

## روش زمان دوام در ارزیابی لرزه‌ای پل‌های جداسازی شده مجهز به سیستم‌های کنترل فعال و نیمه‌فعال

امین قلی‌زاد\*<sup>۱</sup>، جواد کاتبی<sup>۲</sup>، آرش پورصدراله<sup>۳</sup>، حمیدرضا نعمتی<sup>۴</sup>

<sup>۱</sup> دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه محقق اردبیلی

<sup>۲</sup> استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

<sup>۳</sup> دانشجوی دکتری، گروه مهندسی سازه، دانشگاه دانشگاه ناپل فدریکو دوم، ناپل، ایتالیا

<sup>۴</sup> دانش‌آموخته کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

(دریافت: ۹۷/۳/۱، پذیرش: ۹۸/۸/۱۲، نشر آنلاین: ۹۸/۸/۱۲)

### چکیده

روش زمان دوام یک روش دینامیکی فزاینده است که از یک تابع فزاینده شتاب جهت تحلیل سازه استفاده می‌نماید. این روش با توجه به ماهیت دینامیکی آن می‌تواند در طیف وسیعی از سازه‌ها، با هر نوع پلان و ارتفاع و هر تعداد درجه آزادی به کار رود. در این مطالعه روش زمان دوام جهت ارزیابی رفتار لرزه‌ای پل جداسازی شده مجهز به انواع مختلف سیستم‌های کنترلی فعال و نیمه‌فعال، به کار گرفته شده است. برای بررسی توانمندی این روش در پیش‌بینی پاسخ‌های مدل مورد بررسی، نتایج آن با نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی مجموعه‌ای از شتاب‌نگاشت‌های واقعی که طیف شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده با استفاده از آنالیز موجک در حوزه زمان - فرکانس اصلاح و منطبق بر طیف پاسخ هدف می‌شود، مقایسه گردیده است. نتایج حاصل بیانگر آن است که روش زمان دوام پیش‌بینی مناسبی از رفتار سازه تحت سیستم‌های کنترلی مختلف، در اثر زلزله‌های واقعی ارائه می‌کند.

**کلیدواژه‌ها:** روش زمان دوام، تحلیل موجک، پل جداسازی شده، کنترل فعال و نیمه‌فعال.

### ۱- مقدمه

(زمانی) بسیار زیادی دارد. جهت استفاده شتاب‌نگاشت‌ها در این تحلیل در ابتدا نیاز است رکوردهای مورد نظر مقیاس شوند. برای مقیاس کردن، روش‌های مختلفی موجود است؛ از آنجاکه طیف پاسخ آیین‌نامه یک معیار برای طراحی به شمار می‌آید؛ جهت مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها، طیف آن‌ها به وسیله تبدیل موجک با طیف هدف منطبق می‌شود (Gupta و Mukherjee، ۲۰۰۲). یکی از روش‌های جدید تحلیل لرزه‌ای، روش زمان دوام می‌باشد که به‌عنوان یک روش دینامیکی فزاینده در سال‌های اخیر ارائه شده است. مفهوم زمان دوام نخستین بار در سال ۲۰۰۴ مطرح شد (Estekanchi و همکاران، ۲۰۰۴). سپس کاربرد آن با در نظر گرفتن رفتار خطی در سال ۲۰۰۷ به انجام رسید (Chinforush و همکاران، ۲۰۱۶). همچنین این روش در ارزیابی لرزه‌ای بسیاری از سازه‌ها با پیچیدگی‌های گوناگون مانند بناهای تاریخی (Hasani و همکاران، ۲۰۱۶)، سکوه‌های دریایی (Vaezi و همکاران، ۲۰۱۶) و مخازن فولادی (Valamanesh، ۲۰۰۵) به کار گرفته شده است.

هدف اصلی در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها، جلوگیری از انهدام سازه تحت زلزله‌های شدیدی است که امکان دارد در طول عمر مفید سازه اتفاق بیفتد (Estekanchi، ۱۹۹۳). روش تحلیل استاتیکی نیروهای زلزله که ساده‌ترین روش پیشنهاد شده در آیین‌نامه برای طراحی مقاوم در برابر زلزله می‌باشد، با تعریف یک بارگذاری جانبی معادل، مقاومت و سختی لازم در سازه را تأمین می‌نماید. با توجه به محدودیت‌های روش تحلیل استاتیکی و به‌منظور تحلیل دقیق‌تر سیستم‌های نامنظم، روش‌های تحلیل دینامیکی همچون روش تحلیل تاریخچه زمانی، روش تحلیل دینامیکی فزاینده، روش تحلیل طیفی و غیره پیشنهاد شده است. در این میان آنالیز تاریخچه زمانی غیرخطی تنها آنالیزی است که می‌تواند رفتار سازه را به‌صورت دقیق پیش‌بینی کند. این آنالیز برای تعدادی شتاب‌نگاشت انجام می‌شود؛ نتایج آنالیز شدیداً وابسته به شتاب‌نگاشت مورد استفاده است و هزینه محاسباتی

\* نویسنده مسئول؛ شماره تماس: ۰۹۱۲۲۰۹۳۴۸۰

آدرس ایمیل: gholizad@uma.ac.ir (ا. قلی‌زاد)، jkatebi@tabrizu.ac.ir (ج. کاتبی)، arash.pursadrollah@gmail.com (آ. پورصدراله)،

hamid.r.nemati@gmail.com (ح. نعمتی).

همان طور که مشاهده می‌شود به‌طور کلی دامنه شاخص‌های خرابی در قاب A از بقیه بیشتر و در قاب C از بقیه کم‌تر است. در نتیجه می‌توان گفت که عملکرد سازه C نسبت به دو سازه دیگر در شدت‌های مختلف زلزله مطلوب‌تر است. شایان‌ذکر است که در ارزیابی فوق می‌توان به‌طور هم‌زمان از چندین حد مجاز متفاوت، متناظر با سطوح مختلف طراحی استفاده نمود؛ که هزینه زمانی محاسبات را به‌شدت پایین می‌آورد. نحوه استخراج منحنی‌های پاسخ روش زمان دوام بدین‌صورت است که پس از انجام تحلیل مقدار پاسخ موردنظر مثلاً جابه‌جایی بین طبقه‌ای برای هر طبقه در طول زمان به‌دست می‌آید. سپس در هر زمان ماکزیمم قدر مطلق پاسخ تا آن زمان به دست می‌آید. بعد از هموار کردن نمودار به‌دست‌آمده به روش حرکت متوسط نمودار نهایی رسم می‌شود. مقدار پاسخ یا شاخص خرابی در هر زمان در این نمودار، بیانگر تقاضای زلزله با دوره بازگشت معادل آن زمان از سازه می‌باشد. کاربرد عملی روش زمان دوام منوط به تولید توابع تحریک فزاینده- ای است که نتایج حاصل از تحلیل با استفاده از آن منجر به تخمین قابل قبولی از آثار ناشی از زلزله در سازه گردد.

### ۳- سیستم‌های کنترلی

#### ۳-۱- سیستم‌های کنترلی

معادله حرکت تحت تحریکات لرزه‌ای، برای سازه  $n$  درجه آزادی، مجهز به یک سیستم کنترلی به شرح زیر است (Franklin و همکاران، ۲۰۰۷):

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + F_S[x(t)] = [\gamma]\{u(t)\} + \{\delta\}\ddot{x}_g(t) \quad (1)$$

در روابط فوق  $[M]$  و  $[C]$  به ترتیب ماتریس جرم و میرایی از مرتبه  $n \times n$  می‌باشند.  $\{x\}$  نیز بردار تغییر مکان طبقات از مرتبه  $n \times 1$  و  $\{u\}$  نیروی کنترل حاصل از سیستم کنترلی و از مرتبه  $r \times 1$  می‌باشد.  $\ddot{x}_g$  نیز معرف شتاب زلزله می‌باشد.  $[\gamma]$  ماتریس تأثیر نیرو-های کنترل از مرتبه  $n \times r$  و  $[\delta]$  بردار تأثیر شتاب زلزله از مرتبه  $n \times 1$  است.  $F_S[x]$  نیز معرف بردار  $n$  بعدی مربوط به نیروی سختی خطی و غیرخطی (نیروی بازگشتی) می‌باشد؛ که خود تابعی از  $x$  در نظر گرفته می‌شود. در این مطالعه از مدل غیرخطی بوک-ون<sup>۱</sup> برای برآورد نیروی بازگشتی  $F_S$ ، به‌صورت ذیل استفاده شده است (José و Fayçal، ۲۰۰۷):

$$F_{Si} = \alpha_i k_i x_i(t) + (1 - \alpha_i) k_i D_{yi} v_i \quad (2)$$

$$\dot{v}_i = D_{yi}^{-1} \{A_i \dot{x}_i - \beta_i |\dot{x}_i| |v_i|^{(n_i-1)} v_i - \gamma_i \dot{x}_i |v_i|^{n_i}\} \quad (3)$$

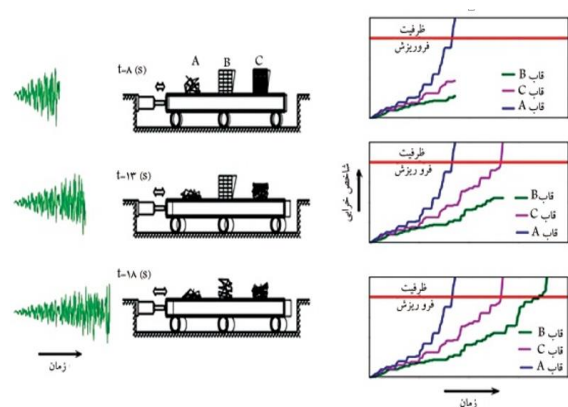
هدف از این مطالعه، کاربرد روش زمان دوام در تحلیل لرزه‌ای پل‌های جداسازی شده تحت انواع مختلف سیستم‌های کنترلی (شامل سیستم‌های فعال، نیمه‌فعال و غیرفعال) در محدوده غیر-خطی می‌باشد. جهت ارزیابی روش زمان دوام، پاسخ‌های حاصل از این روش با پاسخ‌های حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی مقایسه شده است. در تمامی موارد توابع شتاب زمان دوام، پیش‌بینی مناسبی از رفتار پل موردبررسی ارائه کرده است.

### ۲- روش زمان دوام

ایده روش زمان دوام برای نخستین بار توسط Estekanchi و همکاران (۲۰۰۴) ارائه شد که برگرفته از تست ورزش برای بیماران قلبی می‌باشد. این روش دارای سه مزیت مهم نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی می‌باشد:

- کاهش قابل توجه هزینه‌های محاسباتی جهت یک تخمین قابل قبول و واقعی از پاسخ سازه در سطوح مختلف شدت زلزله
- ساده و قابل درک بودن این روش
- قابلیت کاربرد آن در انواع سیستم‌های دینامیکی بدون در نظر گرفتن پیچیدگی آن‌ها

مفهوم زمان دوام را می‌توان به‌خوبی با یک آزمایش فرضی توضیح داد. در این مثال، هدف تعیین عملکرد سه سازه مختلف در برابر زلزله می‌باشد. این سه سازه روی میز لرزان قرار می‌گیرند. سازه تحت یک ارتعاش اتفاقی که به تدریج شدت آن افزایش می‌یابد قرار می‌گیرد. با افزایش شدت تحریک، دامنه سازه به تدریج زیاد می‌شود و به تدریج تقاضای فزاینده تابع شتاب، سازه را از حالت الاستیک به حالت غیرخطی می‌برد و در نهایت به ناپایداری دینامیکی می‌کشاند. در طول آزمایش می‌توان مقادیر شاخص‌های خرابی را به‌طور مستقیم برحسب زمان رسم کرد. به‌طور مثال حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات در شکل (۱) رسم شده است.



شکل ۱- معرفی شماتیک آنالیز زمان دوام در تشخیص مقاومت لرزه‌ای سیستم‌های مختلف (Chinforush و همکاران، ۲۰۱۶)

ماتریس‌های  $Q$  و  $R$  به ترتیب از مرتبه  $(2n \times 2n)$ ،  $(r \times r)$  و می-باشند. این ماتریس‌ها معروف به ماتریس‌های وزنی هستند. با حل معادله موسوم به معادله ریکاتی<sup>۴</sup> در رابطه (۱۰) ماتریس بهره  $G$  به دست می‌آید:

$$[\rho][A] + [A]^T[\rho] - [\rho][B_u][R]^{-1}[B_u]^T[\rho] = -[Q] \quad (10)$$

$$[G] = [R]^{-1}[B_u]^T[\rho] \quad (11)$$

در الگوریتم LQR هدف نهایی تعیین نیروی کنترل بهینه است که خود بازخورد متغیر حالت است؛ این مهم با کمینه کردن شاخص بهره‌وری و تحت قید معادله دینامیکی حرکت یعنی رابطه (۴) صورت می‌گیرد.

$$\{u(t)\} = -[G]\{Z(t)\} \quad (12)$$

ذکر این نکته ضروری است که در برآورد نیروی کنترل از تحریکات خارجی  $\dot{x}_g(t)$  صرف نظر شده است. با این شرط و فرض خطی بودن سیستم کنترلی، معادله (۴) به شکل زیر ساده می‌شود:

$$\{\dot{Z}(t)\} = [A]\{z(t)\} + [B_u]\{u(t)\} \quad (13)$$

که ماتریس  $A$  به صورت زیر تعریف می‌گردد:

$$[A] = \begin{bmatrix} [0] & [I] \\ -[M]^{-1}[K] & -[M]^{-1}[C] \end{bmatrix}_{2n \times 2n} \quad (14)$$

که در آن  $K$  ماتریس سختی اولیه سازه است (Franklin و همکاران، ۲۰۰۷).

### ۳-۳- الگوریتم کنترلی مد لغزشی<sup>۴</sup>

این روش که در اصل در حوزه مهندسی برق ظهور پیدا کرد، نخستین بار توسط دانشمندی روسی به نام Utkin برای کنترل غیرخطی سیستم‌های دینامیکی پایه‌گذاری و گسترش داده شد؛ که در آن با بهره‌گیری از تابع پایداری لیاپانوف سطح لغزشی را تعریف می‌کنند که از پارامترهای اصلی و مهم در این الگوریتم به شمار می‌آید (Utkin، ۱۹۹۲). به‌طور کلی در روش SMC<sup>۵</sup> بحث و هدف عمده دو مورد زیر است:

۱. تعیین سطح لغزش<sup>۶</sup>

۲. تعیین نیروی کنترل

پارامتر سطح لغزش تابعی خطی از بردار متغیرهای حالت است و به صورت زیر تعریف می‌گردد:

$$S = PZ = 0 \quad (15)$$

$A_i$  و  $\beta_i$  و  $\gamma_i$  پارامترهای مدل بوک-ون هستند که مقیاس، شکل و یکنواختی حلقه هیستریزیس<sup>۱</sup> را کنترل می‌کنند (José و Fayçal، ۲۰۰۷). در فضای حالت رابطه (۱) به صورت زیر بیان می‌گردد:

$$\{\dot{Z}(t)\} = h(Z(t)) + [B_u]\{u(t)\} + [B_r]\dot{x}_g(t) \quad (4)$$

که در آن  $Z(t)$  متغیر حالت و سایر ماتریس‌ها عبارت‌اند از:

$$Z(t) = \begin{Bmatrix} \{x(t)\} \\ \{\dot{x}(t)\} \end{Bmatrix} \quad (5)$$

$$h(Z(t)) = \begin{bmatrix} \dot{x}(t) \\ -[M]^{-1}(F_S + C\dot{x}(t)) \end{bmatrix}_{2n \times 2n} \quad (6)$$

$$[B_u] = \begin{bmatrix} [0] \\ [M]^{-1}[B] \end{bmatrix}_{2n \times r} \quad (7)$$

$$\{B_r\} = \begin{Bmatrix} [0] \\ [M]^{-1}[\delta] \end{Bmatrix}_{2n \times 1} \quad (8)$$

یکی از موارد مهمی که در سیستم‌های کنترلی حائز اهمیت بوده و عملکرد آن را تحت الشعاع قرار می‌دهد، الگوریتم‌هایی است که به منظور محاسبه نیروهای کنترلی انتخاب می‌گردد. این نیروها که بر اساس اطلاعات دریافتی از حسگرها به دست می‌آیند، اصلی‌ترین پارامتر در کارایی و تأثیر عملکرد سیستم کنترلی می‌باشند (Soong، ۱۹۹۰). یکی از قوی‌ترین و مناسب‌ترین الگوریتم‌های کنترلی در حوزه کنترل مدرن، الگوریتم کنترل بهینه LQR<sup>۲</sup> و کنترل مد لغزشی است که همواره مورد توجه محققین قرار دارد. در ادامه مختصراً به معرفی و توضیح این دو الگوریتم کنترلی پرداخته خواهد شد.

### ۳-۲- الگوریتم بهینه LQR

در طراحی یک سیستم کنترل بهینه، هدف حداکثر کاهش پاسخ‌های سازه‌ای با حداقل انرژی یا حداقل نیروی کنترل ورودی به سیستم است. در حالی که کاهش بیشتر پاسخ‌های سازه‌ای معمولاً مستلزم افزایش نیروهای کنترل می‌باشد. در این شرایط از یک شاخص بهره‌وری جهت سبک‌سنگین کردن و یافتن یک توافق مناسب مابین نیاز به کاهش پاسخ‌های سازه‌ای و یا نیروهای کنترل، استفاده می‌گردد. شاخص‌های بهره‌وری مختلف، الگوریتم‌های متفاوتی را تولید می‌کنند. در روش LQR شاخص بهره‌وری از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$J = \frac{1}{2} \int_{t_0}^{t_f} (\{Z\}^T [Q] \{Z\} + \{u\}^T [R] \{u\}) dt \quad (9)$$

۴. Sliding Mode Control (SMC)

۵. Sliding Mode Control

۶. Sliding Surface (Switching Surface)

۱. Hysteresis loop

۲. Linear Quadratic Regulator

۳. Riccati equation

$$\dot{Y}_1 = (\bar{A}_{11} - \bar{A}_{12}(\bar{P}_2)^{-1}\bar{P}_1)Y_1 \quad (24)$$

به جهت سهولت  $\bar{P}_2$  ماتریس همانی اختیار می‌گردد (Yang و همکاران، ۱۹۹۴) ( $\bar{P}_2 = I_r$ ) بنابراین رابطه (۲۴) به شکل زیر ساده می‌گردد:

$$\dot{Y}_1 = (\bar{A}_{11} - \bar{A}_{12}\bar{P}_1)Y_1 \quad (25)$$

از معادله (۲۵)،  $\bar{P}_1$  به نحوی محاسبه می‌گردد که  $Y_1$  روی سطح لغزش پایدار باشد. پس از محاسبه  $\bar{P}_1$  ماتریس  $\bar{P}$  کاملاً به دست می‌آید و در نتیجه سطح لغزش محاسبه می‌گردد. چندین روش برای یافتن ماتریس  $\bar{P}_1$  وجود دارد که از جمله پرکاربردترین آن‌ها می‌توان به روش‌های LQR و یا تخصیص قطب‌ها<sup>۳</sup> اشاره کرد (Utkin، ۱۹۹۲).

طراحی کنترلرها به نحوی است که همواره خط مسیر پاسخ در محدوده و داخل سطح لغزش قرار گیرد. برای نیل به این هدف تابع لیاپانوف  $V$  به شکل زیر اختیار می‌گردد:

$$\dot{V} = 0.5S'S = 0.5Z'P'PZ \quad (26)$$

این تابع همان‌گونه که ملاحظه می‌گردد به صورت تابعی از متغیرهای حالت  $Z$  بیان می‌شود و شرط پایداری آن نیز منفی شدن نرخ تغییرات این تابع است (Utkin، ۱۹۹۲)؛ بنابراین:

$$\dot{V} = S'S \leq 0 \quad (27)$$

با مشتق‌گیری از  $S$  و جایگذاری در معادله (۴) نیروی کنترل از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$u(t) = -\alpha^* \{ (PB_u)^{-1} [h(Z(t)) + [B_r] \dot{x}_g(t)] - \delta (PB_u)^T S \} \quad (28)$$

در رابطه بالا  $\delta$  ماتریسی  $r \times r$  موسوم به ماتریس حاشیه لغزشی<sup>۴</sup> می‌باشد که ماتریسی قطری با مؤلفه‌های  $\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_r$  است،  $\alpha^*$  ضریب کاهنده‌ای است که در محدوده  $0 \leq \alpha^* \leq 1$  مقدار دارد (Yang و همکاران، ۱۹۹۵).

#### ۴- مدل ارائه‌شده برای آنالیز پل جداسازی شده

چنانچه فرض گردد عرشه پل مورد بررسی در جهت طولی صلب باشد، ستون با جرم مؤثر عرشه بر روی آن می‌تواند به عنوان یک مدل واحد مورد بررسی قرار گیرد؛ لذا در حالت مطالعه یک سیستم کنترلی در این پل‌ها، عمدتاً سیستم پایه-جداساز-عرشه به صورت سازه دو درجه آزادی با جرم متمرکز ایده‌آل‌سازی می‌شود. ابزار کنترلی مربوطه نیز بین پایه پل و عرشه تعبیه می‌گردد. پل مورد بررسی در این تحقیق، بر اساس آیین‌نامه پل ژاپن طراحی و

در رابطه فوق،  $S$  بردار سطح لغزش با ابعاد  $r \times 1$  می‌باشد و فرم آن به شکل  $S = [S_1, S_2, \dots, S_r]^T = 0$  است. ماتریس  $P$  نیز در ابعاد  $r \times r$  بوده و به نحوی تعیین می‌گردد که حرکت روی سطح لغزش پایدار باشد. طبق مطالعات یوتکین<sup>۱</sup> یک رویکرد جهت سهولت در محاسبه ماتریس  $P$ ، انتقال معادله سیستم از فضای حالت و بازنویسی آن به شکلی موسوم به فرم منظم<sup>۲</sup> است (Yang و همکاران، ۱۹۹۵) این انتقال به صورت زیر انجام می‌گیرد:

$$Y = DZ \quad \text{یا} \quad Z = D^{-1}Y \quad (16)$$

که در آن  $D$  ماتریس انتقال می‌باشد و برابر است با:

$$D = \begin{bmatrix} I_{2n-r} & -B_1 B_2^{-1} \\ 0 & I_r \end{bmatrix}; \quad B_u = \begin{bmatrix} B_1 \\ B_2 \end{bmatrix} \quad (17)$$

$I_{2n-r}$  ماتریس همانی از مرتبه  $(2n-r) \times (2n-r)$  و  $I_r$  ماتریس همانی از مرتبه  $r \times r$  است.  $B_1$  و  $B_2$  به ترتیب ماتریس‌های با مرتبه  $(2n-r) \times r$  و  $r \times r$  می‌باشند که از بلوک‌های ماتریس  $B_u$  در رابطه (۷) نتیجه شده‌اند.

با استفاده از ماتریس انتقال  $D$  معادله فضای حالت (معادله (۱۳)) و معادله سطح لغزش (معادله (۱۵)) به شکل زیر نوشته می‌شوند:

$$\dot{Y} = \bar{A}Y + \bar{B}_u U \quad (18)$$

$$S = \bar{P}Y = 0 \quad (19)$$

که:

$$\bar{A} = DAD^{-1}; \quad \bar{P} = PD^{-1}; \quad \bar{B}_u = \begin{bmatrix} 0 \\ B_2 \end{bmatrix} \quad (20)$$

با تفکیک درجات آزادی مجهز به کنترلر نسبت به سایر درجات آزادی بلوک‌های ماتریس به شکل زیر درمی‌آید:

$$Y = \begin{bmatrix} Y_1 \\ Y_2 \end{bmatrix}; \quad \bar{A} = \begin{bmatrix} \bar{A}_{11} & \bar{A}_{12} \\ \bar{A}_{21} & \bar{A}_{22} \end{bmatrix}; \quad \bar{P} = [\bar{P}_1 \quad \bar{P}_2] \quad (21)$$

بردار  $Y_1$  دارای بعد  $(2n-r)$  و بردار  $Y_2$  دارای بعد  $r$ ،  $\bar{A}_{11}$  از مرتبه  $(2n-r) \times (2n-r)$ ؛  $\bar{A}_{22}$  از مرتبه  $r \times r$ ؛  $\bar{P}_1$  از مرتبه  $r \times (2n-r)$  و  $\bar{P}_2$  از مرتبه  $r \times r$  می‌باشد. چنانچه تنها معادلاتی که شامل نیروی کنترل نیستند نوشته شوند، معادلات خطی زیر، روی سطح لغزش به دست می‌آیند:

$$\dot{Y}_1 = \bar{A}_{11}Y_1 + \bar{A}_{12}Y_2 \quad (22)$$

$$S = \bar{P}_1Y_1 + \bar{P}_2Y_2 = 0 \quad (23)$$

با ادغام دو رابطه اخیر، رابطه (۲۴) نتیجه می‌گردد:

۳. Pole Assignment

۴. Sliding Margin

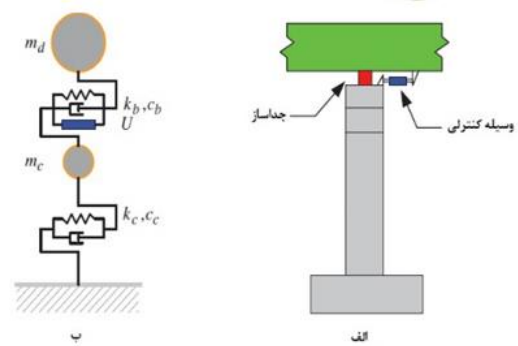
۱. Utkin

۲. Regular Form

بازگشتی مرتبط با سختی پل، از مدل هیستریزیس بوک-ون (روابط (۲) و (۳)) استفاده گردیده است.

پل مورد بررسی بر اساس آیین نامه پل ژاپن طراحی و ساخته شده است. روسازه این پل دارای پنج دهانه با عرشه پیوسته و هر یک از دهانه ها به طول چهل متر و متشکل از پنج تیر فولادی  $I$  شکل و یک دال بتنی می باشند. چون سیستم های بادبند و اتصال- دهنده های برشی همواره در روسازه پل ها و برای عملکرد یکپارچه تیرهای فولادی و دال بتنی به کار می روند، فرض صلب بودن عرشه در جهت طولی زیاد دور از واقعیت نیست. این عرشه روی چهار پایه بتنی به ارتفاع دوازده متر و دو خاکریز در دو انتها قرار گرفته است. پنج جداساز لاستیکی با میرایی بالا به ابعاد  $۱۱۲\text{mm} \times ۶۰۰\text{mm} \times ۶۰۰\text{mm}$  در هر پایه پل نصب شده است. جزئیات بیشتر از ابعاد و اندازه های کامل پل در شکل (۳) آورده شده است. جرم مؤثر عرشه و ستون پل در اینجا به ترتیب برابر  $۶۰۰$  تن و  $۲۴۳/۱۵$  تن در نظر گرفته می شود (Chen و Lee، ۲۰۱۱). سایر پارامترهای مورد نیاز برای مطالعه دینامیکی پل در جدول (۱) آورده شده است.

ساخته شده و مدل پیشنهادی توسط محققین Chen و Lee (۲۰۱۱) ارائه و صحت سنجی شده است. شکل مربوط به این مدل و نحوه قرارگیری وسیله کنترلی در شکل (۲) آورده شده است.

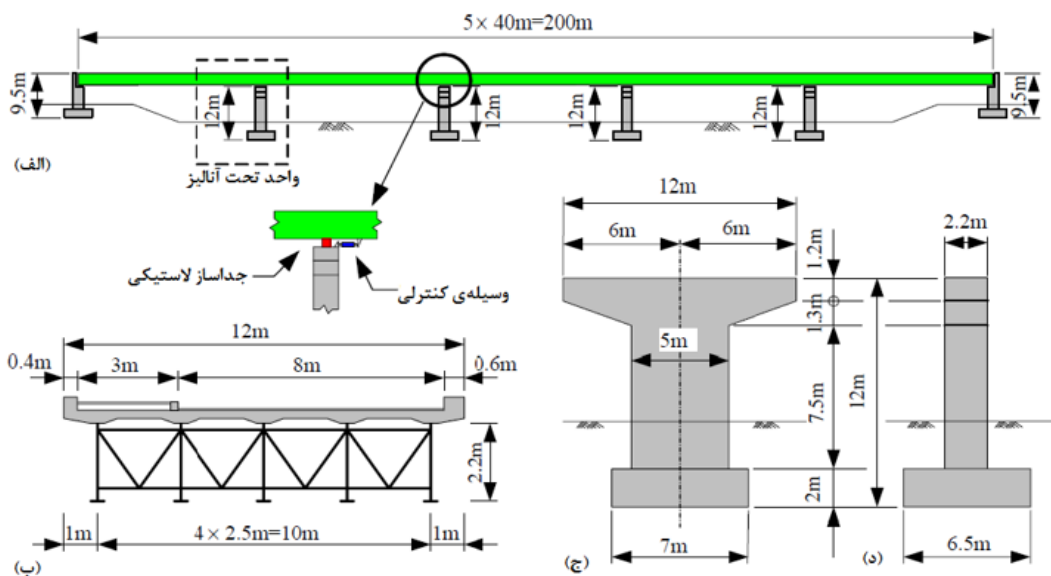


شکل ۲- مدل ایده آل مورد مطالعه پل جداسازی شده: (الف) شکل شماتیک سیستم ستون - جداساز - عرشه، (ب) آزادی جرم متمرکز (Chen و Lee، ۲۰۱۱)

در این مطالعه ستون و جداساز دارای رفتار غیرخطی بوده؛ از این رو در اینجا رفتارشان به ترتیب به صورت الاستوپلاستیک ایده آل و الاستوپلاستیک دوخطی فرض می شود. جهت محاسبه نیروی

جدول ۱- مقادیر پارامترهای مورد نیاز در تحلیل دینامیکی پل جداسازی شده (Chen و Lee، ۲۰۱۱)

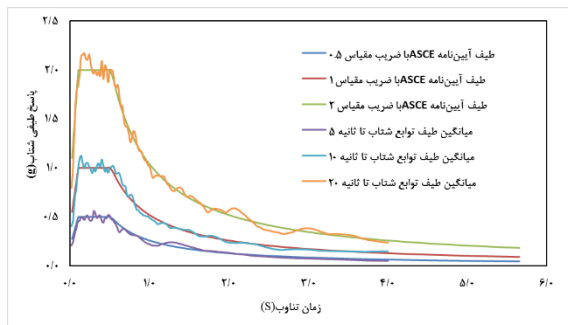
سختی اولیه $k_i \left(\frac{MN}{m}\right)$	جابه جایی تسلیم $D_{yi} (m)$	پارامترهای مدل پیشنهادی بوک-ون				
		$\alpha_i$	$A_i$	$\beta_i$	$\gamma_i$	$n_i$
ستون	۰/۰۳۰۹	۰	۱	۰/۵	۰/۵	۹۵
جداساز	۰/۰۱۶	۰/۱۹۱	۱	۰/۵	۰/۵	۹۵



شکل ۳- شکل و ابعاد پل جداسازی شده با عرشه پیوسته: (الف) نمای جانبی، (ب) نمای برشی از روسازه پل، (ج) نمای برشی از پایه پل، (د) نمای جانبی از پایه پل (Chen و Lee، ۲۰۱۱)

جدول ۲- مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخابی

نام ایستگاه	Epicentral	بیشینه شتاب (g)	نوع گسل	بزرگی (Ms)	سال وقوع	نام زلزله
Beverly Hills-Mulhol	۱۳/۳	۰/۴۲	معکوس	۶/۷	۱۹۹۴	Northridge
Hector	۲۶/۵	۰/۲۷	امتداد لغزش	۷/۱	۱۹۹۹	Hectore Mine
Nishi-Akashi	۸/۷	۰/۵۱	امتداد لغزش	۶/۹	۱۹۹۵	Kobe Japan
Arcelik	۵۳/۷	۰/۲۲	امتداد لغزش	۷/۵	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey
Yermo Fire Station	۸۶	۰/۲۴	امتداد لغزش	۷/۳	۱۹۹۲	Landers
Gilroy Array #3	۳۱/۴	۰/۵۶	امتداد لغزش	۶/۹	۱۹۸۹	Loma Prieta
Tolmezzo	۲۰/۲	۰/۳۵	معکوس	۶/۵	۱۹۷۶	Friuli, Italy



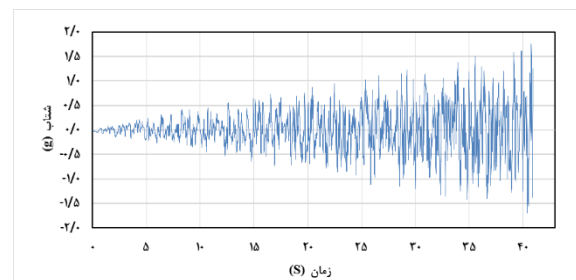
شکل ۵- مقایسه طیف پاسخ طرح مقیاس شده با طیف پاسخ میانگین توابع سری g در زمان‌های متفاوت

در پیوست A از FEMAp695 (۲۰۰۹) مجموعه‌ای شامل ۲۲ رکورد زلزله که شرایط تحلیل تاریخچه زمانی را طبق توصیه‌های ذکر شده در آن آیین‌نامه دارند، ارائه شده است. هفت رکورد این مجموعه، مطابق با خاک نوع C آیین‌نامه ASCE (۲۰۰۵) و با بزرگی بیش از ۶/۵ ریشتر، انتخاب می‌شود. مشخصات این شتاب‌نگاشت‌ها در جدول (۲) آورده شده است. لازم به ذکر است، با توجه به این‌که شتاب‌نگاشت‌های برداشت شده از پایگاه داده‌ای PEER (۲۰۰۰) می‌باشند، اصلاحات اولیه مانند تصحیح محور مینا و حذف فرکانس‌های نامناسب بر روی آن‌ها از پیش اعمال شده است.

فیلتر استفاده شده از نوع باتروث<sup>۱</sup> می‌باشد طیف پاسخ این شتاب‌نگاشت‌ها به وسیله آنالیز موجک در حوزه زمان-فرکانس دقیقاً بر طیف پاسخ طراحی ASCE منطبق شده است. این یکسان‌سازی با استفاده از الگوریتم پیشنهاد شده توسط Tseng و Lilhanand (۱۹۸۸) با حفظ مشخصات غیرایستای سیگنال انجام می‌شود. این مجموعه شتاب‌نگاشت با نام GM<sup>۲</sup> مشخص شده‌اند. در شکل (۶) شتاب‌نگاشت اصلی و اصلاح شده آورده شده است. در شکل (۷) نیز طیف پاسخ مجموعه GM پس از اصلاح آن‌ها در حوزه زمان-فرکانس نشان داده شده است.

## ۵- توابع شتاب و شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده

از زمان شکل‌گیری ایده روش زمان دوام و توسعه آن تا به امروز توابع شتاب مختلفی برای اهداف مختلف تولید شده‌اند. ویژگی مشترک این توابع یکسان بودن طیف آن‌ها در ثانیه هدف با طیف هدف می‌باشد و در سایر ثانیه‌ها به صورت خطی نسبت به زمان هدف تغییر می‌کند. در این مطالعه از توابع شتاب سری g که بر مبنای طیف طرح آیین‌نامه ASCE7 (۲۰۰۵) برای ساختگاهی با خاک C، معادل خاک نوع II استاندارد ۲۸۰۰ است، در شهر برکلی در ایالت کالیفرنیا تولید شده است، مورد بهره قرار گرفته است. بهینه‌سازی تابع شتاب برای ۲۰۰ نقطه بین پرپود ۰ تا ۵ ثانیه و ۲۰ نقطه بین پرپود ۶ تا ۵۰ ثانیه انجام گردیده است. شکل (۴) یکی از توابع شتاب زمان دوام به کار رفته در این مطالعه را نشان می‌دهد. به منظور کاهش پراکندگی نتایج در روش زمان دوام از میانگین سه تابع شتاب تولید شده به روش ذکر شده استفاده می‌گردد.



شکل ۴- تابع شتاب زمان دوام نمونه از سری g

پاسخ الاستیک با پنج درصد میرایی این توابع تا زمان ده ثانیه منطبق بر طیف پاسخ طراحی آیین‌نامه ASCE07-05 خاک نوع C است. همان‌گونه که در شکل (۵) آورده شده است تا هر زمان دیگر پاسخ آن نسبت به طیف پاسخ طراحی به صورت خطی تغییر می‌کند. به بیان دیگر طیف توابع شتاب تا یک زمان مشخص بیانگر یک سطح مشخص از زلزله می‌باشد.

از روش تخصیص قطب‌هاست. در ادامه به بررسی هر یک از حالت‌ها پرداخته خواهد شد. هرچند پاسخ‌های معمول و منطقی در پایه و جداساز در این مطالعه مهم تلقی می‌شود، اما در اینجا هدف نهایی کاهش جابه‌جایی در عرشه پل است. این جابه‌جایی برابر با جمع آثار جابه‌جایی نسبی ستون و جداساز است (Chen و Lee، ۱۹۹۵).

### ۶-۱- سیستم کنترلی فعال

در سیستم کنترلی فعال، ماتریس  $Q$  در روش LQR و برای تعیین سطح لغزش برابر با ماتریس قطری با درایه‌های  $Q=[1,1000,1,1]$  اختیار می‌گردد. همان‌گونه که روشن است، این ماتریس طوری انتخاب شده که کاهش بیشتر جداساز را نسبت به ستون نتیجه دهد. در حالت کنترل مد لغزشی، سطح لغزشی که از روش LQR به دست می‌آید برابر خواهد بود با:

$$S = -4.25x_c + 22.36x_b + 0.48\dot{x}_c + 1.21\dot{x}_b \quad (31)$$

با توجه به رابطه (۳۱) قطب‌های حلقه بسته موجود روی سطح لغزش عبارت‌اند از:

$$[-27.09, -1.3 + 11.198i, -1.3 - 11.198i]^T \quad (32)$$

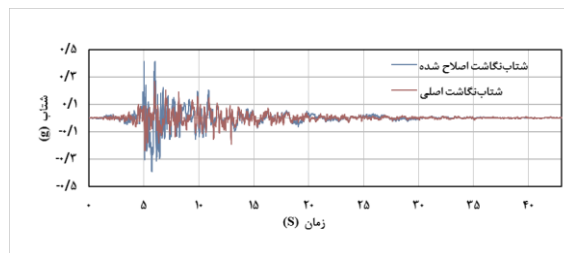
با تعیین سطح لغزش به روش LQR، نیروی کنترل نیز قابل محاسبه است. به‌منظور توازن بین پاسخ‌ها و نیروی کنترل، این نیرو به مقدار ۳۰٪ وزن عرشه (حدود ۱۸۰۰ کیلو نیوتن) انتخاب می‌گردد. نتیجتاً در رابطه (۲۸)، مقدار  $\delta$  برابر واحد و مقدار  $\alpha^*$  در بازه صفر تا ۰/۸ انتخاب می‌شود. در حالتی دیگر نیز سطح لغزش به روش تخصیص قطب‌ها به‌دست آمده است. مشاهده می‌گردد که بهترین عملکرد سیستم کنترلی در کاهش جابه‌جایی عرشه در پل زمانی اتفاق می‌افتد که قطب حقیقی به‌اندازه کافی به سمت منفی صفحه مختصات مختلط حرکت کند؛ لذا سه قطب انتخابی جهت تخمین ماتریس لغزش  $P$  و نهایتاً محاسبه سطح لغزش برابر با مقدار زیر انتخاب شد:

$$[-30, -5 + 10i, -5 - 10i]^T \quad (33)$$

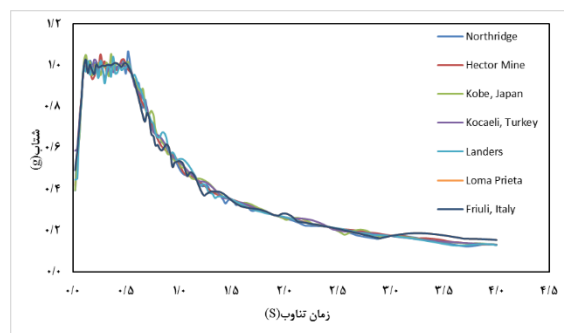
در این صورت سطح لغزش برابر خواهد بود با:

$$S = 197.46x_c + 199.71x_b + 14.89\dot{x}_c + 11.82\dot{x}_b \quad (34)$$

مانند حالت قبل مقادیر  $\delta$  برابر واحد و مقدار  $\alpha^*$  نیز در بازه صفر تا ۰/۸ انتخاب می‌گردد. در الگوریتم کنترلی LQR نیز نیاز به معرفی و مقدار دادن به دو ماتریس وزنی  $R$  و  $Q$  هست. ماتریس  $Q$  دقیقاً مشابه روش SMC انتخاب شده و ماتریس  $R$  نیز که در اینجا کمیتی اسکالر است، طوری اختیار می‌گردد که حداکثر نیروی کنترل در حدود ۱۸۰۰ کیلو نیوتن باقی‌ماند.



شکل ۶- شتاب‌نگاشت اصلی و اصلاح‌شده



شکل ۷- طیف پاسخ مجموعه GM و طیف هدف

### ۶-۲ بررسی انواع مختلف سیستم‌های کنترلی در پل

در یک پل جداسازی شده تحت تحریکات شدید نیروی زلزله، جابه‌جایی بیش‌ازحد عرشه یکی از مهم‌ترین و چالش‌برانگیزترین مشکل‌هاست. با توجه به مقادیر معرفی شده در قسمت‌های قبل، اولین و دومین پررود طبیعی پل بر اساس سختی الاستیک اولیه به-ترتیب برابر است با ۰/۸۶ و ۰/۲۴ ثانیه؛ شکل مدی متناظر با آن نیز با فرض نسبت میرایی ۰/۲ برای هر دو مد برابر خواهد بود با:

$$\phi_1 = [1, 3.0934]^T; \phi_2 = [1, -0.131]^T \quad (29)$$

در این قسمت هدف بررسی جابه‌جایی عرشه، تحت استراتژی‌های کنترلی مختلف است. برای این منظور جابه‌جایی‌های پایه، جداساز و متعاقباً عرشه در حالات مختلف، مورد بررسی قرار می‌گیرد. در اینجا معیاری برای جابه‌جایی عرشه در پل تعریف می‌گردد:

$$J_d = \frac{\max|x_{du} - x_{dc}|}{\max|x_{du}|} \quad (30)$$

درواقع این شاخص برابر با نسبت اختلاف جابه‌جایی عرشه در حالت با و بدون کنترل به جابه‌جایی عرشه در حالت بدون کنترل است. برای بررسی هرچه دقیق‌تر رفتار پل، سیستم‌های کنترلی فعال، نیمه‌فعال و غیرفعال با مقادیر نظیر در حالت بدون کنترل مقایسه شده‌اند. در برآورد کردن نیروی کنترلی در حالت فعال و نیمه‌فعال، از الگوریتم‌های کنترلی بهینه LQR و همچنین الگوریتم کنترلی مد لغزشی (به دو روش) استفاده شده است؛ یکی تعیین سطح لغزش با استفاده از روش LQR و دیگری تعیین آن با استفاده

## ۲-۶- سیستم کنترلی نیمه فعال

در این قسمت ایده به کارگیری سیستم کنترل نیمه فعال مورد ارزیابی قرار می گیرد. بدین منظور از میراگر ویسکوز متغیر به عنوان ابزار کنترلی استفاده شده است. این میراگرها یکی از سیستم های جاذب انرژی می باشند که در مقایسه با اندازه فیزیکی خود از توانایی جذب انرژی بالایی برخوردار می باشند. این میراگرها عموماً از یک سیلندر هیدرولیکی و یک پیستون از جنس فولاد ضدزنگ با کلاهدک برنزی تشکیل شده اند. در کلاهدک پیستون روزنه ای تعبیه شده است که وقتی پیستون حرکت داده می شود مایع با فشار از درون روزنه عبور داده می شود و منجر به اتلاف انرژی به صورت گرما می گردد. ساده ترین مدل برای بیان رفتار این نوع میراگر، مدل ماکسول با یک ضریب میرایی وابسته به زمان می باشد (Symans و Constantinou, ۱۹۹۵).

$$F_v(t) = c_v(t)\dot{x}_b(t) \quad (۳۵)$$

در این رابطه  $F_v(t)$  نیروی خروجی میراگر،  $c_v(t)$  ضریب میرایی وابسته به زمان، که با توجه به باز و بسته بودن دریچه کنترلی بین دو مقدار حداقل و حداکثر تغییر می کند و  $\dot{x}_b(t)$  میزان سرعت حرکت پیستون می باشد که برابر با سرعت نسبی جداساز در نظر گرفته می شود. چنانچه نیروی کنترلی  $U(t)$  که توسط الگوریتم کنترلی در هر گام زمانی به سازه تحمیل می شود را با مقدار نیرویی که میراگر ویسکوز متغیر می تواند اعمال کند برابر قرار دهیم، ضریب میرایی مورد نیاز که باید توسط میراگر تأمین شود برابر خواهد بود با:

$$c_v^*(t) = \frac{U(t)}{\dot{x}_b(t)} \quad (۳۶)$$

اما به دلیل ماهیت سیستم کنترلی نیمه فعال و ظرفیت محدودتر این سیستم نسبت به سیستم کنترل فعال، میراگر ویسکوز متغیر مانند سایر ابزارهای کنترلی نیمه فعال، دارای ظرفیت مشخصی در اعمال نیروی کنترل است. این محدودیت در پارامتر  $c_v(t)$  در رابطه (۳۶) و به صورت زیر اعمال می گردد (Chen و Lee, ۲۰۱۱):

$$c_v(t) = \begin{cases} c_{vmin} & c_v^* \leq c_{vmin} \\ c_v^* & c_{vmin} \leq c_v^* \leq c_{vmax} \\ c_{vmax} & c_{vmax} \leq c_v^* \end{cases} \quad (۳۷)$$

در این مطالعه کمینه و بیشینه ضریب میرایی برای میراگر به ترتیب برابر با  $c_{vmin} = 1 \text{ MN/m}$  و  $c_{vmax} = 4 \text{ MN/m}$  است (Chen و Lee, ۲۰۱۱). نحوه محاسبه نیروی کنترل در هر دو روش SMC و LQR به این صورت است که با محاسبه ضریب میرایی میراگر ویسکوز متغیر در هر گام و کنترل مقدار آن، مقدار نیروی کنترلی نیمه فعال اصلاح شده در همان گام به دست می آید.

## ۳-۶- سیستم کنترلی غیر فعال

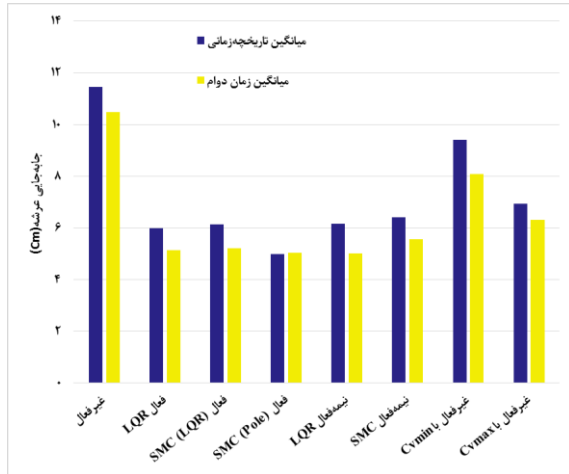
اما آخرین سیستم کنترلی که در پل های جداسازی شده به بررسی آن پرداخته شده، مورد مربوط به کنترل غیر فعال است. برای این منظور مجدداً از میراگر ویسکوز استفاده می شود؛ اما این بار برخلاف حالت قبل ضریب میرایی در مقدار حداقل یا حداکثر خود ثابت باقی می ماند (میراگر ویسکوز غیر فعال)؛ لذا در این حالت نیروی کنترلی تنها تابعی از سرعت نسبی جداساز است. مقادیر حداقل و حداکثر ضریب میرایی مشابه با حالت قبل اختیار می گردد. هرچند که این سیستم سبب بهبود نسبی در وضعیت اجزای پل می شود، اما به دلیل انطباق ناپذیری نمی تواند مانند سیستم های فعال و نیمه فعال در کاهش جابه جایی عرشه مؤثر واقع شود. به این صورت سه سیستم کنترلی غیر فعال، نیمه فعال و فعال در قالب دو الگوریتم کنترلی LQR و مد لغزشی (در دو حالت برای تعیین سطح لغزش) معرفی شدند. پیش از بررسی نتایج و ارزیابی عملکرد روش زمان دوام، سیستم های کنترلی تحت الگوریتم های کنترلی مختلف جهت اختصار و ایجاز، به صورت زیر بیان می گردند:

- کنترل فعال با استفاده از الگوریتم LQR: فعال LQR
- کنترل فعال با استفاده از الگوریتم مد لغزشی که در آن سطح لغزش با روش LQR تعیین گردیده است: فعال SMC (LQR)
- کنترل فعال با استفاده از الگوریتم مد لغزشی که در آن سطح لغزش با روش LQR تعیین گردیده است: فعال SMC (Pole)
- کنترل نیمه فعال با استفاده از الگوریتم LQR: نیمه فعال LQR
- کنترل نیمه فعال با استفاده از الگوریتم SMC: نیمه فعال SMC
- کنترل غیر فعال با حداقل ضریب میرایی: غیر فعال ( $c_{vmin}$ )
- کنترل غیر فعال با حداکثر ضریب میرایی: غیر فعال ( $c_{vmax}$ )

## ۷- ارزیابی عملکرد تحلیل زمان دوام

در این قسمت نتایج حاصله از انواع مختلف سیستم های کنترلی که در بخش قبل بحث شد، تحت اثر شتاب نگاشت های طبیعی مقیاس شده و توابع شتاب زمان دوام مورد بررسی قرار می گیرد. مهم ترین پارامتر در سیستم های کنترلی، کاهش تغییر مکان های سازه مورد بررسی است. در مدل ارائه شده در این مقاله، هدف کاهش تغییر مکان عرشه می باشد. در تحلیل تاریخچه زمانی پاسخ های مربوط به هر کدام از شتاب نگاشت ها استخراج شده و میانگین ماکزیمم این پاسخ ها، به عنوان معیار ارزیابی در نظر گرفته می شود. در روش زمان دوام نیز همان گونه که پیش تر بیان شد، قدر مطلق بیشترین پاسخ تا ثانیه هدف، پاسخ مورد نظر می باشد. در شکل (۸) روش به دست آوردن پاسخ در روش زمان دوام برای یکی از توابع شتاب (مربوط به سیستم فعال SMC (Pole)) برای نمونه نشان داده شده است. در این مطالعه ثانیه هدف، ثانیه دهم می باشد.





شکل ۱۰- جابه‌جایی عرشه تحت سیستم‌های مختلف کنترلی در روش زمان دوام و تاریخچه زمانی

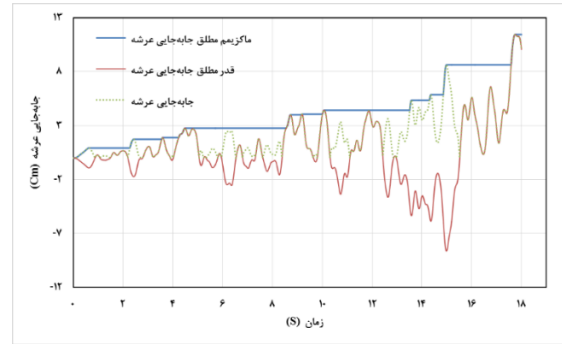
در یک سازه هوشمند که توسط رابطه (۴) بیان می‌گردد، ماتریس A نقش اصلی را در بیان رفتار سازه بر عهده دارد؛ چراکه ویژگی‌های دینامیکی سازه نظیر میرایی و سختی در این ماتریس گنجانده شده است. مقادیر ویژه A به فرکانس‌های مودال  $\omega_i$  و نسبت میرایی مد  $i$  م ( $\xi_i$ ) مربوط می‌شود. مقادیر ویژه ماتریس A، قطب‌های زیر را نتیجه می‌دهند:

$$P_i = -\xi_i \omega_i \pm \left( \sqrt{(1 - \xi_i^2)} \omega_i \right) j \quad j=1,2,\dots,2n \quad (38)$$

که در این رابطه  $j$  برابر با  $\sqrt{-1}$  است. بر طبق اصول کنترل مدرن، هرچقدر این میزان جابه‌جایی به سمت چپ محور مختصات میل نماید، نسبت میرایی افزایش یافته و پاسخ کم‌تری برای مد  $i$  ام حاصل می‌گردد. در بررسی پاسخ‌های عرشه در پل، همین نکته رعایت شده است؛ در واقع به کمک قطب‌های به دست آمده روی سطح لغزش با استفاده از روش LQR (رابطه (۳۲))، قطب‌ها مرتباً اصلاح و مقدار حقیقی آن تا حد مطلوبی، به سمت چپ محورهای مختصات سوق داده می‌شوند که این امر، علت عملکرد مناسب‌تر این الگوریتم در مقایسه با سایر سیستم‌های کنترلی می‌باشد.

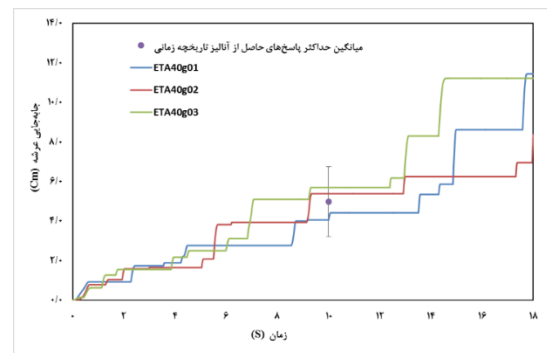
در مقابل همان‌گونه که قابل پیش‌بینی بود، سیستم غیرفعال ( $c_{vmin}$ ) کم‌ترین میزان کاهش را در جابه‌جایی عرشه رقم زده است؛ چراکه میراگر کنترل غیرفعال (میراگر ویسکوز) تنها با اعمال یک نیروی میرایی ثابت به مقابله با تحریکات لرزه‌ای می‌پردازد.

شکل (۱۱) همبستگی بین نتایج تحلیل‌های زمان دوام و تحلیل تاریخچه زمانی در تشخیص جابه‌جایی عرشه تحت سیستم‌های مورد بررسی را نشان می‌دهد. بدین ترتیب که هر نقطه از این نمودار طولی برابر با پاسخ موردنظر حاصل از روش تاریخچه زمانی و عرض نقطه مذکور نیز همان پارامتر در روش زمان دوام می‌باشد. ملاحظه می‌شود که روش زمان دوام



شکل ۸- مراحل ترسیم پاسخ سازه برای توابع شتاب برای پارامتر مورد بررسی

برای از بین بردن اثرات تصادفی بودن، معمولاً از میانگین پاسخ سه تابع شتاب استفاده می‌شود. نمودار پاسخ زمان دوام برای سه تابع شتاب و میانگین ماکزیمم پاسخ تحلیل تاریخچه زمانی به همراه یک انحراف استاندارد برای سیستم فعال با الگوریتم SMC (Pole) در شکل (۹) آورده شده است.



شکل ۹- منحنی پاسخ زمان دوام در کنار پاسخ میانگین تاریخچه زمانی به علاوه منهای یک انحراف معیار

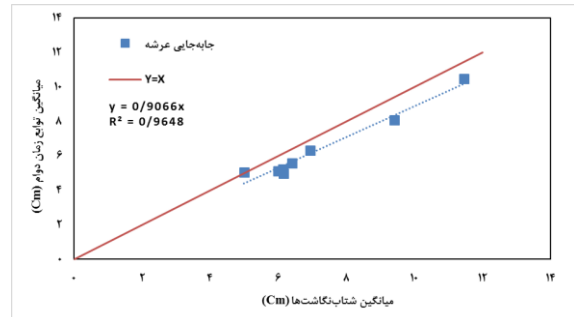
مشاهده می‌شود که تا زمان هدف، تطابق مناسبی بین پاسخ‌های زمان دوام و تاریخچه زمانی برقرار است. به دلیل ماهیت افزایشی تابع زمان دوام، هر ثانیه بیانگر زلزله‌ای با یک سطح شدت مشخص است؛ بنابراین در صورت نیاز به ارزیابی مدل در سطوح شدت مختلف در یک مسئله واحد، نیازی به تحلیل مجدد سازه با شتاب‌نگاشت‌هایی با مقیاس متفاوت نیست؛ بلکه تنها کافی است پاسخ مدل مورد بررسی را در برابر توابع شتاب انتخابی در زمان‌های متفاوت به دست آورده که این مزیت باعث کاهش شدید هزینه محاسباتی (زمان) می‌شود. شکل (۱۰) ماکزیمم تغییر مکان عرشه را تحت سیستم‌های مختلف کنترلی برای دو روش زمان دوام و تاریخچه زمانی نشان می‌دهد. همان‌گونه که در شکل (۱۰) مشاهده می‌گردد، از میان سیستم‌های مختلف کنترلی، سیستم کنترل فعال SMC (Pole) بهترین عملکرد را در کاهش جابه‌جایی عرشه دارد.

شتاب، در جدول (۳) آورده شده است. برای مقایسه دو روش، معیار خطایی نیز با استفاده از رابطه (۳۹) تعریف می‌شود:

$$E = \frac{|EDP_{Gm} - EDP_{ET}|}{EDP_{Gm}} \times 100 \quad (39)$$

که در آن  $EDP_{Gm}$  میانگین پاسخ پارامتر تقاضای مهندسی مورد بررسی، یعنی ماکزیمم جابه‌جایی عرشه و  $EDP_{ET}$  میانگین همان پارامتر برای سری توابع شتاب می‌باشد. با توجه به جدول (۳) می‌توان گفت که روش زمان دوام از دقت قابل قبولی برخوردار است. بیشترین خطای روش زمان دوام در سیستم کنترلی نیمه‌فعال (LQR)  $1.18/83\%$  و کم‌ترین خطا در سیستم کنترل فعال (SMC (Pole)  $1\%$  می‌باشد. در تمامی سیستم‌ها، روش زمان دوام مقادیر کم‌تری را نسبت به تحلیل تاریخچه زمانی نشان می‌دهد. علت این امر را می‌توان در مقایسه مختصات طیفی میانگین شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده و توابع زمان دوام جست‌وجو نمود. همان‌طور که در شکل (۱۲) آورده شده است. طیف میانگین شتاب‌نگاشت‌ها در پیروی اصلی پل ( $0.186$  ثانیه) از میانگین طیف توابع زمان دوام بالاتر است. این خطاها ناشی از ماهیت تصادفی زمین‌لرزه‌ها و عدم تطبیق کامل طیف این شتاب‌نگاشت‌ها با طیف هدف توابع شتاب می‌باشد.

همبستگی مناسبی با نتایج تحلیل تاریخچه زمانی دارد. از نزدیکی شیب خط برازش داده شده، نسبت به خط  $45$  درجه می‌توان دقت مناسب روش زمان دوام را دریافت.

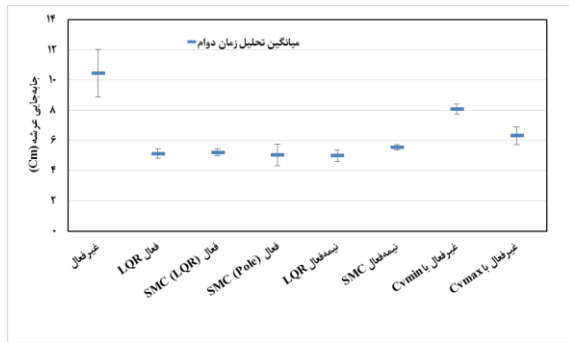


شکل ۱۱- همبستگی بین نتایج تحلیل زمان دوام و تاریخچه زمانی

با استفاده از شاخص  $Jd$  که در رابطه (۳۰) تعریف گردید، مشخص می‌شود کدام سیستم کنترلی بیشترین کاهش را در پاسخ عرشه داشته است. این شاخص برای حالت فعال (SMC (Pole)، بیشترین مقدار را دارد. روش زمان دوام نیز مقدار مشابهی را برای این سیستم پیش‌بینی می‌نماید. در ادامه برای بررسی دقیق‌تر، نتایج حاصل از هر یک از شتاب‌نگاشت‌های انتخاب‌شده و توابع

جدول ۳- نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی و روش زمان دوام

رکوردهای زلزله	بدون کنترل	فعال (LQR)	فعال (Pole)	نیمه‌فعال LQR	نیمه‌فعال SMC	غیرفعال ( $c_v min$ )	غیرفعال ( $c_v max$ )
رکوردهای طبیعی مقیاس شده							
Kobe, Japan	۱۱/۳۶	۴/۶۵	۲/۸۱	۴/۸۷	۵/۵۱	۷/۹۱	۵/۴
Landers	۸/۹۹	۴/۵۲	۴/۶	۶/۲۷	۴/۸۶	۷/۷۹	۵/۶۹
Kocaeli, Turkey	۱۴/۹۲	۷/۵۵	۶/۰۹	۷/۴۷	۹/۱۳	۱۱/۹۶	۸/۲۸
Loma Prieta	۸/۱۶	۵/۲۵	۴/۶۶	۵/۳۱	۵/۶۵	۷/۶۴	۶/۲۳
Friuli, Italy	۱۷/۰۶	۹/۳۵	۷/۵۱	۸/۱۱	۸/۵۹	۱۴/۴۲	۱۰/۱۸
Northridge	۷/۲۴	۴/۰۶	۲/۵۲	۴/۶۵	۳/۸۹	۶/۳۴	۵/۱۹
Hector Mine	۱۲/۴۱	۷/۵۷	۶/۷۴	۶/۴۴	۷/۱۶	۹/۷۹	۷/۵۲
میانگین مجموعه GM	۱۱/۴۵	۶/۱۴	۴/۹۹	۶/۱۶	۶/۴	۹/۴۱	۶/۹۳
شاخص جابه‌جایی	-	$4.6/3.8\%$	$5.6/4.2\%$	$4.6/2\%$	$4.4/1\%$	$1.7/8.2\%$	$3.9/4.8\%$
انحراف استاندارد	۳/۳۶	۱/۸۶	۱/۷۶	۱/۲۱	۱/۸۱	۲/۶۵	۱/۷
توابع شتاب زمان دوام تا زمان هدف							
ETA40g01	۱۲/۷	۵/۵۳	۴/۰۵	۵/۴۶	۵/۶۸	۸/۵۵	۷/۱۵
ETA40g02	۹/۳۷	۵/۰۷	۵/۳۸	۵/۰۰	۵/۶۹	۷/۸۳	۵/۷۵
ETA40g03	۹/۳۳	۵/۰۶	۵/۶۹	۴/۵۴	۵/۳۳	۷/۸۹	۶/۰۴
میانگین توابع شتاب	۱۰/۴۷	۵/۲۲	۵/۰۴	۵/۰۰	۵/۵۷	۸/۰۹	۶/۳۱
شاخص جابه‌جایی	-	$5.0/1.4\%$	$5.1/8.6\%$	$5.2/2.4\%$	$4.6/8\%$	$2.2/7.3\%$	$3.9/7.3\%$
انحراف استاندارد	۱/۵۸	۰/۲۲	۰/۷۱	۰/۳۸	۰/۱۷	۰/۳۳	۰/۶۰
درصد خطا (%)	۸/۵۸	۱۴/۹۲	۱/۰۰	۱۸/۸۳	۱۳/۰۰	۱۴/۰۰	۸/۸۶

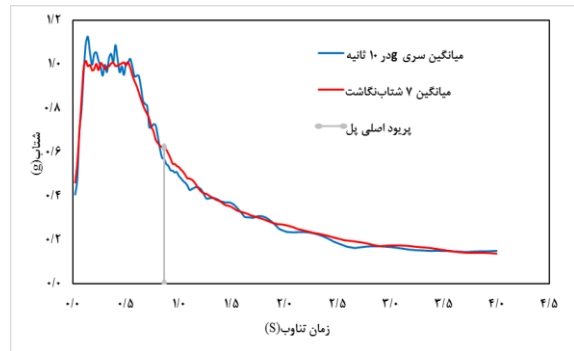


شکل ۱۴- پراکندگی نتایج تحلیل زمان دوام برای تغییر مکان عرشه تحت سیستم‌های مختلف کنترلی

#### ۸- نتیجه‌گیری

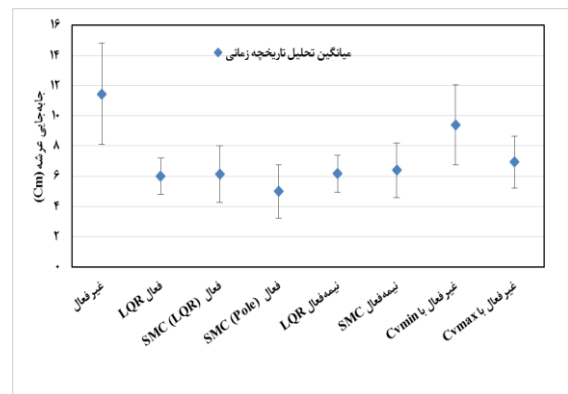
در این مطالعه از روش زمان دوام به‌عنوان روشی جدید در تحلیل دینامیکی برای پیش‌بینی پاسخ سازه تحت اثر سیستم‌های کنترلی فعال، نیمه‌فعال و غیرفعال استفاده شده است. جهت صحت‌سنجی نتایج روش زمان دوام، نتایج آن با نتایج حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت یک مجموعه شتاب‌نگاشت انتخابی، مقایسه گردیده است. پل جداسازی شده مورد بررسی به‌صورت دو درجه آزادی مدل شده و برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی آن از مدل بوک-ون استفاده شده است. نتایج حاکی از هماهنگی مناسب این روش با مقادیر حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی است؛ به‌طوری‌که بیشترین خطا در پیش‌بینی جابه‌جایی عرشه،  $1.8/83\%$  به‌دست آمده است که تقریبی قابل قبول می‌باشد. روند تغییرات نتایج زمان دوام مشابه با روند تغییرات نتایج در زلزله‌های واقعی است. با محاسبه انحراف معیار برای دو روش مذکور، ملاحظه گردید این پارامتر در سیستم‌های مختلف کنترلی برای روش تحلیل تاریخچه زمانی در محدوده  $1/2$  تا  $3/36$  قرار دارد؛ این در حالی است که این مقدار برای روش زمان دوام در محدوده  $0/35$  تا  $1/58$  است. دلیل این امر ماهیت تصادفی زلزله و محتوای فرکانسی متفاوت شتاب‌نگاشت‌های مختلف است. لذا برای اطمینان از نتایج این تحلیل، باید از تعداد کافی شتاب‌نگاشت جهت ارزیابی سازه استفاده شود. این در حالی است که نتایج حاصل از توابع شتاب به‌دلیل نحوه تولید آن‌ها، از پراکندگی بسیار کم‌تری برخوردار هستند و با تعداد کم‌تری تابع شتاب، می‌توان به نتایج مشابه دست یافت.

به‌طور کلی، روش زمان دوام با ارائه تخمین مناسب از جابه‌جایی عرشه تحت سیستم‌های مختلف کنترلی، موجب کاهش قابل‌ملاحظه‌ای در هزینه محاسباتی می‌شود. همچنین به علت ماهیت دینامیکی این روش، هیچ‌گونه محدودیتی جهت استفاده در سیستم‌های پیچیده کنترلی اعم از فعال و نیمه‌فعال ندارد.



شکل ۱۲- طیف پاسخ میانگین زلزله‌ها و توابع شتاب سری g و اختلاف آن در پرود اصلی

با مقایسه انحراف معیارها در دو روش، پراکندگی قابل-ملاحظه‌ای در هفت شتاب‌نگاشت تاریخچه زمانی نسبت به میانگین آن‌ها مشاهده می‌شود. این پراکندگی باعث می‌گردد که اعتبار نتایج تحلیل تاریخچه زمانی حاصل از یک شتاب‌نگاشت واحد زیر سؤال برود و در نتیجه در مورد این تحلیل نیاز به استفاده از شتاب‌نگاشت‌های متعدد و گرفتن میانگین از آن‌ها ضرورت پیدا کند؛ این در حالی است که با مقایسه این پارامتر در آنالیز زمان دوام، پراکندگی بسیار کمی مشاهده می‌شود. به نظر می‌رسد که حتی برای مقاصد اولیه طراحی، استفاده از یک تابع شتاب نیز جوابگوی نیازهای اولیه طراح باشد. این پراکندگی پایین ناشی از نحوه تولید توابع شتاب می‌باشد. در مرحله تولید این توابع سعی شده است که طیف پاسخ هر کدام از این توابع با استفاده از الگوریتم‌های بهینه‌سازی، بر طیف هدف طرح آن‌ها انطباق یابد؛ لذا دور از انتظار نیست که پاسخ‌های این توابع پراکندگی کم‌تری نسبت به پاسخ‌های حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی داشته باشد. شکل‌های (۱۳) و (۱۴) گویای این مطلب می‌باشد.



شکل ۱۳- پراکندگی نتایج تحلیل تاریخچه زمانی برای تغییر مکان عرشه تحت سیستم‌های مختلف کنترلی

- 2014, 21 (5), 1608-1619.
- Valamanesh V, "Investigation of Endurance Tie in Seismic Analysis of Steel Frames as Compared to Static Method", MS. Thesis, Sharif University of Technology, Tehran, Iran, 2005.
- Yang JN, Wu JC, Agrawal AK, Li Z, "Sliding mode control for nonlinear and hysteretic structures", Journal of Engineering Mechanics, 1995, 121, 1330-1339.
- ۹- مراجع
- ASCE Standard, "Minimum design load for building and other structures", American Society of Civil Engineers, USA, 2005.
- Chiniforush AA, Estekanchi H, Dolatshahi K, "Application of endurance time analysis in seismic evaluation of an unreinforced masonry monument", Journal of Earthquake Engineering, 2016, 23, 827-884.
- Estekanchi H, "Principle of structure design against seismic load", Sharif Journal of Science and Technology, 1993, 15, 26-29.
- Estekanchi H, Vafai A, Sadeghazar M, "Endurance time method for seismic analysis and design of structures", Scientia Iranica Journal, 2004, 11 (4), 361-370.
- Fayçal I, José R, "Systems with hysteresis analysis, identification and control using the Bouc-Wen model", Wiley-Interscience, USA, 2007.
- FEMA P695, "Quantification of building seismic performance factors", APENDIX A (Ground Motion Record sets), Applied Technology Council, USA, 2009.
- Franklin Y, Cheng H, Kangu L, "Smart structures innovative systems for seismic response control", CRC Press, USA, 2008.
- Hasani H, Golafshani AA, Estekanchi H, "Seismic performance evaluation of jacket type offshore platforms using endurance time method considering soil-pile-superstructure interaction", Scientia Iranica Journal, 2017, 24, 1843-1854.
- Lee TY, Chen PC, "Sliding mode control for nonlinear isolated bridges", Journal of Earthquake Engineering, 2011, 15, 582-600.
- Lilhanand K, Tseng WS, "Development and application of realistic earthquake time histories compatible with multiple damping response spectra", Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan, 1988, 2, 819-824.
- Mukherjee S, Gupta VK, "Wavelet based generation of spectrum compatible time-histories", Journal of Soil Dynamic Earthquake Engineering, 2002, 22, 799-804.
- National Control for Earthquake Engineering, "Sliding mode control for seismic-excited linear and nonlinear civil engineering structures", Technical Report, Prepared by Yang JN, Wu JC, Agrawal AK, Li Z, NCEER-94-0017, State University of New York, Buffalo, USA, 1994.
- Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER Strong Motion Catalog, <http://peer.berkeley.edu/smcat>, 2000.
- Soong TT, "Active structural control: theory and practice", Longman structural engineering and structural mechanics series, England, 1990.
- Symans MD, Constantinou MC, "Semi-Active control systems for seismic protection of structures: a state-of-the review", Journal of Engineering Structures, 1999, 21, 469-487.
- Utkin V I, "Sliding mode in control optimization", Springer Verlag, New York, USA, 1992.
- Vaezi D, Estekanchi H, Vafai A, "A parametric study of seismic response in anchored steel tanks with endurance time method", Scientia Iranica Journal,

## EXTENDED ABSTRACT

# Endurance Time Method for Seismic Assessment of Isolated Bridges Equipped with Active and Semi Active Control Systems

Amin Gholizad<sup>a,\*</sup>, Javad Katebi<sup>b</sup>, Arash Poursadrollah<sup>c</sup>, Hamidreza Nemati<sup>b</sup>

<sup>a</sup> Faculty of Civil Engineering, University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil 5619911367, Iran

<sup>b</sup> Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz 5166616471, Iran

<sup>c</sup> Department of Structures for Engineering and Architecture, University of Naples Federico II, Naples, Italy

Received: 23 May 2018; Accepted: 04 November 2019

### Keywords:

Endurance Time Method, Wavelet Analysis, Isolated Bridge, Active and Semi-Active Control.

## 1. Introduction

The present study has been performed aiming to appraise the efficiency of endurance time method for evaluation of some vibration control methods in comparison with traditional time history dynamic analysis. Endurance Time method is a dynamic structural analysis that evaluates structural responses under different intensities. In this method structure is subjected to an intensifying predefined acceleration function and different damage indices of structure are evaluated through analysis time. The Endurance Time acceleration function have been generated for different spectra, such as ASCE07 design spectrum, in previous researches of ET group. Due to its inherent dynamic nature, there is no restriction on its application and it can be applied to any structure with any plan or height or any degree of freedoms. Furthermore, it can be used in linear or nonlinear analysis also it can significantly reduce computational demand compared to time history analysis. In this research the Endurance Time method has been applied to an isolated bridge with different control systems such as Active, Semi Active and Passive by using classical linear quadratic regulation (LQR) algorithm and Sliding Mode control (SMC). Two approaches including LQR and pole assignment method have been used for determination of sliding surface as an important parameter in SMC algorithm. The effectiveness and robustness of SMC and conventional LQR control to reduction in displacement response of the structure have been verified by different researchers. Viscous dampers with two different dissipation rate of  $c_{vmin} = 1\text{MN/m}$  and  $c_{vmax} = 4\text{MN/m}$  have been considered as two passive control mechanisms. When these bridges are subjected to ground motion with large intensity, the deck displacement becomes excessively large so in this study, different control strategies are used to mitigate this phenomenon. Sliding Mode control with LQR approach has provided the best efficiency in dynamic response mitigation. Herein, the column-isolator-deck system has been idealized as two-degree-of-freedom lumped mass system. To evaluate its seismic behavior, a set of seven suitable records is selected and a wavelet-based procedure has been used to match their spectra with a target spectrum. These records are used for the comparison of the results of Endurance Time analysis with nonlinear time history analysis as a verified method. Results indicate that the Endurance Time method is capable of predicting the seismic behavior of isolated bridge with different control systems within acceptable accuracy. Considerable variance in the analyses result under ground motion records necessitates to apply numerous records to get reliable results while it is possible to attain close estimates using endurance time method. Although ground motion records and endurance time method both have resulted in similar trends for structural displacement response with different control approaches, results are more dispersed for different earthquake records with standard deviation of 1.2 up to 3.36 but this parameter decreases using endurance time method to 0.35 up to

\* Corresponding Author

E-mail addresses: gholizad@uma.ac.ir (Amin Gholizad), jkatebi@tabrizu.ac.ir (Javad Katebi), arash.poursadrollah@gmail.com (Arash Poursadrollah), hamid.r.nemati@gmail.com (Hamidreza Nemati).

1.58 and this method provides an accurate and time saver tool to evaluate the performance of structural vibration control methods under seismic excitations.

## 2. Modeling and analysis

### 2.1. Isolated Bridge Analysis Model

In this study a five-span continuous isolated viaduct designed based on Japan Design Specification of Highway Bridges is analyzed to investigate the effectiveness of structural control. The column-isolator deck system is idealized as two DOF lumped mass system. The column and the isolator are assumed to be perfect elastoplastic and bilinear elastoplastic, respectively. For both the column and the isolator the Bouc-Wen (Faycal and Joze 2007) hysteretic model is used to measure the stiffness restoring force. A schematic representative of the model is shown in Fig. 1.

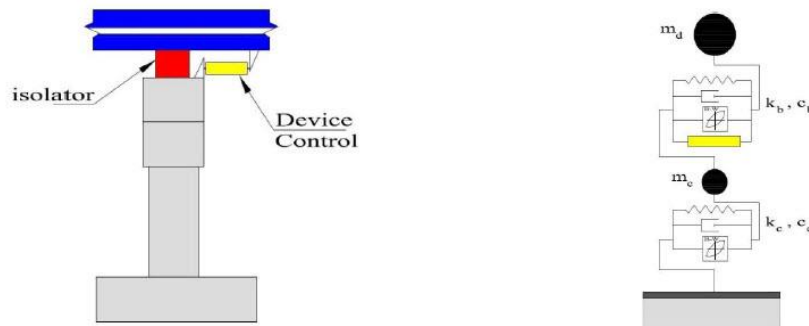


Fig. 1. Left: a schematic representative of the model right: the mathematical model of the bridge

The parameters used for Bouc-Wen model is listed in Table 1.

Table 1. Bouc-Wen model parameters used in isolated bridge (Lee and Kawashima, 2006)

	Initial Stiffness	Yield Dis. $D_{yi}(m)$	Bouc-Wen Model Parameters				
	$k_i \left( \frac{MN}{m} \right)$		$\alpha_i$	$A_i$	$\beta_i$	$\gamma_i$	$n_i$
Column	112.7	0.0309	0	1	0.5	0.5	95
Isolator	47.6	0.016	0.191	1	0.5	0.5	95

### 2.2. Scaling of Ground Motions and ET Functions

A set of seven record is selected from FEMA695 to investigate the capability of ET functions. These ground motions are scaled in such a way that the spectrum of each individual record matches the design spectrum at by the means of wavelet analysis in frequency-time domain. These spectrum matching is based on proposed algorithm by lilhanand and Tseng.

## 3. Results and discussion

The main purpose of these control systems is to reduce the structural responses. Here, the most important response parameter is deck displacement. For both GM and ET function the mean and standard deviation of the response is calculated. For the GM the average maximum results seven scaled GM is considered while in order to determine the maximum response for in ET method, maximum absolute value of the response up to the intended time is calculated. Fig. 2 shows the maximum deck displacement under different control system for both analysis methods.

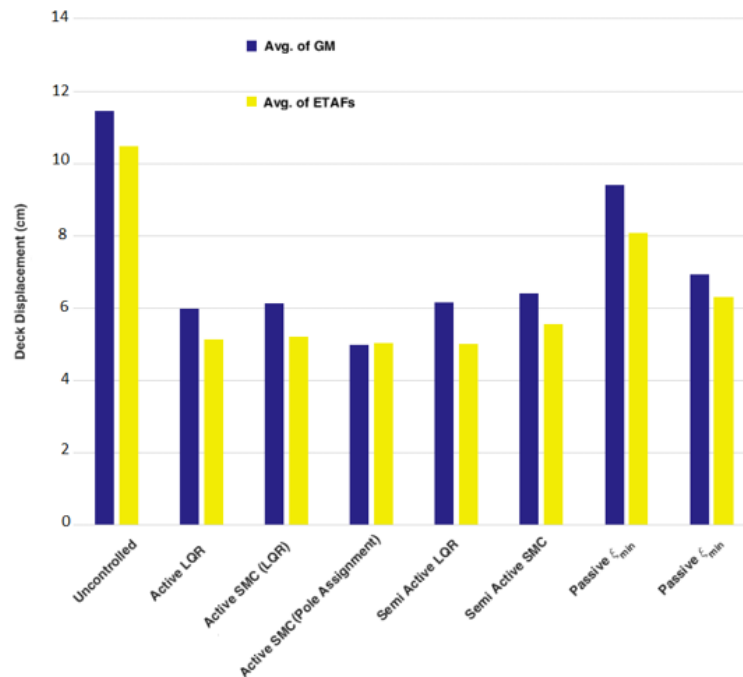


Fig. 2. Average of maximum deck displacement in time history analysis and ET method

#### 4. Conclusions

In this paper, the effectiveness of ET method in different control systems has been studied for a nonlinear isolated bridge and the results of ET method and traditional time history were compared with each other. Simulation results indicates that ET method is capable of predicting the seismic response of isolated bridge under different control systems with acceptable accuracy. This method avoids the major pitfall in time history analysis, which requires selecting or generating of time history ground motions compatible with target response spectrum; while it has no limitation in modeling different structures with different complexity.

#### 5. References

- Lee TY, Kawashima K, "Effectiveness of seismic displacement response control for nonlinear isolated bridge", Structural Engineering, Earthquake Engineering, 2006, 23 (1), 1-15.  
 Fayçal I, José R, "Systems with Hysteresis Analysis, Identification and Control Using the Bouc-Wen Model, 2007.