تحليل ديناميكي سدهاي بتني وزني با مدلسازي مخزن به روش‌هاي لاگرانژي و اويلري

داود علي‌جمشيدي[۱] ، بهرام نوائي‌نيا[*۲] و جواد واثقي اميري[۲]

[۱] دانش آموخته كارشناسي ارشد دانشكده مهندسی عمران - دانشگاه مازندران

[۲] استاديار دانشكده مهندسي عمران- دانشگاه مازندران

(تاريخ دريافت ۸۵/۵/۱۴ ، تاريخ دريافت روايت اصلاح شده ۸۶/۲/۲۶ ، تاريخ تصويب ۸۶/۷/۷)

چكيده

فشارهاي هيدروديناميكي موثر بر وجه بالادست سدهاي بتني تحت اثر زلزله يكي از پارامترها بسيار مهم در طراحي و ارزيابي ايمني اين سازه‌ها در مناطق زلزله‌خيز مي‌باشد. تعيين فشارهاي هيدروديناميكي به دليل تفاوت رفتاري آب مخزن سد با مصالح تشكيل دهنده جسم سد باعث پيچيدگي تحليل سيستم‌هاي سد-مخزن نسبت به سازه‌هاي متعارف تحت بار زلزله مي‌گردد. بدليل اين پيچيدگي، فرمول‌بندي‌هاي متفاوتي جهت مدل نمودن سيستم سد-مخزن تحت بارهاي ديناميكي نظير زلزله توسط محققين ارائه گرديده است. فرمول‌بندهاي ارائه شده در مخزن سد را به دو گروه كلي لاگرانژي و اويلري مي‌توان تقسيم نمود كه هر كدام داراي معايب و محاسن خاص خود مي‌باشند. دراين مقاله ابتدا فرمول‌بندي مناسبي بر اساس روش اجزا محدود به روش‌هاي لاگرانژي و اويلري جهت مدلسازي مخزن سدهاي بتني براي تعيين فشارهاي هيدروديناميكي ارائه گرديده، سپس دو روش مذكور جهت تعيين فشار هيدروديناميك مخزن روي وجه بالادست سد و تغييرمكان سد تحت بار زلزله براي سيستم سد-مخزن با ابعاد و مشخصات مختلف و تحت اثر زلزله‌هاي متفاوت مورد بررسي قرار گرفته‌اند. نتايج حاصله از دو روش مذكور از جنبه‌هاي مختلف نظير دقت، كاهش حجم محاسبات، تاثير فركانس بارگذاري، شرائط مرزي ، شيب بالادست وجه سد، رسوبات كف مخزن در جذب انرژي، عمق و شيب كف مخزن و نيز ابعاد اجزا مورد استفاده در روش اجزا محدود با يكديگر مقايسه شده‌اند. همچنين در فرمول‌بندي مخزن به روش لاگرانژي به منظور اعمال شرائط مرزي از جزئي استفاده گرديده كه نسبت به سيستم‌هاي متداول لاگرانژي در روش اجزا محدود منجر به كاهش درجه آزادي مي‌گردد.

واژه‌هاي كليدي: فشار هيدروديناميك - سدهاي بتني - روش‌هاي لاگرانژي و اويلري - زلزله

مقدمه

مسئله تعيين فشارهاي هيدروديناميك وارد بر سدهاي بتني تحت اثر زلزله، به طور گسترده‌اي توسط محققين مختلف مورد بررسي قرار گرفته است.اولين بار [۱] Westergaard باحل معادله هلمهولتز حاكم بر محيط مخزن پاسخي تحليلي براي تعيين فشار هيدروديناميك وارد بر سد صلب تحت اثر بار هارمونيك ارائه كرد. [۲] Zangar and Haefei براي مولفه افقي زلزله و [۳] Zienkiewicz and Nath براي سدهاي قوسي با تشابه‌سازي الكتريكي فشار هيدروديناميك موثر بر سدها را بطور تجربي تعيين نمودند. همچنين [٤ Kotsubo پاسخ هيدروديناميك سد قوسي استوانه‌اي را براي حركات هارمونيك زمين ارائه كرد. سپس [٥] Bustamante et al. اثر طول مخزن براي بازه اي از پريودهاي تحريك عريض‌تر از بازه‌هاي بررسي شده قبلي را مورد بررسي قرار داد و نتيجه گرفت كه براي پريودهاي تحريك بزرگتر از پريود طبيعي مخزن، اثر طول مخزن ناچيز است ولي براي پريودهاي كوتاهتر، طول مدل شده مخزن نقش مهمي را در حركت هارمونيك بازي مي‌كند. وي همچنين اثر امواج سطحي را براي تحريك هارمونيك بررسي و خطاي ناديده گرفتن امواج سطحي را بدست آورد. در ادامه تحقيقات [٦] Chopra در سال ١٩٦٧ فشار هيدروريناميك وارد بر سدها و در ١٩٦٨ پاسخ سد تحت اثر شتاب افقي و قائم زمين با مقدار دلخواه را با در نظر گرفتن اثر تراكم‌پذيري سيال ارائه نمود [٧]. درادامه [٨] Saini et al.، [٩] Chopra and Chakrabarti، [١٠] Hall and، [١١] Fenves and Chopra ، [١٢] Chopra ، Lotfi et al. مسئله مورد بررسي را در محدوده فركانس و به روش اجزا محدود بررسي نمودند. از تحقيقات اخير در تعيين فشار هيدروديناميكي در سدهاي بتني وزني مي‌توان به كار [٣] Bouaanani et al. اشاره نمود كه يك

* نويسنده مسئول : تلفن : ۳۲۳۱۷۰۷ – ۰۱۱۱ ، فاكس : ۳۲۳۱۷۰۷ – ۰۱۱۱ ، Email: Navayi_b@Yahoo.com

روش تحليلي موثر براي برآورد فشارهاي هيدروديناميك ارائه نموده است. جذب امواج فشاري توسط رسوبات كف مخزن نيز مسئله مهمي در برآورد فشار هيدروريناميكي مي‌باشد كه اولين بررسي‌ها در اين خصوص توسط Feneves and Chopra [۱۴] صورت پذيرفته و نشان داده شد كه رسوبات موجود در كف مخزن نقش مهمي را در برآورد درست فشار هيدروديناميكي موثر بر سد ايفا مي‌كند. [۱۵] Lotfi and Tassoulas رسوب كف مخزن را ويسكوالاستيك خطي مدل و به روش اجزا محدود و در نظر گرفتن اثر اندركنش سد و مخزن، فشارهاي هيدروديناميك را بدست آوردند. Medina et al. [۱۶] بكمك روش اجزا مرزي نتايجي مشابه تحقيق قبلي را بدست آوردند. [۱۷] Kucukarslan با مدل نمودن سد با اجزا محدود و مخزن آن با اجزا مرزي دو لايه‌اي ، اثر جذب امواج فشاري توسط رسوبات كف مخزن و تاثير آن بر مقدار فشار هيدروديناميك موثر بر سد را بررسي نمود. همچنين تحقيقات بسيار زياد ديگري جهت تعيين و ارزيابي فشارهاي هيدروديناميكي صورت پذيرفته كه در آنها به عوامل غير خطي موثر بر سيستم سد-مخزن-پي شامل اثر ترك در جسم سد وپي آن، پديده كاويتاسيون در مخزن سد و عوامل ديگرموثر بر پاسخ سيستم سد و مخزن پرداخته شده است . در هر يك از تحقيقات ذكر شده، روشهاي مختلفي به منظور مدلسازي رياضي مخزن ارائه گرديده است كه به طور كلي آنها را مي‌توان به دو روش اصلي تقسيم نمود. در روش اول مجهول اصلي در فرمولاسيون محيط مخزن، فشار، پتانسيل سرعت و امثالهم مي‌باشد كه در آن يك نقطه ثابت از فضاي محيط سيال مورد بررسي قرار مي‌گيرد و معادلات براي آن نقطه حل مي‌گردند كه به روش اويلري معروف مي‌باشد. در روش دوم كه به روش لاگرانژي معروف است، پارامتر اصلي مجهول در محيط مخزن، همانند سازه تغيير مكان مي باشد. هر يك از دو روش فوق داراي مزايا و معايبي مي باشند كه هدف از اين تحقيق، ارزيابي و مقايسه آنها براي تخمين فشارهاي هيدروديناميك در مخزن سدهاي بتني وزني تحت اثر زلزله مي باشد.

تئوري

فرمولبندي روش لاگرانژي

در اين روش، معادله ديناميكي حركت به فـــرم زير بايد حل گردد:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = F(t) \tag{1}$$

كه در آن M، C و K به ترتيب ماتريس‌هاي جرم، ميرايي و سختي، $\ddot{u}$، $\dot{u}$ و u نيز به‌ترتيب بردارهاي شتاب، سرعت و تغييرمكان گره هاي شبكه اجزا محدود مي‌باشند. $F(t)$ نيز بردار نيروهاي خارجي مي‌باشد كه در بارگذاري زلزله بصورت $F(t) = -M\{r\}\ddot{u}_g$ بوده كه در آن $\ddot{u}_g$ شتاب زمين و r بردار $n \times 1$ ، كه n تعداد درجه آزادي سيستم مورد بررسي بوده، و درايه هاي آن مقادير يك و صفر مي باشد، چنانچه تحليل براي يك مولفه شتاب زلزله صورت پذيرد. اگر تحليل همزمان براي دو مولفه شتاب زلزله صورت پذيرد، در اين صورت r بردار $n \times 2$ بوده و درايه هاي آن متناظر با درجه آزادي تغيير مي نمايد.

در روش لاگرانژي، معادله فوق هم براي سازه و هم براي مخزن به‌كار گرفته مي‌شود. ماتريس‌هاي M، C و K براي محيط سازه به روش‌هاي متداول در اجزاي محدود قابل محاسبه مي‌باشند.

جهت تعيين ماتريس سختي اجزاي سيال از معادله فشار-كرنش حجمي در سيال بصورت زير استفاده مي‌شود:

$$P = -K_B e \tag{2}$$

كه در آن P فشار، e كرنش حجمي و K_B مدول الاستيسيته حجمي سيال (مدول بالك) مي باشد. اما استفاده از فقط يك رابطه فشار-كرنش حجمي براي تعيين ماتريس سختي سيال براي محيط مخزن با مشكلاتي نظير ايجاد مودهاي جعلي بهمراه خواهد بود. به منظور رفع اين مشكل Wilson & Khalvati [۱۸] رابطه زير را جهت تعيين ماتريس سختي سيال پيشنهاد نمودند:

$$K_w = \int_V B^T D_w B \, dv \tag{3}$$

كه در آن B ماتريس ديفرانسيل توابع شكل و D_w ماتريس الاستيسيته سيال مي باشد كه به‌صورت زير پيشنهاد گرديده است [۱۸]:

$$D_w = \begin{bmatrix} K_B & 0 \\ 0 & 100 * K_B \end{bmatrix} \tag{4}$$

درايه $100 * K_B$ در ماتريس فوق، به‌دليل حذف مودهاي جعلي وارد گرديده و منجر به ايجاد سختي بيش از مقدار واقعي در سيال مي‌گردد كه براي رفع اين مشكل، تعداد

نقاط انتگرالگيري به روش گوس، كاهش مي‌يابد. در اين تحقيق براي مدلسازي مخزن سد از اجزاي ۹ گرهي ايزوپارامتريك با تعداد نقاط انتگرال‌گيري ۲*۲ به دليل رفتار و دقت مناسب‌تر استفاده گرديده‌است [۲۰و۱۹و۱۸].

به منظور اعمال شرايط مرزي مطابق شكل (۱) چهار شرط در سطوح s_1 الي s_4 به شرح زيراعمال گرديدند [۱۹].

الف- در مرز بالادست مخزن(s_1) شرط مرزي سامرفيلد به منظور تامين شرط عبور امواج فشاري آب بدون هرگونه انعكاسي بايد اعمال گردد. اين اثر را مي‌توان با فرض وجود ميراگرهايي در اين مرز در نظر گرفت كه ماتريس استهلاك حاصل از اجزايي كه در مرز مذكور قرار دارند به صورت زيرقابل بيان مي‌باشد [۲۰و۱۹]:

$$C_{L_1} = \rho_w . C_w \int_{S_1} N^T . N . ds \qquad (5)$$

كه در آن N توابع شكل اجزاي مخزن در مرز s_1، ρ_w جرم حجمي سيال و C_w نيز سرعت امواج الاستيك در محيط مخزن مي‌باشد كه از رابطه $C_w = \sqrt{K_B/\rho_w}$ قابل محاسبه است. در اين تحقيق در مرز مورد نظر از المان‌هاي سه گرهي خطي (به جاي اجزاي نه گرهي مستطيلي شكل كه در مخزن بكار گرفته شده است) استفاده گرديده است.

ب- رسوبات و توده هاي سنگ و خاك موجود در كف مخزن(s_2)، مي توانند مقداري از انرژي امواجي كه به كف مخزن مي رسند را جذب كنند، درحاليكه اگر مواد تشكيل دهنده كف مخزن صلب باشند، كل انرژي رسيده به كف مخزن منعكس خواهد شد. به‌منظور درنظرگرفتن اثر مذكور در تحقيق حاضر از رابطه زير استفاده شده است [۲۰و۱۹و۱۱]:

$$C_{L_2} = \beta . \rho_w . C_w \int_{s_2} N^T . N . ds$$

كه در آن β ضريبي است كه به جنس رسوبات كف بستر مخزن بستگي داشته واز مقدار ۱ براي بستري كه كل موج را انتشار ميدهد(نظير مرز s_1) تا بينهايت براي بستر كاملاصلب (بستر بدون رسوب وپي كاملا صلب) مي‌تواند تغيير نمايد. در اين مرز نيز براي اعمال شرايط مرزي مورد نظر از اجزاي خطي سه‌گرهي استفاده گرديده است.

پ- شرايط مرزي در مرز مشترك سد و مخزن(s_3) عبارتند از:

۱- تغييرمكان‌هاي نرمال آب و سازه يكسان مي‌باشند.

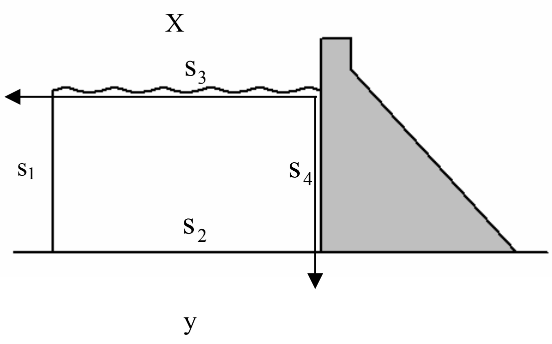
۲- نيروهاي نرمال آب و سازه برابر مي‌باشند.

۳- با فرض غير لزج بودن آب نيروهاي مماسي (اصطكاكي) بين آب و سازه وجود ندارد.

يكي از روشهايي كه در بسياري از تحقيقات براي برقراري شرايط فوق بكار گرفته مي شود (از جمله مرجع [۱۹])، استفاده از اجزا ميان‌رويه‌اي با ضخامت صفر، پيشنهادي توسط Beer [۲۱] مي‌باشد. در تحقيق حاضر براي گره‌هايي كه در سطح مشترك سد و مخزن قرار دارند در جهت عمود بر فصل مشترك يك درجه آزادي و در جهت مماس براي هر يك از گره‌هاي مربوط به سد ومخزن درجه آزادي مستقلي تعريف شده است(شكل ۲). بكمك اين روش ضمن اعمال شرايط مرزي فوق‌الذكر درجه آزادي كل سيستم سد-مخزن ، كه در مقايسه با روش اويلري بيشتر مي‌باشد، كاهش مي‌يابد.

ت- به دليل ارتعاش سد ومخزن در اثر زلزله امواجي در سطح مخزن بوجود مي‌آيد كه با فرض خطي بودن شكل امواج، ماتريس سختي اجزاي قرار گرفته در سطح مخزن، از رابطه زير قابل محاسبه است [۲۰و۱۹و۱۸]:

$$S_f = \rho_w . g \int_{s_3} N^T . N . \mathrm{ds} \qquad (6)$$



شكل ۱ : سيستم سد – مخزن و مرزهاي محيط مخزن .

شكل ۲ : نحوه تامين شرايط مرزي در فصل مشترك سد و مخزن مورد استفاده در اين تحقيق .

در تحقيق حاضر جهت اعمال شرط مرزي مذكور شبيه به اجزاي مورد استفاده جهت اعمال شرايط مرزي در مرزهاي s_1، s_2، s_4 از اجزاي خطي سه گرهي استفاده گرديده كه در سطح مخزن بكار گرفته ميشود و همانند كليه اجزا مورد استفاده در محيط مخزن از روش انتگرال‌گيري كاهش يافته (دو نقطه انتگرال‌گيري) براي محاسبه سختي در رابطه (۷) استفاده و فقط درجات آزادي قائم اثر داده ميشوند.

بدين ترتيب ماتريس سختي اجزاي سيال از رابطه $K_L = K_w + S_f$ و ماتريس ميرايي سيال از رابطه $C_L = C_{L_1} + C_{L_2}$ (كه با اثر ميرايي داخلي اجزاي سازه جمع ميشود) به‌دست ميآيد. لازم به ذكر است كه به‌دليل مقدار كم ميرايي داخلي سيال، از اثر آن صرفنظر گرديده است[۲۰و۱۹و۱۸].

روش اويلري

با توجه به اينكه در روش اويلري مجهول گرهي درشبكه اجزاي محدود در محيط سد، تغيير مكان ودر محيط سيال فشار ميباشد، معادلات حاكم در محيط سد و مخزن تحت بارگذاري زلزله پس از ادغام به فرم ماتريسي زير در مي آيد[۲۲و۲۰]:

$$\begin{bmatrix} M & 0 \\ \rho.Q^T & E \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \ddot{\delta} \\ \ddot{P} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C & 0 \\ 0 & A \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \dot{\delta} \\ \dot{P} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K & Q \\ 0 & H \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \delta \\ P \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} M.\ddot{u}_g \\ \rho.Q^T.\ddot{u}_g \end{Bmatrix} = 0 \quad (۷)$$

كه در آن:

$$E = E_1 + E_2; \quad E_1 = \frac{1}{C_w^{\ 2}}\int_\Gamma N^T N \, d\Gamma$$

$$E_2 = \frac{1}{g}\int_{s_3} N^T N \, ds \; ; \quad A = A_1 + A_2$$

$$A_1 = \frac{1}{C_w}\int_{s_1} N^T N \, ds ; A_2 = \frac{1}{\beta.C_w}\int_{s_2} N^T N \, ds$$

$$H = \int_\Gamma \nabla^T N \, \nabla N \, d\Gamma ; \; Q^T = \int_{s_4} N^T n \, \overline{N} \, ds \quad (۸)$$

در روابط فوق δ تغيير مكان سد، P فشار آب مخزن، E ماتريس شبه جرم كل سيال، E_1 و E_2 به ترتيب ماتريس شبه جرم سيال و ماتريس شبه جرم ناشي از امواج سطحي، A ماتريس استهلاك كل كه متشكل از ماتريس استهلاك انتشاري A_1 و ماتريس استهلاك انكساري A_2 و H نيز ماتريس شبه سختي سيال است. همچنين $\overline{N}$ و N به ترتيب توابع انترپولاسيون در اجزاي مربوط به محيط سازه و سيال و n نيز بردار عمود بر سطح مشترك بين سد و مخزن مي باشد.

روش تحليل

جهت تحليل سيستم سد-مخزن، برنامه‌اي كامپيوتري به زبان C++ (در محيط نرم‌افزار Visual C++.NET 2003)، كه داراي توانائي و انعطاف پذيري بالا در برنامه نويسي شي گرا و امكان استفاده از امكانات گرافيكي را دارد، تهيه گرديد تا به كمك آن و بر اساس فرمول‌بندي تشريح شده فوق امكان مقايسه دو روش لاگرانژي و اويلري در شرايط كاملاً يكسان فراهم گردد. براي حل معادلات تعادل ديناميكي (۱) و (۸) در اين برنامه، از روش شتاب ميانگين ثابت نيومارك استفاده شده‌است [۲۳].

همانطور كه پيشتر اشاره شد، در مدل‌سازي مخزن به روش لاگرانژي استفاده از اجزاي ۹ گرهي مناسب ميباشد، لذا براي مدل نمودن محيط سد نيز بايد از اجزايي استفاده نمود كه از سه گره در هر ضلع خود برخوردار باشد. اجزا مناسب اجزا هشت و نه گرهي ميباشند كه به منظور كاهش حجم محاسبات از اجزاي ۸ گرهي استفاده شده‌است. به منظور مقايسه دو روش لاگرانژي و اويلري در شرائط يكسان، همين دو جز در روش اويـــلري نيز انتخاب

گرديدند.

نتايج عددي

بر اساس فرمول بندهاي ذكر شده، مسائل مختلفي كه جواب تحليلي آن براي سيال، سد و سيستم سد-مخزن در حالات استاتيكي يا ديناميكي موجود بوده حل و مقايسه نتايج بدست آمده با جواب‌هاي تحليلي حاكي از صحت فرمول‌بندي و نرم‌افزار كامپيوتري تهيه شده مي‌باشد[۲۰].
در اين بخش نتايج عددي تحليل چندين مسئله مختلف مورد بررسي قرار مي‌گيرد .درتمام اين مسائل مصالح سد و مخزن ايزوتروپ، همگن با رفتار الاستيك خطي فرض گرديده، جرم حجمي آب مخزن $\rho = 1000\ kg/m^3$ و مدول بالك آن $K_B = 2.07\times10^9\ N/m^2$ در نظر گرفته شده است. براي بتن سد نيز، مدول الاستيسيته $E = 2.275\times10^{10}\ N/m^2$، جرم حجمي $\rho = 2400 kg/m^2$، ضريب پواسون $\upsilon = 0.2$ و ضريب ميرايي $\xi = 5\%$ در نظر گرفته شده‌است.

سد صلب تحت بار هارمونيك

نتايج عددي حاصل از اين تحقيق براي فشار هيدروديناميك درمخزن يك سد صلب با وجه بالادست قائم و كف مخزن افقي و به ارتفاع H (شكل ۳) تحت شتاب هارمونيك افقي $a_g = \alpha g \cos(\frac{2\pi t}{T_S})$، كه در آن α ضريب زلزله، g شتاب ثقل، ω فركانس زاويه‌اي تحريك و t زمان مي‌باشد، با نتايج تحليلي Westergard [1] مقايسه گرديده‌اند. حل وسترگارد براي تعيين فشار بدون درنظر گرفتن اثر اندركنش (شكل ۳) به صورت زير مي باشد:

$$P = \frac{8\alpha\rho g H}{\pi^2}\cos(\frac{2\pi t}{T_S})\sum_{n=1,3,5}^{\infty}\frac{1}{n^2 C_n} e^{-q_n x}\sin\frac{n\pi y}{2H} \qquad (۹)$$

كه در آن $q_n = \frac{n\pi C_n}{2H}$ ، $C_n = \sqrt{1-\frac{16H^2}{n^2 C_w^2 T_S^2}}$ ، T_S پريود تحريك و x و y نيز در شكل (۳) نشان داده شدند. رابطه فوق كه از حل معادله هلمهولتز بدست آمده، اثر تراكم پذيري سيال را نيز در نظر گرفته و بازاي پريود تحريك بزرگتر از پريود طبيعي مخزن جواب حقيقي خواهد داشت.
نتايج مقايسه اي براي ۲٤ حالت مختلف مسئله مذكور در جدول (۱) بطور خلاصه و براي يك حالت در شكل (٤) ارائه شده است. در اين محاسبات $\alpha = 0.2$ و $\Delta t = 0.01s$ در نظر گرفته شدند.
از جدول (۱) مي‌توان نتيجه گرفت كه در روش اويلري با در نظر گرفتن طول مخزن به اندازه ۲H به پاسخ مطلوب خواهيم رسيد ، ولي اين طول در روش لاگرانژي به ۳H مي رسد. ضمناً مشاهده مي‌شود كه با در نظر گرفتن طول مناسب، ارتفاع مخزن تاثير چنداني بر ميزان خطا ندارد.
تحليل هاي عددي مختلفي براي مسئله فوق با تغيير گام زماني و نيز فركانس تحريك به دو روش اويلري و لاگرانژي نشان مي دهد كه حساسيت روش لاگرانژي نسبت به تغيير گام زماني بيشتر ميباشد، در حاليكه تغيير محسوسي بين اين دو روش با تغيير دادن فركانس تحريك مشاهده نمي شود[۲۰] . لازم به ذكر است كه حل Westergard با شرط مرزي فشار برابر صفر در سطح مخزن بدست آمده است. شرط مرزي مورد استفاده در اين تحقيق در سطح مخزن در حالت كلي با فرض خطي بودن شكل امواج سطحي مي باشد، اما براي مسئله فوق شرط مرزي فشار برابر صفر در سطح مخزن نيز در نظر گرفته شده كه نتايج حاصله با فرض خطي بودن شكل امواج فرق محسوسي نداشته، بطوريكه منحي هاي تغييرات فشار (شكل ۳) در دو روش لاگرانژي و اويلري در تحليل هاي مذكور بر هم منطبق مي شوند [۲۰]. علاوه بر تحليل هايي كه نتايج آن در فوق آمده، تحليل ديناميكي براي سيستم سد صلب –مخزن (شكل ۳) براي حالات زير تحت شتاب هارمونيك صورت پذيرفته است [۲۰]:

الف) تغيير ابعاد اجزا مخزن در دو روش اويلري و لاگرانژي بازاي پريودهاي مختلف تحريك و طول هاي مختلف مخزن. مقايسه نتايج حاصله با حل وسترگارد حاكي از دقت كمي بيشتر روش اويلري در شرايط يكسان با روش لاگرانژي بازاي L<3H مي باشد. در موارد كه طول مدل شده مخزن بزرگتر يا مساوي 3H باشد نتيجه بر عكس مي باشد.

ب) تغيير گام زماني Δt بازاي مقادير ۰/۰۸، ۰/۰۴، ۰/۰۲، ۰/۰۱،۰/۰۰۵ ثانيه در دو روش اويلري و لاگرانژي بازاي پريودهاي مختلف تحريك و طول مخزن برابر 3H. مقايسه نتايج حاصله با حل وسترگارد حاكي از دقت كمي بيشتر روش لاگرنژي در گام هاي زماني بزرگتر از ۰/۰۱ ثانيه و دقت كمي بيشتر روش اويلري در گام هاي زماني كوچكتر

يا مساوي ۰/۰۱ ثانيه مي باشد.

پ) تغيير فركانس زاويه اي تحريك بازاي مقادير مختلف $\omega =$ ۵،۱۰،۱۵،۲۰ راديان بر ثانيه براي طول مخزن L=3H و گام زماني ۰/۰۱ ثانيه. مقايسه نتايج حاصله با حل وسترگارد حاكي از نوساناتي در نتايج بوده و نتيجه گيري قطعي در اين خصوص نمي توان انجام داد.

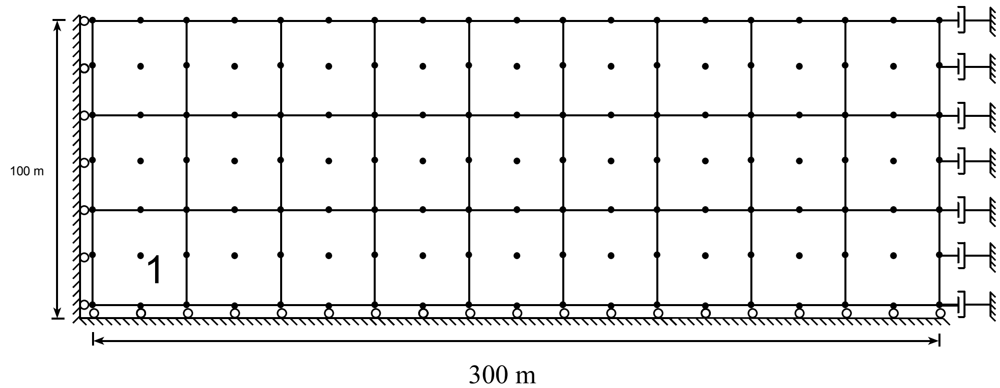
ت) تغيير ضريب β با مقادير ∞ و $\beta =$ ۳،۹،۲۰ بازاي پريودهاي مختلف تحريك و طول مخزن L=3H با گام زماني ۰/۰۱ ثانيه. در اين سري از تحليل ها بدليل عدم امكان مقايسه با حل وسترگارد (به جز حالت $\beta = \infty$) نتايج دو روش لاگرانژي و اويلري فقط با يكديگر مقايسه شده و نتايج حاصله مبين آن است كه پاسخ فشار هيدروديناميكي در روش لاگرانژي در مجموع بيشر از روش اويلري مي باشد.

تحليل سد بتني وزني Pine Flat

به منظور نشان دادن كاربردهاي عملي فرمول‌بندي‌هاي ارائه شده فوق، سد بتني وزني Pine Flat (ساخته شده در آمريكا) جهت تحليل مد نظر قرار گرفته است كه مدل اجزاي محدود مورد استفاده مطابق شكل (۵)مي‌باشد. سد مذكور به ارتفاع ۱۲۲ متر، عرض كف ۹۶ متر، شيب پائين دست ۱ به ۰/۸۷ و بالا دست ۱ به۰/۰۵ مي باشد. لازم به ذكر است كه سد و سيستم سد-مخزن مورد بررسي بازاي تعداد اجزا مختلف تحت شتاب افقي و قائم زلزله تحليل و نهايتا شبكه اجزا محدود به تعدادي كه در شكل (۵) نشان داده شده است مورد استفاده قرار گرفته است. در كليه تحليل ها مولفه هاي افقي S69E و قائم شتاب نگاشت زلزله Taft1952 به سيستم سد-مخزن سد Pine Flat اعمال گرديده كه در آن شتاب بيشينه مولفه هاي افقي و قائم براي شتاب نگاشت مذكور به ترتيب ۰/۱۸ g و ۰/۱g مي باشد.

پاسخ سد به زلزله بدون اثر رسوب كف مخزن

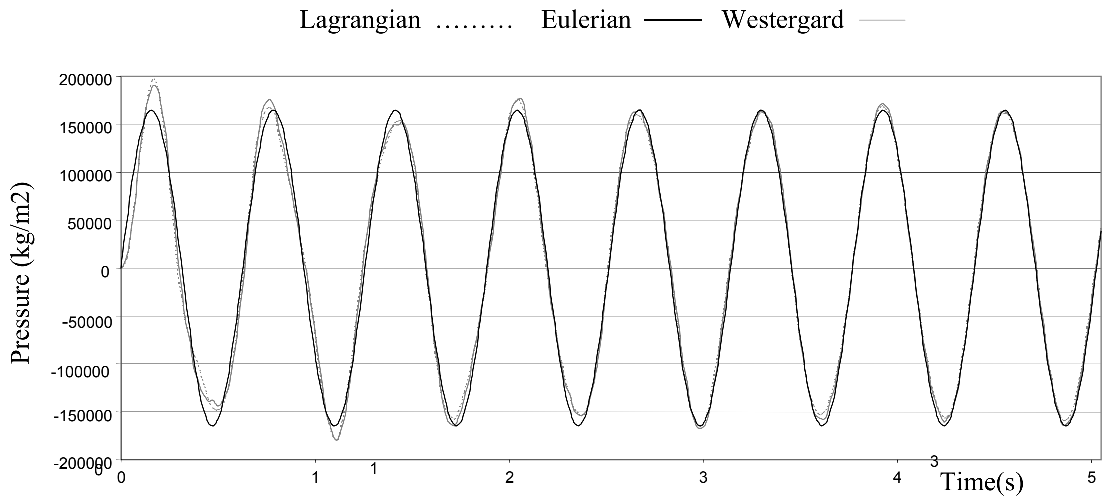
در شكل (٦) ، پاسخ تغيير مكان افقي تاج سد Pine Flat به مؤلفه‌هاي شتاب افقي و قائم زلزله Taft 1952 با گام زماني ۰/۰۱ s ارائه شده‌است. از اين شكل ملاحظه مي‌گردد كه تطابق بسيار خوبي بين روش‌هاي لاگرانژي و اويلري در تحليل ديناميكي سيستم سد-مخزن مورد بررسي وجود دارد.



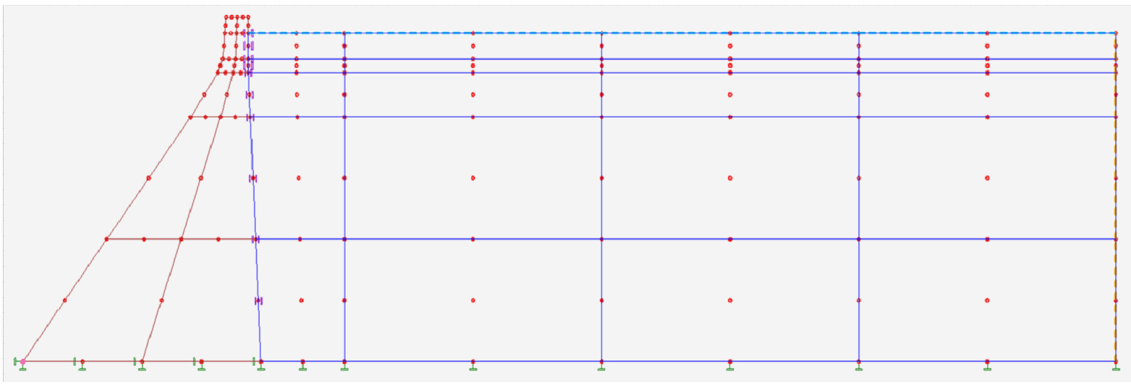
شكل ۳ : مدل اجزاء محدود مخزن با ديواره (سد) صلب تحت اثر شتاب افقی هارمونیک .

جدول ۱ : درصد خطا در تعيين فشار هيدروديناميک در جز شماره يک سد صلب براساس روش های لاگرانژی و اويلری نسبت به حل تحليلی وسترگارد [۱] .

L	ω $rad/\sec$	Relative error			
		H=50,m		H=100,m	
		Lagrangian method	Eulerian method	Lagrangian method	Eulerian method
H	10	-36.7	14.7	-33.7	11
2H	10	-8.1	3	-8.5	1.9
3H	10	1.4	2.14	-2	-0.036
H	20	-33.6	9.7	-40.1	-13.5
2H	20	-8.8	1.1	-11.9	-3.6
3H	20	0.05	0.25	-3.8	0.5



شکل ۴ : تغییرات فشار نسبت به زمان (ثانیه) در مرکز جز شماره یک مخزن سد صلب به ارتفاع ۱۰۰ متر تحت اثر شتاب هارمونیک سینوسی بازای $\omega = 10 rad/s$.



شکل ۵ : مدل اجزاء محدود سد Pine Flat به همراه مخزن .

بطوريكه بعنوان مثال حداكثر تغيير مكان تاج سد تحت شتاب افقي زلزله براي روش هاي لاگرانژي و اويلري به ترتيب ٤/٨٩ و ٤/٧٤ و تحت شتاب قائم زلزله نيز ١/٤١- و ١/٣٤- سانتيمتر مي باشد. مقادير حداكثر تغيير مكان افقي و قائم تاج سد مورد بررسي تحت مولفه افقي شتاب زلزله Taft 1952 در مرجع [٢٤] با فرمول بندي متفاوتي به ترتيب ٤/٦٥ و ١/٣- سانتيمتر ارائه شده است.

پاسخ سد به زلزله با در نظر گرفتن اثر رسوبات كف مخزن

سد بتني مورد بررسي تحت اثر زلزله Taft1952 با در نظر گرفتن جذب انرژي توسط رسوبات كف مخزن، تحليل و نتايج بازاي مقادير مختلف β در جدول (۲) و به عنوان نمونه بازاي $\beta = 9$ در شكل (۷) ارائه شده است.

در جدول مذكور L_H و L_V پاسخ تغيير مكان افقي حداكثر تاج سد حاصل از روش لاگرانژي به‌ترتيب براي مؤلفه‌هاي افقي و قائم شتاب زمين و E_H و E_V نيز پاسخ تغيير مكان افقي حداكثر تاج سد حاصل از روش اويلري به‌ترتيب براي مؤلفه‌هاي افقي و قائم شتاب زمين مي‌باشند. همچنين منظور از پارامترهاي L_{HP}، L_{VP}، E_{HP} و E_{VP} درصد اختلاف مقادير پاسخ‌هاي مربوط، نسبت به مقادير متناظر در سطر اول جدول مي‌باشد.

از جدول مذكور مشاهده مي‌شود كه ميزان تاثير رسوبات كف مخزن در دو روش اويلري و لاگرانژي، با دقت خوبي به يك اندازه است. در هر دو روش مذكور، تاثير رسوبات تحت شتاب قائم زلزله بسيار بيشتر از تاثير آنها تحت شتاب افقي زلزله مي باشد. نتايج تحليل براي سد مذكور تحت اثر زلزله هاي مختلف و نيز سد صلب نشان مي دهد كه

اختلاف دو روش لاگرانژي و اويلري براي مقادير فشار به بيشتر از ۱۰% نيز مي رسد كه در آن مقادير فشار به روش لاگرانژي بيشتر است.

پاسخ سد به زلزله با تغيير شيب كف مخزن

در جدول (۳) نتايج تغيير مكان حداكثر حاصل از تحليل سد Pine Flat تحت بار زلزله به دو روش لاگرانژي و اويلري با تغيير شيب كف مخزن ارائه شده است.
از جدول اشاره شده مي توان نتيجه گرفت كه شيب كف مخزن تاثير كمي در پاسخ سيستم تحت تحريك شتاب افقي و قائم زمين را داشته (تا ۱۰ درصد براي شيب كف ۸ درصد) و با افزايش شيب كف مخزن ، پاسخ تغيير مكان تاج حاصل از شتاب افقي زمين كاهش و پاسخ حاصل از شتاب قائم زمين افزايش مي‌يابد.
همچنين ملاحظه مي شود كه در تمامي حالت هاي مورد بررسي فوق پاسخ حاصل از روش لاگرانژي بزرگتر از روش اويلري بوده، هر چند كه اين اختلاف ناچيز مي باشد.

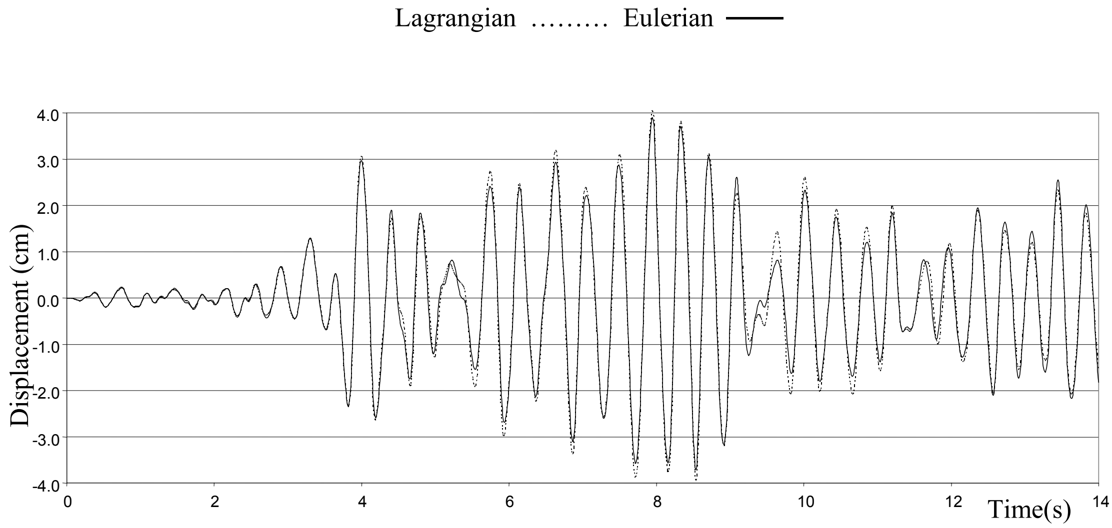
پاسخ سد به زلزله با تغيير شيب وجه بالا دست سد

در جداول (٤) و (٥) به ترتيب نتايج تغيير مكان حداكثر حاصل از تحليل سد Pine Flat تحت بار زلزله به دو روش لاگرانژي و اويلري با تغيير شيب كل ارتفاع و يا نيمه تحتاني ارتفاع سد در بالا دست ارائه شده است.
از جداول مذكور مشاهده مي‌شود كه با افزايش شيب وجه بالادست سد، پاسخ تغيير مكان سد كاهش مي‌يابد و اين كاهش در صورتيكه كل ارتفاع سد شيب‌دار باشد، بيشتر از حالتي است كه تنها نيمي از ارتفاع سد شيب‌دار باشد. ضمن اينكهً ميزان كاهش پاسخ قابل توجه مي باشد (تا ۵۷ درصد مشاهده مي‌شود). با مقايسه پاسخ هاي سيستم سد-مخزن تحت اثر مولفه هاي افقي و قائم زلزله ها مشاهده مي شود كه تاثير شيب وجه بالادست سد تحت مولفه افقي شتاب زلزله به مراتب بيشتر از تاثير آن تحت مولفه قائم مي باشد. ضمن اينكه پاسخ در روش لاگرانژي اندكي بزرگتر از روش اويلري مي باشد.

پاسخ سد به زلزله با تغيير ارتفاع آب مخزن سد

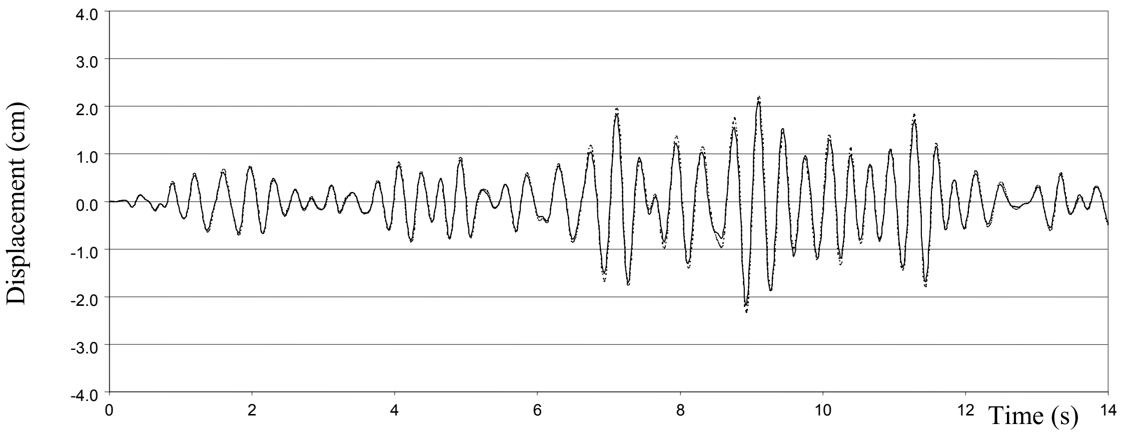
به منظور بررسي تاثير عمق مخزن ، سد Pine Flat با چهار عمق متفاوت مخزن (مخزن خالي ، عمق يك‌سوم پر، دو سوم پر و كاملا پر) تحت اثر مولفه هاي افقي و قائم زلزله Taft 1952 تحليل و جهت مقايسه نتايج در جدول (۶) و براي يك حالت خاص ضريب بستر كف مخزن $\beta = 9$ در شكل هاي (۸) و (۹) بعنوان نمونه ارائه شده است. در جدول (۶) در صد اختلاف مقدار حداكثر تغييرمكان در هر مسئله ، نسبت به حالتي كه مخزن پر مي باشد ارائه شده است.

(a)



شكل ۶ : پاسخ تغيير مكان افقی تاج سد Pine Flat نسبت به زمان (ثانيه) به مولف S69E (الف) و مولفه قائم (ب) زلزله تفت ۱۹۵۲ با كف مخزن صلب.

(b)



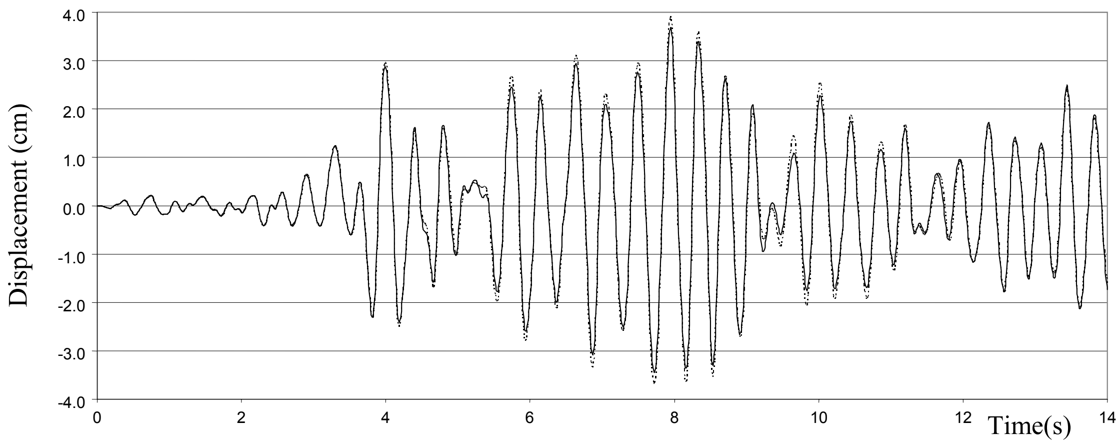
ادامه شکل ۶ : پاسخ تغییر مکان افقی تاج سد Pine Flat نسبت به زمان (ثانیه) به مولف S69E (الف) و مولفه قائم (ب) زلزله تفت ۱۹۵۲ با کف مخزن صلب.

جدول ۲ : تاثیر رسوبات کف مخزن در پاسخ تغییر مکان افقی تاج سد Pine Flat تحت اثر مولفه افقی و قائم زلزله تفت ۱۹۵۲ .

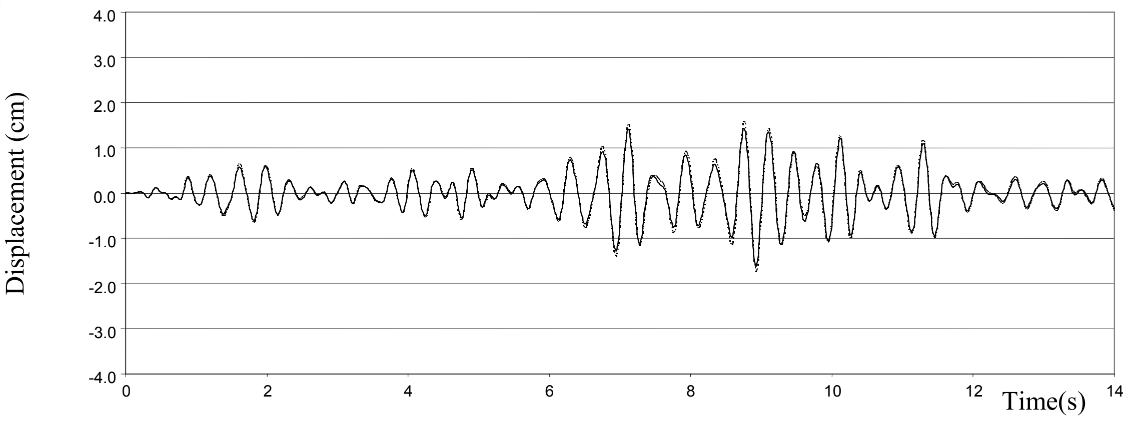
β	$L_H(mm)$	$L_{HP}(\%)$	$E_H(mm)$	$E_{HP}(\%)$	$L_V(mm)$	$L_{VP}(\%)$	$E_V(mm)$	$E_{VP}(\%)$
∞	40.5	0	39.0	0	22.1	0	21.0	0
20	40.0	-1.2	37.9	-2.7	18.0	-18.5	17.1	-18.5
9	39.2	-3.2	36.9	-5.5	15.9	-28.4	14.3	-32.1
3	35.7	-11.8	33.3	-14.6	10.3	-53.5	9.3	-55.8

(a)

Lagrangian ……… Eulerian ——



(b)



شکل ۷ : پاسخ تغییر مکان افقی تاج سد Pine Flat نسبت به زمان (ثانیه) تحت اثر مولفه افقی S69E (الف) و مولفه قائم (ب) شتاب زلزله تفت ۱۹۵۲ با فرض ضریب بستر $\beta = 9$.

جدول ٣: تاثير شيب كف مخزن در پاسخ تغيير مكان افقی تاج سد Pain Flat تحت اثر مولفه افقی و قائم زلزله تفت ١٩٥٢.

Slope of reservoir bed (%)	$L_H\,(mm)$	$L_{HP}(\%)$	$E_H\,(mm)$	$E_{HP}(\%)$	$L_V\,(mm)$	$L_{VP}(\%)$	$E_V\,(mm)$	$E_{VP}(\%)$
0	39.2	0	36.9	0	15.9	0	14.3	0
4	36.1	-7.8	34.0	-7.9	15.5	-2.2	14.4	1.1
8	35.7	-8.9	33.4	-9.3	16.3	-2.8	14.7	3.3

جدول ٤ : تاثير شيب وجه بالادست سد (در كل ارتفاع) در پاسخ تغيير مكان افقی تاج سد Pain Flat تحت اثر مولفه افقی و قائم زلزله تفت ١٩٥٢.

Slope of upstream face of dam (%)	$L_H\,(mm)$	$L_{HP}(\%)$	$E_H\,(mm)$	$E_{HP}(\%)$	$L_V\,(mm)$	$L_{VP}(\%)$	$E_V\,(mm)$	$E_{VP}(\%)$
Vertical	65.9	0	61.0	0	16.8	0	16.6	0
5	33.5	-49.2	31.6	-48.2	13.6	-18.9	13.3	-19.5
10	28.6	-56.6	27.2	-55.3	15.8	-5.8	15.7	-5.5
15	28.3	-57.0	27.9	-54.3	15.0	-10.5	14.6	-12.2

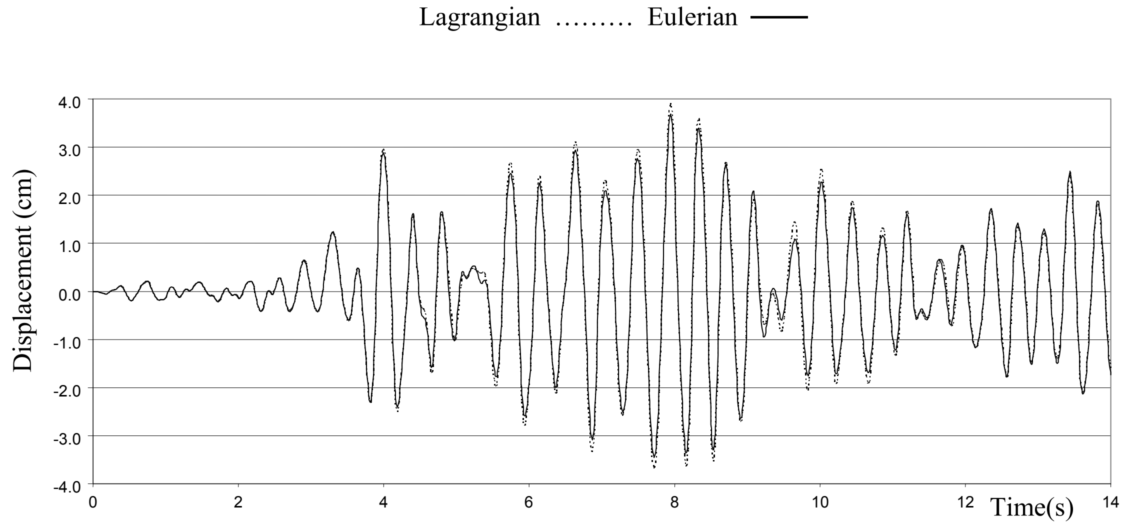
جدول ٥ : تاثير شيب وجه بالادست سد (در نيمه تحتانی) در پاسخ تغيير مكان افقی تاج سد Pain Flat تحت اثر مولفه افقی و قائم زلزله تفت ١٩٥٢.

Slope of upstream face of dam (%)	$L_H\,(mm)$	$L_{HP}(\%)$	$E_H\,(mm)$	$E_{HP}(\%)$	$L_V\,(mm)$	$L_{VP}(\%)$	$E_V\,(mm)$	$E_{VP}(\%)$
Vertical	65.7	0	60.7	0	16.9	0	16.7	0
5	53.1	-19.2	48.6	-19.9	16.1	-4.9	16.4	-1.8
10	42.8	-34.7	40.0	-34.2	15.9	-5.7	15.8	-5.6
15	35.8	-45.4	33.8	-44.3	14.8	-12.6	14.7	-11.8

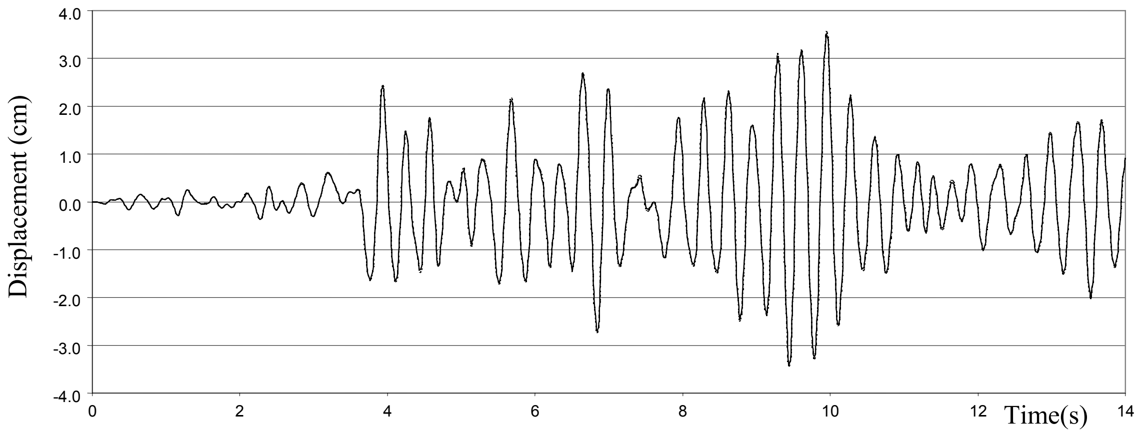
جدول ٦ : تاثير عمق مخزن در پاسخ تغيير مكان افقی تاج سد Pain Flat تحت اثر مولفه افقی و قائم زلزله تفت ١٩٥٢.

Reservoir depth	Earthquake component acceleration	Maximum displacement of dam crest in Lagrangian method	Different w.r.t. the full reservoir in Lagrangian method (percent)	Maximum displacement of dam crest in Lagrangian method	Different w.r.t. the full reservoir in Eulerian method (percent)
Full	Horizontal	39.2	0	36.9	0
2/3		35.7	-8.9	35.1	-4.7
1/3		30.9	-21.0	30.9	-16.2
0		30.6	-21.9	30.6	-17.1
Full	Vertical	14.5	0	14.3	0
2/3		3.7	-74.6	3.6	-74.7
1/3		4.1	-71.6	4.1	-71.0
0		5.1	-65.1	5.1	-64.5

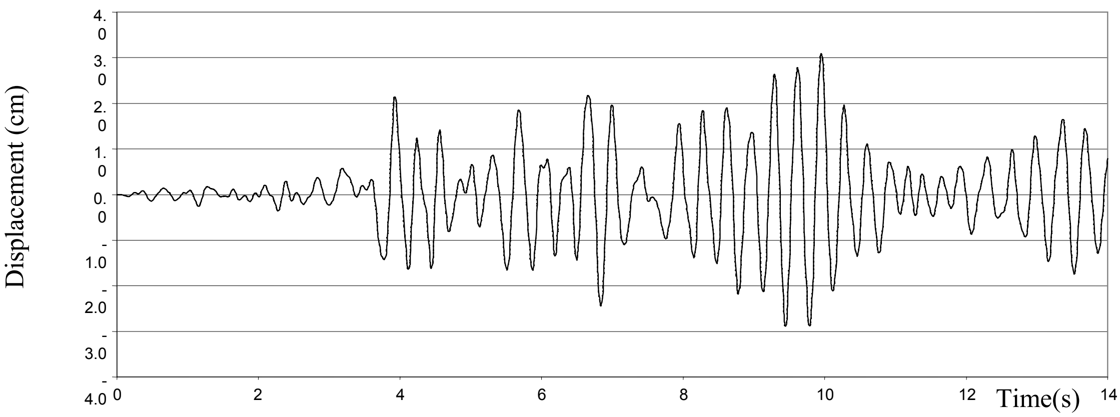
(a)



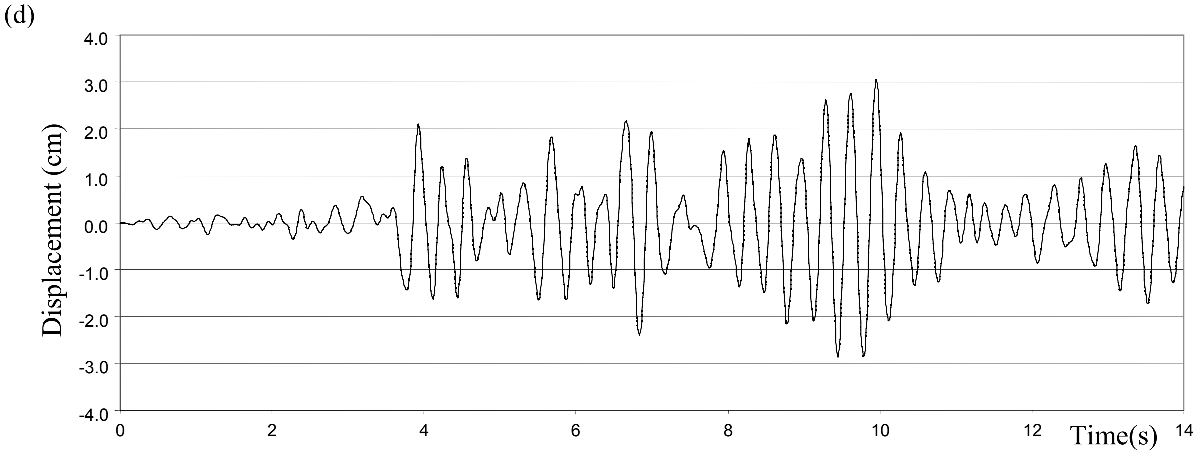
(b)



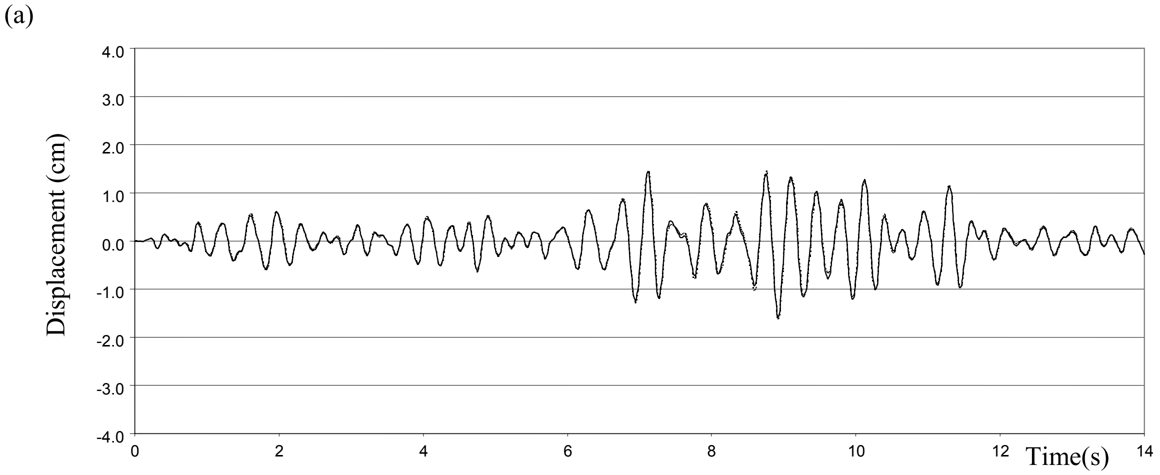
(c)

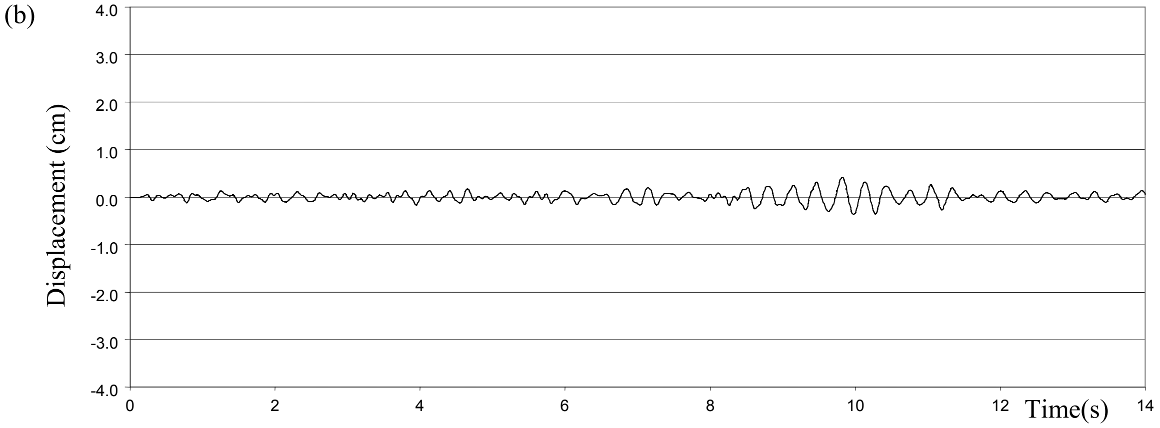


شکل ۸ : پاسخ تغییر مکان افقی تاج سد Pine Flat برحسب زمان (ثانیه) تحت اثر مولفه افقی S69E زلزله تفت ۱۹۵۲ با ضریب بستر $\beta = 9$ و مخزن پر (الف) , مخزن دو سوم پر (ب), مخزن یک سوم (پ) و مخزن کاملاً خالی (ت) .



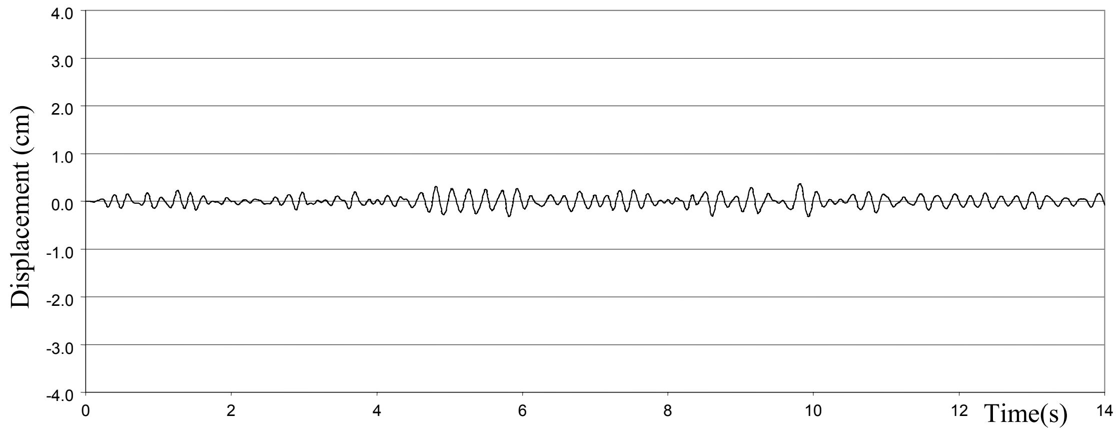
ادامه شکل ۸ : پاسخ تغییر مکان افقی تاج سد Pine Flat برحسب زمان (ثانیه) تحت اثر مولفه افقی S69E زلزله تفت ۱۹۵۲ با ضریب بستر $\beta = 9$ و مخزن پر (الف) , مخزن دو سوم پر (ب), مخزن یک سوم (پ) و مخزن کاملاً خالی (ت) .



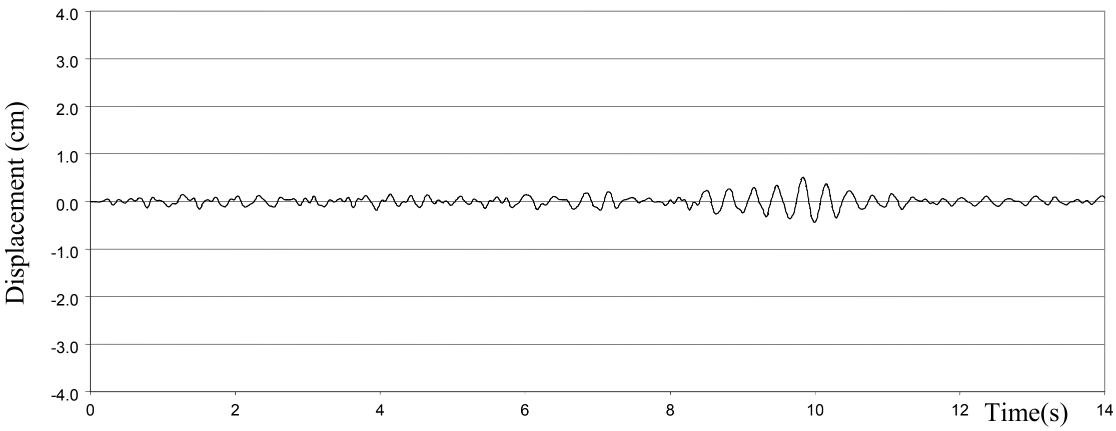


شکل ۹ : پاسخ تغییر مکان افقی تاج سد Pine Flat برحسب زمان (ثانیه) تحت اثر مولفه قائم زلزله تفت ۱۹۵۲ با ضریب بستر $\beta = 9$ و مخزن پر (الف) , مخزن دو سوم پر (ب), مخزن یک سوم (پ) و مخزن کاملاً خالی (ت) .

(c)



(d)



ادامه شکل ۹ : پاسخ تغییر مکان افقی تاج سد Pine Flat برحسب زمان (ثانیه) تحت اثر مولفه قائم زلزله تفت ۱۹۵۲ با ضریب بستر $\beta = 9$ و مخزن پر (الف) , مخزن دو سوم پر (ب), مخزن یک سوم (پ) و مخزن کاملاً خالی (ت) .

از جداول مذكور مشاهده مي شود كه با كاهش ارتفاع آب مخزن، در حالت شتاب افقي زمين پاسخ تا ۳۷ درصد كاهش يافته‌است و اين كاهش ، در حالت شتاب قائم زمين به ۶۵ درصد نيز مي رسد. لذا ضمن تاكيد بر اثر عمق مخزن و اندركنش سد و مخزن بر پاسخ سيستم سد-مخزن مي توان نتيجه گرفت كه تاثير مخزن در پاسخ به مؤلفه قائم زلزله بسيار بيشتر از پاسخ به مؤلفه افقي زلزله مي‌باشد. ضمن اينكه ميزان تاثير عمق مخزن در دو روش لاگرانژي و اويلري تقريبا به يك اندازه است.

از نكات قابل توجه در نتايج حاصله اختلاف نسبتا زياد پاسخ بين دو حالت مخزن پر و مخزن دو سوم پر تحت مولفه قائم شتاب زلزله است، در حاليكه اين اختلاف در حالات دو سوم پر و اعماق كمتر مشاهده نمي‌شود.

علاوه بر تحليل هايي كه نتايج آن در فوق براي سد Pine Flat آمده، محاسبات براي شتاب نگاشت هاي مختلف ديگري از جمله Elcentro 1940 نيز صورت پذيرفته كه نتايج مشابهي را در بر داشته است.

نتيجه گيري

با توجه به فرضيات و تحليل‌هاي صورت گرفته در اين تحقيق ، مزايا و معايب روشهاي لاگرانژي و اويلري از چند ديدگاه قابل بررسي مي باشند:

۱-در روش اويلري، پاسخ سيستم، حساسيت كمتري نسبت به طول انتخابي مخزن دارد. بطوريكه با افزايش طول مخزن به بيش از ۲H ، تغييرات در پاسخ ناچيز است . درحاليكه در روش لاگرانژي اين طول به ۳H مي رسد.

۲- ميزان تاثير رسوبات كف مخزن بر پاسخ سد در دو روش اويلري و لاگرانژي تقريبا، به يك اندازه است. در هر دو روش مذكور ، تاثير رسوبات تحت شتاب قائم زلزله بسيار بيشتر از تاثير آنها تحت شتاب افقي زلزله مي‌باشد .

۳-در روش لاگرانژي مقادير فشار فقط در نقاط گوس جز آب محاسبه مي گردند و براي محاسبه آن در گره هاي جز نياز به برون يابي مي باشد كه اين خود علاوه بر حجيم تر كردن محاسبات ، از دقت جواب مي كاهد. علاوه بر اين در روش اويلري اگر از حل مستقيم معادلات نامتقارن سيستم سد و مخزن استفاده شود ، سرعت حل بسيار بيشتر از روش لاگرانژي خواهد بود. بطوريكه زمان مورد نياز براي تحليل سد PineFlat در روش اويلري به حدود نصف روش لاگرانژي مي رسد كه علت اين امر وجود دو درجه آزادي براي هر گره در روش لاگرانژي است در حاليكه در روش اويلري در هر گره يك درجه آزادي وجود دارد كه اين امر باعث افزايش تعداد درجات آزادي كلّ سيستم مي شود. امّا اگر براي حل دستگاه معادلات ديناميكي در روش اويلري از روش تكرار استفاده شود ، روش اويلري از سرعت كمتري نسبت به روش لاگرانژي برخوردار خواهد بود.

۴-روش اويلري فقط قادر به مدلسازي مخزن در حالت ديناميكي است. لذا در روش اويلري امكان تحليل استاتيكي وجود ندارد درحاليكه در روش لاگرانژي ، تحليل استاتيكي سيستم سد-مخزن يا مخزن به تنهائي همانند اجسام جامد، به سهولت انجام پذير است.

۵-در روش اويلري محدوديّت خاصي در خصوص انتخاب نوع جز مورد استفاده وجود ندارد، در حاليكه در روش لاگرانژي، براي حصول نتيجه دقيق تر، در انتخاب نوع جز وتعداد نقاط انتگرال گيري گوس محدوديت وجود دارد.

٦-در تحليل هاي انجام شده مشاهده مي‌شود كه در روش لاگرانژي نتايج مقادير بزرگتري (براي فشار در مخزن و تغييرمكان يا تنش در جسم سد) را نسبت به روش اويلري نتيجه مي دهد كه در طراحي‌ها منجر به نتايج دست بالاتري خواهد شد.

۷- در مدلسازي مخزن به روش هاي لاگرانژي و اويلري نتايج مشابهي براي موارد زير بدست آمده است كه در آنها پاسخ به روش لاگرانژي در مجموع اندكي بيشتر از روش اويلري مي باشد:

-شيب كف مخزن تاثير كمي در پاسخ سيستم تحت تحريك شتاب افقي و قائم زمين دارا مي باشد (تا ۱۰ درصد براي شيب كف ۸ درصد). با افزايش شيب كف مخزن ، پاسخ حاصل از شتاب افقي زمين كاهش و پاسخ حاصل از شتاب قائم زمين افزايش مي‌يابد.

- با افزايش بخش شيب دار وجه بالادست سد، پاسخ سيستم كاهش مي‌يابد. اين كاهش در صورتيكه كل ارتفاع سد شيب‌دار باشد، بيشتر از حالتي است كه تنها نيمه پائيني سد شيب دار باشد. ضمن اينكه ميزان كاهش پاسخ به اندازه اي است كه نمي توان از آن صرفنظر كرد.

- عمق مخزن تاثير بسيار زيادي در پاسخ سيستم سد و مخزن داشته و اين تاثير در پاسخ به مؤلفه قائم زلزله بسيار بيشتر از پاسخ به مؤلفه افقي زلزله مي باشد.

مراجع

1 - Westergaard, H. M. (1933). "Water pressure on dams during earthquakes." *ASCE.*

2 - Zangar, C. N. and Haefei, R. J. (1952). *Electric analog indicates effects of horizontal earthquake shock on dams* .Civil Eng., PP.54-55.

3 - Zienkiewicz, O. C. and Nath, B. (1963). "Earthquake hydrodynamic pressure on arch dams an electric analog solution." *Proc. Inst. Civil. Eng.,* Vol. 25,PP.165-176.

4 - Kotsubo, S. (1961). "External forces on arch dams during earthquakes." *Memories Faculty of Engineering,* Kyushu University, Fukuoka, Japan, Vol. 20, No. 4.

5 - Bustamante, J. I., Rosenblueth, E., Herrera, I., and Flores, A. (1963). "Presion hidrodynamica en presas y depositos" *Boletin Sociedad Mexicana de Ingenieria Sismica*, Vol. 1, No. 2.

6 - Chopra, A. K. (1967). "Hydrodynamic pressure on dams during earthquakes." *Proc., ASCE ,* EM6.

7 - Chopra, A. K. (1968). "Earthquake behavior of dam-reservoir system." *J. Eng. Mech., ASCE 94*, PP.1475-1499.

8 - Saint John, C. M. (1972). "Finite element analysis of two and three-dimension jointed structures-computer programs." *Rock Mechanics Research Report No.13,* Imperial College, London, United Kingdom.

9 - Chopra, A. K., Chakrabarti, P. (1981). "Earthquake analysis of concrete gravity dams including dam-fluid-foundation rock interaction." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics,* Vol. 9, PP.363-383.

10- Hall, J. F. and Chopra, A. K. (1982). "Two dimensional dynamic analysis of concrete gravity and embankment dams including hydrodynamic effects." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics,* Vol. 10, PP.305-332.

11 - Feneves, G., Chopra, A. K. (1985). "Effects of reservoir bottom absorption and dam-water-foundation rock interaction on frequency response functions for concrete gravity dams." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics,* Vol. 13, PP.13-31.

12 - Lotfi, et al. (1987). "A technique for the analysis of the response of dams to earthquakes." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics,* Vol. 15, PP.463-490.

13 - Bouaanani, et al. (2003). "A closed-form formulation for earthquake-induced hydrodynamic pressure on gravity dams." *J. Sound and Vibration,* Vol. 261, PP.573-582.

14 - Feneves, G. and Chopra, A. K. (1984). "Earthquake analysis of concrete gravity dams including bottom absorption dam-water-foundation rock interaction." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics,* Vol. 12, PP.663-683.

15 - Lotfi, V. and Tassoulas, J. L. (1986). *Analysis of the response of dams to earthquakes*. Report GR86-2, The University of Texas, Austin.

16- Medina, at el., (1990). "On the response of dams to earthquakes including the effects of sediments." *J. Struct. Eng.,* Vol. 116, PP.3108-3121.

17- Kucukarslan, S. (2003). "Dam-Reservoir interaction including the reservoir bottom effects in time domain." *Proc., 16th ASCE Eng. Mech. Conference,* University of Washington, Seattle.

18- Wilson, E. L. and Khalvati, M. (1983). "Finite elements for dynamic analysis of fluid-solid systems." *Int. J. Num. Meth. Eng.*, Vol. 19.

19 - Navayineya, B. and Ahmadei, M. T. "Hydrodynamic analysis of dam and reservoir using Lagrangian method." *I. J. of Eng. Science and Industrial University*, Vol. 6, No.1

20 - Alijamshidi, D. (2004). *Assessment of Lagrangian and Eulerian methods for determination of hydrodynamics pressures on concrete gravity dams under seismic effect.* M.Sc. thesis, Civil Engineering Dept., Mazandaran University (in Persian).

21- Beer, G. (1985). "An isoparametric joint/interface element for finite elements analysis." *Int. J. Num. Eng.,* Vol. 21.

22 - Vaseghi, Amiri, J. (1997). *Nonlinear dynamic analysis of tensile-shear failure in gravity dams including hydrodynamic interaction due to seismic loads.* PhD thesis, Tarbiyate Modares University (in Persian).

23 - Bathe, K. J. (1996). *Finite Element Procedures in Eng. Analysis.* Prentice Hall.

24 - Chopra, A. K., Chakrabarti, P. and Gupta, S. (1980). *Earthquake Response of Concrete Gravity Dams including Hydrodynamic and Foundation rock interaction Effects*. Report No. UCB/EERC-80/01 January 1980.