

ESTIMATION DE L'EFFET DE LA TORSION DANS LES BÂTIMENTS SOUMIS À L'ACTION SISMIQUE

M. D. BENSALAH¹, M. Bensaibi².

¹ Maître assistant chargés de cours. Département d'hydraulique, Université Saad Dahleb, Blida. Bensalah_md@yahoo.fr

² Docteur et maître de conférences.

Département de Génie Civil, Université Saad Dahleb, Blida. bensaibim@yahoo.co.uk

RÉSUMÉ

Les effets de la torsion dans les bâtiments asymétriques peuvent s'avérer désastreux lors de sollicitations sismiques. Afin de les réduire, il faut prendre en compte ce phénomène lors de la modélisation. Ceci peut être fait soit en considérant la réglementation soit en utilisant un modèle prenant en compte la torsion. Nous proposons à travers l'utilisation d'une méthode simplifiée de prendre en compte la torsion. Ceci en considérant les six degrés de liberté d'une structure. Nous déterminerons donc ses déformations, ses efforts internes, son excentricité dynamique et ses facteurs de participation massique. Cette approche hexadimensionnelle est basée sur la théorie de la géométrie différentielle des groupes de Lie. Nous présenterons les résultats obtenus pour un bâtiment du centre de recherche ISPRA en France ainsi que ceux obtenus pour le bâtiment servant de logements de fonction du Lycée Bachir El Ibrahimy endommagé lors du séisme de Aïn Témouchent.

MOTS CLÉS : Torsion, Bâtiments asymétriques, Méthode hexadimensionnelle, Chargement sismique, Excentricité dynamique, Efforts internes.

1. Introduction

Dans le calcul dynamique des structures, il apparaît nécessaire de faire une distinction entre les structures symétriques et les structures asymétriques. Les structures symétriques ne nécessitent pas une modélisation de la structure complète, car l'étude d'une partie permet de restituer l'ensemble par le biais des axes et plans de symétrie. La modélisation est plus simple et l'hypothèse de découplage des modes peut être appliquée. Par contre, les structures asymétriques présentent un couplage entre les modes latéraux et le mode de torsion [1]. On ne peut donc ignorer les effets de la torsion, sachant que sous l'effet d'une excitation sismique le couplage des modes de torsion avec les modes latéraux a un effet d'amplification de la réponse de certains éléments de la structure. Ces effets peuvent causer des dommages excessifs aux éléments structuraux et non-structuraux lors d'un séisme [2].

Des dispositions spécifiques de conception sont nécessaires afin d'améliorer le comportement sismique des bâtiments asymétriques. L'analyse statique équivalente ne prenant pas en compte les effets de la torsion, les règlements prescrivent alors l'utilisation d'une excentricité de conception (e_D). Cette dernière est composée d'une excentricité dynamique (e_a) et d'une excentricité accidentelle (e_{a1}). Dans le cas où on a addition de ces deux dernières on parle d'excentricité primaire, par contre si on a soustraction on parle d'excentricité secondaire [3]. Les expressions des excentricités dynamiques et accidentelles diffèrent d'un règlement à un autre, certains

règlements parasismiques comme l'américain (UBC), le canadien, le néo-zélandais ou le mexicain ont préconisé des excentricités dynamiques avec des coefficients qui changent mais ils sous estiment beaucoup les effets de la torsion couplée pour les structures faiblement à moyennement excentrées ayant le mode de torsion très proche du mode latéral [4]. Les prescriptions de l'eurocode 8 sont plus simples et plus précises, pour ce qui est de l'estimation des effets de la torsion en plus de l'excentricité statique, une excentricité e_1 est ajoutée [5, 6]. Le phénomène de torsion peut avoir plusieurs origines. Citons : l'excentricité de résistance, l'excentricité de rigidité, l'excentricité accidentelle, l'effet de propagation des ondes et l'interaction sol-structure.

L'excentricité de résistance se définit comme une redistribution de la rigidité des éléments de la structure dans le plan horizontal, cette redistribution étant due au phénomène de plastification [7]. L'excentricité de rigidité se définit comme étant la différence entre le centre de gravité de la masse et le centre de rigidité des éléments résistants dans le plan horizontal de la structure. L'excentricité accidentelle est définie comme étant les incertitudes qui sont dues principalement aux anomalies entre la masse, la rigidité et les distributions de résistance utilisées dans l'analyse et les vraies distributions sous sollicitation sismique. Elle varie généralement entre 5% et 10% [2, 8, 9].

Parfois pour des structures complexes, il s'avère que la réglementation est insuffisante, on a alors recours à la modélisation. Il existe plusieurs modèles [10, 11, 12, 13, 14].

Les avantages et inconvénients de ces uns et des autres sont bien explicités dans [4].

Le phénomène de torsion est très rarement considéré dans la modélisation. Aussi, nous nous proposons à travers le développement d'une méthode simplifiée de prendre en compte ce phénomène. Nous utilisons à cet effet un modèle hexadimensionnel permettant la prise en compte des six degrés de liberté d'une structure, y compris donc la torsion [4, 11, 15, 16, 17]. Ce modèle va nous permettre d'exprimer l'excentricité dynamique de la structure ainsi que les six efforts internes dynamiques. L'intérêt de la méthode réside dans le nombre de degré de liberté réduit, ce qui permet d'appréhender le phénomène de torsion de manière aisée.

2. PRÉSENTATION DU MODÈLE

Le modèle utilisé est appelé modèle par matrice de transfert à six degrés de liberté [fig.1]. Ce dernier est constitué d'une succession de planchers assimilés à des solides rigides. Les liaisons élastiques de type poteau ou voile entre deux planchers consécutifs sont assimilées à une poutre.

Les hypothèses du modèle sont :

1. Planchers parfaitement rigides.

2. Forces d'inertie des éléments de liaison entre les planchers négligeables devant celles du plancher.

Plusieurs avantages en découlent :

1. Les centres de gravité des planchers peuvent ne pas être alignés verticalement.
2. Les axes principaux d'inertie des planchers ne sont pas nécessairement parallèles.

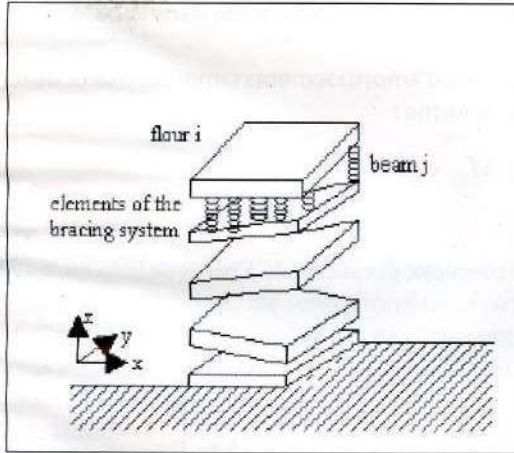


Figure 1 : Modèle proposée [14]

3. Les planchers peuvent se déplacer suivant les six degrés de liberté de l'espace.
4. On ne néglige pas les forces d'inertie gyroscopiques
5. Toutes les sollicitations des éléments de liaison sont considérées.
6. Prise en compte des six degrés de liberté d'une structure, y compris donc la torsion [4, 11, 15, 16, 17]. Ce modèle va nous permettre d'exprimer l'excentricité dynamique de la structure ainsi que les six efforts internes dynamiques. L'intérêt de la méthode réside dans le nombre de degré de liberté réduit, ce qui permet d'appréhender le phénomène de torsion de manière aisée.

La modélisation des différents éléments de liaisons de type poteau est réalisée en utilisant la théorie des poutres. La matrice de rigidité de chaque élément est écrite dans une base locale liée à l'élément et ensuite transformée à la base centrale liée au plancher (fig.2). La compatibilité des déformations du plancher, qui découle de l'hypothèse des corps rigides indéformables, permet de sommer les différentes matrices de rigidité.

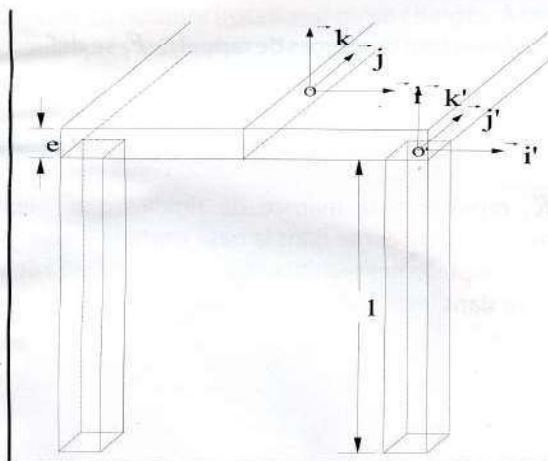


Figure 2 : Base locale liée à l'élément et la base centrale liée au plancher.

On considère une poutre de longueur l , de section S , de sections réduites S_x et S_y , de module de Young E , de coefficient de cisaillement G et de constante de torsion J . La matrice de rigidité globale (K_G) d'un système complet de contreventement entre deux étages est alors écrite comme suit:

$$K_G = \begin{bmatrix} 0 & -k_{x\theta_2} & -k_x \tilde{y} & k_x & 0 & 0 \\ k_{y\theta_1} & 0 & k_y \tilde{x} & 0 & k_y & 0 \\ k_z \hat{y} & -k_z \hat{x} & 0 & 0 & 0 & k_z \\ k_{\theta_1} + k_z \hat{y}^2 & -k_z \hat{x} y & k_{y\theta_1} x & 0 & k_{y\theta_1} & k_z \hat{y} \\ -k_z x y & k_{\theta_2} + k_z \hat{x}^2 & k_{x\theta_2} y & -k_{x\theta_2} & 0 & -k_z \hat{x} \\ k_{y\theta_1} x & k_{x\theta_2} y & k_{\theta_3} + k_y \tilde{x}^2 + k_x \tilde{y}^2 & -k_x \tilde{y} & k_y \tilde{x} & 0 \end{bmatrix} \quad (1)$$

avec :

$$k_x = \sum_{i=1}^p k_{ix} ; \quad k_y = \sum_{i=1}^p k_{iy} ; \quad k_z = \sum_{i=1}^p k_{iz} ;$$

$$k_{\theta_1} = \sum_{i=1}^p k'_{i\theta_1} ; \quad k_{\theta_2} = \sum_{i=1}^p k'_{i\theta_2} ;$$

$$k_{\theta_3} = \sum_{i=1}^p k'_{i\theta_3} ; \quad k_{x\theta_2} = \sum_{i=1}^p k'_{ix\theta_2} ; \quad k_{y\theta_1} = \sum_{i=1}^p k'_{iy\theta_1} ;$$

$$\tilde{x} = \frac{\sum_{i=1}^p x_i k_{iy}}{k_y} ; \quad \tilde{y} = \frac{\sum_{i=1}^p y_i k_{ix}}{k_x}$$

$$\hat{x} = \frac{\sum_{i=1}^p x_i k_{iz}}{k_z} ; \quad \hat{y} = \frac{\sum_{i=1}^p y_i k_{iz}}{k_z} ;$$

$$\hat{xy} = \frac{\sum_{i=1}^p x_i y_i k_{iz}}{k_z} ; \quad x = \frac{\sum_{i=1}^p x_i k'_{iy\theta_1}}{k_{y\theta_1}} ;$$

$$\dot{y} = \frac{\sum_{i=1}^p y_i k'_{ix\theta_2}}{k_{ix\theta_2}} ; \quad k_{ix} = \frac{1}{\frac{l^3}{12EI_y} + \frac{l}{GS_x}} ;$$

$$k_{iy} = \frac{1}{\frac{l^3}{12EI_x} + \frac{l}{GS_y}} ; \quad k_{iz} = \frac{ES}{l} ;$$

$$k_{ix\theta_2} = \frac{1}{\frac{l^2}{6EI_y} + \frac{2}{GS_x}} ;$$

$$k_{iy\theta_1} = \frac{1}{\frac{l^2}{6EI_x} + \frac{2}{GS_y}} ;$$

$$k_{i\theta 1} = \frac{\frac{l^2}{3EI_x} + \frac{1}{GS_y}}{\frac{l^2}{12EI_x} + \frac{1}{GS_y}} \cdot \frac{EI_x}{l};$$

$$k_{i\theta 2} = \frac{\frac{l^2}{3EI_y} + \frac{1}{GS_x}}{\frac{l^2}{12EI_y} + \frac{1}{GS_x}} \cdot \frac{EI_y}{l};$$

$$k_{i\theta 3} = \frac{GJ}{l}; k'_{ix\theta 2} = k_{ix\theta 2} - k_{ix} z_i;$$

$$k'_{iy\theta 1} = k_{iy\theta 1} - k_{iy} z_i$$

$$k'_{i\theta 1} = k_{i\theta 1} - 2k_{iy\theta 1} z_i + k_{iy} z_i^2;$$

$$k'_{i\theta 2} = k_{i\theta 2} - 2k_{ix\theta 2} z_i + k_{ix} z_i^2;$$

et $z_i = \frac{e_p}{2}$ où e_p est l'épaisseur du plancher.

La matrice masse globale d'un étage est la somme de la matrice masse du plancher et des moitiés des matrices de masse des éléments de contreventements inférieurs et supérieurs.

$$M_G = \sum M_i$$

La matrice masse d'un élément i écrite dans la base centrale liée au plancher est :

$$M_i = m_i \begin{bmatrix} 0 & -z & -y & 1 & 0 & 0 \\ z & 0 & x & 0 & 1 & 0 \\ y & -x & 0 & 0 & 0 & 1 \\ r_x^2 + y^2 + z^2 & -xy & zx & 0 & z & y \\ -xy & r_y^2 + x^2 + z^2 & zy & -z & 0 & -x \\ zx & zy & r_z^2 + x^2 + y^2 & -y & x & 0 \end{bmatrix} \quad (2)$$

où :

m_i : est la masse de l'élément i (plancher et/ou les moitiés des éléments de contreventement) ;

r_{xi} , r_{yi} et r_{zi} : sont les rayons de giration de la poutre ;

x , y et z : sont les coordonnées du centre de gravité lié à la base centrale.

l'équation générale de mouvement en s'appuyant sur la théorie des groupes de Lie [4, 11, 15, 16], s'écrit comme suit :

$$M_G \frac{d^2 X}{dt^2} + \left[\frac{dX}{dt}, M_G \frac{dX}{dt} \right] + C \frac{dX}{dt} + K_G X = -M_G u_g I_N \quad (3)$$

où :

K_G , M_G et C sont respectivement des matrices de dimension $(6N \times 6N)$ avec :

K_G : la matrice de rigidité globale écrite dans la base centrale liée au plancher;

M_G : la matrice masse globale écrite dans la base centrale liée au plancher;

et C : la matrice d'amortissements (amortissement de Rayleigh) qui est de la forme :

$$C = \alpha M_G + \beta K_G \quad (4)$$

tel que le couple (α, β) est calculé à partir de la formule suivante :

$$\begin{pmatrix} \alpha \\ \beta \end{pmatrix} = \frac{2}{\omega_2 - \omega_1} \begin{bmatrix} \omega_2 & -\omega_1 \\ -\frac{1}{\omega_2} & \frac{1}{\omega_1} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \xi_1 \\ \xi_2 \end{pmatrix} \quad (5)$$

où :

ξ_1 et ξ_2 : sont les deux amortissements modaux réduits;

ω_1 et ω_2 : sont les fréquences propres du système non amorti;

u_g : est l'accélération du sol;

et X : est le vecteur déplacement relatif de dimension $(6N)$.

3. Developpements

Nous allons présenter les écritures développées pour le calcul de l'excentricité dynamique et des efforts internes. Ces derniers constituent les éléments clefs pour l'ingénieur lui permettant de dimensionner sa structure.

3.1 Efforts internes

La résolution de l'équation (3) étant réalisée par la méthode de Runge-Kutta, nous a permis de calculer les six déplacements relatifs. Nous avons calculé ensuite les six efforts internes agissant sur les liaisons entre le niveau i et le niveau $i-1$.

Soit F_i le vecteur des forces de rappels. F_i se définit comme suit :

$$F_i = \tilde{K}_i \delta_i \quad (6)$$

où $\tilde{K}_i$ représente la matrice de rigidité d'un élément de contreventement écrite dans la base centrale.

δ_i est le déplacement relatif entre le niveau $(i-1)$ et le niveau (i) , écrit dans la base B_i :

$$\delta_i = x_i - H_i^{-1} x_{i-1} \quad (7)$$

H_i^{-1} : est la matrice de passage permettant le passage d'un repère à un autre.

H_i s'écrit :

$$H_i = \begin{bmatrix} P & 0 \\ \vec{h}_i \wedge & P \end{bmatrix} \quad (8)$$

avec $\vec{h}_i = -h_i \vec{k}$, h_i : hauteur de l'étage et $\vec{k}$ vecteur unitaire.

$\vec{h}_i$: est le vecteur de translation du repère R_{i-1} au repère R_i .

x_i : est le vecteur déplacement relatif de l'étage i ,

x_{i-1} : est le vecteur déplacement relatif de l'étage $i-1$,

En remplaçant dans l'équation (6) on obtient :

$$F_i = \tilde{K}_i (x_i - H_i^{-1} x_{i-1}) \quad (9)$$

$$F_i = \tilde{K}_i x_i - \tilde{K}_i H_i^{-1} x_{i-1}$$

or

$$F_i = (M_{xi}^*, M_{yi}^*, M_{zi}^*, T_{xi}^*, T_{yi}^*, N_i^*)^T \quad (10)$$

où :

T_x^* et T_y^* : représentent les efforts tranchants de rappel dans les directions x et y respectivement;

M_x^* et M_y^* : représentent les moments de flexion de rappel autour des axes x et y respectivement;

M_z^* : est le moment de torsion de rappel par rapport à l'axe z ;
 N_i^* : est l'effort normal de rappel.

Maintenant déterminons les six efforts internes dynamiques pour un étage i représentés par le vecteur (f_i) .

On a :

$$f_i = (T_{xi}, T_{yi}, N_i, M_{xi}, M_{yi}, M_{zi})^T$$

$$\text{où : } T_{xi} = \sum_{i=1}^N T_{xi}^*; T_{yi} = \sum_{i=1}^N T_{yi}^*$$

$$N_i = \sum_{i=1}^N N_i^* \quad (11)$$

$$M_{xi} = \sum_{i=1}^N (M_{xi}^* - T_{xi} \times h_i); \quad (12)$$

$$M_{yi} = \sum_{i=1}^N (M_{yi}^* - T_{yi} \times h_i); \quad M_{zi} = \sum_{i=1}^N M_{zi}^*.$$

Avec :

N : le nombre d'étages ;

T_x et T_y : les efforts tranchants dans les directions x et y respectivement;

M_x et M_y : les moments de flexion par rapport aux axes x et y respectivement;

M_z : est le moment de torsion par rapport à la axe z ;

et N_i : l'effort normal dynamique.

Ce sont les efforts que nous voulons déterminer.

3.2 Excentricité dynamique

L'excentricité dynamique se définit comme le rapport entre les efforts tranchants dans le sens x et y respectivement T_x , T_y et le moment de torsion M_z . Ainsi on détermine l'excentricité dynamique dans le sens x et y comme suit :

$$e_{tx} = \frac{M_z}{T_x} \quad (13)$$

$$e_{ty} = \frac{M_z}{T_y} \quad (14)$$

L'excentricité dynamique totale s'écrit alors :

$$e_{total} = \sqrt{(e_{tx})^2 + (e_{ty})^2} \quad (15)$$

4. Application

La théorie présentée précédemment a été validée et tester sur plusieurs exemples [16]. Dans ce qui suit nous allons présenter deux exemples.

4.1 Exemple 1 : Bâtiment ISPRA

Nous avons appliqué dans un premier temps le modèle proposé à l'étude d'un bâtiment du centre de recherche ISPRA en France [4, 19]. Nous avons soumis ce dernier au séisme de Morgan Hill.

Il s'agit d'un bâtiment de base carré (10x10 m) à quatre étages, constitué : d'un radier d'épaisseur 0,75 m, de quatre planchers identiques et d'un système de contreventement par portiques formés de poutres et de poteaux. Les planchers sont constitués de dalles de 0,15 m d'épaisseur, reposant sur un réseau de poutres croisées (figure 3). Les autres caractéristiques sont :

Données physiques :

- Masse volumique du béton $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$;
- Coefficient de Poisson $\nu = 0,2$;
- Module d'Elasticité $E = 3,05 \times 10^{10} \text{ N/m}^2$.

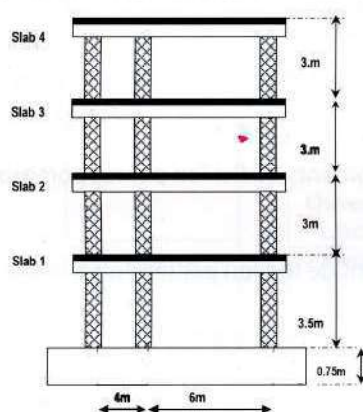


Figure 3 : Vue en élévation du bâtiment ISPRA à 4 étages

a. Fréquences propres

L'étude a été effectuée par le modèle utilisé et le logiciel Sap2000 [4, 17, 20]. Pour le calcul des fréquences propres, les résultats trouvés sont présentés dans le tableau 1 :

Numéro de mode	Modèle utilisé [4]	Sap2000 [18]
1	5.13 Hz	5.14 Hz
2	5.16 Hz	5.16 Hz
3	6.41 Hz	6.23 Hz
4	15.34 Hz	15.36 Hz
5	15.43 Hz	15.44 Hz
6	19.20 Hz	18.67 Hz
7	24.83 Hz	24.82 Hz
8	24.94 Hz	24.94 Hz
9	30.50 Hz	29.66 Hz
10	31.10 Hz	31.08 Hz

Tableau 1: Fréquences propres obtenues pour le bâtiment étudié

Nous remarquons que les fréquences propres obtenues par le modèle et le Sap2000 sont proches et l'écart entre les deux modèles pour le premier mode est de 0,19%. Pour les dix premiers modes, cet écart est inférieur à 3%. Nous pouvons donc dire que nos résultats sont satisfaisants.

b. Participations massiques

L'étude a été effectuée par le modèle utilisé et le logiciel Sap2000 [4, 17, 20]. Pour le calcul des facteurs de participations massiques, les résultats trouvés sont présentés dans le tableau 2 :

Mode	Modèle utilisé		Sap2000 [18]	
	U _x	U _y	U _x	U _y
1	24.2700	68.1794	23.6921	68.3461
2	69.2209	24.5624	69.7444	24.0800
3	0.2726	1.0282	0.3752	1.3810
4	1.5277	3.9410	1.4674	3.9335
5	3.9740	1.5241	3.9874	1.4704
6	0.0153	0.0567	0.0202	0.0753
7	0.1393	0.4878	0.1381	0.4851
8	0.4943	0.1407	0.4943	0.1402
9	0.0022	0.0071	0.0027	0.0099
10	0.0158	0.0600	0.0158	0.0598

Tableau 2: facteurs de participations massiques obtenues pour le bâtiment étudié

Nous remarquons que les facteurs de participations massiques obtenues par le modèle et le Sap2000 sont proches et l'écart entre les deux modèles pour le premier mode est de 2,39% suivant x et 0.25% suivant y. Nous pouvons donc dire que nos résultats sont satisfaisants. Nous constatons d'après les résultats trouvés que le mode fondamentale est une translation suivant (x-x) et (y-y) avec un pourcentage de masse effective égale à 68.18% suivant (x-x) et 24.27% suivant (y-y) et le taux de participations massiques est supérieurs à 90% à partir du 2ème mode.

c. Déplacements

Nous présentons ci-après (figure 4) un exemple de déplacement suivant l'axe z du premier et du sixième niveau déterminés par le modèle utilisé.

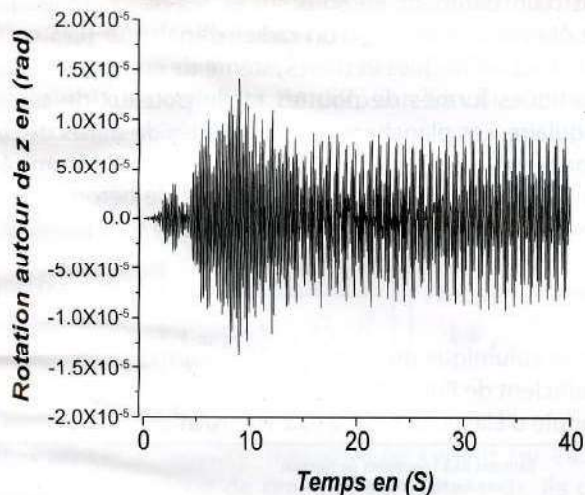


Figure 4a : diagramme de rotation autour de z du 1^{er} niveau du bâtiment ISPRA

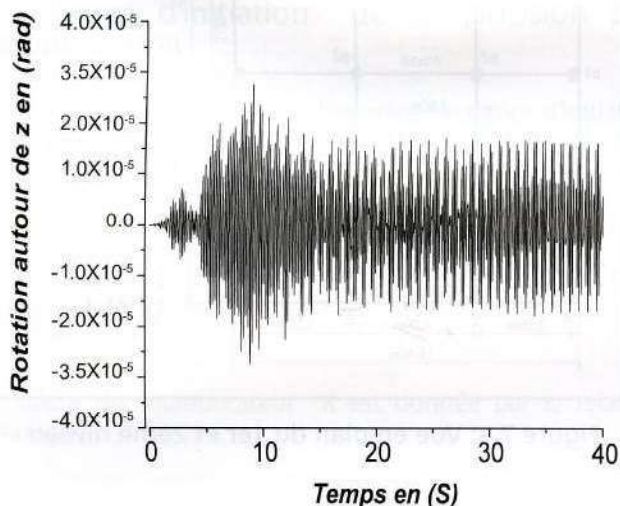


Figure 4b : diagramme de rotation autour de z du 4^{ème} niveau du bâtiment ISPRA

Nous constatons que la rotation au premier niveau est au maximum égale à 1.40×10^{-5} rad, alors qu'elle est de $2,76 \times 10^{-5}$ rad au maximum au quatrième niveau soit une augmentation de 49.28% ce qui est important et nous renseigne sur l'importance de la torsion et les proportions qu'elle peut prendre lors d'un séisme lorsqu'on passe d'un niveau à un autre.

d. Efforts internes

Nous avons appliqué le modèle proposé pour le calcul des six efforts internes dynamiques inter étages pour le bâtiment ISPRA dans le cas d'un système non amorti. Les résultats obtenus sont représentés sur les figures 5.a et 5.b :

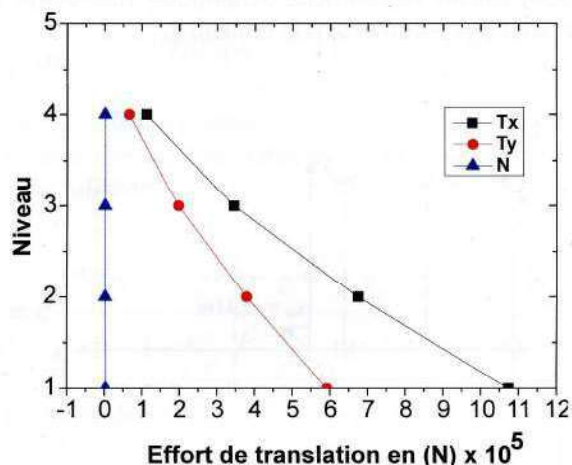


Figure 5.a : Diagramme des trois efforts internes de translation inter étages du bâtiment ISPRA

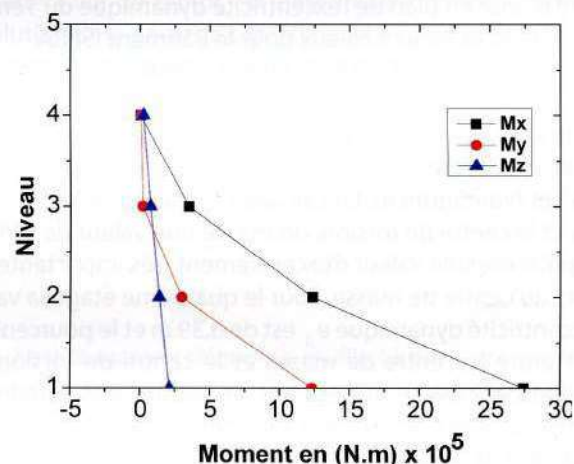


Figure 5.b : Diagramme des trois moments internes inter étages du bâtiment ISPRA

On note que l'effort tranchant T_x est important par rapport aux deux efforts T_y et N au premier niveau, alors qu'au 4^{ème} niveau les trois efforts T_x , T_y et N sont presque confondus contrairement au 2^{ème} et 3^{ème} niveau où T_x est à nouveau supérieur à T_y et à N .

Le moment de flexion M_x est important par rapport à M_y et à la torsion M_z au premier, deuxième, troisième et quatrième niveau. Par contre au 4^{ème} niveau les trois moments de flexions M_x , M_y et M_z sont presque confondus et le moment de torsion M_z est supérieur au moment de flexion M_y au 3^{ème} et 4^{ème} niveau.

Dans ce bâtiment, la torsion n'est pas importante devant les deux moments de flexion, néanmoins les valeurs trouvées du moment de torsion nous montre qu'il n'est pas négligeable. Il en résulte que les deux efforts qu'il faut considérer pour le dimensionnement de la structure sont l'effort tranchant T_x et le moment de flexion M_x au premier niveau.

e. Excentricité dynamique inter étages

Nous avons calculé l'excentricité dynamique inter-étage. Les résultats sont représentés dans le tableau 3.

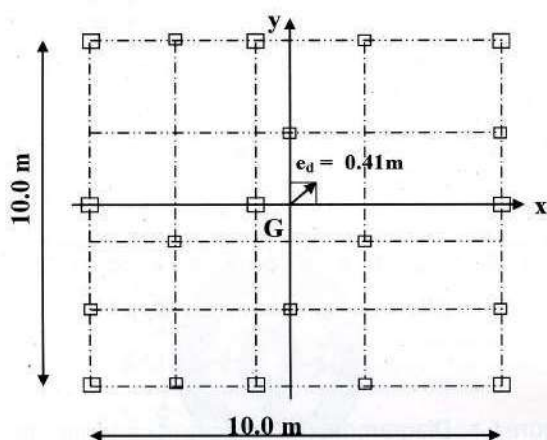


Figure 6 : Vue en plan de l'excentricité dynamique du 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} niveaux pour le Bâtiment ISPR

L'excentricité dynamique maximale est située au niveau du premier, deuxième et troisième étage, la valeur trouvée est de 0,41 m (voir figure 6). En calculant l'écart entre le centre de masse et le centre de torsion, on trouve une valeur de 91%, ce qui représente une valeur d'excentrement très importante par rapport au centre de masse. Pour le quatrième étage la valeur de l'excentricité dynamique e_d est de 0.39 m et le pourcentage d'écart entre le centre de masse et le centre de torsion est de l'ordre de 92% ce qui est très important. Les valeurs de l'excentricité dynamique nous montrent que la torsion pour ce bâtiment n'est pas négligeable.

Tableau 3 : Excentricité dynamique

Niveau	Excentricité dynamique en (m)	%d'écart entre le centre de masse et de torsion
1	0.41	91.89%
2	0.41	91.89%
3	0.41	91.89%
4	0.39	92.15%

4.2 Exemple 2 : Bâtiment de fonction du Lycée Bachir El Ibrahim

Nous avons appliqué dans un second temps le modèle proposé à l'étude d'un logement de fonction situé dans le lycée Bachir El Ibrahim de Aïn Temouchent [4]. Nous avons soumis ce dernier au séisme de Aïn Temouchent. Notons que ce bâtiment a été endommagé lors du dernier séisme qui a secoué la région le 22 décembre 1999.

Il s'agit d'un bâtiment en sous sol et rez-de-chaussée plus quatre étages, constitué : d'un radier d'épaisseur 0,75 m, de six planchers identiques et d'un système de contreventement par portiques formés de poutres et de poteaux de section rectangulaire. Les planchers sont constitués de dalles de 0,20 m d'épaisseur, reposant sur un réseau de poutres croisées (figure 7). La cage d'ascenseur est en voile de béton armé de 0,15 m d'épaisseur. Les autres caractéristiques sont :

Données physiques :

- Masse volumique du béton $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$;
- Coefficient de Poisson $\nu = 0,2$;
- Module d'Elasticité $E = 3,216 \times 10^{10} \text{ N/m}^2$.

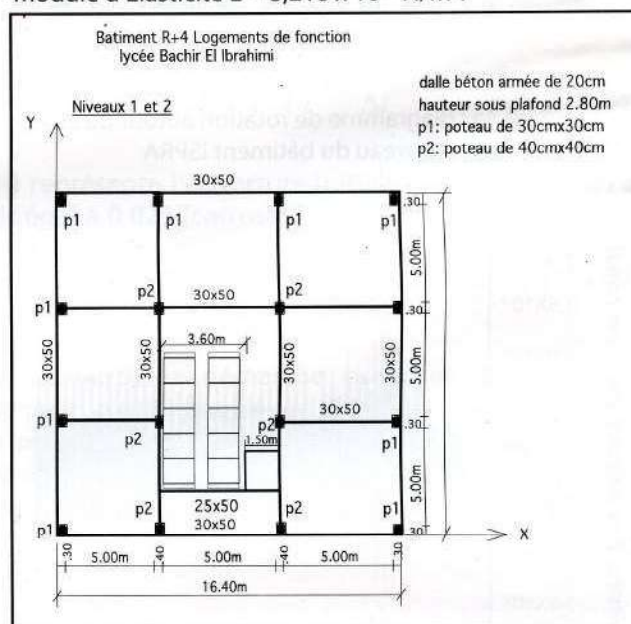


Figure 7.a: Vue en plan du 1^{er} et 2^{ème} niveau

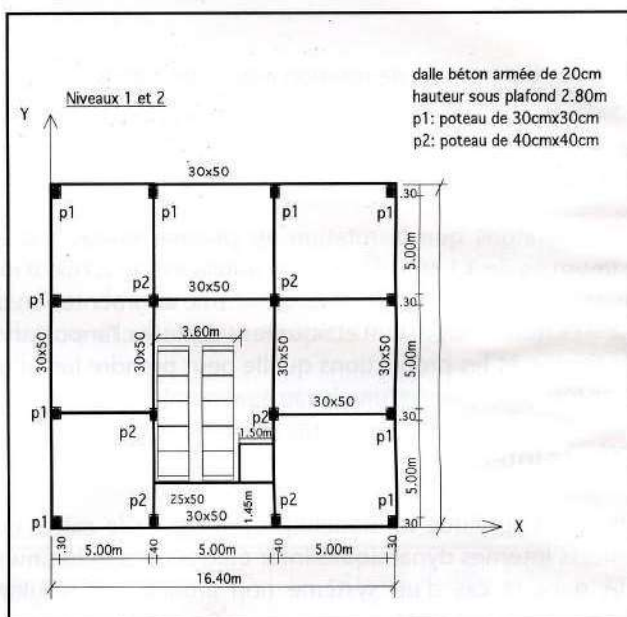


Figure 7.b: Vue en plan du 3^{ème} et 4^{ème} niveau

a. Fréquences propres

L'étude a été effectuée par le modèle utilisé et le logiciel Sap2000 [4, 17, 20]. Pour le calcul des fréquences propres, les résultats trouvés sont présentés dans le tableau 4 :

Numéro de mode	Modèle utilisé [4, 17, 20]	Sap2000 [4, 17 et 20]
1	1,39 Hz	1,41 Hz
2	1,78 Hz	1,94 Hz
3	2,13 Hz	2,25 Hz
4	4,00 Hz	4,13 Hz
5	6,46 Hz	7,07 Hz
6	6,82 Hz	8,98 Hz
7	8,03 Hz	9,42 Hz
8	9,08 Hz	10,60 Hz
9	10,87 Hz	11,35 Hz
10	12,37 Hz	12,85 Hz

Tableau 4: Fréquences propres obtenues pour le bâtiment étudié

Nous remarquons que les fréquences propres obtenues par le modèle et le Sap2000 sont proches et l'écart entre les deux modèles pour le premier mode est de 1,42%. Pour les cinq premiers modes, cet écart est inférieur à 10%. Nous pouvons donc dire que nos résultats sont satisfaisants.

b. Participations massiques

L'étude a été effectuée par le modèle utilisé et le logiciel Sap2000 [20]. Pour le calcul des facteurs de participations massiques, les résultats trouvés sont présentés dans le tableau 5 :

Mode	Modèle utilisé		Sap2000 [18]	
	U _x	U _y	U _x	U _y
1	51.8611	2.9135	45.5987	3.2071
2	4.157	93.8083	4.2021	94.7979
3	40.7471	1.1253	48.1412	1.0145
4	2.1076	0.3991	1.527	0.4567
5	0.2091	1.4528	0.2134	0.0509
6	0.2251	0.113	0.0681	0.3906
7	0.552	0.0405	0.0889	0.0396
8	0.0587	0.0144	0.1251	0.0103
9	0.0174	0.0028	0.0143	0.0039
10	0.0114	0.0029	0.0075	0.0022

Tableau 5: les facteurs de participations massiques obtenues pour le bâtiment étudié

Nous remarquons que les facteurs de participations massiques obtenues par le modèle et le Sap2000 sont proches et l'écart entre les deux modèles pour le premier mode est de 12,09% suivant x et 9,06% suivant y. Nous pouvons donc dire que nos résultats sont satisfaisants.

Nous constatons d'après les résultats trouvés que le mode fondamentale est une translation suivant (x-x) et (y-y) avec un pourcentage de masse effective égale à 51.86% suivant (x-x) et 2.91% suivant (y-y) et le taux de participations massiques est supérieurs à 90% à partir du 3ème mode.

c. Déplacements

Nous présentons ci-après (figure 8) un exemple de déplacement suivant l'axe z du premier et du sixième niveau déterminés par le modèle utilisé

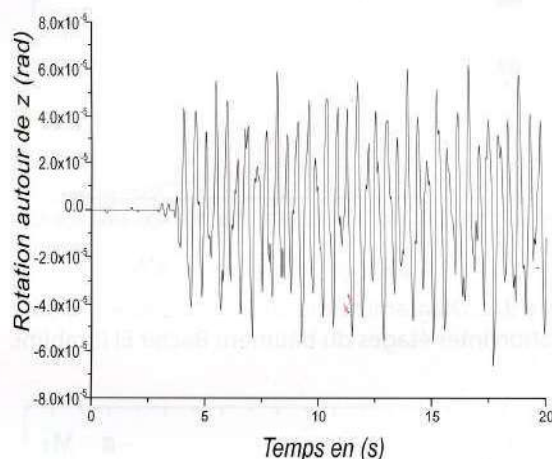


Figure 8a : diagramme de rotation autour de z du 1er niveau du bâtiment Bachir El Ibrahim

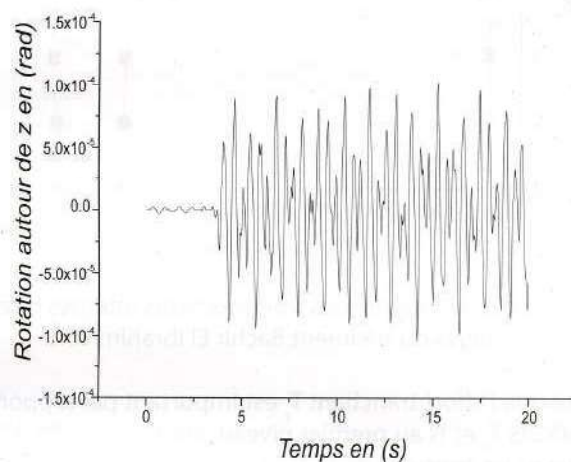


Figure 8b : diagramme de rotation autour de z du 6ème niveau du bâtiment Bachir El Ibrahim

Nous constatons que la rotation au premier niveau est au maximum égale à $6,17 \times 10^{-6}$ rad, alors qu'elle est de $1,02 \times 10^{-4}$ rad au maximum au sixième niveau soit une augmentation de 94% ce qui est important et nous renseigne sur l'importance de la torsion et les proportions qu'elle peut prendre lors d'un séisme lorsqu'on passe d'un niveau à un autre.

d. Efforts internes

Nous avons appliqué le modèle proposé pour le calcul des six efforts internes dynamiques inter étages pour le bâtiment Bachir El Ibrahim dans le cas d'un système non amorti. Les résultats obtenus sont représentés sur les figures 9.a et 9.b :

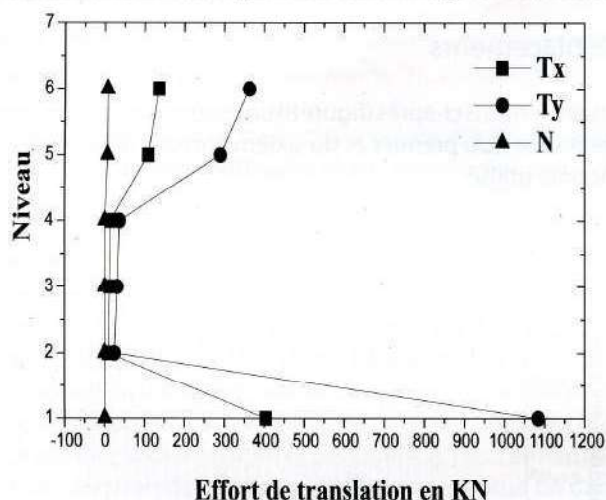


Figure 9.a : Diagramme des trois efforts internes de translation inter étages du bâtiment Bachir El Ibrahim.

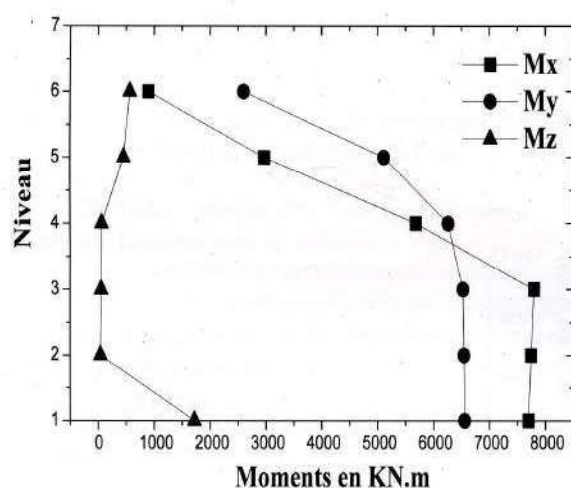


Figure 9.b : Diagramme des trois moments internes inter étages du bâtiment Bachir El Ibrahim

On note que l'effort tranchant T_y est important par rapport au deux efforts T_x et N au premier niveau, alors qu'au 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} niveau les trois efforts T_x , T_y et N sont presque confondus contrairement au 5^{ème} et 6^{ème} niveau où T_y est à nouveau supérieur à T_x et à N .

Le moment de flexion M_x est important par rapport à M_y et à la torsion M_z au premier, deuxième et troisième niveau. Par contre au 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} niveau c'est le moment de flexion autour de l'axe y qui est important par rapport au deux autres moments (M_x et M_z).

Dans ce bâtiment, la torsion n'est pas importante devant les deux moments de flexion, néanmoins les valeurs trouvées du moment de torsion nous montre qu'il n'est pas négligeable. Il en résulte que les deux efforts qu'il faut considérer pour le dimensionnement de la structure sont l'effort tranchant T_y et le moment de flexion M_x au premier niveau.

e. Excentricité dynamique inter étages

Nous avons calculé l'excentricité dynamique inter étage. Les résultats sont représentés dans le tableau 6.

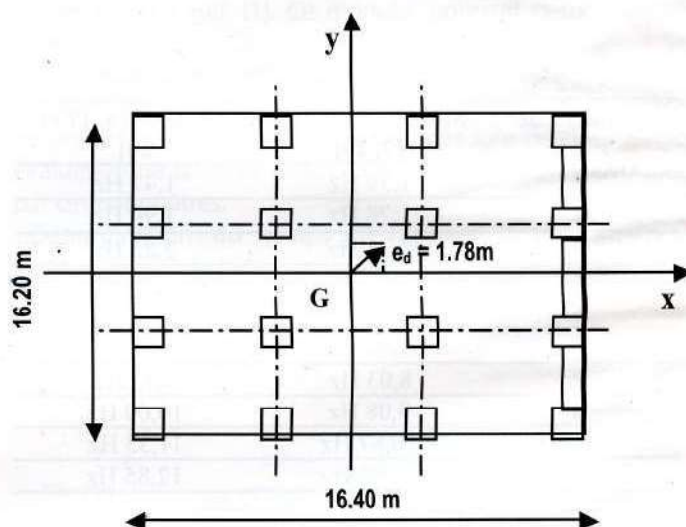


Figure 10 : Vue en plan de l'excentricité dynamique du 4^{ème} niveau pour le Bâtiment Bachir El Ibrahim

L'excentricité dynamique maximale est située au niveau du quatrième étage, la valeur trouvée est de 1,78 m (voir figure 10). En calculant l'écart entre le centre de masse et le centre de torsion, on trouve une valeur de 78%, ce qui représente une valeur d'excentrement très importante par rapport au centre de masse. Pour les autres valeurs de l'excentricité dynamique e_d les résultats trouvés sont représentés sur le tableau 6.

Nous constatons que le pourcentage d'écart entre le centre de masse et le centre de torsion est de l'ordre de 80% ce qui est très important. Les valeurs de l'excentricité dynamique nous montrent que la torsion pour ce bâtiment n'est pas négligeable.

Cet état de fait est réel car cette structure a subi des dégradations au niveau des éléments de contreventement après le séisme de Aïn Timouchent. Ces dégradations ont été constatées lors de l'expertise effectuée par le Centre National de Recherches Appliquées en Génie parasismique (C.G.S) et qui a classé l'ouvrage en orange 3, c'est-à-dire structure nécessitant un renforcement. Donc, on peut dire que les résultats de nos calculs sont confirmés par la réalité du terrain.

Niveau	Excentricité dynamique en (m)	%d'écart entre le centre de masse et de torsion
1	1,63	80,12%
2	1,64	80,00%
3	1,74	78,78%
4	1,78	78,29%
5	1,65	79,88%
6	1,61	80,36%

Tableau 6 : Excentricité dynamique

5. CONCLUSION

La méthode hexadimensionnelle utilisée et les développements apportés ont permis de rendre compte de la réalité du terrain. Ainsi les résultats obtenus ont été corroborés à plus de 80% par les résultats analytiques réalisés par des codes de calcul industriels et les expertises effectués sur terrain.

Nos résultats ont permis la mise en évidence du phénomène de torsion par le calcul de l'excentricité dynamique. Nous avons déterminés aussi les efforts internes inter-étages, ce qui permet à l'ingénieur de dimensionner une structure.

La détermination des déplacements permet aussi de vérifier la bonne tenue de la structure. Ainsi, nous sommes en possession d'un outil fiable pouvant prendre en considération le problème de torsion dans les bâtiments symétrique et asymétriques.

Le modèle utilisé présente l'avantage de considérer un nombre de degré de liberté réduit. Il est basé sur un formalisme mathématique puissant (les groupes de Lie). Sa mise en œuvre est facile et la considération d'effets tels que l'interaction sol structure, la dégradation des caractéristiques mécaniques ou l'estimation de l'excentricité accidentelle peuvent être conduits. Elle offre aussi la possibilité d'entreprendre des recherches sur la quantification de l'excentricité dans les structures asymétriques.

REFERENCES

- [1] Davidovici D, La construction en zone sismique, Edition le moniteur. 1998.
- [2] Bourahla N, Considération de la torsion dans les règlements parasismiques, Rapport de recherche, Université de Blida, Novembre, 1993.
- [3] Caldéroni B, D'aveni A., Gheri A. and Rinaldi Z., Static vs. modal analysis of asymmetric buildings: effectiveness of dynamic eccentricity formulation, June, 2002.
- [4] Badaoui M. Modélisation hexadimensionnelle du comportement vibratoire des bâtiments asymétrique, Thèse de magister, Ecole National des Travaux Publics, Alger, Algérie, Février 2002.
- [5] Chandler A.M. and Hutchinson G.L., Evaluation of code torsional provisions by a time history approach. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, May, 1987.
- [6] Chandler A.M. and Hutchinson G.L., Code design provisions for torsionally coupled buildings on elastic foundations, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, May, 1987.
- [7] Filiatrault A., Eléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures, Editions de l'Ecole Polytechnique de Montréal, p.335-336, Août, 1996.
- [8] Juan C. and Chopra A.K., Estimation of accidental torsion effects for seismic design of buildings, Journal of Structural Engineering, Vol.121, No.1, January, 1995.
- [9] Humar J. and Kumar P, A new look at the torsion design provisions in seismic buildings codes, 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zeland, 30 January - 4 February, 2000.
- [10] Laredo M., Grand bâtiment - Contreventement - Dynamique des structures- calcul automatique, Edition Eyrolles, 1977.
- [11] Alamé I. et Argoul P, Approche hexadimensionnelle de la dynamique des bâtiments, 3ème Colloque National A.F.P.S, Génie Parasismique et Aspects Vibratoires dans le Génie civil, Saint Rémy les Chevreuses, Paris, France, Vol. II, pp. 1-9, 1993.
- [12] Touret J.P, Modélisation des bâtiments dissymétriques, 2ème Colloque National A.F.P.S, France, 18-20 Avril, 1989.
- [13] Alamé I. and Argoul P, Dynamic models for elastic coupled lateral and torsional response of asymmetric multistorey buildings, 10th European Conference on Earthquake Engineering, Duma (ed.), 1995.
- [14] Kan C.L. and Chopra A.K, Coupled lateral torsional response of buildings to ground shaking, Earthquake