

## تحلیل لرزه‌های ساده‌شده غیرخطی برای سدهای بتنی وزنی

مریم مردفکری<sup>۱</sup> و شهرام وهدانی<sup>۲\*</sup>

<sup>۱</sup> دانش آموخته کارشناسی ارشد دانشکده مهندسی عمران - پردیس دانشکده‌های فنی - دانشگاه تهران

<sup>۲</sup> استادیار دانشکده مهندسی عمران - پردیس دانشکده‌های فنی - دانشگاه تهران

(تاریخ دریافت ۸۵/۱۱/۲۵، تاریخ دریافت روایت اصلاح شده ۸۸/۸/۱۷، تاریخ تصویب ۸۹/۶/۳۰)

### چکیده

روش‌های تحلیل ساده‌شده غیرخطی خصوصاً روش تکرار تحلیل خطی<sup>۱</sup> را می‌توان نامزد بسیار مناسبی برای تحلیل لرزه‌های سدهای بتنی وزنی دانست. در این مطالعه سعی شده‌است مشکلات کاربرد این روش با توجه به خصوصیات سازه سد برطرف شده و ابزار مناسب برای این منظور تهیه و ارائه گردد. الگوریتم لازم برای تهیه منحنی لنگر- انحناء<sup>۲</sup> در خصوص مقاطع بتنی غیرمسلح که در آنها ترک‌خوردگی کششی مجاز بوده و رفتار خمیری مصالح در فشار تجربه می‌گردد، پیشنهاد شده‌است. در این الگوریتم از نقش فشار محوری بجای عناصر کششی استفاده شده است. در نظر گرفتن پدیده‌های غیرخطی مانند ترک‌خوردگی و رفتار غیرخطی بتن بدنه سد در قالب منحنی‌های رفتاری لنگر- انحناء در روش تکرار تحلیل خطی باعث شده‌است که بتوان به‌جای یک تحلیل غیرخطی تاریخچه‌زمانی از چند تحلیل طیفی خطی در تخمین تغییر نیروهای داخلی مقطع هنگام زمین‌لرزه استفاده نمود. همچنین سعی شده‌است که در این بستر مناسب، اثر اندرکنش سد با بستر سنگی و با دریاچه را ملحوظ نمود. برای پی‌بردن به دقت روش، یک سد نمونه که در یکی از مراجع مورد مطالعه قرار گرفته، انتخاب و با روش تکرار تحلیل خطی مورد تحلیل قرار گرفته‌است. مقایسه نتایج نشان می‌دهد که الگوریتم پیشنهادی در عین سادگی از دقت خوبی برخوردار می‌باشد.

**واژه‌های کلیدی:** اندرکنش سد - دریاچه، بستر سنگی، سدهای وزنی بتنی، لنگر- انحناء، تکرار تحلیل خطی

### مقدمه

است. در دسته دوم، از مدل‌های پیچیده اجزا محدود استفاده گردیده و در برخی از آنها اثرات پدیده‌های غیرخطی مانند ترک‌خوردگی بتن نیز لحاظ شده‌است [۳] و [۴]. استفاده از این مدل‌ها برای تحلیل لرزه‌های سدهای بتنی وزنی، مستلزم صرف وقت و هزینه زیاد است. مخصوصاً اینکه در نظر گرفتن اثر رفتار غیرخطی مصالح با روش‌های مذکور، در طراحی‌های اولیه مقدر نمی‌باشد. در این مطالعه، استفاده از یکی از روش‌های ساده‌شده تحلیل غیرخطی برای سدهای بتنی وزنی پیشنهاد و مورد بررسی قرار گرفته‌است. با کمک این روش می‌توان اثرات رفتار غیرخطی را در مورد این سازه‌ها با پرهیز از مدل‌سازی‌های پیچیده و انجام تحلیل‌های وقت‌گیر و پرهزینه مطالعه نمود. نکته‌ای که در مورد سدهای وزنی بتنی حائز اهمیت است، غیر مسلح بودن آنهاست و این امر باعث می‌شود که نتوان از روش‌های متعارف برای تعیین منحنی‌های رفتاری مقاطع در مورد آنها استفاده نمود. لذا الگوریتمی جهت تعیین منحنی‌های رفتاری لنگر- انحناء برای مقاطع بتن غیرمسلح ارائه گردیده است. برای بررسی کارایی روش پیشنهادی برای تحلیل لرزه‌های سدهای بتنی

رفتار لرزه‌های سدهای بتنی وزنی به دلیل پدیده‌های مختلفی که در پاسخ دینامیکی این سازه‌ها در برابر زلزله تأثیرگذار است، از پیچیدگی خاص خود برخوردار می‌باشد. از جمله این پدیده‌ها می‌توان به اندرکنش آب دریاچه و سازه سد، اندرکنش فونداسیون سنگی و سازه، جذب امواج فشاری هیدرودینامیکی توسط رسوبات ته‌نشین شده در کف دریاچه، تأثیر تراکم‌پذیری آب در معادلات حاکم بر مسأله، ترک‌خوردگی بتن سازه در زلزله و تأثیر رفتار غیرخطی مصالح در رفتار دینامیکی کل سازه اشاره نمود. مطالعات انجام شده در زمینه رفتار لرزه‌های سدهای بتنی وزنی را می‌توان به دو دسته تقسیم کرد. در دسته اول، از مدل‌های ساده شده برای تحلیل استفاده گردیده‌است [۱] و [۲]. در این مطالعات از تحلیل‌های الاستیک خطی استفاده به‌عمل آمده و از اثر ترک‌خوردگی بتن و رفتار غیرخطی مصالح صرف‌نظر شده است. ضمن اینکه سعی شده تا اثرات اندرکنش‌های سد با دریاچه و فونداسیون به صورت ساده شده در تحلیل‌ها لحاظ گردد. استفاده از مدل‌های معرفی شده در این مطالعات، عمدتاً برای مراحل طراحی اولیه و ارزیابی ایمنی سدهای بتنی وزنی سودمند

تحت اثر خمش می‌باشد که از جدول (۱) در مرجع [۵] به دست می‌آید.

۲- برای کرنش‌های بزرگتر از  $\varepsilon_0$ ، نمودار تنش - کرنش خطی است و مقدار تنش از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$\sigma = f_c'' [1 - 100(\varepsilon - \varepsilon_0)] \quad (۴)$$

۳- کرنش نهایی قابل تحمل توسط بتن ۰/۰۰۴ می‌باشد.  
۴- از مقاومت کششی بتن صرف‌نظر می‌شود.

### روش تئوری تعیین منحنی لنگر - انحناء

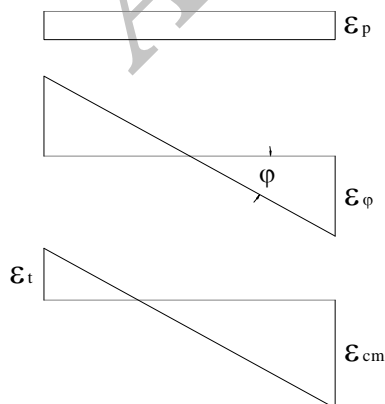
منحنی‌های لنگر - انحناء برای مقاطع بتنی غیرمسلح می‌توانند به صورت تئوری با در نظر گرفتن فرضیات حاکم بر محاسبات مقاومت خمشی تعیین شوند. در تهیه منحنی لنگر - انحناء فرض می‌شود که توزیع کرنش در مقطع خطی بوده و منحنی تنش - کرنش بتن موجود می‌باشد. انحناء مربوط به لنگر خمشی و فشار محوری مقطع با استفاده از این فرضیات و روابط سازگاری کرنش‌ها و تعادل نیروها بدست می‌آید.

کرنش حداکثر به وجود آمده در مقطع در اثر فشار محوری و اعمال انحناء اولیه به مقطع به صورت زیر بیان می‌گردد:

$$\varepsilon_{cm} = \varepsilon_p + \varepsilon_\varphi \quad (۵)$$

که در آن  $\varepsilon_p$ ، کرنش یکنواخت فشاری ناشی از فشار محوری بوده و از رابطه (۱) بدست می‌آید.  $\varepsilon_\varphi$  نیز کرنش خطی به وجود آمده در نتیجه اعمال انحناء اولیه ( $\varphi_i$ ) به مقطع می‌باشد.

$$\varepsilon_\varphi = \varphi_i \times h / 2 \quad (۶)$$



شکل ۱: توزیع کرنش به وجود آمده در مقطع در اثر فشار محوری و اعمال انحناء به مقطع.

وزنی، این روش بر روی یک نمونه سد بتنی وزنی که قبلاً مورد مطالعه قرار گرفته و نتایج آن موجود می‌باشد، اعمال شده و نتایج حاصل مورد مقایسه قرار گرفته‌است.

### منحنی‌های رفتاری لنگر - انحناء برای مقاطع بتنی غیر مسلح

برای انجام تحلیل‌های غیرخطی در سازه‌های خمشی لازم است تا منحنی رفتاری لنگر - انحناء برای مقاطع این سازه‌ها تعیین شود. استفاده از این منحنی‌های رفتاری در تحلیل‌های غیرخطی، امکان در نظر گرفتن ترک‌خوردگی و رفتار غیرخطی مصالح را در طول تحلیل فراهم می‌آورد. جزئیات روش تعیین منحنی لنگر - انحناء برای مقاطع بتن مسلح در ادبیات فنی بارها ارائه شده است [۵]. اما تاکنون روشی برای تعیین این منحنی در مقاطع بتنی غیر مسلح پیشنهاد نشده است. همچنین هیچ یک از نرم افزارهای موجود قابلیت تعیین منحنی لنگر - انحناء برای مقاطع بتنی غیرمسلح را ندارند. به این جهت در مطالعه حاضر، مبانی محاسبه لنگر - انحناء برای مقاطع بتنی غیرمسلح بسط داده شده و نتایج آن در قالب یک نرم‌افزار مورد استفاده قرار گرفته‌است.

### رفتار مصالح بتن [۵]

ترک‌خوردگی بتن در منطقه کششی و عملکرد غیرخطی آن در ناحیه فشاری باعث رفتار غیرخطی بتن شده و در نتیجه موجب پدید آمدن مسائل خاصی در تحلیل لرزه‌ای می‌گردند. در تحلیل‌ها رفتار بتن و رابطه تنش - کرنش برای آن به شکل زیر در نظر گرفته می‌شود:

۱- برای کرنش‌های کمتر از  $\varepsilon_0$ ، مقدار تنش برابر است با:

$$\sigma = f_c'' \left[ \frac{2\varepsilon}{\varepsilon_0} - \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (۱)$$

که در آن،

$$\varepsilon_0 = \frac{2f_c'}{E_c} \quad (۲)$$

$$f_c'' = k_3 f_c' \quad (۳)$$

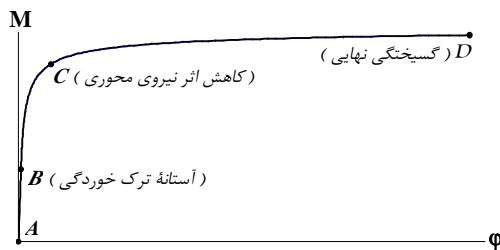
که  $f_c''$ ، مقاومت ۲۸ روزه نمونه استوانه‌ای بتن،  $f_c'$ ، بیشینه تنش ایجاد شده در مقطع مستطیلی تحت اثر خمش بوده و  $k_3$  پارامتر بلوک تنش در مقطع مستطیلی

است. با توجه به تغییرات شیب در این منحنی، می توان آن را به سه بخش کلی تقسیم نمود:

۱- بخش AB (رفنار الاستیک تا آستانه ترک خوردگی): از آنجا که مقطع دارای نیروی محوری فشاری می باشد در انحنای کوچک جایی از مقطع به کشش نمی افتد و در نتیجه ترک خوردگی ایجاد نمی شود. به همین دلیل شیب منحنی  $M-\varphi$  در این بخش زیاد است و رفتار به صورت الاستیک باقی می ماند.

۲- بخش BC (گسترش ترک در مقطع): در این بخش به علت ترک خوردگی ناشی از کشش شیب منحنی کاهش می یابد. شایان ذکر است که در پایان این بخش صرف نظر از ابعاد مقطع و پارامترهای مؤثر دیگر، عمق ترک خوردگی به حدود ۴۰٪ مقطع می رسد. این نتیجه با تغییر پارامترها و استفاده مکرر از نرم افزار تولید شده به دست آمده است.

۳- بخش CD (کاهش اثر فشار محوری تا گسیختگی نهایی): در این بخش کرنش های ناشی از انحناء به وجود آمده در مقطع بسیار بزرگتر از کرنش فشاری اولیه مقطع می گردد. با افزایش انحناء، این اختلاف بیشتر شده و روند تغییرات فاصله  $\gamma d$  سرعت کمتری می یابد. به این ترتیب شیب منحنی رفتاری  $M-\varphi$  باز هم کاهش یافته تا مقطع به لنگر مقاوم نهایی خود برسد.



شکل ۲: منحنی لنگر- انحناء در مقاطع بتنی غیر مسلح.

مقدار ممان اینرسی ترک خورده مقطع تیر بتنی را می توان با بازگشت به معادله مبنای تیر اویلر- برنولی و استفاده از شیب متغیر منحنی بدست آمده تعیین نمود.

$$M = EI\varphi \quad (13)$$

باید توجه داشت که در صورت استفاده از این منحنی در یک تحلیل غیرخطی و یا تکرار تحلیل خطی که موضوع مطالعه حاضر می باشد، سختی هر نقطه از منحنی، شامل اثرات ترک خوردگی، مطابق شکل (۳) قابل تحصیل است.

برای هر  $\varepsilon_{cm}$  (کرنش در آخرین تار فشاری مقطع)، نیروی فشاری بتن  $C_c$  و محل اثر آن بر حسب پارامترهای  $\alpha$  و  $\gamma$  به صورت زیر به دست می آیند:

$$C_c = \alpha f_c'' b d \quad (7)$$

که در فاصله  $\gamma d$  از آخرین تار فشاری اعمال می شود. ضریب تنش میانگین  $\alpha$  و ضریب تعیین مرکز ناحیه فشاری  $\gamma$ ، برای هر  $\varepsilon_{cm}$  در مقاطع مستطیلی، با استفاده از رابطه تنش- کرنش عبارتند از:

$$\alpha = \frac{\int_0^{\varepsilon_{cm}} \sigma d\varepsilon}{f_c'' \varepsilon_{cm}} \quad (8)$$

$$\gamma = 1 - \frac{\int_0^{\varepsilon_{cm}} \varepsilon \sigma d\varepsilon}{\varepsilon_{cm} \int_0^{\varepsilon_{cm}} \sigma d\varepsilon} \quad (9)$$

معادلات تعادل نیرو به صورت زیر نوشته می شوند:

$$p = \alpha f_c'' b d \quad (10)$$

$$M = \alpha f_c'' b d \left( \frac{h}{2} - \gamma d \right) \quad (11)$$

با برقراری رابطه تعادل (۱۰)،  $d$  (عمق ناحیه فشاری معادل تنش میانگین) بدست آمده و به این ترتیب لنگر به وجود آمده در مقطع با استفاده از رابطه (۱۱) تعیین می شود. انحناء نیز از رابطه زیر حاصل می شود.

$$\varphi = \frac{\varepsilon_{cm}}{d} \quad (12)$$

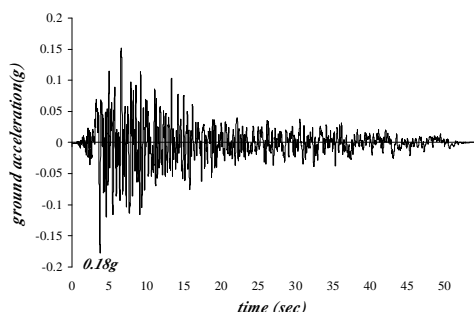
که  $h$  ارتفاع مقطع،  $b$  عرض مقطع می باشد.

تأثیر تغییر شکل های برشی مقطع را در رفتار کلی سازه می توان در قالب منحنی های رفتاری لنگر- انحناء در تحلیل ها وارد نمود. با مدل کردن سد و فونداسیون زیر آن با استفاده از یک مدل دوبعدی کرنش مسطح و اعمال بار استاتیکی افزاینده به بالادست سد، در هر مرحله افزایش بار یک انحناء و یک لنگر در مقطع به دست می آید. به این ترتیب منحنی رفتاری مقطع با در نظر گرفتن ترک خوردگی، رفتار غیرخطی مصالح و تغییر شکل های برشی به دست می آید. در این مطالعه از توزیع کرنش خطی استفاده شده است.

### مطالعه منحنی رفتاری لنگر- انحناء برای مقاطع بتنی غیر مسلح

نمودار  $M-\varphi$  در مقاطع بتنی غیر مسلح و نقاط بحرانی آن در حالت کلی در منحنی شکل (۲) بیان شده

زلزله معمولاً برای تحلیل لرزه‌های سدها مورد استفاده قرار می‌گیرد [۲]. رکورد زلزله موردنظر در شکل (۵) آمده است.



شکل ۵: رکورد مؤلفه S69E زلزله کرن کانتی در ایستگاه تونل تفت لینکلن اسکول.

### مدل سازی سیستم سد - دریاچه و فونداسیون

با توجه به این که رفتار غالب سد بتنی وزنی، رفتار خمشی می‌باشد [۱]، استفاده از مدل تیر طره چند درجه آزادی برای مدل کردن سازه سد، می‌تواند مناسب باشد. با توجه به این که در روش پیشنهادی تنها رفتار خمشی سازه سد مدنظر می‌باشد و از کنترل و بررسی رفتار برشی صرفنظر شده است فرض می‌شود که استفاده از المان تیر اویلر-برنولی برای مدلسازی سازه سد مناسب بوده، بحث بر روی روش انجام آنالیز ساده شده غیرخطی در سازه سدهای بتنی وزنی متمرکز می‌گردد.

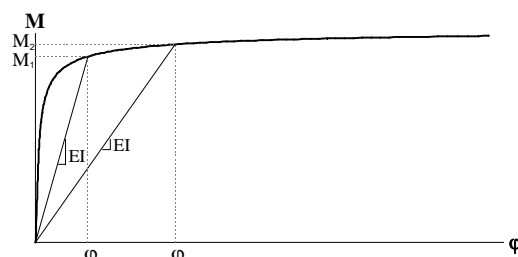
شرایط تکیه گاهی و خصوصیات مدل طره‌ای معادل سیستم سد- دریاچه و فونداسیون برای در نظر گرفتن پدیده‌های غیرخطی و اندرکنش به صورت زیر تغییر می‌کند:

۱- با اصلاح سختی المان‌ها در هر گام تکرار تحلیل خطی، با استفاده از منحنی رفتاری  $M-\varphi$  که اثرات ترک خوردگی و رفتار غیرخطی مصالح بتن بدنه سد را مدل می‌کند، این پدیده‌های غیرخطی در مدل لحاظ می‌شوند.

۲- برای منظور کردن اثرات اندرکنش سازه سد با دریاچه بالادست، از جرم‌های اضافه شونده هیدرودینامیکی در گره‌های مدل استفاده می‌شود.

۳- اندرکنش سازه سد و بستر سنگی زیر آن با استفاده از فنر چرخشی با سختی معادل بستر سنگی انعطاف پذیر در کف مدل طره‌ای، مدل می‌شود.

سازه سد پایین فلت در ارتفاع به ۱۰ المان تقسیم بندی شده است و از آنجا که ارتفاع مقطع در طول

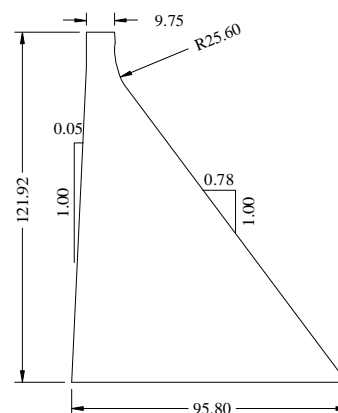


شکل ۳: تعیین ممان اینرسی مقطع ترک خورده به وسیله منحنی  $M-\varphi$ .

### مشخصات سیستم و زلزله

مشخصات هندسی بلندترین بلوک قائم سد پایین فلت (Pine Flat Dam)، به ارتفاع  $121/92$  متر، که در این تحقیق مورد تحلیل قرار گرفته است، در شکل (۴) نشان داده شده است. (همه ابعاد به متر می‌باشند).

مدول الاستیسیته بتن بدنه سد ( $E_s$ ) برابر با  $10^6 \times 2/28$  تن بر متر مربع، مقاومت ۲۸ روزه نمونه استوانه‌ای ( $f_c'$ ) برابر با ۲۳۰۰ تن بر متر مربع و وزن مخصوص بتن ( $\gamma_s$ )  $2/48$  تن بر متر مکعب می‌باشد. میرایی سازه سد ( $\xi_1$ ) برابر با ۰.۵٪ در نظر گرفته می‌شود. مدول الاستیسیته سنگ بستر ( $E_f$ )  $2/28 \times 10^6$  تن بر متر مربع و ضریب ثابت میرایی چرخه‌ای آن ( $\eta_f$ )  $0/1$  می‌باشد. ارتفاع آب دریاچه پشت سد  $116/13$  متر و ضریب بازتاب امواج در رسوبات کف دریاچه ( $\alpha$ )  $0/5$  می‌باشد.



شکل ۴: مشخصات هندسی مقطع سد پایین فلت.

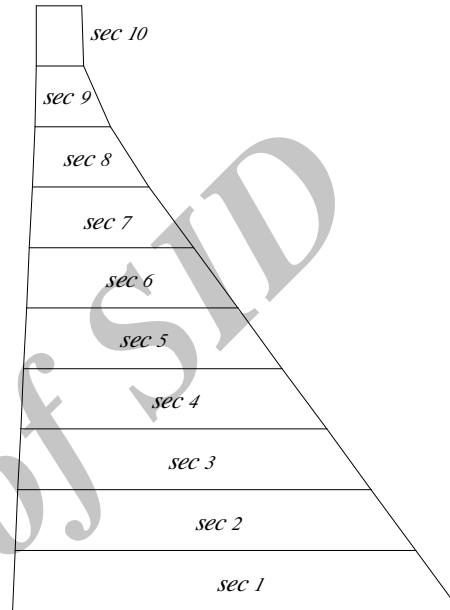
رکورد زلزله مورد استفاده در تحلیل‌ها، مؤلفه S69E زلزله کرن کانتی (Kern County) کالیفرنیا می‌باشد که در تاریخ ۲۱ جولای ۱۹۵۲ در ایستگاه تونل تفت لینکلن اسکول (Taft Lincoln School) ثبت شده است. این

منحنی‌های لنگر- انحناء برای مقاطع المان‌های مدل طره‌ای معادل سیستم سد- دریاچه و بسترستگی توسط برنامه کامپیوتری تهیه شده به این منظور تعیین شده‌است. این منحنی‌ها در اشکال (۷) و (۸) آمده‌است.

جدول ۱: مشخصات کلی مقاطع المان‌های مدل کامپیوتری سد پایین فلت

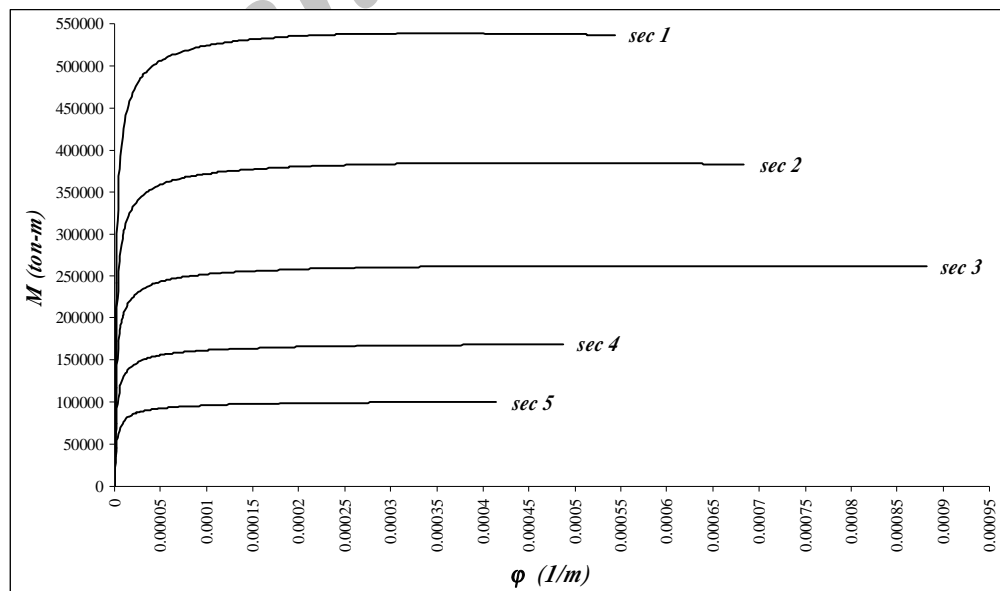
تراز ( <i>m</i> )	شماره مقطع	ارتفاع مقطع ( <i>m</i> )	فشار محوری ( <i>ton</i> )
121.92	<i>sec 10</i>	9.970	250.00
109.728	<i>sec 9</i>	13.143	500.63
97.536	<i>sec 8</i>	20.534	1010.31
85.344	<i>sec 7</i>	30.029	1775.56
73.152	<i>sec 6</i>	40.148	2837.68
60.96	<i>sec 5</i>	50.268	4206.15
48.768	<i>sec 4</i>	60.387	5880.96
36.576	<i>sec 3</i>	70.506	7862.11
24.384	<i>sec 2</i>	80.626	10149.60
12.192	<i>sec 1</i>	90.745	12743.43
0			

ارتفاع سازه تغییر می‌کند، ارتفاع مقطع در وسط هر المان به‌عنوان ارتفاع مقطع آن المان در نظر گرفته شده‌است. به این ترتیب سازه سد مورد نظر توسط ۱۰ المان تیر برنولی هر کدام به طول ۱۲/۱۹۲ متر، مدل شده‌است. مشخصات کلی المان‌های مدل در شکل (۶) و نیز در جدول (۱) ارائه شده‌است.

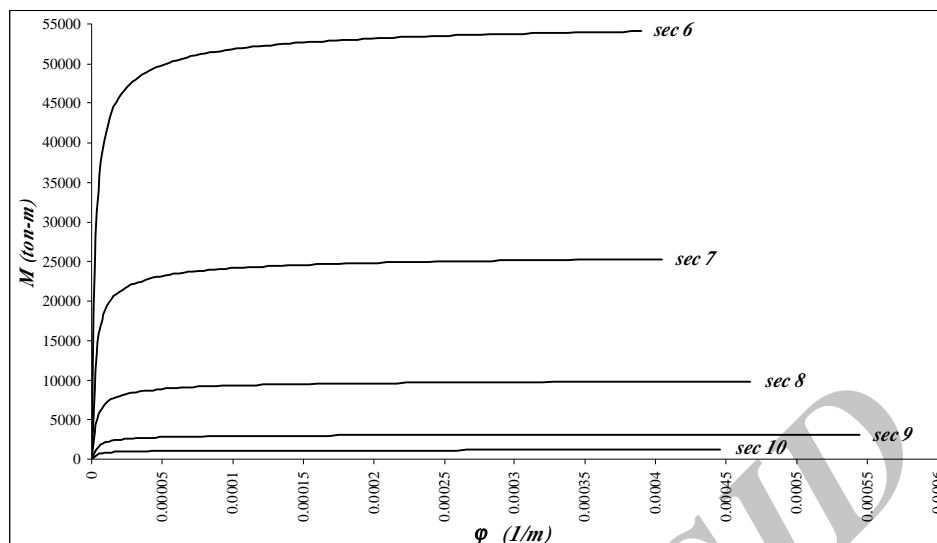


شکل ۶: مقاطع المان‌های مدل طره‌ای سد پایین فلت.

با توجه به مشخصات ارائه شده در جدول (۱) ،



شکل ۷: منحنی‌های لنگر- انحناء برای المان‌های فوقانی سازه سد پایین فلت.

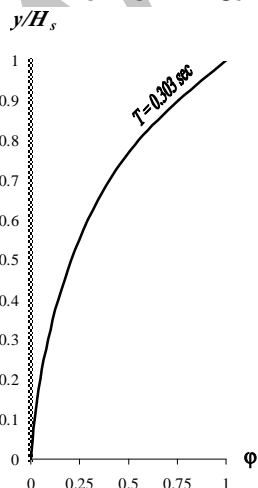


شکل ۸: منحنی‌های لنگر-انحناء برای المان‌های تحتانی سازه سد پایین فلت

۳- انعطاف پذیر بودن فونداسیون با اصلاح پریود سازه با استفاده از فنر چرخشی در تکیه‌گاه مدل در تحلیل‌ها در نظر گرفته می‌شود.

۴- اصلاح میرایی سیستم، اثرات اندرکنش سد-دریاچه و بستر سنگی را با توجه به مشخصات رسوبات ته نشین شده در کف دریاچه، ارتفاع آب پشت سد و انعطاف پذیری و مشخصات میرایی سنگ بستر در طیف اعمال شده در تحلیل‌ها منظور می‌کند.

با انجام آنالیز مودال بر روی سازه سد با مخزن خالی و فونداسیون صلب، پریود مود اول سازه برابر با  $T_1=0.303$  sec می‌شود. شکل مود اول سازه سد پایین فلت با مخزن خالی و فونداسیون صلب در شکل (۹) آمده‌است.



شکل ۹: شکل مود اول سازه سد پایین فلت با مخزن خالی و فونداسیون صلب.

## روش اجرای تکرار تحلیل خطی

در روش تکرار تحلیل خطی، یک طیف با میرایی مشخص به سازه طره‌ای معادل سیستم موجود اعمال می‌شود و با انجام آنالیز خطی مقادیر لنگر در هر یک از مقاطع عضو به دست می‌آید. برای هر مقطع مقدار لنگر به دست آمده از آنالیز بر روی منحنی  $M-\phi$  آن مقطع برده شده، میزان ممان اینرسی جدید از رابطه  $I = M/E\phi$  به دست می‌آید. این ممان اینرسی در حالت کلی با ممان اینرسی اولیه فرق دارد. بنابراین ممان اینرسی‌های جدید بر روی مقاطع اعمال می‌شود و عملیات فوق مجدداً انجام می‌گردد. انجام مراحل فوق تا وقتی که پاسخ‌های گام‌های  $i$  ام و  $i+1$  ام تقریباً یکسان شود، ادامه می‌یابد.

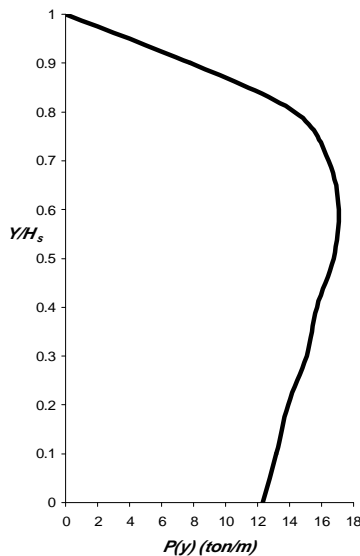
در این روش:

۱- اثرات ترک خوردگی و رفتار غیرخطی مصالح بتن در قالب منحنی‌های رفتاری لنگر-انحناء، در مرحله تعیین ممان اینرسی جدید مقطع، منظور می‌شود.

۲- اثرات اندرکنش سد و دریاچه و نیز اثر جذب امواج فشاری هیدرودینامیکی توسط رسوبات و تراکم پذیری آب با اضافه کردن جرم اضافه شونده هیدرودینامیکی، به گره‌های وجه بالادست مدل کامپیوتری و اصلاح پریود سازه، در تحلیل وارد می‌شود.

لازم است با ضریب  $\left(\frac{H}{H_s}\right)^2$  تصحیح گردد. توزیع فشار هیدرودینامیکی در ارتفاع سد، در شکل (۱۰) ارائه شده است. در نتیجه جرم اضافه شونده هیدرودینامیکی در ارتفاع سازه سد، براساس روش چوپرا [۷] و به کمک رابطه (۱۹) به دست می آید، که نتایج در جدول (۲) نشان داده شده است.

$$m_a(y) = \frac{P(y, \tilde{T}_r)}{\varphi_1(y)} \quad (19)$$



شکل ۱۰: توزیع فشار هیدرودینامیکی بالادست سد.

جدول ۲: جرم اضافه شونده هیدرودینامیکی بالادست سد پایین فلت.

$y/H_s$	$m_a(y)$ ton/m
0.1	237.974
0.2	118.920
0.3	81.318
0.4	60.157
0.5	48.559
0.6	38.885
0.7	30.101
0.8	21.302
0.9	9.420
1	0

### اصلاح پریود سازه

پریود مود اصلی سازه معادل سیستم سد- دریاچه و بسترسنگی براساس روش چوپرا، با استفاده از رابطه (۸) در مرجع [۱] تعیین می شود. برای  $E_s = 2.28 E6 \text{ ton/m}^2$ ،  $\alpha = 0.5$  و  $H/H_s = 0.95$ ، با استفاده از جدول (۲) در مرجع [۶]، مقدار  $R_r = 1.213$  محاسبه می گردد.

همچنین برای  $E_f/E_s = 1$ ، با استفاده از جدول (۳) در مرجع [۶]، مقدار  $R_f = 1.187$  به دست می آید. به این ترتیب با  $T_1 = 0.303 \text{ sec}$ ، مقدار پریود اصلاحی برابر می شود با:

$$\tilde{T}_1 = 1.213 \times 1.187 \times 0.303 = 0.435 \text{ sec} \quad (14)$$

### اصلاح میرایی سازه

میرایی لزجی سیستم سد- دریاچه و فونداسیون براساس روش چوپرا، با استفاده از رابطه (۹) در مرجع [۱] تعیین می شود.

برای مقادیر  $E_s = 2.28 E6 \text{ ton/m}^2$ ،  $\alpha = 0.5$  و  $H/H_s = 0.95$ ، با استفاده از جدول (۲) در مرجع [۶]، مقدار  $\xi_r = 0.03$  تعیین می شود. همچنین برای  $E_f/E_s = 1$  و  $\eta_f = 0.1$

با استفاده از جدول (۳) در مرجع [۶]، مقدار  $\xi_f = 0.068$  به دست می آید. به این ترتیب با  $\xi_1 = 0.05$ ، مقدار میرایی لزجی سیستم سد- دریاچه و فونداسیون برابری می شود با:

$$\xi_1^* = \frac{1}{1.213} \times \frac{1}{(1.187)^3} \times 0.05 + 0.03 + 0.068 = 0.123 \quad (15)$$

### محاسبه جرم اضافه شونده هیدرودینامیکی

جرم اضافه شونده هیدرودینامیکی، با استفاده از رابطه (۱-۵) در مرجع [۷]، به دست می آید. در این رابطه مقدار فشار هیدرودینامیکی براساس روش چوپرا [۱] و با استفاده از جدول (۴) در مرجع [۶]، تعیین می شود.

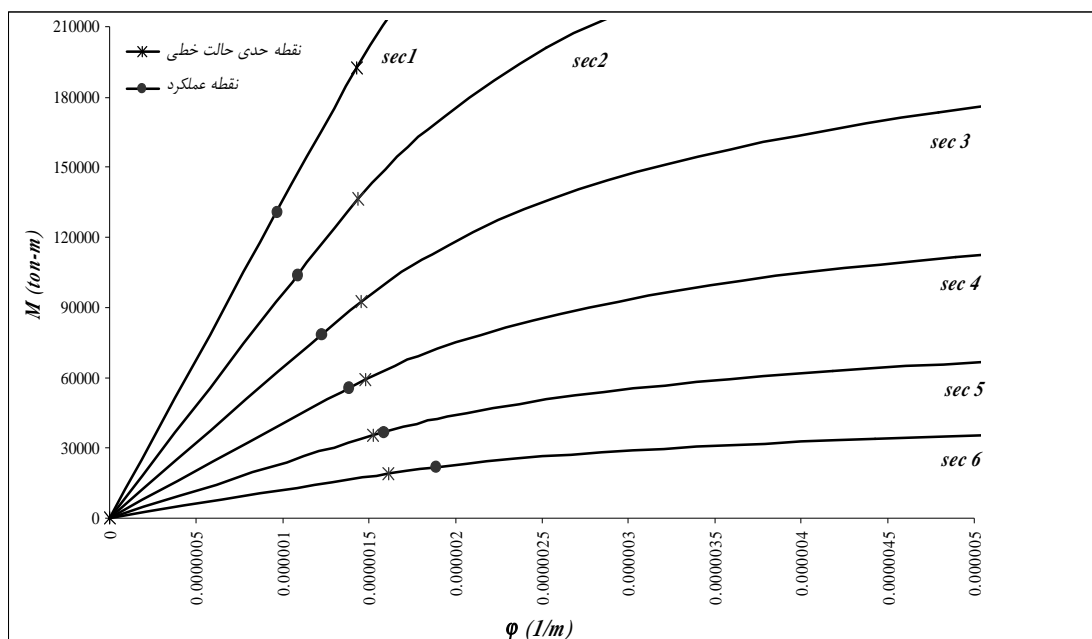
$$T_1^r = \frac{4H/C}{1440} = \frac{4 \times 116.13}{1440} = 0.323 \text{ sec} \quad (16)$$

$$\tilde{T}_r = R_r T_1 = 1.213 \times 0.303 = 0.366 \text{ sec} \quad (17)$$

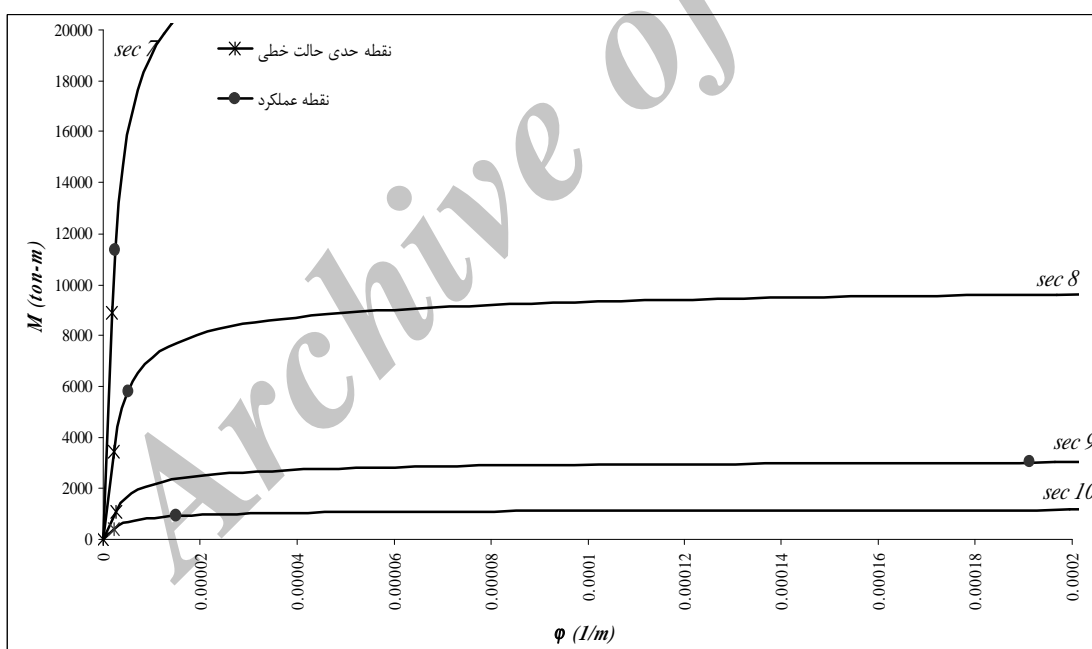
$$R_w = \frac{T_1^r}{\tilde{T}_r} = \frac{0.323}{0.366} = 0.882 \quad (18)$$

مقدار  $gp(\hat{y})/wH$  برای  $\alpha = 0.5$ ،  $R_w = 0.9$  و  $H/H_s = 1$  با استفاده از جدول (۴) در مرجع [۶]، به

دست می آید. در این صورت  $p(\hat{y})$  قابل محاسبه بوده و



شکل ۱۱: نقطه عملکرد المان‌های فوقانی سازه سد پایین فلت با مخزن خالی و فونداسیون صلب در نتیجه تکرار تحلیل خطی.



شکل ۱۲: نقطه عملکرد المان‌های تحتانی سازه سد پایین فلت با مخزن خالی و فونداسیون صلب در نتیجه تکرار تحلیل خطی.

مقطع آن مطابق اشکال (۱۱) تا (۱۴) حاصل می‌گردد. شکل (۱۵)، مقادیر لنگر در مقاطع میانی المان‌های سازه که با تحلیل سازه سد پایین فلت به روش تکرار تحلیل خطی در دو حالت مخزن خالی و فونداسیون صلب، و مخزن پر و فونداسیون انعطاف‌پذیر، به دست آمده است را نشان می‌دهد. همچنین این مقادیر لنگر با نتایج لنگر

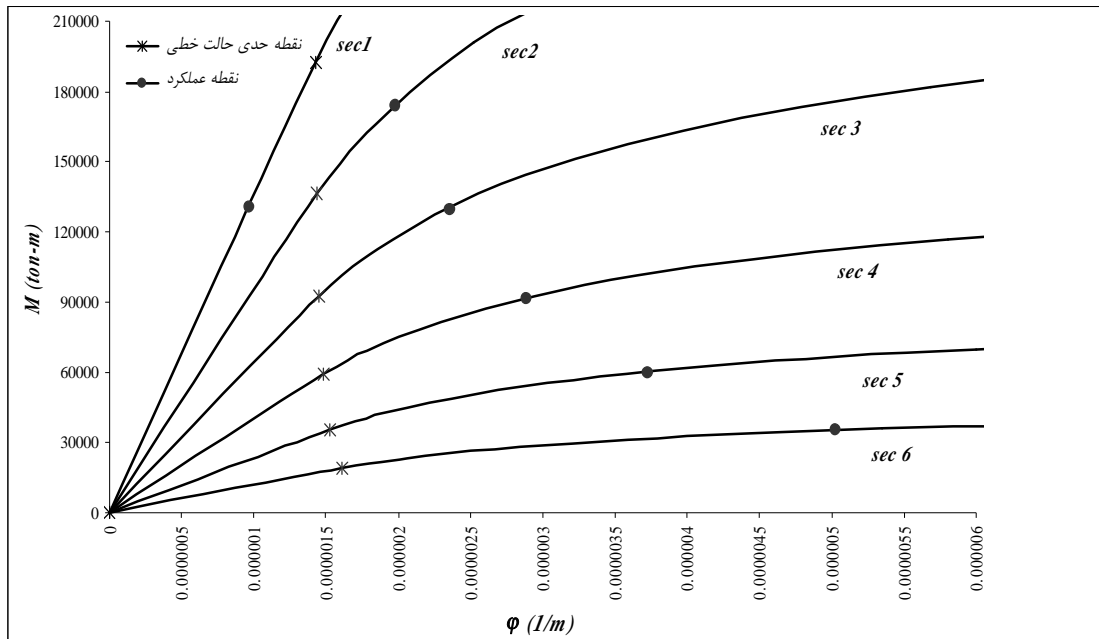
با انجام مراحل گام به گام تکرار تحلیل خطی و اصلاح سختی المان‌های سازه براساس رفتار غیرخطی خمشی مقطع که با توجه به ترک‌خوردگی مقطع در کشش و رفتار غیرخطی مصالح بتن در قالب منحنی‌های رفتاری لنگر- انحناء در اشکال (۷) و (۸) نمایش یافته‌است، نقطه عملکرد هر المان بر روی منحنی رفتاری



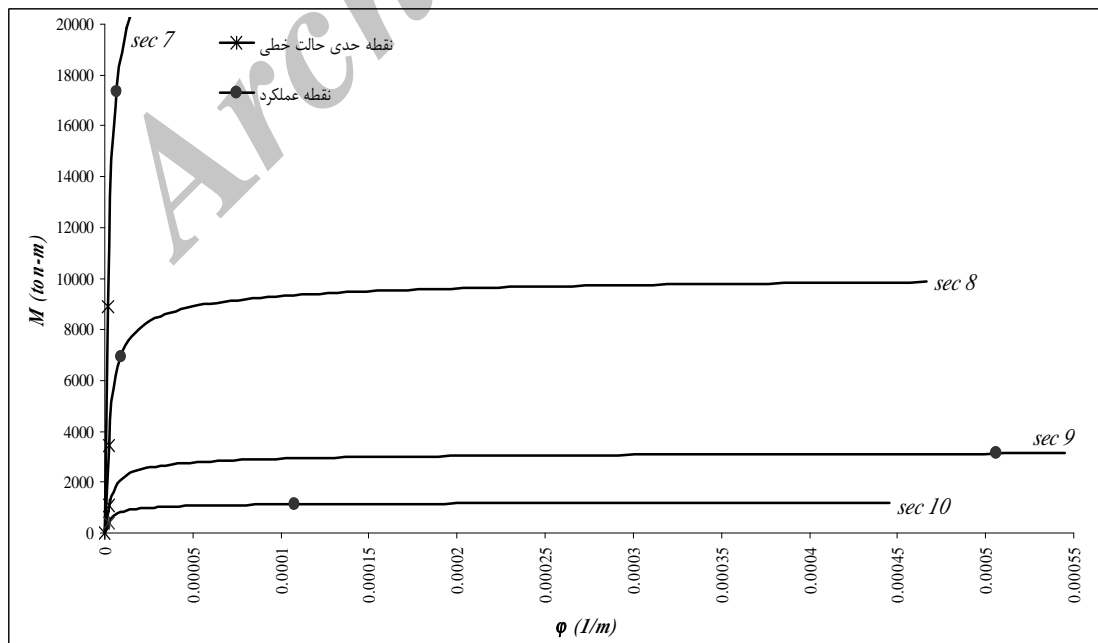
زیر آن باعث افزایش پاسخ سازه در زلزله می‌شود. همچنین مقادیر لنگر حاصل از روش تکرار تحلیل خطی با نتایج لنگر حاصل از روش فنوس و چوپرا تطابق خوبی دارد. بیشتر بودن مقادیر لنگرها در روش فنوس و چوپرا به دلیل صرف نظر از تغییر شکل‌های غیر خطی سازه می‌باشد.

حاصل از روش فنوس و چوپرا [۱] مقایسه شده‌اند. روش تحلیل یاد شده خطی و شامل اثرات اندرکنش‌های سازه و فونداسیون و آب می‌باشد.

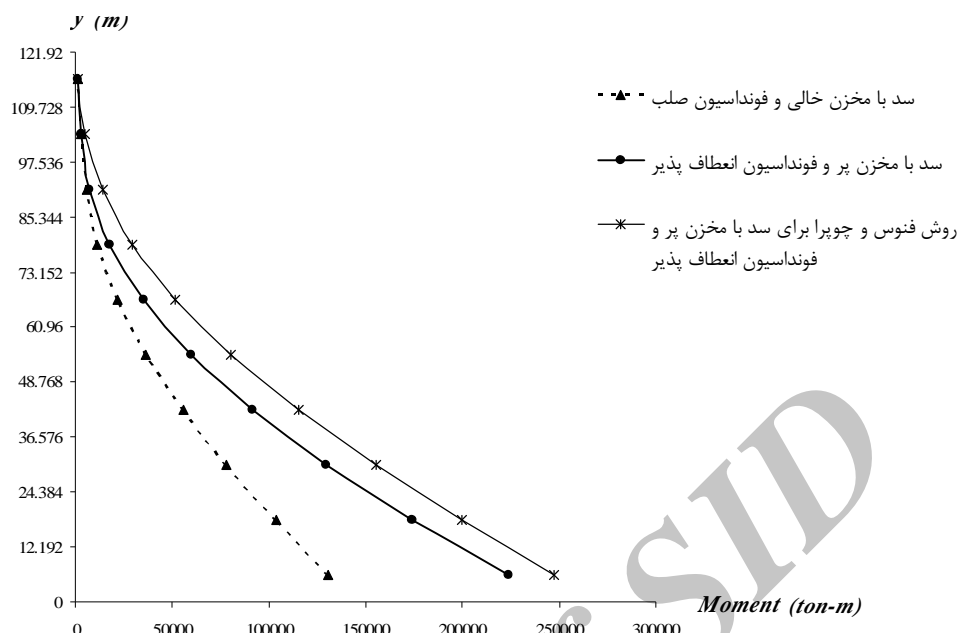
بررسی شکل (۱۵) نشان می‌دهد که پاسخ سازه سد با مخزن پر و فونداسیون انعطاف پذیر بیشتر از پاسخ سد با مخزن خالی و فونداسیون صلب می‌باشد. به عبارت دیگر در نظر گرفتن اندرکنش سازه سد با دریاچه و بستر سنگی



شکل ۱۳: نقطه عملکرد المان‌های فوقانی سازه سد پایین فلت با مخزن پر و فونداسیون انعطاف پذیر در نتیجه تکرار تحلیل خطی



شکل ۱۴: نقطه عملکرد المان‌های تحتانی سازه سد پایین فلت با مخزن پر و فونداسیون انعطاف پذیر در نتیجه تکرار تحلیل خطی.



شکل ۱۵: مقایسه مقادیر لنگر در مقاطع میانی المان‌های سد پایین فلت در دو حالت مخزن خالی و فونداسیون صلب و مخزن پر و فونداسیون انعطاف پذیر.

## نتیجه گیری

منحنی‌های رفتاری لنگر- انحناء برای مقاطع بتنی غیرمسلح می‌باشد، که مبانی استفاده از آن توسعه یافته است.

مزایای روش پیشنهادی را می‌توان به صورت زیر خلاصه نمود:

- ۱- در روش پیشنهادی می‌توان پدیده اندرکنش را در کنار رفتار غیرخطی سازه سد مورد مطالعه قرار داد.
- ۲- این روش ضمن سادگی دقت خوبی را برای نتایج حاصله در پی دارد.

روش پیشنهادی براساس خواص خمشی سد، توسعه داده شده است ولی می‌تواند شامل تغییرشکل‌های برشی سازه سد نیز باشد.

رفتار لرزه ای سدهای بتنی وزنی، با در نظر گرفتن اندرکنش سد- دریاچه و بستر سنگی و پدیده‌های غیرخطی مانند ترک خوردگی و رفتار غیرخطی مصالح بتن، توسط تکرار تحلیل خطی مورد بررسی قرار گرفته است. در این راستا روش تکرار تحلیل خطی به گونه‌ای تغییر یافته است که اثرات پدیده‌های مذکور در رفتار لرزه‌ای سدها لحاظ شود. بررسی نتایج به دست آمده از این مطالعه نشان می‌دهد که روش مذکور می‌تواند برای تحلیل‌های اولیه و نیز ارزیابی ایمنی سدهای موجود مفید واقع شود.

همچنین با توجه به غیرمسلح بودن بتن بدنه سدهای وزنی، بکارگیری روش پیشنهادی مستلزم تعیین

## مراجع

- 1 - Fenves, G. and Chopra, A.K. (1987). "Simplified earthquake analysis of concrete gravity dams." *Journal of Struct. Engrg. ASCE*, Vol.113, No. 8, PP. 1688-1708.
- 2 - Ghojarah, A., El-Nady, A. and Tarek A. (1994). "Simplified dynamic analysis for gravity dams." *Journal of Struct. Engrg. ASCE*, Vol. 120, No. 9, PP. 2697-2716.
- 3 - Pekau, O. A. and Zhu, X. (2005). "Seismic behaviour of cracked concrete gravity dams." *Earthquake Engrg. and Struct. Dyn.*, Vol. 35, PP. 477-495.

- 4 -Yazdchi, M. , Khalili, N. and Valliappan, S. (1999). "Nonlinear seismic behaviour of concrete gravity dams using coupled finite element – boundary element technique." *Int. j. Numer. Methods Eeng.*, Vol. 44, No.1, PP.101-130.
- 5 - Park, P. and Paulay, T. (1975). *Reinforced concrete structures*, John Wiley & Sons.
- 6 - Fenves, G. and Chopra, A. K. (1986). "Simplified analysis for earthquake resistant design of concrete gravity dams." *Rep. No. UCB/EERC-85/10, Earthquake Engrg. Res. Ctr.* , Univ. of California , Berkeley, Calif.
- 7 - Chopra, A. K. (1978). "Earthquake resistant design of concrete gravity dams." *J. Struct. Div., ASCE*, Vol. 104, No. 6, PP. 953-971

### واژه‌های انگلیسی به ترتیب استفاده در متن

- 1- Equivalent Linear Iteration Analysis
- 2- Moment-Curvature Curve
- 3-Monolith

Archive of SID