

حل بسته اندرکنش سد و مخزن در حوزه زمان با در نظر گرفتن تغییرات ضخامت سد

رضا عطارنژاد

استادیار گروه مهندسی عمران - دانشکده فنی - دانشگاه تهران

علیرضا فرساد

فارغ التحصیل کارشناسی ارشد مهندسی عمران - دانشکده فنی - دانشگاه تهران

(تاریخ دریافت ۸۲/۶/۲۹، تاریخ دریافت روایت اصلاح شده ۸۳/۱۱/۳، تاریخ تصویب ۸۴/۱/۲۷)

چکیده

در این مقاله تحلیل دقیق دینامیکی از نوع حوزه زمانی سد با ضخامت متغیر و مخزن مورد بررسی قرار می گیرد. بدنه سد تغییرشکل پذیر و مخزن تا بینهایت در نظر گرفته می شود، بطوریکه شرط انتشار در مخزن و همچنین تغییرشکل بدنه سد بطور دقیق محاسبه می شوند و بنابراین اندرکنش بدنه سد و مخزن بطور دقیق در نظر گرفته می شود. ضخامت سد متغیر فرض می شود. روش پیشنهادی برای تحلیل چند سد با خصوصیات هندسی متفاوت برای زلزله ال سنترو و تفت مورد استفاده قرار گرفته و تغییرمکان سد در دو حالت پر و خالی و همچنین فشار هیدرودینامیک با نتایج موجود و نیز نتایج حاصل از برنامه EAGD-84 (چوپرا و فنوز) مقایسه گردیده اند.

واژه های کلیدی: اندرکنش سد و مخزن، تحلیل درحوزه زمان، ضخامت سد متغیر، تحلیل دقیق، سدهای صلب و تغییرشکل پذیر

مقدمه

دادند. حل مسئله اندرکنش سد و مخزن در دامنه زمان به روش نیمه تحلیلی توسط Lee, Tsai [۸] ارائه گردیده است. در کار نامبردگان سد بصورت تیر اوپلر - برنولی طره مدل شده و تمام فرمولاسیون برای تیرهای با مقطع ثابت استخراج شده و مثال مقاله نیز در مورد یک تیر با مقطع ثابت می باشد و در مقاله ایشان به روابط و حالت واقعی که نشان دهنده تغییرات ضخامت سد در ارتفاع باشد، اشاره ای نشده است.

در این مقاله پس از بررسی اجمالی فرمولاسیون ارائه شده در مرجع [۸] فرمولاسیون جدیدی برای بدست آوردن فرکانسهای زاویه ای و مودههای ارتعاشی نیمرخ سد که بصورت تیر با مقطع متغیر و تغییرات پله ای می باشد بصورت تحلیلی معرفی شده و فرمولاسیون مرجع برای تحلیل دقیق سدها با شرایط واقعی اصلاح می گردد. برنامه کامپیوتری برای تحلیل اندرکنش سد و مخزن بر مبنای فرمولاسیون جدید نوشته شده و در تحلیل چند مثال مورد استفاده قرار گرفته است. مقایسه نتایج حاصل

توزیع^۱ فشار هیدرودینامیک بر روی سدهای صلب^۲ اولین بار توسط وسترگارد [۱] در سال ۱۹۳۳ انجام گرفت. در سال ۱۹۶۷ Chopra یک راه حل تحلیلی^۳ برای فشار هیدرودینامیک برای یک سد صلب و قائم ارائه نمود [۲]. در سال ۱۹۷۸ فرمولاسیون فشار هیدرودینامیک برای سدهای صلب با دیواره بالادست مایل با زاویه ثابت و با صرفنظر از تراکم پذیری^۴ سیال توسط Chwang ارائه شد [۳]. در سال ۱۹۷۹ Mei یک روش دقیق برای اندرکنش سیال وسازه درحوزه فرکانس بدست آورد [۴]. در سال ۱۹۸۶ Liu کار Chwang را توسعه داد تا یک روش دقیق برای سدهای صلب و با سطح شیبدار با مخزن مثلثی ارائه شود [۵].

برای تحلیل دوبعدی و سه بعدی در دامنه زمان^۵ Tsai, Lee یک روش نیمه تحلیلی برای بیان شرایط انتشار در ناحیه دور^۶ در حوزه سیال ارائه کردند [۶] و [۷]. نامبردگان همچنین یک روش دقیق تحلیلی برای سدهای صلب و با دیواره قائم که تحت نیروهای زلزله قرارگیرد پیشنهاد

$$P_n = \int_0^h \Phi_n(z) P(0, z, t) dz$$

فرکانس طبیعی سازه بدون مخزن درمورد n ام می باشند.

فشار هیدرو دینامیک در حوزه سیال در سیستم سازه و مخزن از معادله فشار موج پیروی می کند:

$$\nabla^2 P(x, z, t) = \frac{1}{C^2} \ddot{P}(x, z, t)$$

(۶)

فشار هیدرو دینامیک بدون لحاظ کردن هیدر و استاتیک

$C =$ سرعت صوت در آب

شرایط مرزی

در ناحیه تماسی سازه و سیال :

$$\left. \frac{\partial P}{\partial x} \right|_{x=0} = -\rho[\ddot{u}_g(t) + \ddot{u}(z, t)] = -\rho[\ddot{u}_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} \Phi_n(z) \ddot{Y}_n(t)]$$

(۷)

در کف مخزن:

$$\left. \frac{\partial P}{\partial z} \right|_{z=0} = 0$$

(۸)

در سطح آزاد مخزن:

(اگر اثر موج سطحی قابل صرف نظر باشد):

$$P|_{z=h} = 0$$

(۹)

با فرض اینکه مخزن در شرایط اولیه زمان صفر در حالت آزاد قرار داشته باشد:

$$P|_{t=0} = 0$$

(۱۰)

$$\left. \frac{\partial P}{\partial t} \right|_{t=0} = 0$$

(۱۱)

در اینجا فرض شده است که امواج آب هنگام پخش شدن از سد تنها دور می شوند.

توزیع فشار هیدرو دینامیک را می توان با حل معادله (۶) با اعمال شرایط مرزی بالا و تبدیلات ریاضی مرتبط بدست آورد [۸]. جمله مربوطه فشار هیدرو دینامیک به دو جزء مربوط به حرکت جسم صلب سد و تغییر مکان سد تجزیه شده و بصورت:

از فرمولاسیون جدید با سایر منابع نشان دهنده دقت و کارائی روش پیشنهادی است. با در نظر گرفتن شرط دقیق تشعشع و نیز تأثیر تغییر مکان بدنه سد فرمولاسیون ارائه شده دقیق می باشد و با توجه به اینکه انتگرالها بصورت عددی محاسبه می شوند روش ارائه شده نیمه تحلیلی است.

معادلات حرکت

معادله حرکت انعطاف پذیر سد در اثر شتاب

زمین ناشی از زلزله و فشار هیدرو دینامیک ناشی از تأثیر مخزن بصورت زیر نوشته می شود $[\lambda]$:

$$\frac{\partial^2}{\partial z^2} (EI \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}) + m \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -m \ddot{u}_g - P(0, z, t) \quad (1)$$

$E =$ مدول الاستیسیته مصالح بدنه سد

$I = (y)$ ممان اینرسی سطح مقطع حول محور خمشی

$m =$ جرم در واحد طول سازه

$u(x) =$ تغییر مکان سازه در جهت محور

$\ddot{u}_g =$ شتاب زمین در امتداد بالادست به پایین دست

$P =$ فشار هیدرو دینامیک (بدون فشار هیدرو استاتیک)

که با فرض تغییر مکان بصورت:

$$u(z, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \Phi_n(z) Y_n(t) \quad (2)$$

$\Phi =$ شکل مود ارتعاش

$Y =$ مختصات کلی

معادله (۱) بصورت زیر خلاصه می شود:

$$M_n \ddot{Y}_n(t) + \omega_n^2 M_n Y_n(t) = -V_n(t) - P_n(t) \quad (3)$$

$$n = 1, 2, 3, \dots, \infty$$

که در آن:

$$M_n = \int_0^h \Phi_n^2(z) m(z) dz \quad (4)$$

طرف راست معادله شامل نیروهای تعمیم یافته ناشی از زلزله:

$$V_n = \ddot{u}_g \int_0^h m(z) \Phi_n(z) dz \quad (5)$$

و فشار هیدرو دینامیک:

مقطع متغیر مدل شود مسئله اصلی پیدا کردن Φ_i, ω_i برای تیر با منظور جاگذاری در روابط خواهد بود.

حل معادله حرکت تیر با مقطع متغیر

معادله ارتعاش آزاد تیر با ضخامت متغیر به این صورت می باشد:

$$\frac{\partial^2}{\partial z^2} (EI(z) \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}) + \rho A(z) \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0 \quad (19)$$

تغیرمکان قائم تیر $u =$

چگالی مصالح تیر $\rho =$

سطح مقطع تیر $A =$

سختی خمشی تیر $EI =$

با بیان ممان اینرسی و سطح مقطع تیر بصورت زیر:

$$I(x) = I_0 \xi^{N+2}$$

$$A(x) = A_0 \xi^N$$

$$\xi = 1 + C \frac{z}{h}$$

(۲۰)

ارتفاع سد (طول تیر) $h =$

و فرض:

$$u(\xi, t) = U(\xi) \sin(\omega t)$$

(۲۱)

معادله به صورت زیردرمی آید:

$$\xi^2 \frac{d^4 U}{d\xi^4} + 2(N+2)\xi \frac{d^3 U}{d\xi^3} + (N+2)(N+1) \frac{d^2 U}{d\xi^2}$$

$$- \frac{\lambda_g^4}{C^4} U = 0$$

(۲۲)

$$\lambda_g = h^4 \sqrt{\frac{\rho A_g \omega^2}{EI_g}}$$

که حل آن عبارت است از:

$$U(\varphi) =$$

$$\frac{1}{\varphi^N} \{C_1 J_N(\varphi) + C_2 Y_N(\varphi) + C_3 I_N(\varphi) + C_4 K_N(\varphi)\}$$

$$\varphi = \frac{2\lambda_g}{C} \sqrt{\xi}$$

(۲۳)

نهایتاً روابط زیر که به ترتیب از بالا به پایین θ شیب (دوران) و M لنگر و S برش درهرنقطه را بیان می کنند

$$P_n(t) = P_n^r(t) + P_n^f(t)$$

$$P_n^r(t) = \frac{4\rho C}{h} \sum_{k=1}^{\infty} \frac{(-1)^{k+1}}{2k-1} Q_{nk} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) J_0[\lambda_k C(t-\tau)] d\tau$$

$$P_n^f(t) = \frac{2\rho C}{h} \sum_{k=1}^{\infty} \sum_{m=1}^{\infty} Q_{nk} Q_{mk} \int_0^t \ddot{y}_m(\tau) J_0[\lambda_k C(t-\tau)] d\tau$$

$$Q_{nk} = \int_0^h \varphi_n(z) \cos \lambda_k z dz$$

(۱۲)

نوشته خواهد شد. با فرض تغییرات خطی شتاب زمین در دو گام متوالی زمانی و با فرض شتاب میانگین ثابت برای سازه در نهایت معادله (۳) بصورت ماتریسی زیر حاصل می شود:

$$M_n \ddot{Y}_n(t) + \omega_n^2 M_n Y_n(t) =$$

$$- \ddot{u}_g(t) \int_0^h m(z) \Phi_m(z) dz$$

$$- \frac{4\rho C}{\pi} \sum_{k=1}^{\infty} \frac{(-1)^{k+1}}{2k-1} Q_{nk} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) J_0[\lambda_k C(t-\tau)] d\tau$$

$$- \frac{2\rho C}{\pi} \sum_{k=1}^{\infty} \sum_{m=1}^{\infty} Q_{nk} Q_{mk} \int_0^t \ddot{y}_m(\tau) J_0[\lambda_k C(t-\tau)] d\tau$$

(۱۳)

$$\begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & \dots & m_{1M} \\ m_{21} & m_{22} & \dots & m_{2M} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ m_{M1} & m_{M2} & \dots & m_{MM} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{Y}_1(t) \\ \ddot{Y}_2(t) \\ \vdots \\ \ddot{Y}_M(t) \end{Bmatrix} +$$

$$\begin{bmatrix} K_{11} & & & \\ & K_{22} & & \\ & & \ddots & \\ & & & K_{MM} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Y_1(t) \\ Y_2(t) \\ \vdots \\ Y_M(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} L_1(t) \\ L_2(t) \\ \vdots \\ L_M(t) \end{Bmatrix}$$

(۱۴)

$$m_{ij} = W_{ij} \quad i \neq j$$

(۱۵)

$$m_{ii} = M_i + W_{ii}$$

(۱۶)

$$K_{ii} = \omega_i^2 M_{ii}$$

(۱۷)

$$L_i(t) = -V_i(t) - P_i^r(t) - F_i(t)$$

(۱۸)

بطوریکه در فرمولاسیون فوق ملاحظه می شود حل کاملاً وابسته به مقادیر Φ_i, ω_i می باشد در صورتیکه سد با مقطع ثابت در نظر گرفته شود مقادیر Φ_i, ω_i از فرمولهای مربوط [۱۰] بصورت توابعی با توجه به شرایط مرزی قابل استحصال هستند در حالت واقعی که سد بصورت تیر با

داریم: C_4 که با تقسیم هر سه عبارت بر

$$C_1' = \frac{C_1}{C_4}, C_2' = \frac{C_2}{C_4}, C_3' = \frac{C_3}{C_4} \quad (30)$$

$$m_1 C_1' + m_2 C_2' + m_3 C_3' + m_4 = 0$$

$$n_1 C_1' + n_2 C_2' + n_3 C_3' + n_4 = 0$$

$$p_1 C_1' + p_2 C_2' + p_3 C_3' + p_4 = 0 \quad (31)$$

$$\Rightarrow \begin{bmatrix} m_1 & m_2 & m_3 \\ n_1 & n_2 & n_3 \\ p_1 & p_2 & p_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C_1' \\ C_2' \\ C_3' \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} m_4 \\ n_4 \\ p_4 \end{Bmatrix} \quad (32)$$

در نتیجه داریم:

$$\Rightarrow \begin{Bmatrix} C_1' \\ C_2' \\ C_3' \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} m_1 & m_2 & m_3 \\ n_1 & n_2 & n_3 \\ p_1 & p_2 & p_3 \end{bmatrix}^{-1} \begin{Bmatrix} m_4 \\ n_4 \\ p_4 \end{Bmatrix} \quad (33)$$

و نهایتاً با محاسبه C_1', C_2', C_3' ضرایب شکل مورد حاصل خواهد شد (معادله ۳۴). محاسبه مشتقات نیز با توجه به ثابت بودن ضرایب مجهول براحتی امکان پذیر است.

$$U(\varphi) = \frac{1}{\varphi^n} \{ C_1' J_n + C_2' Y_n + C_3' I_n + K_n \} C_4 \quad (34)$$

در ادامه بعنوان مثال، این مسئله برای تیر طره که مورد نیاز تحلیل می باشد حل می شود.

شرایط مرزی:

$$\begin{aligned} V(0) = 0 & & M(h) = 0 \\ \theta(0) = 0 & & S(h) = 0 \end{aligned} \quad (35)$$

$$A = \begin{bmatrix} J_N(\varphi_0) & Y_N(\varphi_0) & I_N(\varphi_0) & K_N(\varphi_0) \\ J_{N+1}(\varphi_0) & Y_{N+1}(\varphi_0) & -I_{N+1}(\varphi_0) & K_{N+1}(\varphi_0) \\ J_{N+2}(\varphi_L) & Y_{N+2}(\varphi_L) & I_{N+2}(\varphi_L) & K_{N+2}(\varphi_L) \\ J_{N+1}(\varphi_L) & Y_{N+1}(\varphi_L) & I_{N+1}(\varphi_L) & -K_{N+1}(\varphi_L) \end{bmatrix}$$

$$\varphi_0 = \frac{2\lambda_g}{C}, \varphi_L = \varphi_0 \sqrt{1+C} \quad (36)$$

اما در صورتیکه تیر دارای تغییرات پله ای باشد ۴ شرط مرزی به منظور ارضای پیوستگی تغییرمکان، دوران، لنگر و برش در محلی از تیر که تغییرات اعمال می شود به آنها اضافه می گردند. علاوه بر آن معادله حرکت تیر بصورت $n+1$ معادله دیفرانسیل خواهد بود که جوابهای این

به این صورت خلاصه می شوند [۹]:

$$\theta(\varphi) = -\frac{\lambda_g}{\varphi^N} \{ C_1 J_{N+1}(\varphi) + C_2 Y_{N+1}(\varphi) - C_3 I_{N+1}(\varphi) + C_4 K_{N+1}(\varphi) \} \quad (24)$$

$$M(\varphi) = \frac{EI_g \xi^{N+2} \lambda_g^2}{h^2 \varphi^N} \{ C_1 J_{N+2}(\varphi) + C_2 Y_{N+2}(\varphi) + C_3 I_{N+2}(\varphi) + C_4 K_{N+2}(\varphi) \} \quad (25)$$

$$S(\varphi) = \frac{EI_g \xi^{N+1} \lambda_g^3}{h^3 \varphi^N} \{ C_1 J_{N+1}(\varphi) + C_2 Y_{N+1}(\varphi) + C_3 I_{N+1}(\varphi) - C_4 K_{N+1}(\varphi) \} \quad (26)$$

K, I, Y, J هم به ترتیب از راست به چپ توابع بسل مرتبه اول و دوم و بسل اصلاح شده اول و دوم می باشند [۹].

محاسبه شکل‌های مود و فرکانسهای تیر

هرتیر در هر انتها دارای دو شرط مرزی می باشد بنابراین در هر تیر ۴ معادله (۴ شرط) وجود دارد. پس اگر این شرایط مرزی بصورت ماتریس بیان شود به حاصلضرب یک ماتریس در یک بردار می رسیم که طرف دوم حاصل ضرب برابر صفر است (ارتعاش آزاد). پس:

$$[A]_{4 \times 4} \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \\ C_4 \end{Bmatrix} = \{0\} \quad (27)$$

از حل معادله فوق مقادیر C_1, C_2, C_3, C_4 محاسبه می شوند و فرکانسهای ارتعاش آزاد تیر نیز مقادیری هستند که دترمینان ماتریس A را صفر می کنند. با فرض:

$$A = \begin{bmatrix} m_1 & m_2 & m_3 & m_4 \\ n_1 & n_2 & n_3 & n_4 \\ p_1 & p_2 & p_3 & p_4 \\ q_1 & q_2 & q_3 & q_4 \end{bmatrix} \quad (28)$$

با بسط معادله برای سه سطر اول خواهیم داشت:

$$\begin{aligned} m_1 C_1 + m_2 C_2 + m_3 C_3 + m_4 C_4 &= 0 \\ n_1 C_1 + n_2 C_2 + n_3 C_3 + n_4 C_4 &= 0 \\ p_1 C_1 + p_2 C_2 + p_3 C_3 + p_4 C_4 &= 0 \end{aligned} \quad (29)$$

$\alpha \rightarrow \infty$

$$I_m(\alpha) \cong e^\alpha P_1(\alpha)$$

$$K_n(\alpha) \cong e^{-\alpha} P_2(\alpha)$$

(۳۸)

در عبارات بالا P_1, P_2 هر دوتابعی هستند محدود و معین که بسته به شرایط تعیین می شوند. بنابراین باتوجه به روابط بالا حاصلضرب I_m, K_n محدود خواهد شد. در صورتیکه پارامترها فرق کنند حاصلضرب آنها در حالتی که هر دو پارامتر بزرگ است بصورت زیر است:

$$I_m(\alpha)K_n(\beta) = e^{\alpha-\beta} P_1(\alpha)P_2(\beta)$$

(۳۹)

پس اگر C کوچک باشد یا وقتی ω بزرگ باشد در اینصورت α, β بزرگ می شوند و اختلاف کوچکی با هم دارند و بازهم هرگز عبارت بالا دچار مشکل Overflow نخواهند شد.

در حالت کلی وقتی پارامتر بزرگ شود داریم

$$P_1(\alpha) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\alpha}}$$

(۴۰)

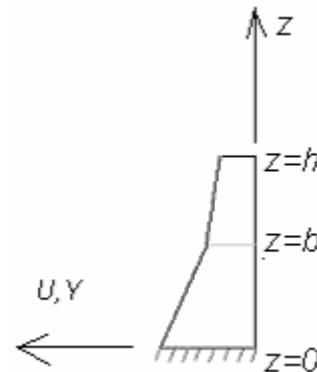
$$P_2(\alpha) = \sqrt{\frac{\pi}{2\alpha}}$$

(۴۱)

مثالها

روابط ارائه شده فوق برای تحلیل چند مثال بکار گرفته شده و نتایج حاصل با مراجع و برنامه کامپیوتری موجود مقایسه شده اند. برنامه مورد استفاده در مقایسه نتایج برنامه EAGD-84 [۱۱] می باشد که توسط Fenves, Chopra ارائه شده است. این برنامه که به تحلیل اندرکنش سد و مخزن به روش اجزاء محدود اختصاص دارد نتیجه تحقیقات چوپرا در سالهای ۱۹۷۷ تا ۱۹۸۴ می باشد. به منظور مقایسه کامل ابتدا با توجه به اینکه مرجع [۸] فقط حاوی نتایج برای سد با مقطع ثابت می باشد، فرمولاسیون مقاله حاضر برای تحلیل سد با ضخامت ثابت بکار گرفته شده و نتایج با روش Tsai, Lee [۸] و برنامه EAGD-84 [۱۱] مقایسه شده است. انطباق پاسخ تغییرمکانها و فشار هیدرودینامیک و تاثیر مخزن و فرکانس نشان دهنده دقت فرمولاسیون ارائه شده در حالت مقطع ثابت می باشد.

معادلات در محدوده ای خاص از تیر که آن تغییر مقطع را دارا می باشد حاکم است. در حالت کلی برای n تغییر پله ای ماتریس ضرایب $4(n+1) * 4(n+1)$ خواهد بود و $4(n+1)$ مجهول خواهیم داشت.



شکل ۱: هندسه تیر با یک تغییر پله ای پیوسته.

در صورتیکه تنها یک تغییر پله ای وجود داشته باشد (شکل ۱) درایه های بردار، ضرایب مجهول C_1 تا C_8 و ماتریس ضرایب هم $8*8$ خواهد بود که در ادامه ملاحظه خواهد شد. در صورتیکه جواب معادله دیفرانسیل در محدوده $0, b$ بصورت U_1, θ_1, M_1, S_1 و در محدوده b, h بصورت V_2, θ_2, M_2, S_2 باشد، شرایط مرزی بصورت زیر می باشند:

$$\begin{aligned} V_1(0) &= 0 & V_1(b) &= V_2(b) \\ \theta_1(0) &= 0 & \theta_1(b) &= \theta_2(b) \\ M_2(h) &= 0 & M_1(b) &= M_2(b) \\ S_2(h) &= 0 & S_1(b) &= S_2(b) \end{aligned}$$

(۳۷)

در زمانی که ضریب C کوچک است بعنوان مثال برای $C \leq 0.01$ تیر از لحاظ فیزیکی به حالت مقطع یکنواخت نزدیک می شود در این حالت I, K یعنی اصلاح شده مرتبه اول و دوم دچار Overflow می شوند که با توجه به اینکه این توابع در حالتی که پارامتر شان بزرگ می شوند به توابع ساده ریاضی میل می کنند می توان این مشکل را برطرف نمود. در حالت محاسبه فرکانسها (دترمینان برابر صفر) این دو بصورت حاصلضرب در دترمینان ماتریس $4*4$ یا $4(n+1) * 4(n+1)$ ظاهر می شوند و در حالت محاسبه مود ها هم یک چنین حالتی رخ می دهد که از فاکتورگیری استفاده می شود. در حالتی که پارامتر این توابع بزرگ می شود داریم:

فرکانس طبیعی 5.62 و 3.83 هرتز بدست می آیند. انطباق کامل نتایج با مراجع [۸] (Tsai & Lee) و [۱۱] (برنامه Fenves EAGD-84 Chopra) نشان دهنده صحت روابط در حالت مقطع ثابت می باشد.

مثال ۲

به منظور نشان دادن صحت روابط در مدلسازی با مقطع متغیر سد با برنامه EAGD-84 با شبکه ۳*۳۰ با ۹۰ المان و روش پیشنهادی تحلیل شده است. تمام پارامترهای بکار رفته در این مثال همان مقادیر موجود در مثال ۱ می باشند با این تفاوت که سد در پایین ترین نقطه (تراز صفر روی پی) دارای پهنای ۲۵ و در بالا ترین نقطه سد (تاج) به پهنای ۵ متر می باشد. در شکل (۸) تغییرمکان تاج سد تحت زلزله ال سنترو ملاحظه می شود. در شکل (۱۱) مقایسه تغییرمکان تاج سد در حالت مخزن پر و خالی تحت زلزله ال سنترو و در شکل (۱۲) تحت شتاب ثابت واحد مشاهده می شود. انطباق با برنامه EAGD-84 نشان دهنده صحت فرمولاسیون بکار گرفته شده است. با توجه به شکل (۱۲) پریود سد و مخزن در حالت مخزن خالی و پر به ترتیب 0.55 و 0.94 ثانیه و فرکانس طبیعی 11.42 و 6.68 هرتز محاسبه شده است.

مثال ۳

برای نشان دادن اهمیت در نظر گرفتن تغییرات ضخامت سد مثال ۲ که در پایین دارای پهنای ۲۵ ولی در بالا ترین نقطه سد (تاج) به پهنای ۵ متر است با حالت مقطع ثابت ۱۵ متر روش Tsai, Lee مرجع [۸] تحلیل شده است. در شکل (۱۳) تحت زلزله ال سنترو در حالت مخزن پر مقایسه شده است. در شکل (۹) فشار هیدرودینامیک تراز صفر تحت زلزله ال سنترو و در شکل ۱۰ فشار هیدرودینامیک تراز صفر تحت شتاب ثابت واحد مشاهده می شود.

مثال ۴

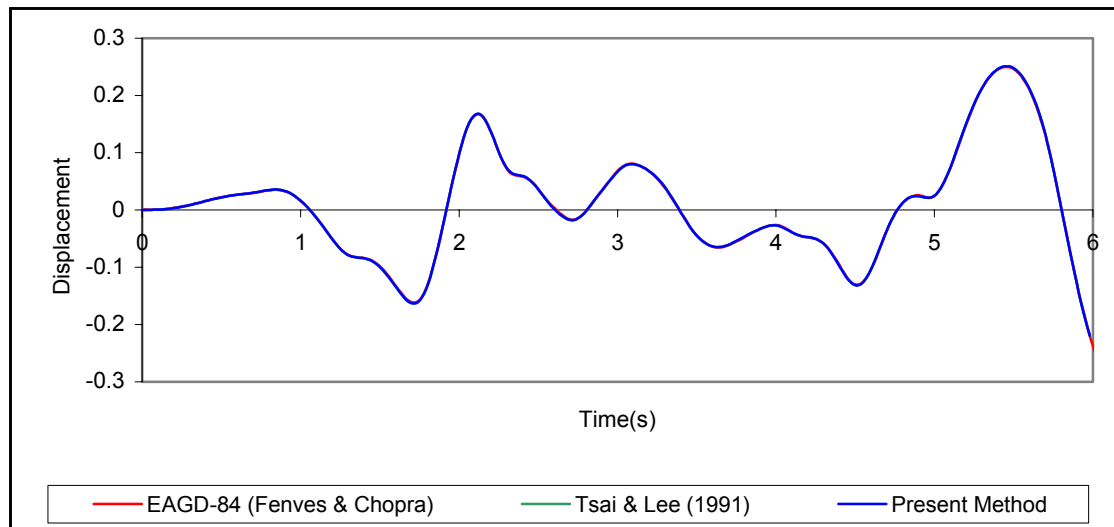
برای نشان دادن نائیر انعطاف پذیری سد فشار هیدرودینامیک در حالت صلب و انعطاف پذیر فرض کردن بدنه سد، سد با ضخامت متغیر مثال ۲، محاسبه شده و در شکل (۱۳) و (۱۴) مشاهده می شود. در شکل (۱۳)

برای نشان دادن دقت فرمولاسیون ارائه شده در مورد سد با ضخامت متغیر نتایج تحلیل با فرمولاسیون این مقاله با نتایج برنامه EAGD-84 [۱۱] در مثال ۱ مقایسه شده اند. برای نشان دادن تاثیر تغییرات ضخامت در نتایج تحلیل، نتایج فرمولاسیون با مقطع متغیر و ثابت با برنامه EAGD-84 [۱۱] در مثال ۲ مقایسه شده است. برای نشان دادن تاثیر انعطاف پذیری سد در تحلیل، فشارهای هیدرودینامیک ناشی از در نظر گرفتن و یا صرف نظر کردن از حرکت سد با فرمولاسیون مقاله و مرجع [۸] و سد صلب مثال ۳ ارائه شده است.

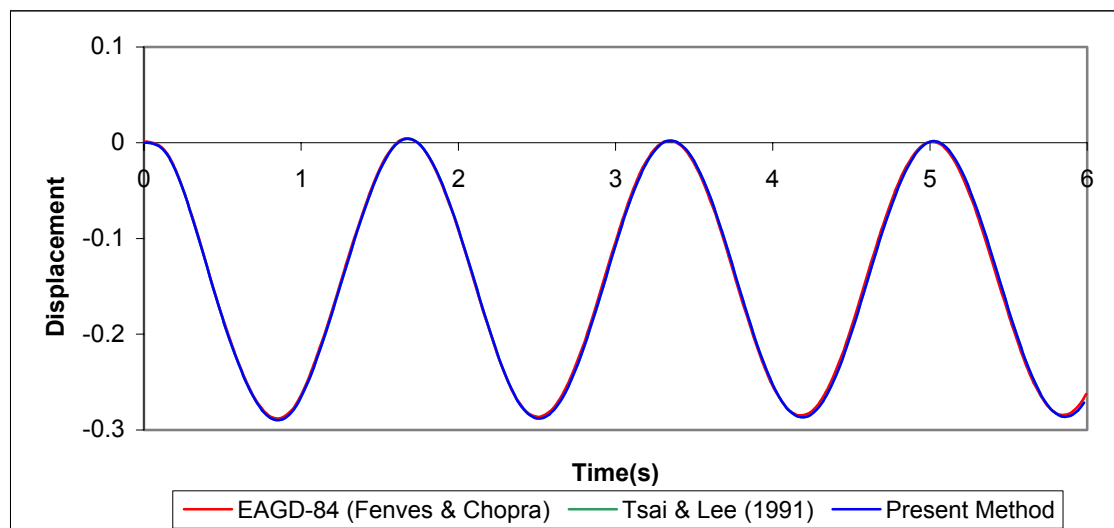
در تحلیل برنامه EAGD-84 درصد میرایی ۰.۰۰۳ انتخاب شده است. دلیل انتخاب میزان استهلاک پایین در این مقایسه عدم در نظر گرفتن میرایی در روش ارائه شده می باشد لذا به منظور یکسان بودن شرایط با برنامه مذکور درصد میرایی نزدیک به صفر لحاظ شده است. در شکل (۱۵) شبکه بندی المان های سازه سد که در برنامه EAGD-84 بکار گرفته شده، دیده می شود.

مثال ۱

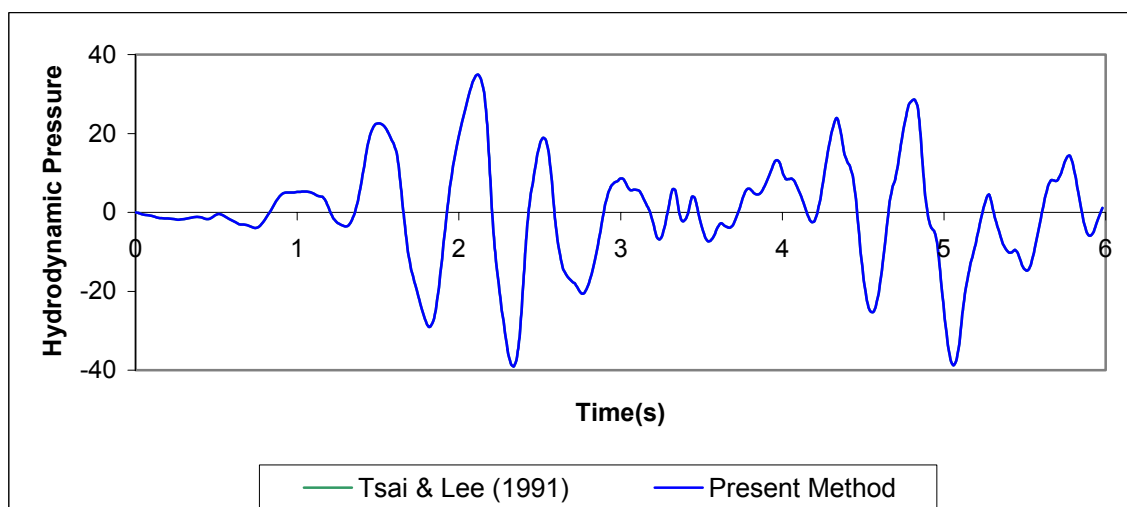
در این بخش به منظور نشان دادن صحت روابط پیشنهادی با مقطع ثابت تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی یک سد به ارتفاع ۱۸۰ متر و پهنای ثابت ۱۵ متر با مدول الاستیسیته 3.5E7 تن بر مترمربع و با وزن مخصوص 2.4 تن بر مترمکعب در اثر شتاب افقی زمین مولفه شمالی جنوبی زلزله ال سنترو تحلیل می شود. نتایج با مراجع [۸] و [۱۱] مقایسه شده است. سرعت موج در آب هم 1438.7 متر بر ثانیه لحاظ شده است. در تحلیل ۴ مود اول و ۳۵ جمله برای حد مجموعها در محاسبات در نظر گرفته شده است. تغییرمکان تاج سد در حالت پر در شکل (۲) تحت زلزله ال سنترو و در شکل (۳) تحت شتاب ثابت ۱ متر بر مجذور ثانیه مشاهده می شود. در شکلهای (۴) و (۵) فشار هیدرودینامیک در تراز صفر به ترتیب تحت زلزله ال سنترو و شتاب ثابت ۱ متر بر مجذور ثانیه نشان داده شده است. در شکل (۶) و (۷) تغییرمکان تاج سد تحت شتاب ثابت ۱ متر بر مجذور ثانیه و زلزله ال سنترو به ترتیب در دو حالت مخزن پر و خالی مقایسه شده است. با توجه به شکل (۶) پریود سد در دو حالت مخزن خالی و پر به ترتیب 1.12 و 1.64 ثانیه و



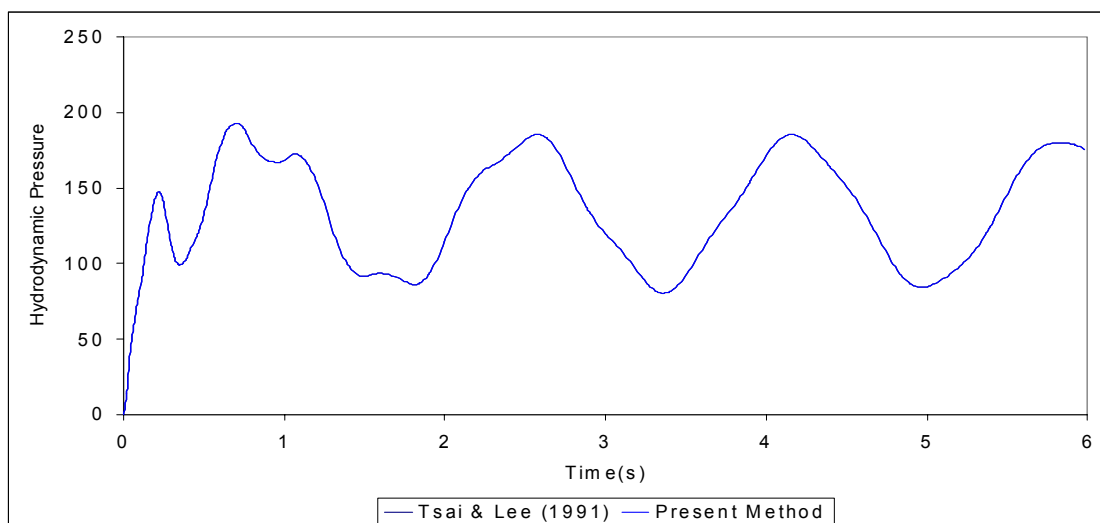
شکل ۲: تغییر مکان تاج سد در حالت پر در زلزله ال-سنترو از روش پیشنهادی، روش Tsai & Lee و برنامه EAGD-84.



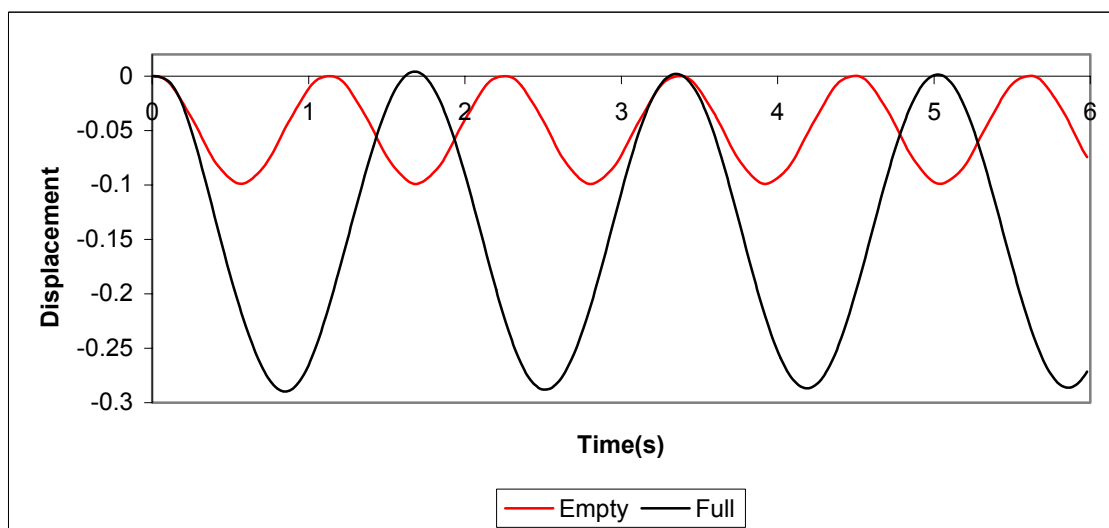
شکل ۳: مقایسه تغییر مکان تاج سد (متر) در حالت خالی در برابر شتاب ثابت $1m/s^2$ از روش پیشنهادی و نرم افزار EAGD-84.



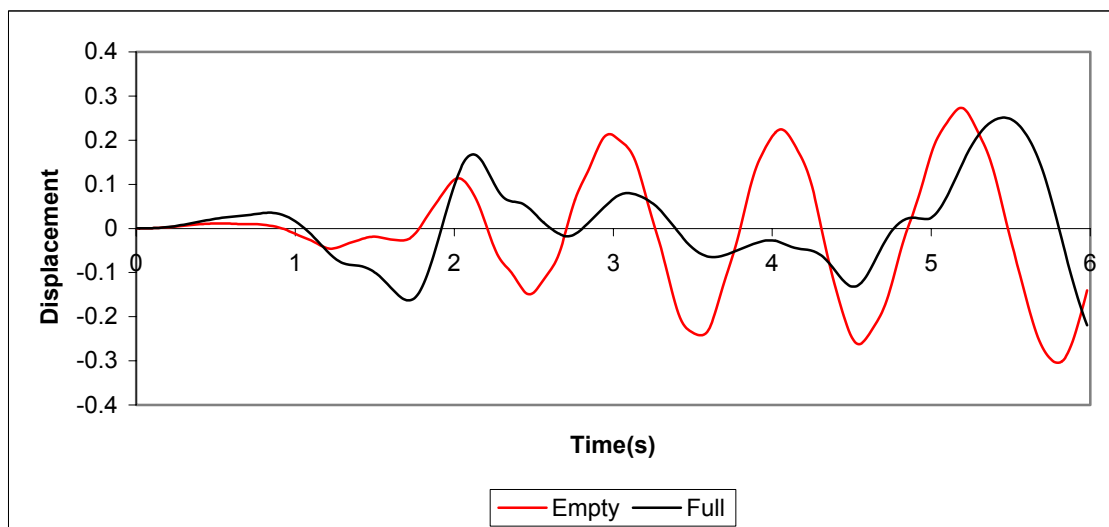
شکل ۴: فشار هیدرودینامیک در پائین ترین نقطه سد تحت زلزله ال سنترو بر حسب زمان.



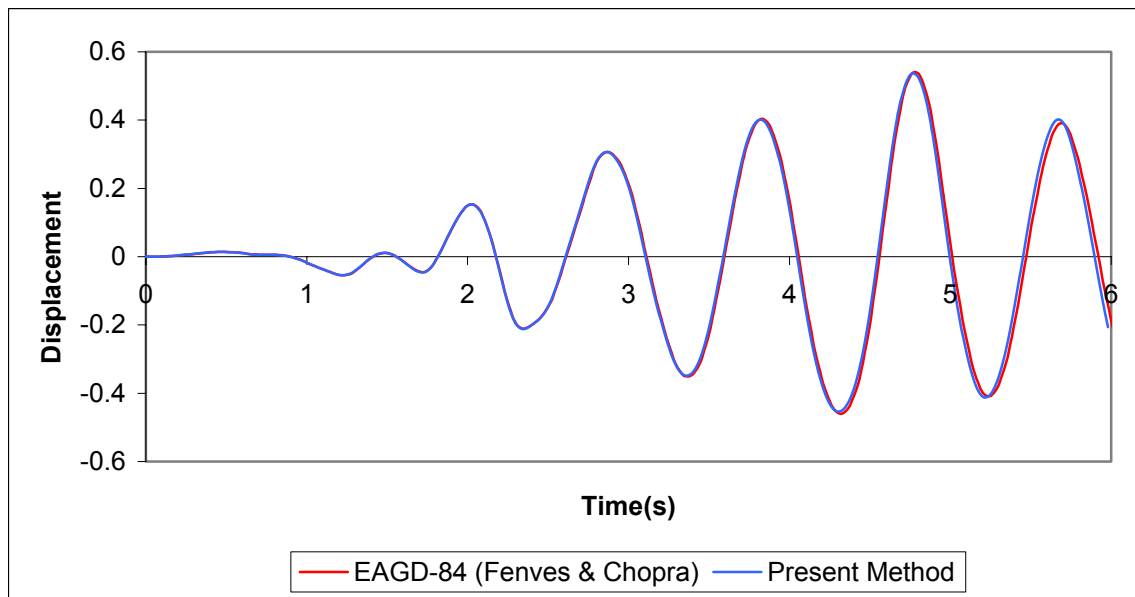
شکل ۵: فشار هیدرو دینامیک در پایین ترین نقطه سد تحت شتاب ثابت $1m/s^2$ بر حسب زمان.



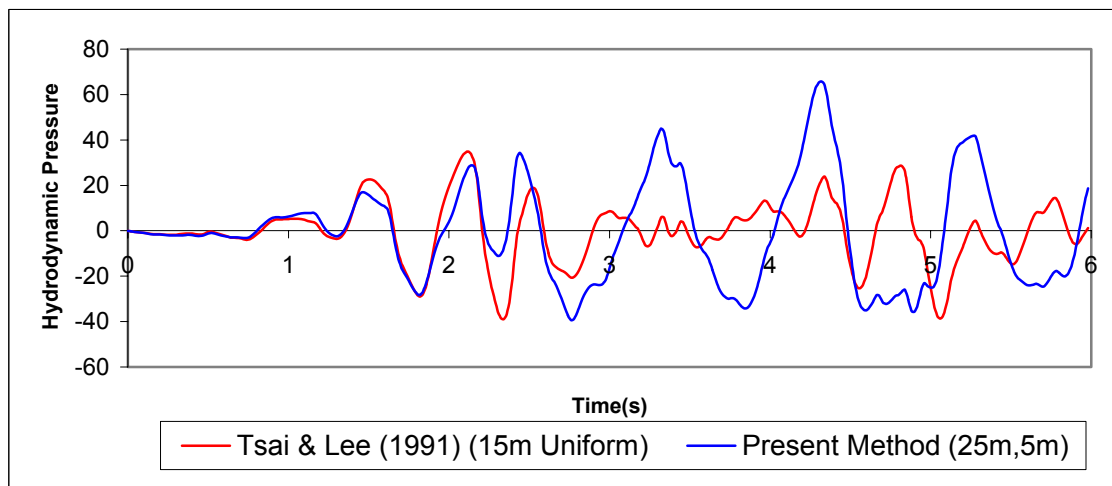
شکل ۶: مقایسه تغییر مکان تاج سد (متر) حالت پر و خالی تحت شتاب ثابت $1m/s^2$ بر حسب زمان.



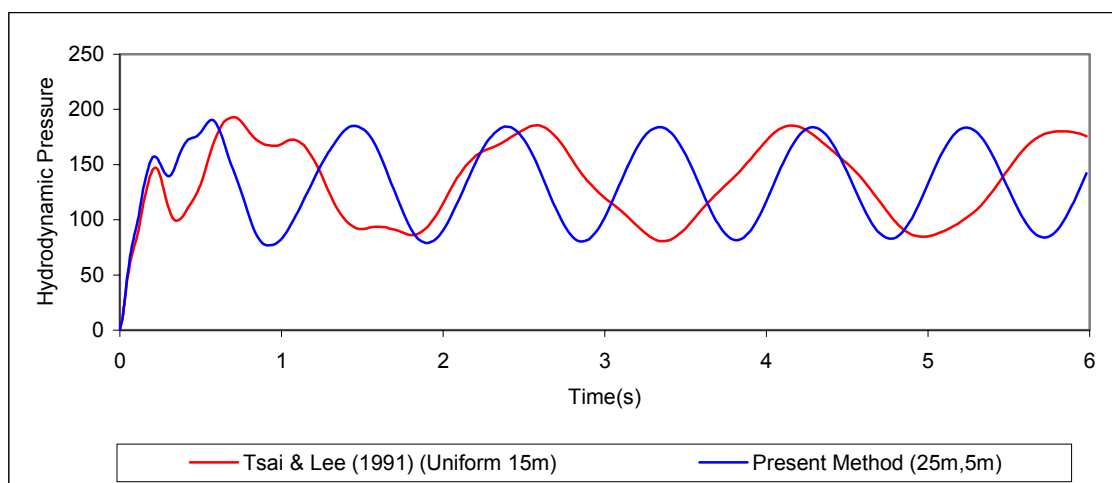
شکل ۷: مقایسه تغییر مکان تاج سد (متر) حالت پر و خالی تحت زلزله ال سنترو بر حسب زمان.



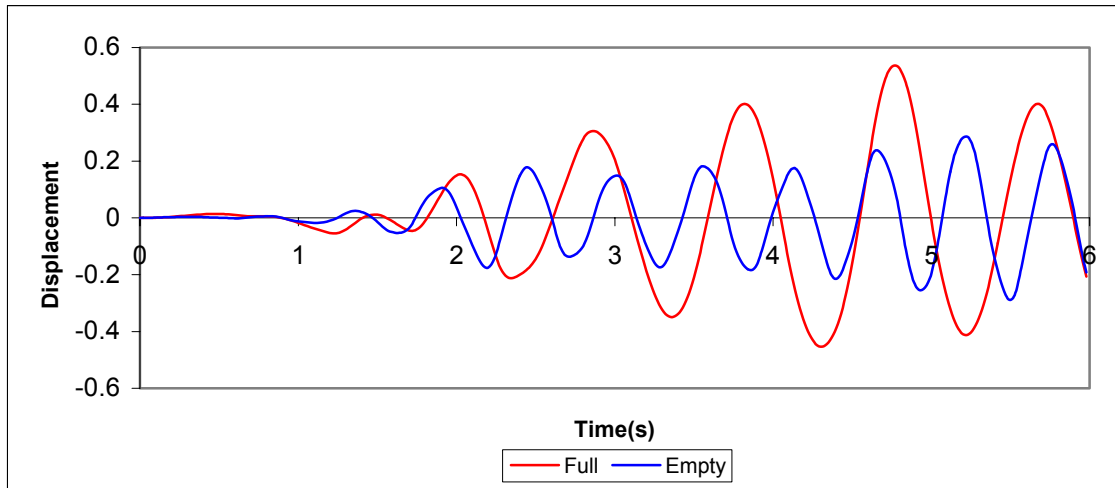
شکل ۸: تغییر مکان تاج سد با ضخامت متغیر (۵ متر در تاج و ۲۵ متر در پی) حالت پر تحت زلزله ال-سنتر و برحسب زمان.



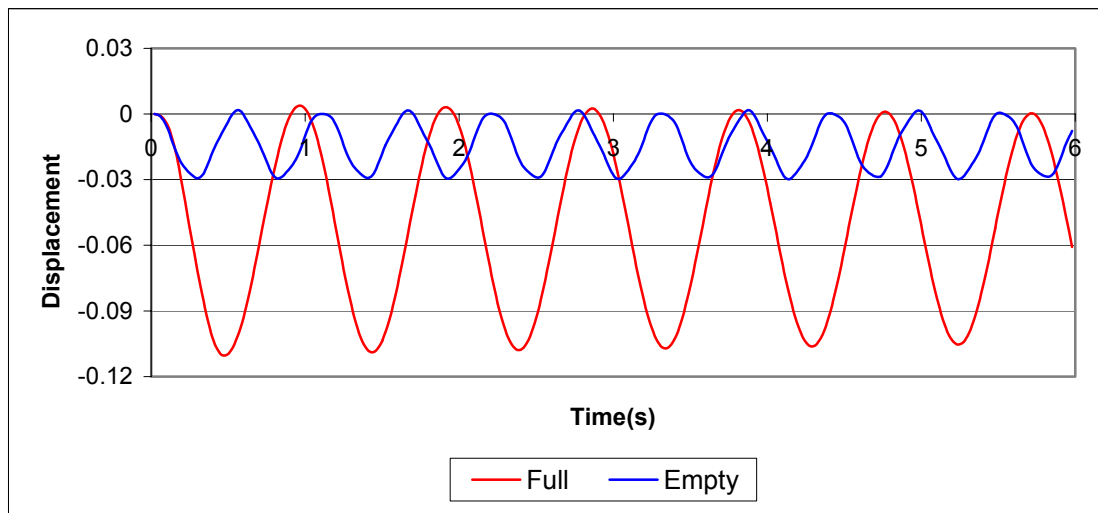
شکل ۹: تاثیر در نظر گرفتن تغییرات ضخامت در فشار هیدرودینامیک (فشار هیدرودینامیک در تراز صفر سد با ضخامت متغیر (۵ متر در تاج و ۲۵ متر در پی) تحت زلزله ال-سنتر و برحسب زمان)



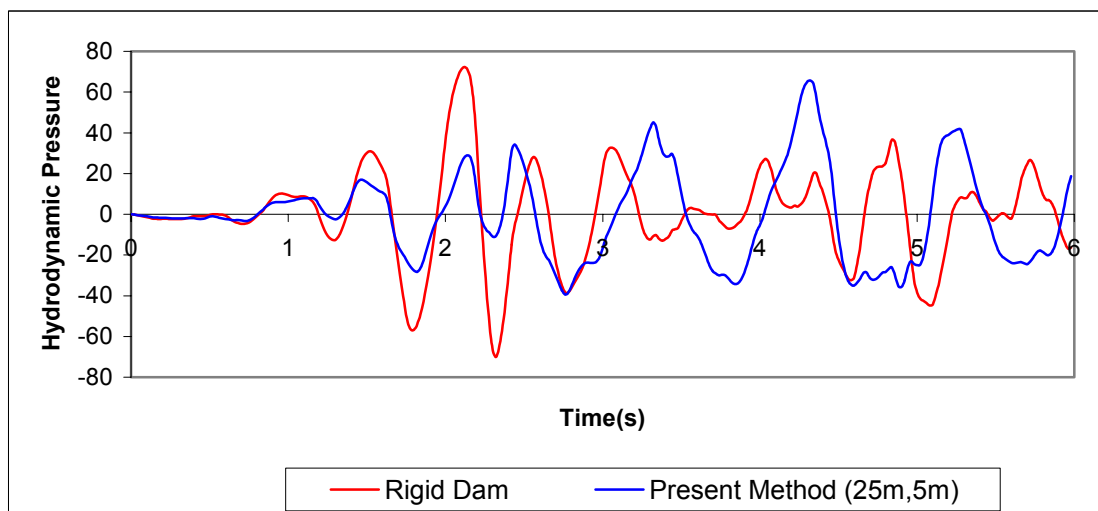
شکل ۱۰: تاثیر در نظر گرفتن تغییرات ضخامت در فشار هیدرودینامیک (فشار هیدرودینامیک در تراز صفر سد با ضخامت متغیر (۵ متر در تاج و ۲۵ متر در پی) تحت شتاب ثابت $1m/s^2$ برحسب زمان)



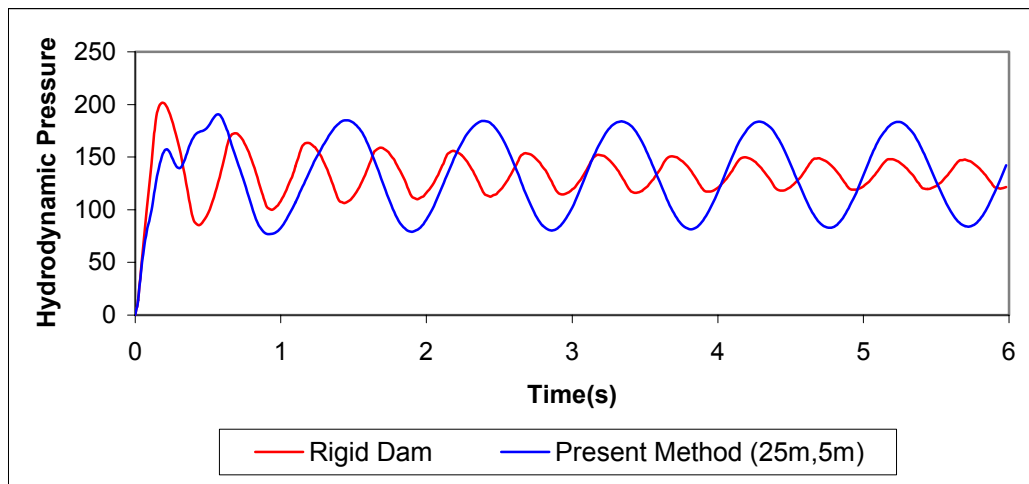
شکل ۱۱: مقایسه تغییر مکان تاج سد با ضخامت متغیر حالت پر و خالی تحت زلزله ال-سنترو بر حسب زمان.



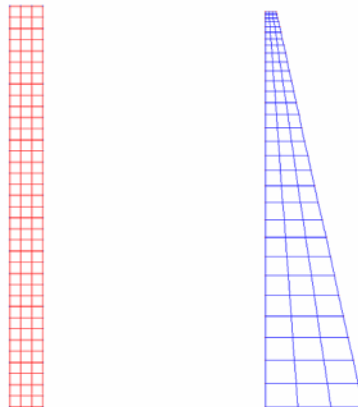
شکل ۱۲: مقایسه تغییر مکان تاج سد با ضخامت متغیر حالت پر و خالی تحت شتاب ثابت $1m/s^2$ بر حسب زمان.



شکل ۱۳: تاثیر صلب در نظر گرفتن سد در فشار هیدرودینامیک. (مقایسه فشار هیدرودینامیک در تراز صفر سد با ضخامت متغیر و سد صلب تحت زلزله ال-سنترو بر حسب زمان)



شکل ۱۴: تاثیر صلب در نظر گرفتن سد در فشار هیدرودینامیک.
(مقایسه فشار هیدرودینامیک در تراز صفر سد با ضخامت متغیر و سد صلب تحت شتاب ثابت $1m/s^2$ بر حسب زمان)



شکل ۱۵: شبکه المانهای برنامه EAGD-84 مثالهای ۲ و ۳ و ۴.

اندرکنش دخیل می باشند. چند مثال عددی تنها برای مقایسه و بکارگیری فرمولها در قسمت نتایج اشاره گردید که در چند حالت ضخامت ثابت و متغیر تغییر مکان سد در حالت پر و خالی و همچنین فشار هیدرودینامیک در اثر زلزله ال سنترال مولفه شمالی - جنوبی و شتاب ثابت واحد ارائه شد. روش ارائه شده قابلیت در نظر گرفتن مولفه های افقی و قائم زلزله بطور همزمان داراست. تئوری بکار گرفته شده برای تیرها تئوری تیرهای غیر عمیق یعنی اوپلر - برنولی می باشد که برای تیرهای با نسبت ارتفاع تیر به دهانه حدودی $1/10$ و کمتر حاکم است. برای شرایطی که ضخامت سد و ارتفاع آن بگونه ای باشد که نسبت فوق برقرار نباشد می توان از تئوری تیموشنکو استفاده نمود که این موضوع در دست مطالعه می باشد و بزودی نسبت به انتشار نتایج آن اقدام خواهد گردید.

سد و مخزن تحت زلزله ال سنترال و در شکل (۱۴) تحت شتاب ثابت ۱ متر بر مجذور ثانیه (شتاب واحد) قرار گرفته اند. همانگونه که ملاحظه می شود در نظر نگرفتن انعطاف پذیری سد باعث بروز خطاهای فاحشی در محاسبه فشار هیدرودینامیک خواهد شد.

نتیجه گیری

در این مقاله تحلیل دقیق در حوزه زمان اندرکنش سد و مخزن مورد بررسی قرار گرفت. مخزن بصورت نامحدود تا بینهایت در نظر گرفته شد. نتایج حاصله حاکی از دقت بالای محاسبات در مقایسه با مراجع و اجزاء محدود می باشد. از نکات قابل توجه در تحلیل، اثرات مخزن و تغییر شکل سازه سد بر روی اندرکنش سازه و مخزن بود که در آن تغییرات ضخامت هم کاملاً در

مراجع

- 1 - Westergaard, H. M. (1933). "Water pressures on dams during earthquakes." *ASCE*, Vol. 98, PP. 418-433.
- 2 - Chopra, A. K. (1967). "Hydrodynamic pressures on dams during earthquakes." *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, Vol. 93, No. 6, PP. 205-223.
- 3 - Chwang, A. T. (1978). "Hydrodynamic pressures on sloping dam during earthquakes. Part 2.Exact theory." *Journal of Fluid Mechanics*, Vol. 87, PP. 343-348.
- 4 - Mei, C. C., Foda, M. A. and Tong, P. (1979). "Exact and hybrid-element solutions for the vibration of a thin elastic structure seated on the sea floor." *Appl. Ocean Res.*, Vol. 1, No. 2, PP. 79-88.
- 5 - Liu, P. L. F. (1986) "Hydrodynamic pressures on rigid dams during earthquakes." *J. Fluid Mech.*, Vol. 165, PP. 131-145.
- 6 - Tsai, C. S. and Lee, G. C. (1990). "Method for the transient analysis of three-dimensional dam-reservoir interactions." *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, Vol. 116, No. 10, PP. 2151-2172.
- 7 - Tsai, C. S., Lee, G. C. and Ketter, R. L. (1990a). "A semi-analytical method for time-domain analysis of dam-reservoir interactions." *International J. for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 29, No. 5, PP. 913-933.
- 8 - Lee, G.C. and Tsai, C. S. (1991). "Time-domain analyses of dam-reservoir system Part I: Exact solution." *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, Vol. 117, No. 9, PP. 1990-2006.
- 9 - Kolousek, V. (1973). *Dynamics in Engineering Structures* Butterworth, London.
- 10 - Paz, M. (1991). *Structural Dynamics: Theory and Computation*. 3rd Edition, Van Nostrand Reinhold, New York.
- 11- EAGD-84: Fenves and Chopra (1984). *A computer program for earthquake analysis of concrete gravity dams*. Report UCB/EERC-84/11 university of California, Berkeley.

واژه های انگلیسی به ترتیب استفاده در متن

1- Distribution	2 - Rigid	3 - Analytical
4 -Compressibility	5 - Time-Domain	6 - Far-Field
7 - Mode shapes	8 - Pressure wave equation	9 - Interface
10 - Surface wave	11-Rest	12 -Propagate