

روش عددی بر مبنای احجام محدود برای برآورد توزیع فشار هیدرودینامیکی در سیستم سدهای بتنی - مخزن با هندسه نامنظم

فرهود کلاته^{۱*}

۱- استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

*fkalateh@tabrizu.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۶/۸/۴]

تاریخ دریافت: [۹۵/۱۰/۲۶]

چکیده

در این مقاله مدل عددی برای بررسی و تعیین توزیع فشار هیدرودینامیکی در مخزن سد در اثر تحریک ناشی از زمین لرزه ارائه شده است. با توجه به تعدد پارامترهای موثر در چگونگی تغییرات توزیع فشار هیدرودینامیک در این پژوهش سعی شده با استفاده از روش حجم محدود به شیوه حل صریح، امکان بررسی توزیع فشار هیدرودینامیک در مخزن سد لحاظ شود. بدین منظور از المان‌های چهارضلعی با الگوی سلول مرکزی استفاده شد و با توجه به تغییرات ناچیز فشار هیدرودینامیک در امتداد عرض مخزن با استفاده رابطه لایب نیتز با متوسط‌گیری در این امتداد، معادله دیفرانسیل دو بعدی حاکم در صفحه مرکزی مخزن با ارضاء شرایط مرزی حل شد. امکان جذب امواج فشاری توسط رسوبات کف مخزن و دیواره‌های جانبی و تأثیر آن بر توزیع فشار هیدرودینامیک در شرایط مرزی مورد استفاده منظور شده و همچنین شرط مرزی دقیقی برای مرز جذبی انتهای مخزن اعمال شد.

واژگان کلیدی: فشار هیدرودینامیک، روش حجم محدود، اندرکنش سد - مخزن، سد بتنی وزنی، شرط مرزی دور دست مخزن

۱- مقدمه

زلزله مد نظر قرار می‌گیرد. در راستای این هدف مطالعات متعددی در این زمینه صورت گرفته است. Westergard [1] برای اولین بار فشار هیدرودینامیک آب روی سدهای بتنی وزنی تحت تأثیر حرکت هارمونیک افقی زمین را محاسبه کرد. Bustamante [2] نشان داد که در سدهای متعارف که نسبت طول به عمق مخزن آنها بیش از سه است فرض نامحدود بودن طول مخزن خطایی کمتر از پنج درصد نسبت به حالتی که مخزن با طول واقعی خود تحلیل شود در پی خواهد داشت همچنین وی خطای ناشی از چشم‌پوشی کردن از تأثیر امواج سطحی بر فشار هیدرودینامیک پشت سد را به

لازمه طراحی و ارزیابی مناسب پایداری سدها در برابر نیروی زمین لرزه، برآورد دقیق نیروهای وارد شده و تحلیل و طراحی در برابر آنها است. شکست احتمالی و یا صدمه سدها به عنوان سرمایه‌های ملی یک کشور می‌تواند موجب خسارت مالی و جانی فراوانی شود. بنابراین ضرورت امر ایجاب می‌کند که مطالعات دقیقی به منظور برآورد نیروهای وارد شده بر سدها صورت پذیرد. محاسبه فشارهای هیدرودینامیکی وارد بر سدها از مهمترین مسائل هیدرودینامیکی مطرح در مهندسی زلزله است که به صورت بارگذاری فوق العاده در هنگام وقوع

شکل تابعی از عمق مخزن و فرکانس ارتعاش زمین محاسبه نمود Chopra [3] با بررسی تاثیر تراکم پذیری آب بر پاسخ فشار هیدرودینامیک مخزن نشان داد که برای سیال تراکم ناپذیر حل وسترگارد در کلیه فرکانس‌های بارگذاری صادق است اما در سدهای بلند تراکم پذیری آب بر پاسخ نیروی هیدرودینامیک در فرکانس‌های بالا قابل توجه است. Nath [4] مسئله را به کارگیری تکنیک تفاضلات محدود و با صرفنظر از آثار میرایی تشعشی بررسی کرد. Chopra و Chakrabarti [5] مخزن سد را به صورت محیط پیوسته بی نهایت مدل نموده‌اند. حل تحلیلی مسئله جرم افزوده در حالت دو بعدی به واسطه مؤلفه افقی شتاب زمین برای سد صلب و با سطح بالادست مایل با زاویه ثابت توسط Housner و Chwang [6] با استفاده از فرضیه تعادل ممنت ا ارائه شده است. در ادامه Saini [7]، Chopra و Chakrabarti [8]، Hall و Chopra [9]، Fenves و Lotfi، [10] و Chakrabarti [11] مسئله را در حوزه فرکانسی و با استفاده از روش المان محدود مورد مطالعه قرار دادند. بررسی این پدیده در حوزه زمانی و با تکنیک اجزاء محدود، توسط Sharan [12] و Tsai [13] انجام شده است. در فرمولبندی و شبیه‌سازی عددی در قلمرو زمانی پژوهشگران مختلف شرط‌های مرزی خاصی را به منظور بررسی آثار تشعشع امواج فشاری هیدرودینامیکی در مرزهای دور دست ارائه نموده‌اند. فرمولاسیون المان مرزی مسئله در حوزه فرکانسی توسط Humar و Jablonski [14] و Dominguez [15] ارائه شده است. بکارگیری همین روش ولی در حوزه زمانی توسط Wept [16] و Antes [17] صورت پذیرفته است. yong-sik و همکاران [18] با استفاده یک روش تحلیلی بر اساس معادلات انتگرالی مرزی به محاسبه فشار هیدرودینامیک در مخزن سدهای بتنی وزنی پرداخته‌اند. Kucukarsalan و همکاران [19] با استفاده از روش المان محدود و با اعمال شرط مرزی ویژه‌ای آثار رسوبات کف مخزن در اندرکنش سد - مخزن را مطالعه کرده‌اند. Aydin و همکاران [20] با استفاده از معادلات حاکم بر جریان سیال و با بی بعد سازی این معادلات به تحلیل اندرکنش سد - مخزن تحت زمین لرزه اقدام نموده‌اند. Tarinejad [21] با

بکارگیری روش المان طیفی مدل عددی را برای بررسی مسئله اندرکنش سد - مخزن توسعه داده‌اند. زمانی که سیستم سد - مخزن در معرض زلزله قرار می‌گیرد، فشار هیدرودینامیکی علاوه بر فشار هیدرواستاتیک بر سطح بالادست سد که در تماس با سیال است اعمال می‌شود. این فشار هیدرودینامیک در اثر ارتعاش سد و آب ذخیره شده در مخزن ایجاد می‌شود و باید توجه داشت که به دلیل نیروی برشی ناچیز ما بین کف مخزن و محیط سیال حجم عظیم آب پشت مخزن مستقیماً تحت تاثیر حرکت زمین قرار نمی‌گیرد و تنها در اثر ارتعاش سد در محیط مخزن امواج فشار هیدرودینامیک ایجاد شده و بسمت بالادست منتشر می‌شود. سدهای قوسی بخش اعظمی از فشارهای هیدرودینامیکی و سایر نیروهای وارد شده را با انتقال آنها بواسطه عملکرد قوسی به دیواره‌های جانبی تکیه - گاهها، تحمل می‌کنند. به دنبال آن اندرکنش سد و آب مخزن و اندرکنش سد و صخره سنگی پی دو پارامتر بسیار مهم و تاثیرگذار در بررسی پاسخ دینامیکی سدهای قوسی در طی زمین لرزه است. بنابراین بررسی پاسخ دینامیکی واقعی سدهای قوسی در برابر بارهای لرزه‌ای مسئله‌ای بسیار پیچیده و وابسته به پارامترها و عوامل متعددی است. برای بررسی این پدیده دیدگاههای متفاوتی مطرح است که سه دیدگاه اصلی بشرح زیر معرفی می‌شود:

۱) مدل جرم افزوده (added mass) ساده‌ترین مدل است.

۲) دیدگاه اولری در بررسی اندرکنش سد - مخزن: در این روش مجهول اصلی در قلمرو سازه تغییر مکان‌های گرهی و در قلمرو سیال فشارهای گرهی فرض می‌شود. بنابراین متغیرها در محیط سیال و سازه متفاوت است و برای حل سیستم کوپله و معادلات حاکم به روش‌های عددی باید برنامه رایانه‌ای خاصی تهیه شود.

۳) دیدگاه لاگرانژی در بررسی اندرکنش سد - مخزن در این روش مجهول اصلی در هر دو حوزه سازه و سیال تغییر مکان‌های گره فرض می‌شود. مزیت عمده این روش عدم نیاز به تهیه برنامه رایانه‌ای به ویژه برای حل معادلات کوپله حاکم و امکان بکارگیری برنامه‌های چند منظور در دسترس برای بررسی اندرکنش مخزن - سد است. هر چند که استفاده

مشکل خاصی ایجاد نمی‌کند ولی در مدل‌سازی محیط‌هایی که از مصالح با مشخصات متفاوت تشکیل می‌شوند باعث بروز مشکلاتی می‌شود. مانند مسائل مرتبط با اندرکنش سازه و پی زیرین.

برای تعمیم این روش می‌توان ماتریس میرایی را بصورت ترکیب دیگری از ماتریس‌های جرم و سختی به صورت زیر معرفی نمود:

$$[C] = [M]_r \sum_r a_r ([m]^{-1} [K])^r \quad (۳)$$

که r می‌تواند هر مقداری در محدود $-\infty < r < \infty$ را داشته باشد. البته باید توجه داشت ماتریس میرایی رابلی حالت خاصی روش ارائه شده در بالا است که با فرض $r=2$ بدست خواهد آمد. با استفاده از ماتریس میرایی حاصل در رابطه بالا محاسبه ضرائب میرایی مورد لزوم به ازای هر تعداد مود ارتعاشی امکان پذیر خواهد بود. و با توجه به اینکه برای هر مود i ام، میرایی مدال بصورت زیر بیان می‌شود:

$$C_i = \{\phi\}_i^T [c] \{\phi\}_i = 2\xi_i \omega_i M_i \quad (۴)$$

با ترکیب دو رابطه بالا و با توجه به رابطه زیر:

$$[K] \{\phi\}_i = \omega_i^2 [m] \{\phi\}_i$$

می‌توان نوشت:

$$\xi_i = \frac{1}{2\omega_i} \sum_r a_r \cdot \omega_i^{2r} \quad (۵)$$

میرایی مودال حاصل از این روش دارای خواص تعامد مودها نسبت به آن بوده و بنابراین در تبدیلات مختصات فیزیکی به مختصات نرمال رسیدن به معادلات مستقل تک مجهولی امکان پذیر خواهد بود. از روش اجزاء محدود برای گسسته سازی محیط سازه سد استفاده شده است. با محاسبه ماتریس‌های سختی و جرم و میرایی و تشکیل معادله تعادل دینامیکی در بخش آبی از این معادله برای محاسبه پاسخ سیستم کوپله سد - مخزن استفاده می‌شود.

از المان‌های سیال لاگرانژی باعث ایجاد مشکلات عددی در تحلیل می‌شود. به عبارت دیگر در تحلیل مدل سیستم سیال - سازه با فرض تغییر مکان‌های گرهی به عنوان مجهول اصلی محیط سیال مدهای جعلی با انرژی صفر تحمیل می‌شود. پژوهش‌های فراوانی به منظور اصلاح المان‌های سیال لاگرانژی صورت پذیرفته است. روشی که در این مقاله به آن می‌پردازیم حل معادله دینامیکی مخزن با روش حجم محدود دوبعدی است. در روش حجم محدود از فرم انتگرالی معادلات حاکم استفاده می‌شود. بنابراین قلمرو حل می‌تواند دارای شکل نامنظمی باشد و این موضوع مشکلی در این روش حل عددی ایجاد نخواهد نمود و همچنین این روش پیچیدگی روش المان محدود را نیز ندارد و معادلات انتگرالی حاصل ساده‌تر است.

۱- معادله دینامیکی محیط سازه سد

معادله تعادل دینامیکی حاکم بر سازه سد به فرم زیر نوشته می‌شود:

$$[M] \{\ddot{U}\} + [C] \{\dot{U}\} + [K] \{U\} = -\{R(t)\} \quad (۱)$$

در این رابطه $[M]$, $[C]$, $[K]$ به ترتیب ماتریس‌های جرم و میرایی و سختی محیط سازه سد است. و بردارهای $\{U\}$ و $\{R(t)\}$ به ترتیب بردار جابه جایی قلمرو سازه سد و بردار بار متغیر با زمان و یا تحریک پایه موثر بر سازه سد و نیروی ناشی از فشار هیدرو دینامیک وارد بر وجه بالادست سد است. با استفاده از تکنیک المان‌های محدود و گسسته نمودن آن به المان‌های ایزوپارامتریک چهارگره‌ای می‌توان ماتریس‌های سختی و جرم محیط سازه سد را بدست آورد. ماتریس میرایی سازه براساس میرایی رابلی محاسبه می‌شود. در این صورت ماتریس میرایی به صورت ترکیب خطی از ماتریس‌های جرم و سختی تعریف می‌شود. بنابراین می‌توان نوشت:

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad (۲)$$

فرض میرایی رابلی در فرمولاسیون اجزاء محدود باعث می‌شود که مدهای بالاتر در قیاس با مدهای پایین‌تر میرا تر باشند. هرچند که این موضوع در مدل‌سازی سازه‌های متداول

که $a_{ns\ Hor}$ شتاب افقی سازه در جهت عمود بر مرز مشترک آب و سازه است.

۲-۱-۲) شرط مرزی ما بین آب داخل مخزن سد و بستر مخزن که به صورت Γ_2 نمایش داده می شود با رابطه زیر تعریف می شود:

$$\frac{\partial P}{\partial n} = -\rho \cdot a_{ns\ Ver} + \left(\frac{1}{\beta \cdot C_w} \right) \cdot \frac{\partial P}{\partial t} \quad (9)$$

در رابطه بالا $a_{ns\ Ver}$ شتاب عمودی زمین لرزه در امتداد نرمال بر مرز مشترک کف مخزن و مخزن است و β نسبت امپدانس آکوستیکی محیط پی به محیط سیال است. که برای سنگ کف یکپارچه برابر با ۵ و برای مخزنی که از رسوبات انباشته شده باشد برابر ۱ منظور می شود.

۳-۱-۲) شرط مرزی برای سطح آزاد آب مخزن

که با Γ_4 نمایش داده می شود با رابطه زیر بیان می شود:

$$\frac{\partial P}{\partial n} = -\frac{1}{g} \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} \quad (10)$$

این شرط مرزی بر اساس منظور نمودن آثار جرمی ناشی از امواج سطحی بدست آمده است.

۴-۱-۲) شرط مرزی در مرز انتهایی مخزن

با نماد Γ_3 نشان داده شده و می توان شرط مرزی در این مرز را با رابطه زیر ارائه نمود:

$$P = 0 \quad (11)$$

در رابطه بندی المان محدود قلمرو نامحدود مخزن سد این شرط مرزی موجب بروز مشکلاتی در مدل سازی های عددی می شود. برای برطرف نمودن این مشکل باید قلمرو نامحدود مخزن را در فاصله مشخص در بالادست سازه سد قطع نمود. متداولترین شرط مرزی مورد استفاده در این مرز شرط تشعشی سامرفلد است.

$$\frac{\partial P}{\partial n} = \frac{1}{C_w} \frac{\partial P}{\partial t} \quad (12)$$

۲- معادله حاکم بر قلمرو سیال و شرایط مرزی مسئله

در مطالعه حاضر فقط قلمرو سیال مورد بررسی قرار گرفته است. معادله دیفرانسیل حاکم بر انتشار امواج هیدرودینامیک در محیط مخزن جزو دسته معادلاتی موسوم به معادلات شبه هارمونیک (Quasi-Harmonic Equation) است که به شکل کلی زیر بیان می شوند:

$$\bar{\nabla} \cdot (k \bar{\nabla} \varphi) + H - \mu \frac{\partial \varphi}{\partial t} - \rho \frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2} = 0 \quad (6)$$

معادله هلم هولتز (Helmholtz) حالت خاصی از معادله (۶) است که با فرض ایزوترپ بودن محیط و چشم پوشی کردن از μ و H و انتخاب فشار به عنوان کمیت مورد نظر به شکل زیر بدست می آید:

$$\nabla^2 P = \frac{1}{C_w^2} \cdot \frac{\partial^2 P}{\partial t^2}, \quad C_w = \sqrt{\frac{K}{\rho}} \quad (7)$$

در معادله فوق P فشار هیدرودینامیک، K مدول حجمی آب، ρ جرم حجمی آب و C_w سرعت انتشار صوت در آب است.

۱-۲) شرایط مرزی محیط مخزن سد

شرایط مرزی محیط مخزن که در شکل (۱) نشان داده شده است مطابق توضیحات زیر است.

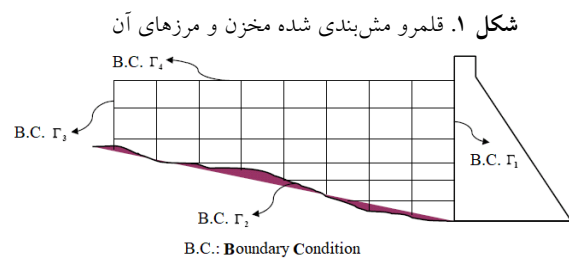


Fig. 1. Meshed reservoir and corresponded boundaries

۱-۱-۲) شرط مرزی سطح تماس

آب مخزن با بدنه سد: که با نماد Γ_1 نشان داده شده است توسط رابطه زیر مشخص می شود:

$$\frac{\partial P}{\partial n} = -\rho \cdot a_{ns\ Hor} \quad (8)$$

بطوریکه $\lambda_n = \frac{(2n-1) \cdot \pi}{2}$ و H ارتفاع آب در مخزن سد و a_n شتاب زمین و ρ جرم مخصوص آب است. حل معادله لاپلاس با فرضیات زیر بدست آمده است:

الف) قلمرو مخزن سد تا بی نهایت ادامه دارد و حرکت آن دو بعدی است.

ب) سطح تماس سد و مخزن قائم است.

ج) سازه مستغرق سد صلب است.

د) کف مخزن سد افقی و صلب است.

۳- گسسته سازی معادله دینامیکی محیط مخزن به روش المان های حجم محدود

روش حجم محدود در دهه ۱۹۷۰ به منظور حل عددی مسایل دینامیک سیالات پایه گذاری شد. مک دانلد و مک کورمک در ۱۹۷۱ هر یک به طور جداگانه این روش را برای حل معادله در فضای دو بعدی ابداع کردند و ریچی در سال ۱۹۷۳ آن را برای فضای سه بعدی بهبود بخشید [22].

شکل ۲- نحوه مش بندی محیط مخزن سد با استفاده از المان های حجم

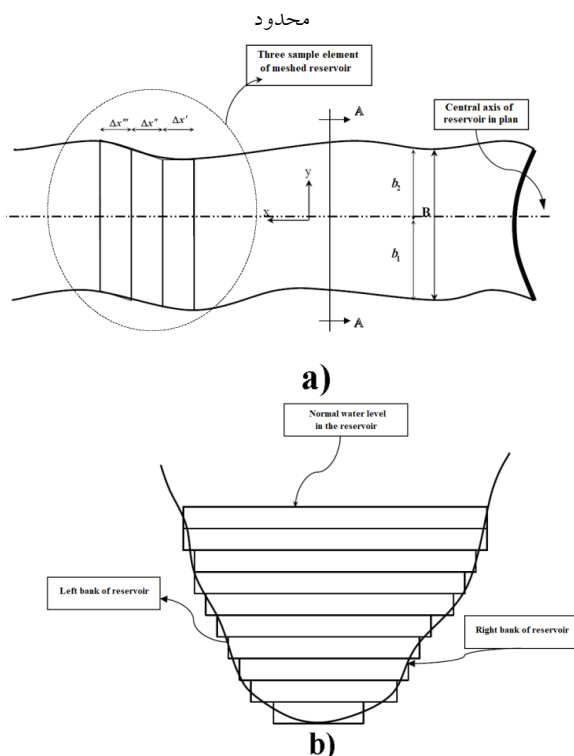


Fig. 2. Meshing of reservoir using finite volume elements

بطوریکه n امتداد نرمال بر مرز را نشان می دهد. در حقیقت تعبیر فیزیکی این شرط مرزی این است که در مرز بالادست مخزن یک گروه مستهلک کننده امواج فشاری قرار داده شده باشد. البته باید توجه داشت که بکارگیری این شرط مرزی رفتار واقعی محیط مخزن را ارائه نمی کند. شرط مرزی زیر در سال ۱۹۸۷، توسط Sharan [12] پیشنهاد شده است.

$$\frac{\partial P}{\partial n} = -\frac{\pi}{2H}P - \frac{1}{C_w} \frac{\partial P}{\partial t} \quad (13)$$

بطوریکه C_w سرعت انتشار موج فشاری در آب و H ارتفاع آب در مخزن می باشند. هرچند که این شرط مرزی، شرط مرزی مناسبتری در مقایسه با شرط مرزی سامرفلد می باشد، در صورتی که مرز انتهایی مخزن نزدیک به سطح بالادست سد انتخاب شود این شرط مرزی نیز موجب جواب های نادرست در برآورد نیروهای ناشی از فشار هیدرودینامیک در سطح تماس سد - مخزن می شود. شرط مرزی استفاده شده در این مقاله در مرز دور دست مخزن، شرط مرزی دقیقی است که براساس حل تحلیلی معادله حاکم بر توزیع فشار هیدرودینامیک مخزن بدست آمده است. معادله حاکم بر توزیع فشار هیدرودینامیک در محیط مخزن با فرض تراکم ناپذیر بودن آب بصورت زیر بیان می شود:

$$\nabla^2 P = 0 \quad (14)$$

در رابطه بالا P فشار هیدرودینامیک در محیط مخزن است.

حل تحلیلی معادله بالا به عبارت است از:

$$P(x, z) = 2a_n \cdot \rho \cdot H \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1}}{\lambda_n^2} \cdot e^{\left(-\lambda_n \frac{x}{H}\right)} \cdot \cos\left(\lambda_n \frac{z}{H}\right) \quad (15)$$

شرط مرزی پیشنهادی در امتداد مرز انتهایی مخزن، از معادله (۱۵) با محاسبه گرادیان فشار هیدرودینامیک در امتداد x بدست می آید. بنابراین می توان نوشت:

$$\frac{\partial P(x, z)}{\partial x} = 2a_n \cdot \rho \cdot H \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1}}{\lambda_n^2} \cdot e^{\left(-\lambda_n \frac{x}{H}\right)} \cdot \cos\left(\lambda_n \frac{z}{H}\right) \quad (16)$$

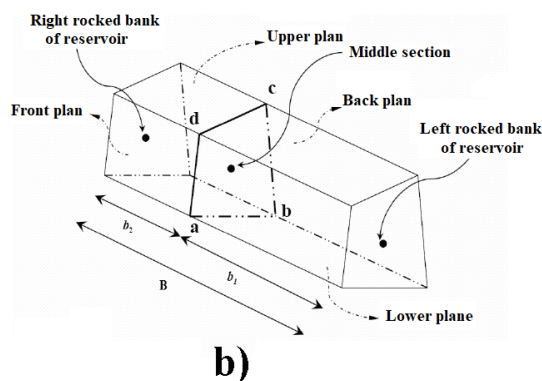


Fig. 3. Geometrical specifications of four-square abcd finite volume, a) Elements adjacent to the original element b) 3D view of original element

k_1 و k_2 پارامترهای وابسته به هندسه سد و عرض و ارتفاع دره در موقعیت المان مفروض است.

$$(RHS)_1 = \oint_{abcd} (Fdz - Gdx) d\Gamma$$

$$= \left[\begin{aligned} & (F_i \cdot \Delta z_{ab} - G_i \cdot \Delta x_{ab}) + (F_j \cdot \Delta z_{bc} - G_j \cdot \Delta x_{bc}) \\ & + (F_k \cdot \Delta z_{cd} - G_k \cdot \Delta x_{cd}) + (F_n \cdot \Delta z_{da} - G_n \cdot \Delta x_{da}) \end{aligned} \right] \quad (18)$$

$$(C_1)_4 = \frac{2}{L_{(4)}} \left[(b_1)_{(4)} + (b_2)_{(4)} - (b_1)_{L_{(4)}} - (b_2)_{L_{(4)}} \right]$$

$$(C_2)_4 = \frac{2}{H_{(4)}} \left[(b_1)_{(4)} + (b_2)_{(4)} - (b_1)_{H_{(4)}} - (b_2)_{H_{(4)}} \right]$$

$$(RHS)_2 = (C_1)_4 \cdot \left[\frac{(P_a + P_b) \cdot \Delta z_{ab} + (P_b + P_c) \cdot \Delta z_{bc} + (P_c + P_d) \cdot \Delta z_{cd} + (P_d + P_a) \cdot \Delta z_{da}}{2A_{abcd}} \right] +$$

$$+ (C_2)_4 \cdot \left[\frac{(P_a + P_b) \cdot \Delta x_{ab} + (P_b + P_c) \cdot \Delta x_{bc} + (P_c + P_d) \cdot \Delta x_{cd} + (P_d + P_a) \cdot \Delta x_{da}}{2A_{abcd}} \right] \quad (19)$$

در روابط بالا $(b_1)_{(4)}, (b_2)_{(4)}, H_{(4)}, L_{(4)}$ به ترتیب عرض مخزن سد در سمت چپ و راست محل نقطه کنترل المان $abcd$ و فاصله قائم و افقی نقطه کنترل (4) از نقطه کنترل مجاور است. بنابراین فرم منقطع شده نهایی معادله بصورت زیر خواهد بود:

$$P_4^{n+1} = 2P_4^n - P_4^{n-1} + \frac{C_w^2 \cdot (\Delta t)^2}{A_{abcd}} \cdot \left[(RHS)_1^n - (RHS)_2^n \right] \quad (20)$$

این روش بر اساس روش باقیمانده‌های وزندار بنیان یافته است که در آن فرمول‌بندی انتگرالی معادلات حاکم به طور مستقیم منقطع شده و به دستگاه معادلات جبری تبدیل می‌شود. مقادیر پایه مانند جرم و اندازه حرکت پس از گسسته سازی معادلات حاکم در حجم مشخص بقای خود را حفظ می‌کند. اجتماع تمام المان‌ها در این روش باید کل بازه را پوشش دهد و حتی ممکن است المان‌ها با یکدیگر همپوشانی هم داشته باشند. فرمول‌بندی روش حجم محدود در دو فرم مرکزیت سلول و یا نقاط گرهی ارائه شده است. در اینجا از فرمول‌بندی حجم محدود بصورت مرکزیت سلول استفاده شده است. منقطع سازی معادلات در دو بخش زیر مطابق شکل (3) بررسی می‌شود:

الف) منقطع سازی معادلات برای المان‌های داخل قلمرو

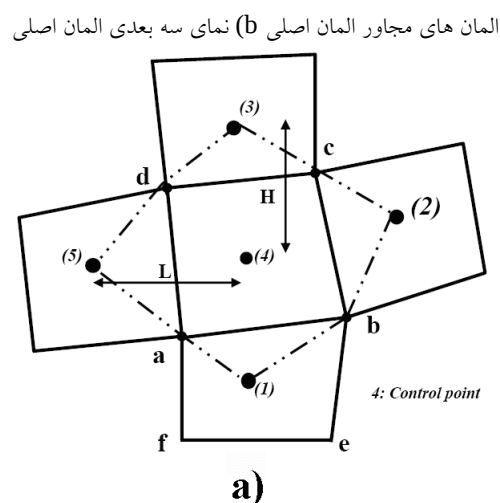
ب) منقطع سازی معادلات برای المان‌های مرزی
سپس چگونگی جمع‌بندی معادلات و حل آن درکل قلمرو محاسباتی در هر گام زمانی ارائه می‌شود.

۱-۳ المان‌های داخلی

با انتگرال‌گیری از معادله دیفرانسیل حاکم بر تغییرات فشار هیدرودینامیک در المان $abcd$ داریم:

$$\int_{abcd} \left(\frac{\partial^2 \bar{P}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{P}}{\partial z^2} \right) dx dz - \int_{abcd} (k_1 + k_2) dx dz = \frac{1}{C_w^2} \int_{abcd} \left(\frac{\partial^2 \bar{P}}{\partial t^2} \right) dx dz \quad (17)$$

شکل ۳. مشخصات هندسی المان حجم محدود چهار ضلعی $abcd$ (a)



ضلع ab ، dc و یا bc بدست می آوریم. پس از مشخص شدن موقعیت نقطه k می توان نوشت:

$$q_m = \beta \cdot \frac{\partial P}{\partial n} = \beta \frac{P_m - P_k}{L_{mk}} \quad (23)$$

بنابراین می توان نوشت:

$$P_m = P_k - q_m \cdot \frac{L_{mk}}{k} \quad (24)$$

باید توجه شود که فشار در نقطه k ثابت منظور نمی شود بلکه باید در یک فرآیند تکراری همراه با متغیر میدان تجدید شود. ترتیب محاسبه در شکل (۶) نشان داده شده است.

شکل ۵. توزیع شار فشاری معلوم بر مرزهای قلمرو حل و چگونگی منقطع

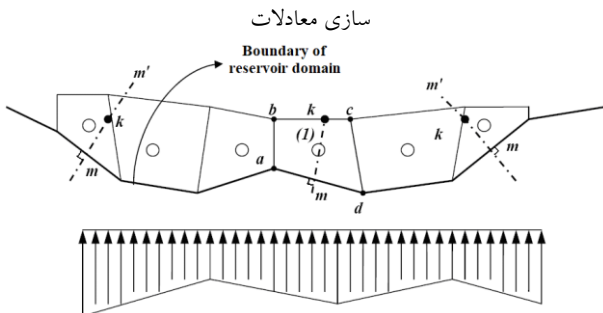


Fig. 5. Distribution of specified pressure flux on computational domain boundary and discretization manner

۴- حل معادلات کوپله سد و مخزن

مطابق شکل (۷) می توان معادلات درگیر سیستم سد و مخزن را به صورت زیر بیان نمود:

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = -F_p(t) - F_1 - M \cdot \ddot{u}_g \quad (25)$$

$$P_4^{n+1} = 2P_4^n - P_4^{n-1} + \frac{C_w^2 \cdot (\Delta t)^2}{A_{abcd}} \cdot [(RHS)_1^n - (RHS)_2^n] \quad (26)$$

در معادله (۲۵) $F_p(t)$ نیروی هیدرودینامیک موثر بر وجه بالادست سد است. که با حل معادله (۲۶) در هر گام زمانی مشخص خواهد شد و همانگونه که پیشتر اشاره شد برای محاسبه توزیع فشار هیدرودینامیک در مخزن سد در هر گام زمانی باید توزیع مولفه های

با استفاده از روش فوق در تمامی المان های داخلی توزیع فشار هیدرودینامیک در گام زمانی $n+1$ در نقاط کنترل هر المان محاسبه می شود، سپس می توان مقادیر فشار را در رئوس المان تجدید نمود. برای نمونه برای راس a از المان $abcd$ مطابق شکل (۴) می توان نوشت:

$$P_a^{n+1} = \frac{\frac{P_4^{n+1}}{L_{a4}} + \frac{P_5^{n+1}}{L_{a5}} + \frac{P_8^{n+1}}{L_{a8}} \frac{P_9^{n+1}}{L_{a9}}}{\frac{1}{L_{a4}} + \frac{1}{L_{a5}} + \frac{1}{L_{a8}} \frac{1}{L_{a9}}} \quad (21)$$

در رابطه (۲۱) L_{ij} فاصله گره i از گره j است.

شکل ۴. تجدید مقادیر فشار در رئوس المان های حجم محدود

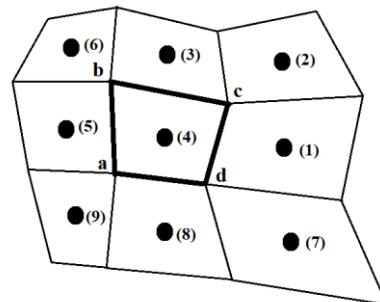


Fig. 4. Renew of pressure value in the vertices of finite volume

۲-۳ المان های مرزی

مطابق شکل (۵) با فرض معلوم بودن توزیع فشار روی مرز با استفاده از الگوریتم زیر مقادیر فشار را در نقاط کنترل المان های مرزی بدست می آوریم:

(۱) برای المان نمونه $abcd$ وسط یال مرزی ab المان را m می نامیم. مختصات m را به صورت زیر بدست می آوریم:

$$x_m = \frac{1}{2}(x_a + x_b) \quad (22)$$

$$y_m = \frac{1}{2}(y_a + y_b)$$

بنابراین گرادیان فشار در نقطه m از رابطه $q_m = \frac{1}{2}(q_a + q_b)$ قابل محاسبه خواهد بود. ترتیب محاسبات بدین صورت است از نقطه m خطی عمود بر ab رسم می کنیم. این خط را mm' می نامیم، محل تلاقی خط mm' را با یکی از اضلاع المان یعنی

معادلات محیط سازه و سیال از روش انتگرال گیری عددی استفاده شده است. روش های انتگرال گیری عددی به دو دسته ضمنی (Implicit) و صریح (Explicit) تقسیم می شوند، در این مقاله دقت و کارایی روش نیومارک که جزو روش های ضمنی محسوب می شود، مناسبتر از سایر روش ها تشخیص داده شد و از حالت خاصی از این روش موسوم به روش شتاب میانگین ثابت استفاده شده است. در این روش مسئله بصورت گام به گام حل می شود. به این ترتیب که با معلوم بودن پاسخ سیستم تا گام زمانی n ام، پاسخ سیستم در گام زمانی $n+1$ محاسبه می شود. برای این منظور از معادله تعادل دینامیکی سیستم در گام زمانی $n+1$ ام استفاده می شود.

$$[M]\{\ddot{x}\}_{n+1} + [C]\{\dot{x}\}_{n+1} + [K]\{x\}_{n+1} = R_{n+1} \quad (27)$$

شکل ۸. فلوچارت محاسبه اندرکنش سازه و آب

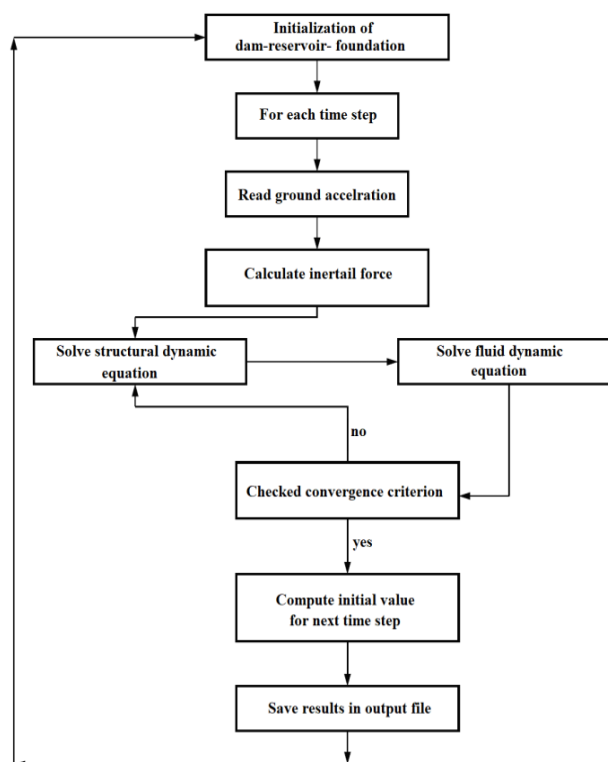


Fig. 8. Flow chart of fluid-structure interaction modeling

گام های روش محاسباتی به شرح زیر است:

- ۱) گام زمانی Δt را انتخاب می کنیم.
- ۲) شرایط اولیه سیستم را معین می کنیم.
- ۳) ماتریس جرم مؤثر سیستم را محاسبه می کنیم:

$$[M]^{eff} = [M] + \frac{\Delta t}{2} \cdot [C] + \frac{\Delta t^2}{4} [K] \quad (28)$$

شتاب ناشی از زلزله در سطح تماس سد و مخزن مشخص شود. بنابراین دو معادله فوق باید بطور همزمان حل شوند. با توجه به این موضوع که حل همزمان معادلات فوق بسیار دشوار و زمانبر است (Staggered Scheme) برای ممانعت از این موضوع از روش تکرار تناوبی (Staggered Scheme) استفاده می شود.

شکل ۶. ترتیب محاسبه توزیع فشار هیدرو دینامیک در مخزن سد

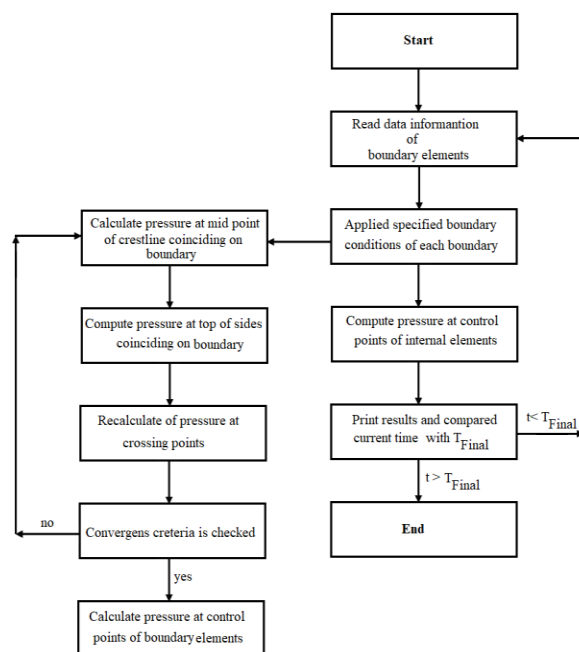


Fig. 6. Flow chart of hydrodynamic pressure calculation on the reservoir

شکل ۷. مدل دو بعدی اجزاء محدود- حجم محدود سد وزنی - مخزن و

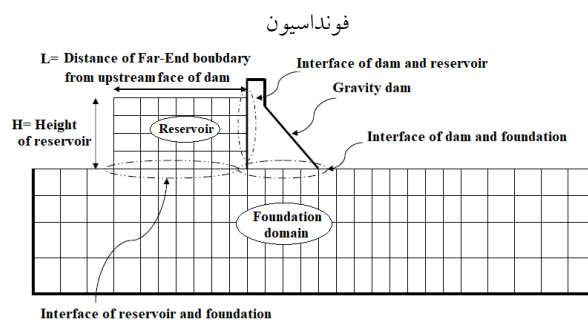


Fig. 7. Finite element- Finite volume 2D model of dam-foundation-reservoir

در این روش معادلات محیط سازه و سیال بطور جداگانه حل می شوند. در این روش آنالیز در حوزه زمان صورت می گیرد و در هر گام زمانی تا رسیدن به همگرایی مورد نظر معادلات سازه و سیال به نوبت حل می شوند. در شکل (۸) جریان و ترتیب سیستم اندرکنش سازه و آب ارائه شده است. در هر گام زمانی برای حل

دینامیکی سد - مخزن و تاثیر موقعیت مرز انتهایی مخزن در برآورد فشار هیدرودینامیک وارد بر سطح تماس سد برنامه رایانه‌ای تهیه شد، بطوریکه برای مدل‌سازی محیط سازه سد از المان‌های محدود دو بعدی چهار گرهی ایزوپارامتریک و برای مدل نمودن مخزن از المان‌های حجم محدود دو بعدی استفاده شد. هندسه محیط سازه سد و مخزن و پی در شکل (۹) ارائه شده است، فرض بر این است که سد تحت تاثیر شتاب پایه افقی هارمونیک به صورت $\ddot{u}_g(t) = a \sin \omega t$ واقع شده است. ارتفاع مخزن برابر ۷۰ متر است. در این مطالعه a برابر g شتاب ثقل فرض شد. جرم حجمی آب مخزن برابر ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب، سرعت انتشار امواج آکوستیکی در آب، C_w برابر ۱۴۴۰ متر بر ثانیه و وزن مخصوص بتن برابر ۲۴۰۰ کیلوگرم بر متر مکعب و مدول الاستیسیته بتن برابر $10^9 \times 10$ کیلوگرم بر متر مکعب و ضریب پواسون بتن برابر ۰/۲۵ فرض شده است. ضریب فشار هیدرودینامیکی در مجاورت سطح بالا دست سد در کف مخزن $(C_p = P_b / \rho_w aH)$ برای مخزن نامحدود سد و برای ده حالت متفاوت مش‌بندی مخزن و فاصله L تحلیل شده است و نتایج بدست آمده و مقایسه آن با نتایج حاصل از سایر روش‌ها در جدول (۱) ارائه شده است. لازم به یادآوری است که در مقاله حاضر موقعیت نزدیک مرز انتهایی نسبت به سطح بالادست سد و تاثیر شرط مرزی پیشنهادی بر پاسخ نیروهای هیدرودینامیکی مورد بررسی قرار می‌گیرد.

برای هر گام زمانی مراحل زیر را تکرار می‌کنیم، در روابط اندیس معرف شماره گام زمانی است.

۱-۴ بردارهای زیر محاسبه می‌شود:

$$I_n = \frac{\Delta t}{2} \{\ddot{x}\}_n + \{\dot{x}\}_n \quad (29)$$

$$J_n = \frac{\Delta t^2}{2} \{\ddot{x}\}_n + \Delta t \{\dot{x}\}_n + \{x\}_n$$

۲-۴ بردارهای طرف ثانی را تشکیل می‌دهیم:

$$[R_{n+1}^{eff}] = \{R_{n+1}\} - [C] \cdot \{I_n\} - [K] \cdot \{J_n\} \quad (30)$$

۳-۴ با حل معادله زیر پاسخ سیستم در گام زمانی $n+1$ ام را بدست می‌آوریم:

$$[M]^{eff} \cdot \{\ddot{x}\}_{n+1} = R_{n+1}^{eff} \quad (31)$$

$$\{\dot{x}\}_{n+1} = \{\dot{x}\}_n + \frac{\Delta t}{2} (\{\ddot{x}\}_n + \{\ddot{x}\}_{n+1})$$

$$\{x\}_{n+1} = \{x\}_n + \frac{\Delta t}{2} (\{\dot{x}\}_n + \{\dot{x}\}_{n+1})$$

بازگشت به گام چهارم و تکرار محاسبات برای گام بعدی

۵- درستی آزمایشی و مطالعات موردی

نمونه اول: بررسی تاثیر موقعیت مرز جذبی انتهایی بر

پاسخ سیستم سد-مخزن

به منظور درستی آزمایشی روش ارائه شده در بررسی رفتار

جدول ۱. مقایسه تاثیر قرارگیری مرز انتهایی مخزن بر توزیع فشار هیدرودینامیکی با صرفنظر از آثار جذبی ناشی از رسوبات کف مخزن

$\frac{\omega \cdot c}{H}$	$\frac{L}{H}$	Mesh size	Exact Value of C_p	Somerfeld B.C.		Sharen B.C.		Proposed B.C.	
				C_p	Error%	C_p	Error%	C_p	Error%
1	0.1	20 × 2	0.1073	1.9783	1743.70	0.1543	43.80	0.1071	-0.18
	0.2	20 × 4		1.2773	1090.40	0.1278	19.10	0.1073	0.00
4	0.2	20 × 4	4.4364	60.8124	1270.76	4.4712	0.784	4.4368	0.009
	0.5	20 × 10		24.0467	442.03	4.432	-0.09	4.4364	0.00
10	0.1	20 × 2	0.8155	1.7387	113.20	0.685	-16.0	0.8012	-1.75
	0.2	20 × 4		1.6468	101.93	0.8442	3.51	0.8155	0.00
100	0.02	50 × 1	0.7431	8.7456	1076.90	0.6452	-13.2	0.7418	-0.17
	0.1	20 × 2		4.6327	523.42	0.7142	-3.89	0.7428	-0.04

Table 1. Compare the effect of Far-End boundary of reservoir on Hydrodynamic distribution

ناشی از رسوب کف مخزن بر توزیع فشار هیدرودینامیکی در سطح بالادست سد در محاسبات با لحاظ $(\beta_b = 3)$ منظور شده است. همان گونه که مشاهده می شود هماهنگی خوبی مابین نتایج حاصل از دو مطالعه وجود دارد. نتایج محاسبه توزیع فشار هیدرودینامیکی برای ارتعاش هارمونیک با فرکانسی برابر $(\omega = 22.6 \text{ rad/sec})$ در امتداد طولی، محور (X)، در شکل (۱۱) ارائه شده است. همان گونه که مشاهده می شود توزیع فشار هیدرودینامیکی تابعی از زمان بوده و در مدت زمان متغیر است.

شکل ۱۱. توزیع تغییرات توزیع فشار هیدرودینامیکی موثر بر وجه بالادست سد در اثر ارتعاش سینوسی در امتداد طولی (محور X) محاسبه شده توسط برنامه تهیه شده در این مطالعه (شرط مرزی سومرفلد در انتهای مخزن استفاده شده است)

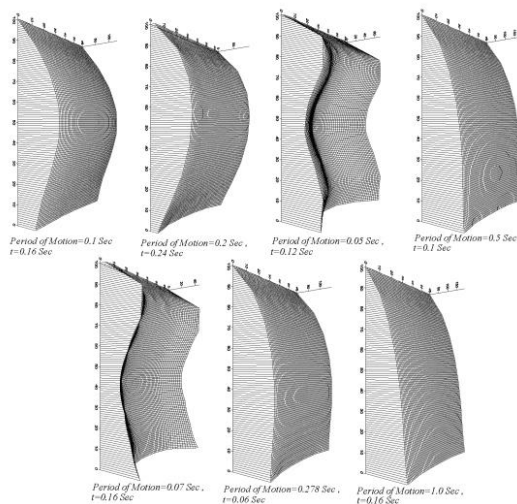


Fig. 11. 3D hydrodynamic pressure distribution on upstream face of dam under harmonic sinusoidal excitation along x-axis. (sommerfeld boundary condition applied in Far-End boundary)

نمونه دوم: اندرکنش سیستم دیوار بتنی انعطاف پذیر- مخزن به منظور بررسی درستی روش پیشنهادی برای حل معادلات تعادل دینامیکی محیط سازه و سیال و اندرکنش مابین دو محیط، پاسخ سازه ای با ضخامت ثابت به همراه مخزن آب با مقطع مستطیلی مطابق شکل (۱۲) تحت تاثیر تحریک پایه پله ای در امتداد افق محاسبه شده است. مشخصات مصالح در این نمونه عبارتند از: مدول الاستیسیته مصالح سازه $E_s = 3.5 \times 10^{10} \text{ kg/m}^2$ ، وزن مخصوص مصالح $\rho_s = 2450 \text{ kg/m}^3$ و ضریب پواسون $\nu_s = 0.2$. سرعت

شکل ۹. مش بندی محیط مخزن با فرض $\frac{L}{H}$ های متفاوت

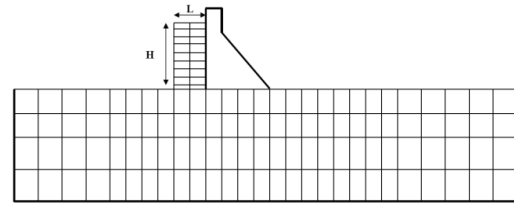


Fig. 9. Meshing of reservoir with different $\frac{L}{H}$

شکل ۱۰. توزیع فشار هیدرودینامیکی بر بدنه قائم سدی صلب تحت ارتعاشات هارمونیک با پریود T. کف مخزن از مواد رسوبی با امپدانس آکوستیکی نسبی $(\beta_b = 3)$ پوشیده شده است. (a) منحنی های تهیه شده به روش تحلیلی و توسط Nakagawa [23]، (b) منحنی های تهیه شده توسط روش عددی توسعه داده شده در این پژوهش با شرط مرزی سومرفلد به عنوان شرط مرزی انتهایی مخزن.

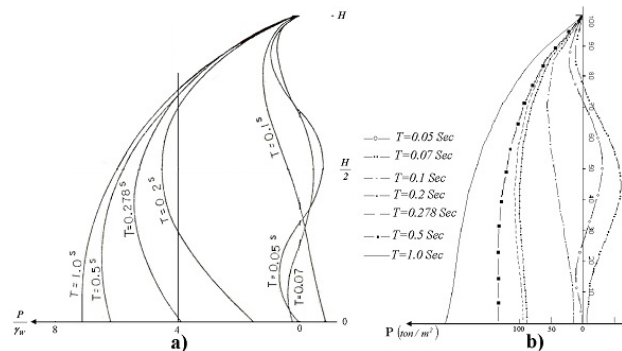


Fig. 10. Distribution of hydrodynamic pressure on rigid vertical solid dam under harmonic base excitation with period equal to T. bottom of reservoir is covered with sediment with acoustic appendance equal to $(\beta_b = 3)$. a) Result curves were presented by Nakagawa [23], b) result were presented using proposed method.

چرا که چنانچه این مرز با اندازه کافی دور از وجه بالادست سد انتخاب شود روش های قبلی نیز به جواب های قابل قبولی منتج می شوند. با توجه به جدول (۱) مشخص می شود که با ریزتر کردن مش بندی مخزن نتایج حاصل برای برآورد فشار هیدرودینامیکی به جواب دقیق نزدیکتر می شود البته خطای حاصل در هنگام استفاده از شرایط مرزی سومرفلد قابل توجه است ولی خطای شرط مرزی شارن کمتر بوده و خطای شرط مرزی انتهایی مورد استفاده در این پژوهش بسیار کم است که حاکی از دقت این شرط مرزی پیشنهادی است. در شکل (۱۰) نتایج بدست آمده با نتایج حاصل از مطالعات صورت گرفته توسط Nakagawa [23] مقایسه شده است. آثار جذبی

و [25] دارند. با توجه به شکل (۴) پرود سد و مخزن در حالت مخزن خالی و پر به ترتیب برابر ۰/۵۵ و ۰/۹۴ ثانیه محاسبه می شوند. در شکل (۵) نتایج بدست آمده از تحلیل سیستم دیوار و مخزن با فرض صلب بودن دیوار و هم چنین صرفنظر از آثار تراکم پذیری آب محاسبه و با نتایج حاصل از تحلیل دیوارانعطاف پذیر - مخزن آب تراکم پذیر مقایسه شده اند. نتایج حاکی از افزایش ۱۶٪ ماکزیمم تغییر مکان تاج دیوار با صرفنظر از انعطاف پذیری دیوار و خطای قابل توجه در تعیین پاسخ سیستم است.

مطابق نتایج ارائه شده در شکل (۱۴) تراکم پذیری آب نیز آثار قابل توجهی بر پاسخ دیوار دارد هرچند که با تراکم ناپذیر فرض نمودن آب بیشینه و کمینه تاریخچه زمانی تغییر مکان تاج دیوار منطبق برشرایطی می شود که سازه انعطاف پذیر و آب تراکم پذیر فرض شده است و تغییری در مقادیر بیشینه و کمینه تغییر مکان صورت نمی گیرد البته پرود طبیعی سد تا حد ۰/۳۶ ثانیه کاهش می یابد.

شکل ۱۴. مقایسه نتایج بدست آمده از تحلیل سیستم درگرددیوار - مخزن با فرضیه مختلف (a) تاریخچه زمانی ضریب فشاردینامیکی در مجاورت پای

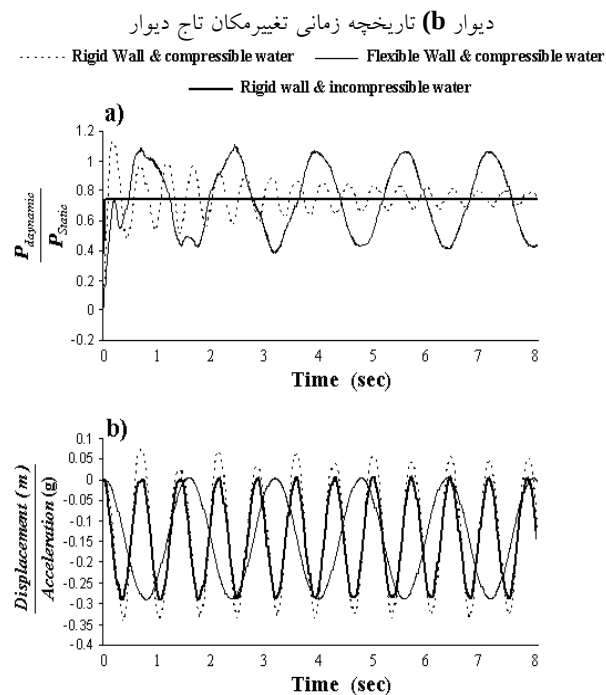


Fig. 14. Compare of obtained results from coupled concrete wall-reservoir system, **a)** time history of hydrodynamic pressure coefficient near bottom of wall, **b)** Time history of wall crest

انتشار صوت در سیال $c_w = 1440 \text{ m/sec}$ و وزن مخصوص آب $\rho_f = 1000 \text{ kg/m}^3$. مرزجذبی انتهایی محیط مخزن در فاصله ای برابر ۰/۴۵ ارتفاع دیوار قرار داده شده است ($L_f/H = 0.44$).

شکل ۱۲. **(a)** مدل اجزاء محدود - حجم محدود دیواره انعطاف پذیربتنی - مخزن **(b)** تحریک پایه پله ای

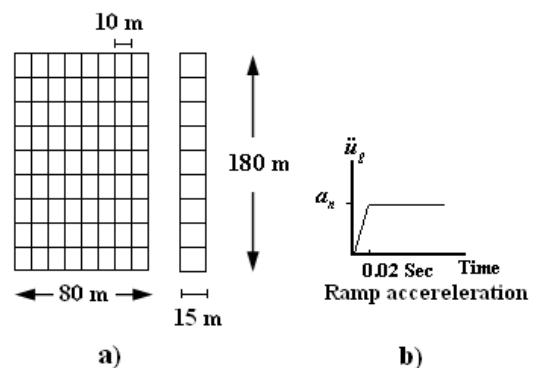


Fig. 12. a) Finite element-Finite volume model of flexible concrete wall-reservoir system b) Ramp base excitation

شکل ۱۳. مقایسه نتایج بدست آمده با نتایج حل تحلیلی (a) تغییرات زمانی ضریب فشار هیدرودینامیک در مجاورت پای دیوار

(b) تغییرات زمانی تغییر مکان تاج دیوار برای دو حالت مخزن پر و خالی
..... : Tasi et al Ref. [24,25]
— : Present Model

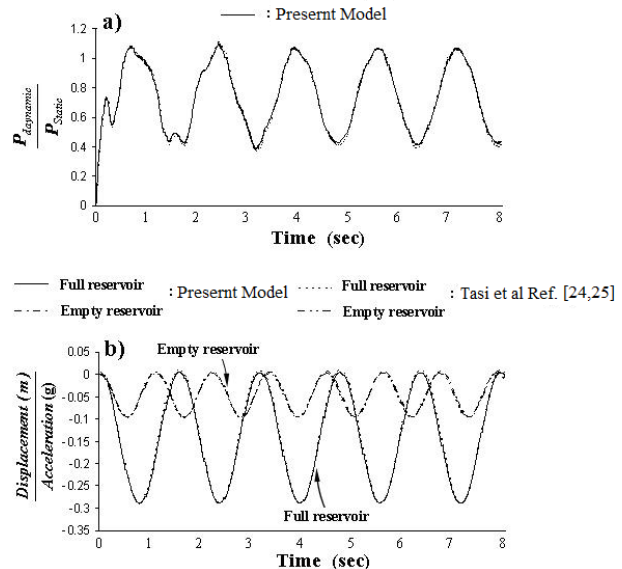


Fig. 13. Compare of obtained results with analytical, **a)** time history of hydrodynamic coefficient adjacent of bottom of wall, **b)** time history of displacement of wall crest for full and empty reservoir

همان گونه که از شکل (۴) مشخص است نتایج بدست آمده هماهنگی خوبی با نتایج حل تحلیلی ارائه شده در مرجع [24]

۶- نتایج و پیشنهادات:

روش عددی بکارگرفته شده در این پژوهش برای حل عددی معادله دیفرانسیل حاکم بر فشار هیدرودینامیک با فرض آثار تراکم پذیری آب، روش احجام محدود است، در این روش برخلاف روش تفاضلات محدود بدلیل مقطع سازی معادلات انتگرالی در قلمرو محاسباتی محدودیت هندسه قلمرو مشکلی در حل معادلات مقطع شده حاکم ایجاد نمی نماید و از طرفی در مقایسه با روش المان های محدود گسسته سازی معادلات از پیچیدگی کمتری برخوردار است. به منظور محاسبه دقیقتر توزیع فشار هیدرودینامیک در مخزن سد باید معادلات حرکت حاکم بر سیستم سازه سد و مخزن بطور همزمان حل شود، پس در این پژوهش از روش حل تناوبی معادلات تعادل دینامیکی محیط های سازه و سیال در هر گام زمانی تحلیل استفاده شده است. شرط مرزی دقیقتری برای مدلسازی مرز انتهایی مخزن معرفی شده است که دقت این شرط مرزی در مقایسه با شرایط مرزی شارن و سامرفلد امتحان و اثبات شده. بکارگیری این شرط مرزی امکان معرفی مرز بالادست مخزن را در نزدیکی سطح بالادست سد ممکن می سازد با این کار قلمرویی از مخزن که در مدل عددی وارد می شود کوچکتر شده و از حجم محاسبات به میزان قابل ملاحظه ای کاسته می شود. روش عددی پیشنهادی روشی مناسب با دقت بالا برای مدل سازی رفتار سدهای بتنی وزنی و مخزن است که قابلیت بکارگیری آن در مدل های سه بعدی نیز وجود دارد. با توجه به اینکه مقطع میانی بعنوان مقطع نماینده در مدل مخزن بکارگرفته می شود مدل عددی بکارگرفته شده حالتی دونیم بعدی خواهد داشت.

۷- مراجع

References

- [5] Chakrabarti P., Chopra A. K., 1974 Hydrodynamic effects in earthquake response Of Gravity Dams. ASCE J. Stuct. Div., 100, 1211-1224.
- [6] Chawang A. T., Hausner G. W. 1978 Hydrodynamic pressures on Sloping Dams during earthquakes. Part 1 : Momentum method. J. Fluid Mech. 87 , 335-341.
- [7] Saini S., Bettess P., Zienkiewicz O. C., 1978 Coupled hydrodynamic response of concrete dams using finite and infinite elements. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 6, 363-374.
- [8] Chopra A.K., Chakrabarti P., 1981 Earthquake analysis of concrete gravity dams including dam-fluid-foundation rock interaction. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 9, 363-383.
- [9] Hall J. F., Chopra A. K., 1982 Two dimensional dynamic analysis of concrete gravity and embankment dams including hydrodynamic effects. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 10, 305-332.
- [10] Fenves 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 13, 13-31.
- [11] Lotfi V., Roesset J. M., Tassoulas J. L. 1987 A technique for the analysis of the response of dams to earthquakes. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 15, 463-490.
- [12] Sharan, S. K. 1987 Time domain analysis of infinite fluid vibration. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 24, 945-958.
- [13] Tsai C. S., Lee G.C., Ketter R. L. 1990 A semi-analytical method for time domain analyses for dam-reservoir interactions. International Journal for Numerical Methods In Engineering 29, 913-933.
- [14] Humar J. L., Jablonski A. M. 1988 Bounadry element reservoir model for seismic analysis of gravity dams, Earthquake Eng. & Struct. Dyn. 16(8), 1129-1156.
- [15] Dominguez M. 1993 Earthquake analysis of arch dams, I : dam-foundation interaction, J. of Eng. Mech. ASCE, 119(3) 496-512.
- [16] Wept D., Wolf H., John P., Bachmann H., 1988 Hydrodynamic -Stiffness Matrix Based on Boundary Elements For Time-Domain Dam-Reservoir-Soil Analysis, Earthquake Eng. & Struct. Dyn. 16(3), 417-432.
- [17] Antes H., VonEstorff, O. 1991 FEM-BEM coupling for fluid-structure interaction analysis in the time domain. Int. J. for Numerical Method In Eng., 13(6), 1151-1168.
- [18] Yong-sik C., Philip L., Liu F. 2002 Hydrodynamic pressure acting on rigid gravity dams during earthquakes. Journal of Hydraulic Research, 40(2), 175-181.
- [19] Kucukarslan S., Coskan S. B., Taskin B., 2005 Transient analysis of dam-reservoir interaction including the reservoir bottom effects., Journal of Fluid and Structures, 20(8), 1073-1084.
- [20] Aydin I., Demirel E. 2012 Hydrodynamic Modeling of Dam-Reservoir Response during
- [1] Westergaard, H.M., 1933 Water pressure on dams during earthquakes. Transactions of ASCE, 98, 418-472.
- [2] Bustamante J. I. 1966 Water Pressure on Dams Subjected to Earthquake, J. of Eng. Mech. ASCE, 92, NO. EM6.
- [3] Chopra, A. K. 1968 Earthquake behavior of dam-reservoir systems. ASCE Journal of Engineering Mechanics, 94, 1475-1499.
- [4] Nath B. 1971 Coupled hydrodynamic response of gravity dam, Proc.Inst.Civ.Engng. 48 245-257.

Dam. Central Research of Electric Power Industries Report.

[24] Tsai C. S., Lee G. C., Ketter R. L. 1990 A semi-analytical method for time domain analyses for dam-reservoir interactions. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 29,913- 93.

[25] Tsai C.S., Lee G. C., Yeh C. S. 1992 Time-domain analyses of three-dimensional dam-reservoir interactions by BEM and semi-analytical method, Engineering Analysis with Boundary Elements,10 ,107-118.

Earthquake., Journal of Engineering Mechanics, 138(2), 1934-1945.

[21] Tarinejad R., Pirboudaghi S. 2015 Legendre Spectral element method for seismic analysis of dam-reservoir interaction., International Journal of Civil Engineering, 13(2), 148-159.

[22] Azimian A. R. 1998 Computational fluid dynamics for engineering, Isfahan University of Technology, (In Persian)

[23] Nakagawa T. 1981 An initial Boundary value problem of the wave equation. Hydrodynamic pressure in reservoir water due to seismic motion of

A Finite Volume Formulation of Hydrodynamic Pressure in Dam-Reservoir Systems with non-uniform reservoir geometry

Farhoud Kalateh^{1*}

1. Assistant Professor, Civil Engineering Department, University of Tabriz, Tabriz, Iran

*fkalateh@tabrizu.ac.ir

Abstract:

In the present paper a new numerical simulation method based on finite volume is developed for calculating hydrodynamic pressure distribution in the reservoir of dams during earthquake excitation. An explicit finite volume scheme is applied for discretization of dynamic governs equation. In the proposed method the asymmetry effect of reservoir shape on hydrodynamic pressure distribution can be considered. In the simulation quadrilateral elements with center cell algorithm is used. Because of the negligible changing of hydrodynamic pressure in the cross direction with averaging, the average differential partial equation in central vertical plan of reservoir is solved. The absorption effects of bottom sediment and lateral wall are included in the analysis and an exact far end boundary condition is applied in the truncation boundary.

Different approaches to the solution of the coupled field problems exist. Solution of the entire set of equations as one discretized system, referred to as the monolithic approach. This approach is often inefficient due to its attempt to capture with one discretization methodology the completely different spatial and temporal characteristics of fluid and the structure. The second approach often mentioned is the notion of strong coupling, referring to solvers which might use different discretization for the fluid and the structure but which employ sub-iteration in each time step to enforce coupling between the fluid and the structure. In these methods, the governing equations for fluid and structure are discretized separately in each of the sub-domains and coupled using a synchronization procedure both in time and in space without sub-iteration. Weakly –coupled schemes have been extensively applied to a variety of different fluid-structure interaction problems of engineering interest in past ten years. Two vital issues when coupling two domains are: the method of data transformation between domains and what information must be transferred. The property of fluid adjacent of a structure such as density and viscosity are also key parameters in the efficiency of a numerical scheme. A dense fluid coupled with a structure cause a strong coupling and required some special technique to overcome corresponding difficulties. Key questions with this approach include properly enforcing boundary conditions at the solid-fluid interface, and accurately transmitting tractions between the solid and fluid. The biggest complaint about the explicit staggered partitioned solution procedure is the typical instability associated with the method that is generally caused by the time lag between the integration of the fluid and structure equations. In the typical partitioned method, the fluid and the structure equations are integrated in time, and the interface conditions are enforced asynchronously. In the solution of coupled problems using partitioned methods, it is necessary to find a cost-minimization (optimization) compromise between a few passes solution with small time steps and a more iterated solution with larger time steps. This compromise may depend, among other things, in the degree of nonlinearity of the structural problem, which may require equilibrium iterations independently of the interaction effects. From the computational point of view, a one–pass solution with no iteration would be optimal, but stability consideration may prove this impractical.

Keywords: Hydrodynamic pressure; Finite volume method; Dam-reservoir interaction; Concrete dams; Far End boundary condition