

## PRESENTATION ET METHODOLOGIE D'ANALYSE DES MODELES STRUCTURAUX

Dans ce chapitre, nous présentons les modèles structuraux qui seront utilisés dans notre étude pour la validation du procédé numérique simplifié proposé, (dont l'algorithme développé par l'outil de calcul MATLAB <sup>[20]</sup> sera présenté en annexe) ; nous montrons également la méthodologie d'analyse utilisée dans notre étude.

### 61. Caractéristiques

#### 6.1.1. Structuration

Les modèles, que nous avons considérés pour notre étude, sont structurés en fonction de ce qui suit :

- Symétrie simple et double en plans ;
- Continuité des éléments structuraux verticaux ;
- Sans changement de rigidité en hauteur ;
- Les axes des poutres coïncident avec ceux des poteaux

#### 6.1.2. Propriétés mécaniques

- Résistance à la compression du béton ;

Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âge, d'après des essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Elle est notée  $f_{c28}$ .

Pour notre cas on prendra  $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ .

- Module d'élasticité du béton ;

Le module d'élasticité ou de déformation longitudinale instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, est donné par :

$$E_{ij} = .11000[f_{c_j}]^{1/3} , f_{c_j} = f_{c28} = 25\text{MPa} , \rightarrow E_{ij} = 32164\text{MPa}$$

Et Pour un chargement de longue durée :

$$E_{vj} = 1/3 E_{ij} = 10721,40\text{MPa}$$

- Module de cisaillement du béton ; est donne par la formule

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

Où :

$E$  : Module de déformation longitudinale du béton

$\nu$  : Coefficient de poisson.

Pour  $\nu=0.2$  et  $E_{ij} = 32164\text{MPa} \Rightarrow G = 13401,67\text{MPa}$

- Poids spécifique du béton ;

Le poids spécifique est une grandeur variable dépendant de la valeur de  $g$  ( $g$  ; l'accélération de pesanteur.), pour le béton est égale à  $25\text{KN}/\text{m}^3$

### 6.1.3. Masse sismique

Les effets d'inertie de l'action sismique de calcul doivent être évalués en comptant toutes les masses présentes dans la structure au moment du séisme et qui vont osciller avec celle-ci. On doit chercher à établir la valeur la plus probable de la masse totale  $M$  ou « masse sismique » de la structure et non une surestimation de cette masse, car la résultante de cisaillement en base de la structure est fonction des périodes  $T$ , qui sont fonction  $M$ .

Surestimer la masse  $M$  n'est pas une attitude sécuritaire dans un projet parasismique, car cela donne des périodes  $T$  plus grandes et une résultante de cisaillement calculée éventuellement plus petite. Le poids pour chaque étage de la structure  $W_{Gi}$  peut être évalué avec une bonne précision. Pour les actions variables  $W_{Qi}$ , on considère le coefficient de pondération,  $\psi$  fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

On obtient la masse sismique par la combinaison :

$$W = \sum W_{Gi} + \psi \sum W_{Qi}$$

La masse sismique calculée par la relation sert à calculer :

- les sollicitations globales dues au séisme : résultante de cisaillement et moment de renversement à un niveau donné, en particulier la résultante de cisaillement et le moment de renversement à la fondation.
- Pour la vérification des effets du second ordre.
- les sollicitations générées par le séisme dans les éléments de la structure ; pour les vérifications de résistance de ces éléments.

### 6.1.4. Modélisation et analyse

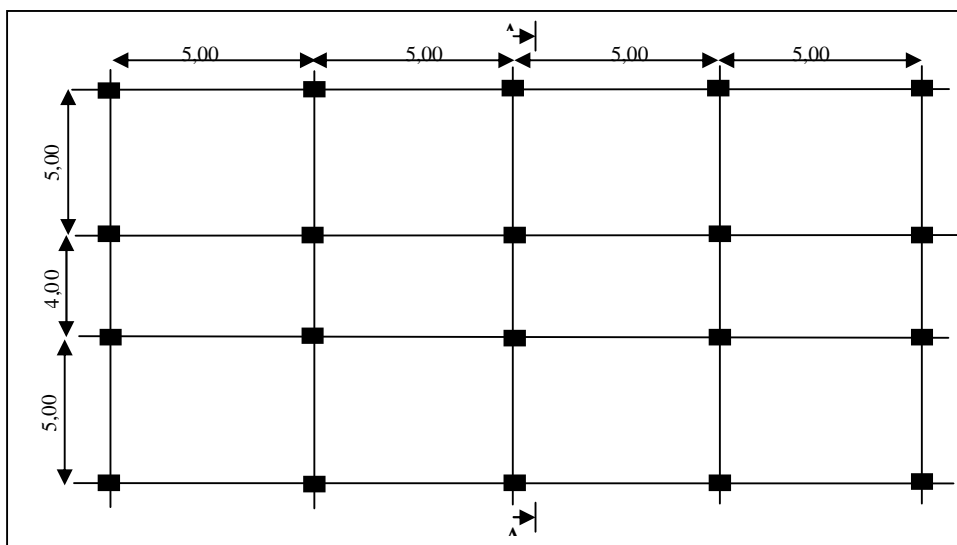
Le modèle dynamique que nous utilisons dans les modèles avec des masses concentrées et des mouvements plans unidirectionnels.

## 6.2. Modèle structural

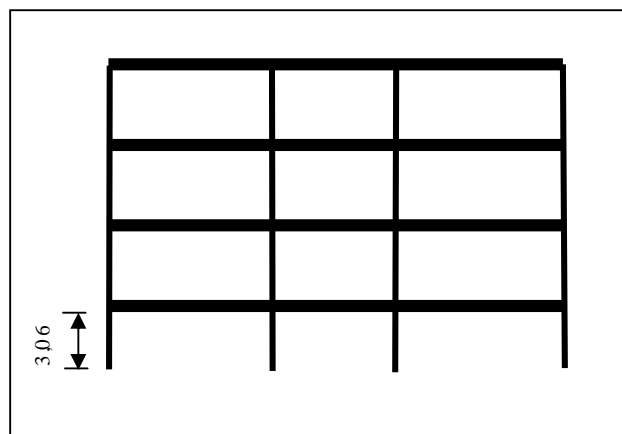
### 6.2.1. Edifice ;

#### 6.2.1.1. Paramètres de l'édifice

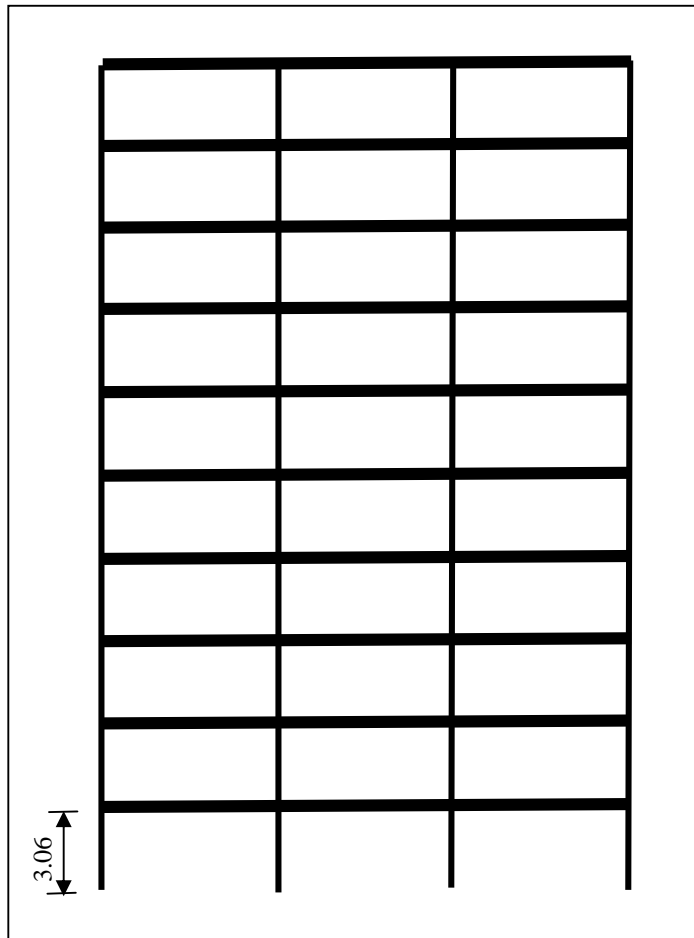
On analyse le comportement d'un bâtiment de 4 étages et un autre de 10 étages en béton armé constitué d'une ossature auto stable avec des poutres de 30×40 cm et des poteaux 40×40 cm et une dalle de 20cm d'épaisseur, avec une hauteur de plancher de 3,06m figure (6.1)



a- Vue en plan pour bâtiment de 4 et 10 étages



b- Coupe A-A pour bâtiment de 4 étages



c- Coupe A-A pour bâtiment de 10 étages

**Fig.6.1.** Paramètres de l'édifice

### 6.2.1.2. Paramètre de l'isolateur sismique

Pour l'analyse sismique nous considérons deux différents dispositifs d'isolation sismique, dont les propriétés sont les suivantes ;

**Cas n°1:** Isolateur de comportement linéaire :

○ Pour la structure n°1 (de 4 étages) ;

- La rigidité effective :  $k_{eff} = 636.593kN / m$
- La rigidité verticale :  $k_1 = 619129.08kN / m$
- Amortissement effectif :  $\beta_{eff} = 4.5\%$

- Pour la structure n°2 (de 10 étages) ;
  - La rigidité effective :  $k_{eff} = 758.4547N / m$
  - La rigidité verticale :  $k_1 = 1032934.12kN / m$
  - Amortissement effectif :  $\beta_{eff} = 4.5\%$

### Cas n°2: Isolateur de comportement non linéaire :

- Pour la structure n°1 (de 4 étages) ;
  - La rigidité effective :  $k_{eff} = 636.593KN / m$
  - La rigidité verticale :  $k_1 = 619129.08KN / m$
  - La rigidité élastique :  $k_U = 10965.273KN / m$
  - Force d'écoulement caractéristique :  $Q_d = 20.767 KN$
  - Rapport de rigidité post-déformation :  $\alpha = 0.049$
  
- Pour la structure n°2 (de 10 étages) ;
  - La rigidité effective :  $k_{eff} = 758.4547N / m$
  - La rigidité verticale :  $k_1 = 1032934.12kN / m$
  - La rigidité élastique :  $k_U = 13783.458kN / m$
  - Force d'écoulement caractéristique :  $Q_d = 34.539KN$
  - Rapport de rigidité post-déformation :  $\alpha = 0.046$

## 6.3. Méthodologie d'analyse

### 6.3.1. Analyse du modèle structural à base fixe

En raison de la nécessité d'obtenir les paramètres dynamiques des modèles, mais à base fixe, nous utilisons les méthodes approchées (décrites précédemment) pour l'analyse dynamique des bâtiments n°1 et n°2 de 4 et 10 étages à base fixe pour l'obtention de la fréquence fondamentale et le mode fondamental de vibration.

- Analyse en plan suivant X et Y par la méthode approchée de Rayleigh Ritz

- Pour la structure n°1 (de 4 étages)

- La matrice de masse

$$M = \begin{bmatrix} 51.8807 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 50.4710 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 50.4710 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 50.4710 \end{bmatrix} \text{ en [ton]}$$

- La matrice de rigidité ;

$$K = \begin{bmatrix} 28692.56 & -28692.56 & 0 & 0 \\ -28692.56 & 57385.12 & -28692.56 & 0 \\ 0 & -28692.56 & 57385.12 & -28692.56 \\ 0 & 0 & -28692.56 & 57385.12 \end{bmatrix} \text{ en [KN/m]}$$

- Choix des vecteurs des forces ; Soient les deux vecteurs des forces suivantes

$$R = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 300 & 500 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$

- calcul de  $\psi$  ;

$$\begin{bmatrix} 28692.56 & -28692.56 & 0 & 0 \\ -28692.56 & 57385.12 & -28692.56 & 0 \\ 0 & -28692.56 & 57385.12 & -28692.56 \\ 0 & 0 & -28692.56 & 57385.12 \end{bmatrix} \psi = R$$

D'où ;

$$\psi = \begin{bmatrix} 0.0314 & 0.0523 \\ 0.0314 & 0.0523 \\ 0.209 & 0.0349 \\ 0.0015 & 0.0174 \end{bmatrix}$$

➤ Calcul des matrices de rigidité  $\hat{K}$  et masse  $\hat{M}$  réduites

$$\hat{K} = \psi^T K \psi = \begin{bmatrix} 9.4101 & 15.6835 \\ 15.6835 & 26.1392 \end{bmatrix}; \quad \hat{M} = \psi^T M \psi = \begin{bmatrix} 0.1283 & 0.2138 \\ 0.1283 & 0.3564 \end{bmatrix}$$

➤ Résolution du problème aux valeurs propres  $\hat{K}z = \lambda \hat{M}z$

$$\begin{bmatrix} 9.4101 & 15.6835 \\ 15.6835 & 26.1392 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} z_1 \\ z_2 \end{Bmatrix} = \lambda \times \begin{bmatrix} 0.1283 & 0.2138 \\ 0.1283 & 0.3564 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} z_1 \\ z_2 \end{Bmatrix}$$

D'où

$$\lambda = \begin{bmatrix} 73.3500 & 0 \\ 0 & 72.5505 \end{bmatrix}; \quad z = \begin{bmatrix} -1.0000 & 1.0000 \\ 0 & -0.6 \end{bmatrix}$$

➤ Calcul des vecteurs propres approchés

$$\phi = \psi \times z = \begin{bmatrix} -0.0314 & 0.0314 \\ -0.0314 & 0.0314 \\ -0.0209 & 0.0209 \\ -0.0105 & 0.0105 \end{bmatrix}$$

- Pour la structure n°2 (de 10 étages)

➤ La matrice de masse ;

$$M = \begin{bmatrix} 51.8807 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 50.4710 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 50.4710 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 50.4710 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 50.4710 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 50.4710 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 50.4710 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 50.4710 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 50.4710 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 50.4710 \end{bmatrix} \text{ en [ton]}$$

➤ La matrice de rigidité ;

$$K = \begin{bmatrix} 28692.56 & -28692.56 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -28692.56 & 57385.12 & -28692.56 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -28692.56 & 57385.12 & -28692.56 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -28692.56 & 57385.12 & -28692.56 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -28692.56 & 57385.12 & -28692.56 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -28692.56 & 57385.12 & -28692.56 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -28692.56 & 57385.12 & -28692.56 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -28692.56 & 57385.12 & -28692.56 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -28692.56 & 57385.12 & -28692.56 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -28692.56 & 57385.12 \end{bmatrix} \text{ en [KN/m]}$$

➤ Choix des vecteurs des forces ; soient les deux vecteurs des forces suivantes

$$R = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ -100 & -800 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ -100 & -800 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$$



➤ calcul de  $\psi$  ;

$$\psi = \begin{bmatrix} -0.0383 & -0.3067 \\ -0.0383 & -0.3067 \\ -0.0349 & -0.2788 \\ -0.0314 & -0.2509 \\ -0.0279 & -0.2231 \\ -0.0244 & -0.1952 \\ -0.0209 & -0.1673 \\ -0.0174 & -0.1394 \\ -0.0139 & -0.1115 \\ -0.0070 & -0.0558 \end{bmatrix}$$

➤ Calcul des matrices de rigidité  $\hat{K}$  et masse  $\hat{M}$  réduites

$$\hat{K} = \psi^T K \psi = \begin{bmatrix} 5.2278 & 41.8227 \\ 41.8227 & 334.5815 \end{bmatrix}; \hat{M} = \psi^T M \psi = \begin{bmatrix} 0.3803 & 3.0426 \\ 3.0426 & 24.3411 \end{bmatrix}$$

➤ Résolution du problème aux valeurs propres  $\hat{K}z = \lambda \hat{M}z$

$$\lambda = \begin{bmatrix} 13.7455 & 0 \\ 0 & 11.7967 \end{bmatrix}; z = \begin{bmatrix} -1.0000 & 1.0000 \\ 0 & -0.2500 \end{bmatrix}$$

➤ Calcul des vecteurs propres approchés

$$\phi = \psi \times z = \begin{bmatrix} 0.0383 & 0.0383 \\ 0.0383 & 0.0383 \\ 0.0349 & 0.0349 \\ 0.0314 & 0.0314 \\ 0.0279 & 0.0279 \\ 0.0244 & 0.0244 \\ 0.0209 & 0.0209 \\ 0.0174 & 0.0174 \\ 0.0139 & 0.0139 \\ 0.0070 & 0.0070 \end{bmatrix}$$

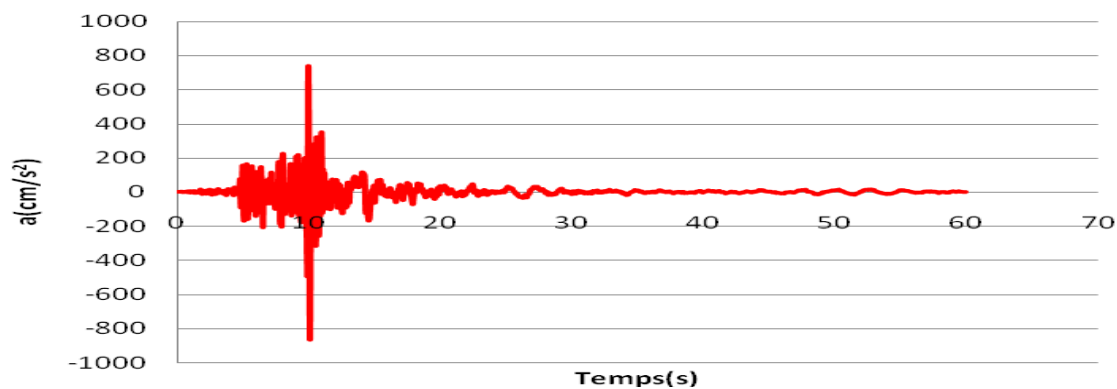
### 6.3.2. Analyse du modèle structural avec isolation à la base

Dans notre étude nous considérons les sollicitations sismiques d'une série de tremblements de terre, selon les différents enregistrements des accélérations, tout en ordre, pour voir l'influence sur la réponse des modèles structuraux avec isolation à la base de manière simplifiée que nous proposons.

#### 6.3.2.1. Sollicitations sismiques

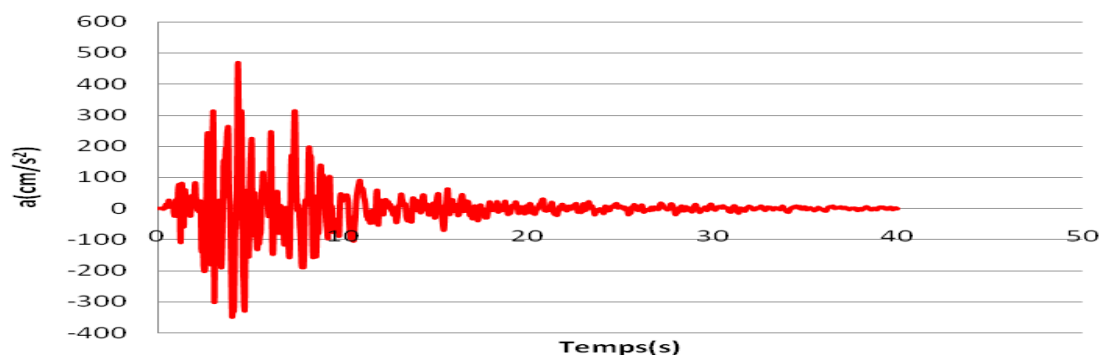
Dans cette étude nous avons utilisé les enregistrements de quatre séismes survenus dans différentes régions du monde. Ces séismes sont les suivants :

- Séisme de Northridge du 17 janvier 1994 (magnitude 6.7) composant de  $90^\circ$ , avec une accélération maximale égale à  $865.965 \text{ cm/s}^2$  voir figure.6.2



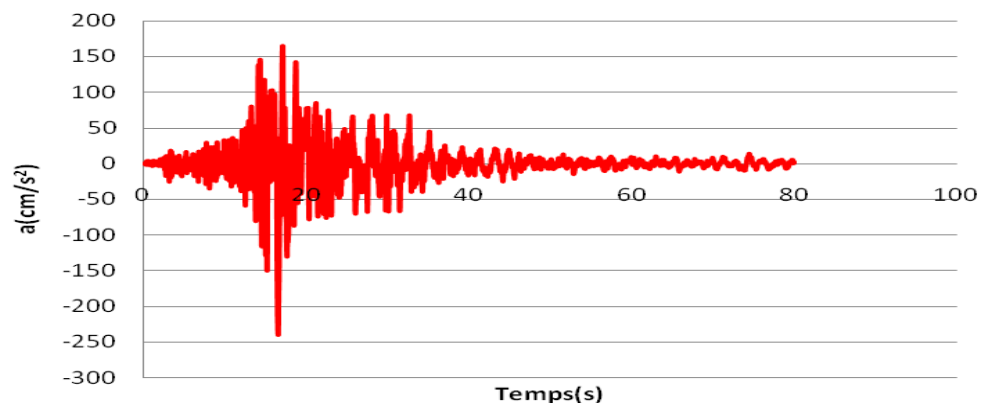
**Fig.6.2** : l'accélération de sol sous l'effet de séisme Northridge.

- Séisme de Loma Prieta du 18 octobre 1989 (magnitude 7.1) composant de  $90^\circ$ , avec une accélération maximale égale à  $469.384 \text{ cm/s}^2$  voir figure 6.3



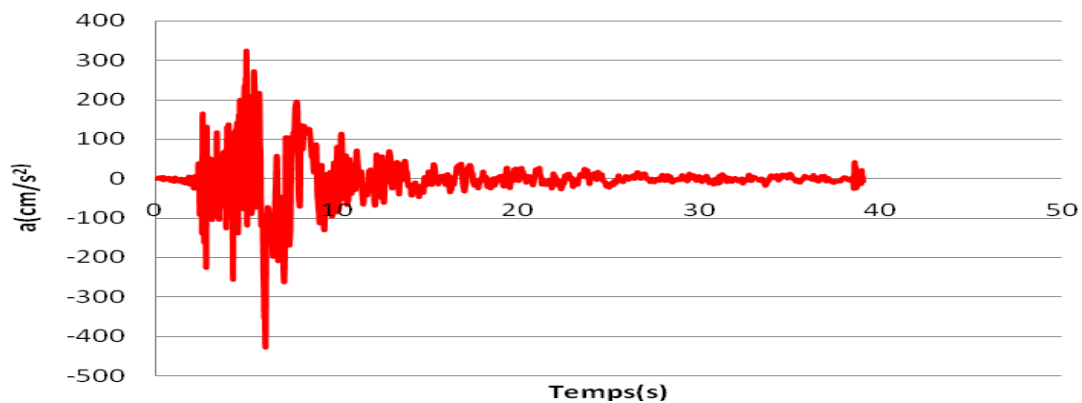
**Fig.6.3** : l'accélération de sol sous l'effet de séisme Loma Prieta.

- Séisme de Landers du 18 juin 1992 (magnitude 7.3) composant de  $90^\circ$ , avec une accélération maximale égale à  $240.016 \text{ cm/s}^2$  voir la figure 6.4



**Fig.6.4** : l'accélération de sol sous l'effet de séisme Landers.

- Séisme d'EL Centro Array #6 (imperial valley) du 15 octobre 1979 (magnitude 6.9) composant de  $230^\circ$ , avec une accélération maximale égale à  $428.10 \text{ cm/s}^2$  voir la figure 6.5



**Fig.6.5** : l'accélération de sol sous l'effet de séisme de l'EL Centro.

### 6.3.2.2. Types d'analyses

Nous analyserons les modèles structuraux à base isolée au moyen du procédé simplifiée avec les propriétés dynamiques de la base fixe (fréquence et mode fondamentale) obtenus en forme exacte par le logiciel ETABS non linéaire. C'est pour valider l'exactitude réelle de la méthode numérique simplifiée utilisée dans notre étude.

- **Edifice n°1 de 4 et 10 étages ;**
  - Analyse plan dans la direction X pour le registre de Northridge avec un pas de temps (incrément)  $\Delta t = 0.02 \text{ sec}$  et une durée= 60sec
  - Analyse plan dans la direction X pour le registre de Loma Prieta avec un pas de temps (incrément)  $\Delta t = 0.02 \text{ sec}$  et une durée= 40sec
  - Analyse plan dans la direction X pour le registre de Landers avec un pas de temps (incrément)  $\Delta t = 0.02 \text{ sec}$  et une durée= 80sec
  - Analyse plan dans la direction X pour le registre d'El Centro Array #6 avec un pas de temps (incrément)  $\Delta t = 0.01 \text{ sec}$  et une durée= 39.10sec

Par ailleurs, pour voir l'influence des paramètres dynamiques approximatifs (fréquence et mode fondamental) des modèles à base fixe, calculée précédemment, le comportement dynamique des bâtiments avec des isolateurs sismiques a été effectué par l'analyse suivante ;

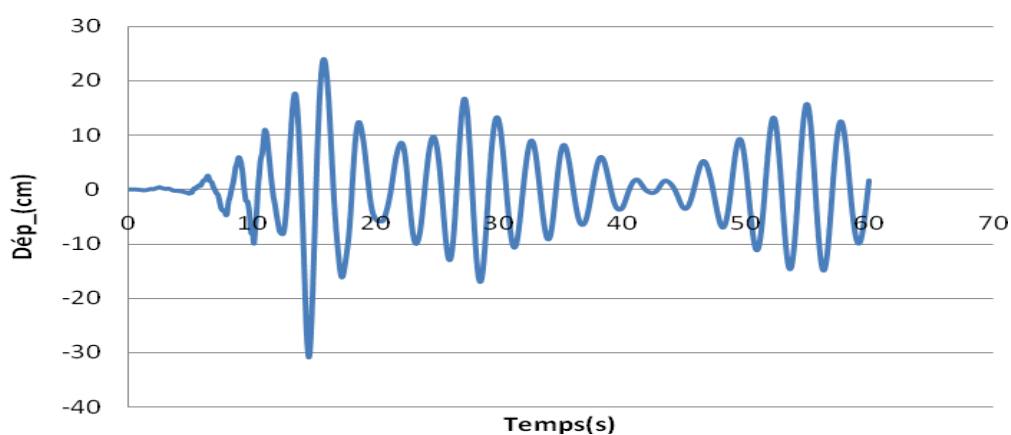
- **Analyse linéaire :**

Pour l'analyse linéaire nous utiliserons les paramètres de modèle linéaire d'isolateur calculés précédemment pour voir la réponse de la structure de 4 et de 10 étages selon les différents enregistrements des accélérations.

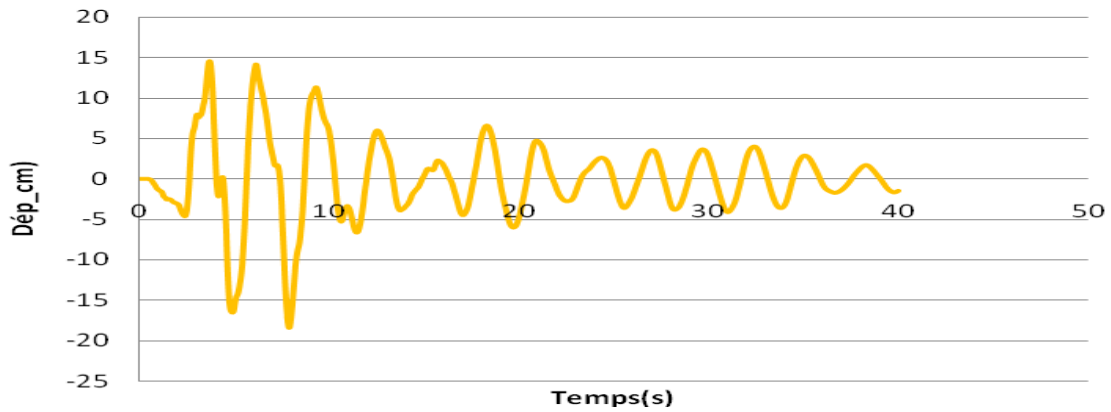
- Structure n°1(de 4 étages) :

À partir de l'analyse linéaire par logiciel ETABS, la réponse de structure de 4 étages est décrite comme suit ;

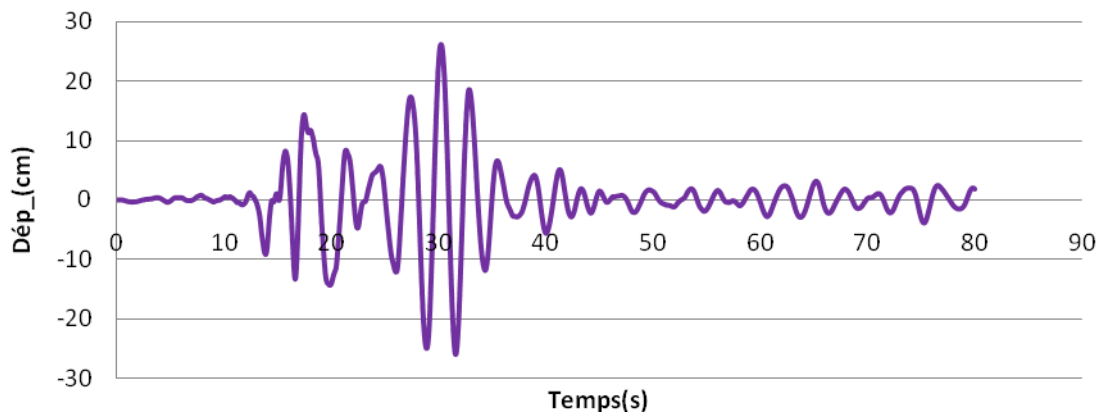
- Les déplacements



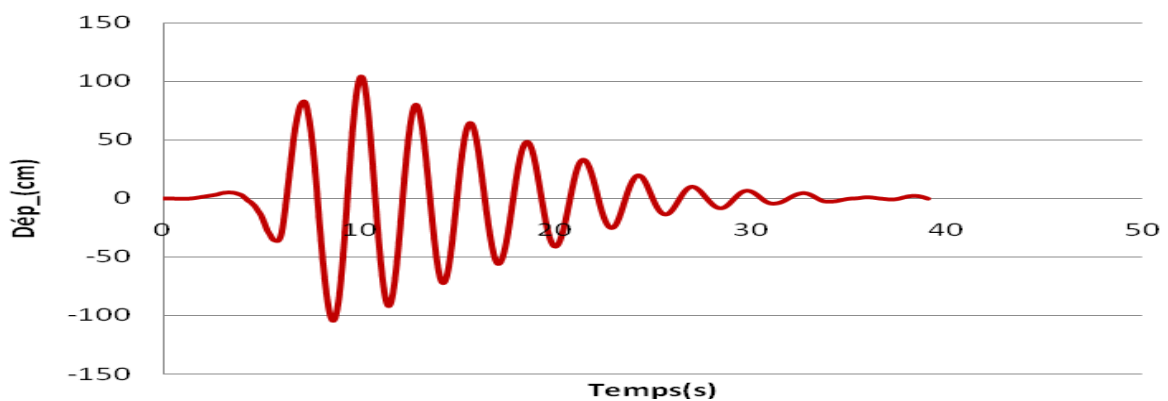
**Fig.6.6** : les déplacements de structure de 4étages de dernier niveau sous l'effet de séisme Northridge (modèle linéaire).



**Fig.6.7** : les déplacements de structure de 4étages de dernier niveau sous l'effet de séisme Loma Prieta (modèle linéaire).

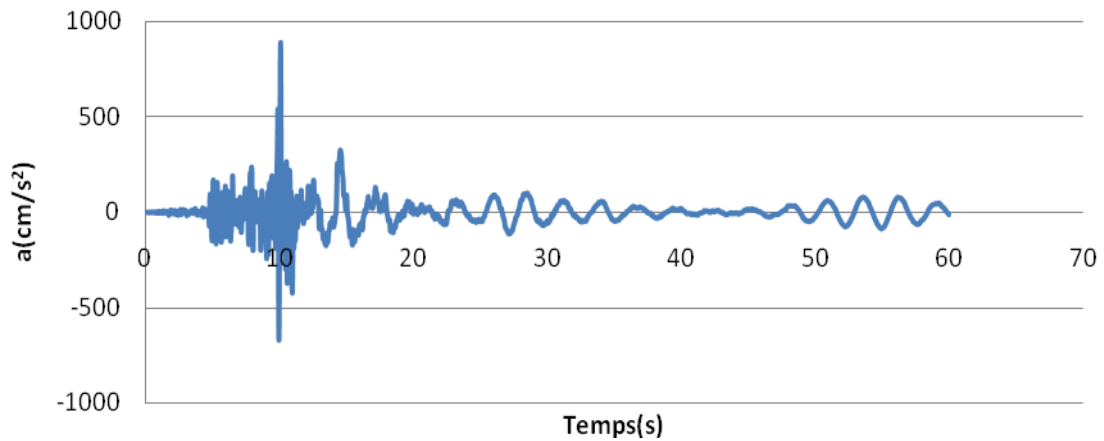


**Fig.6.8** : les déplacements de structure de 4étages de dernier niveau sous l'effet de séisme Landers (modèle linéaire).

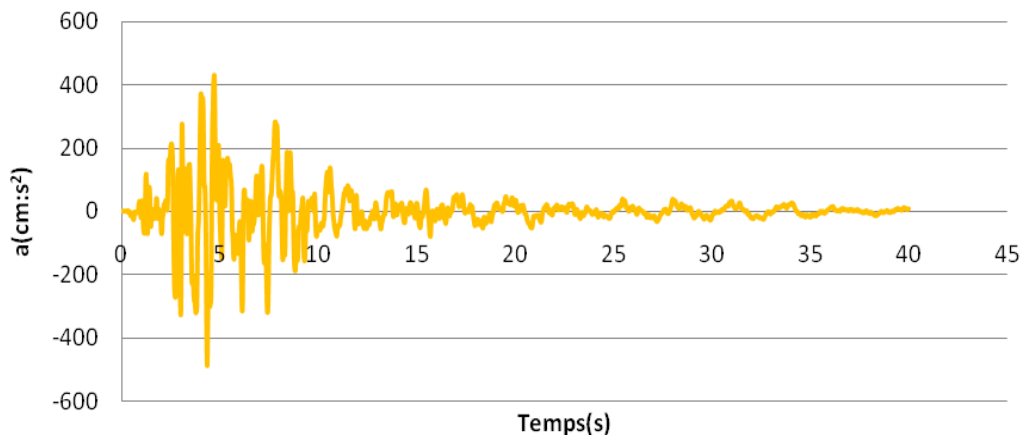


**Fig.6.9** : les déplacements de structure de 4étages de dernier niveau sous l'effet de séisme d'EL Centro (modèle linéaire).

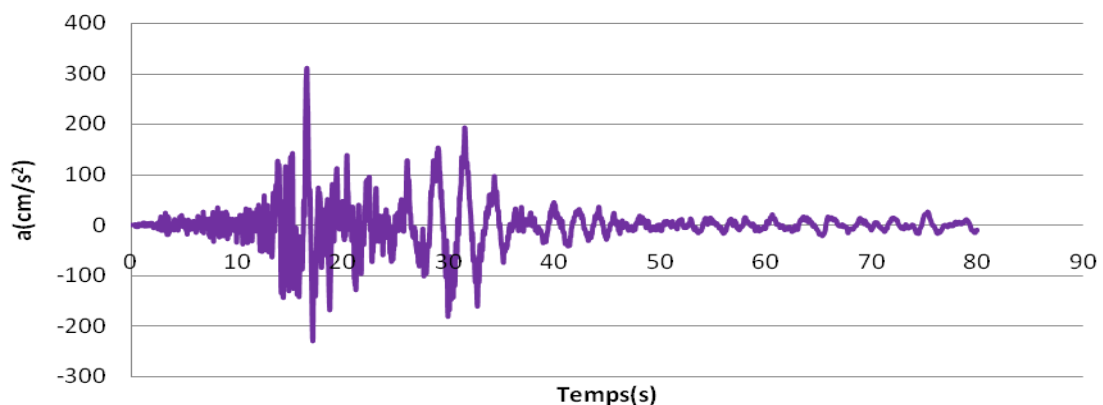
## ➤ L'accélération



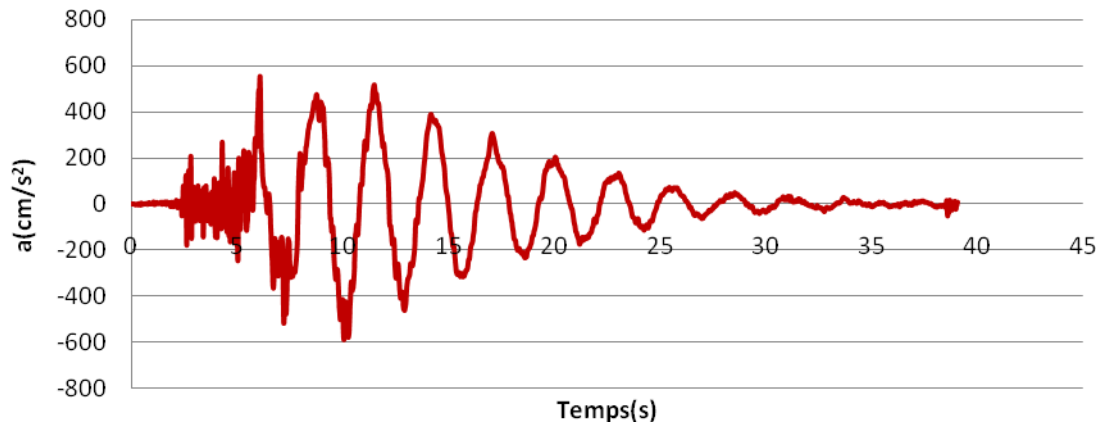
**Fig.6.10** : les accélérations de structure de 4étages de dernier niveau sous l'effet de séisme Northridge (modèle linéaire).



**Fig.6.11** : les accélérations de structure de 4étages de dernier niveau sous l'effet de Loma Prieta (modèle linéaire).

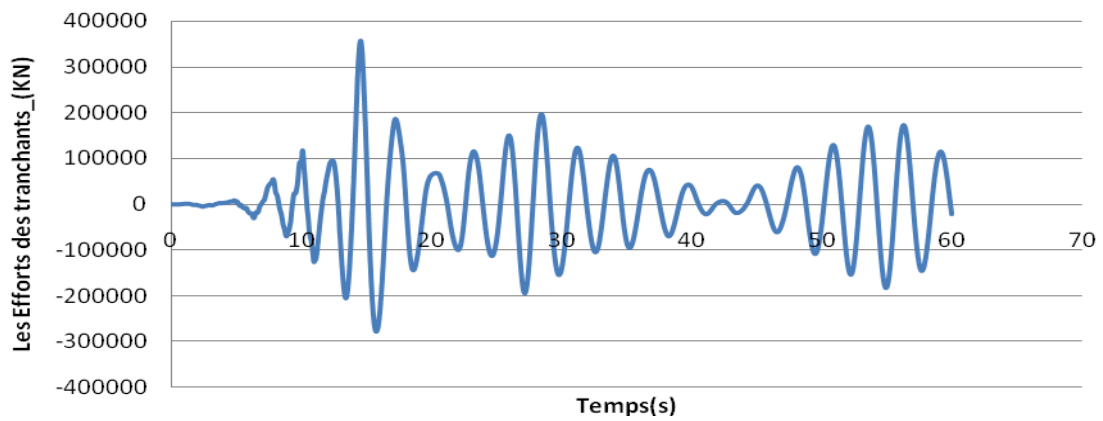


**Fig.6.12** : les accélérations de structure de 4étages de dernier niveau sous l'effet de Landers (modèle linéaire).

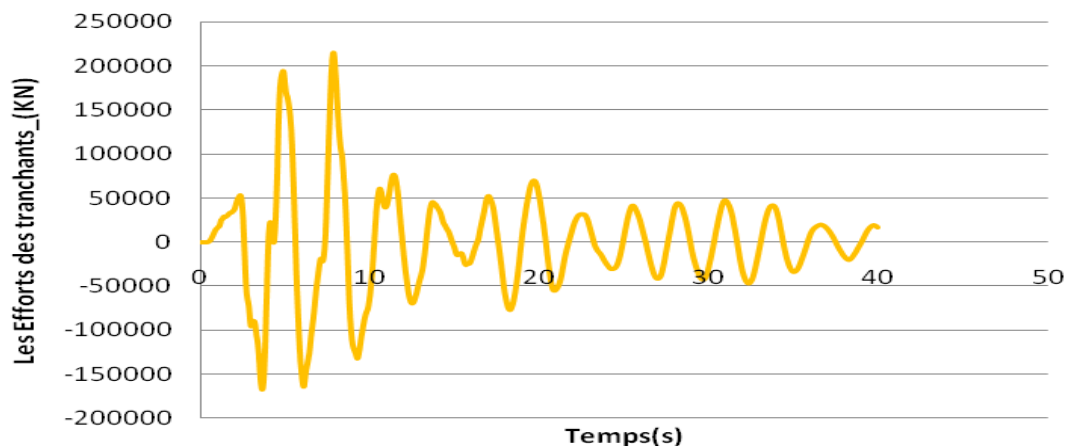


**Fig.6.13** : les accélérations de structure de 4étages de dernier niveau sous l'effet de L'EL Centro (modèle linéaire).

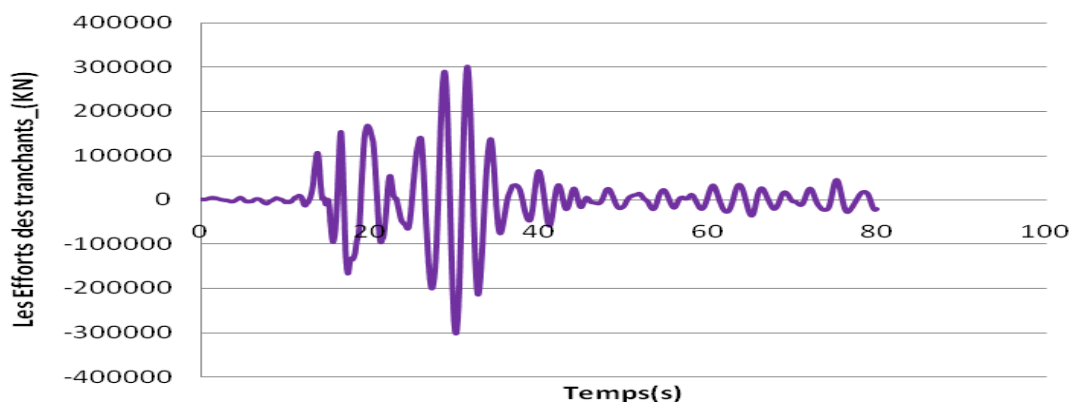
➤ Les efforts des tranchants ;



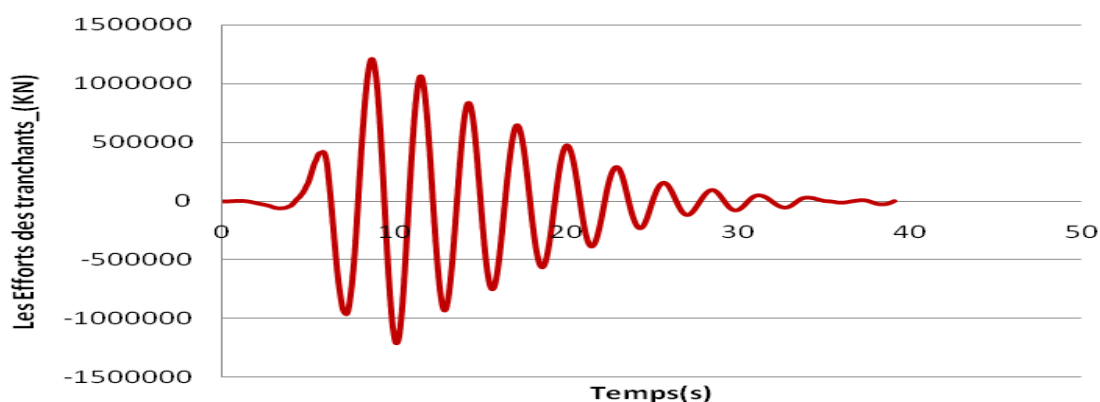
**Fig.6.14** : les efforts des tranchants à la base de structure de 4étages sous l'effet de séisme Northridge (modèle linéaire).



**Fig.6.15** : les efforts des tranchants à la base de structure de 4étages sous l'effet de séisme Loma Prieta (modèle linéaire).



**Fig.6.16** : les efforts des tranchants à la base de structure de 4étages sous l'effet de séisme de Landers (modèle linéaire).

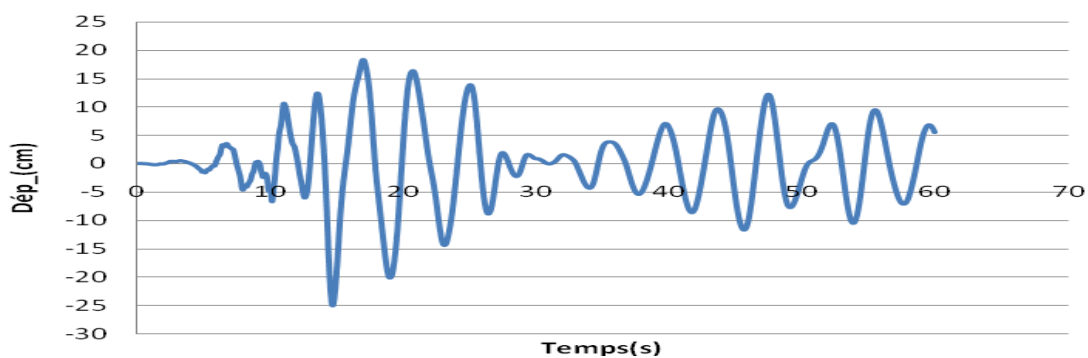


**Fig.6.17** : les efforts des tranchants à la base de structure de 4étages sous l'effet de séisme de l'EL Centro (modèle linéaire).

o Structure n°1(de 10 étages) :

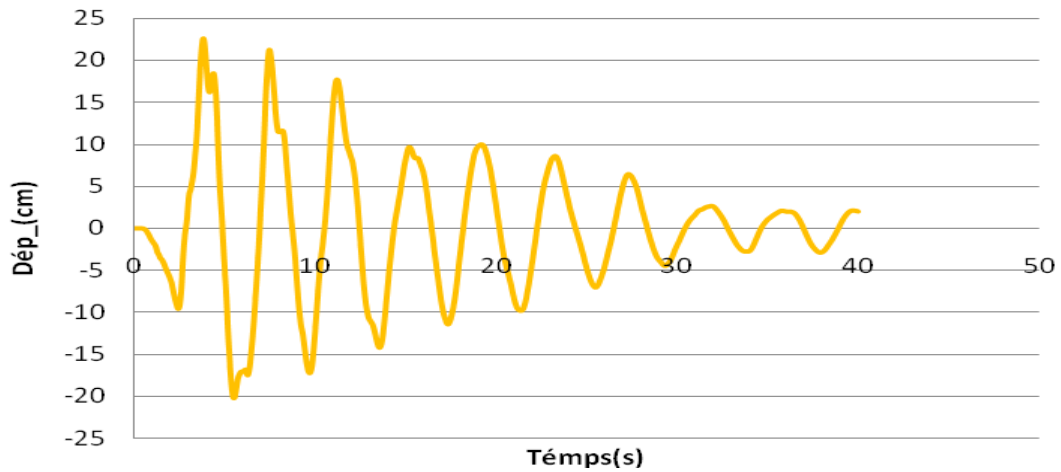
À partir l'analyse linéaire par logiciel ETABS, la réponse de structure de 10 étages est décrite comme suit ;

➤ Les déplacements

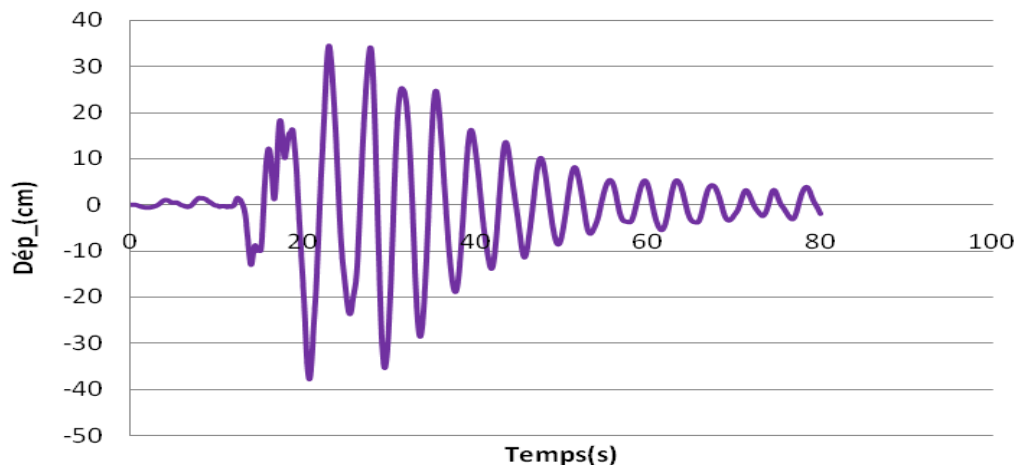


**Fig.6.18** : les déplacements de structure de 10 étages de dernier niveau sous l'effet de séisme de Northridge (modèle linéaire).

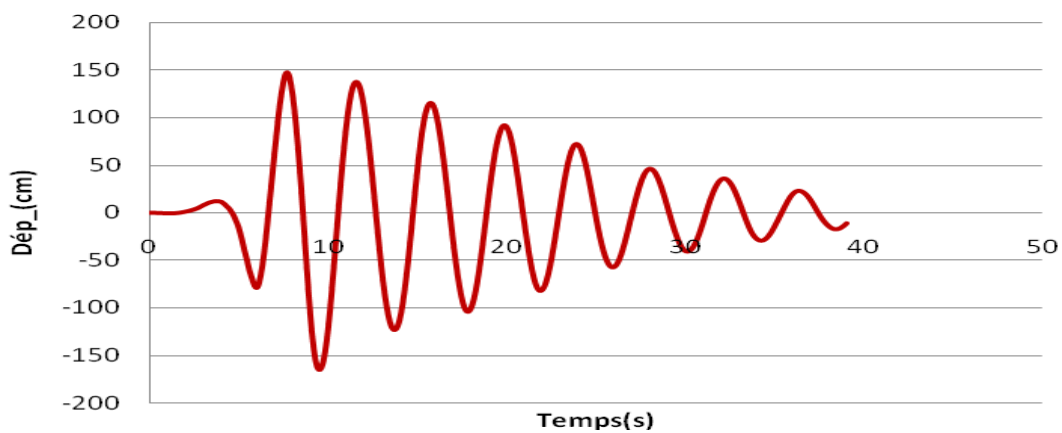




**Fig.6.19** : les déplacements de structure de 10 étages de dernier niveau sous l'effet de séisme de Loma Prieta (modèle linéaire).

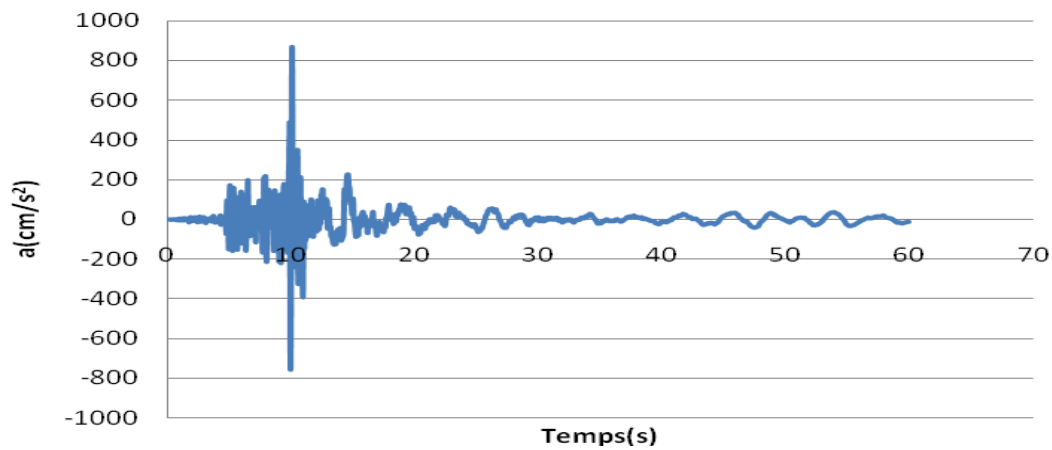


**Fig.6.20** : les déplacements de structure de 10 étages de dernier niveau sous l'effet de séisme de Landers (modèle linéaire).

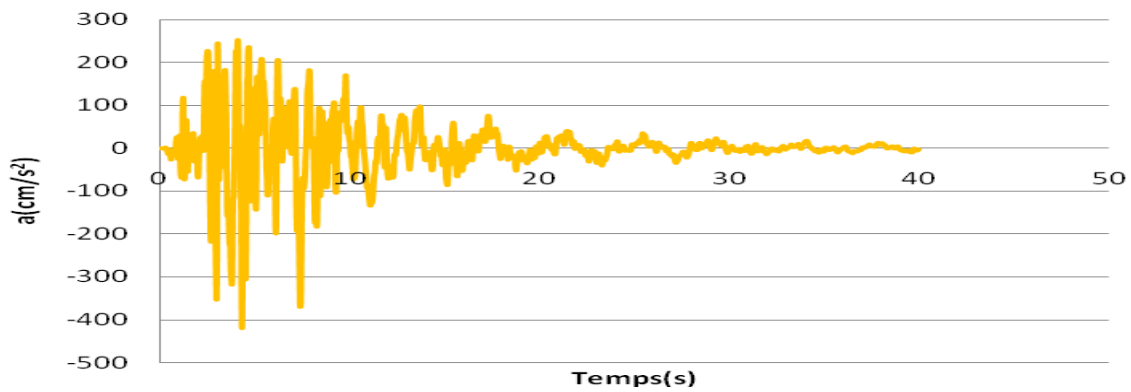


**Fig.6.21** : les déplacements de structure de 10 étages de dernier niveau sous l'effet de séisme de l'EL Centro (modèle linéaire).

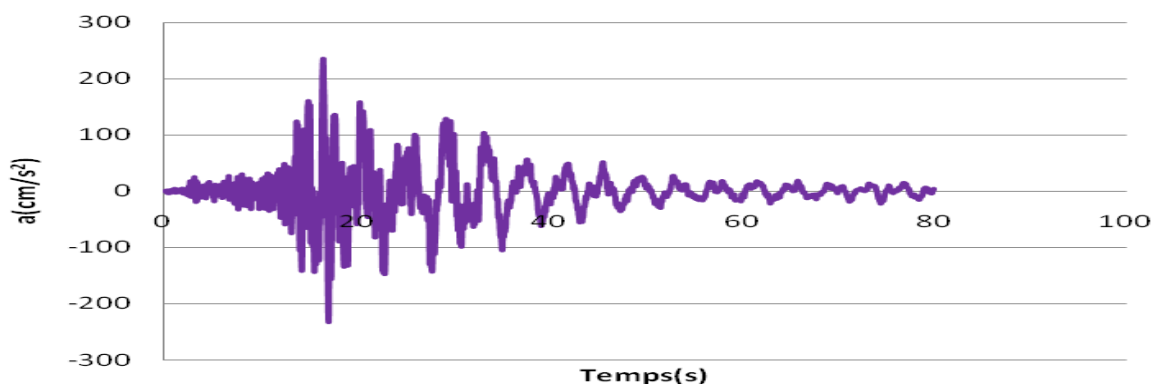
## ➤ L'accélération



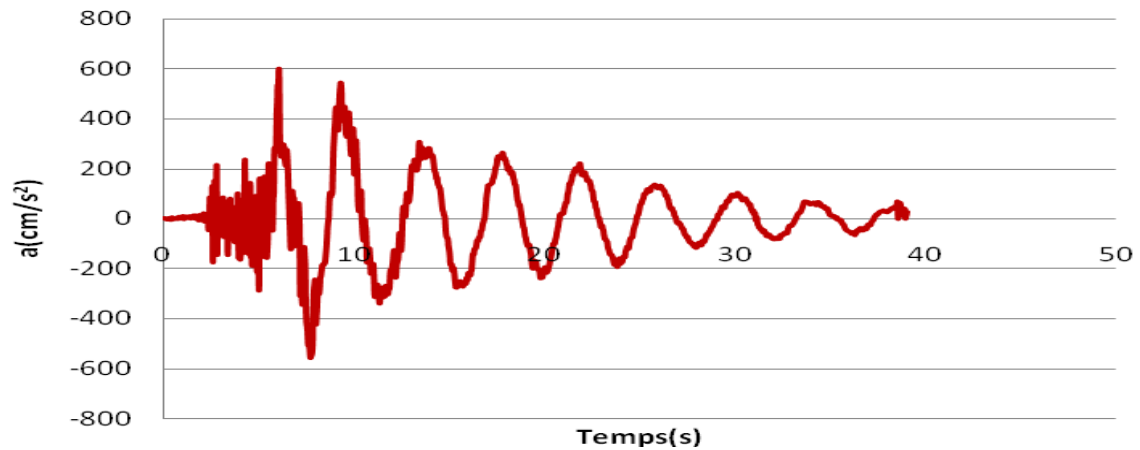
**Fig.6. 22** : les accélérations de structure de 10 étages de dernier niveau sous l'effet de séisme de Northridge (modèle linéaire).



**Fig. 6. 23** : les accélérations de structure de 10 étages de dernier niveau sous l'effet de séisme de Loma Prieta. (Modèle linéaire).

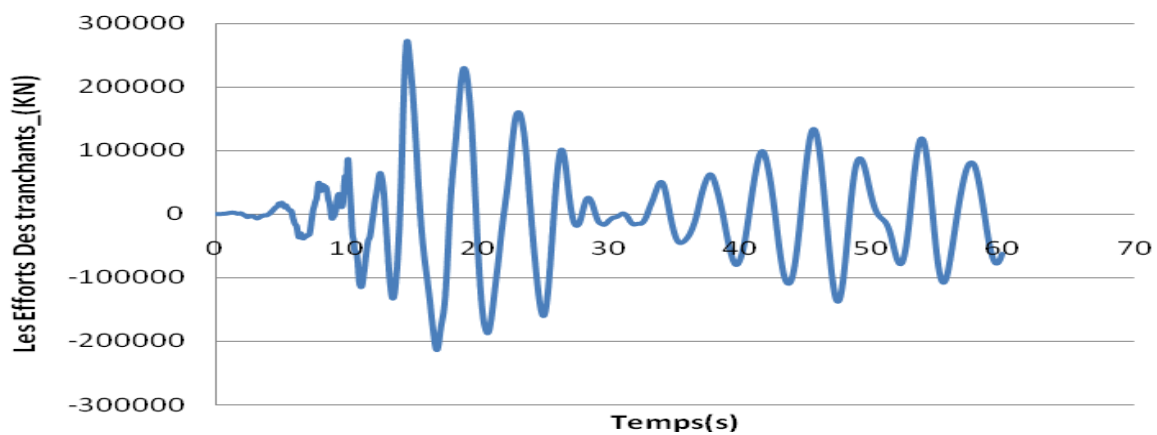


**Fig.6. 24** : les accélérations de structure de 10 étages de dernier niveau sous l'effet de séisme de Landers (modèle linéaire).

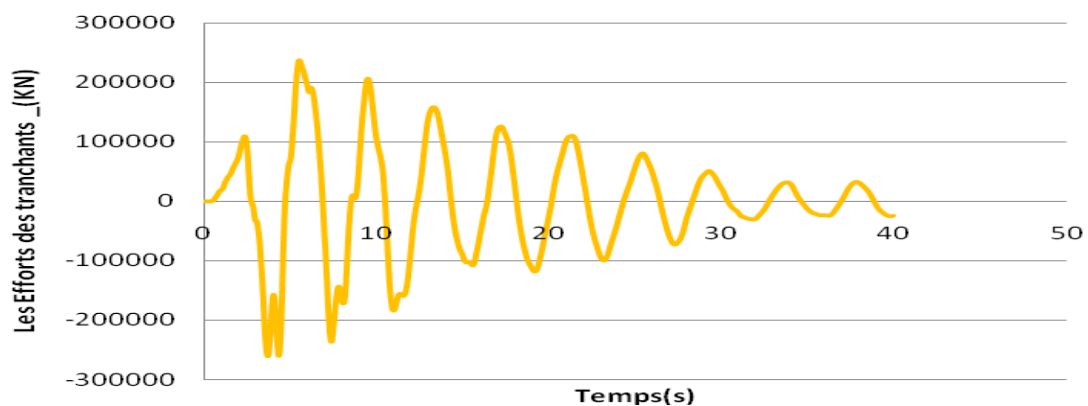


**Fig.6. 25** : les accélérations de structure de 10 étages de dernier niveau sous l'effet de séisme de l'EL Centro (modèle linéaire).

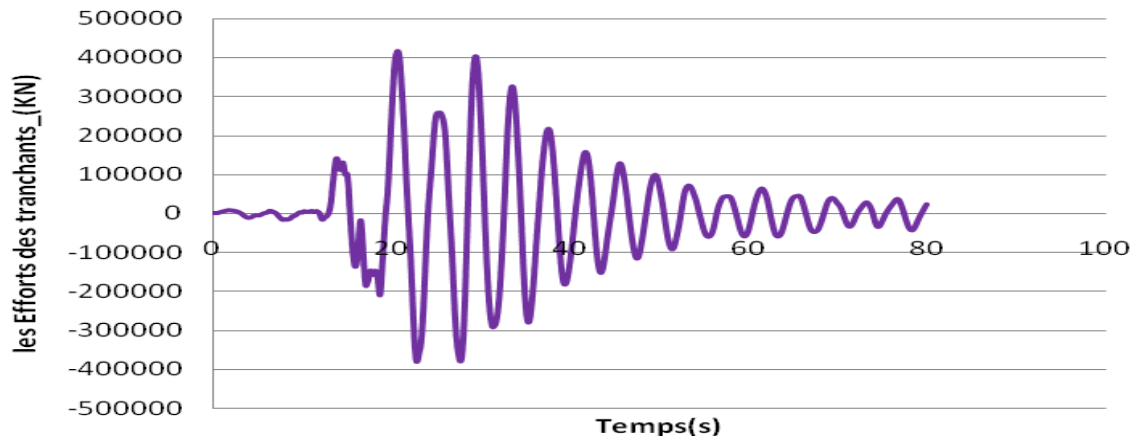
➤ Les efforts des tranchants ;



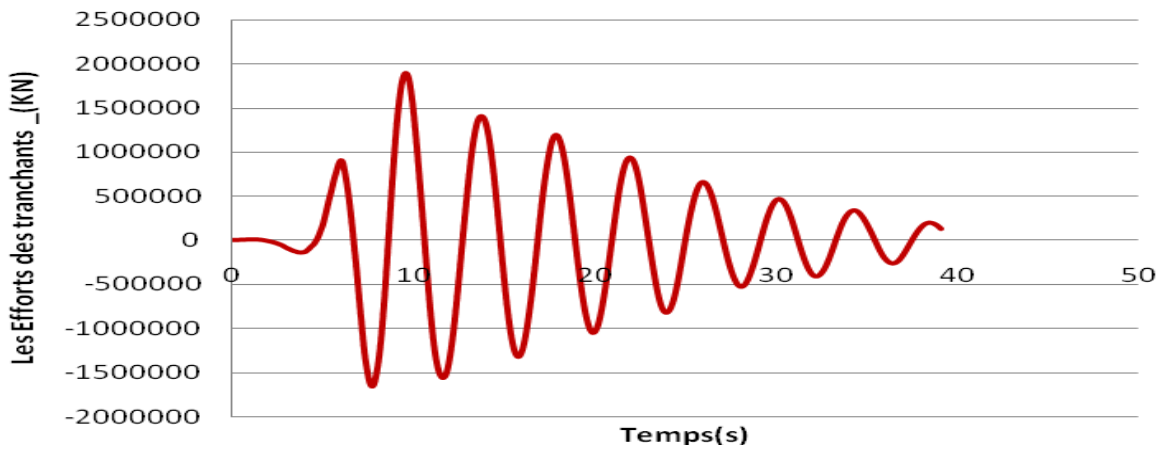
**Fig.6.26** : les efforts des tranchants à la base de structure de 10étages sous l'effet de séisme de Northridge (modèle linéaire).



**Fig.6.27** : les efforts des tranchants à la base de structure de 10étages sous l'effet de séisme de Loma Prieta (modèle linéaire).



**Fig.6.28** : les efforts des tranchants à la base de structure de 10étages sous l'effet de séisme de Landers (modèle linéaire).



**Fig.6.29** : les efforts des tranchants à la base de structure de 10étages sous l'effet de séisme de l'EL Centro (modèle linéaire).

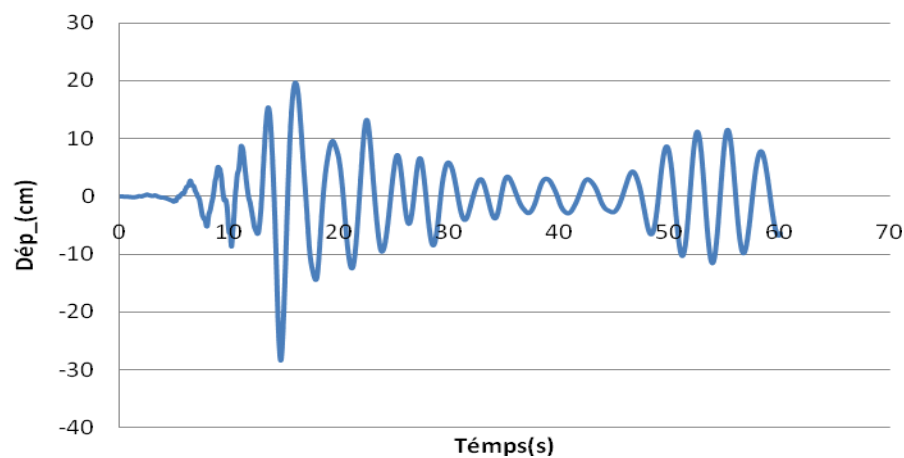
▪ **L'Analyse non linéaire :**

Pour l'analyse non linéaire nous utiliserons les paramètres de modèle non linéaire d'isolateur calculés précédemment pour voir la réponse de la structure de 4 et 10 étages selon les différents enregistrements des accélérations.

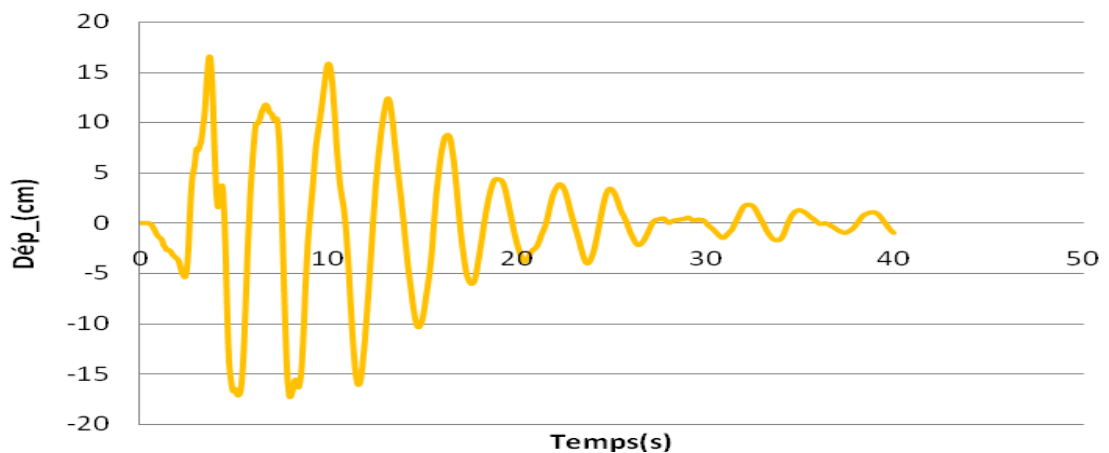
- Structure n°1 (de 4 étages) :

À partir de l'analyse non linéaire par logiciel ETABS, la réponse de structure de 4 étages est illustrée comme suit ;

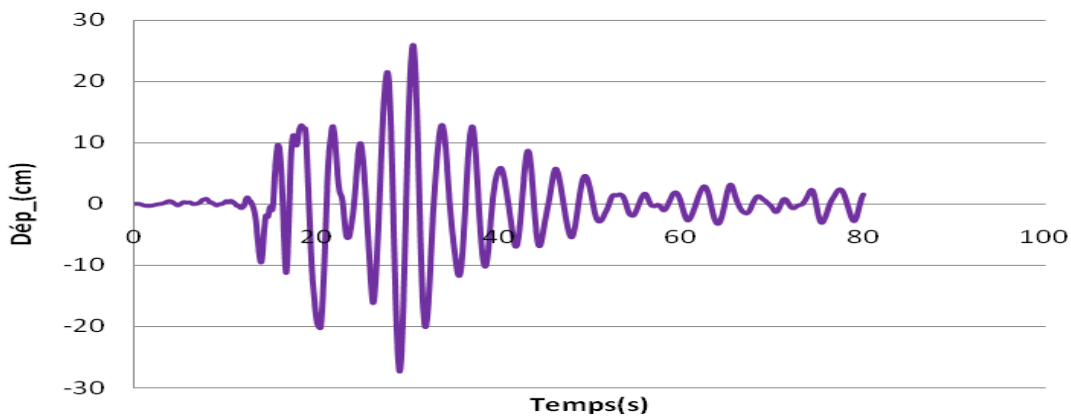
➤ Les déplacements



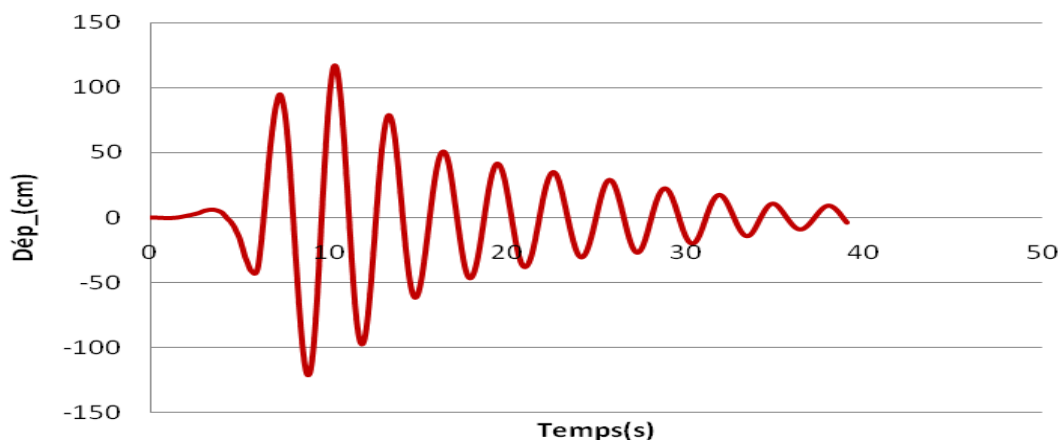
**Fig.6.30** : les déplacements de structure de 4étages de dernier niveau sous l'effet de séisme Northridge (modèle non linéaire).



**Fig.6.31** : les déplacements de structure de 4étages de dernier niveau sous l'effet de séisme Loma Prieta (modèle non linéaire).

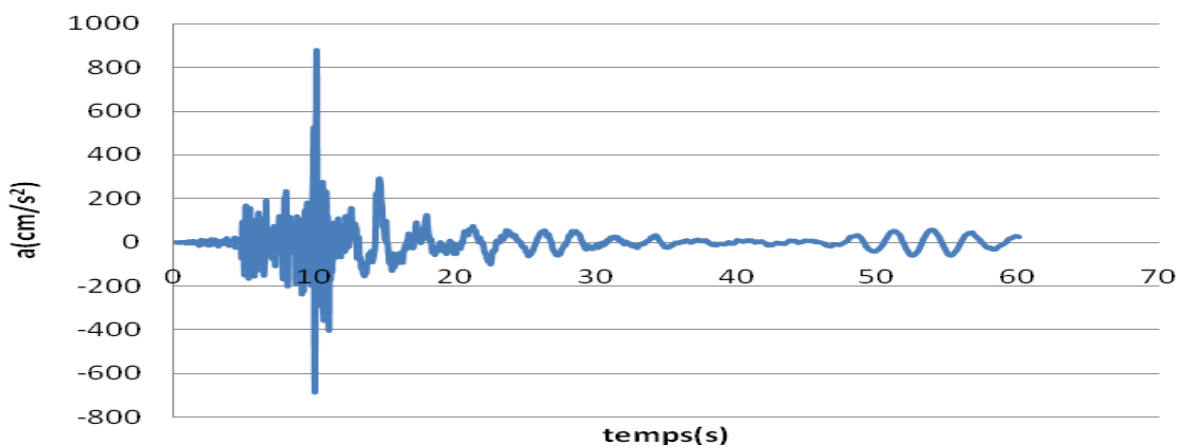


**Fig.6.32** : les déplacements de structure de 4étages de dernier niveau sous l'effet de séisme Landers (modèle non linéaire).

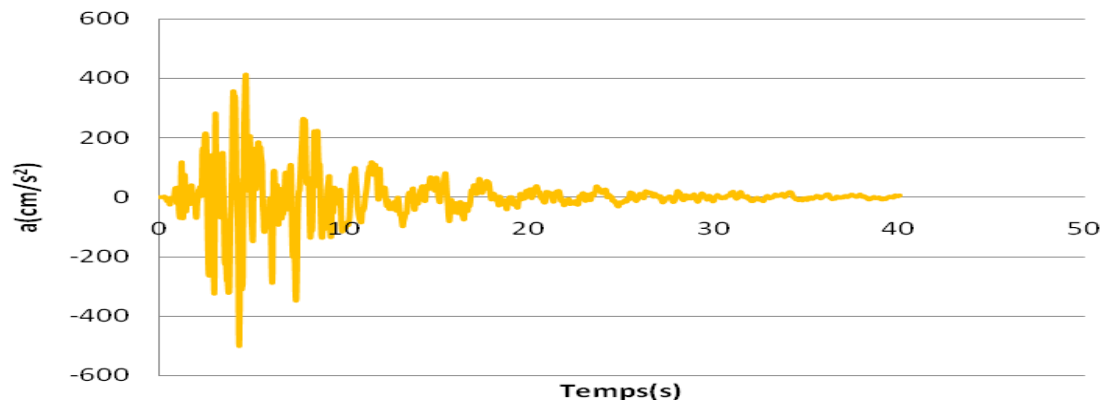


**Fig.6.33** : les déplacements de structure de 4étages de dernier niveau sous l'effet de séisme d l'EL Centro (modèle non linéaire).

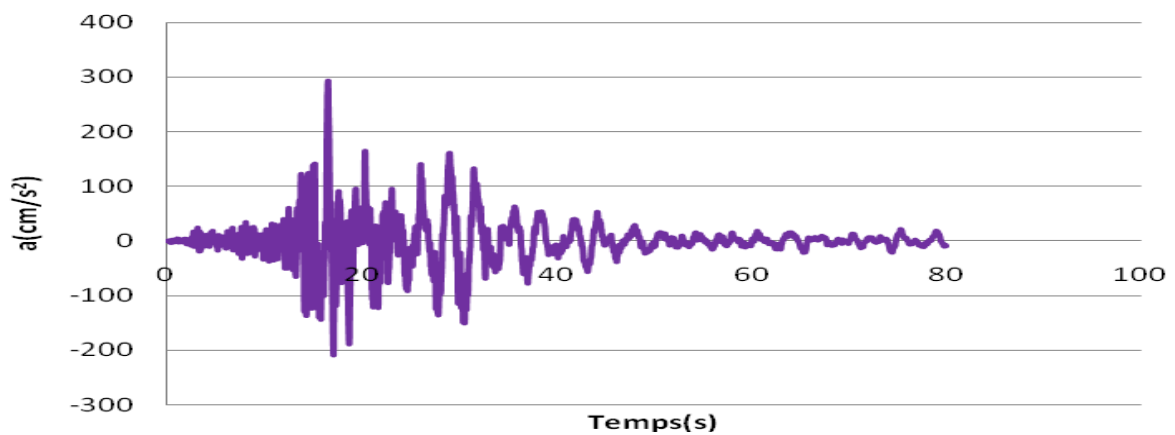
➤ L'accélération



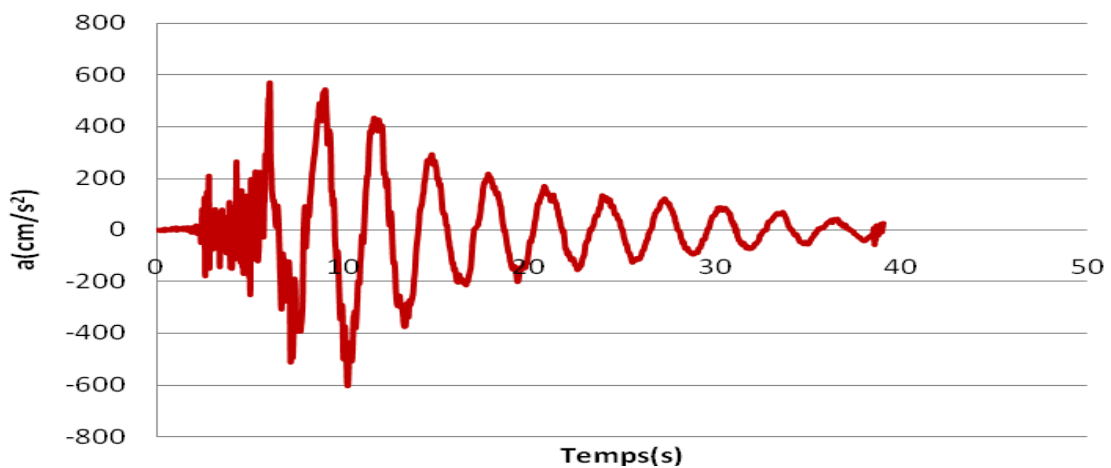
**Fig.6.34** : les accélérations de structure de 4étages de dernier niveau sous l'effet de séisme Northridge (modèle non linéaire).



**Fig.6.35** : les accélérations de structure de 4étages de dernier niveau sous l'effet de Loma Prieta (modèle non linéaire).

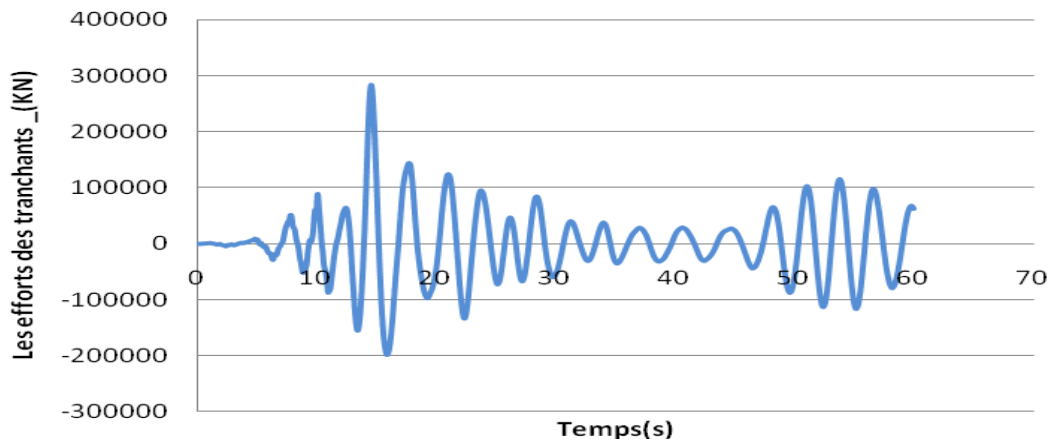


**Fig.6.36** : les accélérations de structure de 4étages de dernier niveau sous l'effet de Landers (modèle non linéaire).

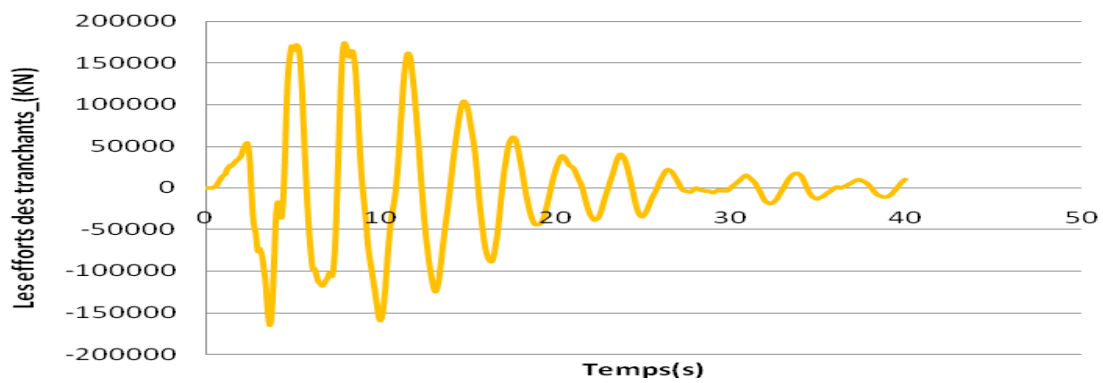


**Fig.6.37** : les accélérations de structure de 4étages de dernier niveau sous l'effet de L'EL Centro (modèle non linéaire).

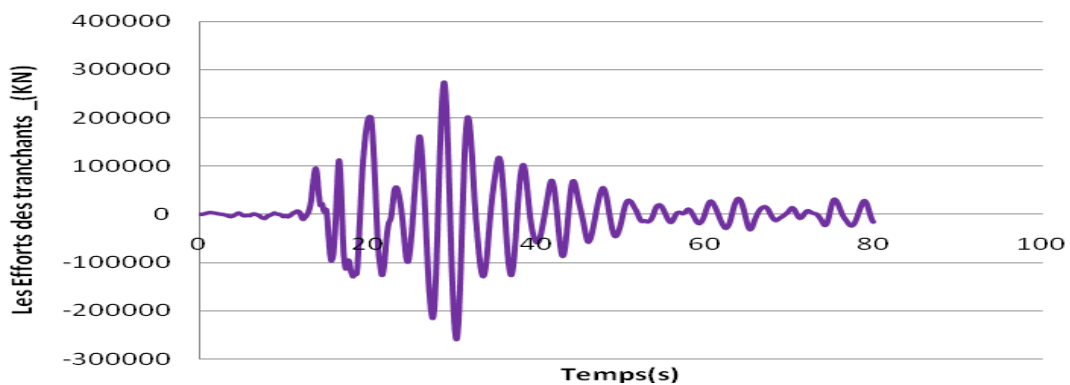
➤ Les efforts des tranchants ;



**Fig.6.38** : les efforts des tranchants à la base de structure de 4étages sous l'effet de séisme Northridge (modèle non linéaire).

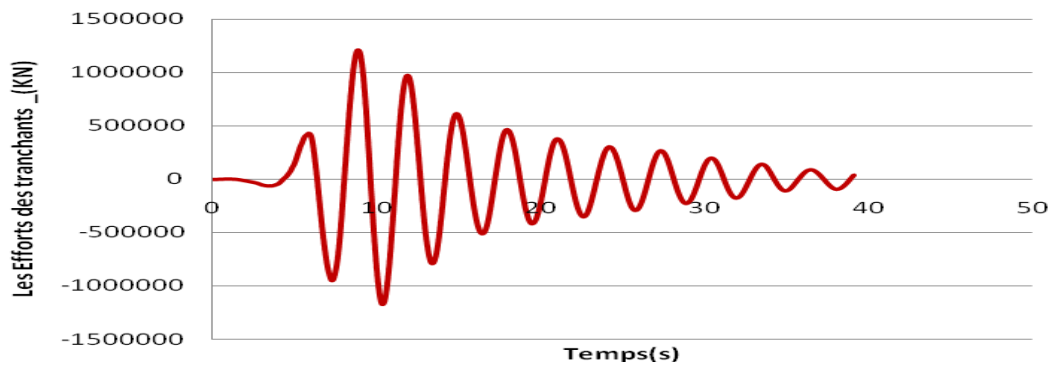


**Fig.6.39** : les efforts des tranchants à la base de structure de 4étages sous l'effet de séisme Loma Prieta (modèle non linéaire).



**Fig.6.40** : les efforts des tranchants à la base de structure de 4étages sous l'effet de séisme de Landers (modèle non linéaire).



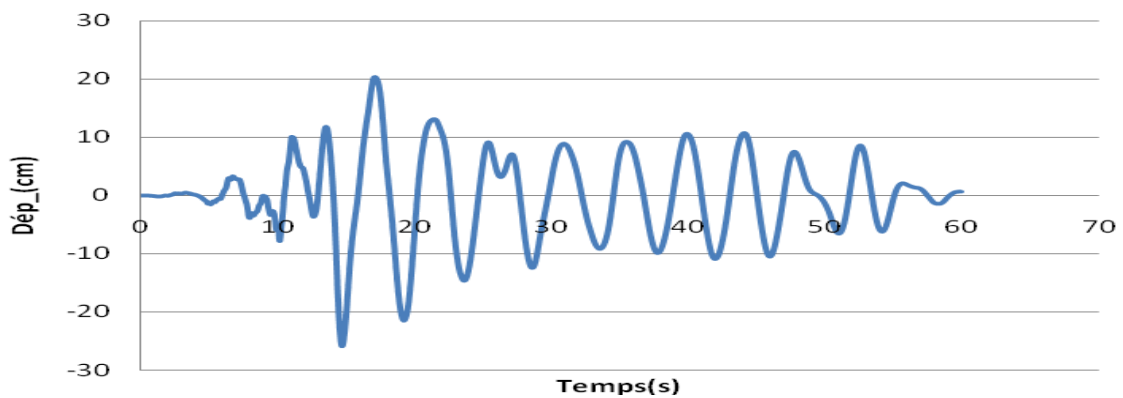


**Fig.6.41** : les efforts des tranchants à la base de structure de 4étages sous l'effet de séisme de l'EL Centro (modèle non linéaire).

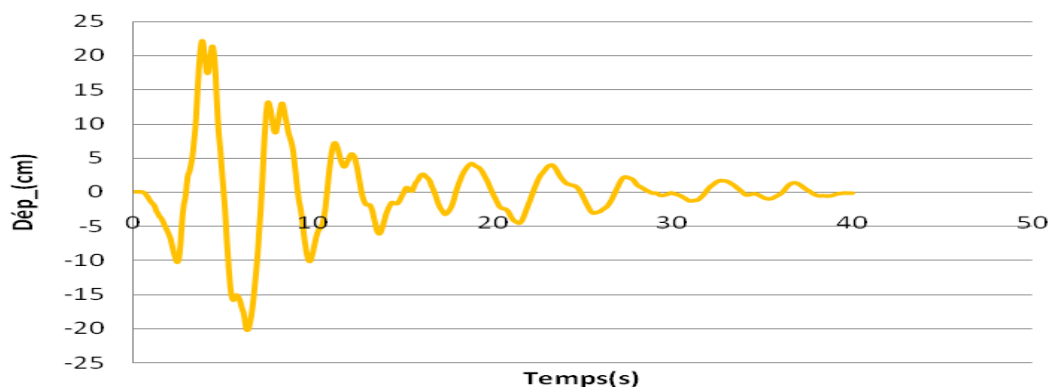
- o Structure n°2(de 10 étages) :

À partir de l'analyse non linéaire par logiciel ETABS, la réponse de structure de 10 étages est illustrée comme suit ;

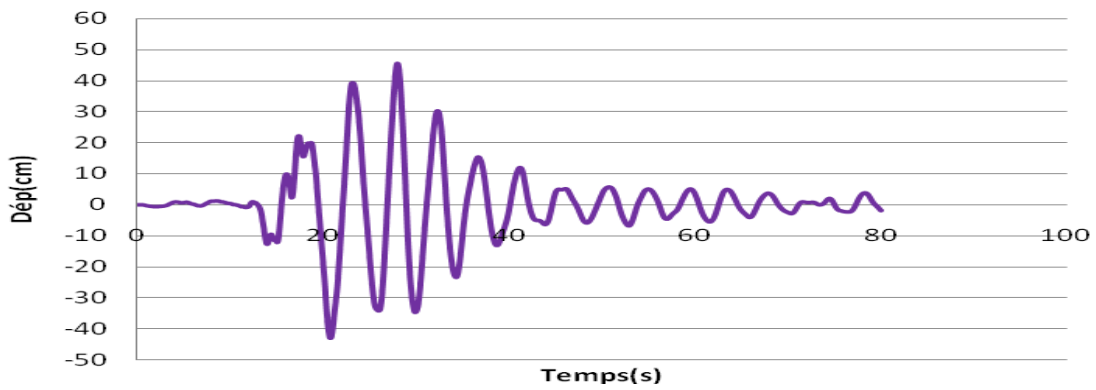
- Les déplacements



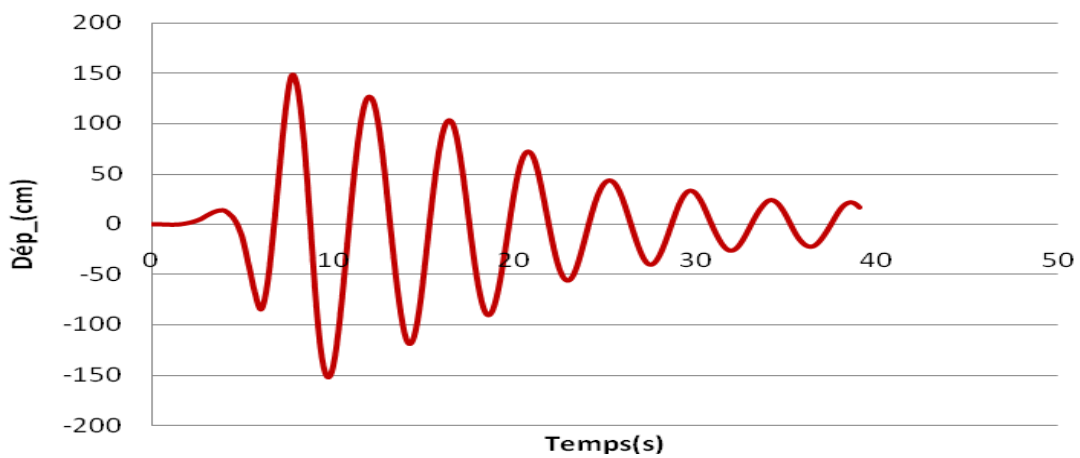
**Fig.6.42** : les déplacements de structure de 10 étages de dernier niveau sous l'effet de séisme de Northridge (modèle non linéaire).



**Fig.6.43** : les déplacements de structure de 10 étages de dernier niveau sous l'effet de séisme de Loma Prieta (modèle non linéaire).

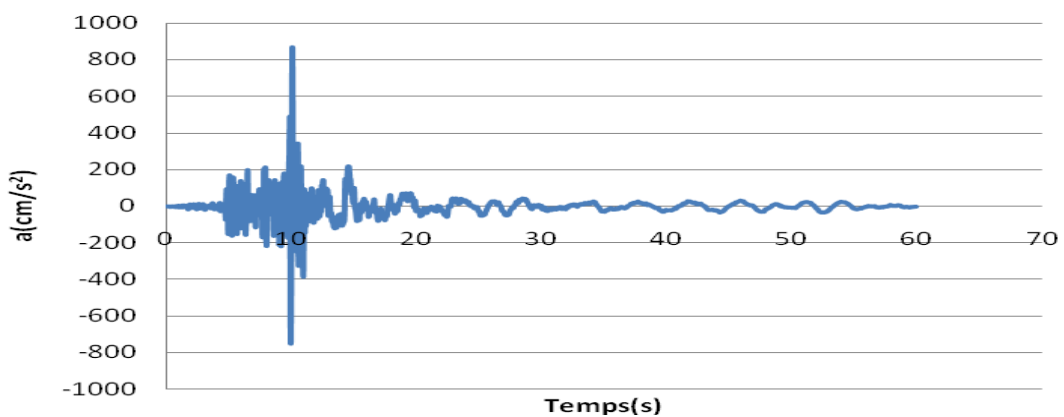


**Fig.6.44** : les déplacements de structure de 10 étages de dernier niveau sous l'effet de séisme de Landers (modèle non linéaire).

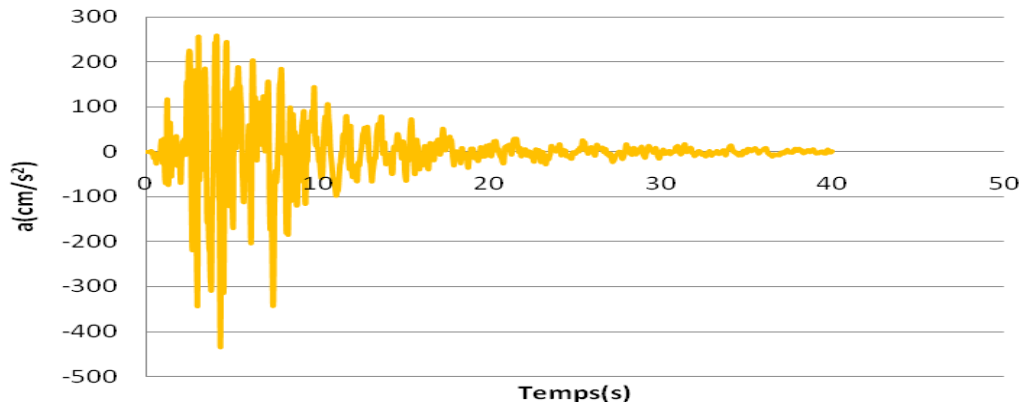


**Fig.6.45** : les déplacements de structure de 10 étages de dernier niveau sous l'effet de séisme de l'EL Centro (modèle non linéaire).

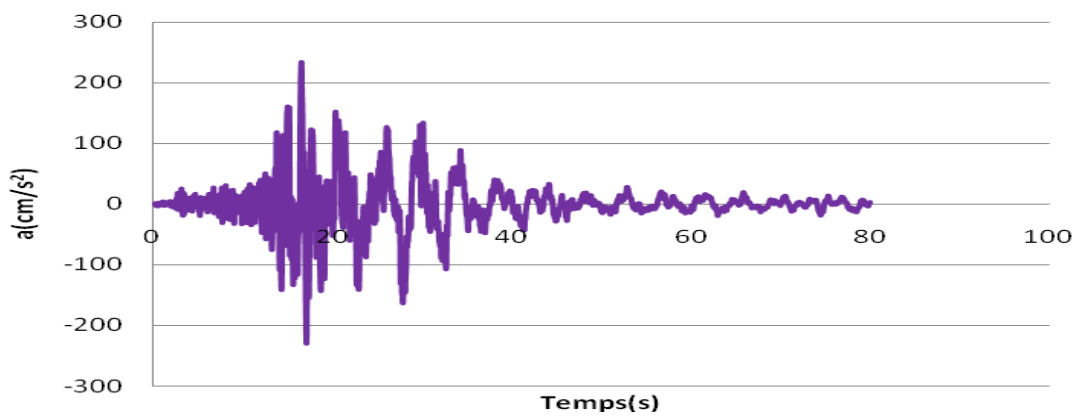
➤ L'accélération



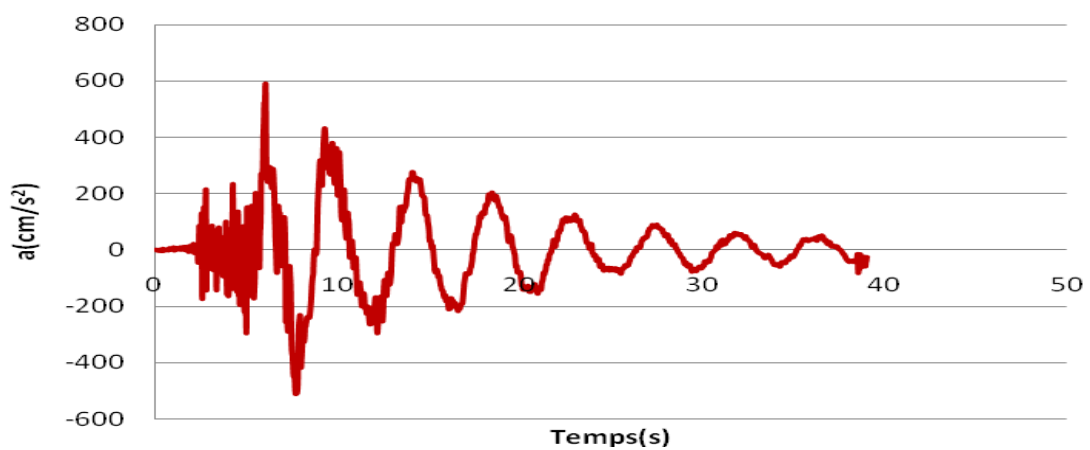
**Fig.6. 46** : les accélérations de structure de 10 étages de dernier niveau sous l'effet de séisme de Northridge (modèle non linéaire).



**Fig.6. 47** : les accélérations de structure de 10 étages de dernier niveau sous l'effet de séisme de Loma Prieta (modèle non linéaire).

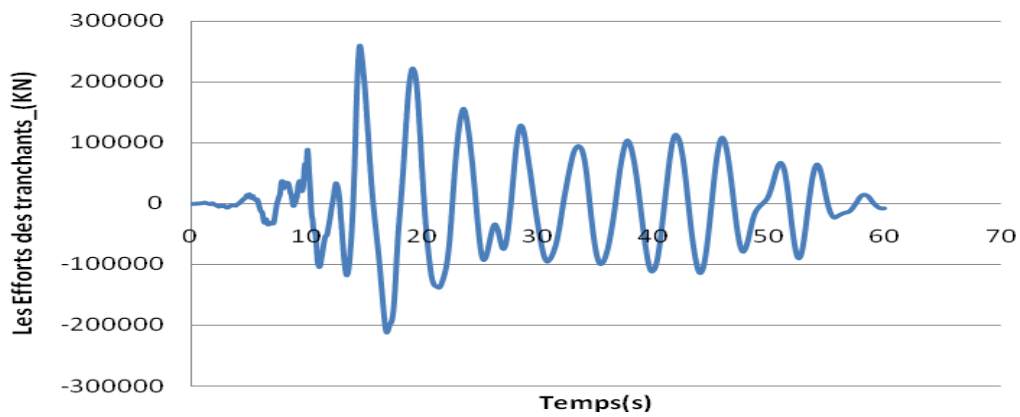


**Fig.6. 48** : les accélérations de structure de 10 étages de dernier niveau sous l'effet de séisme de Landers (modèle non linéaire).

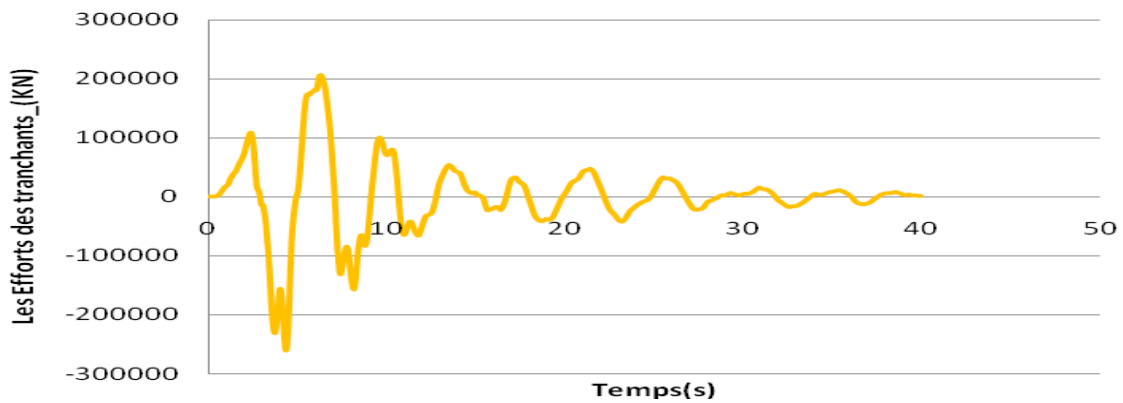


**Fig.6. 49** : les accélérations de structure de 10 étages de dernier niveau sous l'effet de séisme de l'EL Centro. (Modèle non linéaire).

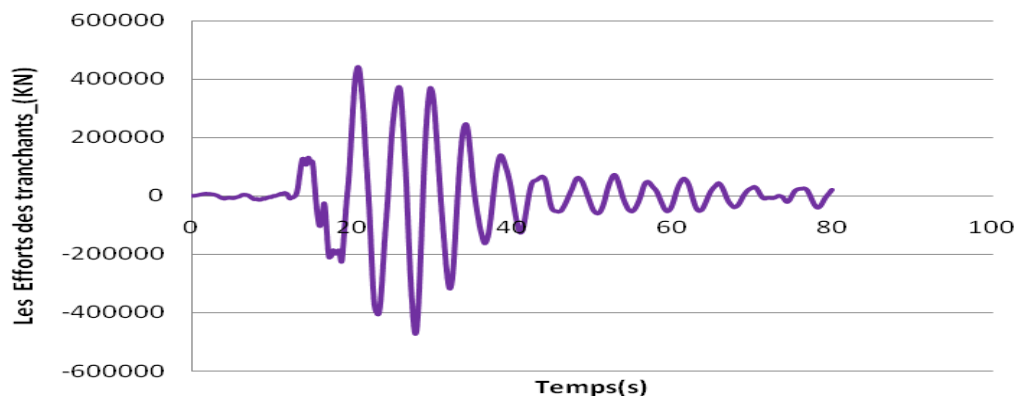
➤ Les efforts tranchants ;



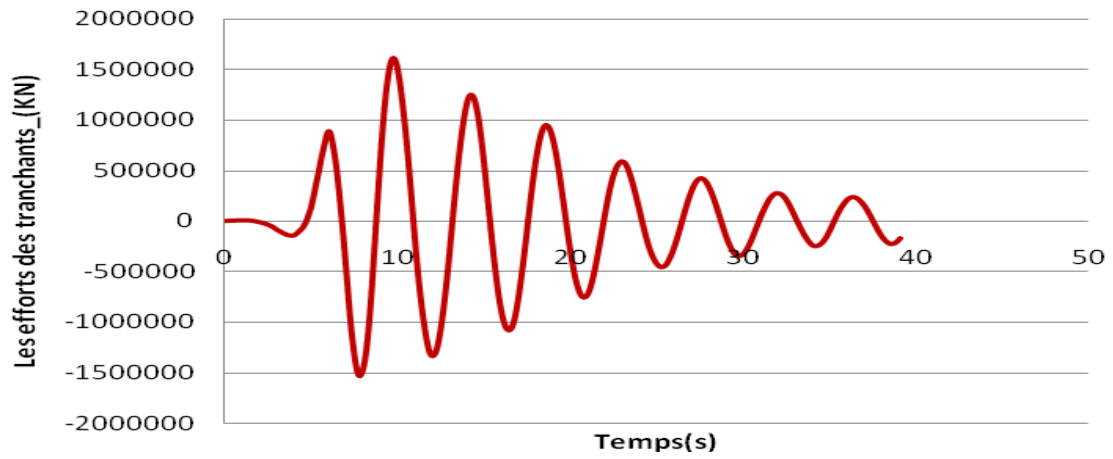
**Fig.6.50** les efforts tranchants à la base de structure de 10étages sous l'effet de séisme de Northridge (modèle non linéaire).



**Fig.6.51** : les efforts des tranchants à la base de structure de 10étages sous l'effet de séisme de Loma Prieta (modèle non linéaire).



**Fig.6.52** : les efforts des tranchants à la base de structure de 10étages sous l'effet de séisme de Landers (modèle non linéaire).



**Fig.6.53** : les efforts des tranchants à la base de structure de 10étages sous l'effet de séisme de l'EL Centro (modèle non linéaire).