

# Analysis the dynamic response of earth dam in free vibration and forced by introducing the effect of the interaction dam foundation

Boumaiza Malika<sup>1</sup>, Mohamadi Sadika<sup>2</sup> and Ait Ahmed Fatiha<sup>3</sup>

<sup>1</sup>Université de Bouira, Université Houari Boumediene, laboratoire LBE, Algérie.

<sup>2</sup> Université de Bouira, Ecole nationale supérieure des travaux publics, Laboratoire TPiTE. Algérie.

<sup>3</sup>Université de Bouira, Université Mouloud Mammeri, Tizi Ouzou. Algérie.

**Abstract:** The present study concerns the analysis of the dynamic response of earth dam, in free and forced vibration (under the effect of earthquake) using the finite element method. The analysis is carried out at the end of dam construction without filling. The behavior of the dam materials and the foundation is linear elastic. In free vibration, to better understand the effect of the dam foundation interaction, we will take into account different site conditions and see their influence on the free vibration characteristics of the dam. In forced vibration, to study the seismic response of the dam, the system is subjected to the acceleration of the Boumerdes earthquake of May 21, 2003 recorded at the station n ° 2 of the dam of Kaddara in the base, with a parametric study taking into account the influence of the main parameters such as the mechanical properties of the soil: rigidity, density.

## 1 Introduction

À l'état naturel un massif en terre est en équilibre sous l'effet des contraintes en place, et la moindre perturbation de cet état naturel donne naissance à un nouvel état de déformations contraintes.

Ces perturbations peuvent être d'origine naturelle, les séismes par exemple, comme elles peuvent être dues à l'activité de l'homme ; exploitation des carrières ou par exemple élévation d'une structure de retenue pour palier aux problèmes de l'envasement de ces retenues et des inondations de régions [1].

Quelques 245 barrages en remblai – principalement de petits barrages étaient endommagés suites au séisme de Bhuj d'une magnitude de 7.7 le 26 janvier 2001 à Gujarât en Inde. D'autres barrages ont reçu de sérieuses détériorations pendant les séismes de Kolinski le 17 août 1999 en Turquie et de Chi Chi à Taiwan [2].

Ces événements récents ont montré que les tremblements de terre présentent toujours des dangers pour les barrages que les ingénieurs doivent bien prendre en charge pendant l'analyse de la sécurité sismique de ces ouvrages. La stabilité sismique était déjà évoquée en 1955 au 5ième congrès du comité international des grands barrages – ICOLD à Paris.

Désormais dans le monde, il n'y a pas de zones qu'on peut considérer comme non sismiques. Le calcul sismique de barrages étaient toujours jusqu'à 1989 par de méthodes pseudo statiques avec des accélérations horizontales du sol égale à 0.1g, alors qu'aujourd'hui tout le monde s'accorde à dire que les tremblements de terres peuvent induire des accélérations beaucoup plus élevées que cette valeur et dans les deux sens, et que les méthodes à utiliser doivent effectivement reproduire le

comportement réelle des ouvrages, pour pouvoir bien se prononcer sur la sécurité sismique des ouvrages [3,4].

## 2 Données de l'analyse

L'exemple de référence concerne un barrage en terre à noyau construit sur une couche homogène de sol. la figure.1 montre la géométrie de barrage.

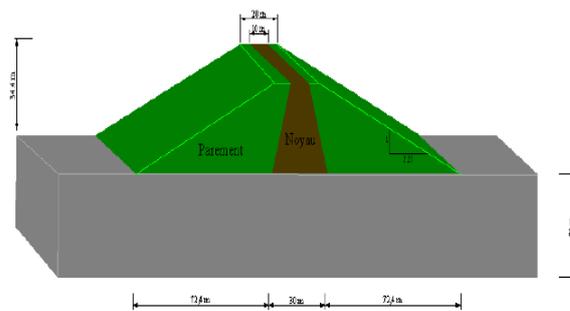


Fig. 1. La géométrie de barrage.

Les propriétés mécaniques du barrage sont récapitulées dans le tableau.1

Tableau.1 : Les propriétés mécaniques du barrage.

	Densité $\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	Coefficient de poisson $\nu$	Module d'élasticité $E$ (MPa)
Fondation	2.2	0.25	1000
Noyau (argile)	1.98	0.3	30.7
Parement	2,13	0.3	60

### 3 Analyse des vibrations libres

Commençant par l'étude du comportement dynamique du barrage en vibrations libres, en tenant compte de l'effet de l'interaction barrage-fondation

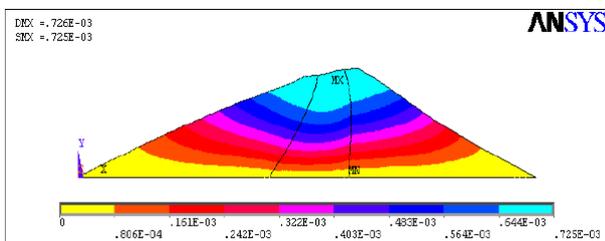
#### 3.1 Barrage seul

Le tableau suivant récapitule les périodes naturelles de barrage seul pour les cinq premiers modes de vibration.

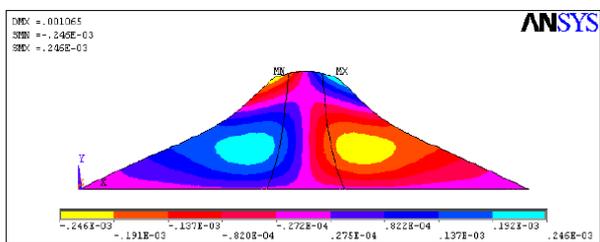
**Tableau.2 :** Les périodes naturelles pour les cinq premiers modes de vibration.

Modes	1	2	3	4	5
Périodes(Sec)	1.147	0.810	0.661	0.654	0.535

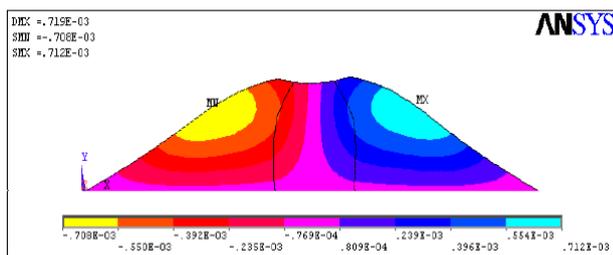
Les figures suivantes représentent les cinq modes de déformations :



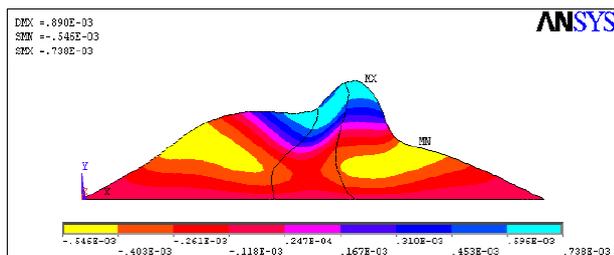
Premier mode de vibration et la répartition des contraintes  $\sigma_{xx}$  (Pa).



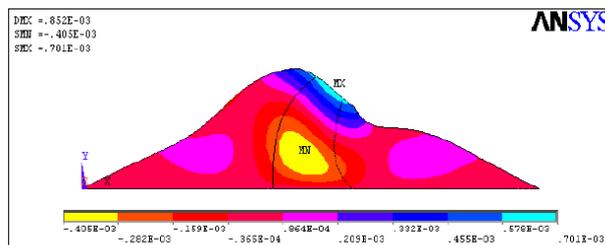
Deuxième mode de vibration et la répartition des contraintes  $\sigma_{xx}$  (Pa).



Troisième mode de vibration et la répartition des contraintes  $\sigma_{xx}$  (Pa).



Quatrième mode de vibration et la répartition des contraintes  $\sigma_{xx}$  (Pa).



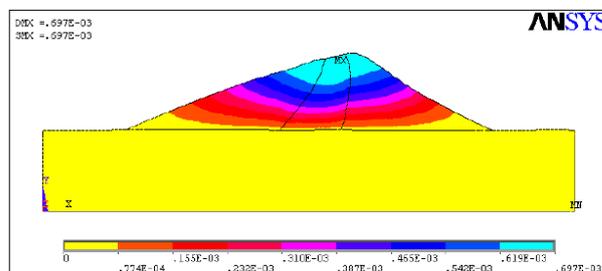
Cinquième mode de vibration et la répartition des contraintes  $\sigma_{xx}$  (Pa).

#### 3.2 Système barrage-fondation

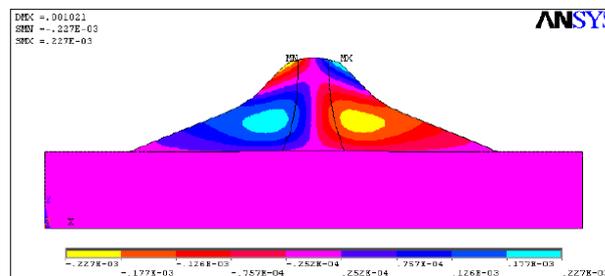
**Tableau.3 :** Les périodes naturelles pour les cinq premiers modes de vibration.

Modes	1	2	3	4	5
Périodes(Sec)	1.147	0.810	0.661	0.654	0.535

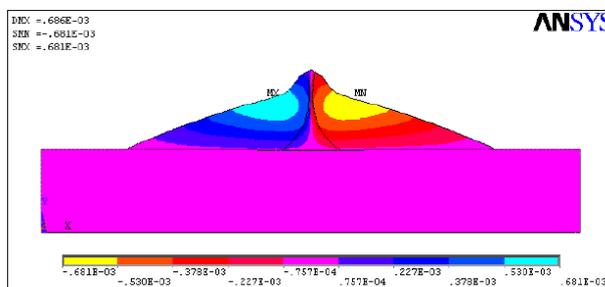
Les figures suivantes représentent les cinq modes de déformations :



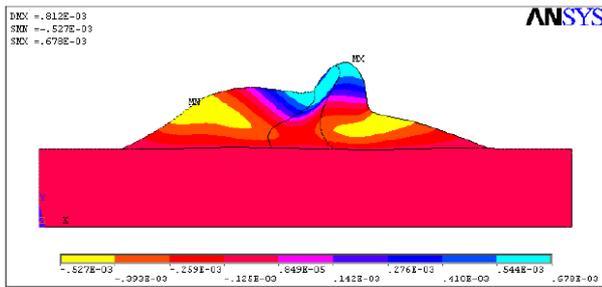
Premier mode de vibration et la répartition des contraintes  $\sigma_{xx}$  (Pa).



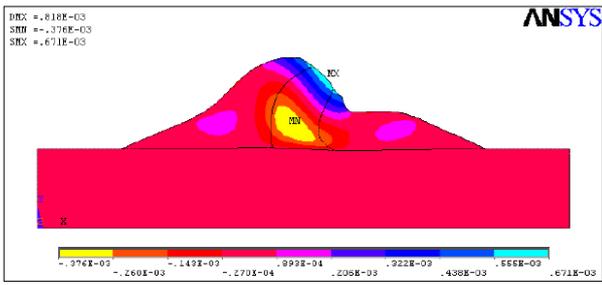
Deuxième mode de vibration et la répartition des contraintes  $\sigma_{xx}$  (Pa).



Troisième mode de vibration et la répartition des contraintes  $\sigma_{xx}$  (Pa).



Quatrième mode de vibration et la répartition des contraintes  $\sigma_{xx}$  (Pa).



Cinquième mode de vibration et la répartition des contraintes  $\sigma_{xx}$  (Pa).

En comparant les résultats obtenus pour le cas du barrage seul et ceux obtenus pour le système barrage-fondation, on remarque que la prise en compte de la fondation a tendance d'allonger les périodes de vibration du barrage. Pour mieux comprendre l'effet de l'interaction barrage fondation, on va tenir compte de différentes conditions de site et voir leur influence sur les caractéristiques de vibration libre du barrage. Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau.4** : Les périodes naturelles pour les cinq premiers modes de vibration en fonction de variation de rapport de rigidité  $E_f/E_b$ .

Modes	Les rapports de rigidité $E_f/E_b$					
	4	2	1	1/2	1/4	1/8
1	1.289	1.453	1.776	1.258	3.131	4.308
2	0.895	1.001	1.237	0.875	2.225	3.073
3	0.740	0.835	1.053	0.723	1.908	2.621
4	0.720	0.831	1.017	0.704	1.686	2.249
5	0.648	0.758	0.886	0.619	1.453	1.932

On constate que lorsque la fondation est très rigide  $E_f/E_b > 4$ , la période du système barrage-fondation est presque identique à celle du barrage seul (sans interaction).

-Par contre, dans le cas où le rapport de rigidité  $E_f/E_b < 4$ , l'influence de l'interaction apparaît d'une manière significative.

-Pour le cas  $E_f/E_b = 1/8$  on observe une augmentation qui dépasse le double pour le mode fondamental et presque le double pour les modes supérieurs.

Donc on peut conclure que :

-Pour le cas d'un sol flexible les périodes de vibrations sont supérieures à celles obtenues pour un cas de sol rigide.

-Avec l'augmentation de la rigidité de la fondation, les périodes de vibrations convergent vers les périodes propres pour le cas d'un barrage considéré encasté à sa base.

## 4 Analyse de comportement sismique du barrage

L'analyse du comportement dynamique du barrage sous l'effet du séisme (sans pression d'eau) dans le cas élastique est faite, avec une étude paramétrique tenant compte de l'influence des principaux paramètres tels que les propriétés mécaniques du sol : rigidité, densité.

L'analyse du comportement dynamique du barrage est faite avec la méthode des éléments finis en utilisant des éléments quadratiques à deux degré de liberté  $u_x$  et  $u_y$ .

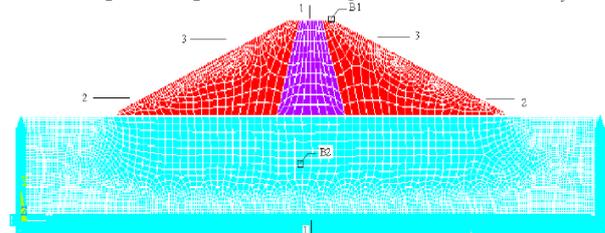


Fig. 2. Le maillage de barrage.

Pour étudier la réponse sismique du barrage, le système est soumis aux accélérations du séisme de Boumerdes du 21 mai 2003 enregistrées à la station n°2 du barrage de Kaddara.

Le rapport d'amortissement visqueux  $\xi = 5\%$ . Les valeurs de coefficients de Rayleigh  $\alpha_R = 0.32$  et  $\beta_R = 0.0078$ . La méthode de Newmark est utilisée. Avec les valeurs des paramètres d'intégration sont  $\gamma = 0.5$  et  $\beta = 0.25$  pour avoir la solution inconditionnellement stable. Le pas de temps est pris égal à  $\Delta t = 0.005$ .

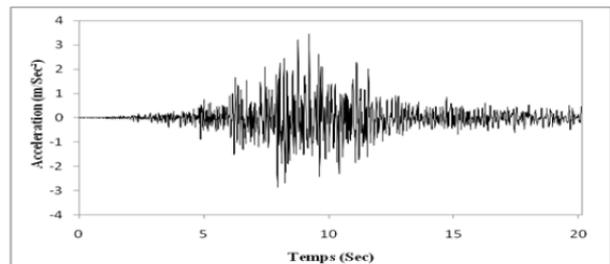
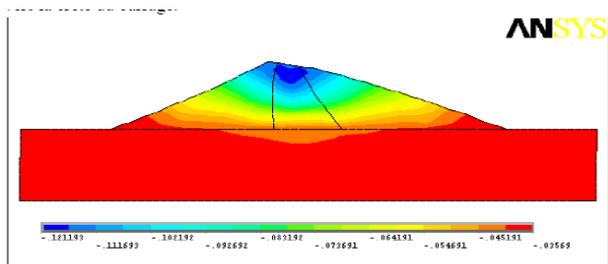


Fig. 3. Enregistrement de la composante N.S du séisme de boumerdes (21Mai 2003). Accélération.

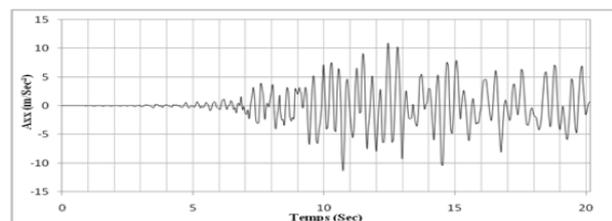
### 4.1 La réponse du barrage au tremblement de terre

La réponse du barrage à l'excitation maximale est représentée dans la figure.4, on remarque une déformation latérale importante dans le barrage en s'éloignant de la fondation, tel que le déplacement maximal est observé à la crête du barrage et atteint une valeur de  $u_{max} \approx 0.12$  m. On peut observer que l'amplification est négligeable à la fondation tandis que celle augmente en allant vers la crête du barrage.



**Fig. 4.** Déformé du barrage à l'excitation maximale ( $u_{max} = -0.12$  m à la crête de barrage)

La figure.5, montrent la variation de l'accélération en fonction de temps pour le nœud B<sub>1</sub> situé à la crête du barrage, on remarque une amplification des ( $a_{max} \approx 11$  m/Sec<sup>2</sup>).



**Fig. 5.** Variation de l'accélération horizontale en fonction de temps à la crête du Barrage (Nœud B<sub>1</sub>).

#### 4.2 Influence de la densité et de la rigidité

Pour étudier l'influence de la densité et de la rigidité, on procède de la manière suivante :

En premier, nous varions la densité de noyau et des recharges amont et aval (tableau.5),

Ensuite la rigidité de noyau, recharges amont et aval et fondation (tableau.6).

**Tableau.5 :** Valeurs de la densité pour le noyau et les recharges amont et aval

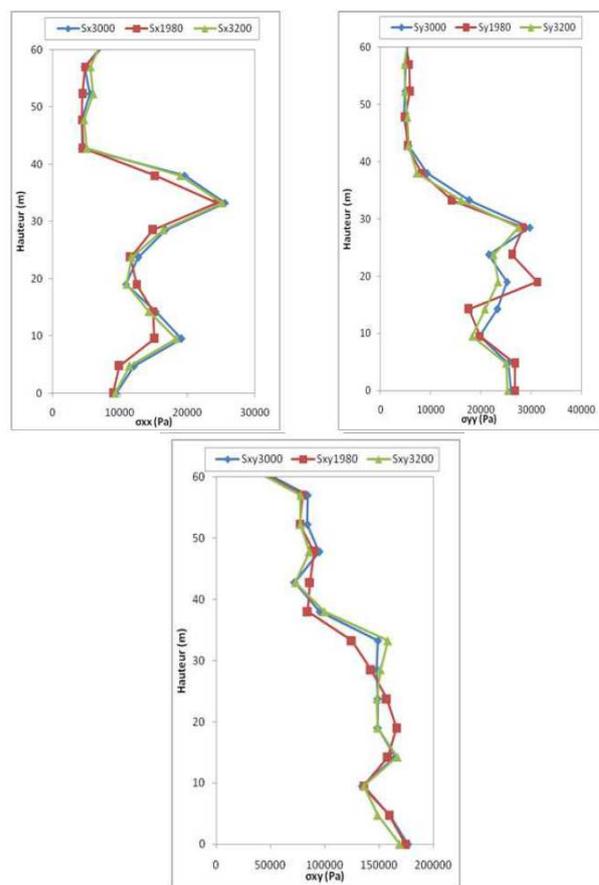
La densité de noyau		1980	3000	3200
La densité des recharges amont et aval	(Kg/m <sup>3</sup> )	1700	1980	2130

**Tableau.6 :** Valeurs de la rigidité pour le noyau et les recharges amont et aval

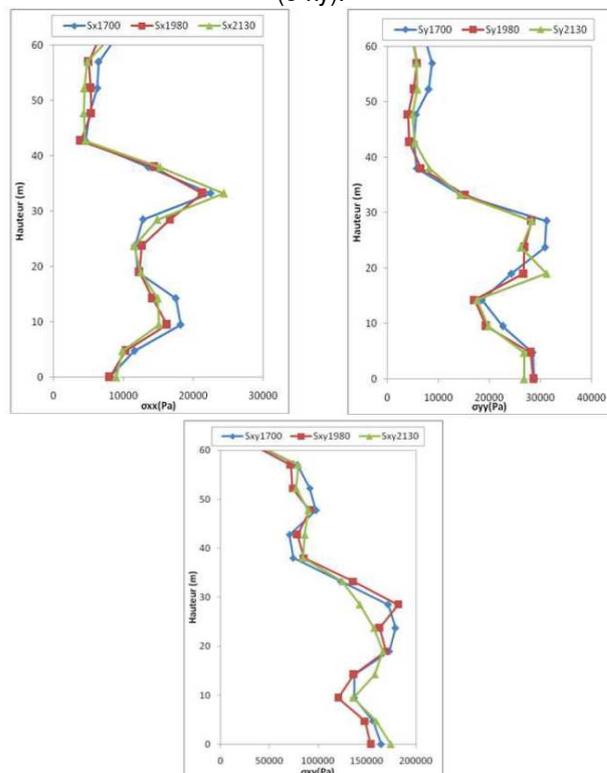
La densité de noyau		1980	3000	3200
La densité des recharges amont et aval	(Kg/m <sup>3</sup> )	1700	1980	2130

##### 4.2.1 Influence de la densité de noyau et des recharges amont et aval

Les figures .6 et 7 montrent l'influence de la densité du noyau et des recharges amont et aval sur les contraintes, on remarque que l'augmentation de la densité du noyau conduit à une augmentation négligeable des contraintes (la masse du noyau représente une petite partie de la masse de barrage), tandis que la diminution de la densité des recharges amont et aval implique une augmentation des contraintes.



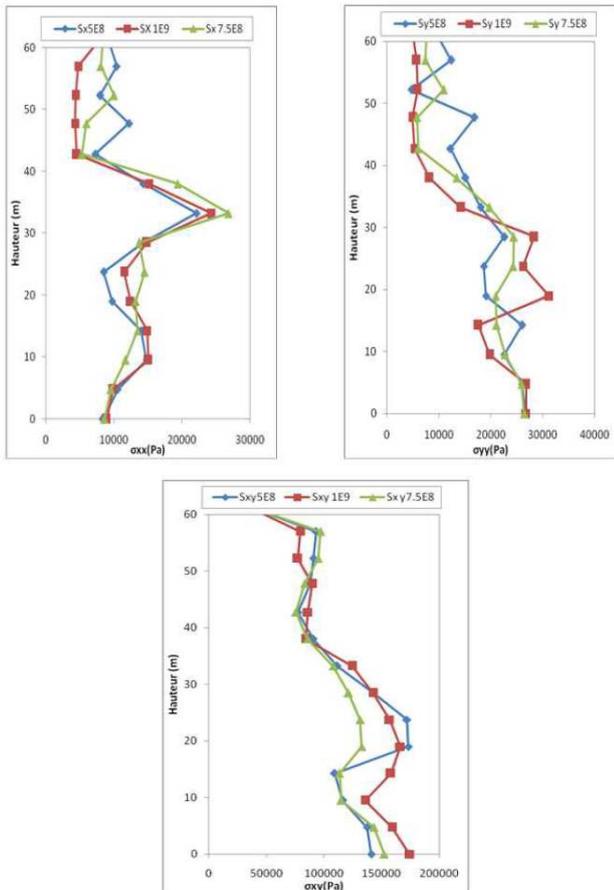
**Fig. 6.** Influence de la densité du noyau sur la distribution des contraintes ( $\sigma_{xx}$ ), ( $\sigma_{yy}$ ) et ( $\sigma_{xy}$ ).



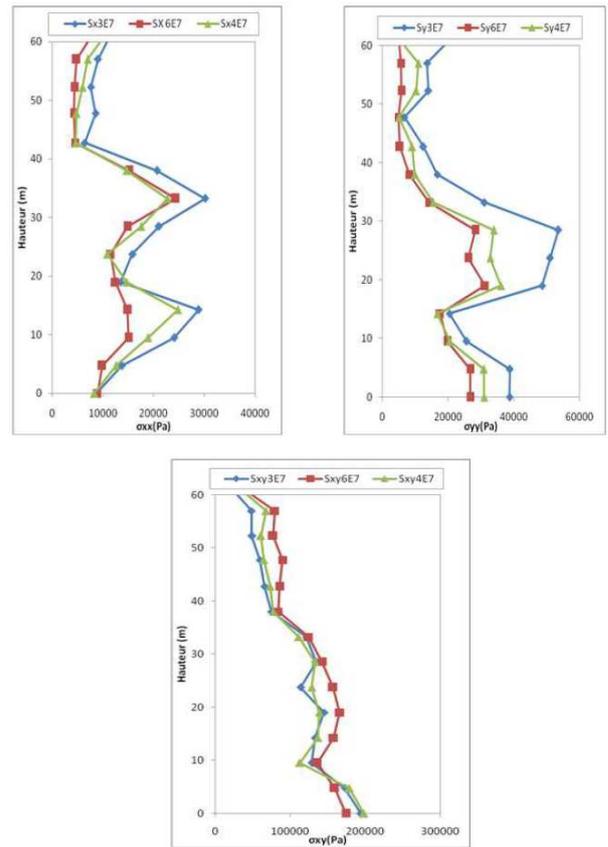
**Fig. 7.** Influence de la densité des recharges amont et aval sur la distribution des contraintes ( $\sigma_{xx}$ ), ( $\sigma_{yy}$ ) et ( $\sigma_{xy}$ ).

### 4.2.2 Influence de la rigidité de noyau et des recharges amont et aval

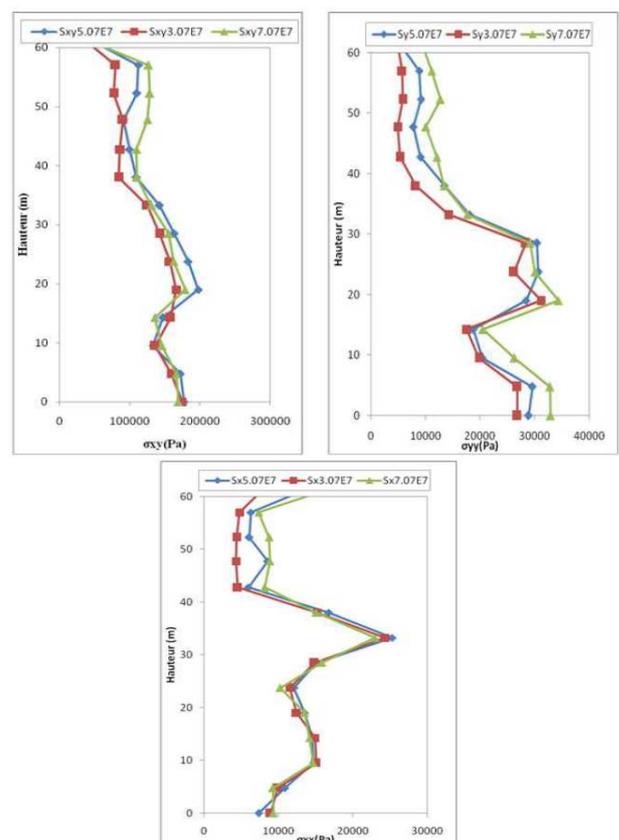
En analysant les figures.8, 9 et 10, on remarque :  
 La diminution de la rigidité de la fondation implique une diminution des contraintes à la base de la fondation du barrage et en s'éloignant de la base on aura une augmentation considérable des contraintes, donc quand la fondation est flexible on a l'accroissement des contraintes horizontales, verticales et de cisaillement dans le barrage.  
 Si la rigidité des recharges amont et aval diminue on aura une augmentation importante des contraintes horizontales, verticales et de cisaillement, par contre celle de noyau n'a pas une grande influence sur les contraintes. Tandis que la variation de la rigidité de la fondation, influe modérément les contraintes du barrage.



**Fig. 8.** Influence de la rigidité de la fondation sur la distribution des contraintes ( $\sigma_{xx}$ ), ( $\sigma_{yy}$ ) et ( $\sigma_{xy}$ ).



**Fig. 9.** Influence de la rigidité des recharges amont et aval sur la distribution des contraintes ( $\sigma_{xx}$ ), ( $\sigma_{yy}$ ) et ( $\sigma_{xy}$ ).



**Fig. 10.** Influence de la rigidité de noyau sur la distribution des contraintes ( $\sigma_{xx}$ ), ( $\sigma_{yy}$ ) et ( $\sigma_{xy}$ ).

L'analyse élastique prouve que le chargement sismique induit principalement le déplacement latéral, ce qui augmente avec la distance de la base du barrage. On observe le maximum près de la crête. Les propriétés mécaniques du noyau (rigidité, densité) affectent modérément la réponse élastique, alors que ceux des recharges amont et aval affectent de manière significative la réponse du barrage.

## 5 Conclusion

La présente étude concerne l'analyse du comportement de barrage en terre libre et forcé, basé sur la méthode des éléments finis en tenant compte du comportement linéaire des matériaux constituant le barrage.

Les résultats obtenus montrent que :

**1.** En vibrations libres:

- La prise en compte de l'interaction barrage-fondation à tendance de prolonger les périodes de vibration.
- L'augmentation de la rigidité de la fondation implique que les périodes de vibration se rapprochent des périodes d'un barrage encastré à sa base, et on a le cas contraire dans le cas où la fondation est flexible.

**2.** En vibration forcées :

- L'analyse montre que le séisme induit de grands déplacements latéraux, ces derniers augmentent en s'éloignant de la fondation et allant vers la crête de barrage.

En plus on a une amplification des accélérations.

La densité des recharges amont et aval influe d'une façon considérable la distribution des contraintes dans le barrage, et la diminution de leurs rigidité à tendance d'augmenté les contraintes dans le barrage.

## References

1. Robin Fell, Patrick MacGregor, David Stapledon and Graeme Bell (2005). Geotechnical engineering of dams. A.A.BALKEMAPUBLISHERS Leiden/London/New York/Philadelphia/Singapore.
2. ANCOLD (1998). Guidelines for design of dams for earthquake. Australian National Committee on Large dams, Melbourne.
3. US Corps of Engineers (1984). Rationalising the seismic coefficient method. Miscellaneous Paper GL84-13.
4. Seed, H.B., (1979). "Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rock fill dams". Geotechnique, Vol.29, No.3.