

# IDENTIFICATION DU COMPORTEMENT SISMIQUE DE BATIMENTS A PARTIR DE LEURS REPONSES ACCELEROMETRIQUES

Par

Hamid AFRA

Docteur en Structures et Matériaux

Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique

## Résumé

L'objectif de cet article est de présenter succinctement les principaux résultats obtenus dans le cadre d'une recherche portant sur l'identification du comportement de bâtiments en vraie grandeur sous chargement sismique. Cette recherche est menée au Service de Mécanique du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (Paris) pour obtenir le titre de Docteur de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Pour plus de détails concernant le sujet traité, se référer à Hamid Afra 1991 [1].

**Mots clés :** identification - lois de comportement - génie - sismique - règlements parasismiques - vibration - dynamique des structures - données accélérométriques - traitement du signal.

## 1 INTRODUCTION

Dans le contexte de l'effort continu d'amélioration des connaissances dans le domaine du comportement dynamique d'une construction, on s'oriente de plus en plus de nos jours, vers des études de comportement des constructions à partir d'essais en vraie grandeur effectués après leur mise en service. Celles-ci auront acquis leurs caractéristiques définitives et sont soumises à des actions réelles. Cette nouvelle approche fournit le moyen :

- ◆ de vérifier d'une part, la qualité de la construction et son niveau de sécurité dans des conditions d'exploitation réelles et d'autre part, la validité des modèles analytiques de comportement existants ainsi que les hypothèses faites a priori pour prédire la réponse de la construction à un éventuel chargement.
- ◆ d'acquérir des connaissances et des enseignements

utiles pour l'amélioration des méthodes de dimensionnement et pour l'élaboration justifiée de nouveaux modèles de comportement. Les renseignements obtenus sur la structure finale, grâce à cette analyse en service (*a posteriori*), sont plus précis et plus représentatifs que ceux dont on disposait au stade de la conception et du dimensionnement de l'ouvrage, tant sur le plan structural que celui des sollicitations.

Dans cet objectif, des données accélérométriques de bonne qualité, mesurées sur des structures de génie-civil (*bâtiments, ponts et barrages*) lors des séismes californiens récents ont été récupérées, dans le cadre d'une action internationale menée par le L.G.I.T (*Laboratoire de Géophysique Interne et de Tectonophysique de l'observatoire de Grenoble*), à partir d'un important programme d'instrumentation d'ouvrages dénommé C.S.M.I.P (*California Strong Motion Instrumentation Program*) et lancé par l'Etat de Californie après le séisme de San Fernando en 1971.

L'objectif de cette recherche est le développement et la mise au point de méthodes d'identification pour déterminer des modèles de comportement dynamique de bâtiments en utilisant la stratégie "vraie grandeur" à partir de ces réponses accélérométriques.

Cet article comporte trois parties :

Dans la première partie, nous présentons l'identification de modèles de comportement linéaire plan. Premièrement, nous allons interpréter et analyser avec soin les réponses accélérométriques de ces bâtiments en utilisant des techniques classiques de la théorie du traitement de signal. Nous donnons pour un

bâtiment une estimation des fréquences propres de vibration, des formes modales, des mouvements de torsion, de la rotation rigide et du balancement d'ensemble. Ensuite, à l'aide de ces enseignements, nous identifierons des modèles de comportement sismique de ces bâtiments à partir de leurs réponses accélérométriques, en utilisant et en adaptant à notre cas des méthodes et des techniques générales issues de la théorie d'identification de systèmes. Les résultats obtenus sont comparés à ceux prédits par les règlements parasismiques et une nouvelle formule réglementaire estimant la fréquence fondamentale de vibration d'un bâtiment est proposée. Cependant, le modèle de comportement linéaire plan s'est révélé insuffisant pour représenter correctement le comportement de certains bâtiments ayant enregistré des niveaux d'accélération importants.

La deuxième partie de ce travail s'intéresse donc à la détection, la quantification et la caractérisation des non-linéarités observées sur certains bâtiments. Une représentation non paramétrique en séries de Wiener de la relation entrée-sortie de la structure permet de quantifier la part des non-linéarités et d'évaluer leur importance si elles sont susceptibles de modifier le comportement d'une façon sensible ; auquel cas, il faut en tenir compte dans la loi de comportement. La caractérisation de ces non-linéarités se fait à l'aide d'une analyse modale utilisant une fenêtre temporelle mobile. L'évolution temporelle des paramètres dynamiques identifiés permet en particulier de discerner une éventuelle dégradation de la rigidité de la structure.

La troisième et dernière partie traite de l'identification de modèles de comportement non linéaire. Parmi les modèles de viscoplasticité et d'endommagement examinés, le dernier modèle reproduit correctement le phénomène de dégradation de la rigidité observé sur le comportement de ces bâtiments. Une représentation non paramétrique par les polynômes de Chebyshev des forces s'opposant aux actions internes de la structure est également utilisée.

## 2 DONNEES ACCELEROMETRIQUES : PRE-TRAITEMENT ET ANALYSE SIMPLE

### 2.1 Introduction

L'étude du comportement dynamique d'une construction en vraie grandeur, après sa mise en service, utilise trois types de source d'excitation : les tests de vibration harmonique, les vibrations ambiantes et les vibrations sismiques.

#### Les vibrations harmoniques

En vibration harmonique, la structure est sollicitée à l'aide d'un excitateur électrodynamique qui exerce en un point de la structure une force ponctuelle sinusoïdale dont l'amplitude, la phase et la fréquence d'excitation sont maîtrisées. L'identification des caractéristiques dynamiques de la structure est alors effec-

tuée en domaine fréquentiel à partir des fonctions de transfert ayant une forme bien lisse. En vibrations linéaires (*basse amplitude de la force excitatrice*), les fréquences propres de vibration de la structure correspondent aux abscisses des différents pics apparents sur le tracé du module de la fonction de transfert. Les coefficients d'amortissement modaux sont alors estimés par la méthode classique de la demi-puissance.

Les formes modales sont déterminées à partir de l'ordonnée de ces différents pics, et leurs signes s'obtiennent à partir de la phase de la fonction de transfert. Cependant, l'identification peut parfois être erronée dans le cas d'un couplage modal ou de la présence d'un comportement non linéaire.

#### Les vibrations ambiantes

La source d'excitation est le vent ou les micros secousses sismiques. Dans ce cas, on considère que le comportement de la structure est linéaire et que l'excitation est de type bruit blanc et la réponse mesurée est un processus aléatoire stationnaire ergodique. Ces hypothèses stochastiques sont en fait inévitables car l'excitation qui est distribuée spatialement en élévation sur la structure n'est pas mesurable. La relation entrée-sortie est définie par :

$$P_o = |H(f)|^2 P_i(f) \quad (1)$$

où  $|H(f)|$  est le module de la fonction de transfert.  $P_o$  et  $P_i$  désignent respectivement la densité spectrale de puissance de la sortie et de l'entrée.  $P_o$  est estimé à partir de la réponse mesurée en un point de la structure en divisant la longueur de l'enregistrement en  $n_d$  segments contigus et en faisant une moyenne d'ensemble.  $P_i$  est égale à une constante d'après l'hypothèse du bruit blanc. L'identification des caractéristiques modales est effectuée sur le tracé du module de la fonction de transfert, comme indiqué pour le cas de vibrations harmoniques. Là encore, des erreurs d'identification résultent des hypothèses faites qui ne sont pas vérifiées en général et de l'incertitude sur l'estimation de la densité spectrale de puissance du signal de sortie.

#### Vibrations sismiques et données accélérométriques

Ce type d'excitation est considéré comme la meilleure source pour étudier le comportement dynamique des structures en vraie grandeur. Cependant, la localisation de l'évènement sismique dans le temps et dans l'espace ne peut être prédit avec certitude ; du moins dans l'état actuel des connaissances en sismologie. Par conséquent, l'acquisition de données accélérométriques de bonne qualité nécessite une instrumentation de structures très importante qui doit être opérationnelle durant de longues années : ce qui demande un suivi constant et coûteux. C'est pour cette raison que les données accélérométriques n'étaient pas disponibles jusqu'à une période très récente. En effet, après le séisme de San Fernando (1971) en Californie, le

programme d'instrumentation C.S.M.I.P a été lancé et depuis une centaine d'enregistrements ont été obtenus durant plusieurs séismes sur des bâtiments, des ponts et des barrages. C'est sur des données récupérées de ce programme que nous avons appliqué notre recherche. L'instrumentation d'un ouvrage consiste à placer des capteurs en champ libre et en structure afin d'y mesurer les mouvements dans les trois directions durant un éventuel séisme. Les ouvrages instrumentés ont été choisis en fonction de leurs caractéristiques structurales (*type de matériau et structure porteuse*) et géométrique (*architecture et dimensions*). L'instrumentation d'un bâtiment de type courant comprend en général 10 à 12 capteurs placés et orientés de façon à pouvoir étudier les mouvements de vibrations longitudinales, transverses et de torsion. Tous les capteurs d'une même structure ont, en principe, un déclenchement simultané et sont reliés à un seul enregistreur commun doté d'une voie horaire absolue.

Les réponses accélérométriques des bâtiments constituent une source incontestable pour étudier et identifier le vrai comportement dynamique des structures et pour vérifier les hypothèses utilisées. L'identification de ce comportement permet de prédire d'une façon correcte la réponse de ces structures ou d'autres similaires à une éventuelle excitation sismique. Avant que les données accélérométriques soient distribuées aux chercheurs et aux organismes intéressés, elles subissent d'abord un processus de traitement préalable que nous rappelons succinctement ici. Des capteurs à trois composantes reproduisent sur des accélérographes les traces de l'accélération d'un point donné de la structure. Ensuite, ces traces sont digitalisées numériquement en échantillonnant le signal en intervalles équi-espacés. La vitesse et le déplacement sont obtenus par intégration numérique de l'accélération. Le pas d'échantillonnage du signal doit vérifier la condition de Shannon pour éviter le phénomène de repliement du spectre qui modifie le contenu fréquentiel du signal discrétisé par rapport au signal continu.

Soit  $\Delta t$  le pas d'échantillonnage temporel des données ; la fréquence d'échantillonnage est alors  $f_s = 1/\Delta t$ . La fréquence de Nyquist est définie par  $f_n = 1/2\Delta t$ . La condition de Shannon est  $f_s \geq f_n$ . Ce qui signifie que la fréquence d'échantillonnage doit être au moins égale à deux fois la plus haute fréquence contenue dans le signal. Si  $f_m$  désigne la plus haute fréquence désirée dans le signal, la fréquence d'échantillonnage recommandée en pratique est égale à 4 ou 5 fois  $f_m$ . Du bruit additif aux mesures et des erreurs dues au processus de digitalisation produisent des basses et des hautes fréquences indésirables dans le signal. C'est pour cette raison que la deuxième phase du traitement des données consiste à filtrer le signal avec un filtre passe-bande. L'opération de filtrage consiste à éliminer les fréquences inférieures ou supérieures à une certaine valeur appelée fréquence de coupure du filtre. Le filtre passe-bande permet d'éliminer les fréquences n'appartenant pas à une certaine bande de fréquence. Il existe plusieurs types de filtres. En traitement de don-

nées sismiques, le filtre "Ormsby" est utilisé. Une fois ce traitement de routine est effectué, les données accélérométriques peuvent être analysées en vue de l'étude du comportement sismique des structures.

En absence d'effets importants dûs aux mouvements de rotation rigide de la fondation et du balancement d'ensemble de la structure, les vibrations de la structure sont fortement dominées par celles dues au mouvement horizontal de sa base. Par ailleurs, on suppose que les axes de la structure définissent deux directions horizontales orthogonales sur lesquelles les mouvements de vibration horizontale peuvent être décomposés. Cette hypothèse implique que les vibrations selon une direction sont uniquement dues à la composante du niveau de base correspondant à la même direction : c'est l'hypothèse du modèle linéaire plan. Bien entendu, ce type de modèle ne prend pas en compte les vibrations de torsion.

En domaine fréquentiel, la réponse mesurée à un niveau supérieur de la structure est reliée à l'accélération du niveau de base par la relation entrée-sortie suivante :

$$Y(\omega) = H(\omega) Z''(\omega) \quad (2)$$

où  $Y(\omega)$  et  $Z''(\omega)$  désignent respectivement les transformées de Fourier des réponses mesurées au niveau supérieur et au niveau de base de la structure.  $H(\omega)$  est la fonction de transfert. Une fois estimée, la fonction de transfert, on peut identifier par la procédure décrite précédemment, les paramètres vibratoires de la structure. En pratique, le calcul de la fonction de transfert à partir du rapport spectral est très parasité à cause du bruit additif aux mesures. Par conséquent, il est difficile d'identifier les caractéristiques modales à partir de ces fonctions de transfert. La procédure de lissage qui consiste à lisser le module de la fonction de transfert permet d'estimer globalement les basses fréquences de vibration de la structure, mais provoque évidemment une perte d'information. Ce module devrait permettre, en principe, d'estimer aussi les coefficients d'amortissement modaux par la méthode de la demi-puissance. Cependant, cela est très délicat à cause de l'aplatissement du module causé par la procédure de lissage.

## 2.2 Exemple d'analyse de données

Nous allons illustrer cette technique simple sur un bâtiment particulier. L'exemple d'étude est un bâtiment à usage administratif en béton armé de neuf étages situé à San José en Californie (Figure 1). Ce bâtiment a subi deux événements sismiques de moyenne amplitude : le séisme de Morgan Hill du 4 Avril 1984 (*magnitude  $m_1 = 6.2$ , distance épiscoptrale :  $D = 19$  kms, accélération maximale :  $a_{max} = 0.06g$  à la base et  $a_{max} = 0.22g$  en structure*) et le séisme de Mount Lewis du 3 Mars 1986 ( *$m_1 = 5.2$ ,  $D = 23$  kms,  $a_{max} = 0.04g$  à la base et  $a_{max} = 0.08g$  en structure*). Cet immeuble est instrumenté par le biais de 13 capteurs,

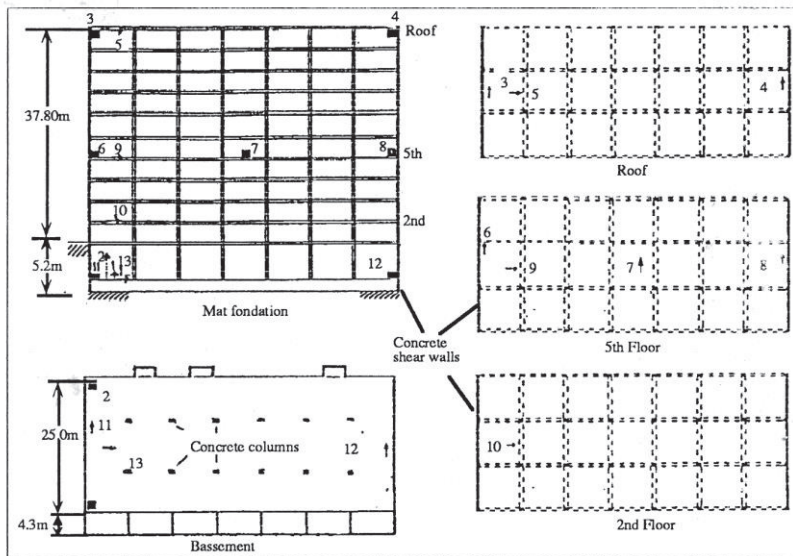


Figure 1 : Vues en plan et coupe N - S du bâtiment "exemple".

placés et orientés de façon à pouvoir étudier les vibrations de flexion longitudinale (capteur n° 13, 10, 9 et 5) et transverse (capteur n° 11, 6, 3, 12, 8, 4, et 7), les mouvements de torsion (capteur n° 11 et 12, 6, 7 et 8, 3 et 4) et les mouvements de rotation rigide et balancement transverse (capteur n° 1 et 2). Pour estimer les fréquences de vibration en flexion et en torsion à partir du rapport spectral entre la réponse et l'excitation, l'accélération enregistrée par le capteur 13 est prise comme excitation des mouvements longitudinaux et la moyenne des accélérations mesurées aux capteurs 11 et 12 est prise comme excitation des mouvements transverse et de torsion.

La détermination des fréquences propres de vibration correspondant aux mouvements longitudinaux et transverse peut se faire donc en localisant les abscisses des pics des tracés des modules des fonctions de transfert lissées avec une fenêtre triangulaire de largeur égale à 1 Hz. Ces courbes sont données en figure 2 pour les mouvements longitudinaux et en figure 3 pour les mouvements transverse. Il apparaît nettement 4

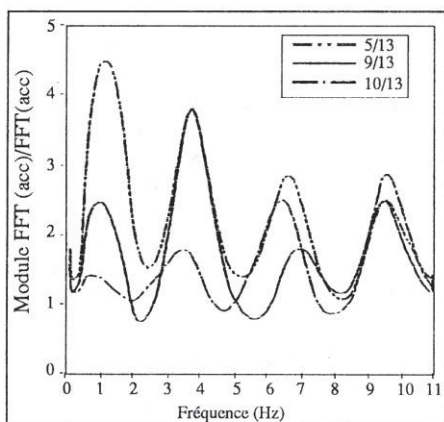


Figure 2 : Module de la fonction de transfert, mouvements longitudinaux.

modes de vibration en flexion longitudinale à 1.2 Hz, 3.6 Hz, 6.5 Hz et 9.5 Hz pour un seul mode de vibration transverse à 1.7 Hz.

L'existence de 4 modes de vibration en flexion longitudinale pour un seul mode transverse s'explique par le système de contreventement constitué par des voiles porteurs dans le sens transverse et des portiques dans le sens longitudinal.

Pour chacune de ces fréquences propres, le module et la phase de la fonction de transfert permet de déterminer les formes modales. Les formes modales obtenues en flexion longitudinale sont données en figure 4. Les deux premières formes modales sont bien identifiées ; elles

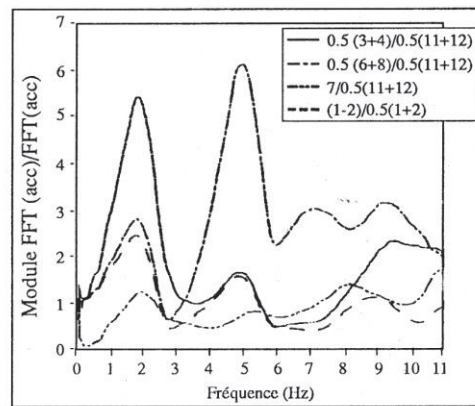


Figure 3 : Module de la fonction de transfert, mouvements transverse.

correspondent bien aux deux premières formes modales de bâtiments courants. Pour la troisième et quatrième forme modale, il manque des capteurs intermédiaires ; l'interpolation linéaire entre les niveaux 4 et 10 n'aurait pas de signification physique. Les fréquences propres de vibration en torsion peuvent être identifiées par la même démarche précédemment en calculant le rapport spectral entre les mouvements différentiels mesurés aux niveaux supérieurs et le mouvement transverse

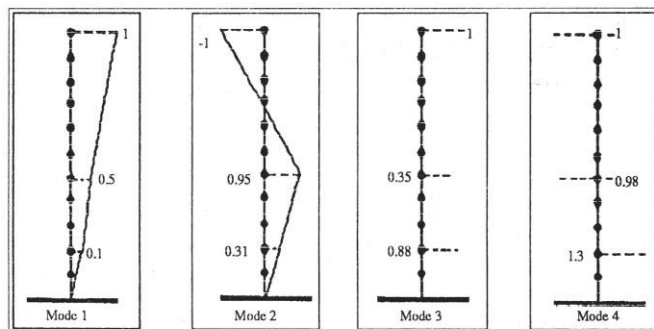


Figure 4 : Formes modales - vibration longitudinale -

moyen mesuré au niveau de la base. La figure 5 montre ainsi un mode fondamental à 2.5 Hz.

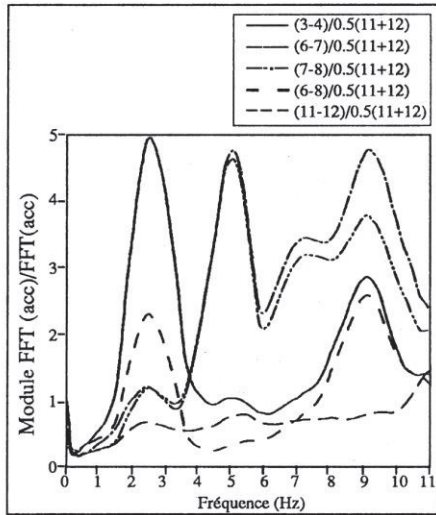


Figure 5 : Module de la fonction de transfert, mouvements de torsion.

La part de la torsion dans le mouvement transverse moyen peut être quantifiée, en domaine temporel, par différenciation des mouvements transverses aux capteurs 3 et 4, 6 et 8, 11 et 12 : on obtient successivement 40%, 31% et 13%. Ce qui montre que la proportion de la torsion dans le mouvement total est relativement importante pour ce bâtiment.

Le phénomène de rotation rigide peut être mis en évidence en comparant les réponses relatives mesurées aux capteurs 6 (5<sup>ème</sup> étage) et 3 (dernier étage) avec le mouvement de rotation de la fondation (capteurs 2-1). La comparaison de ces signaux est donnée en figure 6

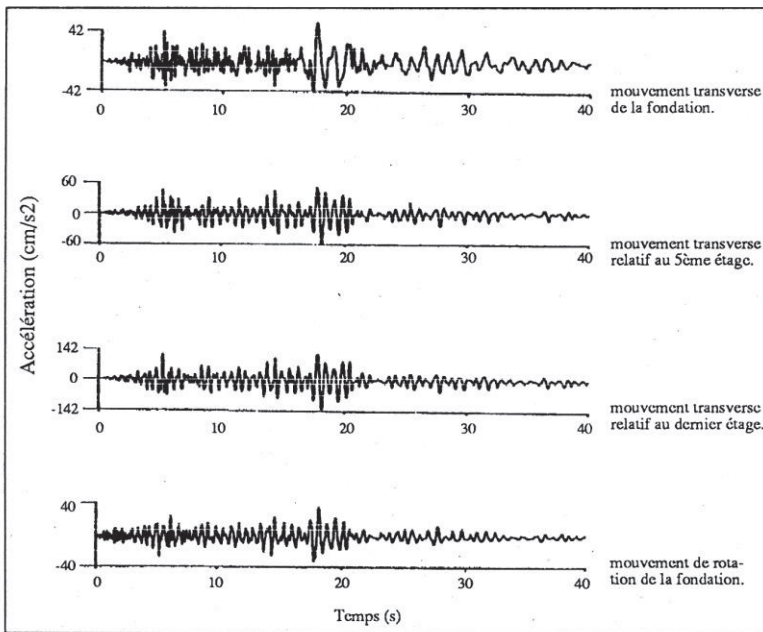


Figure 6 : Comparaison du mouvement de la fondation et les mouvements transverses relatifs.

qui montre une parfaite ressemblance des signaux : la rotation rigide de la fondation est cohérente avec le mouvement transverse total (la fonction de cohérence des signaux est voisine de 1 autour des fréquences de résonance).

Les capteurs verticaux situés aux deux extrémités du mur latéral permettent donc, par différenciation, d'estimer la rotation de la fondation. Moyennant l'hypothèse de fondation rigide, on peut estimer les parts respectives de la flexion et de la rotation dans le mouvement transverse du bâtiment ; on trouve respectivement 60 et 40% au dernier niveau, et 53 et 47% au quatrième étage.

### 3 IDENTIFICATION DE MODELES DE COMPORTEMENT LINEAIRE

#### 3.1 Introduction à l'identification de systèmes

L'identification de systèmes est le processus qui consiste à déterminer un modèle de comportement d'un système réel à partir de sa réponse à une entrée donnée. Dans cette définition, le modèle désigne toute représentation mathématique du système qui donnerait une bonne approximation, au sens d'un critère, de sa réponse à une entrée, par le biais d'un calcul direct. On distingue deux grandes classes de méthodes d'identification :

L'identification dite paramétrique : Dans ce cas, la configuration et la forme mathématique du modèle sont supposées connues. Le problème consiste alors à déterminer, sur l'espace des paramètres, les valeurs de ceux du modèle qui donneraient la bonne approximation.

L'identification dite non paramétrique : Dans ce cas, aucune hypothèse n'est faite sur le modèle. Le système à identifier est considéré comme une "boîte noire" définie uniquement par une entrée et une sortie. Le problème consiste alors à déterminer, sur l'espace des fonctionnelles, celle qui représenterait le modèle et donnerait la bonne approximation.

L'objectif de cette partie est l'application de ces idées générales à des cas réels de structures de génie-civil. Dans ce contexte, la sortie du système correspond à l'histoire des réponses mesurées sur la structure. Ces réponses peuvent être des fonctions du temps (déplacements, vitesses ou accélérations) ou des fonctions de la fréquence (fonction de transfert, densité spectrale de puissance ou transformées de Fourier des fonctions temporelles). L'entrée dési-

gne la mesure de l'excitation ayant produit ces réponses. Elle correspond, dans le cas des bâtiments, à l'excitation mesurée au niveau de base de la structure.

### 3.2 Formulation des équations

Selon le type d'amortissement choisi lors de la modélisation, on distingue deux modèles de comportement dynamique linéaire couramment utilisés :

- ▼ modèle avec amortissement visqueux pour lequel les forces d'amortissement sont proportionnelles au vecteur vitesses,
- ▼ modèle avec amortissement hystérétique pour lequel les forces d'amortissement sont proportionnelles au vecteur déplacements et en phase avec le vecteur vitesses.

En effet, si une structure possède un amortissement de type visqueux, la courbe exprimant le chargement appliqué en fonction des déplacements résultants est une ellipse. Mais si l'amortissement n'est pas de ce type, la courbe ne sera pas elliptique et dans ce cas, on pourra définir un amortissement visqueux linéaire équivalent provoquant les mêmes effets mais dépendant de la fréquence d'excitation. Dans certains essais réels, le phénomène d'amortissement semble indépendant de la fréquence d'excitation. D'où introduction du modèle hystérétique qui a la propriété d'indépendance de la fréquence d'excitation.

Ces deux modèles sont définis, chacun, par un vecteur  $\{\gamma\}$  appelé vecteur d'état. Ce vecteur est composé de tous les paramètres qui caractérisent à tout instant le comportement de la structure à une excitation donnée. Nous allons expliciter ce vecteur, en domaine temporel et fréquentiel, pour les deux modèles retenus. Ensuite, nous présentons une méthode d'identification permettant d'estimer ce vecteur de paramètres dans le cas de bâtiments soumis aux séismes.

#### 3.2.1 Modèle avec amortissement visqueux en domaine temporel

L'équation d'équilibre dynamique d'une structure discrétisée à N degrés de liberté (d.d.l), représentée par un modèle stationnaire, linéaire plan, et soumise à une excitation d'appui, s'écrit en supposant un amortissement de type visqueux :

$$[M] \{X''\} + [C] \{X'\} + [K] \{X\} = \{0\} \quad (3)$$

$[M]$ ,  $[C]$  et  $[K]$  désignent respectivement les matrices (NxN) de masse, d'amortissement visqueux et de rigidité.

$\{X_t\}$ ,  $\{X'\}$  et  $\{X\}$  désignent respectivement les vecteurs (Nx1) des déplacements absolus, des vitesses et des déplacements relatifs des N d.d.l de la structure. En posant  $\{P_{eff}\} = -[M] \{1\} x_g''$ , l'équation (3) s'écrit :

$$[M] \{X''\} + [C] \{X'\} + [K] \{X\} = \{P_{eff}\} \quad (4)$$

$\{1\}$  représente le vecteur (Nx1) dont toutes les composantes sont égales à l'unité et  $x_g''$  est l'accélération du sol.

L'équation (4) représente un système de N équations couplées qui peut être découplé en supposant un amortissement visqueux découplé. Le passage de la représentation physique à la représentation modale nous permet de projeter le vecteur déplacement  $\{X\}$  sur l'ensemble des modes propres de vibration  $N_m$ . On obtient alors un ensemble de  $N \times N_m$  équations indépendantes dont chacune est une équation différentielle du second ordre représentant l'équilibre modal r au degré de liberté i.

$$x_{ir}'' + 2\xi_r \omega_r x_{ir}' + \omega_r^2 x_{ir} = \rho_{ir} x_g'' \quad (5)$$

où  $\omega_r$  et  $\xi_r$  désignent respectivement la fréquence (rad/s) propre de vibration et le coefficient d'amortissement relatifs au mode r.

$\rho_{ir}$  est le facteur de participation du mode r au degré de liberté i. Les conditions initiales modales en déplacement et en vitesse sont  $x_{ir}(0) = d_{ir}$  et  $x_{ir}'(0) = v_{ir}$ . Le déplacement physique au d.d.l i est obtenu en combinant toutes les contributions modales :

$$x_i = \sum_{r=1}^{N_m} x_i^r \quad (6)$$

Si on a  $N_p$  points d'instrumentation, le vecteur des paramètres qui caractérisent le modèle visqueux linéaire en domaine temporel s'écrit :

$$\{\gamma\} = \{\omega_r, \xi_r, \rho_{ir}, d_{ir}, v_{ir}\} \quad r = 1, N_m \text{ et } i = 1, N_p \quad (7)$$

Ainsi le nombre total de paramètres caractéristiques est de  $2N_m + 3N_p N_m$ .

#### 3.2.2 Modèle avec amortissement visqueux et hystérétique en domaine fréquentiel

En domaine fréquentiel, l'équation d'équilibre modal au degré de liberté i s'obtient en prenant la transformée de Fourier de l'équation (5). La fonction de transfert de type inertance relative au point d'excitation situé à la base de la structure et au point de réponse i s'écrit, pour le modèle avec amortissement visqueux, en supposant les conditions modales initiales et finales en déplacement et en vitesse nulles :

$$H_i(\omega) = \sum_{r=1}^{N_m} \frac{\omega^2 \rho_{ir}}{\omega_r^2 - \omega^2 + 2i\xi_r \omega_r \omega} \quad (8)$$

où  $\omega$  est la fréquence (rad/s) d'excitation et i est le nombre complexe tel que  $i^2 = -1$ .

L'équation d'équilibre modale du modèle avec amortissement hystérétique s'écrit d'une manière simple en variable complexe ; sa fonction de transfert s'écrit :

$$H_i(\omega) = \sum_{r=1}^{N_m} \frac{\omega^2 \rho_{ir}}{\omega_r^2 - \omega^2 + i\delta_r \omega_r^2} \quad (9)$$

où  $\delta_r$  est le coefficient d'amortissement hystérétique relatif au mode de vibration r.

Si on a  $N_p$  points d'instrumentation, le vecteur des paramètres qui caractérisent les modèles visqueux et hystérétique en domaine fréquentiel s'écrit, respectivement :

$$\{\gamma\} = \{\omega_r, \xi_r, \rho_{ir}\} \quad r = 1, N_m \text{ et } i = 1, N_p \quad (10)$$

$$\{\gamma\} = \{\omega_r, \delta_r, \rho_{ir}\} \quad r = 1, N_m \text{ et } i = 1, N_p \quad (11)$$

Ainsi le nombre total de paramètres caractéristiques est de  $2N_m + 2N_p N_m$ .

### 3.3 La méthode d'identification

La méthode d'identification proposée (H. Afra et al 1990 [2]) est basée sur la minimisation, au sens des moindres carrés, en domaine temporel ou fréquentiel, entre les réponses mesurées aux points d'instrumentation et celles données par le modèle de comportement présumé. L'erreur à minimiser est définie par :

$$\chi^2 = K \sum_{i=1}^{N_p} \int_{v1}^{v2} |y_{ei}(v) - y_{di}(\{\gamma\}, v)|^2 dv \quad (12)$$

$N_p$  est le nombre de points d'instrumentation intégrés dans la minimisation.  $\{\gamma\}$  est le vecteur des paramètres dont dépend la réponse du modèle.  $y_{ei}(v)$  est la réponse mesurée au point  $i$  : elle peut être une fonction du temps (déplacement, vitesse ou accélération) ou une fonction de la fréquence (le module de la fonction de transfert ou sa forme complexe).  $y_{di}(\{\gamma\}, v)$  est la réponse du modèle au point  $i$ .  $v1$  et  $v2$  désignent respectivement la borne initiale et finale de l'intervalle d'identification.  $K$  est une constante de normalisation de l'erreur.

Le minimum local de  $\chi^2$  est obtenu sous les deux conditions suivantes :

- condition du premier ordre (gradient nul) :

$$\frac{\partial \chi^2(\{\gamma\}, v)}{\partial \gamma_i} = 0, i = 1, m$$

- condition du second ordre (matrice Hessein définie positive) :

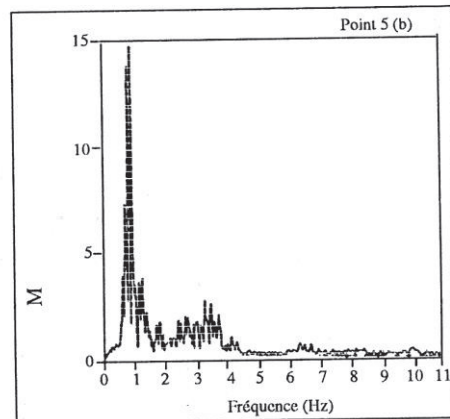
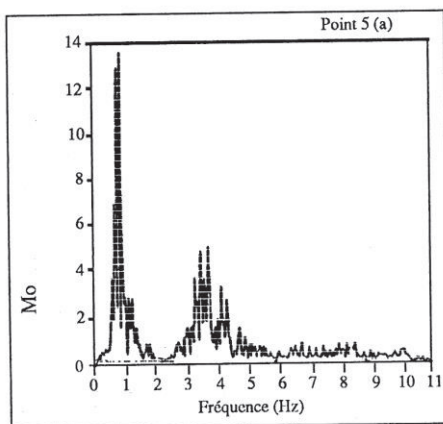


Figure 8 : Comparaison du spectre d'accélération mesurée avec celui donné par le modèle (a), (b).

$$\frac{\partial^2 (\chi^2(\{\gamma\}, v)}{\partial \gamma_i \partial \gamma_j} > 0, i \text{ et } j = 1, m$$

$m$  est le nombre de composantes du vecteur  $\{\gamma\}$ .

Une méthode de minimisation unidimensionnelle a été utilisée en domaine temporel, et une méthode de minimisation non linéaire a été utilisée en domaine fréquentiel.

La méthode d'identification ainsi développée a été appliquée aux données accélérométriques du bâtiment déjà étudié (§ 2.2). Des résultats détaillés de l'identification des deux modèles de comportement linéaire avec amortissement visqueux et hystérétique, en domaine temporel et fréquentiel, à partir des vibrations de flexion longitudinale et transverse, ont été obtenus (H. Afra et al 1990 [3]). En figures 7 et 8, sont données les comparaisons respectivement, en domaine temporel et fréquentiel, des réponses mesurées en structure avec celles données par les modèles de comportement identifiés.

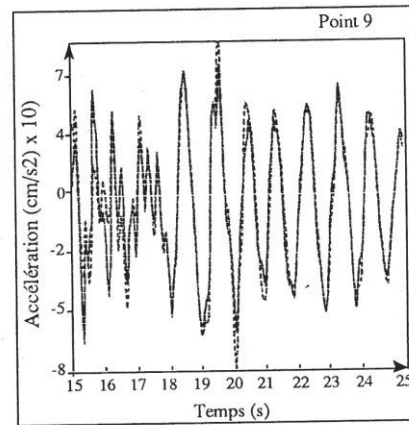


Figure 7 : Flexion longitudinale. Comparaison des réponses mesurées (—) avec celles données par le modèle viscoélastique linéaire (---).

L'analyse ainsi testée sur l'exemple de ce bâtiment a été étendue à 12 cas de bâtiments en domaine fréquentiel (*Jl. Afra et al 1990 [3]*) et à 25 cas en domaine temporel (*Jl. Y. Bard et al 1992 [4]*).

Ces analyses ont mis en évidence des résultats relatifs au comportement sismique de bâtiments dont les principaux sont :

- ▼ D'une part, pour ce type de bâtiments et pour le type du contenu fréquentiel des séismes utilisés, les deux modèles linéaires avec amortissement visqueux et hystérétique, donnent exactement le même comportement. D'autre part, la valeur du coefficient d'amortissement hystérétique vaut dans la majorité des cas deux fois celle du coefficient d'amortissement visqueux.
- ▼ Le comportement des bâtiments étudiés est linéaire au dessous d'un certain seuil d'excitation (dans cette étude, 0.1g pour les bâtiments en béton armé). De plus, au dessous de ce seuil, les bâtiments présentant des irrégularités en plan et/ou des décrochements en élévation ne peuvent pas être modélisés par un modèle plan. En effet, dans ce cas, la torsion est très importante et l'hypothèse du découplage des mouvements longitudinaux et transverses n'est plus applicable. Au dessus de ce seuil, le comportement de ces bâtiments ne peut être reproduit par un modèle linéaire.
- ▼ Les valeurs d'amortissement visqueux sont, en général, dispersées entre 4% pour les structures métalliques et 8% pour les structures en béton armé.
- ▼ Pour les bâtiments dits "réguliers", la réponse au niveau du toit est fortement dominée par sa composante fondamentale. Quant aux bâtiments de grande hauteur (*fréquence fondamentale inférieure à 1 Hz*), les modes supérieurs présentent une contribution significative dans la réponse.
- ▼ La part des mouvements de torsion est relativement importante dans les réponses de certains bâtiments.

La comparaison de l'ensemble des résultats obtenus avec ceux prédits par les règlements parasismiques américains permet de faire les remarques suivantes :

- ◆ La période fondamentale de vibration dépend principalement de la hauteur et du système de contreventement du bâtiment (*portiques ou voiles porteurs*), et non du type du matériau ou de ses dimensions horizontales.
- ◆ Les formules réglementaires UBC (*Uniform Building Code*) et ATC (*Applied Technology Council*) ne fournissent pas en général la valeur réelle de la période fondamentale de vibration. De même, le calcul sismique par spectre de réponse donne de bons résultats à condition que les périodes de vibration

soient bien estimées. Ainsi, les nouvelles formules suivantes sont proposées pour les trois classes de bâtiments étudiés :

- Bâtiments (B.A) contreventés par des voiles :

$$f_0 = 12.4/\sqrt{H} \quad \text{ou} \quad T_0 = 0.08\sqrt{H}$$

- Bâtiments (B.A) contreventés par des portiques :

$$f_0 = 27.5/H \quad \text{ou} \quad T_0 = 0.036 H$$

- Bâtiments métalliques :

$$f_0 = 25.0/H \quad \text{ou} \quad T_0 = 0.040 H$$

- Autres Bâtiments ("*all other buildings category*" dans la classification UBC) :

$$f_0 = 52.0/H \quad \text{ou} \quad T_0 = 0.019 H$$

#### 4 DETECTION, QUANTIFICATION ET CARACTERISATION DES NON-LINEARITES

Les résultats présentés précédemment montrent que le comportement de certains bâtiments sous chargement sismique ne peut être correctement modélisé par un modèle linéaire plan. Après avoir écarté les cas de bâtiments où la torsion est importante, nous présentons dans cette partie, les techniques de détection, de quantification et de caractérisation des non-linéarités observées sur des bâtiments.

La détection des non-linéarités se fait tout simplement en évaluant l'erreur de minimisation  $\chi^2$  obtenue entre les réponses d'un modèle linéaire et celles mesurées. Si l'erreur obtenue est très importante ( $> 20\%$ , *par exemple*), on peut affirmer que le comportement de la structure est non linéaire. Par ailleurs, dans le cas de bâtiments instrumentés durant au moins deux événements sismiques, la détection des non-linéarités peut se faire par la non vérification du principe de superposition des efforts et de leurs effets. Cette vérification se fait en comparant en domaine fréquentiel, les fonctions de transfert du même bâtiment, obtenues durant les deux séismes. La quantification des non-linéarités se fait par application de la technique de Wiener qui permet d'isoler la partie linéaire de la réponse d'un système à une entrée bruit blanc Gaussien. En effet, la réponse d'un système physique S à une entrée  $e(t)$  peut se mettre sous la forme d'une série infinie de termes intégrales :

$$s(t) = \int_0^\infty g_1(\tau) e(t-\tau) d\tau + \int_0^\infty \int_0^\infty g_2(\tau_1, \tau_2) e(t-\tau_1) e(t-\tau_2) d\tau_1 d\tau_2 + \dots \quad (13)$$

Les termes  $\{g_i\}$  sont appelés noyaux de Volterra. Ces noyaux sont symétriques et peuvent être considérés comme réponses impulsives généralisées du système non linéaire. Le noyau d'ordre un ( $g_1$ ) correspond exactement à la fonction réponse impulsionnelle pour un système linéaire et le premier terme intégrale représente la réponse de ce système, obtenu par l'intégrale de convolution.

En supposant que l'entrée est un bruit blanc Gaussien stationnaire, le premier noyau s'écrit :

$$h_1(\tau) = \frac{1}{P} E \{s(t) e(t-\tau)\} \quad (14)$$

où  $P$  est la densité spectrale de puissance (D.S.P) du signal d'entrée  $e(t)$ . Ainsi, le premier noyau est égal au rapport entre la fonction d'intercorrélation (entre le signal d'entrée  $e(t)$  et celui de sortie  $s(t)$ ) et la D.S.P de  $e(t)$ . L'application de cette méthode aux bâtiments soumis aux séismes consiste à isoler le premier terme intégral et par soustraction de la réponse globale, on évalue l'importance des non-linéarités. Les résultats obtenus (H. Afra et al 1991 [6]) sur des bâtiments montrent que la part de ces non-linéarités est relativement importante dans la réponse globale. En figure 9, on compare la réponse globale mesurée sur le bâtiment Imperial County Services Building durant le séisme d'Imperial Valley en 1979 avec la réponse linéaire identifiée. La part des non-linéarités dans ce cas est de 34%.

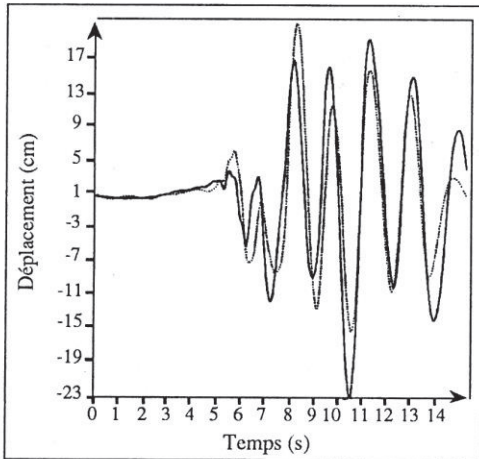


Figure 9 : Comparaison de la réponse mesurée (—) avec celle donnée par le modèle linéaire identifié (---) sur la réponse mesurée.

La caractérisation des non-linéarités se fait à l'aide d'une analyse modale utilisant une fenêtre temporelle mobile. L'évolution temporelle des paramètres identifiés permet de caractériser globalement le comportement non-linéaire des bâtiments. Par ailleurs le calcul de la rigidité effective de la structure durant chaque cycle de vibration a permis de caractériser de façon plus correcte ces non-linéarités. Les résultats obtenus (H. Afra et al 1991 [5]) montrent que ces non-linéarités sont dues en général à une perte de rigidité de la structure. On donne en figures 10 et 11, pour le bâtiment précédent, la variation de la fréquence fondamentale de vibration et de la rigidité effective de la structure en cours d'excitation. A travers ces résultats, on constate une décroissance monotone et irréversible de la rigidité de la structure. En fin d'excitation, elle ne retrouve pas son état initial de rigidité.

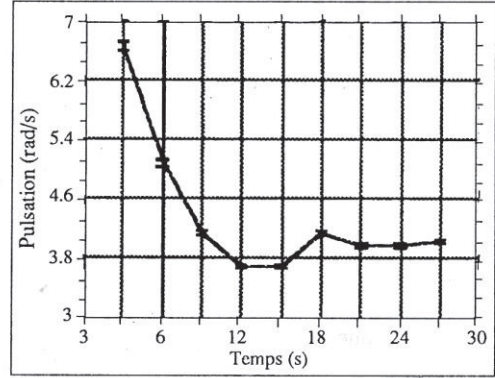


Figure 10 : Variation de la pulsation en fonction du temps (County Services Building), vibrations longitudinales.

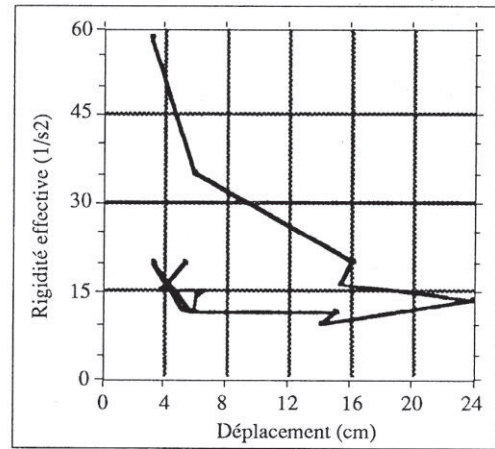


Figure 11 : Evolution de la rigidité effective en cours d'excitation.

## 5 IDENTIFICATION DE MODELES DE COMPORTEMENT NON LINEAIRE

Nous allons étudier quelques modèles de comportement dynamique non linéaire, fréquemment utilisés en analyse dynamique non linéaire des structures et de voir s'ils sont capables de reproduire les réponses non linéaires observées sur des bâtiments soumis aux séismes. Les résultats présentés précédemment (§ 2) montrent que la réponse mesurée au niveau du toit de la structure est fortement dominée par sa composante fondamentale. Par conséquent, nous supposons qu'elle est modélisable par un oscillateur non linéaire. Pour éliminer une éventuelle influence des modes supérieurs, on filtre le signal mesuré avec un filtre passe-bas.

Quatre modèles de comportement non linéaire sont examinés :

- Le modèle viscoplastique parfait : ce modèle est constitué d'une masse, d'un élément plastique composé d'un ressort élastique et d'un patin, et d'un amortisseur visqueux.

- Le modèle viscoplastique écouissable : c'est une amélioration du modèle précédent en introduisant une variable d'écrouissage.
- Le modèle d'endommagement : ce modèle est caractérisé par quatre types d'éléments : un élément linéaire, un élément élastoplastique, des éléments élastiques à rupture brutale, et un amortisseur visqueux (Figure 12).
- Le modèle de "Chebyshev" : ce modèle est basé sur l'approximation polynomiale des forces s'opposant aux actions internes de la structure, par des polynômes de Chebyshev.

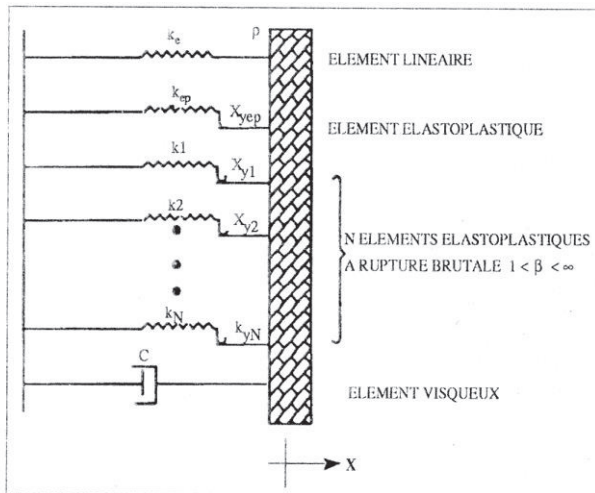


Figure 12 a : Eléments constitutifs du modèle endommageable.

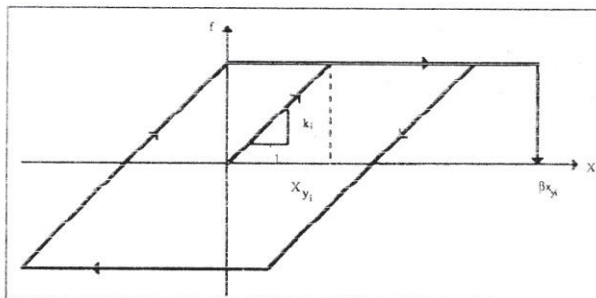


Figure 12 b : Relation force - déplacement d'un élément d'endommagement.

Les trois premiers modèles sont dits paramétriques, c'est-à-dire que le modèle de comportement non linéaire est présupposé a priori. Dans ce cas, le problème d'identification consiste alors à identifier, sur l'espace des paramètres, ceux qui donneraient la meilleure approximation, au sens des moindres carrés, des réponses mesurées. Quant au dernier modèle, il est dit non paramétrique car on ne fait aucune hypothèse a priori sur le modèle de comportement non linéaire. Dans ce cas, l'identification consiste à trouver la meilleure approximation par les polynômes de Chebyshev, des forces s'opposant aux actions internes, mesurées au niveau du toit de la structure. Les résultats obtenus (H. Afra et al 1991 [6], [7] et [8]) montrent que, seul le modèle d'endommagement est capable de reproduire la non-linéarité de perte de rigidité observée sur certains bâtiments.

## 6 CONCLUSION

Dans cette recherche, une méthodologie pratique été présentée pour identifier systématiquement le valeurs optimales des paramètres d'un modèle linéair ou non linéaire à partir des données accélérométrique mesurées en structures.

Un logiciel d'identification a été développé ; il e structuré de façon à pouvoir l'adapter et l'appliquer d'autres fins que le génie parasismique, par simple char gement de la "subroutine" calculant la fonction caractérisant le modèle à identifier et son vecteur gradient p rapport à tous les paramètres caractéristiques ②

## 7 BIBLIOGRAPHIE

- [1] H. Afra : "Identification du comportement sismique de bâtiments à partir de leurs réponses accélérométriques". Thèse de Doctorat de l'Ecole National des Ponts et Chaussées, Paris, 1991.
- [2] H. Afra, P. Argoul et P. Y. Bard : "Identification of building structural behaviour from earthquak records". Proceedings of the 9th European Conference on Earthquake Engineering. Moscou, Vol 7 B, pp 3-12 (1991).
- [3] H. Afra, P. Argoul : "Identification du comportement sismique de bâtiments et comparaison avec les données réglementaires". Annales des Ponts e Chaussées, Vol 53-54, pp 50-65 (1990).
- [4] P. Y. Bard, H. Afra et P. Argoul : "Dynamic behaviour of buildings : Experimental results from strong motion data". Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics, pp 441-478. Ouest Editions, Presses Académiques, Franc (1992).
- [5] H. Afra et P. Argoul : "Caractérisation des non linéarités dans les bâtiments sous chargement sismique". 10ème Congrès Français de Mécanique Paris, 2-6 Septembre 1991, Vol 4, pp 61-64.
- [6] H. Afra, P. Argoul : "Identification du comportement non linéaire de bâtiments à partir de leurs réponses accélérométriques". 10ème Congrès Français de Mécanique, Paris, 2-6 Septembre 1991, Vo 4, pp 181-184.
- [7] H. Afra, P. Argoul : "Identification of building behaviour under seismic loading". 1<sup>st</sup> European Solids Mechanic Conference, Munich, 9-13 Septembre 1991, pp 5-6.
- [8] P. Argoul, H. Afra and P. Y. Bard : "Characterisation and identification of the non linear behaviour of buildings". Volume 7 , pp 3841-3846, 10th World Conference on Earthquake Engineering Madrid, 19-24 July 1992.