

نشریه علمی سد و نیروگاه برق آبی ایران  
سال هشتم / شماره سی و یکم / زمستان ۱۴۰۰

Journal of Iranian Dam and Hydroelectric PowerPlant  
8th Year/ No. 31/ March 2022

## بررسی رفتار لرزه‌ای سدهای بتنی وزنی به روش انفجار زیر آب عمیق

سید شهاب امامزاده<sup>۱\*</sup>

### چکیده

در این تحقیق یک انفجار عمیق درون مخزن سد به روش اجزای محدود شبیه‌سازی و رفتار لرزه‌ای سد بررسی شده است. صحت فشار هیدرودینامیک حاصل از شبیه‌سازی عددی با رابطه‌ی تجربی «تیلور» مقایسه گردیده است. به علت عمیق بودن انفجار از تلاطم امواج سطحی صرف‌نظر شده است. جهت تعیین الگوی خرابی سد، از مدل خرابی «لی» برای بتن استفاده شده است. نتایج شبیه‌سازی انفجار یک تن‌تی‌ان‌تی در تراز ۵۰ متری نسبت به کف مخزن، با آثار زلزله ۶٫۵ ریشتری سال ۱۹۶۷ بر روی سد کوینا مقایسه شده و الگوی خرابی تقریباً مشابهی به دست آمد، با این تفاوت که در آزمایش انفجار زیر آب ترک ایجاد شده برخلاف آثار واقعی زلزله تا وجه پایین دست سد رشد نمی‌یابد. ارزیابی نتایج بیانگر آن است که آزمایش کنترل شده انفجار درون مخزن یک سد می‌تواند برای بررسی ایمنی بدنه‌ی سد در برابر امواج هیدرودینامیک مورد استفاده قرار گیرد.

### واژه‌های کلیدی

سد بتنی وزنی، انفجار زیر آب عمیق، اجزای محدود، امواج هیدرودینامیک

---

<sup>۱\*</sup> استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران. [shemamzadeh@khu.ac.ir](mailto:shemamzadeh@khu.ac.ir)

## مقدمه

آزمایش‌ها با نتایج تحلیل حاصل از مدل ریاضی مقایسه شده است. در آزمایش ارتعاش اجباری، با ژنراتورهای ارتعاشی نیروی قابل کنترلی از نظر موقعیت، جهت و بزرگی به بدنه‌ی سد وارد گردیده و فرکانس‌ها، اشکال و میرایی مودها بدست می‌آید.

در این روش، صرفاً بدنه‌ی سد می‌لرزد و آب داخل مخزن ساکن است. درحالی‌که در زمان وقوع زلزله، مخزن سد هم مرتعش شده و فشارهای هیدرودینامیکی به بدنه سد وارد می‌نماید. بنابراین آزمایش انفجار زیر آب و تحریک مخزن می‌تواند تکمیل‌کننده‌ی آزمایش‌های ارتعاش بدنه‌ی سد باشد.

تحقیقات نادری در این زمینه انجام شده که می‌توان به مطالعات میدانی بر روی سد قوسی لانگ‌یانگ<sup>۷</sup> واقع در رودخانه‌ی زرد چین اشاره نمود (قناعت<sup>۸</sup> و همکاران، ۱۹۹۲). در تحقیق انجام‌شده مقداری ماده‌ی منفجره در کف مخزن کار گذاشته شد و با نصب دستگاه‌های گیرنده در بدنه‌ی سد، شش فرکانس و مود بدنه‌ی سد و میرایی مودی در محدوده‌ی فرکانسی ۳/۱۷ تا ۶/۲۹ هرتز شناسایی شد. همچنین جابجایی تاج سد توسط ابزار دقیق متصل به بدنه‌ی سد ثبت و مورد تطبیق با نتایج شبیه‌سازی اجزای محدود قرار گرفت (قناعت و همکاران، ۲۰۰۰). برای تحلیل سد قوسی به روش اجزای محدود از دو برنامه EACD-3D با لحاظ تراکم-پذیری آب به نگارش هال و چوپرا<sup>۹</sup> (۱۹۸۷) و GDAP با لحاظ تراکم‌ناپذیری آب به نگارش قناعت و همکاران (۱۹۹۳) استفاده شد.

اسپراگو و گیبرز<sup>۱۰</sup> (۲۰۰۶)، دقت روش اجزای محدود در شبیه‌سازی انتشار امواج انفجار زیر آب را با نظریف شبکه اجزای محدود و افزایش درجه توابع شکل بررسی نمودند. همچنین، راس و همکاران (۲۰۰۸ و ۲۰۰۹)، صحت تبادل

به علت اهمیت سدها در آب‌رسانی، سلامت سد در زمان بهره‌برداری و به‌خصوص پس از وقوع حوادث از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. در برخی از این حوادث، فشارهای هیدرودینامیکی شدیدی در مخزن سد ایجاد شده که می‌تواند پایداری سد را به مخاطره اندازد. از جمله این حوادث می‌توان به زلزله، پرتاب قطعاتی از تکیه‌گاه سد به داخل مخزن و حملات نظامی اشاره نمود. در این موارد فشار قابل ملاحظه‌ای از طرف آب داخل مخزن بر بدنه‌ی سد وارد می‌شود. ایمنی سد بستگی زیادی به فشارهای هیدرودینامیک وارده دارد.

در سازه‌های مهم مانند سدها بررسی این نکته اهمیت دارد که آیا سدها در واقعیت نیز مانند آنچه در طراحی فرض شده است، رفتار می‌کنند؟ بهترین روش برای بررسی دقت مدل‌های ریاضی و تئوری‌های مربوط به آنها در پیشگویی رفتار لرزه‌ای سدها، استفاده از آزمایش‌های با مقیاس کامل است. در چنین آزمایش‌هایی، ارتعاشات بدنه‌ی سد که به صورت طبیعی وجود دارد و یا به صورت مصنوعی ایجاد می‌گردد، ثبت می‌شود. از نتایج آزمایش‌ها برای ارزیابی و توسعه مدل‌های ریاضی، بهبود بخشیدن به روش‌های طراحی لرزه‌ای و برآورد نحوه‌ی کارکرد سدهای موجود در لرزش‌های شدید استفاده می‌گردد.

در این راستا آزمایش‌های میدانی مختلفی جهت بررسی سلامت سدهای ساخته‌شده در برابر حوادث احتمالی مطرح شده است. تاکنون آزمایش‌های ارتعاش محیطی و اجباری بر روی چندین سد بتنی قوسی توسط هال<sup>۱</sup> (۱۹۸۸)، کلاف<sup>۲</sup> و همکاران (۱۹۸۲)، دینوم و دونگار<sup>۳</sup> (۱۹۸۲) و چندین سد خاکی توسط الگامال<sup>۴</sup> (۱۹۹۳)، پتروفسکی<sup>۵</sup> (۱۹۷۴)، عبدالغفار<sup>۶</sup> و همکاران (۱۹۸۱) انجام شده و نتایج این

<sup>7</sup> Longyangxia

<sup>8</sup> Ghanaat

<sup>9</sup> Hall & chopra

<sup>10</sup> Sprague & Geers

<sup>1</sup> Hall

<sup>2</sup> Clough

<sup>3</sup> Deinum & Dungan

<sup>4</sup> Elgamal

<sup>5</sup> Petrovski

<sup>6</sup> Abdel-ghafar

در این رابطه،  $d$  عمق ماده منفجره برحسب فوت و  $W$  وزن آن برحسب پوند است. فشار وارد بر بدنه یک سد به علت انفجار زیر آب تابعی از زمان و عمق است. لذا فشار موج برخوردی به بدنه سد را می‌توان به صورت حاصل ضرب توابع زمانی و مکانی نوشت. تیلور<sup>۳</sup> (۲۰۰۰) و کول<sup>۴</sup> (۱۹۴۸) روابطی تجربی و به صورت نمایی برای انفجار عمیق و غیرتماسی ارائه نمودند. در این رابطه فاز منفی یا مکش بار انفجار در نظر گرفته نشده است.

$$P(t) = P_m e^{-t/\theta} \quad (2)$$

$$P_m = 52.16 \left( \frac{W^{1/3}}{S} \right) \quad (3)$$

$$\theta = 96.5 \left( W^{1/3} \right) \left( \frac{W^{1/3}}{S} \right)^{-0.22} \quad (4)$$

$P_m$ : فشار جبهه موج (مگاپاسکال)

$\theta$ : زمان میرایی موج در آب (میکروثانیه)

$W$ : وزن ماده منفجره (کیلوگرم)

$S$ : فاصله ماده منفجره تا یک نقطه دلخواه درون مخزن (متر)

جدول (۱): انرژی معادل تی‌ان‌تی برای زلزله‌هایی با بزرگی مختلف

بزرگی زلزله (ریشتر)	انرژی معادل تی‌ان‌تی
۱	۱۸۰ گرم
۲	۶/۵ کیلوگرم
۳	۱۹۰ کیلوگرم
۴	۶ تن
۵	۱۹۹ تن
۶	۶۲۷۰ تن
۷	۱۹۹۰۰۰ تن
۸	۶۲۷۰ کیلوتن
۹	۱۹۹۰۰۰ کیلوتن

معمولا در توصیف شدت و بزرگی زلزله‌ها، انرژی یک زلزله با انرژی مقدار مشخصی ماده منفجره مقایسه می‌شود. در تحلیل‌های انفجاری انرژی حاصل از انفجار یک گرم تی‌ان‌تی

نیروی اندرکنشی بین شبکه‌های نامنطبق آب و سازه را به روش ضرایب لاگرانژ مورد مطالعه قرار دادند.

یکی از آخرین تحقیقات انجام شده شبیه‌سازی عددی زانگ<sup>۱</sup> و همکاران (۲۰۱۴) است. در این تحقیق اثر انفجار ۳۰۰ کیلوگرم تی‌ان‌تی مکعبی شکل کارگذاشته شده در سطح مخزن یک سد وزنی فرضی به ارتفاع ۷۰ متر مورد مطالعه قرار گرفته است. ابعاد شبکه مخزن از ۴۰ الی ۵ سانتی‌متر ظریف شده و توزیع زمانی و مکانی فشار ناشی از انفجار زیر آب با نتایج تحلیلی کول مقایسه شده است. طبق این تحقیق در شبکه ریز ۵ سانتی‌متر تعداد المان‌ها بسیار زیاد بوده و نتایج به دست آمده با شبکه ۱۰ سانتی‌متر تفاوت زیادی ندارد. در تحقیق حاضر با بهره‌گیری از نتایج تحقیق‌های اشاره شده، یک آزمایش انفجار زیر آب برای صحت و سلامت سدهای بتنی وزنی و بررسی مشخصات دینامیکی آنها شبیه سازی شده است. شبیه‌سازی عددی ارائه شده می‌تواند راهنمای مناسبی جهت انجام آزمایش‌های واقعی باشد.

#### بارگذاری انفجار زیر آب

بارگذاری انفجاری بستگی به مقدار ماده منفجره و فاصله آن تا سازه دارد. اگر فاصله‌ی ماده‌ی منفجره تا سازه بیش از ۱۰ برابر شعاع ماده‌ی منفجره باشد، انفجار غیرتماسی یا انفجار با فاصله نامیده می‌شود. در انفجار غیرتماسی دور از سازه، می‌توان از اثرات حرارتی انفجار صرف‌نظر نمود. همچنین در طبقه‌بندی مسائل انفجار زیر آب، انفجاری عمیق است که اثر آن روی سطح مخزن ناچیز بوده و ارتفاع امواج سطحی حاصله در مقایسه با ارتفاع مخزن خیلی کوچک باشد. در مقابل، انفجاری سطحی است که اثر تلاطم قابل توجهی در سطح آب ایجاد کرده و باید در توزیع فشار هیدرودینامیک در نظر گرفته شود. طبق تجربیات مهاته<sup>۲</sup> و همکاران (۱۹۹۶)، اگر عمق مقیاس شده بیش از ۶ باشد انفجار عمیق است. عمق مقیاس شده به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$D = \frac{d}{w^{1/3}} \quad (1)$$

<sup>3</sup> Taylor

<sup>4</sup> Cole

<sup>1</sup> Zhang

<sup>2</sup> Mehaute

فشار موج برخوردی (incident) و انعکاسی (scattered) در مرز مشترک سد و مخزن است.

$$\mathbf{p} = \mathbf{p}_i + \mathbf{p}_s \quad (8)$$

با توجه به اینکه فشار برخوردی از روابط تجربی مانند رابطه (۲) قابل محاسبه است، بنابراین فشار مجهول در معادلات اندرکنش را می‌توان فشار انعکاسی در نظر گرفت و معادلات اندرکنشی ۶ و ۷ را به صورت زیر بازنویسی نمود.

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{S}_{fs}^T (\mathbf{p}_i + \mathbf{p}_s) \quad (9)$$

$$\mathbf{M}_f \ddot{\mathbf{p}}_s + \mathbf{C}_f \dot{\mathbf{p}}_s + \mathbf{K}_f \mathbf{p}_s = \mathbf{S}_{fs} \ddot{\mathbf{u}} - (\mathbf{M}_i \ddot{\mathbf{p}}_i + \mathbf{C}_i \dot{\mathbf{p}}_i + \mathbf{K}_i \mathbf{p}_i) \quad (10)$$

اگر پاسخ بدنه‌ی سد در برابر موج برخوردی  $\ddot{\mathbf{u}}_i$  و موج انعکاسی  $\ddot{\mathbf{u}}_s$  جداگانه بررسی شود، آنگاه معادله حاکم بر مخزن برحسب فشار برخوردی و انعکاسی به فرم زیر قابل تجزیه است.

$$\mathbf{M}_f \ddot{\mathbf{p}}_i + \mathbf{C}_f \dot{\mathbf{p}}_i + \mathbf{K}_f \mathbf{p}_i = \mathbf{S}_{fs} \ddot{\mathbf{u}}_i \quad (11)$$

$$\mathbf{M}_f \ddot{\mathbf{p}}_s + \mathbf{C}_f \dot{\mathbf{p}}_s + \mathbf{K}_f \mathbf{p}_s = \mathbf{S}_{fs} \ddot{\mathbf{u}}_s \quad (12)$$

برای حل معادلات اندرکنشی سد و مخزن در حوزه زمان از روش گام‌به‌گام نیومارک<sup>۳</sup> استفاده می‌شود. برای انتخاب گام زمانی و ابعاد المان‌های مخزن به کمک تحلیل فوریه<sup>۴</sup> می‌توان بیشترین فرکانس امواج را معین کرد. بدیهی است گام زمانی باید به اندازه کافی کوچک انتخاب شود تا بتوان بارگذاری‌های با فرکانس بالا را با دقت کافی به سیستم اعمال نمود.

### شرایط مرزی

به همراه معادلات اندرکنش سد و مخزن، شرایط مرزی اندرکنش سد و مخزن، کف مخزن، سطح آزاد، بی‌نهایت و تکیه‌گاه سد به شرح زیر قابل تعریف هستند.

• مرز اندرکنش سد و مخزن  $S_{fs}$ :

در مرز اندرکنش سد و مخزن، حرکت آب مخزن مستقیماً به حرکت سازه سد وابسته است. روی این مرز، آب و سازه تغییر مکان عمود بر مرز یکسان دارند، اما حرکات مماسی آنها به یکدیگر متصل نیست. همچنین در این مرز مشتق فشار در جهت عمود بر مرز مشخص است.

معادل ۴/۴ کیلوژول در نظر گرفته می‌شود. از طرفی در مطالعات زلزله‌شناسی، انرژی آزاد شده در یک زلزله از رابطه گوتنبرگ-ریشتر (۱۹۵۶) به دست می‌آید:

$$\text{Log} E = 1.5 M_L + 11.4 \quad (5)$$

$E$ : انرژی آزاد شده برحسب ارگ ( $1 \text{ erg} = 10^{-7} / \text{Joule}$ )

$M_L$ : بزرگی زلزله برحسب ریشتر

در جدول (۱)، انرژی آزاد شده در زلزله و انفجار مقایسه شده است.

### معادلات اندرکنش آب و سازه

معادلات دیفرانسیل تعادل دینامیکی سد و مخزن با استفاده از روش گالرگین به معادلات انتگرالی تبدیل شده و پس از گسسته‌سازی و مونتاز معادلات بر روی کل دامنه نوشته می‌شود. یکی از روش‌های مرسوم برای تحلیل عددی معادلات اندرکنش آب و سازه روش اویلر-لاگرانژ درگیر<sup>۱</sup> است. در این روش رفتار بدنه‌ی سد لاگرانژی و رفتار مخزن سد اویلری در نظر گرفته شده و معادلات درگیر سد و مخزن بدست می‌آید (گوتنبرگ و ریشتر<sup>۲</sup> (۱۹۵۶)).

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{S}_{fs}^T \mathbf{p} \quad (6)$$

$$\mathbf{M}_f \ddot{\mathbf{p}} + \mathbf{C}_f \dot{\mathbf{p}} + \mathbf{K}_f \mathbf{p} = \mathbf{S}_{fs} \ddot{\mathbf{u}} \quad (7)$$

در این معادله  $M$  ماتریس جرم کل سد،  $C$  ماتریس میرایی کل سد،  $K$  ماتریس سختی کل سد،  $\mathbf{u}$  بردار تغییر مکان گرهی سد،  $\dot{\mathbf{u}}$  بردار سرعت گرهی سد،  $\ddot{\mathbf{u}}$  بردار شتاب گرهی سد،  $\mathbf{p}$  بردار فشار کل مخزن و  $\mathbf{S}_{fs}$  ماتریس اندرکنشی است. ماتریس اندرکنشی فشار گرهی مخزن را با جابجایی‌های گرهی سد در مرز مشترک درگیر می‌نماید. همچنین در این معادله  $M_f$  ماتریس شبه جرم کل مخزن،  $C_f$  ماتریس شبه میرایی کل مخزن و  $K_f$  ماتریس شبه سختی کل مخزن است.

پس از انفجار زیر آب امواج حاصل از انفجار با فشار  $\mathbf{p}_i$  به بدنه‌ی سد برخورد کرده و با فشار  $\mathbf{p}_s$  از بدنه‌ی سد انعکاس می‌یابند. آنچه که بدنه‌ی سد را مرتعش می‌سازد مجموع

<sup>3</sup> Newmark

<sup>4</sup> Fourier Analysis

<sup>1</sup> Coupled Euler-Lagrange

<sup>2</sup> Gutenberg & Richter

$$\frac{\partial p}{\partial x} = -\frac{1}{c} \dot{p} \quad (۱۴)$$

در این رابطه  $c$  سرعت موج در آب و  $X$  جهت بی‌نهایت را نشان می‌دهد.

• **مرز تکیه‌گاه سد:**

با فرض عدم اندرکنش خاک و سازه، می‌توان سطح تماس بدنه سد با خاک را گیردار فرض نمود.

**معیار خرابی بتن**

معمولاً یک سد بتنی، با فرض رفتار ارتجاعی خطی بتن طراحی می‌شود. حتی در بارهای بهره‌برداری عادی نیز امکان به وجود آمدن تنش‌های کششی بالا و متعاقباً ایجاد ترک‌های کششی در موقعیت‌های مختلف، مانند محل اتصال بتن به پی و یا باز شدن درزهای اجرایی وجود دارد. با وجود این، ترک‌های مویی سطحی ایجاد شده، خطری در ایمنی سد محسوب نمی‌شود.

$$\frac{1}{\rho_f} \frac{\partial p}{\partial n} = \ddot{u}_n \quad (۱۳)$$

• **مرز سطح آزاد مخزن  $S_{fp}$ :**

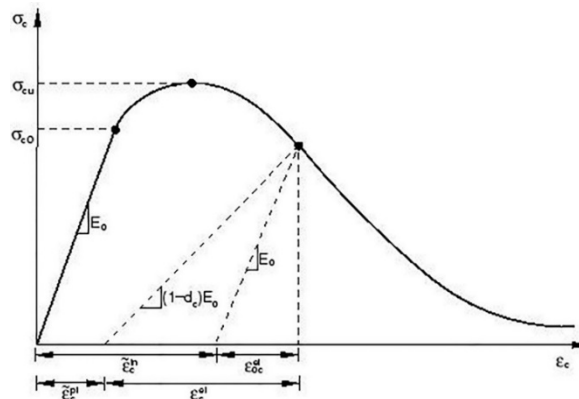
در سطح مخزن، فشار در صورت ناچیز بودن تلاطم سطحی برابر صفر در نظر گرفته می‌شود. معمولاً در زلزله‌های خفیف یا انفجار عمیق، ارتفاع امواج سطحی ناچیز است.

• **مرز کف مخزن  $S_{fi}$ :**

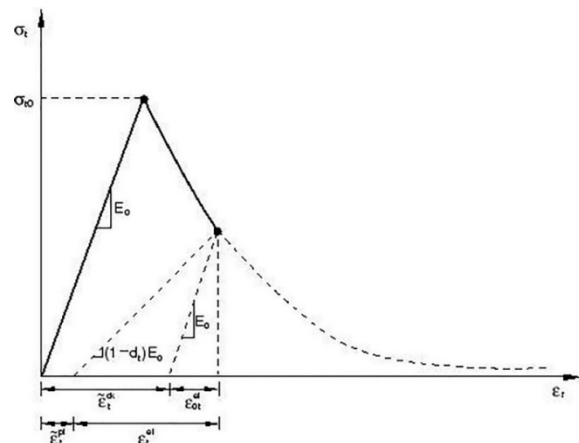
در مرز کف مخزن با فرض صلب بودن شتاب صفر بوده و در نتیجه مشتق فشار در جهت عمود بر مرز صفر می‌شود.

• **مرز بی‌نهایت در بالادست مخزن  $S_{fi}$ :**

اگر فرض شود که مخزن یک سد تا فاصله دوری گسترش دارد بهتر است که ناحیه محاسباتی را کوچک و یک شرط مرزی بی‌نهایت اعمال کرده تا بتوان امواج عبوری را بدون انعکاس به سمت خارج از مرز هدایت نمود. معادله حاکم بر مرز بی‌نهایت به صورت زیر است:



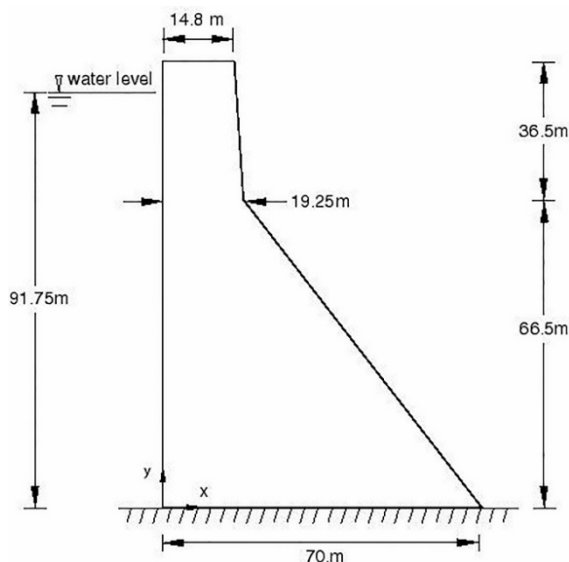
شکل (۱): نمودار تنش-کرنش بتن تحت فشار تک محوره (لی و همکاران (۱۹۹۸))



شکل (۲): نمودار تنش-کرنش بتن تحت کشش تک محوره (لی و همکاران (۱۹۹۸))

مطابق شکل (۲) برای شبیه‌سازی ترک‌خوردگی بتن در کشش نیز شاخص خرابی کشش  $d_i$  تعریف شده که رفتار غیرخطی بتن را نشان می‌دهد. ترک‌های ایجاد شده معمولاً در جهت عمود بر جهت تنش‌های کشش حداکثر رشد نموده و یک ناحیه ترک‌اندود را ایجاد می‌نمایند. در مدل ترک‌اندود، ناحیه ترک‌خورده به صورت یک سری ترک‌های موازی پخش شده در نظر گرفته شده و اثر ترک با کاهش سختی در جهت عمود بر ترک به صفر یا یک مقدار مشخصی، در تحلیل لحاظ می‌گردد.

مطابق شکل پس از ایجاد ترک اولیه، مقاومتی برای بتن در نظر گرفته شده است. این مقاومت تا مقدار معینی از بازشدگی ترک ادامه داشته و به آن خاصیت سخت‌شوندگی کششی گفته می‌شود.



شکل (۳): مشخصات هندسه سد بتنی

### نمونه موردی: سد کوینا

جهت بررسی نتایج، سد بتنی وزنی کوینا در هندوستان به ارتفاع ۱۰۳ متر و طول ۸۵۰ متر مطابق شکل (۳) در نظر گرفته شده است. این سد در سال‌های ۱۹۵۴ الی ۱۹۶۳ ساخته شده است. در سال ۱۹۶۷ بر اثر زلزله ۶/۵ ریشتری منطقه کوینا قسمت‌هایی از این سد تخریب شد. در هنگام وقوع زلزله ارتفاع آب در مخزن در حدود ۹۱ متر بود. شتاب-نگارهای موجود در گالری سد حداکثر شتاب افقی در راستای

در بارهای غیرعادی مانند زلزله یا انفجار به علت بروز ترک‌های کششی و تنش‌های فشاری بالا، رفتار غیرخطی بتن مورد انتظار خواهد بود. رفتار غیرخطی بتن را می‌توان با آزمایش تک محوری و کنترل تغییر شکل تا مرحله‌ی خرابی به دست آورد. لی<sup>۱</sup> و همکاران (۱۹۹۸)، رفتار غیرخطی بتن را تا مرحله‌ی خرابی مورد مطالعه قرار داده و با تعریف شاخص خرابی در کشش و فشار، معیار آسیب‌پذیری بتن را جهت کاربرد در تحلیل‌های عددی به شرح زیر ارائه نمودند. در شکل (۱) رفتار تنش-کرنش بتن تا مرحله خرابی در فشار نشان داده شده است. بتن در تنش اولیه  $\sigma_{c0}$  به تسلیم می‌رسد، تا قبل از این تنش، رفتار بتن، ارتجاعی خطی با شیب  $E_0$  است. پس از این مرحله مقاومت بتن به صورت غیرخطی تا مقدار  $\sigma_{cu}$  افزایش می‌یابد. پس از این مرحله کرنش فشاری کل  $\epsilon_c$  را می‌توان با رسم یک خط به شیب  $E_0$  به دو قسمت الاستیک اولیه  $\epsilon_{0c}^{el}$  و غیرالاستیک  $\epsilon_c^{in}$  به فرم زیر تبدیل نمود:

$$\epsilon_c = \epsilon_{0c}^{el} + \epsilon_c^{in} \quad (15)$$

$$\epsilon_{0c}^{el} = \frac{\sigma_0}{E_0} \quad (16)$$

$$\epsilon_c^{in} = \epsilon_c - \epsilon_{0c}^{el} \quad (17)$$

در واقع کرنش غیرالاستیک  $\epsilon_c^{in}$  با فرض عدم خرابی محاسبه شده است. بنابراین این کرنش باید تصحیح شده و به کرنش پلاستیک تبدیل شود. در این حالت با رسم خطی به شیب  $(1-d_c)E_0$ ، کرنش پلاستیک از رابطه‌ی (۱۸) به دست می‌آید.

$$\epsilon_c^{pl} = \epsilon_c^{in} - \frac{d_c}{1-d_c} \frac{\sigma_0}{E_0} \quad (18)$$

در این رابطه  $d_c$  شاخص خرابی بتن در فشار است. اگر کرنش غیرالاستیک صفر باشد، شاخص خرابی برابر صفر در نظر گرفته می‌شود، در غیر این صورت شاخص خرابی از نمودار آزمایشگاهی کرنش-شاخص خرابی  $(d_c - \epsilon_c^{in})$  به دست می‌آید.

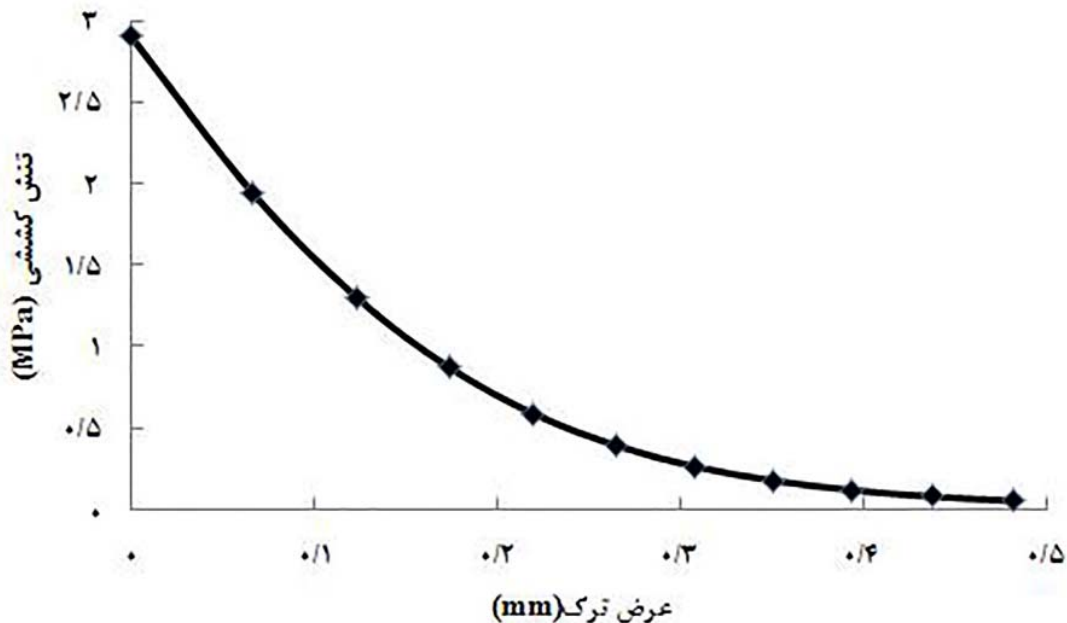
فشار از نقطه مرجع با تاخیر زمانی به سایر نقاط وارد می‌شود. در رابطه (۲) فشار حداکثر جبهه موج ۳۲ مگاپاسکال و زمان میرایی ۱ میلی ثانیه در نظر گرفته شده است. در جدول (۳)، مشخصات بتن مصرفی سد کوینا، آورده شده است.

جدول (۳): مشخصات بتن مصرفی در بدنه سد کوینا (گوتنبرگ

و ریشر (۱۹۵۶))

مقدار	نشانه	کمیت
۲۶۴۳	$\rho(\text{kg/m}^3)$	چگالی
۳۱/۰۲۷	E(GPa)	مدول الاستیسیته
۰/۱۵	$\nu$	ضریب پواسون
۳۶/۳۱	$\psi$	زاویه اتساع
۱۳/۰	$\sigma_{c0}(\text{Mpa})$	تنش تسلیم اولیه فشاری
۲۴/۱	$\sigma_{cu}(\text{Mpa})$	تنش نهایی فشاری
۰/۰۰۱	$\epsilon_{up}$	کرنش پلاستیک نهایی
۲/۹	$\sigma_{t0}(\text{Mpa})$	تنش گسیختگی کششی

شکل‌های (۴) و (۵)، رفتار غیرخطی بتن در کشش را تا مرحله خرابی و ترک خوردگی طبق نتایج آزمایشگاهی نشان می‌دهد. مقادیر عددی نمودارها در جدول (۴) آورده شده است.



شکل (۴): رفتار سخت شوندهگی بتن در کشش

بالادست-پایین دست را برابر  $0/49g$  و در راستای عمود بر آن را برابر  $0/63g$  ثبت نموده‌اند. در این زلزله ترک‌هایی افقی در بالادست و پایین دست سد ایجاد شد. شدت تخریب در محل تغییر شیب بدنه‌ی سد در پایین دست، بیشتر از سایر نقاط سد گزارش شد. به دلیل ثبت اطلاعات لرزه‌ای سد کوینا، تحلیل عددی بسیاری توسط محققین روی این سد انجام شده است. لذا جهت ارزیابی لرزه‌ای، تخریب واقعی سد به علت زلزله کوینا با تخریب حاصل از آزمایش انفجار زیر آب مقایسه می‌گردد. در مدل ریاضی سد کوینا، پی صلب فرض شده و شرط تکیه‌گاه گیردار در پایه سد اعمال شده است.

مشخصات سد و ماده‌ی انفجاری به شرح زیر است:

چگالی آب مخزن:  $1020$  کیلوگرم بر متر مکعب

مدول حجمی آب داخل مخزن:  $2$  گیگاپاسکال

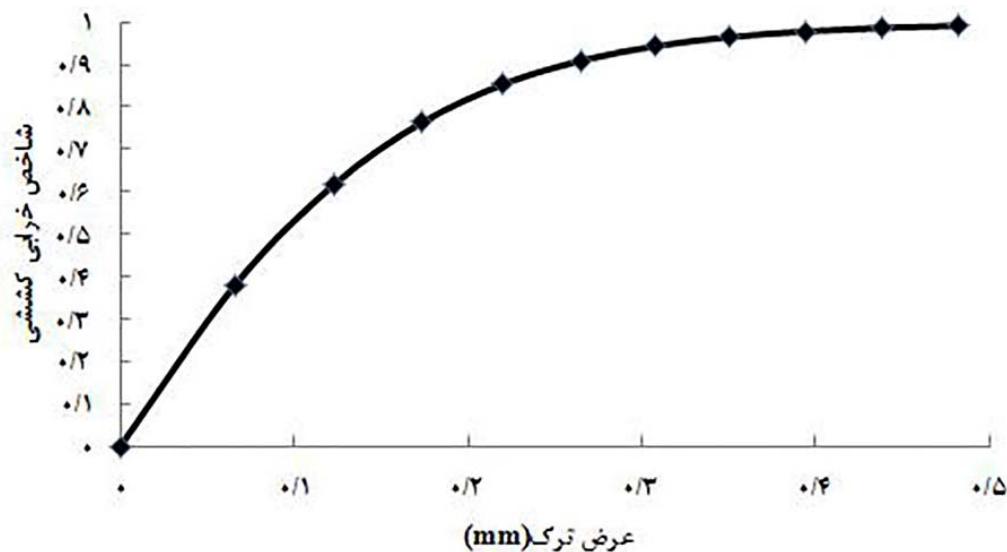
نسبت میرایی بدنه سد:  $3$  درصد

وزن ماده منفجره:  $1$  تن

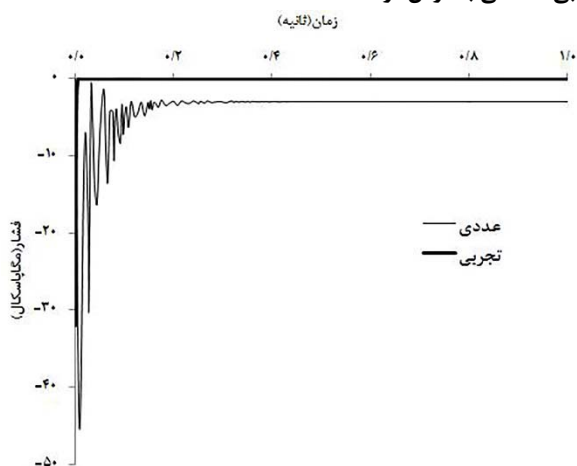
فاصله افقی ماده منفجره تا بدنه سد:  $15$  متر

عمق ماده منفجره:  $50$  متر

طبق رابطه (۱)، فاصله مقیاس شده حدوداً  $2$  بوده و لذا انفجار سطحی می‌باشد و ایجاد تلاطم در سطح مخزن محتمل می‌باشد. در مدل ریاضی انفجار، جبهه‌ی موج به صورت کروی و فشار اعمالی در نقطه مرجع طبق رابطه (۲) فرض شده است.



شکل (۵): تغییرات شاخص خرابی کششی با عرض ترک



شکل (۷): مقایسه نتایج عددی و تجربی فشار هیدرودینامیک نقطه مرجع

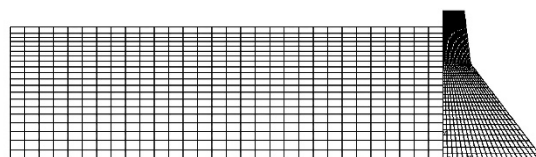
### صحت‌سنجی فرآیند شبیه‌سازی عددی

جهت بررسی صحت فرآیند شبیه‌سازی عددی، تاریخچه فشار به‌دست‌آمده از مدل در نقطه مرجع با نتایج تجربی رابطه (۲) مقایسه می‌شود. طبق شکل (۷) تاریخچه فشار در نقطه مرجع نزدیکی زیادی به‌خصوص در محدوده‌ی حداکثر فشار با نتایج تجربی دارد. همچنین مشاهده می‌شود که تاریخچه فشار مدل عددی پس از چندین نوسان به مقدار نهایی ۳ MPa می‌رسد. دلیل این فشار باقی‌مانده، فرض بدون لزجت بودن محیط آب است. با این فرض هیچ‌گونه میرایی برای انتشار امواج در نظر گرفته نشده است. همچنین مرزهای بینهایت معمولاً مقداری ناچیز از امواج را به داخل مخزن انعکاس می‌دهند.

جدول (۴): شاخص خرابی بتن در کشش (گوتنبرگ و ریشتر (۱۹۵۶))

شاخص خرابی	عرض ترک (میلی‌متر)	تنش (مگاپاسکال)
۰	۰	۲/۹
۰/۳۸۱۲۱۷	۰/۰۶۶۱۸۵	۱/۹۴۳۹۳۰
۰/۶۱۷۱۰۷	۰/۱۲۲۸۶	۱/۳۰۳۰۵۰
۰/۷۶۳۰۷۲	۰/۱۷۳۴۲۷	۰/۸۷۳۴۶۳
۰/۸۵۳۳۹۳	۰/۲۲۰۱۹	۰/۵۸۵۵۰۰
۰/۹۰۹۲۸۲	۰/۲۶۴۷۱۸	۰/۳۹۲۴۷۲
۰/۹۴۳۸۶۵	۰/۳۰۸۰۸۸	۰/۲۶۳۰۸۲
۰/۹۴۳۸۶۵	۰/۳۵۱۰۵	۰/۱۷۶۳۴۹
۰/۹۷۸۵۰۶	۰/۳۹۶۱۳۸	۰/۱۱۸۲۱
۰/۹۸۶۷	۰/۴۳۷۷۴۴	۰/۰۷۹۲۳۸۸
۰/۹۹۱۷۷	۰/۴۸۲۱۶۵	۰/۰۵۳۱۱۵

مطابق شکل (۶)، مدل اجزای محدودی از بدنه‌ی سد در نرم افزار آباکوس با ۳۸۲۱ گره و ۳۷۲۰ المان چهارگره‌ی کرنش صفحه‌ای بنام CPE4R در نظر گرفته شده است. برای محیط پیوسته مخزن نیز از ۲۰۳۱ گره و ۱۹۳۰ المان چهارگره‌ی آکوستیکی بنام AC2D4 استفاده شده است. بازه زمانی یک ثانیه پس از برخورد موج انفجار به سد با روش گام‌به‌گام و به گام‌های ۱۰ میکروثانیه‌ای تقسیم شده است.



شکل (۶): شبکه اجزای محدود سد و مخزن

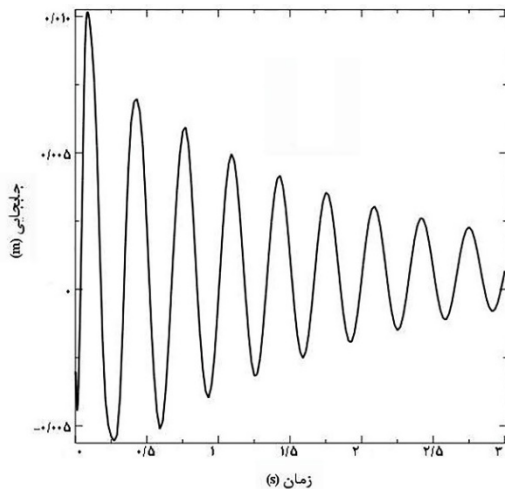


### پاسخ لرزه‌ای سد به انفجار زیر آب

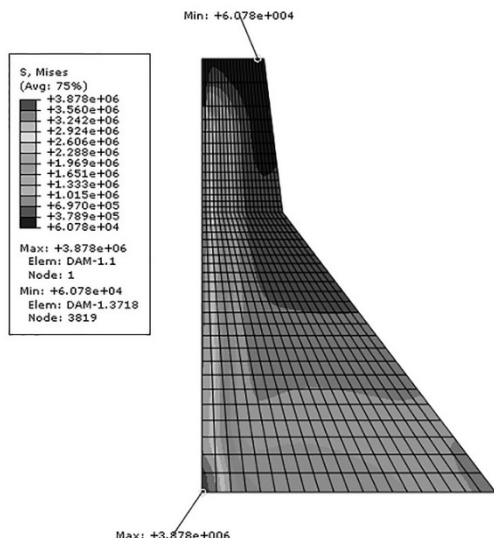
یکی از مشخصه‌های مهم در بررسی رفتار لرزه‌ای یک سد، حداکثر جابه‌جایی تاج آن سد است. طبق شکل (۸) مشاهده می‌شود که جابه‌جایی تاج سد در جهت افقی به حدود ۵ سانتی‌متر می‌رسد در چنین تغییر مکانی احتمال آسیب بدنه سد وجود دارد.

مطابق شکل (۹) حداکثر تغییر شکل قائم حدود ۱ سانتی‌متر بوده و نشان می‌دهد در این جهت امواج انفجاری به علت اعمال بار وزن سد تأثیر کمتری نسبت به جهت افقی دارند. مطابق شکل (۱۰) و (۱۱)، کانتور تنش فون مایسز<sup>۱</sup> در لحظات اولیه پس از انفجار نشان داده شده است. ایجاد حداکثر تنش در پاشنه سد، احتمال آسیب‌دیدگی را در این منطقه نشان می‌دهد. همچنین حداقل تنش در تاج سد ایجاد می‌شود.

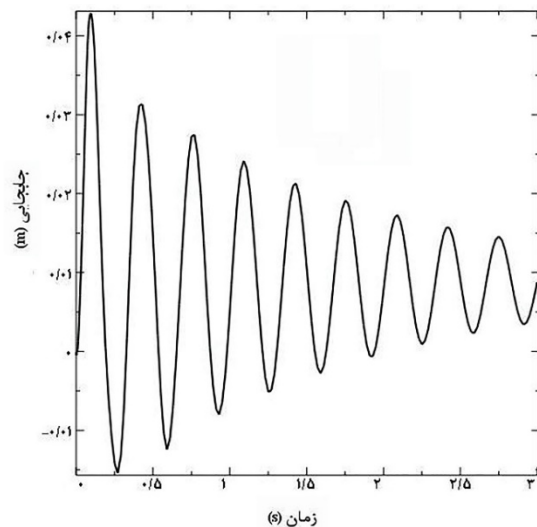
شکل (۱۳) نتیجه تحلیل لرزه‌ای سد کوینا را طبق گزارش کوالیر و کاراتون<sup>۳</sup> (۲۰۰۵) نشان می‌دهد. مشابهت رفتار بدنه سد در مقابل زلزله و انفجار، ایجاد تنش‌های کشش و ترک‌خوردگی در پاشنه سد بوده ولیکن تفاوت این دو در محل تغییر شیب بدنه است. بر اثر زلزله ترکی از پایین دست سد شروع شده و به بالا دست گسترش می‌یابد. در حالی که در انفجار منطقه‌ی ترک‌خورده در وجه بالادست بوده و به طور کامل به سمت پایین دست گسترش پیدا نکرده است.



شکل (۹): تاریخچه جابه‌جایی قائم تاج سد



شکل (۱۰): کانتور تنش فون مایسز در زمان ۱ میلی ثانیه پس از انفجار



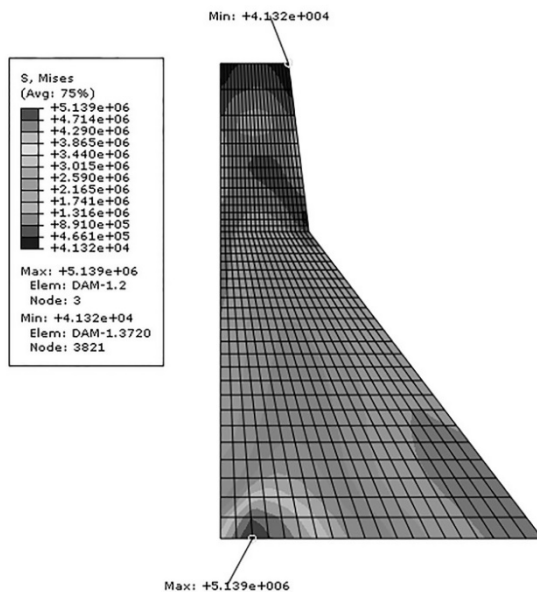
شکل (۸): تاریخچه جابه‌جایی جانبی تاج سد

در شکل (۱۲) کانتور اندیس خرابی<sup>۲</sup> بتن در کشش نشان داده شده است. در محدوده وقوع انفجار، تخریب موضعی در بدنه سد دیده می‌شود و همچنین به علت تولید تنش‌های کششی بالا در پاشنه سد وقوع ترک در این منطقه قابل انتظار است. از نتایج به‌دست‌آمده مشاهده می‌شود که انفجار زیر آب باعث تخریب موضعی بدنه سد شده و در پاشنه سد تنش‌های کششی را تشدید می‌نماید.

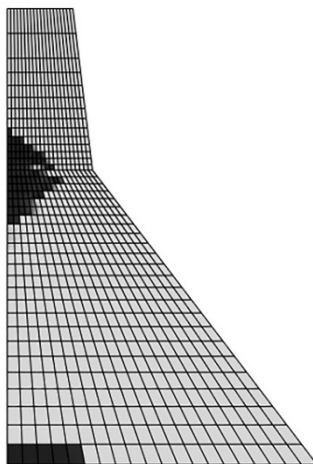
<sup>3</sup> Calayer & Karaton

<sup>1</sup> Von Mises Stress

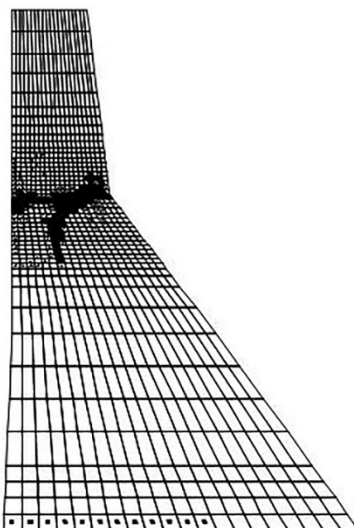
<sup>2</sup> Damage index contour



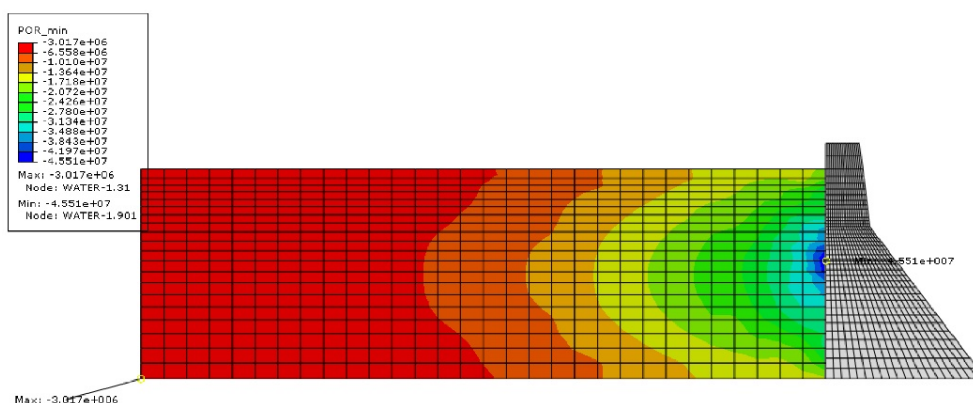
شکل (۱۱): کانتور تنش فون مایسز در زمان ۷ میلی ثانیه پس از انفجار



شکل (۱۲): کانتور اندیس خرابی کشش و ترک در انتهای تحلیل بر اثر انفجار زیر آب



شکل (۱۳): کانتور ترک خوردگی در انتهای تحلیل بر اثر زلزله کوبینا (کاوالیر و کاراتون (۲۰۰۵))



شکل (۱۴): پوش توزیع فشار هیدرودینامیک در مخزن

### فشار هیدرودینامیک در مخزن

عامل مهم در تعیین رفتار سد توزیع فشار هیدرودینامیک وارده بر بدنه سد می‌باشد. مطابق شکل (۱۴) فشار هیدرودینامیک در محدوده نقطه مرجع به مقدار حداکثر ۴۵ مگاپاسکال رسیده و با فاصله گرفتن از این نقطه مقدار فشار در مرزهای دور تا ۳ مگاپاسکال کاهش می‌یابد. همچنین فشاری به میزان ۳ مگاپاسکال در سطح مخزن ایجاد شده که به دلیل آن است که انفجار ایجاد شده طبق تعریف مهاته<sup>۱</sup> عمیق نبوده و تلاطم سطحی و فشار در سطح مخزن پیش بینی می‌شد.

### نتیجه‌گیری

در این مقاله مدل اجزای محدود آزمایش انفجار زیر آب جهت بررسی رفتار لرزه‌ای سدهای بتنی وزنی در برابر امواج هیدرودینامیک ارائه شد. نخست صحت نتایج عددی مربوط به فشار انفجار زیر آب در میدان آزاد با نتایج تجربی مورد بررسی قرار گرفت. سپس رفتار سد در برابر بارگذاری انفجار زیر آب شبیه‌سازی عددی شد. نتایج حاصله نشان می‌دهد که تنش‌های کششی در تراز ماده منفجره و همچنین در پاشنه سد ایجاد می‌شود. با توجه به مقاومت کششی ناچیز بتن، ایجاد تنش‌های کششی، وقوع ترک را در بدنه سد محتمل می‌سازد. همچنین تاج سد تغییر شکل زیادی تا حدود ۵ سانتی‌متر را تجربه می‌نماید. در این تحقیق از یک شاخص خرابی برای تعیین نقاط آسیب‌پذیر سد استفاده شد.

کانتور خرابی به‌دست‌آمده نشان می‌دهد که پاشنه‌ی سد و قسمتی از بدنه‌ی سد که در تراز ماده منفجره قرار دارد، از نقاط آسیب‌پذیر بوده و مکانیزم خرابی به‌صورت ترک‌های کششی خواهد بود. چون تاثیر انفجار زیر آب روی یک سد وزنی برای اولین بار انجام شده است نتایج به‌دست‌آمده می‌تواند جهت مطالعات بعدی مورد استناد قرار گیرد.

### References

- 1- ABAQUS 6.14, (2014)., Documentation,
- 2- Abdel-Ghaffar, A.M., & Scott, R.F. (1981). Vibration Tests of Full-Scale Earth Dam. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 107(3), 241-269.
- 3- Calayir, Y. & Karaton, M. (2005). Seismic fracture analysis of concrete gravity dams including dam-reservoir interaction. *Computers and Structures*, 83, 1595-1606.
- 4- Clough, R.W., Stephen, R.M., & Shaw-Han Kuo, J. (1982). Dynamic Response Analysis of Tечи Dam. UCB/EERC- 82/11.
- 5- Cole, R.H., (1948). Underwater Explosions. Princeton University Press.
- 6- Deinum, P.j & Dugar, R. (1982). Vibration Tests on Emosson Arch Dam Switzerland, *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, 10, 447-470.
- 7- Elgama, A. M. & Gunturi, R.V. (1993). Dynamic Behaviour and Seismic Response of EL Infiernillo Dam. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 22, 665-684.
- 8- Ghanaat, Y. (1993). Graphics based Dam Analysis Program. *US army corps of engineers*, waterway experiment station, vickborg, Missisipi.
- 9- Ghanaat, Y., Clough R.W., & Redpath B.B. (1992). Experimental Study of Dam-Water-Foundation Interaction. *Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering*, Madrid, Spain.

- 10- Ghanaat, Y., Clough, R.W., & Redpath, B.B. (2000). Measurement of dynamic response of arch dams including interaction effects. *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*.
- 11- Gutenberg, B. & Richter, C. F., (1956). Magnitude and Energy of Earthquakes. *Annals of Geophysics*, 9(1), 1-15.
- 12- Hall, F. & Chopra, A. (1987). EACD-3D: A computer program for three-dimensional Earthquake analysis of concrete dams. *Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley.
- 13- Hall, J.F, (1988). The Dynamic and Earthquake Behavior of Concrete Dams: Review of Experimental Behavior and Observational Evidence. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 7(2),58-121.
- 14- Lee, J. & Fenves, G. L. (1998). Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures. *Journal of Engineering Mechanics*, 124(8), 892-900.
- 15- Mehaute, B.L. & Wang, S. (1996). Water Waves Generated by Underwater Explosion. *World Scientific*, 1-3.
- 16- Petrovski, J., Paskalov, T. & Jurukovski, D. (1974). Dynamic Full-Scale Test of an Earthfill Dam. *Geotechnique*, 24 (2), 193-206.
- 17- Ross, M., Felippa C.A., Park K.C., & Sprague M.A. (2008). Treatment of acoustic fluid-structure interaction by localized Lagrange multipliers: Formulation. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 197, 3057-3079.
- 18- Ross, M., Sprague M.A., Felippa C.A., & Park K.C., (2009). Treatment of acoustic fluid-structure interaction by localized Lagrange multipliers and comparison to alternative interface-coupling methods. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 198, 986-1005.
- 19- Sprague, M.A. & Geers, T.L. (2006). A spectral-element/finite-element analysis of a ship-like structure subjected to an underwater explosion. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 195, 2149-2167.
- 20- Taylor, G.I., (1941), The Pressure and Impulse of Submarine Explosion Waves on Plates, *The scientific papers of Sir Geoffrey Ingram Taylor*, Vol. 3, Cambridge University Press.
- 21- Zhang, S., Wang, G., Wang, C., Pang, B., & Du C. (2014). Numerical simulation of failure modes of concrete gravity dams subjected to underwater explosion. *Engineering Failure Analysis*, 36, 49-64.

## Dynamics behavior investigation of concrete gravity dams by deep underwater explosion method

Seyed Shahab Emamzadeh\*<sup>1</sup>

### Abstract

In this research, a deep explosion in the reservoir of a concrete gravity dam has simulated by the coupled Euler–Lagrange finite element method. The validity of explosion hydrodynamics pressure has compared with Taylor empirical formula. The surface sloshing not considered due to deep explosion. The dam and its retained water excited by detonating large explosive charges in deep water upstream from the dam. The damage plastic model of Lee has applied for concrete and damage pattern detection of dam. The dam responses to the underwater explosion were recorded as crest displacement time history. The result of explosion simulation of one ton TNT has compared with actual damage of Koyna dam due to 6.5 Richter earthquakes in 1976. The crack pattern was similar in two cases, but in underwater explosion test, the crack propagation is stopped before reaching to downstream of dam.

### Keywords

Concrete gravity dam, Deep underwater explosion, Finite element, Hydrodynamics wave

---

<sup>1</sup>\* Assistant Professor, Department of civil engineering, Kharazmi University, Tehran, Iran  
shemamzadeh@khu.ac.ir