

## بررسی و تعیین قابلیت اطمینان عملکردی سد بتنی دو قوسی کارون ۴

پیمان شادمان حیدری\*، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد تهران شرق، باشگاه پژوهشگران جوان و نخبگان، تهران، ایران  
 مهدی امری، عضو هیأت علمی دانشگاه آزاد اسلامی، واحد مراغه، مراغه، ایران

\* peyman\_shademan@yahoo.com

تاریخ دریافت: ۹۴/۵/۲۵ تاریخ پذیرش نهایی: ۹۴/۱۰/۸

### چکیده:

این مقاله به دنبال طراحی و شکل دادن یک روش برای تحلیل قابلیت اطمینان عملکردی سد بتنی دو قوسی است. ابتدا روش شبه تحریک برای تحلیل به کار گرفته شد تا مشخصه های احتمالی سد بتنی تحریک شده تحت بارگذاری لرزه ای تصادفی محاسبه شود. ضمناً روش سطح پاسخ براساس رگرسیون وزنی با آن روش ترکیب شده تا قابلیت اطمینان عملکردی بتنی دو قوسی محاسبه شود. در نهایت با توجه به داده های یک نمونه تصادفی، در نظر گرفته شد تا همگرایی و پایداری این روش صحت سنجی و تحلیل شود. منطقه طرح کارون ۴ از لحاظ زلزله خیزی جزء مناطق با خطر زلزله زیاد بوده و ریسک به وجود آمدن زلزله در این منطقه بالا می باشد.

**کلید واژگان:** سد بتنی، بار تصادفی، قابلیت اطمینان عملکردی، روش شبه تحریک

### ۱- مقدمه

مقایسه قرار دادند. ژنگ و داس (۲۰۰۰) [۳] یک روش سطح پاسخ اصلاح شده ارائه کردند و آن را بر تحلیل قابلیت اطمینان یک سازه صفحه ای سخت شده اعمال کردند. گوان و ملچرز (۲۰۰۱) [۴] تاثیر تغییر پارامتر سطح پاسخ بر قابلیت اطمینان را ارزیابی کردند. بینگ و کیونگ (۲۰۰۴) [۵] روش هیبرید ارزش متوسط (HMV) را برای RBDO پایدار و بسیار پربازده و با ارزیابی قیود احتمالی به طور موثر ارائه دادند. گوپتا و مانوهار (۲۰۰۴) [۶] روش سطح پاسخ را برای مطالعه شدت تنش های فن میسر در سازه های غیرخطی تحت تحریک گاوسی به کار بردند. هربر و آرماندو (۲۰۰۴) [۷] تکنیک های RSM و شبکه عصبی مصنوعی (ANN) را با یکدیگر مقایسه کردند. ایرفان و کریس (۲۰۰۵) [۸] یک روش سطح پاسخ با نام ADAPRES ارائه دادند که در آن یک روش رگرسیون وزنی در انجام رگرسیون نرمال اعمال شده بود. وونگ و همکاران (۲۰۰۵) [۹] یک رویکرد طراحی سازگار برای حل این مشکل پیشنهاد دادند که در هنگام اعمال بارگذاری متوالی در تحلیل NLFE، پاسخ تحلیل قابلیت اطمینان همگرا شود و پیشنهاداتی برای بهبود RSM

هدف اصلی تحلیل قابلیت اطمینان، بدست آوردن ساختاری برای پاسخ های احتمالی سیستم های سازه ای با پارامترهای طراحی نامعلوم مانند بارگذاری، پارامترهای موادی (مقاومت، مدول های الاستیک، نسبت پواسون و غیره) و ابعاد شکل است. در بین روش های موجود برای این مسائل، روش سطح پاسخ (RSM) یک ابزار قدرتمند است [۱]. نظریه و روش های RSM به طرز قابل توجهی درحین بیست سال اخیر توسعه یافته و در تعداد زیادی از مقالات مستند شده است. همچنین از جهت نظری، این حوزه به مرحله ای رسیده است که در آن روش های مناسبی توسعه یافته و در حال گسترش است. روش RSM به کار رفته برای تحلیل سازه های بزرگ کماکان یک موضوع پیچیده و دشوار است. برای حل این مسئله، مجموعه آزمایشات بسیاری باید انجام شود. لیندا و بینگ (۱۹۹۹) [۲] فاصله های اطمینان را درخصوص تفاوت در پاسخ های میانگین در نقطه اول و نقاط جایگزین بر اساس روش دلتای پیشنهادی و روش طرح F، طرح ریزی کردند و احتمالات و عرض فاصله ها را مورد

این حال، در حل معادلات دیفرانسیلی تصادفی با درجات بالا، تلاش های آن ها بی ثمر ماند. در مقایسه با این الگوریتم ها، لین [۲۵] یک روش شبه تحریک پیشنهاد داد که یک مجموعه الگوریتم دقیق و پربازده برای تحلیل پاسخ تصادفی ثابت با سازه های خطی بود تا با پاسخ های دینامیک سازه ها با توجه به تحریک های ارتعاشی تصادفی سروکار داشته باشد. در این روش، تعیین پاسخ تصادفی سازه خطی منجر به تعیین پاسخ سازه تحت مجموعه ای از بارهای هارمونیک شد. با استفاده از این مجموعه الگوریتم ها، دشواری های ذکر شده در محاسبات پاسخ تصادفی ثابت سازه های با دهانه بزرگ، به طور رضایت بخشی تقلیل شد. لین و همکاران براساس این الگوریتم [۲۶] پاسخ های تصادفی غیر ثابت از سازه های خطی را با توجه به تحریک تصادفی اصلاح شده تحلیل کردند. نتیجه تحلیلها آن بود که تحریک تصادفی ابتدا به یک شبه تحریک تبدیل شود تا معادلات حرکت را ایجاد کند و سپس بوسیله روش یکپارچه سازی مستقیم تصحیح شده با دقت بالا حل شوند. علاوه بر این، لین و همکاران [۲۷] روش شبه تحریک معکوس را در خصوص مسائل شناسایی بارگذاری توسعه دادند. سپس، لین و همکاران [۲۸] این الگوریتم را برای تحلیل احتمالاتی سازه های با دهانه بزرگ مانند پل های با دهانه بلند [۲۹]، تیرهای غیریکنواخت [۳۰] و غیره به کار بستند. محققان دیگر، مجموعه هایی از الگوریتم ها را برای بهبود و توسعه روش شبه تحریک انجام دادند. ژو و همکاران [۳۱] یک الگوریتم جدید برای تحلیل ضربه پل های با دهانه بزرگ ارائه کردند که اصولاً توسط یک رویکرد المان محدود کامل و یک روش شبه تحریک صورت می گرفت و این الگوریتم را برای انطباق با تحلیل ضربه ای پل معلق سینگما [۳۲] و تحلیل ارتعاشی سازه های تحریک شده با باد [۳۳] استفاده کرد. بعد از آن، ژو و همکاران [۳۴، ۳۵] و ژنگ و همکاران [۳۶] بر اساس روش شبه تحریک، حل دقیق برای پاسخ لرزه ای ساختمان های مجاور متصل شده به عملگرهای هیدرولیک با کنترلرهای خطی درجه دوم گاوسی (LQG) ارائه کردند. بر اساس روش شبه تحریک، سان و همکاران [۳۷] یک فرمول بندی برای تحلیل ضربه کاملاً منطبق شده برای پل های کابلی با دهانه بزرگ ارائه دادند که در آن انطباق دینامیکی بین مودهای ارتعاشی، نیروهای دینامیکی بر عرشه پل، برج ها، کابل ها و سرعت متغیر باد و خواص سازه در طول سازه ها می تواند لحاظ شود. لی [۳۸] و همکاران، روش شبه تحریک را برای تحلیل ارتعاش تصادفی پاسخ های لرزه ای ساختمان های بلند به کار گرفتند. ژوی و همکاران [۳۹] روش شبه تحریک را برای مطالعه ارتعاشات تصادفی سازه های تحت تحریک های لرزه ای دارای چند مولفه به کار بردند. لی و همکاران [۴۰] روش شبه تحریک را با روش چندجمله ای قائم تصادفی توسعه یافته، ترکیب کردند تا تحلیل پاسخ سازه های با پارامترهای تصادفی را تحت تحریک تصادفی غیر ثابت انجام دهند. با این حال، روش شبه تحریک تنها برای تحلیل سازه های خطی به کار می رود، چرا که این روش از قاعده جمع آثار به دست می آید که تنها برای سازه های خطی صادق است.

در این مقاله، یک روش برای محاسبه قابلیت اطمینان عملکردی ارائه می کنیم که جایابی در بالای سد بتنی دو قوسی را مشخص می کند. روش شبه تحریک و روش سطح پاسخ بر اساس رگرسیون وزنی با تحلیل قابلیت اطمینان عملکردی سد بتنی دو قوسی ترکیب می شود. در نهایت، با

ارائه دادند. جیانگ و همکاران (۲۰۰۶) [۱۰] روشی را برای اصلاح ضرایب نامعین سطح پاسخ، ارائه کردند. جین ویلیان و یوان (۲۰۰۷) [۱۱] یک روش سطح پاسخ براساس کمترین مربعات مکانیزم برداری (LS-SLM) ارائه دادند که در پی تحلیل مسائل قابلیت اطمینان با تابع عملکرد ضمنی بود. چاباه (۲۰۰۷) [۱۲] برای بهینه سازی پارامترهای شکل دهی لوله با آب برای کاهش عیوبی که می توانست در پایان فرایند شکل دهی رخ دهد، مانند گلویی شدن و چین خوردن توسط RSM روشی را ارائه داد. جین و همکاران (۲۰۰۸) [۱۳] یک شبکه عصبی مصنوعی جدید (ANN) براساس روش پاسخ سطح در ارتباط با روش طراحی واحد برای پیش بینی احتمال شکست سازه ها معرفی کردند. هنری و سیو (۲۰۰۸) [۱۴] با استفاده از چند جمله ای های مرتبه بالا در محدوده تقریبی مناسب به طور دقیق تر، برای الگوریتم هایی که اخیراً ارائه شده، تشریح کردند و بر نقاط نمونه های تصادفی طوری متمرکز می شوند تا دقت درجه دوم روش پاسخ سطح تصادفی (SRSM) را بهبود بخشند. تانگ ژو و همکاران (۲۰۰۸) [۱۵] یک روش شبیه سازی دقیق و پربازده مونته کارلو را برای تحلیل قابلیت اطمینان مبتنی بر وضعیت محدود در سطوح مولفه و کل سیستم، با استفاده از یک تقریب سطح پاسخ تابع شاخص شکست، ارائه دادند. ژوان و همکاران (۲۰۰۹) [۱۶] یک طرح سازگار طراحی عددی را ارائه دادند که در آن سطح پاسخ متناسب با تکنیک رگرسیون خطی بود و امکان سنجش وزن نقاط برازش شده را براساس فاصله آن ها از سطح شکست واقعی و نقطه طراحی پیش بینی شده، فراهم می آورد.

با این حال تا به امروز، اغلب روش های قابلیت اطمینان از قبیل روش قابلیت اطمینان مرتبه اول (FORM) [۱۷]، روش قابلیت اطمینان مرتبه دوم (SORM) [۱۹، ۱۸]، روش رگرسیون وزنی (WRM) [۲۰، ۲۱] و روش رگرسیون وزنی کاهش یافته (SRWRM) [۲۲] نمی تواند برای تحلیل سازه های بزرگ به کار رود و این روش های سنتی قابلیت اطمینان کارآمدی مناسب را ندارند. در سوی دیگر، تابع حدی معمولاً در هنگام استفاده از روش المان محدود (FEM) برای تحلیل دقیق سازه ها، ضمنی بوده و صریح نیست. این موضوع منجر به دشواری در دستیابی به تابع حدی برای متغیرهای پایه ای تصادفی می شود. در سمت دیگر، برای حل عیوب بالا، برخی روش های قابلیت اطمینان، تابع سطح پاسخ چندجمله ای را متناسب با تابع حدی به کار می برند، اما تعداد متغیرهای تصادفی پایه در هنگام تحلیل سازه های بزرگتر، بسیار زیاد است و این روش های قابلیت اطمینان به نقاط تجربی زیادی برای استفاده ضرایب نامعین این متغیرهای تصادفی پایه نیاز دارند. بنابراین، در حین فرایند، بازدهی و پایداری این روش ها بسیار پایین است. حتی در برخی از سازه های بزرگ، به دست آوردن نقاط تجربی کافی، ناممکن است. بنابراین، اغلب روش های قابلیت اطمینان تنها می توانند برای تحلیل سازه های کوچکتر به کار روند.

عموماً پذیرفته شده است که اغلب روش های منطقی برای در برخورد با مسائل تحریک متعدد، رویکردی متناسب با ارتعاشات تصادفی دارد. در بین تحقیقات بسیار، تحقیقات کار کیورین [۲۳] و ارنستو [۲۴] قابل توجه است. آن ها تماماً کارهای تحقیقاتی خود را بر تحلیل ارتعاشی سازه های با دهانه بزرگ بر اساس رویکرد ارتعاشات تصادفی معطوف کردند. با

این رابطه در شکل ۱- الف نشان داده شده است، مفهوم تابع پاسخ فرکانس  $H$  مطابق شکل ۱- ب است. زمانی که تحریک هارمونیک  $y=He^{i\omega t}$  نقطه ای در سیستم خطی اعمال می شود، پاسخ مربوطه برابر  $y=He^{i\omega t}$  است. لازم به ذکر است که شبه تحریک توسط تحریک ایجاد می شود به طوری که  $e^{i\omega t}$  در ثابت  $\sqrt{S_{xx}}$  ضرب می شود. شبه تحریک به صورت زیر است:

(۶)

$$\tilde{x}(t) = \sqrt{S_{xx}} e^{i\omega t}$$

پاسخ می تواند در ثابت مشابهی ضرب شود. این در شکل ۱- ج نشان داده شده است. کماکان (#) را برای نشان دادن شبه پاسخ مربوطه متغیر (#) به کار می بریم. باید ذکر شود که از شکل ۱- ج داریم:

(۷)

$$\tilde{y}^* \tilde{y} = |\tilde{y}|^2 = |H|^2 S_{xx} = S_{yy}$$

(۸)

$$\tilde{x}^* \tilde{y} = \sqrt{S_{xx}} e^{-i\omega t} \cdot \sqrt{S_{xx}} e^{i\omega t} = S_{xx} H = S_{xy}$$

(۹)

$$\tilde{y}^* \tilde{x} = \sqrt{S_{xx}} e^{-i\omega t} H^* \cdot \sqrt{S_{xx}} e^{i\omega t} = H^* S_{xx} = S_{yx}$$

که در آن (#)\* مزدوج (#) است.

اگر دو شبه پاسخ  $y_1$  و  $y_2$  نشان داده شده در شکل ۱-د را در نظر بگیریم، می توان مشاهده کرد که:

(۱۰)

$$\tilde{y}_1^* \tilde{y}_2 = H_1 \sqrt{S_{xx}} e^{-i\omega t} \cdot H_2 \sqrt{S_{xx}} e^{i\omega t}$$

$$= H_1^* S_{xx} H_2 = S_{y_1 y_2}$$

(۱۱)

$$\tilde{y}_2^* \tilde{y}_1 = H_2^* S_{xx} H_1 = S_{y_2 y_1}$$

از تحلیل ذکر شده باید ذکر شود که:

(۱۲)

$$S_{yy} = \{\tilde{y}\}^* \cdot \{\tilde{y}\}^T$$

(۱۳)

مشخصات هندسی، لرزه خیزی محل احداث کارون ۴ روش قابلیت اطمینان عملکردی به کار گرفته می شود تا همگرایی و پایداری روش پیشنهادی را اعتبار سنجی کند.

## ۲- روش تحلیلی برای قابلیت اطمینان عملکردی

### ۲-۱- مقدمه کوتاهی بر روش شبه تحریک

در زمان  $t \in T$ ، تابع خود همبستگی فرایند تصادفی ثابت  $x(t)$  با رابطه

زیر مشخص می شود:

(۱)

$$R_{xx}(\tau) = E[x(t)x(t+\tau)] = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} x(t)x(t+\tau) dF(x,t; x,t+\tau)$$

که در آن  $E(\#)$  مقدار امید آماری # است.

جفت های تبدیل فوریه شامل تابع چگالی خود طیفی  $S_{xx}(f)$  و تابع خود همبستگی  $R_{xx}(t)$  است که می تواند به صورت زیر نوشته شود:

(۲)

$$S_{xx}(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} R_{xx}(\tau) e^{-2\pi i f \tau} d\tau$$

(۳)

$$R_{xx}(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} S_{xx}(f) e^{2\pi i f \tau} df$$

از معادلات فوق می توان مشاهده کرد که:

(۴)

$$E_{xx}^2 + D_{xx}^2 = R_{xx}(0) = \int_{-\infty}^{+\infty} S_{xx}(f) df$$

که در آن  $E_{xx}$  و  $D_{xx}$  مقدار امید آماری و واریانس  $x(t)$  است.

وقتی که  $E_{xx}=0$ ،  $D_{xx}$  می تواند از  $S_{xx}(f)$  به دست آید.

روش شبه تحریک روشی عددی برای  $S_{xx}(f)$  بوده و قاعده اصلی

روش شبه تحریک در شکل ۱ نشان داده شده است.

سیستم خطی تحت تحریک نقطه ای و تحریک تصادفی ثابت  $x(t)$ ،

طیف توان پاسخ آن به صورت زیر نوشته می شود:

(۵)

$$S_{yy}^2 = |H|^2 S_{xx}$$

$$\tilde{x} = \sqrt{S_{xx}} e^{i\omega t} \implies \boxed{H(w)} \implies \tilde{y} = \sqrt{S_{xx}} H e^{i\omega t} \quad (ج) \quad S_{xy} = \{\tilde{x}\}^* \cdot \{\tilde{y}\}^T \quad (۱۴)$$

$$\tilde{x} = \sqrt{S_{xx}} e^{i\omega t} \implies \boxed{H(w)} \implies \tilde{y}_1 = \sqrt{S_{xx}} H_1 e^{i\omega t} \quad \text{و} \quad \tilde{y}_2 = \sqrt{S_{xx}} H_2 e^{i\omega t} \quad (د) \quad S_{yx} = \{\tilde{y}\}^* \cdot \{\tilde{x}\}^T \quad (۱۵)$$

بنابراین می توان به دست آورد که:

$$S_{ff} = |\tilde{f}|^2, S_{VV} = |\tilde{V}|^2$$

که در آن، f و V به ترتیب بر نیروی داخلی و جابجایی دلالت می کند.

شکل ۱- قاعده اساسی روش شبه تحریک

از روش شبه تحریک، چگالی طیف توان جابجایی المان k به صورت زیر تعیین می شود:

$$S_{V_k}(\omega) = \tilde{V}_k \times \tilde{V}_k^*$$

که در آن  $V_k$  شبه پاسخ جابجایی المان k است. بنابراین، واریانس  $D(V_k)$  جابجایی المان k به صورت زیر بیان می شود:

$$D(V_k) = \int_0^{+\infty} S_{V_k}(\omega) d\omega$$

### ۲-۳- روش محاسبه قابلیت اطمینان عملکردی

جابجایی المان k مدل سد وزنی بتنی به صورت قابلیت اطمینان عملکردی در نظر گرفته می شود و قابلیت عملکردی  $P(V_k < L)$  می تواند به دو بخش تقسیم می شود و به صورت زیر بیان می شود:

$$P(V_k \leq L) = P_k(L|I)P_k(I)$$

که در آن L جابجایی مورد نظر است.  $P_k(I)$  احتمال تصادفی بودن مدول های الاستیک المان k و  $P_k(L|I)$  احتمال شرطی المان k به شرط تصادفی بودن بار لرزه ای تحت شرط این مدول های الاستیک تصادفی است که در آن:

$$(۲۱)$$

$$P_k(L|I) = \int_0^{+\infty} \int_{L-dL}^{L+dL} \frac{1}{\sqrt{2\pi D_0(V_k)}} \exp\left(-\frac{(L-E(V_k))^2}{2D_0(V_k)}\right) dL dD_0(V_k)$$

### ۲-۲- روش محاسبه مشخصه های احتمالاتی

در اینجا، تمام متغیرهای تصادفی فرض شده اند که از توزیع گاوسی پیروی می کنند. چرا که دیگر انواع توزیع می تواند به سادگی به قالب گاوسی درآید و توزیع گاوسی بطور فراوان در تحلیل متغیرهای تصادفی به کار می رود.

زمانی که سد توسط بار استاتیکی و لرزه ای تصادفی تحریک می شود، جابجایی المان سد، متغیر تصادفی است. از تحلیل استاتیکی سد، مقدار امید آماری  $E(V_k)$  مربوط به جابجایی المان k به دست می آید. و واریانس  $D(V_k)$  جابجایی المان k می تواند به صورت زیر به دست آید. معادله ارتعاش سد وزنی به صورت زیر تعیین میشود:

$$M\ddot{V} + C\dot{V} + KV = F(t)$$

که در آن،  $\dot{V}$  و  $V$  به ترتیب، شتاب، سرعت و جابجایی گره ها در مدل سد است. K، C و M نیز به ترتیب، ماتریس سختی، ماتریس میرایی و ماتریس جرمی مدل سد هستند.  $F(t)$  بار لرزه ای تصادفی است. از معادله (۱۶) باید ذکر شود که سد وزنی تحت بار لرزه ای یک سیستم خطی است. بنابراین، روش شبه تحریک می تواند در سیستم ذکر شده به کار رود.

شبه تحریک به صورت زیر ایجاد می شود:

$$(۱۷)$$

$$F(t) = \sqrt{S_f(\omega)} e^{i\omega t}$$

که در آن  $F(t)$  و  $S_f(\omega)$  به ترتیب، شبه تحریک و چگالی طیف توان بار ارتعاشی تصادفی هستند.

$$(الف)$$

$$S_{xx} \implies \boxed{H(w)} \implies S_{yy} = |H|^2 S_{xx}$$

$$(ب)$$

$$x = e^{i\omega t} \implies \boxed{H(w)} \implies y = H e^{i\omega t}$$

طغیان و سیلاب‌های مخرب رودخانه کارون، تولید انرژی برق آبی به میزان ۲۱۰۷ میلیون کیلو وات ساعت می باشد که این سد عظیم و پروژه ملی برای ایران به ارمغان می آورد. در همین راستا بود که مهندسان و کارگران زحمت کش و خستگی ناپذیر این سد در یک دوره زمانی ۸۲ هزار متر مکعب بتن در بدنه این سد تزریق و رکورد جدید بتن ریزی در خاورمیانه را کسب کردند. این در حالی بود که رکورد تزریق ۶۵ هزار متر مکعبی بتن در ساخت سد پیش از این به مهندسان ترکیه اختصاص داشت. در همین سد عظیم نیز دو بار دیگر رکورد بتن ریزی در ساخت سد کارون چهار با حجم ۵۲ هزار و ۶۲ هزار متر مکعب به دست آمد. در عملیات بتن ریزی بدنه سد کارون ۴ رکورد کاهش مصرف سیمان به میزان ۱۶۵ کیلوگرم سیمان در هر مترمکعب بتن ریزی اصلی بدنه به دلیل بهینه سازی طرح اختلاط ثبت شد. کیفیت بتن به کار رفته در بدنه سد کارون ۴ در رده بسیار خوب آیین نامه ACI قرار گرفته است. مخزن سد کارون ۴ که پس از ساخت سد تشکیل خواهد شد دارای عرض متوسط برابر ۵۰۰ متر خواهد بود و تراز عادی بهره برداری از مخزن ۱۰۲۵ و تراز حداقل بهره برداری ۹۹۶ و تراز آبگیر نیروگاه ۹۴۵ متر از سطح دریا می باشد. همچنین مخزن فوق‌الذکر دارای حجم ۲۱۹۰ میلیون متر مکعب خواهد بود که ۷۴۸،۷ میلیون متر مکعب آن حجم مفید و ۱۰۹۷ میلیون متر مکعب آن حجم مرده مخزن می باشد. همچنین آب قابل تنظیم سالانه توسط مخزن سد کارون ۴ برابر ۳۱۵۶ میلیون متر مکعب می باشد. دریاچه سد کارون ۴ از دو شاخه یکی در شاخه ارمند به طول ۴۰،۵ کیلومتر و دیگری در شاخه بازفت به طول ۲۸ کیلومتر تشکیل یافته است. همچنین مساحت دریاچه در تراز عادی بهره‌برداری ۲۹،۲۳ کیلومتر مربع می باشد نسبت میرایی سد  $\xi=0.05$  است. چگالی پایه سنگی  $\rho=2750 \text{ kg/m}^3$  و نسبت پواسون آن  $\nu=0.25$  است. و نیز پارامترهای  $\alpha=0.9$  و  $\beta=0.1$  هستند.

که در آن  $D_0(V_k)$  واریانس هدف المان  $k$  است. می توان مشاهده کرد که این توصیف، تصادفی بودن بار لرزه ای را در نظر گرفته است. تابع حدی  $g(x)$  به صورت متفاوت بین  $D_0(V_k)$  و  $D(V_k)$  تحت شرط مدول الاستیک تصادفی المان  $k$  است.

(۲۲)

$$g(x) = P(D(V_k) - D_0(V_k))$$

و  $P_k(I)$  می تواند از روش سطح پاسخ بر اساس رگرسیون وزنی به دست آید [۴۱]. می توان بیان کرد که:

(۲۳)

$$P_k(I) = P(D(V_k) \leq D_0(V_k))$$

در نهایت، قابلیت اطمینان عملکردی  $P(V_k < L)$  باید از روند بالا بدست آید.

### ۳- مثال عددی برای سد بتنی دو قوسی کارون ۴

سد بتنی دو قوسی کارون ۴ به عنوان بلندترین سد کشور در جنوب غربی شهرکرد در استان چهار محال بختیاری و ۱۸۰ کیلومتری جنوب غربی شهرکرد بر روی رودخانه کارون، بلافاصله در بالادست تقاطع رودخانه های منج و کارون و در فاصله ۶۷۰ کیلومتری از مصب رودخانه واقع شده است. این سد بزرگترین سد بتنی دو قوسی ایران است. تراز بستر رودخانه ۸۴۰ متر بالاتر از سطح دریاهای آزاد بوده و عرض آن در ساختگاه سد حدود ۳۰ تا ۶۰ متر میباشد همچنین عمق رسوبات در کف رودخانه در محل طرح در حدود ۳۰ متر می باشد. دره ساختگاه سد، یک دره  $V$  شکل نامتقارن با شیب عمومی تندتر در جناح چپ بوده و عرض دره در تراز ۱۰۳۲ (تراز تاج سد) در حدود ۳۵۰ متر است، براین اساس نسبت عرض به ارتفاع دره ۱ به ۸ بدست آمده که برای یک سد بتنی دو قوسی ایده آل می باشد. ساختگاه سد کارون ۴ در مرز استان چهارمحال و بختیاری و خوزستان واقع شده و فاصله آن تا شهرکرد ۱۸۵ کیلومتر (جنوب غربی شهرکرد) و تا شهر لردگان ۳۵ کیلومتر (غرب - جنوب غربی شهر لردگان) می باشد و مناسبترین راه دسترسی به ساختگاه سد، جاده موجود شهرکرد - ایذه بوده که از محل طرح عبور می نماید. مطالعات نخستین طرح کارون ۴ در سال ۱۳۴۵ (۱۹۶۷ میلادی) در چارچوب طرح توسعه منابع آب و همچنین برنامه ریزی کلی منابع آب حوضه آبریز رودخانه انجام گرفت و پس از آن مطالعات مرحله نخست در سال ۱۳۷۴ و مطالعات مرحله دوم در سال ۱۳۷۶ انجام شد. در دهه های اخیر پتانسیل تولید برق این رودخانه مورد توجه خاص واقع شده و اقدامات گسترده ای جهت بالفعل نمودن این توانائی صورت پذیرفته که از جمله این اقدامات احداث سری سدهای کارون جهت کنترل سیلاب های این رودخانه و تولید انرژی برق آبی از کیلومترهای ۳۷۷ تا ۷۴۷ رودخانه می باشد. مهمترین اهداف احداث این سد عظیم و ملی، تنظیم آب رودخانه کارون به میزان ۳،۷ میلیارد متر مکعب در سال، کنترل

جدول ۱- مشخصات سد کارون ۴

مقدار	مشخصه	مقدار	مشخصه
بندی دو قوسی	نوع سد:	۷ متر	عرض تاج:
۲۳۰ متر	ارتفاع از پی:	۳۷ تا ۵۲ متر	عرض در پی:
۴۴۰ متر	طول تاج:	۱۶۵ میلیون متر مکعب	حجم کل بدنه:
۱۶۵ میلیون متر مکعب	حجم کل بتن ریزی:	۱۹۰ متر	ارتفاع از کف:
۲۱۹۰ میلیون متر مکعب	حجم کل مخزن:	متغیر است	عرض دریاچه:
۲۹ کیلومتر مربع	مساحت مخزن:	+۱۰۲۵	تراز نرمال:
۲ رشته	تعداد تونل‌های انحراف:	۴۱ کیلومتر در شاخه ارمند و ۲۸ کیلومتر در شاخه بازفت	طول دریاچه:
۶۵۵ و ۷۰۰ متر	طول تونل‌های انحراف:	۲۲۶۰ مترمکعب در ثانیه	ظرفیت تخلیه:
دایره‌ای و نعل اسبی	شکل مقطع تونل‌های انحراف:	۵ میلیون مترمکعب	حجم حفاری سطحی:
۹٫۵ متر	قطر حفاری پس از لاینینگ:	۴۵۰ هزار مترمکعب	حجم حفاری زیرزمینی:
۶۱۵۰ مترمکعب در ثانیه	ظرفیت تخلیه:	پلکانی، ۴۵ متر، ۱۱۰ هزار مترمکعب	نوع - ارتفاع و حجم فرازبند:
۱۰٫۵×۱۵٫۵	ابعاد دریچه‌ها:	خاکی، ۵ متر، ۵۵ هزار مترمکعب	نوع - ارتفاع و حجم نشیب‌بند:
تکیه‌گاه راست	موقعیت:	دریچه‌دار	نوع سرریز:
۳ عدد	تعداد دریچه‌ها:	قطاعی	نوع دریچه‌ها:



شکل ۱- نمایی موقعیت رود کارون و سد کارون ۴





شکل ۲- نمایشی از پل سد کارون ۴



شکل ۳- نمایشی مخزن سد کارون ۴

جدول ۲- حداکثر شتاب زمین برای مولفه های افقی و قائم

EARTH QUAKE LEVEL	horizontal	vertical
Design Basis Level (DBL)	0.18 g	0.28 g
Maximum Design level (MDL)	0.22 g	0.35 g
Maximum Credible level (MCL)	0.26 g	0.49 g

چگالی طیفی توان بار لرزه ای بر اساس رابطه زیر بدست می آید:

(۲۴)

$$S_f(\omega_k) = \frac{2\xi}{\pi\omega_k} [S_a^T(\omega_k)]^p \frac{1}{-2\ln\left(-\frac{\pi}{\omega_k T_d} \ln p\right)}$$

$$\Delta\omega = \frac{2\pi}{T_d}$$

$$\omega_k = \Delta\omega_k \quad k = 1, 2, 3, \dots, N$$

$$N = \frac{T_d}{\Delta t}$$

مدل المان محدود سد وزنی به ۲۵۱۷ المان تقسیم شده است. مدل شامل المان های مسطح با پارامترهای یکسان ۸ گره ای برای سد و پایه است. چگالی سد برابر  $\rho=2450 \text{ kg/m}^3$  بوده و نسبت پواسون  $\nu=0.18$  است. بارهای اعمال شده شامل بار وزن، فشار هیدرواستاتیک و فشار بالا برنده و بار لرزه ای هستند که حداکثر شتاب افقی آن برابر  $0.26 \text{ g}$  است. المان  $k$  یکی از المان ها در بالای سد استخراج می شود. اساسا در هنگام وقوع زلزله، انرژی جنبشی زمین شامل موج های برشی، موج های سطحی و موج های فشاری از زوایا و جهت های متفاوت به سازه اعمال می گردد ولی بیشترین جنبش لرزه ای زمین در پرپودهای لرزه ای کمتر از ۱ ثانیه، عمدتا ناشی از موج های برشی است. در مطالعات لرزه خیزی جامعی که برای ساختگاه سد کارون ۳ انجام یافته است، سطوح لرزه ای بصورت سطح زلزله پایه طراحی (DBL)، سطح زلزله حداکثر طراحی (MDL) و سطح زلزله حداکثر محتمل (MCL) جهت ریسک خطر زمین لرزه تعریف شده اند. با توجه به اهمیت بالای سدها، معمولا زلزله های سطح پایه طراحی (DBL)، و حداکثر محتمل (MCL) به ترتیب به عنوان بارگذاری های غیرعادی و فوق العاده در نظر گرفته می شوند. در ساختگاه سد کارون ۳ شتاب حداکثر زمین در سطوح مختلف لرزه ای فوق به شرح ارائه شده در جدول زیر تخمین زده شده اند.

#### ۴- نتایج و توضیحات

نتیجه  $P_k(I)$  سد بتنی در جدول ۴ نشان داده شده است. نتیجه قابلیت اطمینان عملکردی  $P(V_k < L)$  سد بتنی در جدول ۵ آمده است. روند تکراری ضریب انحراف در نمودار ۱ آمده است. ارتباط بین واریانس هدف  $D_0(V_k)$  و احتمال  $P_k(I)$  در نمودار ۲ نشان داده شده است. رابطه بین جابجایی هدف و احتمال شرطی  $P_k(L|I)$  در نمودار ۳ نشان داده شده است. رابطه بین جابجایی هدف  $L$  و قابلیت اطمینان عملکردی  $P(V_k < L)$  در نمودار ۴ نشان داده شده است.

که در آن،  $SaT(wk)$  و  $\xi$  به ترتیب طیف پاسخ و نسبت میرایی هستند؛  $p$  ( $p \leq 0.15$ ) و  $T_d$  به ترتیب احتمال طیف پاسخ اضافی و مدت زمان حرکت زمین هستند.  $N$  و  $\Delta t$  نیز به ترتیب، تعداد مجموعه های مثلثاتی و گام زمانی هستند.

بنابراین باید ملاحظه شود که قابلیت اطمینان عملکردی  $P(V_k < L)$  به صورت قابلیت اطمینان برای جابجایی بالای سد وزنی در نظر گرفته می شود. و جابجایی بالای سد به صورت قابلیت اطمینان عملکردی کلی سد بتنی فرض می شود.

توزیع احتمالاتی کل پارامترهای تصادفی هر المان در جدول ۳ قابل مشاهده است.

#### جدول ۳- توزیع احتمالاتی تمام پارامترهای تصادفی هر المان

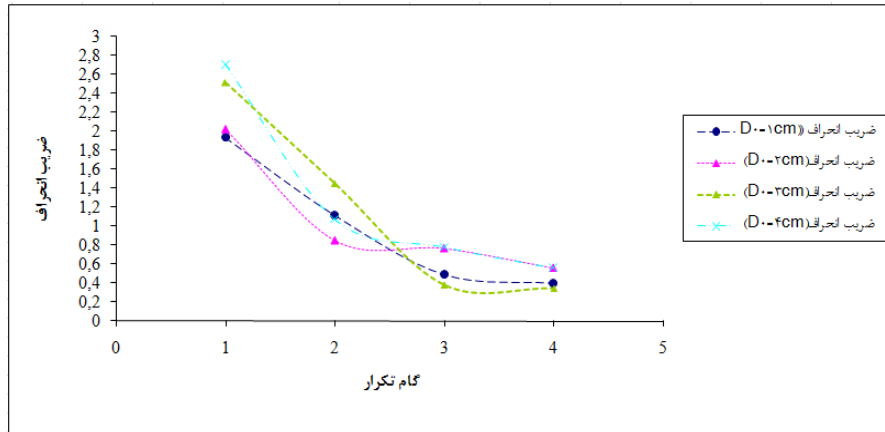
مدول الاستیک پایه سنگی		
توزیع احتمالاتی	مقدار مورد انتظار (pa)	ضریب تغییرات
توزیع نرمال	4.10E+10	0.1
مدول الاستیک سد		
توزیع احتمالاتی	مقدار مورد انتظار (pa)	ضریب تغییرات
توزیع نرمال	3.55E+10	0.1

#### جدول ۴- نتیجه $P_k(I)$ جابجایی بالای سد بتنی دو قوسی کارون ۴

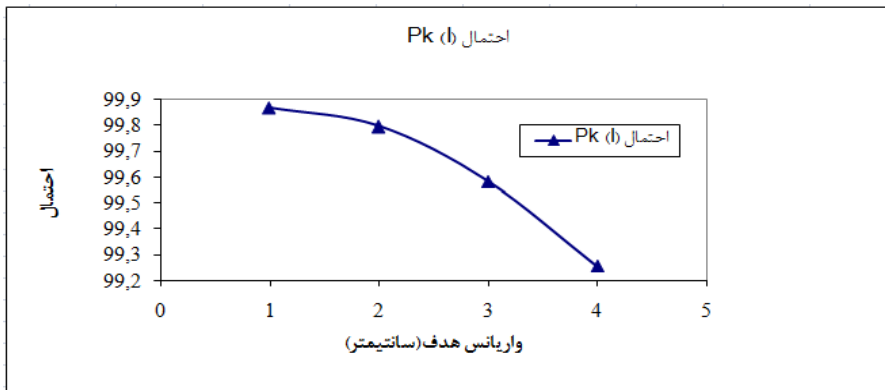
واریانس هدف $D_0(\text{cm})$	ضریب انحراف $v_k$	تعداد تکرار $K$	شاخص قابلیت اطمینان $\beta$	$P_k(I) = \phi(\beta)(\%)$
1	2.209594	1	3.375322	99.96314
	1.271477	2	3.136967	99.91465
	0.554787	3	3.006838	99.86801
	0.449376	4	3	99.86501
2	2.124114	1	3.397905	99.96605
	0.890752	2	3.045714	99.88394
	0.801676	3	2.908571	99.81846
	0.584419	4	2.871143	99.7955
3	2.3989	1	3.035727	99.88002
	1.383055	2	2.754455	99.70605
	0.362645	3	2.681818	99.63388
	0.326382	4	2.639273	99.58458
4	2.379078	1	2.757217	99.70852
	0.94413	2	2.496783	99.37337
	0.686826	3	2.454522	99.29464
	0.492983	4	2.435913	99.25729



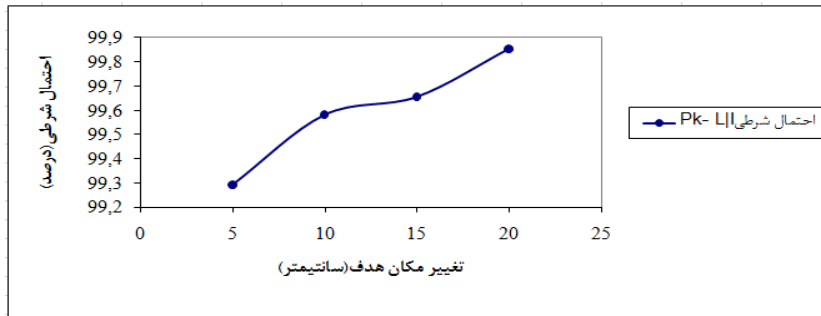
نمودار ۱- روند تکرار ضریب انحراف



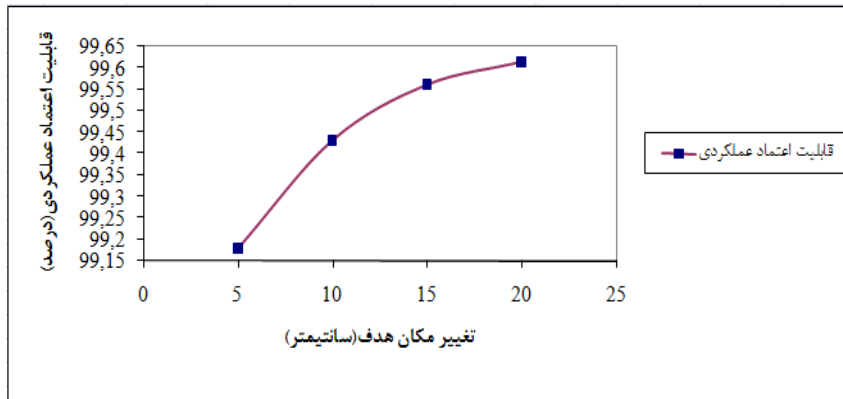
نمودار ۲- ارتباط بین واریانس هدف D0(Vk) و احتمال Pk(I)



نمودار ۳- رابطه بین جایجایی هدف L و احتمال شرطی Pk(L|I)



نمودار ۴- رابطه بین جایجایی هدف L و احتمال شرطی Pk(Vk<L)



Structures under Non-Stationary Excitations.” *Nonlinear Dynamics*. Vol. 36. No. 2-4. 2004. pp. 267-280.

doi:10.1023/B:NODY.0000045519.49715.93.

[7]. H. M. Gomes and A. M. Awruch. “Comparison of Re-sponse Surface and Neural Network with Other Methods for Structural Reliability Analysis.” *Structural Safety*. Vol. 26. No. 1. 2004. pp. 49-67.

[8]. I. Kaymaz and C. A. McMahon. “A Response Surface Method Based on Weighted Regression for Structural Re-liability Analysis.” *Probabilistic Engineering Mechanics*. Vol. 20. No. 1. 2005. pp. 11-17. doi:10.1016/j.probenmech.2004.05.005.

[9]. S. M. Wong, R. E. Hobbs and C. Onof. “An Adaptive Response Surface Method for Reliability Analysis of Structures with Multiple Loading Sequences.” *Structural Safety*. Vol. 27. No. 4. 2005. pp. 287-308. doi:10.1016/j.strusafe.2005.02.001

[10]. J. Q. Jiang, C. G. Wu, C. Y. Song, et al.. “Adaptive and Iterative Gene Selection Based on Least Squares Support Vector Regression.” *Journal of Information & Computational Science*. Vol. 3. 2006. pp. 443-451. doi:10.1109/GRC.2008.4664732

[11]. W.-L. Jin and X.-X. Yuan. “Response Surface Method Based on LS-SVM for Structural Reliability Analysis.” *Journal of Zhejiang University (Engineering Science)*. Vol. 41. No. 1. 2007. pp. 44-47.

[12]. M. S. Chebbah. “Response Surface Method for the Rapid Design of Process Parameters in Tube Hydroforming.” *Material Processing and Design*. Vol. 7. 2007. pp. 455-460. doi:10.1063/1.2740853

[13]. J. Cheng, Q. S. Li and R.-C. Xiao. “A New Artificial Neu-ral Network-Based Response Surface Method for Structural Reliability Analysis.” *Probabilistic Engineering Mechanics*. Vol. 23. No. 1. 2008. pp. 51-63. doi:10.1016/j.probenmech.2007.10.003

[14]. H. P. Gavin and S. C. Yau. “High-Order Limit State Func-tions in the Response Surface Method for Structural Reli-ability Analysis.” *Structural Safety*. Vol. 30. No. 2. 2008. pp. 162-179. doi:10.1016/j.strusafe.2006.10.003

[15]. T. Zou, Z. P. Mourelatos, Z. P. Mourelatos and J. Tu. “An Indicator Response Surface Method for Simulation-Based Reliability Analysis.” *Journal of Mechanical Design*. Vol. 130. No. 7. 2008. pp. 1-11. doi:10.1115/1.2918901

[16]. X. S. Nguyen, A. Sellier, F. Duprat and G. Pons. “Adaptive Response Surface Method Based on a Double Weighted Regression Technique.” *Probabilistic Engineering Mecha- nics*. Vol. 24. No. 2. 2009. pp. 135-143. doi:10.1016/j.probenmech.2008.04.001

[17]. Y. J. Hong, J. Xing and J. B. Wang. “A Second-Order Third-Moment Method for

از نمودار ۱ می توان مشاهده کرد که نرخ همگرایی روش سطح پاسخ پیشنهادی براساس رگرسیون وزنی بالا است. فرایند تکرار به صورت معمول در گام تکرار چهارم به پایداری می رسد. از نمودار ۲، می توان مشاهده کرد که احتمال  $P_k(I)$  با افزایش  $D_0(V_k)$  کاهش می یابد و ذاتا با نسبت عکس، نسبت به هم تغییر می کنند. از نمودار ۲ می توان مشاهده کرد که احتمال شرطی  $P_k(I)$  و قابلیت اطمینان  $P(V_k < L)$  با افزایش  $L$ ، افزایش می یابد و تغییر آن ها با هم به صورت آشکار، نسبت مستقیمی دارد. از جدول ۴ می توان مشاهده کرد که قابلیت اطمینان عملکردی کلی سد بتنی دو قوسی کارون ۴ وقتی که جابجایی هدف برابر ۵، ۱۰، ۱۵ و ۲۰ سانتی متر است به ترتیب برابر ۹۹،۱۷۹٪، ۹۹،۴۳۲٪، ۹۹،۵۶۱٪ و ۹۹،۶۱۴٪ می باشد، که نشان دهنده ایمنی بالای سد بتنی دو قوسی کارون ۴ است.

#### ۵- نتیجه گیری

در این مقاله، روشی برای محاسبه قابلیت اطمینان عملکردی بیان شد که با جابجایی بالای سد دو قوسی بتنی کارون ۴ انجام گرفت. روش شبه تحریک و روش سطح پاسخ براساس رگرسیون وزنی ترکیب شدند تا قابلیت اطمینان سد بتنی تحلیل شود. در نهایت، یک نمونه آزمایش به کار گرفته شد تا همگرایی و پایداری روش پیشنهادی اعتبار سنجی شده و تحلیل شود. ضمناً نشان داده شد قابلیت اطمینان عملکردی سد بتنی دو قوسی کارون ۴ بالا است.

#### ۷- مراجع

[1] -Y. W. Liu and F. Moses. “A Sequential Response Surface Method and Its Application in the Reliability Analysis of Aircraft Structural System.” *Structural Safety*. Vol. 16. No. 1-2. 1994. pp. 39-46. doi:10.1016/0167-4730(94)00023-J.

[2]. L. J. Moore and P. Sa. “Comparisons with the Best in Response Surface Methodology.” *Statistics & Probability*. Vol. 44. No. 2. 1999. pp. 189-194.

[3]. Y. Zheng and P. K. Das. “Improved Response Surface Method and Its Application to Stiffened Plate Reliability Analysis.” *Engineering Structures*. Vol. 22. No. 5. 2000. pp. 544-551. doi:10.1016/S0141-0296(98)00136-9.

[4]. X. L. Guan and R. E. Melchers. “Effect of Response Surface Parameter Variation on Structural Reliability Estimates.” *Structural Safety*. Vol. 23. No. 4. 2001. pp. 429-444. doi:10.1016/S0167-4730(02)00013-9.

[5]. B. D. Youn and K. K. Choi. “A New Response Surface Methodology for Reliability-Based Design Optimization.” *Com- puters and Structures*. Vol. 82. No. 2-3. 2004. pp. 241-256. doi:10.1016/j.compstruc.2003.09.002.

[6]. S. Gupta and C. S. Manohar. “Improved Response Surface Method for Time Variant Reliability Analysis of Nonlinear Random

- Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. Vol. 191. No. 1-2. 2001. pp. 103-111. doi:10.1016/S0045-7825(01)00247-X
- [29].J. H. Lin. Y. H. Zhang. Q. S. Li and F. W. Williams. "Seismic Spatial Effects for Long-Span Bridges. Using the Pseudo Excitation Method." *Engineering Structures*. Vol. 26. No. 9. 2004. pp. 1207-1216. doi:10.1016/j.engstruct.2004.03.019
- [30].J. H. Lin. G. Z. Song and Y. Sun. "Non-Stationary Random Seismic Responses of Non-Uniform Beams." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. Vol. 14. No. 4. 1995. pp. 301-306. doi:10.1016/0267-7261(94)00030-K
- [31].Y. L. Xu. D. K. Sun. J. M. Ko and J. H. Lin. "Buffeting Analysis of Long Span Bridges: A New Algorithm." *Computers and Structures*. Vol. 68. No. 4. 1998. pp. 303- 313. doi:10.1016/S0045-7949(98)00072-8
- [32].Y. L. Xu. D. K. Sun. J. M. Ko and J. H. Lin. "Fully Coupled Buffeting Analysis of Tsing Ma Suspension Bridge." *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*. Vol. 85. No. 1. 2000. pp. 97-117. doi:10.1016/S0167-6105(99)00133-6
- [33].Y. L. Xu. W. S. Zhang. J. M. Ko and J. H. Lin. "Pseudo- Excitation Method for Vibration Analysis of Wind-Excited Structures." *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*. Vol. 83. No. 1-3. 1999. pp. 443-454. doi:10.1016/S0167-6105(99)00092-6
- [34].Y. L. Xu and W. S. Zhang. "Closed-Form Solution for Seismic Response of Adjacent Buildings with Linear Quadratic Gaussian Controllers." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. Vol. 31. No. 2. 2002. pp. 235-259. doi:10.1002/eqe.107
- [35].Y. L. Xu. Q. He and J. M. Ko. "Dynamic Response of Damper-Connected Adjacent Buildings under Earthquake Excitation." *Engineering Structures*. Vol. 21. No.1. 1999. pp. 135-148. doi:10.1016/S0141-0296(97)00154-5
- [36].W. S. Zhang and Y. L. Xu. "Dynamic Characteristics and Seismic Response of Adjacent Buildings Linked by Dis-crete Dampers." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. Vol. 28. No. 10. 1999. pp. 1163-1185. doi:/10.1002/(SICI)1096-9845(199910)28:10<1163::AID-EQE860>3.0.CO;2-0
- [37].D. K. Sun. Y. L. Xu. J. M. Ko and J. H. Lin. "Fully Coupled Buffeting Analysis of Long-Span Cable-Supported Bridges: Formulation." *Journal of Sound and Vibration*. Vol. 228. No. 3. 1999. pp. 569-588. doi:10.1006/jsvi.1999.2425
- [38].Q. S. Li. Y. H. Zhang. J. R. Wua and J. H. Lin. "Seismic Random Vibration Analysis of Tall Buildings." *Engineering Structures*. Vol. 26. No. Calculating the Reliability of Fatigue." *International Journal of Pressure Vessels and Piping*. Vol. 76. No. 8. 1999. pp. 567-570. http://dx.doi.org/10.1016/S0308-0161(99)00013-7
- [18].A. Der Kiureghian and T. Dakessian. "Multiple Design Points in First and Second-Order Reliability." *Structural Safety*. Vol. 20. No. 1. 1998. pp. 37-49. doi:10.1016/S0167-4730(97)00026-X
- [19].H. U. Koyluoglu and S. R. K. Nielsen. "New Approximations for SORM Integrals." *Structural Safety*. Vol. 13. No. 4. 1994. pp. 235-246. doi:10.1016/0167-4730(94)90031-0
- [20].C. C. Qiu and M. E. Orazem. "A Weighted Nonlinear Re-gression-Based Inverse Model for Interpretation of Pipeline Survey Data." *Electrochimica Acta*. Vol. 49. No. 22-23. 2004. pp. 3965-3975. http://dx.doi.org/10.1016/j.electacta.2004.03.045
- [21].K. Triantafyllopoulos. "Multivariate Discount Weighted Regression and Local Level Models." *Computational Statistics & Data Analysis*. Vol. 50. No. 12. 2006. pp. 3702- 3720. doi:10.1016/j.csda.2005.07.003
- [22].J. Zhao and Z. Z. Lu. "Response Surface Method for Re-liability Analysis of Implicit Limit State Equation Based on Weighted Regression." *Journal of Mechanical Strength*. Vol. 28. No. 4. 2006. pp. 512-516.
- [23].A. D. Kiureghian and A. Neuenhofer. "Response Spectrum Method for Multi-Support Seismic Excitation." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. Vol. 21. No. 1. 1992. pp. 713-740. doi:10.1002/eqe.4290210805/abstract
- [24].H. Z. Ernesto and E. H Vanmarcke. "Seismic Random Vibration Analysis of Multi-Support Structural Systems." *Journal of Engineering Mechanics*. Vol. 120. No. 5. 1994. pp. 1107-1128. doi:10.1061/(ASCE)0733-9399(1994)120:5(1107)
- [25].J. H. Lin. "A Fast CQC Algorithm of PSD Matrices for Random Seismic Responses." *Computers & Structures*. Vol. 44. No. 3. 1992. pp. 683-687. doi:10.1016/0045-7949(92)90401-K
- [26].J. H. Lin. W. P. Shen and F. W. Williams. "Accurate High- Speed Computation of Non-Stationary Random Structural Response." *Engineering Structures*. Vol. 19. No. 7. 1997. pp. 586-593. doi:10.1016/S0141-0296(97)83154-9
- [27].J. H. Lin. X. L. Guo. H. Zhi. W. P. Howson and F. W. Wil-liams. "Computer Simulation of Structural Random Loading Identification." *Computers and Structures*. Vol. 79. No. 4. 2001. pp. 375-387. doi:10.1016/S0045-7949(00)00154-1
- [28].J. H. Lin. Y. Zhao and Y. H. Zhang. "Accurate and Highly Efficient Algorithms for Structural Stationary/Non-Station- ary Random Responses."

12. 2004. pp. 1767-1778.  
doi:10.1016/j.engstruct.2004.06.013
- [39].S. D. Xue. Z. Cao and X. S. Wang. "Random Vibration Study of Structures under Multi-Component Seismic Excitations." *Advances in Structural Engineering*. Vol. 5. No. 3. 2002. pp. 185-192. doi:10.1260/136943302760228130
- [40].J. Li and S. T. Liao. "Response Analysis of Stochastic Parameter Structures under Non-Stationary Random Excitation." *Computational Mechanics*. Vol. 27. No. 1. 2001. pp. 61-68. doi:10.1007/s004660000214
- [41].J. Y. Chen. Q. Xu. J. Li and S. L. Fan. "Improved Response Surface Method for Anti-Slide Reliability Analysis of Gravity Dam Based on Weighted Regression." *Journal of Zhejiang University—Science A (Applied Physics & Engineering)*. Vol. 11. No. 6. 2010. pp. 432- 439. doi:10.1631/jzus.A0900709

## Evaluation and reliability performance determination of double-curved concrete dam (Karun 4)

Peyman Shadman heydari

Islamic Azad University, East Tehran Branch, Tehran, Iran

Mehdi Amri

Islamic Azad University, Maragheh Branch, Maraghe, Iran

### ABSTRACT

This paper seeks to design and shape a method for analyzing the functional reliability of the double-arch concrete dam. The quasi-stimulation was used to analyze the characteristics of possible concrete dam under seismic loading random stimulation is calculated. Meanwhile, response surface methodology based on the weighted regression method, combined with the reliability, performance calculated double-arch concrete. Finally, according to data from a random sample, was considered to be the convergence and stability of this method validation and analysis. Karun 4 earthquake-prone area of high seismic risk areas and the risks of earthquakes in this area is high.

Keywords: concrete dam; random times, reliability function; quasi-stimulation.

**Keywords:** Concrete dam, accidents , reliability function; quasi- stimulation