

ETUDE DU COMPORTEMENT NON LINEAIRE D'UN BARRAGE EN ENROCHEMENT SOUS SOLLICITATIONS SISMIQUES

Azzeddine Chehat, Zamila Harichane

Département de Génie Civil, Université de Chlef

Résumé

Nous présentons dans cette communication, l'intégration de la loi de comportement elastoplastique de Von Mises et son association au modèle hyperbolique. Le modèle mathématique ainsi obtenu est injecté dans un programme en éléments fini, écrit à cette fin. Afin d'assimiler les phénomènes qui peuvent se produire dans le domaine post-élastique lors de sollicitations sismiques, nous avons appliqué le modèle à l'étude du comportement d'un barrage en enrochement.

Mots clés: Von Misès, modèle hyperbolique, élément fini, séisme.

1. Introduction

Les barrages en terre sont des structures de technologie qui sont employées pour beaucoup de buts tels que l'irrigation, la lutte contre les inondations, la production d'électricité et le stockage de l'eau. Cependant, l'endommagement d'un barrage en terre peut causer des dommages économiques et aussi des pertes de vies humaines. Outre les inondations, les séismes sont les phénomènes naturels majeurs qui causent de telles catastrophes [1].

Pendant les dernières décennies, un effort considérable a été mis sur l'analyse de la réponse dynamique des barrages en terre et de leur sûreté contre les séismes. Des techniques analytiques et numériques pour évaluer la réponse des barrages en terre soumis aux secousses sismiques ont été développées. Par exemple, une des techniques analytiques existantes suppose toujours l'uniforme distribution de l'effort de cisaillement (console en cisaillement), avec un comportement élastique dans un seul sens dans la plupart des cas et celui de la réponse de déformation horizontale de cisaillement. Ainsi, pour ces raisons simplificatrices, ce type d'analyses de la réponse dynamique a beaucoup de limitations et ne peut être employé pour examiner la nature de la distribution des efforts dans un barrage en terre dû au mouvement de sol longitudinal ou vertical [2]. En outre, la méthode des éléments finis tridimensionnel ou celle des différences finies serait plus efficace mais plus coûteuse.

Bien que les études du mouvement amont/aval d'un barrage en terre soient les plus importantes pour la conception parasismique, le problème de la vibration longitudinale des barrages en terre est également significatif pour la sûreté du barrage.

Plusieurs méthodes et programmes numériques pour l'étude des réponses dynamiques des barrages en terre et les dépôts de sol, sous sollicitations sismiques, existent. Des études comparatives entre différentes procédures sont présentes dans la littérature. Ashok et al. (1985) [3] ont étudié et analysé la réponse du barrage de Bradbury en utilisant les enregistrements recueillis sur ce barrage lors du séisme de Santa Barbara aux Etats-Unis d'Amérique du 13 Août 1978 en comparant les résultats obtenus par deux modèles géométriques. L'un des deux est un modèle unidimensionnel où l'étendue horizontale est supposée infinie et l'autre modèle est bidimensionnel en éléments finis.

Il est reconnu que les matériaux de barrage en terre se comportent non linéairement une fois excités par des mouvements sismiques forts. Le besoin d'une véritable analyse non linéaire est particulièrement grand quand les barrages en terre éprouvent de grandes amplitudes de vibrations et grandes déformations. Elgamal et al, 1985 [4] ont développé un procédé analytique-numérique simplifié, pour estimer la réponse sismique par hystérésis non linéaire des barrages en terre. Le barrage est modélisé dans un seul sens qui permet seulement la déformation horizontale de cisaillement. Ce modèle simplifié, donne des bonnes approximations pour les barrages en terre qui ont un rapport (longueur / hauteur) supérieur ou égale à 4. Le comportement contrainte - déformation par hystérésis des matériaux du barrage en terre est modélisé par des équations constitutives élasto-Plastiques basées sur la théorie cinématique multi-surface. Ce type de modèle cinématique multi-surface a été utilisé par Griffiths et Prevost pour des analyses 2D et 3D par éléments finis du barrage de Valley en Californie lors du séisme du 27 May 1980. Cette étude a prouvé qu'il y a une très bonne concordance entre la réponse horizontale calculée et celle enregistrée, tandis qu'il y a un désaccord suivant la direction verticale, dû en partie à la discrétisation quadratique à 04 nœuds de l'élément fini [5]. Woodward et al, 1995 [5] ont employé un simple modèle élastique parfaitement plastique pour décrire le comportement du même barrage et ont comparé leurs résultats à ceux mesurés et ceux obtenus par Griffiths et Prevost. Cependant les modèles simplifiés continuent à être utilisés. Cascone et al, 2003 [6] ont analysé la réponse du barrage en terre de Marana Capacciotti par deux modèles 1D et 2D conditions en utilisant des mouvements sismiques réels et artificiels. Le barrage étudié a un rapport L/H égal environ la valeur 17. Ils ont montré que les effets 3D de raidissement dus aux butées, qui induisent une augmentation des fréquences naturelles et de l'accélération de crête, peuvent être négligés.

Le barrage de Keddara, en Algérie, a également pris sa part dans les analyses sismiques. Bahar et al, 2007 [7] ont analysé la réponse sismique du barrage de Keddara tenant compte de la variabilité spatiale du mouvement sismique lors du séisme de Boumerdes du 21 mai 2003 de magnitude 6.8 à l'aide du logiciel FLAC^{2D}. Un modèle de simulation, prenant en compte l'effet combiné de la perte de cohérence et l'effet de propagation d'ondes sismiques, a été utilisé pour spécifier les mouvements à la base du barrage. Louadj et al., 2008 [8] ont tenté d'évaluer le degré de réduction du module de cisaillement et d'augmentation de l'amortissement en fonction de l'augmentation de l'amplitude de cisaillement des matériaux constituant le barrage de Keddara. Le modèle de Ramberg-Osgood était choisi pour simuler le comportement d'une colonne de matériaux de sol sous une excitation sinusoïdale d'amplitude variable.

Dans la présente communication, nous étudions le comportement non linéaire des barrages en enrochement durant les secousses sismiques. Pour cela, nous avons incorporé la loi élastoplastique de Von Mises dans un modèle géométrique en éléments finis. L'application est faite sur le barrage de Bradbury (USA). Les résultats obtenus à la crête du barrage en termes d'accélération concordent bien avec ceux enregistrés.

2. Equation de comportement élasto-plastique de Von Mises

2.1. Déformation plastique

Dans une loi de comportement elastoplastique, la déformation totale est une somme de deux types de déformation :

- une déformation élastique réversible, noté ϵ^e
- une déformation plastique irréversible, noté ϵ^p

Pour une évolution purement élastique d'un matériau, la déformation plastique est nulle ($\epsilon^p = 0$). Dans le cas contraire, une remarque très importante se pose et que pour un niveau de contrainte donné, peut correspondre à une infinité de valeurs de déformation plastique, pour cette raison l'état actuel d'un matériau dépend de l'histoire de son chargement. Pour mesurer le trajet de la déformation plastique, on doit calculer la déformation cumulée, qui est donnée par la relation suivante:

$$p(t) = \sqrt{\frac{2}{3}} \int_0^t \|\underline{\underline{\epsilon}}^p(\tau)\| d\tau \quad (1)$$

2.2. Règle de normalité

Le modèle de comportement considéré, est basé sur les hypothèses de bases suivantes:

- Elasticité linéaire isotrope
- Critère de Von Mises, écoulement plastique obéissant à la règle de normalité
- Ecoulement isotrope

Les relations de comportement du modèle sont:

- Equation de l'élasticité linéaire

$$\underline{\underline{\sigma}} = k \text{tr}(\underline{\underline{\epsilon}}) + 2\mu(\underline{\underline{\epsilon}} - \underline{\underline{\epsilon}}^p) \quad (2)$$

- Critère de Von Mises

$$f(\underline{\underline{\sigma}}, \alpha) = \sigma^{\text{eq}} - R(p) \leq 0, \quad \sigma^{\text{eq}} = \sqrt{\frac{3}{2}} \|\underline{\underline{\sigma}}\| \quad (3)$$

- Règle de normalité

$$\underline{\underline{\epsilon}}^p = p' \frac{\partial f}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} = \frac{3}{2\sigma^{\text{eq}}} \underline{\underline{\sigma}}, \quad p' \geq 0, \quad p'(\sigma^{\text{eq}} - R(p)) = 0 \quad (4)$$

Où $\underline{\underline{e}}$ est la partie déviatorique de $\underline{\underline{\varepsilon}}$ et $\underline{\underline{s}}$ la partie déviatorique de $\underline{\underline{\sigma}}$

La fonction d'écrouissage $R(p)$, doit vérifier les hypothèses suivantes:

- Convexité de $f(\underline{\underline{\sigma}}, \alpha) = \sigma^{eq} - R(p)$
- $R(0) = \sigma_y$ et $R'(p) \geq 0$
- $R(\alpha p_1 + (1 - \alpha)p_2) \geq \alpha R(p_1) + (1 - \alpha)R(p_2)$, $0 \leq \alpha \leq 1$

3. Intégration de l'équation de comportement

3.1. Méthode d'intégration

L'intégration de la relation de comportement varie suivant l'état du seuil de la surface de chargement:

- $\sigma^{eq}_{n+1} - R(p_n + \Delta p_n) < 0$ si évolution purement élastique, $\Delta p_n = 0$
- $\sigma^{eq}_{n+1} - R(p_n + \Delta p_n) = 0$ si évolution élastoplastique, $\Delta p_n \neq 0$

D'où l'expression ci-dessous:

$$f(\underline{\underline{\sigma}}_{n+1}^{elas}, p_n) \geq f(\underline{\underline{\sigma}}_{n+1}, p_n + \Delta p_n) \quad (5)$$

Partons de la relation (5), pour tester l'hypothèse d'une évolution purement élastique, qui conduit automatiquement si la prédiction est bonne à :

$$\left. \begin{aligned} \underline{\underline{\sigma}}_{n+1} = \underline{\underline{\sigma}}_{n+1}^{elas} &= \underline{\underline{\sigma}}_n + ktr(\Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n) \underline{\underline{I}} + 2\mu(\Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n) \\ \underline{\underline{s}}_{n+1}^P &= \underline{\underline{s}}_n \\ p_{n+1} &= p_n \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

Si la prédiction n'est pas correcte, alors les relations de comportements en temps discret se réduisent à :

$$\underline{\underline{\sigma}}_{n+1} = \underline{\underline{\sigma}}_{n+1}^{elas} - 2\mu \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n^P \quad (7)$$

A la fin, il faut résoudre l'équation suivante pour déterminer Δp_n :

$$\underline{\underline{\sigma}}_{n+1}^{elas,eq} - 3\mu - R(p_n + \Delta p_n) = 0 \quad (8)$$

L'équation (8), est une équation non linéaire scalaire d'inconnue Δp_n , résolue en général par la méthode de Newton. Une fois connue Δp_n , il reste à calculer l'incrément de déformation plastique:

$$\Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n^P = \frac{3\Delta p_n}{2\underline{\underline{\sigma}}_{n+1}^{elas,eq}} \underline{\underline{s}}_{n+1} \quad (9)$$

3.2. Détermination de la matrice de rigidité elastoplastique

Si le tenseur des contraintes est à l'intérieur de la surface de charge $f(\underline{\underline{\sigma}}_{n+1}^{elas}, p_n) < 0$, alors la matrice de rigidité elastoplastique est identique à la matrice d'élasticité isotrope, et on peut écrire :

$$\underline{\underline{\sigma}}_{n+1} = \underline{\underline{\sigma}}_{n+1}^{elas} = \underline{\underline{\sigma}}_n + \mathcal{A} : \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n \quad (10)$$

L'opérateur elastoplastique \mathcal{A}^{EP} est déterminé par :

$$\mathcal{A}^{EP} = \frac{\partial \underline{\underline{\sigma}}_{n+1}}{\partial \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n} = \frac{\partial (\underline{\underline{\sigma}}_n + \mathcal{A} : \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n)}{\partial \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n} = \mathcal{A} \quad (11)$$

Dans le cas où $f(\underline{\underline{\sigma}}_{n+1}^{elas}, p_n) > 0$, l'opérateur elastoplastique est calculé à partir de la relation suivante :

$$\mathcal{A}^{EP} = \frac{\partial \underline{\underline{\sigma}}_{n+1}}{\partial \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n} = \frac{\partial (\underline{\underline{\sigma}}_n + \mathcal{A} : \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n - 2\mu \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n^P)}{\partial \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n} \quad (12)$$

La relation (12), peut s'écrire sous la forme suivante :

$$\mathcal{A}^{EP} = \frac{\partial \underline{\underline{\sigma}}_{n+1}}{\partial \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n} = \mathcal{A} - 2\mu \frac{\partial \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n^P}{\partial \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n} \quad (13)$$

Il reste à déterminer le rapport $\frac{\partial \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n^P}{\partial \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n}$, qui peut être réarrangé à partir de la relation (9) sous la forme :

$$2\mu \frac{\partial \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n^P}{\partial \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n} = 3\mu \frac{\partial}{\partial \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n} \left(\frac{\Delta p_n}{\underline{\underline{\sigma}}_{n+1}^{elas,eq}} \underline{\underline{\sigma}}_{n+1}^{elas} \right) \quad (14)$$

Il faut donc, déterminer les dérivées par rapport à $\Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n$ de $\underline{\underline{\sigma}}_{n+1}^{elas}$, Δp_n et $\underline{\underline{\sigma}}_{n+1}^{elas,eq}$:

– $\underline{\underline{\sigma}}_{n+1}^{elas} = \underline{\underline{\sigma}}_n + 2\mu \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n$, donc

$$\frac{\partial \underline{\underline{\sigma}}_{n+1}^{elas}}{\partial \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n} = 2\mu \mathcal{K} \quad (15)$$

Avec : \mathcal{K} la projection sur les sous-espaces des déviateurs

$$\Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n = \mathcal{K} : \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n \quad (16)$$

– $\underline{\underline{\sigma}}_{n+1}^{elas,eq} = \sqrt{\frac{3}{2}} (\underline{\underline{\sigma}}_{n+1}^{elas} : \underline{\underline{\sigma}}_{n+1}^{elas})^{\frac{1}{2}}$, donc

$$\frac{\partial \underline{\underline{\sigma}}_{n+1}^{elas,eq}}{\partial \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n} = \frac{3\mu}{\underline{\underline{\sigma}}_{n+1}^{elas,eq}} \underline{\underline{s}}_{n+1}^{elas} \quad (17)$$

- $\frac{\partial}{\partial \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n} \left(\underline{\underline{\sigma}}_{n+1}^{elas,eq} - 3\mu - R(p_n + \Delta p_n) \right) = 0$, et qui donne :

$$\frac{\partial \Delta p_n}{\partial \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n} = \frac{3\mu}{3\mu + R'_{n+1}} \frac{1}{\underline{\underline{\sigma}}_{n+1}^{elas,eq}} \underline{\underline{s}}_{n+1}^{elas} \quad (18)$$

Une fois les calculs différentiels faits et d'après les équations (14) à (18), il vient :

$$\mathcal{A}^{EP} = \frac{\partial \underline{\underline{\varepsilon}}_{n+1}}{\partial \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n} = \mathcal{A} - 2\mu \frac{\partial \underline{\underline{\varepsilon}}_n^P}{\partial \Delta \underline{\underline{\varepsilon}}_n} = \mathcal{A} - (3\mu(\Psi - \Omega)) \left(\frac{\underline{\underline{s}}_{n+1}^{elas}}{\underline{\underline{\sigma}}_{n+1}^{elas,eq}} \otimes \frac{\underline{\underline{s}}_{n+1}^{elas}}{\underline{\underline{\sigma}}_{n+1}^{elas,eq}} \right) + 2\mu\Omega\mathcal{K} \quad (19)$$

Avec :

$$\left. \begin{aligned} \Omega &= \frac{3\mu\Delta p_n}{\underline{\underline{\sigma}}_{n+1}^{elas,eq}} \\ \Psi &= \frac{3\mu}{3\mu + R'_{n+1}} \end{aligned} \right\} \quad (20)$$

3.3. Modèle hyperbolique

3.3.1. Présentation du modèle

Le modèle élastique linéaire et le modèle parfaitement plastique présentent l'inconvénient de fixer un module de Young E constant, indépendant de la déformation $\underline{\underline{\varepsilon}}$ et de la contrainte moyenne p' . Kondner (1963) a d'abord utilisé la loi hyperbolique suivante :

$$q = \frac{e_1}{\frac{1}{E_i} + \frac{e_1}{q_a}} \quad (21)$$

Où E_i est le module tangent du premier chargement, q_a la valeur asymptotique horizontale du déviateur (Fig. 1).

Donc, quand $\underline{\underline{\varepsilon}}_1$ tend vers l'infini, le déviateur q tend vers la valeur asymptotique du déviateur ultime q_a et quand $\underline{\underline{\varepsilon}}_1$ tend vers 0, $\frac{dq}{d\underline{\underline{\varepsilon}}_1}$ tends vers E_i , module tangent.

Le module tangent E_i , augmente avec la contrainte $\underline{\underline{\sigma}}_3'$, suivant la relation de Duncan et chang :

$$E_i = kp_a \left(\frac{\underline{\underline{s}}_3'}{p} \right)^m \quad (22)$$

Où k et m sont des paramètres déterminés à partir d'essais triaxiaux drainés et p_a est la pression de référence, généralement la pression atmosphérique, k dépend de la nature du sol et de sa compacité.

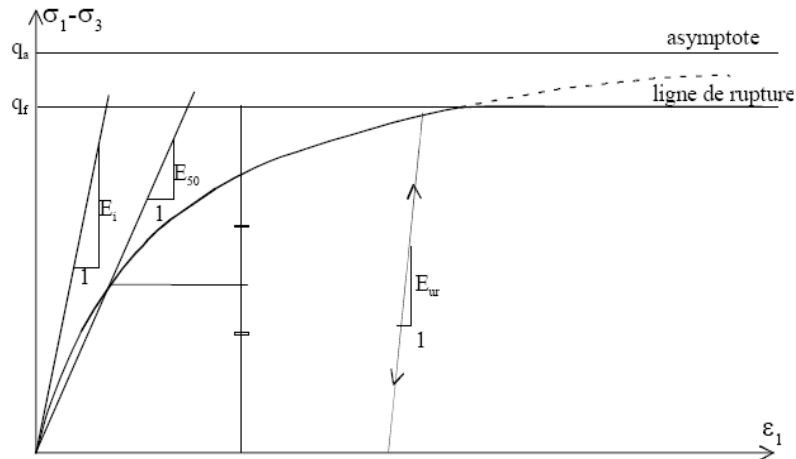


Fig. 1- Relation entre la contrainte et la déformation dans le modèle hyperbolique.

Pour un sable m est de l'ordre de 0,5 et pour une argile m est voisin de 1. Le palier de rupture q_f est déterminé par le critère de Mohr-Coulomb (Eq.16), il tronque la courbe déviateur-déformation hyperbolique. R_f est le rapport q_f/q_a compris, généralement, entre 0,8 et 0,9.

3.3.2. Ecriture du modèle hyperbolique

De manière générale, le modèle hyperbolique est donné par la relation suivante :

$$t = \frac{e}{a + be} \quad (23)$$

Ou

$$t = \frac{e}{\frac{1}{E_i} + \frac{R_f}{q_f} e} \quad (24)$$

La contrainte de rupture est donnée par :

$$q_f = \frac{2c \cos f + 2s_3 \sin f}{1 - \sin f} \quad (25)$$

4. Méthode d'intégration

Probablement la technique la plus efficace dans l'analyse non linéaire (elastoplastique) est la procédure d'intégration pas à pas dans le domaine temps. On se limitera ici aux algorithmes les plus utilisés dans la dynamique tels que la méthode de Houblot, de Wilson et de Newmark. Cette dernière est récapitulée ci-dessous.

- **Algorithme de Newmark**

Pour un intervalle de temps court, l'opération de base pour résoudre des systèmes d'équations différentielles non linéaires sous leurs formes discrétisées est de les convertir en systèmes d'équations algébriques. Ceci peut être accompli par introduction d'une relation simple entre les déplacements, la vitesse et l'accélération.

Pour chaque instant de chargement t_m , la résolution de l'équation d'équilibre dynamique peut se mettre sous la forme $A x_m = b_m$, et peut se faire soit en déplacement, en vitesse ou en accélération. La phase de prédiction est donnée par:

$$\left. \begin{aligned} u_{pm} &= u_m + \Delta t u'_m + \left(\frac{1}{2} - \beta\right) \Delta t^2 u''_m \\ u'_{pm} &= u'_m + (1 - \gamma) \Delta t u''_m \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

La phase de correction sera :

$$\left. \begin{aligned} u_m &= u_{pm} + \beta \Delta t^2 u''_{m+1} \\ u'_m &= u'_{pm} + \gamma \Delta t u''_{m+1} \end{aligned} \right\} \quad (27)$$

Avec, $\beta = \frac{1}{4}$, et $\gamma = \frac{1}{2}$

5. Calcul de la réponse sismique d'un barrage en enrochement

Dans un premier cas, nous présentons un modèle 1D pour déterminer la réponse d'un barrage en enrochement. Celui-ci est représenté par un modèle simplifié comme le montre la figure 2.

Les forces agissant sur la section transversale d'un élément sont:

a)- Force d'inertie

$$F_i = \rho \left(\frac{y + y + dy}{2} \right) \frac{2b}{h} dy \frac{\partial^2 u(y, t)}{\partial t^2} \simeq \rho y \left(\frac{2b}{h} \right) dy \frac{\partial^2 u(y, t)}{\partial t^2} \quad (28)$$

b)- Force de cisaillement

$$S_{xy} = \tau_{xy}(u, y, t) y \left(\frac{2b}{h} \right) = G(y, t) \frac{\partial u(y, t)}{\partial y} \left(\frac{2b}{h} \right) y \quad (29)$$

c)- Force sismique

$$F_{\ddot{u}_g} = \rho \left(\frac{y + y + dy}{2} \right) \frac{2b}{h} dy \ddot{u}_g(t) \simeq \rho y \left(\frac{2b}{h} \right) dy \ddot{u}_g(t) \quad (30)$$

L'équilibre de l'élément d'après la figure 2 donne :

$$F_i = \frac{\partial}{\partial y} (S_{xy}) dy - F_{\ddot{u}_g} \quad (31)$$

D'où

$$\rho y \left(\frac{2b}{h} \right) \frac{\partial^2 u(y, t)}{\partial t^2} = \frac{\partial}{\partial y} \left[\tau_{xy}(u, y, t) y \left(\frac{2b}{h} \right) \right] - \rho y \left(\frac{2b}{h} \right) \ddot{u}_g(t) \quad (32)$$

L'équation qui gouverne le mouvement du barrage dans la direction transversale est donnée par l'expression suivante :

$$\ddot{u}(y,t) - \frac{\left(\frac{h}{2b}\right)}{\rho y} \frac{\partial}{\partial y} \left[\tau_{xy}(y,\varepsilon) y \left(\frac{2b}{h}\right) \right] = - \ddot{u}_g(t) \quad (33)$$

La contrainte de cisaillement peut se mettre sous la forme:

$$\tau_{xy}(y,\varepsilon) = G(y,t)\varepsilon(u) = G(y,t) \frac{\partial u}{\partial y} \quad (34)$$

Et l'équation (33), devient :

$$\ddot{u}(y,t) - \frac{\left(\frac{h}{2b}\right)}{\rho} \frac{1}{y} \frac{\partial}{\partial y} \left[G(y,t) \frac{\partial u}{\partial y} y \left(\frac{2b}{h}\right) \right] = - \ddot{u}_g(t) \quad (35)$$

Pour un profil du sol, l'équation (35) devient :

$$\ddot{u}(y,t) - \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial y} \left[G(y,t) \frac{\partial u}{\partial y} \right] = - \ddot{u}_g(t) \quad (36)$$

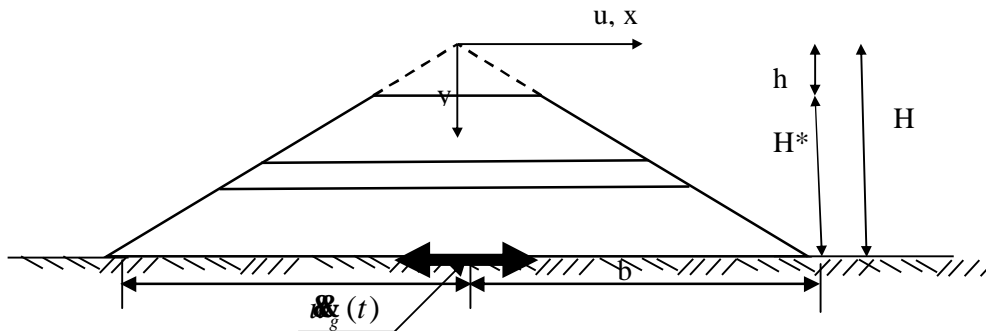


Fig. 2- Forces transversales agissantes sur un élément du barrage

La variation du module de cisaillement à une forme parabolique qui suit la relation suivante [4]:

$$G = G_0 \left(\frac{y}{h}\right)^B, \quad (B = 1, \frac{1}{2}, \frac{1}{3}, \frac{2}{3}) \quad (37)$$

Avec G_0 le module de cisaillement à la base du barrage.

5. Résultats numériques

Dans cette section, nous étudions le comportement non linéaire d'un barrage en enrochement au moyen du modèle élastoplastique de Von Misès. Nous avons choisit un barrage sur lequel les données accélérométriques ainsi que géométriques sont disponibles. Pour cela, le barrage de Bradbury en Californie (USA) est étudié. Les données accélérométriques sont dans ce cas les accélérations des particules de sol enregistrées à la base et à la crête du barrage lors du séisme de Santa Barbara du 13

Août 1978. Dans une première approximation, nous excitons le barrage par le composante horizontale (250) (Fig. 3) qui coïncide avec la direction de la section transversale du barrage. La réponse est évaluée à la crête du barrage en termes d'accélération et est comparée dans la figure 4 avec celle enregistrée. Les résultats calculés concordent bien avec ceux enregistrés.

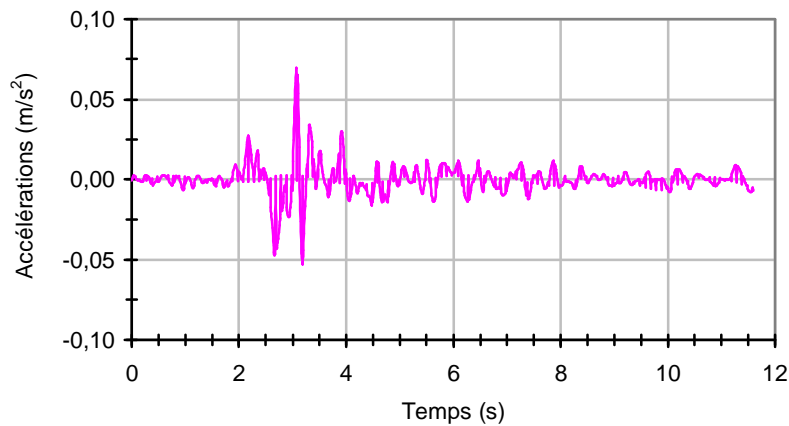


Fig. 3- Accélérations enregistrées à la base du barrage de Bradbury.

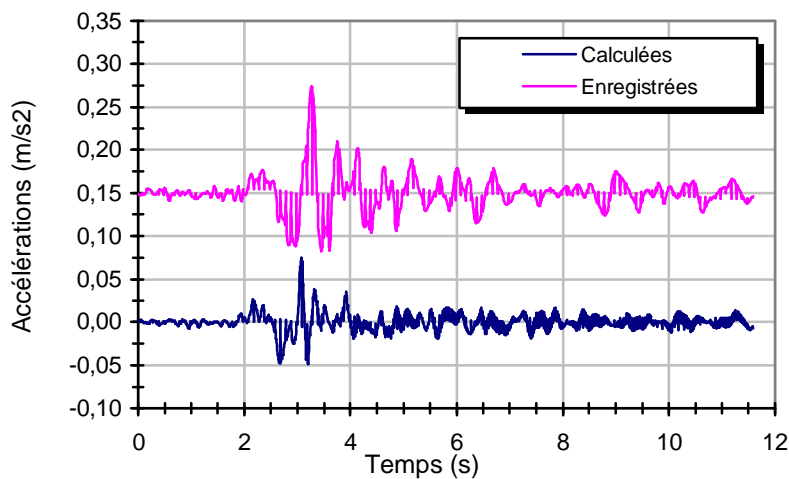


Fig. 4- Accélérations calculées et enregistrées à la crête du barrage de Bradbury.

5. Conclusions

Le but de la présente communication est d'étudier le comportement d'un barrage en enrochement pendant les secousses sismiques. Les matériaux constitutifs étant hétérogènes et peuvent montrer une dégradation de leur rigidité sous sollicitations sismiques. A cet effet, nous avons modélisé le comportement rhéologique de ces matériaux par un modèle élastoplastique combiné au modèle hyperbolique. Le milieu géométrique est modélisé en éléments finis.

Dans une première approximation, nous avons représenté le barrage par un modèle 1D. Les résultats obtenus sont comparés à ceux enregistrés en crête du barrage et montrent une concordance acceptable du point de vue ingénieur. Ce pendant, en vu de mieux approcher le comportement du barrage, il est nécessaire de prendre un modèle géométrique 2D ou 3D.

Références bibliographiques

- [1] Siyahi, Bilge et Arslan, Haydar, (2007), Nonlinear Dynamic Finite Element Simulation of Alibey Earth Dam, *Environ Geol*, pp. 77-85.(*)
- [2] Abdel-Ghaffar, Ahmed M. et Koh, Aik-Siong, (1981), Longitudinal Vibration of Non-Homogeneous Earth Dams, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 9, pp. 279-305.
- [3] Chugh AK. Dynamic Response Analysis of Embankment Dams. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 1985;9:101-124.
- [4] Elgamal, Ahmed-W., Abdel-Ghaffar, Ahmed M. and Prevost, Jean H., (1985), Elasto-Plastic Earthquake Shear-Response of One-Dimensional Earth Dam Models, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 13, pp. 617-633.
- [5] Woodward, P. K. and Griffith, D. V., (1996), Influence of Viscous Damping in the Dynamic Analysis of an Earth Dam Using Simple Constitutive Models, *Computers and Geotechnics*, Vol. 19, No. 3, pp. 245-263.
- [6] Cascone, Ernesto and Rampello, Sebastiano, (2003), Decoupled Seismic Analysis of an Earth Dam, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 23, pp. 349-359.
- [7] Bahar R., Louadj S., Laouami N., Slimani A. (2007), Analyse de la réponse sismique du barrage en enrochement de Keddara soumis au séisme de Boumerdes du 21 mai 2003 (Mw=6,8). 7^{ème} Colloque National AFPS 2007, Ecole Centrale Paris, 8p.
- [8] Louadj S., Bahar R., Vincens E., Laouami N., (2008), Analysis of the seismic behavior of keddara dam using strong motion records. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, Beijing, China, 8 p.