

بررسی عملکرد لرزه‌ای سدهای بتنی وزنی با استفاده از تحلیل بار افزون

حسین بهزادنسب^۱، محمد عالم باقری^{۲*}

۱- کارشناس ارشد سازه، دانشگاه آزاد اسلامی واحد دماوند

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

*alembagheri@modares.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۷/۰۸/۰۲]

تاریخ دریافت: [۹۶/۱۰/۰۳]

چکیده

در بسیاری از مطالعات، برای ارزیابی آسیب پذیری و میزان صدمه دیدن سدها در هنگام وقوع زلزله از تحلیل دینامیکی استفاده می‌شود. با وجود دقیق بودن این روش، عدم قطعیت‌های فراوانی در مراحل تحلیل وجود دارد که باعث هزینه بر بودن و طولانی شدن مطالعات می‌شود. از این رو پژوهشگران با بکارگیری روش تحلیل استاتیکی غیرخطی سرعت تحلیل را بالا برده و هزینه ها را کاهش دادند. هدف این پژوهش، بررسی عملکرد لرزه‌ای سدهای بتنی وزنی با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی (بار افزون) است. بدین منظور در گام اولیه این پژوهش به بررسی جامع الگوهای بار تحلیل بار افزون و همچنین نقاط قوت و ضعف تحقیقات گذشته پرداخته می‌شود با توجه به بررسی که روی الگوهای بار انجام شد مشخص شد در تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی روابط مورد استفاده برای الگوهای بار نقش زیادی در دقت نتایج دارد و نمی‌توان تنها از یک الگوی بار استفاده و نتایج دقیقی استخراج نمود و برای دستیابی به دقیق‌ترین نتایج باید چندین الگوی بار در کنار هم استفاده شود. با مقایسه‌ای که بین پروفیل‌های ترک این تحقیق و پروفیل‌های ترک تحلیل دینامیکی غیر خطی حاصل از مطالعه دیگر پژوهشگران انجام شد نتایج نشان دهنده آن است که الگوهای مدی مد اول سازه و مثلی وارونه شباهت بسیاری به پروفیل‌های ترک تحلیل دینامیکی غیر خطی حاصل از مطالعه دیگر پژوهشگران دارد و همچنین به غیر از الگوی بار مستطیلی تمامی الگوهای بار مورد استفاده در این پژوهش بطور مناسبی می‌توانند راستای ترک را در بدنه سد به درستی تشخیص دهند.

واژگان کلیدی: سد بتنی وزنی، تحلیل بار افزون، الگوی بار.

۱- مقدمه

هم اکنون در دست بهره برداری اسست، از اهمیت خاصی برخوردار است. زلزله به عنوان یکی از جدی‌ترین پدیده‌های طبیعی تهدید کننده ایمنی سدها، در مناطق لرزه‌خیز مطرح است. بدین جهت باید رفتار لرزه‌ای سدها در برابر خطرات

با توجه به اهمیت و نقش کلیدی سدها در تولید انرژی و همچنین در تامین آب کشاورزی، شرب و صنعتی، ارزیابی ایمنی سدهایی که با معیارهای طراحی قدیمی ساخته شده و

ناشی از زلزله مورد بررسی و تحلیل قرار گیرد. تاکنون پژوهش‌های فراوانی برای بررسی پایداری سدهای وزنی تحت اثر زلزله انجام شده ولی متأسفانه تجارب عملی روی مقاومت سازه‌ای سدهای بتنی وزنی تحت زمین لرزه‌های شدید بسیار محدود است و اطمینان زیادی نسبت به سلامت سدهای بتنی بزرگ که در محیط‌هایی با لرزه‌خیزی بالا قرار دارند، وجود ندارد. با وجود اینکه شبیه‌سازی عددی رفتار لرزه ای سدها تنها راه حل ارزیابی این سازه‌های عظیم نیست، لیکن نتایجی با دقت کافی بدست می‌دهد. از طرفی با توجه به پیشرفت علوم برخی ضوابط و معیارهای طراحی تغییر نموده‌اند، همچنین در سال‌های اخیر توانایی محاسبات رایانه‌ای چندین برابر شده و این موضوع امکان انجام تحلیل‌های عددی پیچیده را فراهم نموده است. روش تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخیچه زمانی کاملترین و بهترین روش ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها است. اما پیچیدگی‌ها و زمان‌بر بودن این روش و همچنین عدم قطعیت‌های موجود در آن، از نقاط ضعف این روش محسوب می‌شود. شکل‌گیری روش‌هایی چون تحلیل دینامیکی افزاینده غیرخطی با رویکرد رفع برخی از این نقایص صورت گرفته است. براساس منحنی حاصل از روش مذکور امکان تعیین سطوح مختلف عملکرد سازه میسر شده است. با این حال در بیشتر سازه‌ها و آیین‌نامه‌های طراحی مبتنی بر عملکرد، از روش تحلیل استاتیکی غیر خطی (بار افزون) برای تعیین سطوح عملکرد سازه‌ها استفاده می‌شود. این روش نسبت به روش تحلیل دینامیکی افزاینده غیرخطی از سادگی بیشتری برخوردار است و حجم محاسبات را به شدت کاهش می‌دهد. تحلیل استاتیکی غیرخطی افزاینده در سدهای بتنی، روشی است که نیاز به بررسی‌های جامع‌تر در خصوص تعیین اجزای آن دارد، که از جمله موارد قابل ذکر اثرگذار، شکل الگوی بار اعمالی در آن است. سدها سازه‌های عظیمی هستند که به صورت اندرکنشی در یک فضای سه گانه شامل سازه - مخزن - فونداسیون عمل می‌نمایند. پس چگونگی شکل الگوی بار اعمالی به سازه در حضور مخزن و پی، اهمیت بالایی در تخمین نتایج حاصل دارد، چرا که ماهیت بارهای لرزه‌ای، دینامیکی بوده و تقریب بارهای دینامیکی با بارهای استاتیکی

۲- تحلیل بار افزون (پوش‌آور)

تحلیل بار افزون برای اولین بار در سال ۱۹۷۵ به عنوان روش طیف ظرفیت توسط فریمن و همکارانش [1] معرفی شد. هدف عمده، بدست آمدن روشی سریع و ساده شده برای ارزیابی عملکرد مجموعه ای از ۸۰ ساختمان واقع در کارخانه کشتی سازی در آمریکا بود. در این مطالعه با ترکیب روش‌های تحلیلی و طیف پاسخ به منظور دستیابی و ارزیابی مقادیر بیشینه پاسخ، بیشینه نیازهای شکل پذیری و ظرفیت باقی مانده سازه محاسبه شد. لاوسون و همکارانش در سال ۱۹۹۴ [2] با تحلیل بارافزون، یک ارزیابی کلی برای ساختمان‌های ۱۰،۵،۲ و ۱۵ طبقه قاب خمشی انجام دادند و نتایج تحلیل پوش‌آور خود را با تحلیل دینامیکی غیر خطی ۷ رکورد زمین لرزه مقایسه کردند. تغییر شکل‌های محاسبه شده توسط تحلیل پوش‌آور ارتباط خوبی را با تحلیل دینامیکی غیر خطی بدست آمده از سازه‌های کوتاه برقرار می‌کند. کیم و همکارانش در ۱۹۹۹ [3] یک ساختمان شش طبقه را مورد ارزیابی قرار دادند. آنها در مطالعه موردی خود بیشینه تغییر مکان پشت بام را به عنوان شاخص اندازه‌گیری خسارت، بسیار ساده و شاید ناکافی دانستند. کیم و همکارانش در سال ۲۰۰۱ [4] در مطالعه دیگر شکل پذیری سه ساختمان ۷، ۱۵ و ۲۵ طبقه را با استفاده از دو روش تحلیل پوش‌آور و تحلیل دینامیکی غیرخطی مورد ارزیابی قرار داد. در این مطالعه دو پارامتر اصلی شامل تعیین تغییر مکان سازه و شکل‌پذیری سازه با استفاده از تحلیل پوش‌آور و تحلیل دینامیکی غیر خطی بود. نتایج نشان داد که تغییر مکان بدست آمده از تحلیل پوش‌آور به طور قابل توجهی نسبت به نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی به ویژه در مورد ساختمان ۲۵ طبقه زیاد برآورد شده است. برای رفع محدودیت‌های تحلیل پوش‌آور روش تحلیل پوش‌آور مودال توسط چوپرا و گوئل در

۲-۲ معرفی الگوهای بار متداول

در شکل های (۱ - ۳)، الگوهای بار متداول وارد بر سازه سد نشان داده شده است. متداول ترین الگوی بار در تحلیل استاتیکی غیر خطی توزیع بار بر اساس شکل مدهای اصلی سازه است. این توزیع، مطابق با رابطه (۱) است:

$$F_{ij} = \phi_{ij} W_i \quad (۱)$$

که در آن F_{ij} نیروی وارد بر درجه آزادی i با در نظر گیری مد z ام، W_i نشان دهنده جرم متمرکز در درجه آزادی i ام و ϕ_{ij} مولفه i ام بردار شکل مدی در مد z ام است. نوع دیگر الگوی توزیع بار جانبی، توزیع وارونه مثلثی مطابق رابطه (۲) است. این رابطه بیشتر در سازه های ساختمانی کاربرد دارد:

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^N W_i h_i} \quad (۲)$$

که در آن h_i ارتفاع طبقه i ام و W_i نشان دهنده وزن طبقه i ام است.

ساده ترین الگو، توزیع یکنواخت مستطیلی طبق رابطه (۳) است:

$$F_i = \frac{W_i}{\sum_{i=1}^N W_j} \quad (۳)$$

که در آن W_i نشان دهنده وزن متمرکز در هر درجه آزادی (طبقه) است. الگوی دیگر، الگوی بار ذوزنقه ای که برابر مجموع روابط الگوی بار مستطیلی و مثلثی وارونه است:

$$F_i = \frac{W_i}{\sum_{i=1}^N W_j} + \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^N W_j h_j} \quad (۴)$$

الگوی پوش آور مدی به هنگام شونده مطابق رابطه (۵) پیشنهاد شده است [15].

$$F_{ij} = \Gamma_j \phi_{ij} W_i \quad (۵)$$

که در آن W_i نشان دهنده وزن متمرکز سازه در درجه آزادی i ام، ϕ_{ij} بردار شکل مدی در درجه آزاد z ام و مد z ام، و Γ_j ضریب مشارکت مودی مد z ام است.

سال ۲۰۰۲ [5] ارائه شد. در این روش تقاضای لرزه ای به طور جداگانه برای هر تحلیل پوش آور مودال تعیین و سپس با استفاده از یک روش مناسب ترکیب نتایج، نتایج هر تحلیل با هم ترکیب می شود. پژوهش های صورت گرفته نشان می دهند که روش تحلیل پوش آور مودال از دقت کافی برای مسائل کاربردی طراحی و ارزیابی ساختمان ها، برخوردار است.

۱-۲ الگوهای بار جانبی در تحلیل استاتیکی غیر خطی

برای انجام تحلیل پوش آور برای یک سیستم چند درجه آزاد و اعمال آن به نقاط جرم سازه، نیاز به الگوی بار جانبی افزایشی است. توزیع بار جانبی باید مشابه به آن چه که در زلزله رخ می دهد، باشد و در تغییر شکل ها و نیروهای داخلی اعضاء حالت های بحرانی ایجاد نماید. انتخاب الگوی بار مناسب در تحلیل استاتیکی غیرخطی بر درستی نتایج بسیار تاثیر گذار است. پس می توان گفت انتخاب الگوی بار مناسب اهمیت بیشتری از تعیین تغییر مکان هدف دارد. انتخاب یک الگوی بار صحیح برای در نظر گرفتن یک پدیده دینامیکی از طریق تحلیل استاتیکی یک چالش پر اهمیت است. انتخاب الگویی که تشابه و تناسب بهتری با توزیع نیروهای اینرسی داشته باشد، منجر به ارائه نتایج مطلوب تری در تحلیل پوش آور می شود. پژوهشگران مختلف تاثیر قابل توجه الگوی بار انتخابی را در نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده بیان نمودند [6-11]. پیش بینی پاسخ دینامیکی سیستم در معرض زمین لرزه مشکل است، از این رو دستورالعمل های مختلفی همچون [11] FEMA365 و [12] EUROCOD8 استفاده از کمینه دو الگوی بار را توصیه نمودند. بهره گیری از روش پوش آور در سدهای بتنی وزنی سابقه چندانی نداشته و اولین بار توسط عالم باقری و قائمیان در سال ۲۰۱۲ [13] برای تعیین ظرفیت و تقاضای سازه از آن استفاده شده است. در مطالعه صورت گرفته بر تحلیل استاتیکی غیر خطی تنها یک الگوی بار، متناسب با مد اول سازه به همراه الگوی بار مخزن متناسب با فشار هیدرودینامیک مخزن به سازه اعمال شده است. ضمناً درحالتی نیز بار پوش آور به صورت فزاینده رفت و برگشتی به سازه اعمال شده است.

$$\bar{D}_i = \frac{D_i}{\max D_i} \quad (9)$$

۲-۳- تحلیل مودال سد وزنی پائین فلت

دستیابی به بردار شکل مدهای اصلی یک سازه نیازمند تحلیل مودال آن است. برای استخراج فرکانس‌ها و شکل‌های مدی سازه سد از نرم‌افزار آباکوس استفاده شده است. در شکل (۱) اشکال مدی و در جدول (۱) مقادیر عددی فرکانس‌های مورد استفاده برای این پژوهش ذکر شده است.

جدول ۱. مقادیر عددی فرکانس مدها

Mode No	Frequency(Rad/Time)	Frequency(Cycle/Time)
1	23.526	3.744
2	48.198	7.671
3	64.427	10.254
4	82.744	13.169

Table.1. Natural Frequencies of Modes

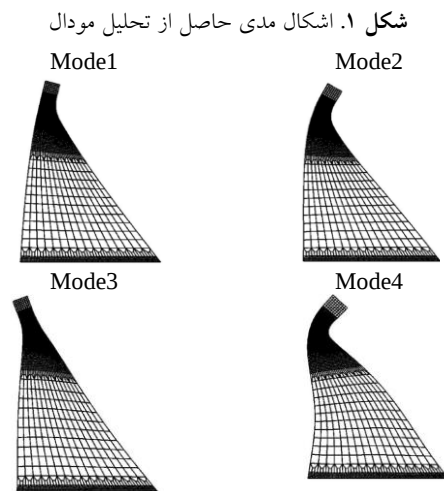


Fig. 1. Modal shapes of the dam body

۲-۴ تحلیل بارافزون سد وزنی با الگوهای متفاوت توزیع بار

پس از اعمال بارهای هیدرواستاتیک و وزن به بدنه سد وزنی، بارهای جانبی پوش آور تحت الگوهای متفاوت توزیع بار به سد اعمال شده و پاسخ آن در یک حالت رفت و برگشتی مانند زلزله مورد تجزیه و تحلیل قرار می‌گیرد. بارهای بدست آمده به صورت یکسویه در جهت بالادست و پایین دست به مدل دوبعدی سازه سد اعمال شده و همچنین برای رسیدن به حالت نهایی، سد تحت الگوی بار چرخه‌ای قرار می‌گیرد. برای

ترکیب چند مد به روش جذر مجموع مربعات از نمونه روش های دیگر است. در ابتدا با استفاده از رابطه یک توزیع مدی سه مد دلخواه که در این تحقیق مدهای اول، دوم و چهارم انتخاب شده است بدست می‌آوریم و در نهایت مقادیر بدست آمده از این سه مود را طبق رابطه (۶) ترکیب می‌نماییم.

$$\sqrt{(مدی\ چهارم)^2 + (مدی\ دوم)^2 + (مدی\ اول)^2} \quad (6)$$

استفاده از الگوی بار پوش آور تطبیقی مبتنی بر نیرو [16] از دیگر روش‌هایی است که مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این الگو ابتدا با استفاده از رابطه (۵) نیروها را برای سه مد دلخواه انتخابی اول، دوم و چهارم سد محاسبه می‌نماییم. مؤلفه‌های بار جانبی هر مود ارتعاشی که از رابطه (۵) حاصل شده به روش جذر مجموع مربعات نظیر به نظیر با یکدیگر ترکیب می‌شوند و نهایتاً یک بار منفرد حاصل می‌شود. نظر به اینکه شکل الگو مورد نیاز است نه بزرگی آن، مؤلفه‌های این الگو به نسبت مجموع کل نیروها طبق رابطه (۷) همپایه می‌شوند.

$$\bar{F}_i = \frac{F_i}{N} \quad (7)$$

$$\sum_{i=1}^N F_i$$

استفاده از الگوی بار پوش آور تطبیقی مبتنی بر تغییر مکان [17] به عنوان نمونه پایانی بیان می‌شود. مراحل این روش به شرح ذیل است.

در گام نخست بردارهای شکل حاصل از سه مد دلخواه اول، دوم و چهارم را استخراج و طبق رابطه (۸) آنها را ترکیب می‌نماییم. در رابطه مذکور D_{ij} نمایانگر تغییر مکان با درجه آزادی i ام در مود j ام است و همچنین ϕ_{ij} نمایانگر بردار شکل مدی در درجه آزادی i ام و مود j ام و Γ_j ضریب مشارکت مودی است.

$$D_{ij} = \sqrt{\sum_{j=1}^n D_{ij}^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (\Gamma_j \cdot \phi_{ij})^2} \quad (8)$$

پس از ترکیب مدها طبق رابطه (۸) تغییر مکان‌های بدست آمده در هر درجه آزادی مطابق رابطه (۹) به حداکثر تغییر مکان همپایه می‌شود که یک نیم رخ از آن حاصل می‌شود.

شکل ۴. توزیع به هنگام شونده مد ها، پوش آور تطبیقی مبتنی بر نیرو و

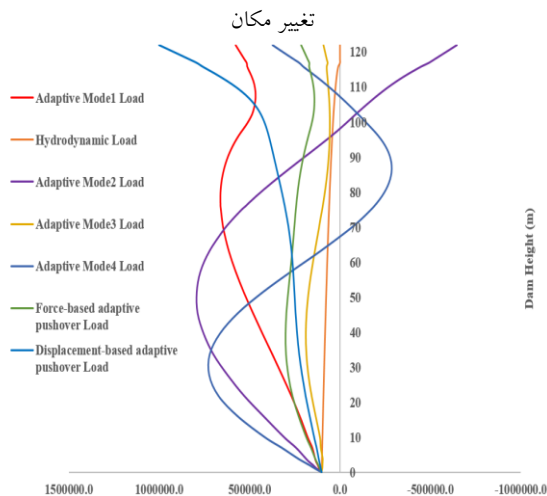


Fig. 4. Distribution of Adaptive Modal loads, Force and Displacement-based adaptive pushover

۳- مطالعه موردی

در این مقاله، برای ارزیابی و تحلیل پوش آور سدهای وزنی بتنی، سد پایین فلت به عنوان مطالعه موردی انتخاب شده است. سد وزنی پایین فلت روی رودخانه کینگز در ایالت کالیفرنیا ایالات متحده قرار دارد. کاربرد اصلی آن کنترل سیلاب و تامین آب برای کارهای کشاورزی است. حجم مخزن این سد یک میلیارد مترمکعب است [13]. برای مدل سازی سد پایت فلت از نرم افزار آباکوس [19] استفاده شده است. مدل المان محدود مورد استفاده برای بدنه سد در شکل ۵ نشان داده شده است. مشخصات مصالح بتنی مورد استفاده در بدنه سد در جدول (۲) لیست شده است.

جدول ۲. مشخصات مصالح بتنی مورد استفاده برای تحلیل

Material parameter	Value
Undamaged Young's modulus, E_0 (GPa)	30
Poisson's ratio	0.2
Density (Kg/m^3)	2400
Tensile failure stress (Mpa)	2.9
Compressive yield stress (Mpa)	20

Table.2. Concrete properties used in the analyses

رسیدن به نتایج با دقت مناسب لازم است چندین الگوی بار متفاوت پوش آور مدلسازی شود. بارهای اینرسی و هیدرودینامیک به صورت پیوسته به سازه سد اعمال شده که در گام بعد تبدیل به نیرو شده و سازه سد تحت آنها تحلیل می شود. سپس نمودارهای بار افزون و پروفیل ترک سد تحت الگوهای متفاوت بارگذاری مورد تجزیه و تحلیل قرار می گیرد. نمونه های الگوی بار جانبی برای مطالعه موردی در شکل های (۲ - ۴) نشان داده شده است. مطالعه موردی در این مقاله، سد بتنی وزنی پایین فلت است که در قسمت بعد تشریح خواهد شد.

شکل ۲. توزیع بار مستطیلی، مثلثی و دوزنقه ای

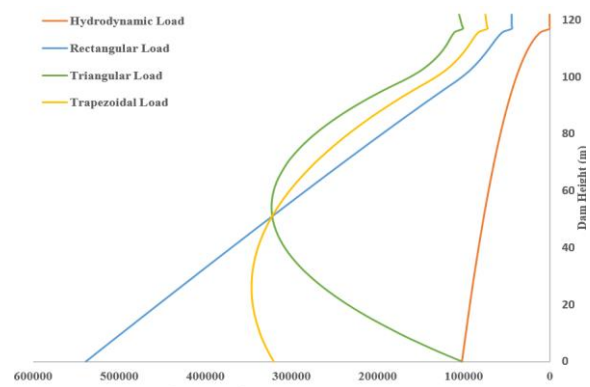


Fig. 2. Distribution of Rectangular, Triangular and Trapezoidal loads

شکل ۳. توزیع بار مدی

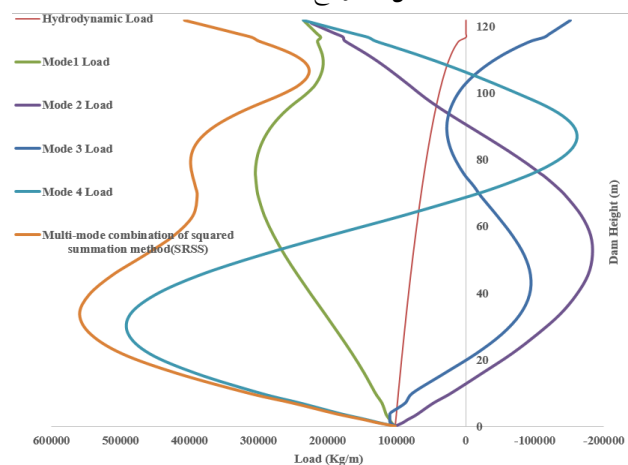


Fig. 3. Distribution of Modal loads

شکل ۵. مدل المان محدود سد پایین فلت

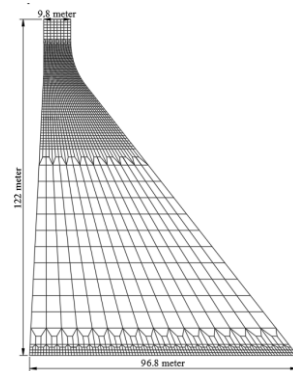


Fig. 5. Finite Element Model of Pine Flat Dam

مشاهده در می‌آیند که به صورت شاخه نرم شونده در فضای تنش-کرنش نشان داده می‌شوند (شکل ۶). تحت فشار تک محوره، پاسخ تا رسیدن به نقطه جاری شدگی به صورت الاستیک خواهد بود و در ناحیه پلاستیک رفتار عموماً به وسیله ی منحنی سخت شدگی بیان می‌شود که در نهایت با رسیدن به نقطه تنش نهایی، منحنی‌ها به صورت شاخه نرم‌شدگی در می‌آیند. منحنی‌های تنش-کرنش تک محوره بتن توسط دو متغیر خرابی (d_t و d_c) مشخص می‌شود. اگر E_0 سختی الاستیک اولیه بتن (خراب نشده، سالم) باشد رابطه تنش و کرنش تحت بارگذاری تک محوره کششی و فشاری به ترتیب برابر رابطه های (۱۰ و ۱۱) است. در این روابط ε_t^{pl} و ε_c^{pl} به ترتیب کرنش‌های پلاستیک معادل کششی و فشاری نامیده می‌شوند. اندیس‌های t و c به ترتیب نماد کشش و فشار است.

$$\sigma_t = (1 - d_t) E_0 (\varepsilon_0 - \varepsilon_t^{pl}) \quad (10)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c) E_0 (\varepsilon_0 - \varepsilon_c^{pl}) \quad (11)$$

تنش‌های چسبندگی کششی و فشاری موثر به شکل روابط (۱۲) و (۱۳) تعریف می‌شود.

$$\sigma_t = \frac{\sigma_t}{(1 - d_t)} = E_0 (\varepsilon_0 - \varepsilon_t^{pl}) \quad (12)$$

$$\sigma_c = \frac{\sigma_c}{(1 - d_c)} = E_0 (\varepsilon_0 - \varepsilon_c^{pl}) \quad (13)$$

تنش‌های موثر اندازه (بزرگی) سطح شکست را مشخص می‌کنند. در مدل پلاستیسته خرابی بتن، مدول الاستیسته بتن در هر لحظه با فرض کاهش آن بر حسب متغیر خرابی اسکالر d به شکل رابطه (۱۴) تعیین می‌شود.

$$E = (1 - d) E_0 \quad (14)$$

همانگونه که در شکل (۶) دیده می‌شود، متغیر خرابی از صفر، که بیان کننده عدم خرابی مصالح است، تا یک، که نماینگر زوال کامل است، تغییر می‌کند. در مطالعه حاضر، تنها شکست کششی بتن به عنوان سازوکار گسیختگی محتمل در نظر گرفته می‌شود. از خردشدگی صرف‌نظر شده و رفتار فشاری مصالح بتن، خطی در نظر گرفته می‌شود. بنابراین حالات حدی مدل سازه‌ای در این پژوهش عبارتند از: شروع نرم‌شدگی ("حالت تسلیم")، شروع ترک‌خوردگی، رشد پایدار ترک، و در نهایت

برای تحلیل بار افزون سد از مش بندی شکل (۵) با ۲۱۰۱ گره و ۱۹۸۴ المان استفاده شده است. ارتفاع آب مخزن ۱۱۶/۸۸ متر فرض شده است. مقدار انرژی شکست مصالح بتن تقریباً برابر ۴۰۰ نیوتن بر متر است. رفتار غیرخطی مصالح بتن سد در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی با استفاده از رویکرد پلاستیسته خرابی مدل می‌شود. بتن سد همگن در نظر گرفته می‌شود. بارگذاری‌های نشان داده شده در شکل‌های (۲ - ۴) به عنوان بار جانبی پوش‌آور، پس از اعمال بارهای وزن و هیدرواستاتیک، به مدل سد اعمال شده و نتایج به دست آمده مورد بررسی قرار می‌گیرد.

۳-۱ تئوری مدل پلاستیسته خرابی بتن

مدل پلاستیسته خرابی بتن، مدل توانمندی است که برای بارگذاری‌های مختلف کاربرد داشته و با بیان رفتار مجزای بتن در فشار و کشش رفتار این ماده را به صورت واقعی بیان می‌کند. مدل معرفی شده برای بتن در حالت آسیب دیده یک مدل پیوسته بر اساس رفتار پلاستیک بوده و دو سازوکار اصلی خرابی در این مدل، ترک‌های ناشی از کشش و خردشدگی در فشار است. در مدل مذکور فرض می‌شود که پاسخ به کشش و فشار تک‌محوره به وسیله معیار پلاستیسته خرابی کنترل می‌شود. در اثر کشش تک محوره منحنی تنش-کشش تا نقطه تنش خرابی به صورت خطی تغییر می‌کند شکل (۶) که این تنش همزمان با شروع و گسترش ترک‌های ریز در بتن است. پس از عبور از نقطه مذکور، خرابی‌ها به صورت ترک‌های قابل

مشهور وسترگارد استفاده کرد.

$$H(y) = \frac{7}{8} \rho_w \sqrt{h_w \times (h_w - y)} \quad (17)$$

که در آن چگالی آب و h_w ارتفاع مخزن است.

شکل ۷. چگونگی توزیع بار برای چندین الگوی بار را نشان می‌دهد.

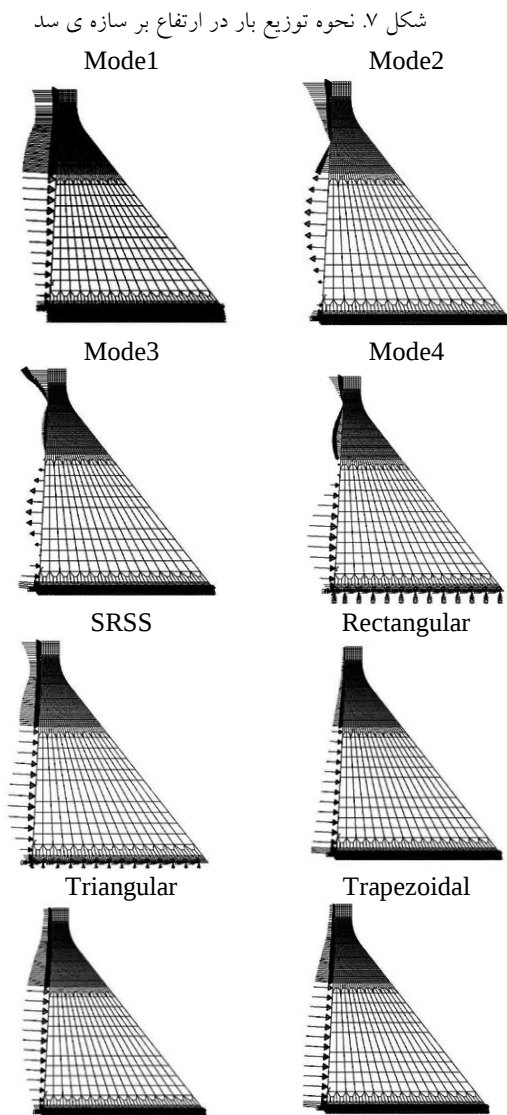


Fig. 7. Distribution of loads along Height on the Dam Structure

۳-۳ درستی آزمایی رفتار غیر خطی سدهای وزنی بتنی

برای اعتبارسنجی از تحلیل غیرخطی سد کوپنا تحت زلزله سال ۱۹۶۷ استفاده شد. این سد به طور گسترده توسط پژوهشگران

ترک عرضی کامل یا رشد ناپایدار ترک که به عنوان حالت حدی نهایی در نظر گرفته می‌شود [13]

شکل ۶. رفتار بتن تحت کشش یک جهته [13]

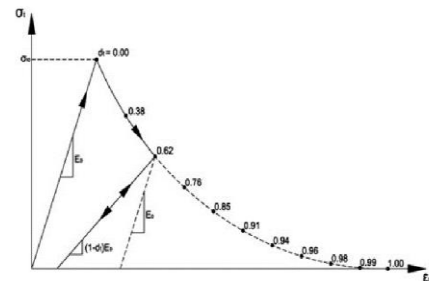


Fig. 6. Concrete constitutive behavior in tension [13]

۲-۳ تحلیل پوش آور سد بتنی وزنی

در سدهای بتنی وزنی، در حالت مخزن پر، دو نوع بار جانبی در زلزله تولید می‌شود: بارهای اینرسی و بارهای هیدرودینامیک. بنابراین، توزیع بار جانبی تحلیل بارافزون سدهای وزنی باید آثار این دو بار را در بر داشته باشد. توزیع جرم در راستای ارتفاع سدهای وزنی به وضوح غیر یکنواخت است. جرم متمرکز در هر تراز ارتفاعی از حاصل ضرب وزن مخصوص بتن در عرض سد بدست می‌آید. باید به مقادیر نسبی دو بار هیدرودینامیک و بار اینرسی توجه کرد و با ضرایب وزنی مناسب نسبت آن دو را متناسب کرد. با در نظرگیری یک الگوی توزیع بار جانبی دلخواه مقادیر نیروهای اینرسی و هیدرودینامیک به شکل زیر محاسبه می‌شوند:

$$P(y) = F(y) + H(y) \quad (15)$$

$$F(y) = \alpha \times b(y) \times \varphi(y) \times \rho_c \quad (16)$$

در این روابط b عرض سد، φ الگوی توزیع بار جانبی پوش آور نرمال شده، ρ_c چگالی بتن، α یک ضریب وزنی، $H(y)$ توزیع بار هیدرودینامیک، $F(y)$ توزیع بار اینرسی، $P(y)$ توزیع بار جانبی کل و y ارتفاع از کف سد است. لازم به ذکر است که تحلیل مودال سیستم کوپله سد-مخزن نشان می‌دهد که مود اول ارتعاشی سیستم جرم موثری بیش از هفتاد درصد جرم کل سد دارد. می‌توان برای اعمال بار هیدرودینامیک از توزیع

شکل (۹) پروفیل ترک بدست آمده از آباکوس و پروفیل‌های ترک تحلیل دینامیکی غیرخطی حاصل از مطالعه دیگر پژوهشگران روی سد کوینا را نشان می‌دهد.

با توجه به پارامترهای متعددی که در تحلیل غیرخطی سدهای بتنی تاثیر گذار است انتظار به دست آمدن پاسخ کاملاً یکسان بین پژوهش‌های مختلف امری بیهوده است اما یکسان بودن سطح نتایج به دست آمده را می‌توان انتظار داشت.

۴- نتایج تحلیل بار افزون

۴-۱ اعمال بار جانبی در حالت یکسویه

جدول (۳) مقادیر تغییر مکان نسبی تاج سد را در زمان شروع ترک خوردگی بدنه سد، برای زمانی که الگوهای بار به صورت یکسویه (تک جهته) در دو راستای مختلف بالادست و پایین دست به بدنه سد اعمال می‌شوند، نشان می‌دهد. همچنین در شکل‌های (۱۰ - ۱۳) پروفیل ترک بدنه سد حاصل از اعمال الگوهای متفاوت توزیع بار جانبی پوش‌آور در انتهای تحلیل نشان داده شده است. مشاهدات برای الگوهای متفاوت بار به شرح ادامه است.

مختلف مورد بررسی قرار گرفته است. با شبیه‌سازی زلزله کوینا روی مدل المان محدود سد کوینا در نرم افزار به درستی آزمایی رفتار غیر خطی بتن با استفاده از تئوری پلاسیسته خرابی بتن پرداخته شد. مصالح بتن با چگالی ۲۶۳۰ کیلوگرم بر متر مکعب، مدول الاستیسته سالم ۳۰ گیگاپاسکال و ضریب پواسون ۰/۲ و همچنین رفتار تنش کرنش بتن در کشش با استفاده از مدل پلاستیک خرابی مدل می‌شود. برای تحلیل دینامیکی غیر خطی از مختصات و مش بندی شکل (۸) استفاده شده است. ارتفاع آب مخزن در این تحلیل ۹۷/۱ متر فرض شده است.

شکل ۸. (الف) مدل المان محدود سد کوینا (ب) مختصات نقاط سد کوینا

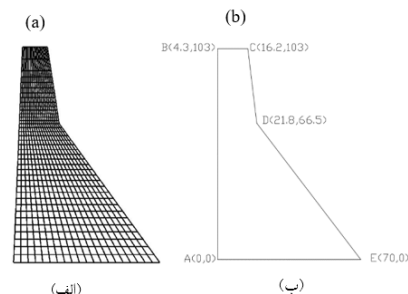


Fig. 8. (a) Finite Element Model of Koyna Dam. (b) Geometric properties

شکل ۹. (الف) پروفیل ترک آباکوس

(ب) Lee and Fenves (ج) پروفیل ترک Cervera et al

(د) پروفیل ترک Calayir & Karaton

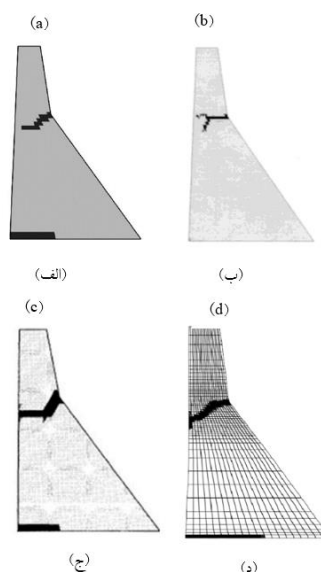


Fig. 9. (a). Crack profile from Abaqus. (b). Crack profile from Lee and Fenves (1998). (c). Crack profile from Cervera et al. (1996) (d). Crack profile from Calayir & Karaton (2005)

جدول ۳. مقادیر بدست آمده در تحلیل بار افزون

The type of lateral loading pattern	Apply lateral load In upstream(cm)	Apply lateral load In downstram(cm)
Mode 1	0.92	3.24
Mode 2	1.66	1.44
Mode 3	1.67	1.22
Mode 4	0.41	1.26
Adaptive Mode 1	1.03	3.24
Adaptive Mode 2	0.33	0.90
Adaptive Mode 3	0.67	3.22
Adaptive Mode 4	0.38	1.04
Rectangular	0.49	4.51
Multi-mode combination of squared summation method(SRSS)	0.79	3.30
Trapezoidal	0.60	4.58
Force-based adaptive pushover	0.78	3.28
Triangular	0.69	4.16
Displacement-based adaptive pushover Load	1.35	2.45

Table 3. The values obtained in the pushover analysis

حالت قبل ایجاد نمی‌کند.

شکل ۱۱. پروفیل‌های ترک سد تحت الگوهای مدی تحت الگوهای به

هنگام شونده

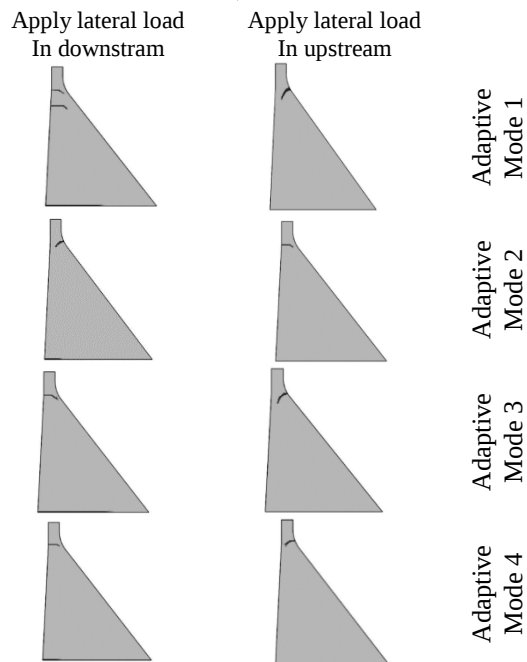


Fig. 11. Damage profiles under Adaptive Pushover Analysis

تحت الگوهای ساده بار جانبی در شکل (۱۲)، الگوی مستطیلی قادر به تشخیص ترک در گردن سد نیست. الگوی مثلثی معکوس به خوبی ترک را در گردن و کف سد تشخیص داده و الگوی دوزنقه‌ای نیز قادر به تشخیص ترک خوردگی گردن سد تحت بارگذاری در جهت پایین دست نیست.

شکل ۱۲. پروفیل‌های ترک سد تحت الگوهای دوزنقه‌ای، مثلثی، مستطیلی

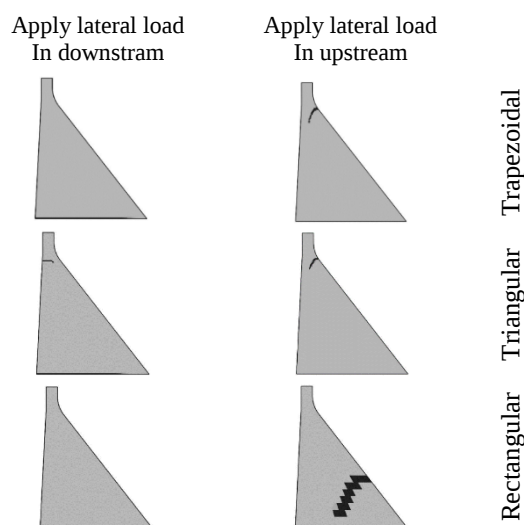


Fig. 12. Damage profiles under trapezoidal, triangular, rectangular

در حالت الگوی بار مدی براساس مد اول سازه، به دلیل اینکه مود اول ارتعاشی سیستم جرم موثری بیش از هفتاد درصد جرم کل سد را دارا بوده و کلا در یک راستا است، ترک در پاشنه و گردن سد اتفاق می‌افتد. این الگو ترک مناسبی را نشان می‌دهد که با تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی سد پایین فلت هماهنگی مناسبی دارد. الگوی بار جانبی براساس مود دوم سازه قادر به تشخیص ترک در کف سد نیست که دلیل آن توزیع غیریکنواخت بار در جهت‌های مختلف است. الگوهای مودی بار جانبی بر اساس مودهای سوم و چهارم نیز سبب ترک خوردگی محدود در پاشنه سد می‌شوند که بسیار محدودتر از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی است [13].

شکل ۱۰. پروفیل‌های ترک سد تحت الگوهای توزیع بار مدی

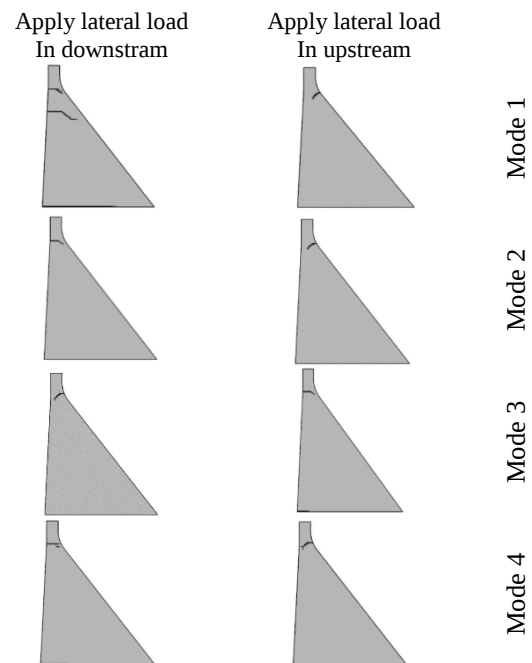


Fig. 10. Damage profiles under modal patterns

شکل (۱۱) نشان می‌دهد تحت بارهای جانبی مودی به هنگام شونده، تحت مود اول، در حالتی که ضریب مشارکت مدی سازه در آن ضرب می‌شود، تاثیر محسوسی در نتایج نسبت به حالت قبل ایجاد نمی‌شود. اما در مود دوم سازه، با ضرب شدن ضریب مشارکت مودی می‌تواند ترک را در کف سد به شکل محدودی تشخیص دهد. در مود سوم، الگوی بهنگام شونده تشخیص ترک خوردگی پاشنه سد را بهبود می‌بخشد، هرچند در مود چهارم، حالت بهنگام شونده تاثیر محسوسی نسبت به

است. پروفیل ترک حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی سد پایین فلت ارائه شده در کار برخی از پژوهشگران در شکل (۱۶) نشان داده شده است. پروفیل ترک حاصل از بارگذاری جانبی با مود اول هماهنگی مناسبی با پروفیل ترک حاصل از تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی بدنه سد [13] دارد. سایر مودها جواب چندان مناسبی به ویژه در مورد ترک پاشنه سد به دست نمی‌دهند. همچنین در اعمال بارگذاری به شکل مثلثی معکوس پروفیل ترکی به دست می‌آید که با تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی دیگر سد همخوانی مناسبی دارد.

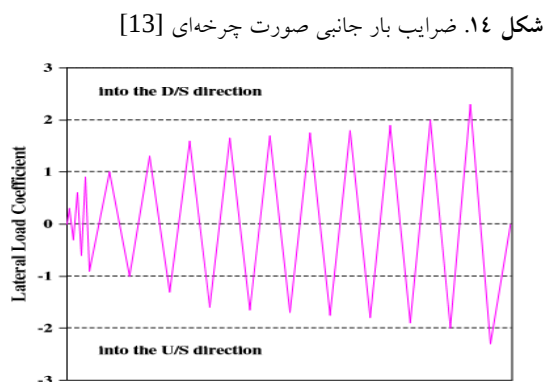


Fig. 14. Lateral load coefficients in cyclic loading[13]

شکل ۱۵. پروفیل‌های ترک سد تحت الگوهای بار جانبی چرخه‌ای

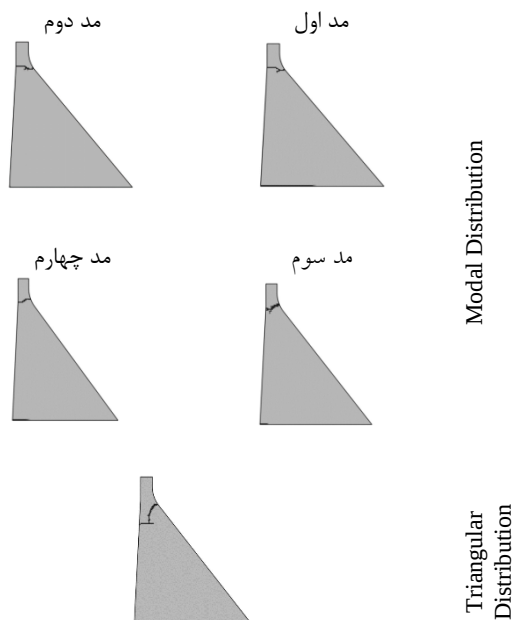


Fig. 15. Damage profiles under cyclic loading

ترکیب پاسخ‌ها به روش جمع مجذور مربعات، ترک به مانند مود اول سازه است که نشان دهنده حاکم بودن مود اول سازه در ترک خوردگی بدنه سد است. بار پوش آور تطبیقی مبتنی بر نیرو ترک را در پاشنه سد مقدار اندکی بیشتر از حالت مدی مود اول سازه نشان می‌دهد و تفاوت چندان با الگوی مدی مود اول ندارد. همچنین بار پوش آور تطبیقی مبتنی بر تغییر مکان میزان ترک بیشتری در گردن سد ایجاد می‌کند.

شکل ۱۳. پروفیل‌های ترک سد تحت الگوهای پوش آور مبتنی بر تغییر

مکان و ترکیب مدها

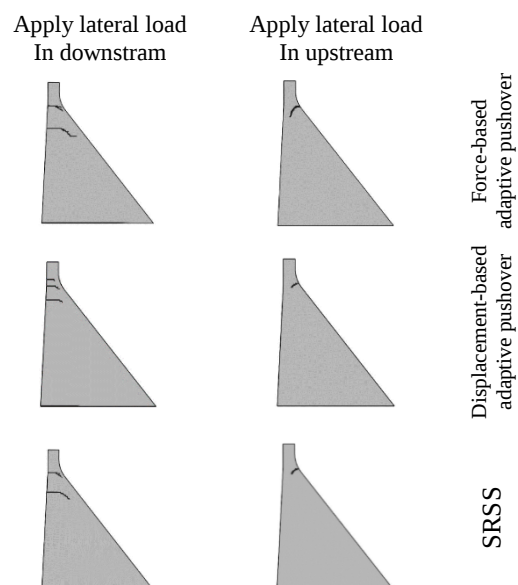


Fig. 13. Damage profiles under patterns based on Displacement-based and Force-based Adaptive Pushover Analysis and Multi-mode combination of squared summation method (SRSS)

۴-۲ اعمال بار جانبی در حالت چرخه‌ای

پس از اعمال بار جانبی تک‌جهته، بار به صورت چرخه‌ای مطابق با مرجع [13] اعمال می‌شود. برای ورود به حوزه پلاستیک یک سازه و رسیدن به حالت نهایی باید نیرو به سازه به تدریج و به صورت رفت و برگشتی مانند زلزله واقعی وارد شود. ضرایب مورد استفاده در اعمال بارگذاری چرخه‌ای در شکل (۱۴) و پروفیل نهایی ترک بدنه سد تحت برخی از بارگذاری‌های جانبی منتخب در شکل (۱۵) نشان داده شده

وارونه شباهت بسیاری به پروفیل‌های ترک تحلیل دینامیکی غیرخطی حاصل از مطالعه دیگر پژوهشگران دارد. از این رو به نحوی می‌توان این دو الگو را در تحلیل‌های بار افزون برای سدهای وزنی بتنی به عنوان الگوهای بار با دقت نتایج بالاتر نام برد.

References

۶-مراجع

- [1] Freeman S.A., Nicoletti J.P., & Tyrell J.V. 1975 Evaluations of Existing Buildings for Seismic Risk - A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington. Proceedings of U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Berkeley, 113-122
- [2] Lawson R.S., Vance V., & Krawinkler H. 1994 Nonlinear Static Pushover Analysis Why, When and How? Proc. 5th US Conf. on Earthquake engineering, Chicago IL Vol. 1, 283-292
- [3] Kim S. & D'Amore E. 1999 Pushover Analysis Procedure in Earthquake Engineering. *Earthquake Spectra* 15(3) 417-434.
- [4] Kim S.D., Kim M.H., & Kim S.J., 2001 Determination of System Ductility Capacity using Nonlinear Dynamic Analysis. The Eighth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, Paper 1442, Nanyang Technological University, Singapore
- [5] Chopra A.K., & Goel R.K. 2002 A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31(3) 561-582.
- [6] Naeim F., & Lobo R.M. 1998 Common Pitfalls in Pushover Analysis. SEAOC Convention, T1-T13
- [7] Gupta B., & Kunnath S.K. 1999 Pushover analysis of isolated flexural reinforced concrete walls. Proc. Structural Engineering in the 21st Century, USA.
- [8] Mwafy A.M., & Elnashai A.S. 2000 Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings. *Journal of Engineering Structures* 23(1) 407-424.
- [9] Lew H.S., & Kunnath S.K. 2001 Evaluation of Nonlinear Static Procedures for Seismic Design of Buildings. Presented at the 33rd Joint Meeting of the UJNR Panel on Wind and Seismic Effects, 1-17.
- [10] Moghaddam H., & Hajirasouliha I. 2006 An investigation on the accuracy of pushover analysis for estimating the seismic deformation of braced steel frames. *Journal of Computational Steel Research* 62(1) 343-351.
- [11] FEMA 2000 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Report FEMA 356, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- [12] EC8 Eurocode 8 2003 Design of Structures for Earthquake Resistance. General Rules. Seismic Actions and Rules for Buildings. EN1998-1:2003, British

شکل ۱۶. (الف) پروفیل ترک سد پایین فلت در پژوهش ال-آیدی تحت زلزله ال سنترو با در نظر گیری اندرکنش مخزن و سد [18] (ب) پروفیل ترک در تحقیق قائمیان تحت زلزله تفت با در نظر گیری اندرکنش مخزن و سد [14]

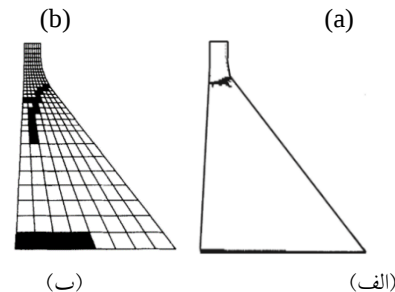


Fig. 16.(a). Crack profile in El-aidi research under El Centro earthquake[18]. (b).Crack profile in Ghaemian research under Taft earthquake with Consideration of the interaction between the dam and reservoir[14]

۵- نتیجه گیری

با توجه به بررسی الگوهای بار افزون، دو عامل جرم و ارتفاع در نتایج تاثیر گذاری قابل توجهی دارند. در الگو مستطیلی که عامل جرم به تنهایی استفاده می‌شود، پروفیل ترک صحیحی ایجاد نمی‌شود و در این الگو راستا و جهت مسیر ترک اشتباه تشخیص داده می‌شود. با اضافه شدن عامل ارتفاع در الگوی بار مثلی وارونه شاهد آن هستیم که دقت نتایج بهبود می‌یابد و پروفیل‌های ترک قابل قبولی استخراج می‌شود، که این به نوبه خود تاثیرگذاری عامل ارتفاع در روابط الگوهای تحلیل بارافزون را نشان می‌دهد. در الگوهای بار مدی یا الگوهایی که به نحوی از بردار شکل مدی استفاده می‌شود، علاوه بر عامل جرم نوع شکل مد تاثیر گذاری قابل توجهی در پروفیل‌های ترک سد ایجاد می‌کند به طوری که در شکل توزیع مدی مد دوم سازه که حجم بار توزیعی در سمت بالادست سد افزونی بیشتری به نسبت پایین دست سد داشت این الگو قادر به تشخیص ترک در کف سد نبود. در الگوی مدی مد اول سازه، که تقریباً ۷۰ درصد جرم سازه در این مد لحاظ می‌شود، نتایج صحیح تری استخراج می‌شود که این نشان دهنده اهمیت مد اول سازه در تحلیل‌های بار افزون است. لازم به ذکر است که پروفیل‌های ترک حاصل از الگوهای مدی مد اول سازه و مثلی

- [16] Antoniou, S. 2002 Advanced Inelastic Static Analysis for Seismic Assessment of Structures. PhD Thesis, Engineering Seismology and Earthquake Engineering Section, Imperial College, London, UK
- [17] Antoniou S., & Pinho R. 2004 Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure. *Journal of Earthquake Engineering* **8**(5) 643-661.
- [18] El-aidi B., & F. hall J. 1989 Non-linear earthquake response of concrete gravity dams 2: behavior. *Earthquake Engineering And Structural Dynamics* **18**(1) 853-865.
- [19] Abaqus Example Problems Manual. 2014. Version 6.14. Standards Institution, London.
- [13] Alembagheri, M., & Ghaemian, M. 2012 Seismic Assessment of Concrete Gravity Dams Using Capacity Estimation and Damage Indexes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **42**(1) 123-144.
- [14] Ghaemian., M. & Ghobarah, A. 1999 Nonlinear Seismic Analysis of Concrete Gravity Dams including Dam-Reservoir Interaction. *Engineering Structures* **21**(1) 306-315.
- [15] Requena M., & Ayala A.V. 2000 Evaluation of a simplified method for determination of the nonlinear seismic response of RC frames. 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, Paper 2109.

Seismic Performance Assessment of Concrete Gravity Dams using Pushover Analysis

H. Behzadnasab¹, M. Alembagheri^{2*}

¹ MSc, Azad University, Damavand Branch

² Assistant Professor, Dept. of Civil and Env. Engineering, Tarbiat Modares University

alembagheri@modares.ac.ir

Abstract

A gravity dam is a dam constructed from concrete or stone masonry and designed to hold back water by primarily using the weight of the material alone to resist the horizontal pressure of water pushing against it. Gravity dams are designed so that each section of the dam is stable, independent of any other dam section. Gravity dams generally require stiff rock foundations of high bearing strength (slightly weathered to fresh); although they have been built on soil foundations in rare cases. The bearing strength of the foundation limits the allowable position of the resultant which influences the overall stability. Also, the stiff nature of the gravity dam structure is unforgiving to differential foundation settlement; which can induce cracking of the dam structure. Gravity dams provide some advantages over embankment dams. The main advantage being that they can tolerate minor over-topping flows as the concrete is resistant to scouring. Large over-topping flows are still a problem, as they can scour the foundations if not accounted for in the design. A disadvantage of gravity dams is that due to their large footprint, they are susceptible to uplift pressures which act as a destabilising force. Uplift pressures (buoyancy) can be reduced by internal and foundation drainage systems which reduces the pressures. During construction, the setting concrete produces an exothermic reaction. This heat expands the plastic concrete and can take up to several decades to cool. When cooling, the concrete is in a stiff state and is susceptible to cracking. The increasing need for clean water and energy resources for human societies has led them to optimize the old technologies with the best in research and studies to make the most of them. One of these inventions is dams, structures that are created on the rivers. In the past, the creation of dams was generally aimed at providing drinking water and irrigation of farms, but nowadays it is not only a source of water, but also electric energy. In many studies, dynamic analysis is used to assess the vulnerability and damage damages during an earthquake. Despite the precision of this method, there are many uncertainties in the analysis stages that make the study costly and prolonged. Therefore, using nonlinear static analysis method, researchers increased the speed of analysis and reduced costs. Pushover analysis is a simplified nonlinear analysis technique that can be used to estimate the dynamic demands imposed on a structure under earthquake excitations. It is a static-nonlinear analysis method where a structure is subjected to gravity loading and a monotonic displacement-controlled lateral load pattern which continuously increases through elastic and inelastic behavior until an ultimate condition is reached. Lateral load may represent the range of base shear induced by earthquake loading, and its configuration may be proportional to the distribution of mass along building height, mode shapes, or another practical means. The purpose of this study is to investigate the seismic performance of concrete gravity dams using nonlinear static analysis (pushover analysis). For this purpose, load patterns used in the pushover analysis are applied in both directions upstream and downstream of the dam structure. Observations show that, apart from the rectangular load pattern, all load patterns used in this research can adequately correlate Detect the crack in the dam body correctly.

Key words: Concrete gravity dam, Pushover analysis, Load pattern.