

تحلیل عددی لرزهای سدهای قوسی

عمادالدین امین عباسی^۱، غلامعباس بارانی^۲

تاریخ ارسال: ۱۳۹۶/۰۴/۱۳

تاریخ پذیرش: ۱۳۹۶/۰۷/۱۶

چکیده

ارزیابی لرزهای مناسب مقاومت سدها در برابر شکست، می‌تواند موجب جلوگیری از خسارات مالی و جانی فراوانی گردد که لازمه آن برآورد دقیق نیروها خصوصا فشار هیدرودینامیک می‌باشد. روش هم‌هندسی یک چهارچوب تجزیه و تحلیل جدید بوده و در حل مسائل مهندسی گوناگون مورد استفاده قرار گرفته است. در این مقاله سعی بر شبیه‌سازی اندرکنش سیال-سازه شده که با استفاده از روش عددی هم‌هندسی فشار هیدرودینامیک یک سد قوسی را ارزیابی و نتایج بدست آمده با مدل‌های تحلیلی و اجزا محدودی مورد مقایسه قرار گرفته است. جذر میانگین مربعات خطا RMSE بدست آمده برابر با ۰/۰۰۲۱۶ موید این واقعیت است که خطای ناشی از تقریب هندسه با استفاده از روش‌های گوناگون منجمله بهبودسازی مرتبه تقریب و اندازه مش‌ها به صفر همگرا گردیده است.

واژه‌های کلیدی: فشار هیدرودینامیک، اندرکنش آب و سدهای قوسی، روش عددی هم‌هندسی.

^۱ دانشجوی دکتری بخش مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه شهید باهنر کرمان، کرمان، ایران، ۰۳۴-۳۳۲۵۷۵۳۰، e.aminabbasi@eng.uk.ac.ir

^۲ استاد بخش مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه شهید باهنر کرمان، کرمان، ایران، ۰۳۴-۳۳۲۵۷۵۳۰، gab@uk.ac.ir

مقدمه

مطالعات تحلیلی و همچنین تجربه‌های واقعی زمین‌لرزه‌های مختلف، بروز مشکلات فراوانی را در انواع سازه‌های هیدرولیکی منجمله سدها نشان می‌دهند. در نتیجه به علت نگرانی از ایمنی سدها، مطالعه رفتار لرزه‌ای سدهای بتنی موضوع مطالعات جامعی بوده است. فشار هیدرودینامیکی موثر بر وجه بالادست سدهای بتنی تحت اثر زلزله یکی از پارامترهای بسیار مهم در طراحی و ارزیابی ایمنی این سازه‌ها در مناطق زلزله‌خیز می‌باشد و محاسبه فشار هیدرودینامیک وارد بر سدها از مهمترین مسائل هیدرودینامیکی مطرح در مهندسی زلزله بوده که به صورت بارگذاری فوق‌العاده در هنگام وقوع زلزله مدنظر قرار می‌گیرد.

فشار هیدرودینامیک در اثر حرکت بدنه سد همراه با حرکت زمین به وجود می‌آید، با در نظر گرفتن این توضیح که رخ دادن سریع حرکت بدنه سد و زمین و عدم وجود اصطکاک کافی بین مصالح موجود در کف مخزن و سیال تراکم‌پذیر (آب)، باعث بروز فضایی خالی بین توده سیال و بدنه سیال می‌شود. در ادامه به علت وجود اختلاف فشار بین مخزن و فضای خالی، سیال به منظور پرکردن آن فضای خالی شروع به حرکت می‌کند. همزمان، بدنه سد تحت اثر بار هارمونیک، حرکتی برگشتی به سمت سیال مخزن خواهد داشت و در نتیجه بین بدنه سد و سیال برخوردی ایجاد می‌شود که باعث تولید فشار هیدرودینامیک در بدنه سد خواهد شد.

سدهای قوسی بخش عظیمی از فشار هیدرودینامیکی و سایر نیروهای وارده را بوسیله عملکرد قوسی به دیواره‌های جانبی تکیه‌گاه‌ها، انتقال می‌دهد. متعاقباً 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 هنگام زمین‌لرزه می‌باشد. بنابراین بررسی پاسخ دینامیکی واقعی سدهای قوسی در برابر بارهای زلزله مساله‌ای بسیار پیچیده بوده و وابسته به پارامترها و عوامل متعددی است.

رفتار لرزه‌ای سدها از سال‌های گذشته، بسیار مورد مطالعه قرار گرفته و روش‌های متعددی برای آنالیز آن توسعه یافته است. در این میان روش‌هایی چون شبه-استاتیکی^۱، تیر برشی^۲، اجزا محدود دینامیکی^۳ و ... پیشرفت‌های قابل توجه‌ای را با توجه به خصوصیات دینامیکی در سدهای ارتجاعی ناهمگن و نیز پاسخ لرزه‌ای در سدهای الاستوپلاستیک غیرخطی ایجاد کرده‌اند. اما بسیاری از آنالیزها فشار هیدرودینامیک بالادست مخزن را نادیده گرفته و فقط به بخش هیدرواستاتیک آن توجه نموده‌اند.

جهت بررسی این پدیده رویکردهای متعددی مطرح است که سه روش اصلی آن مدل جرم افزوده، دیدگاه اولری و دیدگاه لاگرانژی در بررسی اندرکنش سد-مخزن می‌باشند. آنالیز لرزه‌ای سیستم سد-مخزن از آغاز دهه ۱۹۳۰ مورد توجه محققین قرار گرفت. برای اولین بار Westergard (1933) و Von Karman (1933) تخمین فشار هیدرودینامیک را با فرض صلب بودن سد با وجه بالادست عمودی و تراکم‌ناپذیر بودن آب تحت اثر بار هارمونیک انجام دادند. در آن زمان رویکرد جرم افزوده عموماً برای ارزیابی اثرات هیدرودینامیکی مخزن، در سد مورد استفاده قرار می‌گرفت.

در حالیکه Kotsubo (1960) با تاکید بر تصادفی بودن ماهیت زلزله، نتیجه گرفت که ارزیابی فشار هیدرودینامیک با رویکرد جرم افزوده، دقیق نیست. وی پاسخ هیدرودینامیک یک مخزن و سد قوسی استوانه‌ای را برای حرکت هارمونیک زمین ارائه داد. سایر محققین هم طی مقالات متعددی جواب وسترگارد را برای پوشش فرکانس‌های محرک بزرگتر از فرکانس مد اول مخزن تعمیم دادند. پاسخ بدست آمده تابعی از مقادیر پیچیده بود. لذا مفهوم جرم افزوده برای ارائه فشار هیدرودینامیک نمی‌توانست برای بازه‌ای بزرگتر از فرکانس‌های موجود به کار گرفته شود.

از طرفی تحقیقات انجام شده توسط Chopra and Chakrabarti (1972)، Saini et al (1978) اهمیت در نظر گرفتن تراکم‌پذیری آب مخزن را به عنوان تاثیر

¹ Pseudostatic

² Shear Beam

³ Dynamic Finite Element

اند. با این وجود (Chopra and Chakrabarti 1972) نتوانستند رفتار دینامیکی یک سیستم سازه‌ای را فراتر از محدوده ارتجاعی خطی با روش حوزه فرکانسی تعیین کنند. از آن زمان، نیاز به یک روش تحلیلی کارا در حوزه زمانی برای آنالیز دینامیکی به صورت غیر خطی سیستم سد-مخزن احساس شد.

بررسی فشار هیدرودینامیک در حوزه زمانی و با تکنیک اجزا محدود توسط (Tsai و Sharan 1987) and Lee (1990) صورت پذیرفت. عدم برگشت امواج فشاری به سمت سد، دستاوردی مهم در تحلیل سیستم سد و مخزن نامحدود به شمار می‌رفت. این موضوع منجر به توسعه مکانیزم اتلاف انرژی شد که تابع فرکانس زلزله بود و آن را میرایی تشعشی خواندند. دیگر روش‌های در دسترس، اندرکنش سازه و سیال را جداگانه بررسی می‌نمودند. در این گونه تحلیل‌ها، از ابتدا پاسخ سیال با فرض صلب بودن سازه تعیین و سپس نتایج میدان فشار بر روی سازه اعمال شده تا پاسخ سازه‌ای تعیین گردد. اگرچه این گونه تحلیل منجر به طراحی قابل قبولی برای سازه می‌گردد اما اگر بین سازه و مکانیزم آزادسازی انرژی سیال تشدید رخ دهد، طراحی نامناسبی صورت خواهد پذیرفت. بنابراین لازم است مطالعه اندرکنش سازه و سیال به صورت کوپله (درگیر) با در نظر گرفتن انعطاف پذیری سازه انجام شود.

در بیشتر رویکردهای معمولی که امروزه اتخاذ می‌شوند هر دو مجموعه با هم در یک سیستم حل می‌شوند که می‌توان آن را در کار محققانی مانند Cheng Olson, Fenves and Chopra (1985), (1990) Zienkiewicz and Bettis and Bathe (1985) (1978) مشاهده نمود. فرمول‌سازی عموماً در سازه برای متغیر جابجایی انتخاب می‌گردد در حالیکه برای سیال متغیرهای متفاوتی چون جابجایی، سرعت و فشار در سیستم‌های کوپله تعریف می‌گردد.

باور عمومی بر این بود که با روش اجزا مرزی توان بیشتری برای مدل‌سازی محیط بی‌نهایت و یا نیمه بی‌نهایت نسبت به روش اجزا محدود وجود دارد. به هر حال (Yang et al 1996) گزارش داد که کارایی

هیدرودینامیکی مخزن نامحدود، نشان داد. Zangar and Haefi (1952) اولین بار تاثیر وجه بالادست سد را مورد مطالعه قرار داد.

سپس (Bustamante et al 1963) اثر طول طول مخزن را بر بازه‌ای از پریودهای تحریک عریض‌تر از بازه‌های بررسی شده قبلی، مورد بررسی قرار داد و نتیجه گرفت برای پریودهای تحریک بزرگتر از پریود طبیعی مخزن، اثر طول مخزن ناچیز است ولی برای پریودهای کوتاه‌تر، طول مدل شده مخزن نقش مهمی را در حرکت هارمونیک بازی می‌کند. وی نشان داد که در سدهای متعارف با نسبت طول به عمق مخزن بیش از ۳، فرض نامحدود بودن طول مخزن خطایی کمتر از پنج درصد نسبت به حالتی که مخزن با طول واقعی خود تحلیل شود را در پی خواهد داشت.

تحلیل دینامیکی سدهای بتنی تحت اثر بار زلزله، به دلیل تفاوت رفتاری آب مخزن با مصالح تشکیل دهنده بدنه سد و یا پی آن، نسبت به سایر سازه‌ها از پیچیدگی بیشتری برخوردار است. پاسخ خطی دینامیکی سد ارتجاعی را در صورتی که مخزن خالی باشد، می‌توان با استفاده از روش‌های استاندارد تعیین نمود. اما مساله زمانی پیچیده می‌شود که اثر اندرکنش مخزن نامحدود و فونداسیون را در نظر گرفته شود. این روش بایستی قادر به محاسبه تنش و تغییر شکل دینامیکی سدی که تحت اثر حرکت زمین واقع شده، باشد. جهت مدل نمودن سیستم سد-مخزن-پی تحت بارهای دینامیکی روش‌های مختلفی توسط محققین ارائه گردیده است. برای ساده سازی در روند آنالیزها، کف مخزن به صورت صلب در نظر گرفته می‌شود اما در عمل رفتار واقعی سیستم را مدل، انعکاس نمی‌دهد. مواد رسوبی در کف مخزن انرژی را جذب و منتشر کرده و در توسعه فشار هیدرودینامیک در وجه بالادست سد تاثیرگذار هستند.

در تحلیل دینامیکی زمانی که رفتار سیستم‌های سیال و سازه به صورت خطی و پیوسته با هم در نظر گرفته شده باشد می‌توان از روش حوزه فرکانسی استفاده نمود که در مطالعات (Saini et al 1978), (Wepf et al 1988) به صورت کامل شرح داده شده-

بررسی لرزه‌ای سازه‌ها با این روش و مطالعه بهبودسازی و پیوستگی در تحلیل هم‌هندسی پرداختند. Bazilevs et al (2006) تحلیل هم‌هندسی اندرکنش سیال و سازه را با کاربرد در جریان شریانی خون و در اقدام به ارزیابی تقریب‌سازی، پایداری و تقریب خطا در بهبودسازی طول^۳ مش نمودند.

توابع پایه مورد استفاده در شبیه‌سازی هم‌هندسی را می‌توان با تعیین درجه (مرتبه)، نقاط کنترلی^۴ و بردار گرهی^۵ معرفی نمود. با در دست داشتن یک بردار گرهی می‌توان توابع پایه مربوطه را به صورت بازگشتی (الگوریتم دی-بور) تعیین کرد که شروع آن یک تابع قطعه قطعه ثابت است.

$$P = 0 \quad N_{i,0} = \begin{cases} 1 & \text{if } \xi_i < \xi < \xi_{i+1} \\ 0 & \text{Otherwise.} \end{cases} \quad (1)$$

برای $P = 1, 2, \dots$ با استفاده از رابطه زیر تعیین می‌گردند.

$$\begin{aligned} N_{i,p}(\xi) &= \frac{\xi - \xi_i}{\xi_{i+p} - \xi_i} N_{i,p-1}(\xi) \\ &+ \frac{\xi_{i+p+1} - \xi}{\xi_{i+p+1} - \xi_{i+1}} N_{i+1,p-1}(\xi) \end{aligned} \quad (2)$$

معرفی بی-اسپلاین‌های غیریکنواخت نسبتی^۶ از این جهت دارای اهمیت است که می‌توان دسته وسیعی از مدل‌های هندسی را که پیش از این امکان ساخت آنها به وسیله بسیاری از چند جمله‌ای‌های حاضر در طراحی مهندسی وجود نداشته است، نمایش داد. قدرت اصلی نریزها در مناسب بودن آنها برای مدل‌سازی سطوح با هر شکل دلخواه است که می‌توان با آن هر گونه مقاطع مخروطی شکل، دایره‌ای، استوانه‌ای، کره‌ای و بیضی را نمایش داد و می‌توان با تعریف توابع وزن به صورت ذیل به این مقصود رسید. توابع پایه نریز از رابطه زیر بدست می‌آیند.

$$R_i^p(\xi) = \frac{N_{i,p}(\xi)w_i}{W(\xi)} = \frac{N_{i,p}(\xi)w_i}{\sum_{i=1}^n N_{i,p}(\xi)w_i} \quad (3)$$

روش اجزا محدود در تحلیل با روش حوزه زمانی، مسلم و محقق نیست. در عین حال نیاز بود که سطح وسیعی از دامنه سیال در تحلیل مشارکت داده شود. روش اجزا نامحدود را Saini et al (1978) را برای المان‌های دوردست توسعه دادند، در حالی که Clough et al (1982) از روش اجزا محدود و Hanna and Humar (1982) از روش اجزا مرزی استفاده نمودند.

تمامی رویکردهای شبیه‌سازی مبتنی بر شبکه‌بندی و طبیعتاً اعمال خطا در ساخت هندسه مدل بودند. در تحقیق حاضر سعی شده که مدل‌سازی لازم جهت محاسبه فشار هیدرودینامیک وارد بر سدهای قوسی در هنگام وقوع زلزله با استفاده از تحلیل هم‌هندسی^۱ انجام پذیرد و نتایج حاصل با نتایج معتبر مقایسه گردد. روش یاد شده قادر به پوشش خطای ساخت هندسه خواهد بود.

مواد و روش‌ها

ایده اصلی آنالیز هم‌هندسی استفاده از توابع نریز در فضای تحلیل است. به طور کلی در تحلیل هم‌هندسی از همان توابع پایه که برای مدل‌سازی دقیق هندسه استفاده می‌شود، به عنوان پایه در روش عددی نیز استفاده شود. تفاوت بنیادی بین این مفهوم جدید تحلیل هم‌هندسی و مفهوم قدیم آنالیز اجزا محدود ایزوپارامتریک این است که، توابع پایه برای تقریب میدان‌های تحلیل نامعلوم (مجهول) انتخاب می‌شوند و سپس از آنها برای تقریب هندسه معلوم نیز استفاده می‌شود. آنالیز هم‌هندسی این ایده را برمی‌گرداند به طوریکه یک تابع پایه که قادر است به طور دقیق هندسه معلوم را معرفی نماید، انتخاب می‌کند و آن را به عنوان پایه برای تقریب میدان نیز به کار می‌برد.

مفهوم روش هم‌هندسی که اولین بار توسط Hughes et al (2005) معرفی گردید نشأت گرفته از گپ فوق‌العاده بین طراحی به کمک کامپیوتر CAD^۲ و تحلیل اجزا محدود بود. (Cottrel et al (2006-7) به

³ h-Refinement

⁴ Control points

⁵ Knot vector

⁶ NURBS

¹ Isogeometric Analysis

² Computer Aided Design

$$f(x) = -0.0579 + 0.18779x - (468x^2 + 3.435x^3) \times 10^{-6} \quad (10)$$

شرایط مرزی زیر در شبیه‌سازی عددی اعمال می‌گردد.

- در سطح مشترک سازه و سیال S_1

$$P(0, y, t) = -\rho a_n$$

- در سطح مشترک بستر خاکی و سیال S_2

$$P(x, 0, t) = -\rho a_n - \bar{q} \frac{dP}{dt}$$

- در مزر دوردست S_3

$$P(\infty, y, t) = -\frac{\dot{P}}{C}$$

- در سطح آزاد S_4

$$P(x, H, t) = 0$$

علاوه بر شرایط مرزی ذکر شده در بالا، شرایط اولیه

زیر نیز با توجه به پیشنهادهای محققین گذشته در این

مقاله بکار گرفته شده است.

$$P(x, y, 0) = 0$$

$$\dot{P}(x, y, 0) = 0$$

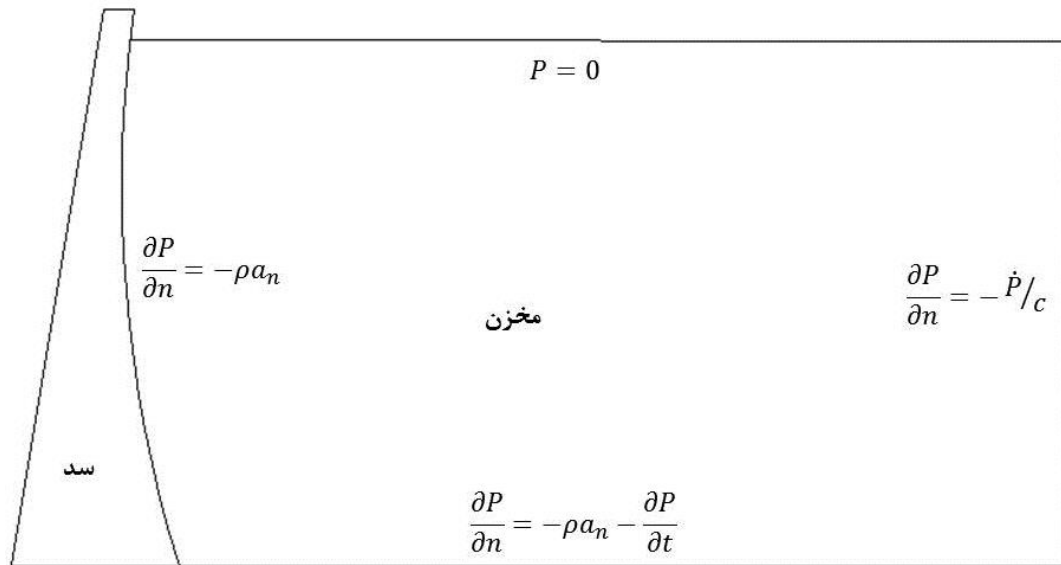
که مشخصاً یک تابع نسبی قطعه‌قطعه‌ای است. سطوح و احجام نسبتی نیز به طور مشابه با استفاده از توابع پایه نسبتی به صورت زیر تعیین می‌شوند:

$$R_{i,j}^{p,q}(\xi, \eta) = \frac{N_{i,p}(\xi)M_{j,q}(\eta)w_{i,j}}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m N_{i,p}(\xi)M_{j,q}(\eta)w_{i,j}} \quad (4)$$

$$R_{i,j,k}^{p,q,r}(\xi, \eta, \zeta) = \frac{N_{i,p}(\xi)M_{j,q}(\eta)L_{k,r}(\zeta)w_{i,j,k}}{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^l N_{i,p}(\xi)M_{j,q}(\eta)L_{k,r}(\zeta)w_{i,j,k}} \quad (5)$$

مدل‌سازی

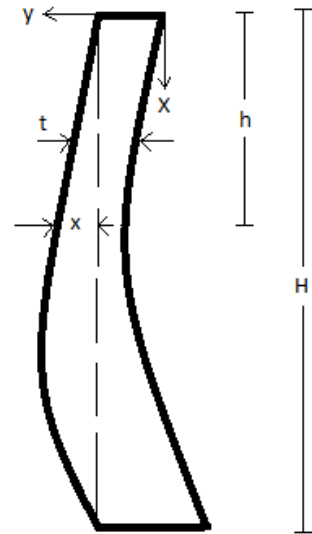
در شکل زیر هندسه سیستم سد-مخزن نشان داده شده است. می‌توان برای بدست آوردن رابطه وجه بالادست سد ابتدا با استفاده از جدول تجربی (USBR (1977) مبادرت به محاسبه مختصات بدنه نمود. جدول ۱ با استفاده از داده‌های موجود می‌توان رابطه ۱۰ را برای وجه بالادست سدی به ارتفاع ۱۸۰ متر نشان داده شده در شکل ۲ پیشنهاد داد.



شکل ۱. مقطع سیستم سد-مخزن و شرایط مرزی حاکم بر آن

جدول ۱. محاسبه مختصات وجه بالادست سد

h/H	t/H	X/H
۰	۰/۰۴۶	۰
۰/۱	۰/۰۵۹	۰/۰۳
۰/۲	۰/۰۷	۰/۰۵۷
۰/۳	۰/۰۸۲	۰/۰۸۱
۰/۴	۰/۰۹۳	۰/۱۰۲
۰/۵	۰/۱۰۲	۰/۱۱۵
۰/۶	۰/۱۱۲	۰/۱۲۳
۰/۷	۰/۱۲	۰/۱۲۶
۰/۸	۰/۱۳	۰/۱۲۳
۰/۹	۰/۱۴۱	۰/۱۱۴
۱	۰/۱۵۲	۰/۰۹۸



شکل ۲. مقطع بدنه سد

$[\hat{R}]$

$$= \{E^*\} - ([M] + [\bar{M}])\{\ddot{u}_g\} + ([M] + [\bar{M}])\{a_0\{u_i\} + a_2\{\dot{u}_i\} + a_3\{\ddot{u}_i\}\} + [C]\{a_1\{u_i\} + a_4\{\dot{u}_i\} + a_5\{\ddot{u}_i\}\} \quad (16)$$

که در روابط بالا داریم:

$$[\bar{M}] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \bar{M}_{S1} \end{bmatrix} \quad (17)$$

$$\{E^*\} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ E_{S1}^* \end{Bmatrix} \quad (18)$$

$$[\bar{M}_{S1}] = \rho[S][h_{11}][S]^T \quad (19)$$

$$[E_{S1}^*] = [S][h_1][G]\{a_0\{P_i\} + a_2\{\dot{P}_i\} + a_3\{\ddot{P}_i\}\} + [S][h_1][C_f]\{a_1\{P_i\} + a_4\{\dot{P}_i\} + a_5\{\ddot{P}_i\}\} + \rho[S][h_{12}][S]^T\{\ddot{u}_g\} \quad (20)$$

$$a_0 = \frac{1}{\Delta t^2 \beta}, a_1 = \frac{\gamma}{\Delta t \beta}, a_2 = \frac{1}{\Delta t \beta} \\ a_3 = \frac{1}{2\beta} - 1, a_4 = \frac{\gamma}{\beta} - 1, a_5 = \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{\gamma}{\beta} - 2 \right)$$

مدل سازی محیط مخزن

رابطه حاکم بر پاسخ هیدروپنماتیکی مخزن با فرضیات زیر، معادله موج را ارضا می کند.

- تراکم ناپذیر بودن سیال مخزن
- رفتار خطی مصالح سد و مخزن

مدل سازی محیط سازه

رابطه حاکم بر رفتار سازه ای که تحت حرکت زمین قرار گرفته و اثرات متقابل مخزن در آن دیده شده است، به صورت زیر است.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{\ddot{u}_g\} + \{E(t)\} \quad (11)$$

که در آن $[M]$ ماتریس جرم، $[C]$ ماتریس میرایی، $[K]$ ماتریس سختی، $\{\ddot{u}\}$ بردار شتاب، $\{\dot{u}\}$ بردار سرعت، $\{u\}$ بردار جابجایی گره ای، $\{\ddot{u}_g\}$ بردار شتاب زلزله و $\{E(t)\}$ بردار نیروهای گره ای نشات گرفته از فشار هیدروپنماتیک هستند. از آنجایی که فشار روی سطح S_1 از سد به رابطه سازه ای مانند $\{E(t)\}$ مرتبط است، می توان آنرا در i مین گام زمانی به صورت زیر نوشت:

$$E^i = [S]\{P_1^i\} \quad (12)$$

که در آن ماتریس تبدیلی است که فشار را در سطح، به نیروهای گره ای منتقل کرده و بصورت زیر تعریف می گردد.

$$S = \int N_i N_j d \quad (13)$$

معادله ۱۱ را می توان با استفاده از روش نیومارک،

در دامنه زمانی بشرح زیر گسسته نمود:

$$[\hat{R}]\{u_{i+1}\} = [\hat{R}] \quad (14)$$

$$[\hat{R}] = [K] + a_0([M] + [\bar{M}]) + a_1[C] \quad (15)$$

نتایج و بحث

معادله تحلیلی حاکم بر پاسخ فشار هیدرودینامیک در بدنه سدی با ارتفاع ۱۸۰ متر، طول مخزن ۹۰۰ متر، مدول الاستیسیته N/m^2 $10^{11} * 3/43$ و جرم مخصوص kg/m^3 ۲۴۰۰ توسط Tsai and Lee (1990) ارائه گردید ارائه گردید، در تحقیق حاضر برای صحت سنجی مدل عددی بکار گرفته شده است. فرضیات بکاررفته شده در روش تحلیلی عبارتند از:

- از چسبندگی بودن سیال صرف نظر می‌گردد.
- آب تراکم پذیر در نظر گرفته می‌شود.
- دامنه حرکت‌های چرخشی بسیار کوچک در نظر گرفته می‌شوند.

همچنین Kucukarslana et al (2005) با استفاده از رویکرد عددی اجزا محدود صحت نتایج را اعتبارسنجی کردند. آن‌ها رابطه ۲۶ را در دامنه‌های سیال و سازه با المان ۴ گره‌ای مستطیلی حل نمودند. مقایسه نتایج عددی و تحلیل بیانگر عدم وجود اختلاف در دو روش است. هرچند که راه‌حل عددی دارای فرضیات ساده‌کننده و راه‌حل عددی دارای تقریب در این ساخت هندسه و روش حل هستند. بنابراین در این مطالعه سعی بر اعمال روش هم‌هندسی در شبیه‌سازی اندرکنش سازه و سیال برای دستیابی به نتایج بهتر شده است. از این رو حل عددی فشار هیدرودینامیک سد با مشخصات مذکور و مش اولیه $\eta * \xi$ تعریف شده با بردارهای گره‌ای آغاز و با ساخت توابع پایه نرزی از مرتبه ۳ انجام می‌پذیرد.

$$\xi = \{0 \ 0 \ 0 \ 0.5 \ 1 \ 1 \ 1\} \quad (34)$$

$$\eta = \{0 \ 0 \ 0 \ 1 \ 1 \ 1\} \quad (35)$$

مختصات نقاط کنترلی و وزن اختصاص یافته آن‌ها به شرح زیر است. لازم به ذکر است که برای انتگرال‌گیری از روش گوس ۳ نقطه‌ای استفاده شده است.

$$C_i: \begin{matrix} x_i \\ y_i \end{matrix} \rightarrow C_1: \begin{matrix} 0 \\ 0 \end{matrix}, C_2: \begin{matrix} 0 \\ 90 \end{matrix}, C_3: \begin{matrix} 0 \\ 180 \end{matrix}, C_4: \begin{matrix} 450 \\ 0 \end{matrix}, \\ C_5: \begin{matrix} 450 \\ 90 \end{matrix}, C_6: \begin{matrix} 450 \\ 180 \end{matrix}, C_7: \begin{matrix} 900 \\ 0 \end{matrix}, C_8: \begin{matrix} 900 \\ 90 \end{matrix}, C_9: \begin{matrix} 900 \\ 180 \end{matrix}, \\ w_i: \begin{matrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{matrix}$$

به منظور بررسی و انجام آنالیز حساسیت از پیشنهاد Pelecaos (2013) که اندازه بهینه مش مورد استفاده برای حصول بهترین نتایج در بهترین زمان را ۵ متر

عدم وجود نیروهای اصطکاکی بین سیال و سازه به علت غیر لزج بودن سیال مخزن
- امکان انتشار امواج ناشی از بار زلزله به بیرون از سیستم با فرض وجود میراگرهایی در مرز پی
- صلب بودن مواد تشکیل دهنده کف مخزن به منظور انعکاس کل انرژی رسیده به آن

- کوچک بودن اثر امواج سطحی در تحریک هارمونیک
(21) $\nabla^2 P(x, y) = \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 P(x, y, t)}{\partial t^2}$
که در آن C سرعت صوت در آب و برابر با 1439 m/s^2 و ∇^2 عملگر لاپلاس در دو بعد است. برای حل رابطه ابتدا بایستی فرم ضعیف را برای جواب نهایی تبیین نمود.

$$P = \sum N_i P_i(t) = N \bar{P} \quad (22)$$

حال رابطه را با روش باقیمانده‌های وزن‌دار و به فرم گالرکین تبدیل گردد.

$$\int W \left(\frac{\partial^2 \bar{P}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{P}}{\partial y^2} - \frac{1}{C^2} \frac{\partial^2 \bar{P}}{\partial t^2} \right) dA = 0 \quad (23)$$

که در آن تابع وزنی بصورت زیر تعریف می‌گردد:

$$W = \sum N_i W_i = N \bar{W} \quad (24)$$

اکنون با استفاده از قضیه گرین-گوس در معادله ۲۳

$$\int W \frac{\partial P}{\partial n} d\Gamma - \int \left(\frac{\partial W}{\partial x} \frac{\partial P}{\partial x} + \frac{\partial W}{\partial y} \frac{\partial P}{\partial y} \right) dA - \int \frac{W}{C^2} \frac{\partial^2 P}{\partial t^2} dA = 0 \quad (25)$$

که در رابطه بالا

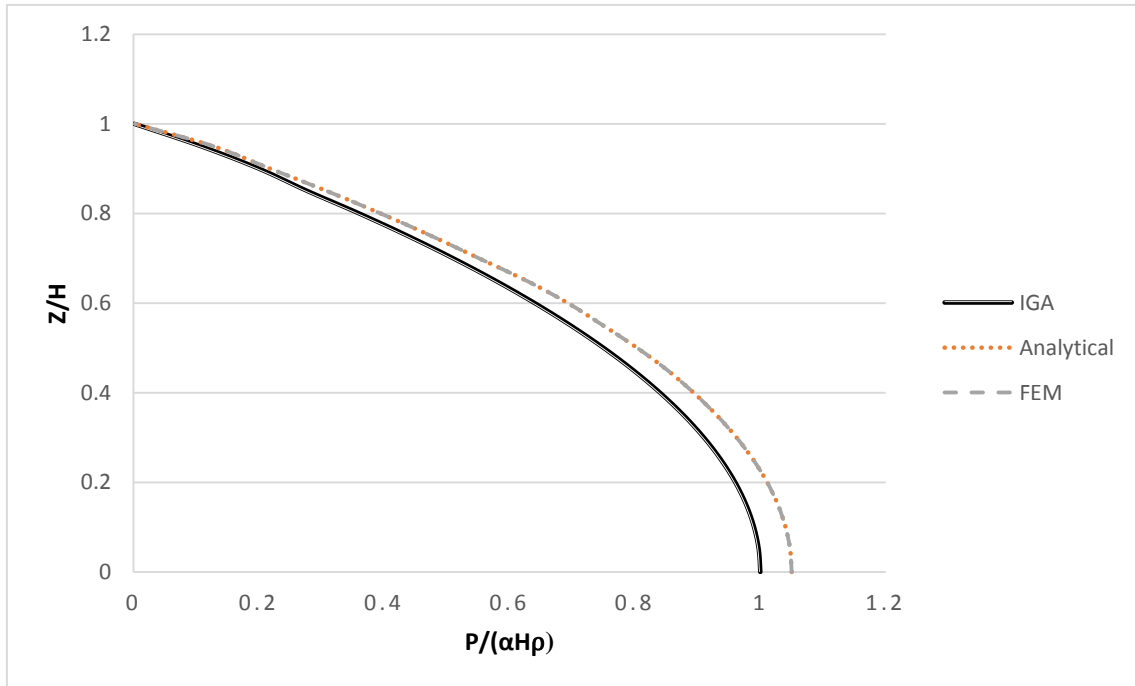
$$\left[\frac{\partial P}{\partial x} \quad \frac{\partial P}{\partial y} \right] \begin{Bmatrix} n_x \\ n_y \end{Bmatrix} = \frac{\partial P}{\partial n}$$

با اعمال شرایط مرزی در جمله اول از رابطه ۲۵ و با فرض $W = 0$ on S_4 خواهیم داشت:

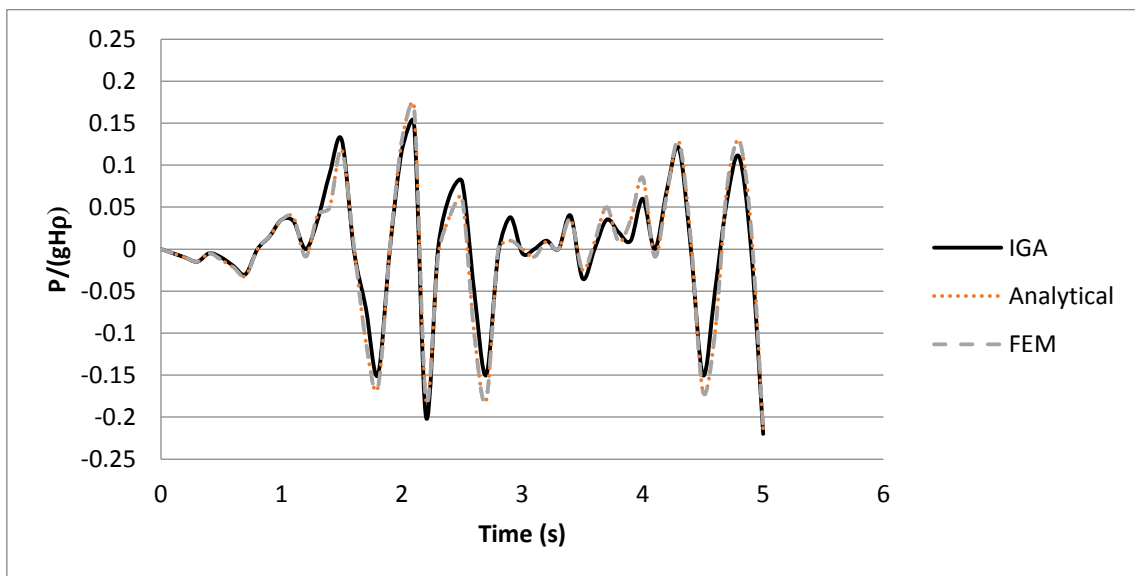
$$\begin{aligned} & - \left[\int_A \nabla N^T \cdot \nabla N dA \right] \bar{P}(t) \\ & - \left[\bar{q} \int_{S_2} N^T N d\Gamma + \frac{1}{C} \int_{S_3} N^T N d\Gamma \right] \frac{\partial \bar{P}}{\partial t} \\ & - \left[\int_{S_1+S_2} N^T \rho (\ddot{U}_g + \ddot{u}^i) d\Gamma \right] \\ & - \frac{1}{C^2} \int_A N^T N dA \times \frac{\partial^2 \bar{P}}{\partial t^2} \\ & = 0 \end{aligned} \quad (26)$$

از تاج سد در شکل ۳، اختلاف چشم‌گیر بین فشار هیدرودینامیک محاسباتی بیانگر تاثیر ساده‌سازی‌ها در روش‌های تحلیلی و اجزا محدودی است. همچنین توزیع فشار انتهای سد، بدست آمده از شتاب ثقل، محاسبه و با نتایج تحلیلی و اجزا محدودی در شکل ۴ مقایسه شده است.

معرفی نمود، در بهبودسازی فواصل نقاط کنترلی در کدنویسی استفاده شد. در شکل ۳ نتایج حاصل از راه-حل‌های تحلیلی و عددی برای ۱۰ نقطه از ارتفاع ۱۸۰ متری سد با طول مخزن ۹۰۰ متر در طی گذشت ۵ ثانیه، ارائه و مقایسه گردیده است. در این شکل فشار هیدرودینامیک با حداکثر مقدار شتاب رمپ $(\alpha = 0.02 \text{ s})$ بی بعد گشته است. در پایین‌ترین ارتفاع



شکل (۳): توزیع فشار هیدرودینامیک حداکثر در وجه بدنه سد قوسی در طول زلزله



شکل (۴): مقایسه فشار هیدرودینامیک در انتهای سد

نتیجه گیری

در این تحقیق با توجه به ضعف نسبی انواع روش‌های عددی در ساخت و تحلیل هندسه دلخواه، برای تخمین فشار هیدرودینامیک ناشی از تحریکات لرزه‌ای زمین در بدنه سد های قوسی، از روش هم هندسی با قابلیت مدل‌سازی دقیق هندسه بدین منظور استفاده گردید.

نتایج بدست آمده از مدل با نتایج Tsai and Lee (1990) و Kucukarslana et al (2005) مورد مقایسه قرار گرفت. مجذور حداقل مربعات خطا RMSE برای حل یک سد با ارتفاع ۱۸۰ متر و طول مخزن ۹۰۰ متر در طول بازه زمانی ۵ ثانیه بدست آمد. این امر مبین این نکته بود که خطای ناشی از تقریب هندسه با استفاده از تکنیک‌های گوناگون منجمله بهبودسازی مرتبه تقریب و اندازه مش‌ها در انواع روش‌های عددی، در روند حل مساله بسیار کاهش یافته و به صفر همگرا گردیده است.

دیگر نتیجه قابل توجه استفاده از شرایط مرزی مورد استفاده بود که نشان داد در نظر گرفتن عواملی

نظیر تراکم‌پذیری و غیر چسبنده بودن آب، اغماض از اثر امواج سطحی آب، صلب در نظر گرفته شدن کف مخزن، میرایی اثر امواج در فاصله دور از بدنه سد و از همه مهمتر، اندرکنش سازه و سیال در هنگام وقوع زلزله در بدست آمدن تطابق خوب با نتایج تحلیلی مؤثر می‌باشند. نکته دیگر نیز که می‌توان آنرا در ذکر منابع خطا گنجانده، تابع پیشنهاد شده برای وجه بالادست سد می‌باشد. از آنجا که این معادله با جداول تجربی تهیه گردیده، می‌تواند تقریب قابل توجهی در محاسبات ایجاد نماید.

پیشنهادها

استفاده از شروط مرزی مرتبه بالا و اعمال هندسه واقعی کف مخزن با توابع نررز در روند حل این مساله و همچنین استفاده از تحلیل هم‌هندسی در مسائلی نظیر شکست سد، کاویتاسیون، جریان‌های کم عمق و ... برای توسعه و بهبود جواب‌های بدست آمده پیشین پیشنهاد می‌گردد.

منابع

- Bazilevs, Y., L. Beirao de Veiga, J. A. Cottrell, T. J. R. Hughes and G. Sangalli. 2006. Isogeometric analysis: approximation, stability and error estimates for h-refined meshes. *Mathematical Models and Methods in Applied Sciences*, 16(1):1031–1090.
- Bazilevs, Y., V. M. Calo, Y. Zhang and T. J. R. Hughes. 2006. Isogeometric fluid-structure interaction analysis with applications to arterial blood flow. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 38(1):310–322.
- Bustamante, J. I., E. Rosenblueth, I. Herrera and Flores, A. 1963. Presion hidrodinamica en presas y depositos. *Boletin Sociedad Mexicana de Ingenieria Sismica*, 1(2).
- Cheng, A. 1990. Effect of sediment on earthquake induced reservoir hydrodynamic response. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 112(1): 654–664.
- Chopra, A. K. and P. Chakrabarti. 1972. The earthquake experience at Koyna dam and stresses in concrete gravity dams. *Earthquake Eng Struct Dyn*, 1(1):151–64.
- Clough, R. W., R. M. Stephen and J. S. H. Kuo. 1982. Dynamic response analysis of Techi dam, Report No. EERC 82-09, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Cottrell, J. A., T. J. R. Hughes and A. Reali. 2007. Studies of refinement and continuity in isogeometric analysis. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 196(41): 4160-83
- Cottrell, J. A., A. Reali, Y. Bazilevs and T. J. R. Hughes. 2006. Isogeometric analysis of structural vibrations. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 195(1):5257–96.

- Daniell, W. E., R. A. Mir, M. S. Simic and C. A. Taylor. 1995. Seismic behavior of concrete gravity dams. In 10th European conference on earthquake engineering. 28th August–2nd September, 1994, Vienna, Austria, A.A. Balkema, Rotterdam, 1951–55.
- Fenves, G. and A. K. Chopra. 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(1):13–31.
- Hanna, Y. G. and J. L. Humar. 1982. Boundary element analysis of fluid domain. *Journal of Engineering Mechanics*, American Society of Civil Engineers, 108(1): 436–450.
- Hughes, T. J. R., J. A. Cottrell and Y. Bazilevs. 2005. Isogeometric analysis: CAD, finite elements, NURBS, exact geometry, and mesh refinement. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 194(1): 4135–95.
- Kotsubo, S. 1960. Dynamic water pressure on dams during earthquake. In Second world conference on earthquake engineering, 799–814.
- Kucukarslana, S., S. B. Coskun, B. Taskın. 2005. Transient analysis of dam-reservoir interaction including the reservoir bottom effects, *Journal of Fluids and Structures*, 20: 1073-1084
- Olson, L. C. and K. J. Bathe. 1985. Analysis of fluid–structure interactions. A direct symmetric coupled formulation based on the fluid velocity potential. *Com Struct.*, 12(2): 21–32.
- Pelecanos L., S. Kontoe and L. Zdravkovic. 2013. Numerical modelling of hydrodynamic pressures on dams, *Computers and Geotechnics*, 53(1): 68–82.
- Saini, S., P. Bettess and O. C. Zienkiewicz. 1978. Coupled hydrodynamic response of concrete dams using finite and infinite elements. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 6(1): 363–374.
- Sharan, S. K. 1987. A non-reflecting boundary in fluid–structure interaction. *Computers and Structures*, 26(1): 841–6.
- Tsai, C. S., G. C. Lee and R. L. Ketter. 1990. A semi-analytical method for time domain analyses for dam–reservoir interactions. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 29(1): 913–933.
- U.S. Department of the Interior, B. o. 1977. *Design of Arch Dams*. Denver, Colorado: US. Government Printing Office.
- Von Kármán, T. 1933. Discussion of water pressures on dams during earthquakes. *Trans ASCE*, 98(1): 434–6.
- Wepf, D. H., J. P. Wolf and H. Bachmann. 1988. Hydrodynamic-stiffness matrix based on boundary elements for time domain dam–reservoir–soil analysis. *Earthquake Eng. Str. Dyn.*, 16(1) :417–32.
- Westergaard, H. M. 1933. Water pressure on dams during earthquakes. *Transactions of ASCE*, 98(1): 418–472.
- Yang, C. S., C. S. Tsai and G. C. Lee. 1996. Procedure for time domain seismic analyses of concrete dams. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 122(1): 116–122.
- Zangar, C. N. and R. J. Haefei. 1952. Electric analog indicates effects of horizontal earthquake shock on dams. *Civil Engineering*, 4(1): 54–55.
- Zienkiewicz, O. C. and P. Bettess. 1978. Fluid–structure dynamic interaction and wave forces. An introduction to numerical treatment. *International Journal of Numerical Methods in Engineering*, 13(1):1–16.

Seismic analysis of the arch dams

Emad Addin Amin Abbasi¹, Gholam Abbas Barani²

Abstract

Proper seismic evaluation of dams resistance against breaking, can prevent great financial losses and fatality which is required to precise estimates of forces especially the hydrodynamic pressure. The isogeometric method is a new analysis framework which is used to solve various engineering problems. In this study, it is tried to simulate the fluid-structure interaction and using the isogeometric method to evaluate the hydrodynamic pressure of an arch dam. Results have been compared with the analytical and finite element methods. The resulted Root Mean Square Error (*RMSE*) equal to 0.00216 confirm the accuracy of isogeometric method.

Keyword: Hydrodynamic pressure, Fluid-structure interaction, Isogeometric analysis.

¹PhD student of civil engineering department, Shahid Bahonar University of Kerman, e.aminabbasi@eng.uk.ac.ir

² Professor of civil engineering department, Shahid Bahonar University of Kerman, gab@uk.ac.ir