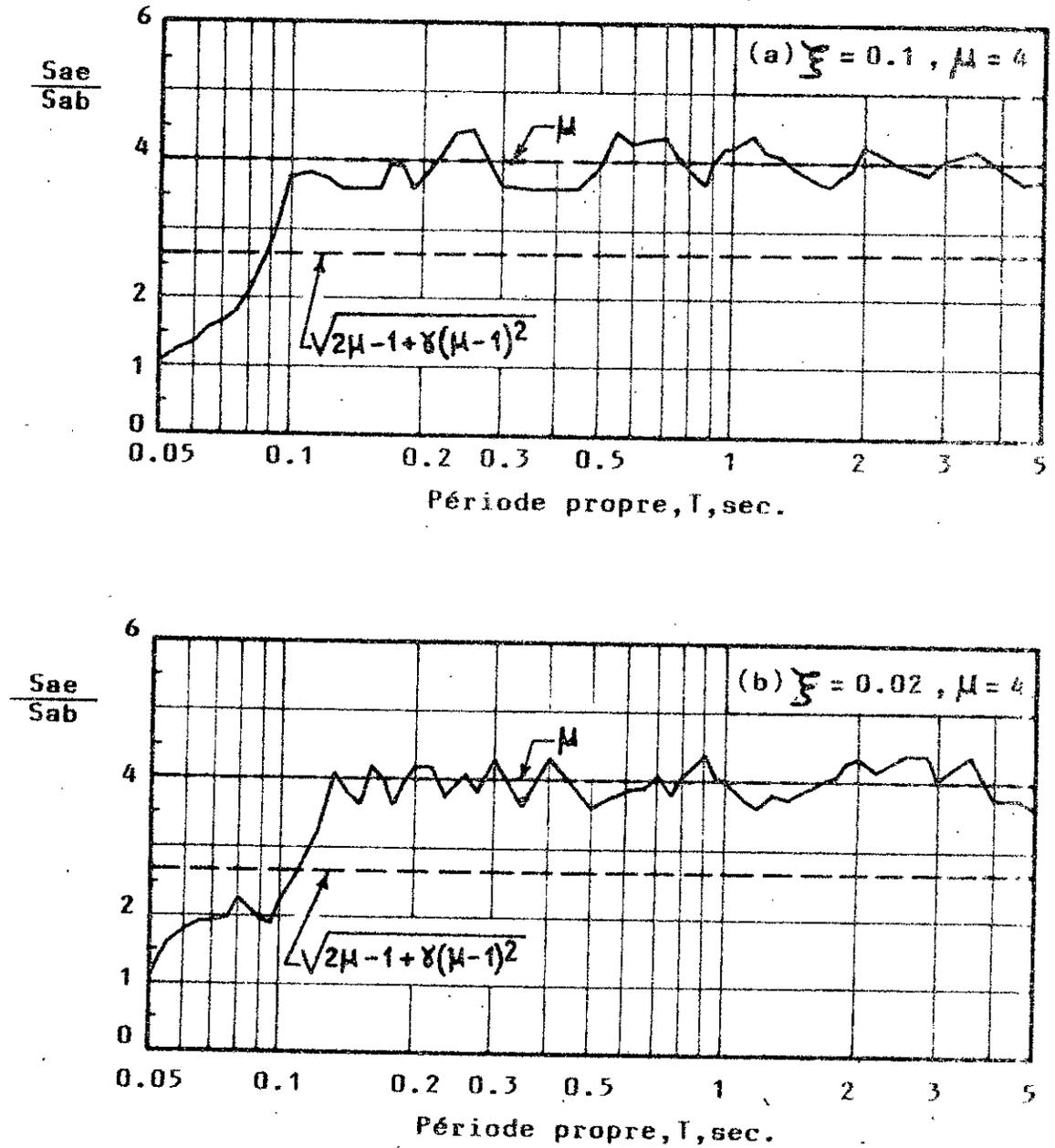


Fig.III.18: Variation du rapport $\frac{S_{ae}}{S_{ab}}$

(a) accélérogramme AS2/80/NS,

(b) accélérogramme AS3/80/EW.

réponse maximale des oscillateurs dont la période propre est au plus égale à 0.05 sec. . On appellera la zone dont la période T est au plus égale à 0.05 sec. la zone zéro (zone 0) des spectres.

En résumé, ces résultats montrent que les critères d'égalité des déplacements maxima et des énergies sont définis par des domaines de validité dépendant des plages de période propre de vibration. Toutefois, le critère d'égalité des énergies présente un domaine d'application plutôt limité pour les séismes de type algérien.

III.3.3.3- Implication sur les forces sismiques de calcul

Les résultats obtenus précédemment indiquent une approche possible pour l'évaluation de la force sismique de calcul du système inélastique directement à partir de celle du système élastique associé. Il convient, néanmoins, de noter que le critère de l'égalité des énergies n'étant pas compatible avec le comportement réel des oscillateurs, celui-ci ne saurait être utilisé pour lier les forces sismiques de calcul des deux systèmes. Toutefois, le critère de l'égalité des déplacements maxima peut, sur une plage de période définie, servir pour l'établissement du spectre inélastique à partir du spectre élastique. Ainsi, pour un facteur de ductilité μ , le spectre inélastique, aussi bien pour le système E.P.P que bilinéaire, peut être obtenu en modifiant le spectre élastique idéalisé (spectre lissé), compte tenu des observations suivantes, schématisées sur la figure III.19:

- Dans la zone 0, les spectres élastique et inélastique sont pratiquement confondus $\left((S_{ae} / S_{ap}) \simeq 1 \text{ et } (S_{ae} / S_{ab}) \simeq 1 \right)$; ceci implique que le coefficient sismique à prendre en compte dans l'évaluation de la force latérale de calcul pour le système inélastique est le même que celui du système élastique associé.

- Dans les zones 2 et 3, le spectre élastique est déplacé vers le bas d'un rapport de $1/\mu$ $\left((S_{ae} / S_{ap}) \simeq \mu \text{ et } (S_{ae} / S_{ab}) \simeq \mu \right)$. Il s'ensuit que le coefficient sismique du système inélastique peut être obtenu en divisant par μ celui du système élastique correspondant.

- La zone 1 du spectre inélastique est obtenue par une liaison linéaire de ses zones 0 et 2 .

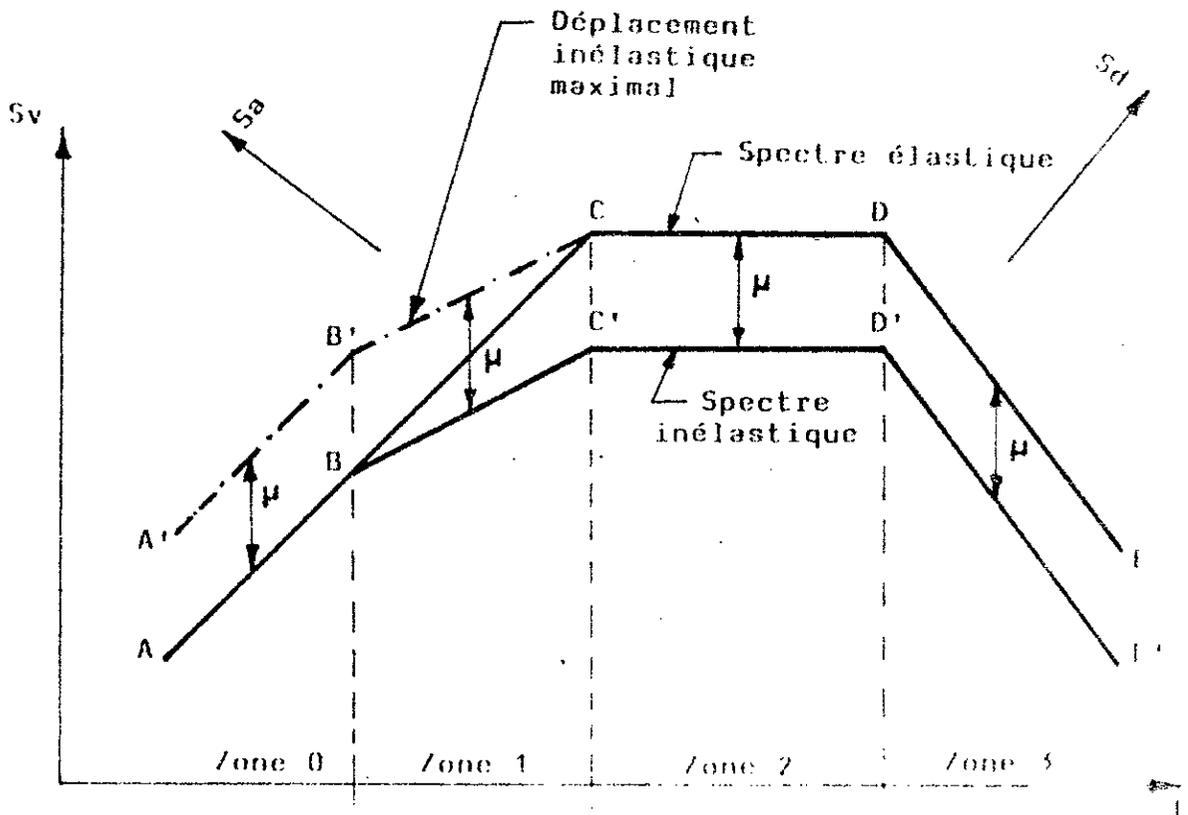


Fig. III.19: Établissement du spectre inélastique à partir du spectre élastique.

Il découle des conclusions précédentes que les lignes brisées ABCDE et ABC'D'E' (fig. III.19) représentent respectivement le spectre élastique et le spectre inélastique obtenu (pour un facteur de ductilité μ). Le déplacement maximal du système inélastique est évalué en multipliant le déplacement spectral inélastique par μ et peut être lu directement sur la ligne brisée A'B'CDE.

Toutefois, il importe de noter que la construction du spectre inélastique décrite précédemment, présente de légères différences par rapport à celle préconisée pour les séismes californiens [19].

La force sismique de calcul d'un système de ductilité et d'amortissement donnés est obtenue comme le produit de la rigidité élastique par le déplacement spectral inélastique; pour le système bilinéaire cette force doit être multipliée par le terme $1 + \delta(\mu - 1)$ (Chap. II, II.2.5.3).

III.4- Ductilités nécessaires imposées aux structures par l'action sismique

Dans cette investigation, les demandes de ductilités nécessaires [25], [26] imposées aux structures considérées, au comportement aussi bien E.P.P que bilinéaire, soumises aux répliques AS2/80/NS et AS3/80/EW du séisme de Ghlef, sont étudiées. A cet effet, il est suggéré une méthodologie dont les étapes principales sont décrites ci-après:

- Les réponses maximales sont calculées en considérant une force élastique limite établie en référence aux forces sismiques de calcul déduites du règlement parasismique algérien (RPA 1981, version 1983).

- Les structures sont étudiées pour différentes valeurs de périodes propres de vibrations, d'amortissements et de forces élastiques limites:

Onze valeurs différentes sont considérées pour la période T : 0.1, 0.3, 0.6, 1.2, 1.5, 1.8, 2.1, 2.4, 2.7 et 3.0 secondes, englobant aussi bien les structures flexibles que rigides.

Les valeurs, pratiques, attribuées au taux d'amortissement critique sont : 0, 0.02, 0.05, et 0.1.

- La force élastique limite (ou résistance élastique limite) de la structure est prise égale au double de la force sismique de calcul prescrite par le RPA 1981. Ceci équivaut à un coefficient de sécurité égal à 2 et ce, afin de tenir compte d'une part de la différence entre les forces élastiques limites et les forces de calcul et d'autre part de l'effet de la résistance des éléments non-structuraux [25], [26], [27].

Il en résulte que la force élastique limite par unité de masse (pour un coefficient de zone égal à 0.25 et un facteur de qualité des constructions égal à 1.2) s'écrit:

$$f_y = \begin{cases} 1.2 B g & \text{si } 0 \leq T \leq 0.3 \text{ sec.} \\ 1.2 \sqrt{\frac{0.3}{T}} B g & \text{si } T > 0.3 \text{ sec.} \end{cases} \quad (\text{III.1})$$

où B désigne le facteur de comportement de la structure [28] ; g étant l'accélération de la pesanteur.

On peut alors en déduire le déplacement élastique limite X_y de la structure en utilisant la relation :

$$X_y = \frac{f_y}{4\pi^2} T^2 \quad (\text{III.2})$$

Les figures III.20 à III.27 montrent les variations de la demande de ductilité, exprimée par le facteur μ en fonction de la période de vibration de la structure, pour différentes valeurs du coefficient de comportement B . Il importe de noter que chaque valeur de B est associé à une valeur particulière de résistance élastique limite. Les effets de l'amortissement sont montrés par des courbes séparées pour chaque valeur de B .

Les figures III.20 à III.25 représentent les demandes de ductilité du système E.P.P sous l'action des deux accélérogrammes considérés. Ces figures montrent clairement que les demandes de ductilité relatives aux structures de résistances définies conformément au code RPA 83, dépendent substantiellement des périodes propres de vibrations de ces structures, les structures rigides nécessitant des ductilités beaucoup plus grandes que celles des structures flexibles. Ces figures montrent aussi que la demande de ductilité dépend également de l'excitation sismique. En outre, on constate que l'effet de l'amortissement sur la ductilité nécessaire est important et se traduit par une réduction notable de celle-ci, indépendamment de l'excitation sismique. Toutefois, l'allure générale des courbes de variation du facteur de ductilité n'est pas substantiellement affectée par la valeur de l'amortissement considérée. Il est à constater aussi que pour une excitation sismique donnée, la demande de ductilité d'une structure définie par sa période propre et son amortissement, est d'autant plus grande que sa résistance (valeur de B) est plus faible. par ailleurs, les figures montrent que pour les deux excitations, les structures très flexibles, amorties, présentent des facteurs de ductilité au plus égaux à 1 ($\mu \leq 1$), indépendamment de leur résistance, ce qui signifie que leur comportement est élastique sous l'effet de l'une et l'autre excitation. En revanche, le facteur de ductilité est supérieur à 1 pour les structures très rigides (amorties ou non, de faible ou de moyenne résistance ($B = 1/5$ ou $B = 1/3$)), traduisant ainsi des excursions de déformation hors du, domaine élastique et par suite un comportement non-linéaire de ces structures sous l'effet de l'excitation donnée.

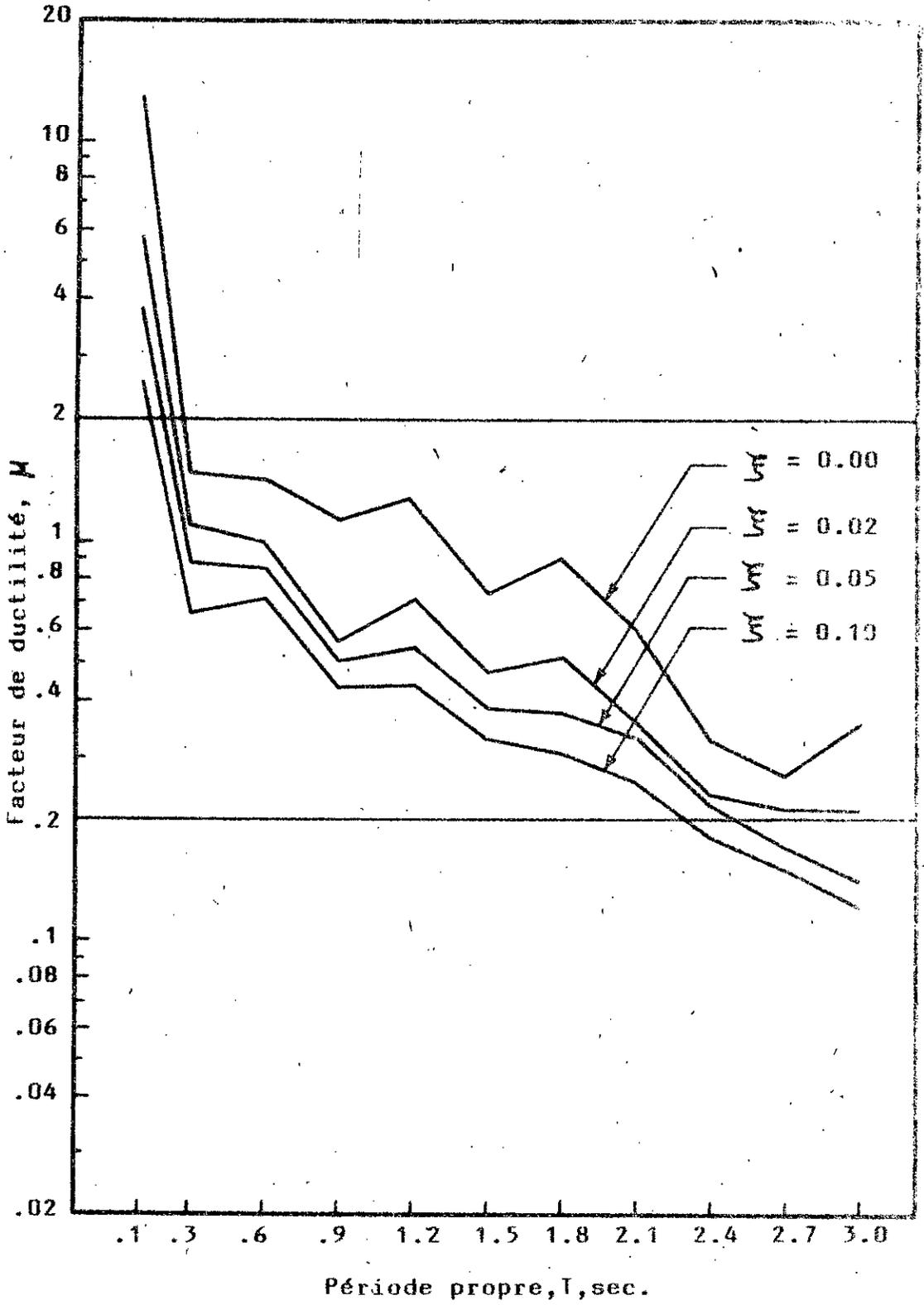


Fig.III.20: Variation du facteur de ductilité; système E.P.P.:
 $B=1/5$; accélérogramme AS2/80/NS.

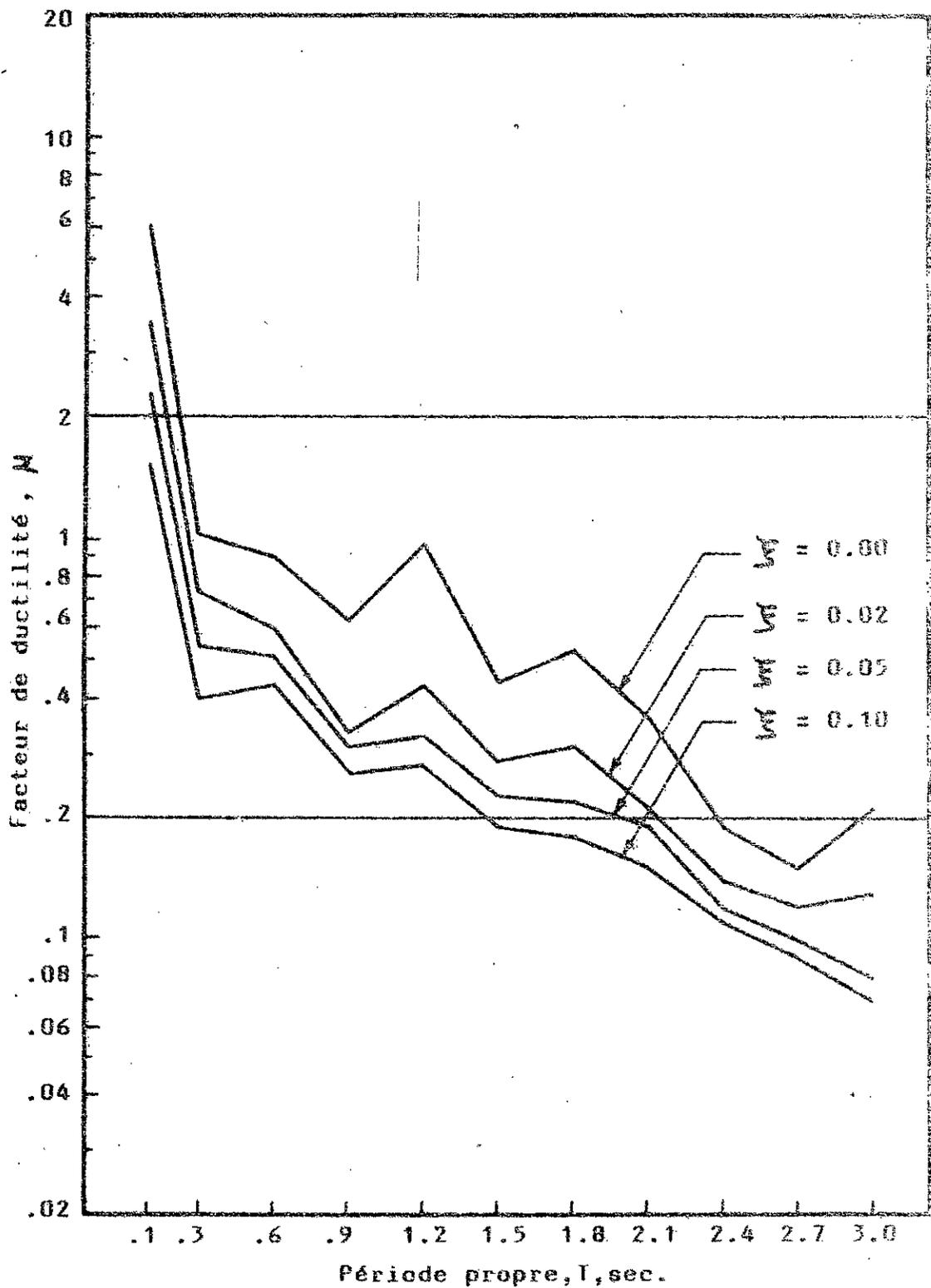


Fig.III.21 : Variation du facteur de ductilité; système E.P.P.; $B=1/3$; accélérogramme AS2/80/NS.

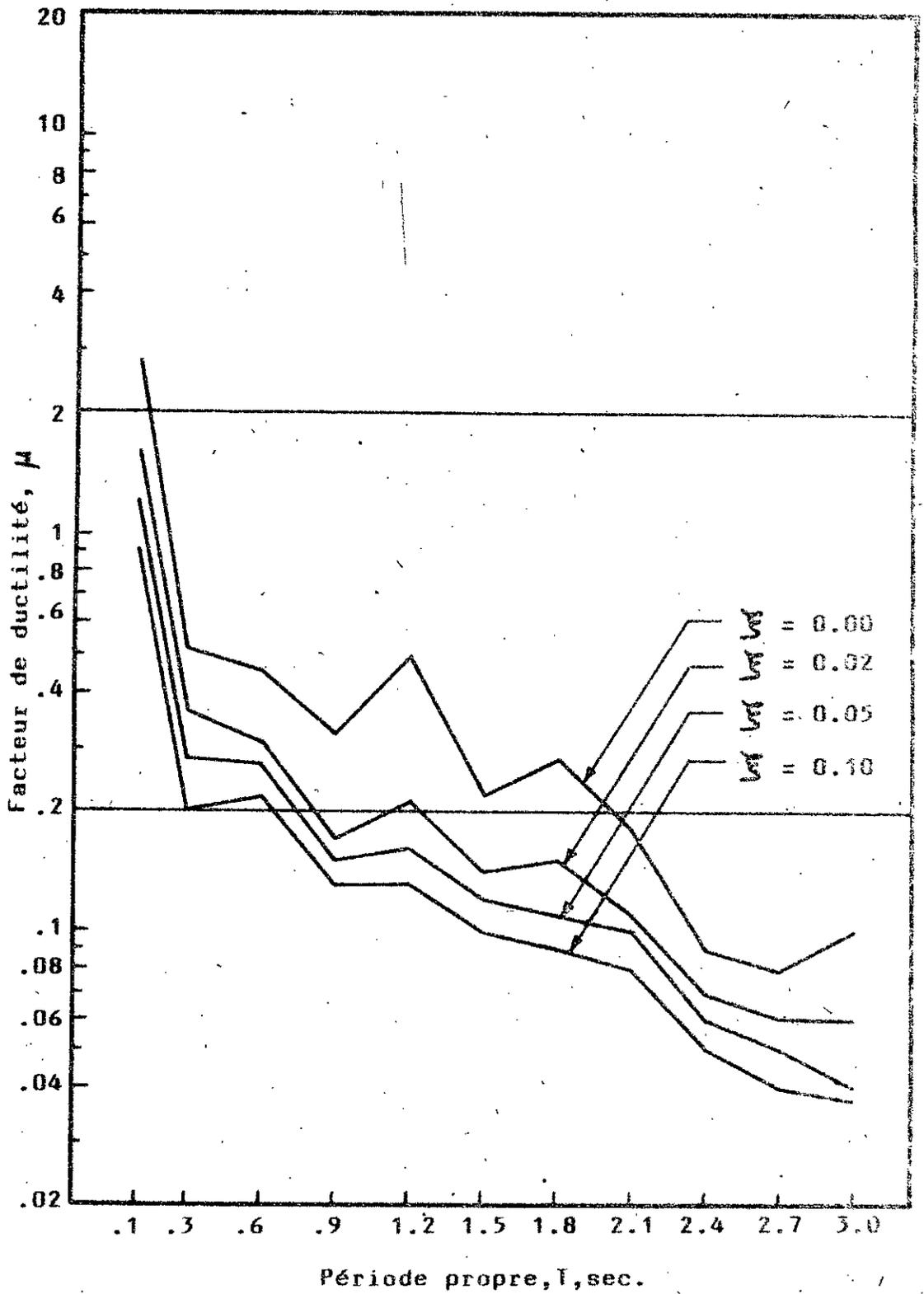


Fig. II.22: Variation du facteur de ductilité; système E.P.P.: $\theta=2/3$; accélérogramme AS2/80/NS.

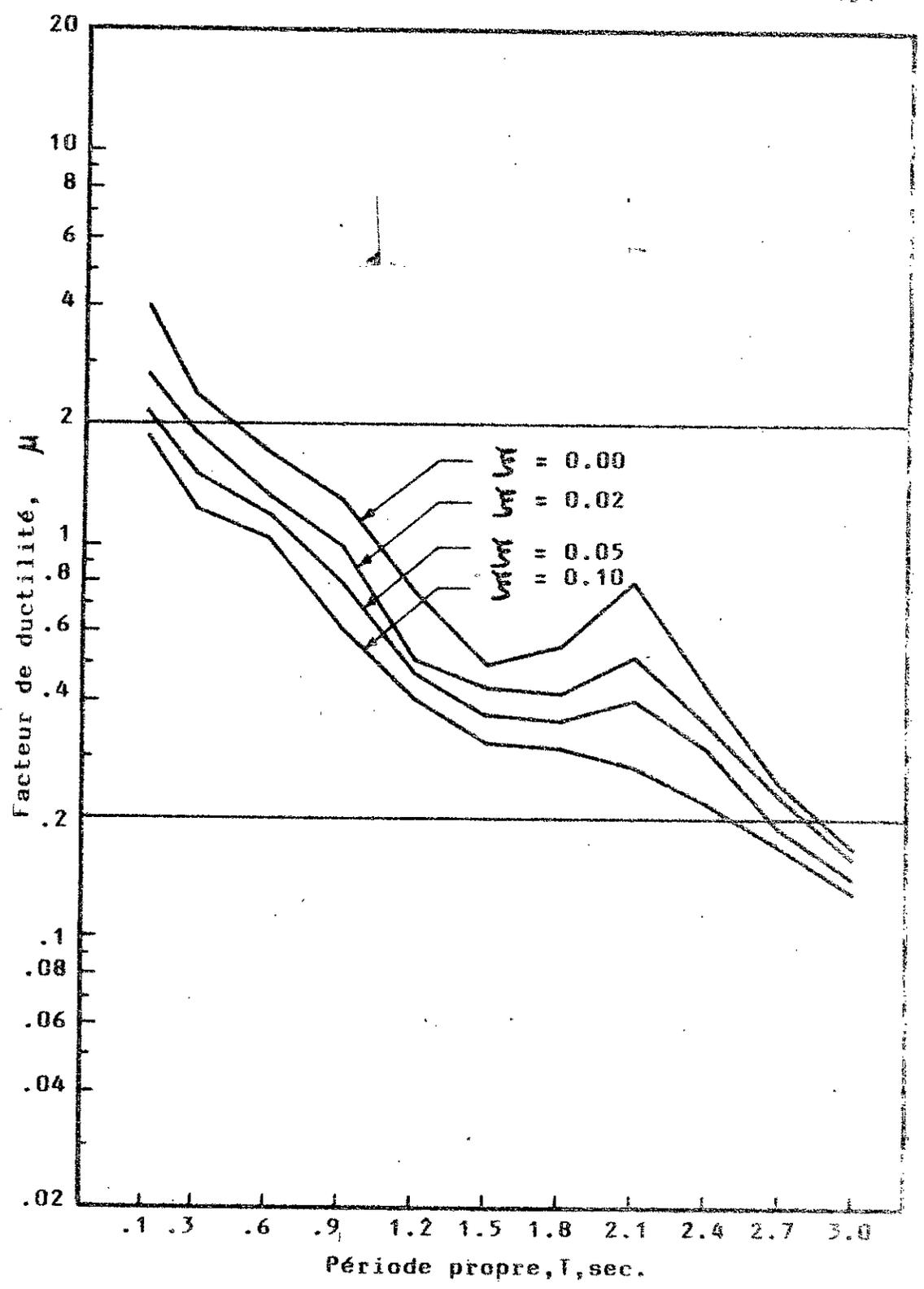


Fig. III.23: Variation du facteur de ductilité; système L.P.P.: B=1/5 ; accélérogramme AS3/80/EW.

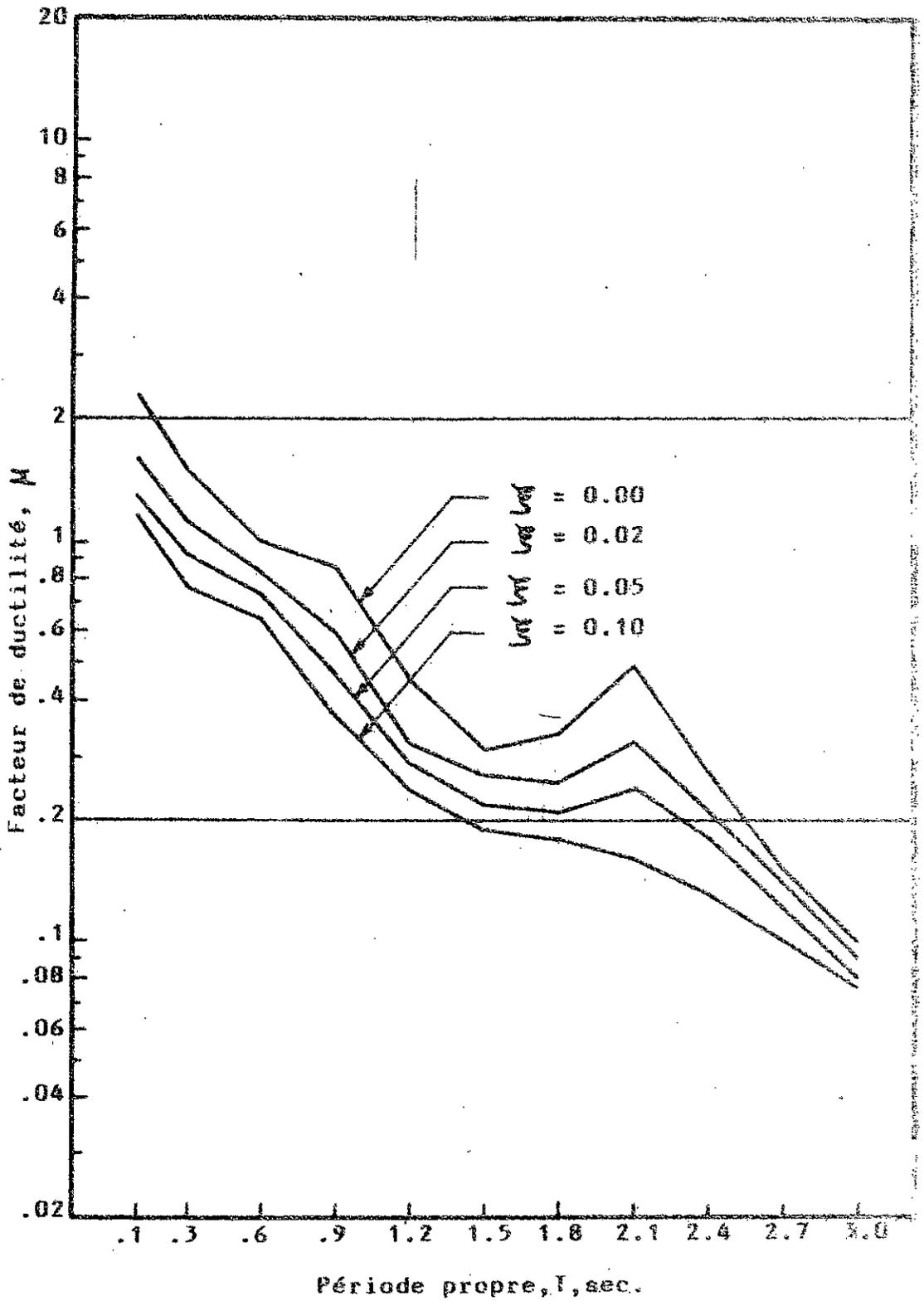


Fig.III.24: Variation du facteur de ductilité; système E.P.P.;
 $B=1/3$; accélérogramme AS3/80/EW.

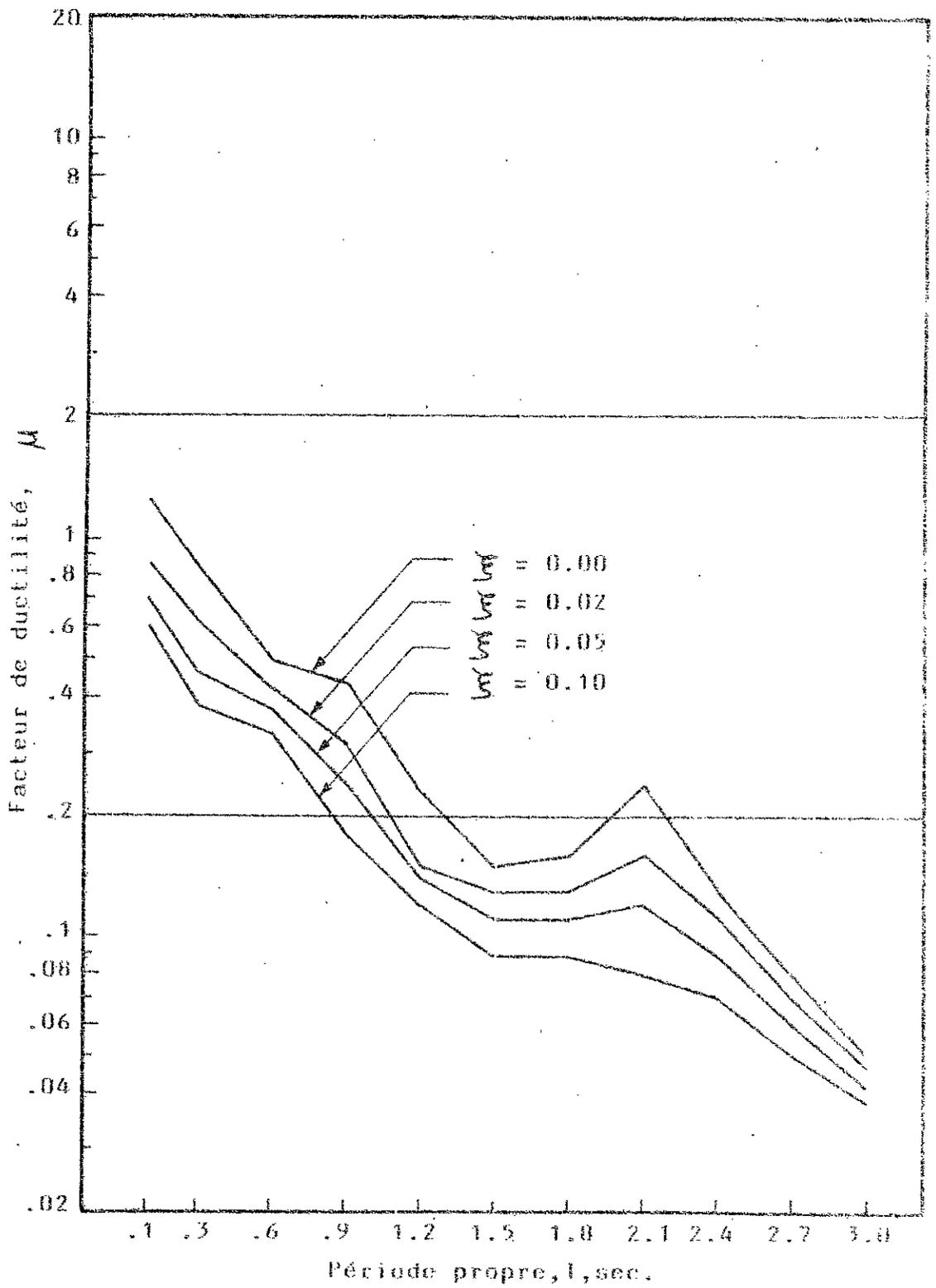


Fig. III 25 : Variation du facteur de ductilité; système I.P.P.;
 $B=2/3$; accélérogramme AS3/80/EW.

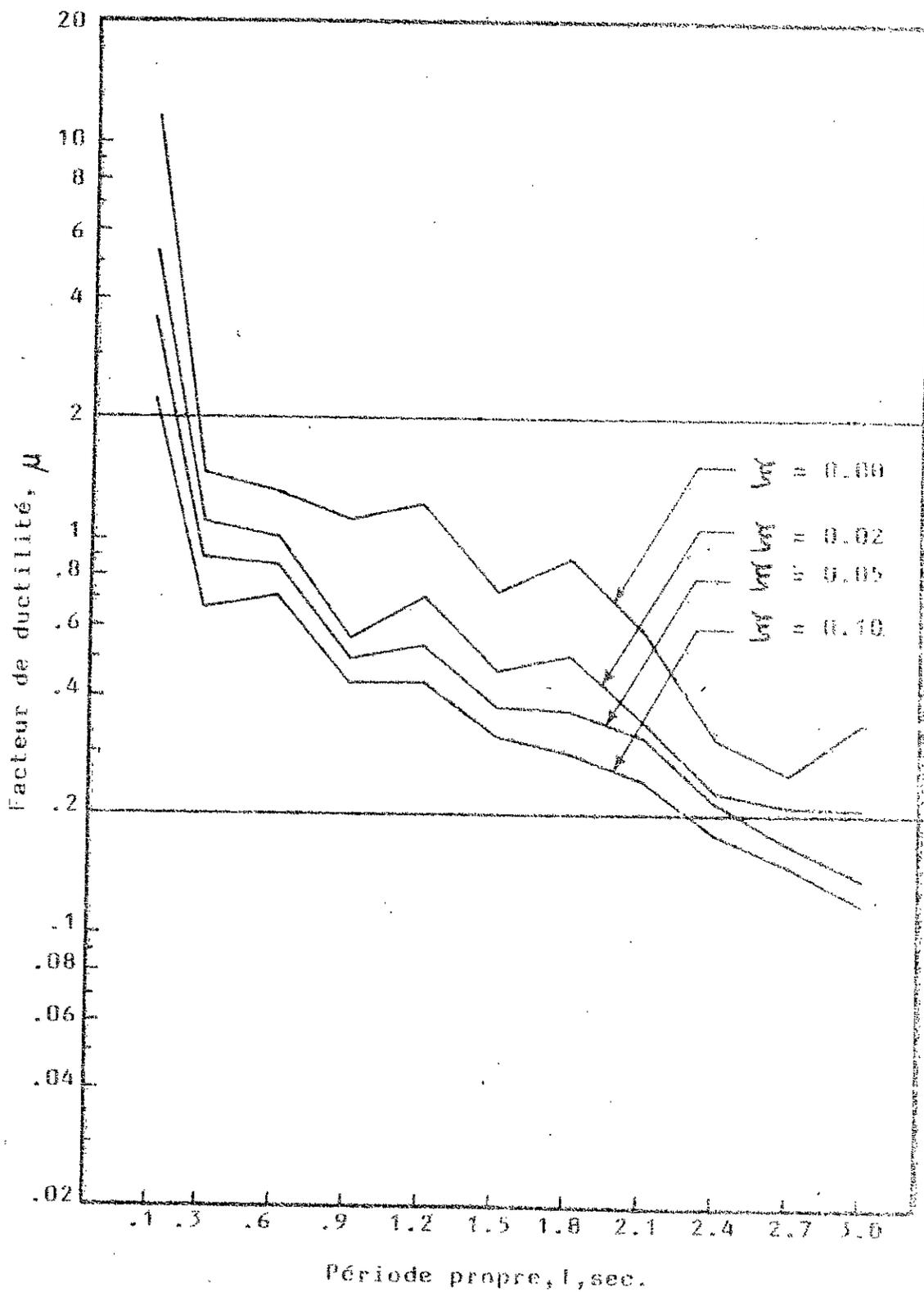


Fig. III.26 : Variation du facteur de ductilité; système bilinéaire; $\beta = 1/5$; accélérogramme AS2/80/NS.

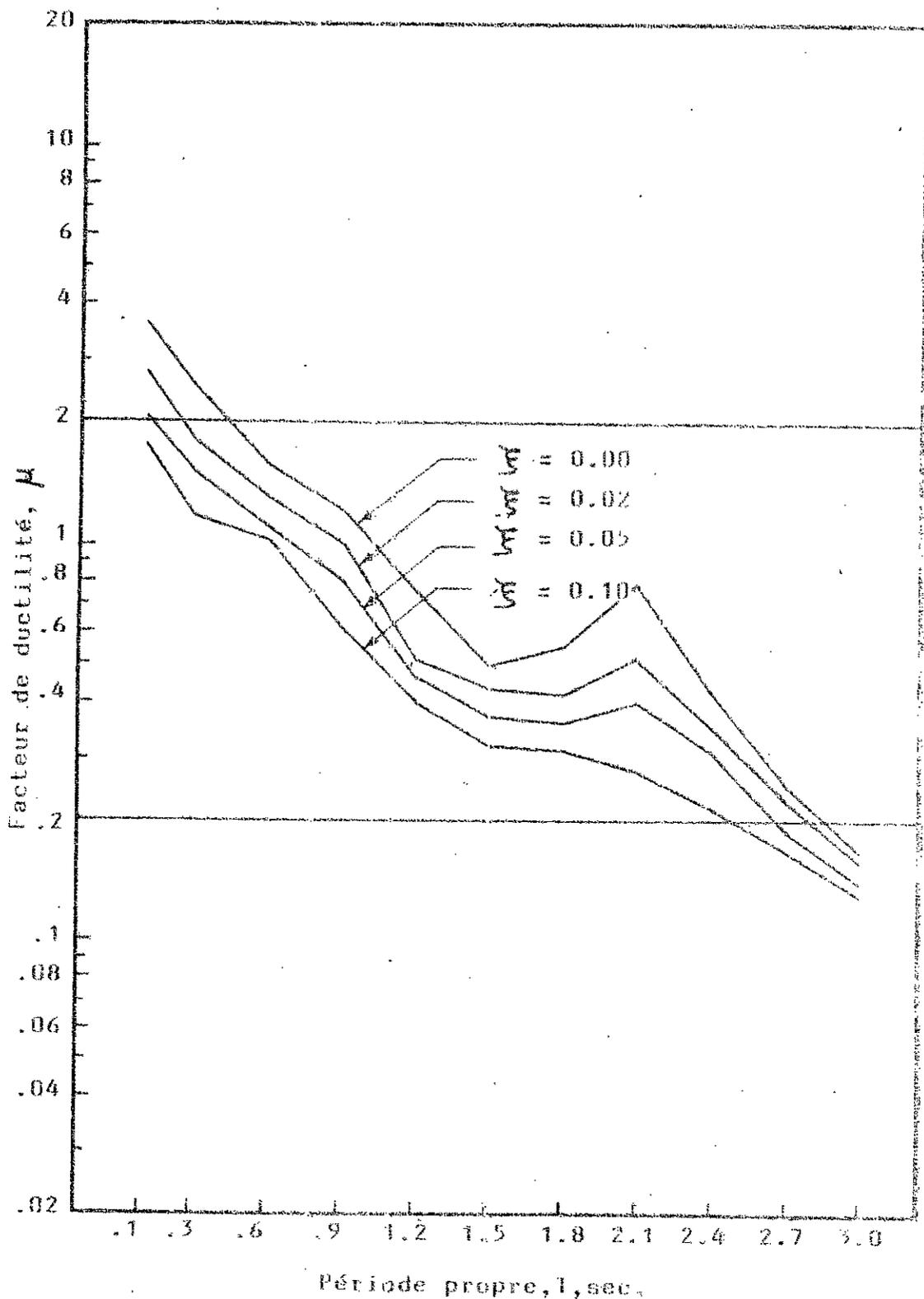


Fig. III.27: Variation du facteur de ductilité; système bilinéaire; $B=1/5$; accélérogramme AS3/80/EW.

Les résultats de l'étude du système inélastique bilinéaire (figs. III.26 et III.27) sous l'action des deux accélérogrammes montrent que celui-ci est caractérisé par des demandes de ductilité très similaires à celles obtenues pour le système E.P.P et que les conclusions tirées de l'étude de ce dernier demeurent applicables pour le système bilinéaire. en effet les figures III.26 et III.27 montrent clairement que, hormis quelques légères différences sur la plage des périodes courtes, l'allure des courbes de variation du facteur de ductilité est pratiquement identique à celles obtenue pour le système E.P.P.

Par ailleurs, il est à noter que les valeurs du coefficient de comportement B, considérées uniformes pour toutes les structures possédant un système de contreventement identique selon les prescriptions du RPA 81, version 83, ne garantissent pas une demande de ductilité uniforme. A contrario, les résultats de cette étude montrent que la demande de ductilité dépend clairement de la période propre de variation de la structure.

Dans le même ordre d'idées, on constate également que la valeur uniforme du coefficient d'amplification dynamique moyen D sur la plage de période prescrite par ce règlement ($0 \leq T \leq 0.5$ sec. pour le cas des sols meubles et $0 \leq T \leq 0.3$ sec. pour les sols fermes), en général, n'implique pas une demande de ductilité uniforme sur cette plage. On remarque alors une augmentation beaucoup plus rapide de la ductilité pour les structures de période propre de l'ordre de 0.1 sec., notamment celles de faible résistance ($B = 1/5$) et soumises à l'excitation sismique AS2/80/NS.

C O N C L U S I O N

CONCLUSION

Cette recherche comprend trois parties distinctes:

- La première a trait à une analyse comparative de la réponse dynamique de systèmes linéaires et non-linéaires soumis à la réplique du 08/ 11/80 du séisme de Chlef. Un procédé d'intégration numérique pas à pas des équations de mouvement, couplé à un algorithme permettant une détermination précise des points de changement brusque de rigidité, est utilisé. L'influence des paramètres prépondérants sur la réponse dynamique est étudiée.
- La deuxième partie porte sur l'établissement et l'exploitation des spectres de réponse de séismes enregistrés en Algérie. Trois lois de comportement, élastique linéaire, élasto-plastique parfait et inélastique bilinéaire, sont successivement considérées. A cet effet, un programme de calcul des spectres élastiques et inélastiques, basé sur un procédé itératif, est mis au point. Une procédure de construction des spectres inélastiques idéalisés, à partir des spectres élastiques, est suggérée.
- La troisième partie présente les résultats d'une évaluation des demandes de ductilité nécessaires imposées par l'action sismique aux structures inélastiques considérées. Une méthodologie est développée à cet effet et les résultats sont examinés en référence aux résistances prescrites par le règlement parasismique algérien.

Il ressort de cette investigation les conclusions principales suivantes:

- 1- La loi de comportement, le taux d'amortissement et l'excitation sismique présentent un effet significatif sur la réponse sismique des structures.
- 2- Les déformations plastiques interviennent de façon substantielle dans l'énergie sismique dissipée.
- 3- Les systèmes élasto-plastiques bilinéaires présentant des capacités de dissipation hystérétique de l'énergie sismique pratiquement similaires.

à celles des systèmes élasto-plastiques parfaits.

4- La ductilité a un effet d'atténuation important sur la réponse spectrale, et par suite sur la force latérale développée par le séisme.

5- Les critères d'égalité des déplacements maxima et des énergies sont définis par des domaines de validité dépendant des plages des périodes propre de vibration. Les résultats obtenus indiquent clairement que le critère de l'égalité des énergies présente un domaine plutôt limité pour les séismes de type algérien.

6- Les demandes de ductilité dépendent de l'intensité de l'excitation sismique et des périodes propres de vibration des structures, les structures rigides nécessitant des ductilités nettement plus grandes que celles des structures flexibles.

7- La ductilité nécessaire dépend également de manière significative du taux d'amortissement et de la résistance limite de la structure. Elle est d'autant plus grande que le taux d'amortissement et la résistance limite de la structure sont plus faibles.

8- Les prescriptions du code parasismique algérien relatives aux résistances nécessaires considérées uniformes sur certains plages de période, ne garantissant pas des demandes de ductilité uniformes, mais dépendent des périodes propres de vibrations des structures.

Cette recherche a permis d'analyser le comportement dynamique réel des structures au cours de séismes. L'intérêt est grand vu la préoccupation et la nécessité majeures, dans notre pays, de parer aux catastrophes causées par les tremblements de terre, notamment dans les zones de forte sismicité.

Par ailleurs, de nombreuses recherches restent encore à faire sur le comportement non-linéaire des structures soumises aux séismes relatives notamment à la considération d'autres formes de non-linéarité, l'extension aux structures à plusieurs degrés de liberté, etc...

B I B L I O G R A P H I E

BIBLIOGRAPHIE

- [1] HOUSNER, G.W.; "Limit Design of Structures to Resist Earthquakes," Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering, BERKELEY, CALIFORNIA, U.S.A., paper n°5, June 1956.
- [2] PENZIEN, J., " Dynamic Response of Elasto-plastic Frames, " Journal of the Structural Division, A.S.C.E., Vol.86, n°ST7, July 1960.
- [3] BERG, G.V. and THOMAIDES, S.S., " Energy Consumption by Structures in Strong Motion Earthquake " , Proceedings of the 2nd. World Conference on Earthquake Engineering, TOKYO and KYOTO, JAPAN, Vol.II, July, 1960.
- [4] ZAHRAH, T.F. and HALL, W.J., "Earthquake Energy Absorption in SDOF Structures", Journal of the Structural Division, A.S.C.E., Vol. 110, n° ST8, August 1984.
- [5] Règles Parasismiques Algériennes 1981, version 1983, E.N.A.L., Alger, 1984.
- [6] Uniform Building Code, International Conference of Building Officials, Whittier, CALIFORNIA, U.S.A., 1982.
- [7] JENNINGS, P.C., " Response of Simple Yielding Structures to Earthquake Excitation," Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, PASADENA, CALIFORNIA, U.S.A., 1963
- [8] BERTERO, V.V. and MAHIN, S.A., " Prediction of Nonlinear Seismic Building Behavior," Journal of the Technical Councils Division, A.S.C.E., Vol.104, n°TC1, Nov. 1978.

- [9] SOZEN, Mete A. and SAIDI, W., " Simple and Complex Models for Nonlinear Seismic Response of Reinforced Concrete Structures ", Civil Engineering Studies, Structural Research Series, n°465, University of Illinois, URBANA, ILLINOIS, U.S.A., August 1979.
- [10] SONZOGNI, V.E and BIGNON, O.G., " Inelastic Transient Response of Reinforced Concrete Frames ", Adv. Eng. Software, GBR, Vol.11, n°4, 1983.
- [11] TILIOUINE, B., " Nonstationary Analysis and Simulation of Seismic Signals ", Ph.D Thesis, Department of Civil Engineering, STANFORD University, U.S.A., April 1981.
- [12] GASPARINI, D. and VANMACKE, E.H., " Simulated Earthquake Motion Comparable With Prescribed Response Spectra " , Research Report R76-4, Department of Civil Engineering, M.I.T, U.S.A., January 1976.
- [13] PETROVSKI, J., PETROVSKI, D., NAUMOSKI, N. and STAMATOVSKA, S., " Corrected Accelerograms and ground Velocity and Displacement Curves for Selected Strong Motion Records Taken in El-Asnam Region, Algeria, in the Period of October 21 to November 8, 1980, Inst. of Earthq. Engrg. and Engrg. Seismology, Univ. " Kiril and Metodij " of Skopje , YUGOSLAVIA , March 1981.
- [14] HUDSON , D.E, " Reading and Interpreting Strong Motion Accelerograms " , Earthquake Engineering Research Institute, BERKELEY, CALIFORNIA , U.S.A., 1979.
- [15] HOUSNER, G.W., " Behavior of Structures During Earthquake ", Journal of the Engineering Mechanics Division, A.S.C.E., Vol.85, n° EM4, October 1959.
- [16] HOUSNER, G.W., MARTEL, R.R. and ALFORD, J.L., " Spectrum Analysis of Strong Motion Earthquakes ", Bulletin of the Seismological Society of America, U.S.A., Vol. 43, n° 2 , April 1953.

- [171] HUDSON, D.E., " Response Spectrum Techniques in Engineering Seismology ", Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering, BERKELEY, CALIFORNIA, U.S.A., paper n°4, June 1956.
- [181] HUDSON, D.E., " Some Problems in the Application of Spectrum Techniques to Strong - Motion Earthquake Analysis ", Bulletin of the Seismological Society of America, U.S.A., Vol. 52, n°2, April 1962.
- [191] NEWMARK, N.M. and HALL, W.J., " Procedures and Criteria for Earthquake Resistant Design ", Building Practices for Disaster Mitigation, National Bureau of Standards, WASHINGTON D.C., U.S.A., February 1973.
- [201] CLOUGH, R.W. and PENZIEN, J., " Dynamics of Structures", Mc.Graw - Hill, Inc., U.S.A., 1975.
- [211] WEAVER, W.Jr. and JOHNSON, P.R., " Structural Dynamics by Finite Elements ", Prentice - Hall, Englewood Cliffs, NEW JERSEY, U.S.A., 1988.
- [221] POPOV, E.P., " Seismic Behavior of Structural Subassemblages ", Journal of the Structural Division, A.S.C.E., Vol.106, n° ST7, July 1980.
- [231] BLUME, J.A., NEWMARK, N.M. and CORNING, L.H., " Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motion.", Portland Cement Association, ILLINOIS, U.S.A., 1961.
- [241] NEWMARK, N.M. and RIDDEL, R., " A Statistical Study of Inelastic Response Spectra ", Proceedings of the 2nd U.S.National Conference on Earthquake Engineering, STANFORD University, August 1979.

- [25] ANAGNOSTOPOULOS, S.A. and ROESSET, J.M., " Ductility Requirements for some Nonlinear Systems Subjected to Earthquakes ", Proceedings of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, ROMA, ITALIA, Vol.II, 1973.
- [26] HUMAR, J., " Seismic Response of Reinforced Concrete Frames, Journal of the Structural Division, A.S.C.E., Vol.107, n° ST7, July 1981.
- [27] TILIOUINE, B. et BRANCI, T., " Effet de l'interaction maçonnerie-structure sur la réponse dynamique des systèmes à plusieurs degrés de liberté ", 1er. Séminaire international sur les effets des séismes et les processus physiques dans les foyers sismiques, BOUMERDES , ALGERIE , 1988.
- [28] ZSUTTY, T.C. and SHAH, H.C., " Recommended Seismic Resistance Provisions for Algeria ", John. A. Blume Earthquake Engineering Center, STANFORD University, CALIFORNIA, U.S.A., June 1978.
- [29] NEWMARK, N.M., " A method of Computation for Structural Dynamics", Journal of the Engineering Mechanics Division, A.S.C.E., Vol.85, EM3 , July 1959.
- [30] NEWMARK, N.M. and ROSENBLUETH, E, " Fundamentals of Earthquake Engineering ", Prentice - Hall, Inc. U.S.A., 1971
- [31] WIDJEL , R.L., " Earthquake Engineering ", Prentics-Hall, Inc., U.S.A., 1970.

A N N E X E

ANNEXE

CALCUL DU SPECTRE DE REPONSE ELASTIQUE

L'équation du mouvement d'un oscillateur simple, linéaire, de masse m , de rigidité K et de constante d'amortissement C , sollicité à la base par un déplacement X_s du sol, s'écrit (chap.III, II.1.1):

$$m.\ddot{X}(t) + C.\dot{X}(t) + K.X(t) = - m.\ddot{X}_s(t)$$

ou bien

$$\ddot{X}(t) + 2\xi.\omega.\dot{X}(t) + \omega^2.X(t) = - \ddot{X}_s(t) \quad (A.1)$$

où ω est la pulsation propre du système non-amorti et ξ le taux d'amortissement critique:

$$\omega^2 = \frac{K}{m}; \quad \xi = \frac{C}{2m\omega}.$$

La solution de l'équation (A.1), représentant l'expression du déplacement relatif de l'oscillateur, est donnée par la relation intégrale de Duhamel [14, 15, 16, 17, 18, 20] :

$$X(t) = - \frac{1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{X}_s(\tau).e^{-\xi.\omega.(t-\tau)}. \sin[\omega_D(t-\tau)] d\tau \quad (A.2)$$

dans laquelle $\omega_D = \omega \sqrt{1-\xi^2}$ représente la pulsation propre du système amorti.

L'expression de la vitesse relative de l'oscillateur s'obtient en dérivant une fois par rapport au temps l'équation (A.2) :

$$\begin{aligned} \dot{X}(t) = & - \int_0^t \ddot{X}_s(\tau).e^{-\xi.\omega.(t-\tau)}. \cos[\omega_D(t-\tau)] d\tau \\ & + \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \cdot \ddot{X}_s(t) \cdot e^{-\xi.\omega(t-t)} \cdot \sin[\omega_D(t-t)] d\tau \quad (A.3) \end{aligned}$$

Enfin, l'expression de l'accélération absolue est directement déduite de l'équation (A.1) comme suit :

$$\ddot{X}_a(t) = \ddot{X}(t) + \ddot{X}_s(t) = -\omega^2 X(t) - 2\xi\omega \dot{X}(t)$$

En substituant $X(t)$ et $\dot{X}(t)$ par leurs expressions respectives (A.2) et (A.3) et en regroupant les différents termes de l'équation obtenue, on a :

$$\begin{aligned} \ddot{X}_a(t) = & \omega \frac{(1-2\xi^2)}{\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^t \ddot{X}_s(\tau) \cdot e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cdot \sin[\omega_D(t-\tau)] d\tau \\ & + 2\xi\omega \int_0^t \dot{X}_s(\tau) \cdot e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cdot \cos[\omega_D(t-\tau)] d\tau \end{aligned} \quad (A.4)$$

En désignant par S_d , S_v , S_a les valeurs maximales des réponses $X(t)$, $\dot{X}(t)$ et $\ddot{X}_a(t)$ respectivement, on a

$$S_d = |X(t)|_{\max} ; \quad (A.5)$$

$$S_v = |\dot{X}(t)|_{\max} ; \quad (A.6)$$

$$S_a = |\ddot{X}(t)|_{\max} . \quad (A.7)$$

Pour une excitation sismique donnée, les valeurs S_d , S_v , et S_a dépendent uniquement des caractéristiques dynamiques (ω et ξ) du système considéré.

En faisant varier ω et ξ dans les expressions (A.5), (A.6) et (A.7), on peut déterminer pour chaque valeur de ξ les courbes représentatives des fonctions $S_d(\omega)$, $S_v(\omega)$ et $S_a(\omega)$. Ces familles de courbes constituent respectivement les spectres de réponse de déplacement relatif, de la vitesse relative et de l'accélération absolue.

Vu que le taux d'amortissement ξ est, en pratique, dans les constructions, inférieur à 10 %, alors $\sqrt{1-\xi^2} \approx 1$ [14, 17, 18]. De plus, en négligeant le deuxième terme multiplié par ξ dans les relations (A.3) et (A.4) et enfin, en remplaçant, dans la relation (A.3), le terme en cosinus par un terme en sinus [14, 17, 18] les relations (A.5), (A.6) et (A.7) deviennent:

$$S_d \approx \frac{1}{\omega} \left| \int_0^t \ddot{x}_s(\tau) \cdot e^{-\xi \omega (t-\tau)} \cdot \sin[\omega(t-\tau)] d\tau \right|_{\max} \quad (A.8)$$

$$S_v \approx \left| \int_0^t \ddot{x}_s(\tau) \cdot e^{-\xi \omega (t-\tau)} \cdot \sin[\omega(t-\tau)] d\tau \right|_{\max} \quad (A.9)$$

$$S_a \approx \omega \left| \int_0^t \ddot{x}_s(\tau) \cdot e^{-\xi \omega (t-\tau)} \cdot \sin[\omega(t-\tau)] d\tau \right|_{\max} \quad (A.10)$$

On remarque alors les proportionnalités suivantes:

$$S_d \approx \frac{1}{\omega} \cdot S_v ; \quad (A.11)$$

$$S_v \approx \omega \cdot S_d ; \quad (A.12)$$

$$S_a \approx \omega \cdot S_v \approx \omega^2 \cdot S_d . \quad (A.13)$$

Parmi les trois paramètres S_d , S_v , et S_a , seul S_d correspond au déplacement maximal réel de l'oscillateur, tandis que S_v et S_a ne sont pas rigoureusement égaux respectivement à la vitesse et l'accélération maximales réelles de l'oscillateur par suite des approximations ci-dessus faites sur les expressions de la vitesse (A.3) et de celle de l'accélération (A.4). C'est pourquoi on les désigne comme "pseudo-spectre" de vitesse relative et pseudo-spectre d'accélération absolue [14, 17, 18].