

Seismic Fragility Analysis for Typical Non-Integral Concrete Bridges in Seismic Zones of Iran

Iman Salehi¹, Akbar Vasseghi^{2*}

1- Ph.D Student of Structural Engineering of International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Tehran, Iran

2- Associate Prof. of Structural Engineering of International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Tehran, Iran

ABSTRACT

Determining the seismic failure risk of highway bridges is an effective tool for systematic urban management decision-making to mitigate seismic hazards, which relies on the development of fragility curves. This paper presents the fragility analysis of six categories of conventional non-integral concrete bridges in Iran (exclusively in the transverse direction). The bridges are classified based on three design eras, with either continuous or discontinuous decks. The analysis was performed using three-dimensional simulations via two methods: incremental dynamic analysis (IDA) and nonlinear static analysis (NLA). In the IDA, the median fragility value is accurately determined through interpolation of responses, and the fragility curves of the system and components are separated in a straightforward manner. Based on the results of the dynamic analysis, the accuracy of the static analysis is deemed acceptable. Key parameters affecting transverse behavior include bending hinges at the middle pier, joint connections between columns and capitals, and lateral displacements of foundation piles at seat abutments. The limits of damage for these parameters have been identified at four performance levels. The plastic rotation capacity of column hinges was derived using more precise strain limits of steel and concrete, influenced by axial force and the lap splice of longitudinal reinforcement. Additionally, a trilinear force-displacement behavior curve for the transverse displacement of the abutment foundation was extracted in a separate model. Notably, shear keys are non-sacrificial. In the three categories with discontinuous decks, the abutment foundation piles do not exceed elastic limits but are more fragile compared to those with continuous decks. The seismic risk at the complete failure performance level is lowest for the continuous deck category designed per Publication 463 and highest for the discontinuous deck category designed per Publication 235. Assuming a spectral acceleration at 0.01 seconds equal to 0.423g, these risks are 73% and 19%, respectively.

ARTICLE INFO

Receive Date: 08 March 2025

Revise Date: 07 May 2025

Accept Date: 04 June 2025

Keywords:

Seismic Fragility,
Non-integral Bridge,
Iran,
incremental dynamic analysis,
nonlinear static analysis,
abutment,
shear key,
seismic failure risk

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2025.508925.3671

*Corresponding author: Akbar Vasseghi

Email address: vasseghi@iiees.ac.ir.

تحلیل شکنندگی لرزه‌ای پلهای بتنی متداول بزرگراهی غیریکپارچه در مناطق لرزه‌خیز ایران

ایمان صالحی^۱، اکبر وائقی^{۲*}

۱- دانشجوی دکترای پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی مهندسی زلزله و زلزله‌شناسی، تهران، ایران

۲- دانشیار پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی مهندسی زلزله و زلزله‌شناسی، تهران، ایران

چکیده

تعیین ریسک خرابی لرزه‌ای پل‌های بزرگراهی ابزاری کارآمد برای تصمیم‌گیری نظام‌مند مدیریت شهری به منظور کاهش خطرات لرزه‌ای به شمار می‌آید که به تعیین منحنی‌های شکنندگی وابسته است. در این مقاله، تحلیل شکنندگی ۶ دسته پل غیریکپارچه متعارف بتنی در ایران در ۴ سطح عملکردی ارائه می‌شود (صرفاً در راستای عرضی). پلها بر اساس سه دوره‌ی طراحی در دو حالت عرشه پیوسته و مجزا دسته‌بندی گردیده است. تحلیل یادشده با شبیه‌سازی سه بعدی به دو روش دینامیکی فزاینده و نیز استاتیکی غیرخطی انجام شده است. در تحلیل دینامیکی فزاینده، با وجود نموها نسبتاً محدود مقدار میانه‌ی شکنندگی با درون‌یابی پاسخ‌ها با دقت تعیین می‌گردد و منحنی شکنندگی سیستم و اجزا با شیوه‌ای سراسر از هم متمایز می‌شود. با اتکا به نتایج تحلیل دینامیکی، دقت تحلیل استاتیکی قابل قبول است. سه پارامتر کلیدی شامل چرخش اتصال ستون به سرستون، چرخش خمیری پای ستون در ستون‌های پایه میانی و جابجایی عرضی فونداسیون کوله در تحلیل شکنندگی تعیین‌کننده است و با دقت مدل رفتاری و حدود ظرفیت آنها تعیین شده‌اند. ظرفیت چرخش پلاستیک مفصل ستون‌ها با اتکا بر حدود دقیق‌تر کرنش فولاد و بتن، متأثر از نیروی محوری و وصله پوششی آرماتور طولی به‌دست آمده و منحنی رفتاری سه‌خطی نیرو-جابجایی عرضی فونداسیون کوله در مدلی مجزا استخراج گردیده است. با توجه به سنت اجرایی مرسوم در ایران، کلید برشی به عنوان مهار عرضی غیرفداشونده است. در سه دسته با عرشه‌ی مجزا، شمع‌های فونداسیون کوله از حدود الاستیک فراتر نمی‌رود اما در مقایسه با عرشه‌ی پیوسته شکننده‌تر هستند. ریسک لرزه‌ای در سطح عملکردی خرابی کامل در دسته با عرشه پیوسته با دوره‌ی طراحی منطبق بر نشریه ۴۶۳، کمترین و در دسته‌ی عرشه‌ی مجزا با دوره‌ی طراحی منطبق بر نشریه‌ی ۲۳۵، بیشترین میزان را دارد که با فرض شتاب طیفی در ۰/۱ ثانیه برابر با ۰/۴۲۴/شتاب ثقل به ترتیب ۷۳ و ۱۹ درصد است.

کلمات کلیدی: پل بتنی غیریکپارچه، منحنی شکنندگی، ایران، تحلیل دینامیکی فزاینده، تحلیل استاتیکی غیرخطی، کلید برشی، کوله، ریسک لرزه‌ای

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	شناسه دیجیتال:	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
10.22065/jsce.2025.508925.3671	10.22065/jsce.2025.508925.3671	۱۴۰۴/۱۲/۲۹	۱۴۰۴/۰۳/۱۴	۱۴۰۴/۰۳/۱۴	۱۴۰۴/۰۲/۱۷	۱۴۰۳/۱۲/۱۸
		* نویسنده مسئول:				اکبر وائقی
		vasseghi@iiees.ac.ir				پست الکترونیکی:

۱- مقدمه

با استناد به پیامدهای ناشی از زلزله در سراسر جهان، پلها یکی از آسیب پذیرترین سازه‌ها در شبکه حمل و نقل عمومی هستند. در واقع، آسیب عمده به پل‌های بزرگراهی پس از یک زلزله شدید می‌تواند تلفات ناشی از تاخیر در کمک‌رسانی را افزایش دهد. در اینجا ابزاری مانند منحنی‌های شکنندگی به کار می‌آید. منحنی شکنندگی تابع احتمال شرطی‌ای است که احتمال فراتر رفتن نیاز لرزه‌ای از ظرفیت سازه در سطح مشخصی از عملکرد را به ازای مقیاس شدت^۱ حرکت زمین (IM) بیان می‌کند [۱].

به استناد مطالعات خطر منطقه، مقدار مقیاس شدت حرکت زمین در طول عمر مفید سازه مشخص می‌شود و با عددگذاری IM در تابع شکنندگی، ریسک خرابی سازه به معنای احتمال خرابی آن در هر سطح عملکرد در طول عمر مفید سازه به دست می‌آید. خروجی ریسک لرزه‌ای می‌تواند به تصمیم‌سازی آگاهانه‌تر مدیریت شهری و در نهایت افزایش ایمنی پل‌ها منجر شود [۱، ۲]. همچنین، منحنی شکنندگی در تعریف زلزله بیشینه‌ی موردانتظار ریسک‌مبنای^۲ (آیین‌نامه‌ی [۳]) و نیز بهبود عملکرد آیین‌نامه‌های لرزه‌ای کاربرد دارد.

برای استفاده کاربردی منحنی شکنندگی در تحلیل ریسک لرزه‌ای، دسته‌بندی پلها به انواعی محدود که رایج‌تر است ضرورت دارد. هروس [۴]، پل‌ها را در ۲۸ دسته در دو موقعیت مکانی مجزا (کالیفرنیا و غیرکالیفرنیا) دسته‌بندی می‌کند.

با استناد به معیارهای دسته‌بندی ارائه شده در مرجع اروپایی [۵] می‌توان پل‌ها را با شش معیار کلی زیر دسته‌بندی کرد:

الف) موقعیت مکانی. ب) دوره‌ی طراحی.

پ) اتصال روسازه به زیرسازه شامل یکپارچه یا غیریکپارچه بودن نشیمن در پایه‌ها و نیز کوله.

ت) روسازه شامل بتنی یا فولادی بودن عرشه، نوع عرشه شامل جعبه‌ای، تیر و دال، دال مجوف و دال ساده، تعداد دهانه با توجه به طول دهانه‌ی پل، پیوسته یا منقطع بودن عرشه در پایه‌ها و نیز کوله.

ث) زیرسازه شامل تک ستونی یا چند ستونی بودن و نوع مقطع ستون دایره‌ای، لوبیایی، مستطیلی و دیواری با توجه به ارتفاع آنها. ج) نامنظمی شامل اریب بودن، انحنای افقی و یا ارتفاع متفاوت ستونها.

به عنوان نمونه، ۹ دسته از پل‌های غیریکپارچه شرق و مرکز آمریکا در مقاله نیلسون [۶] و ۵ دسته از پل‌های غیریکپارچه شرق کانادا در مقاله تاورس [۷] صرفاً با معیار موقعیت مکانی و نوع روسازه بررسی شده‌اند. همچنین، در مقاله کردانو [۸] صرفاً با معیار موقعیت مکانی و زیرسازه، تحلیل شکنندگی برای ۱۱ پل مشخص در ایتالیا انجام شده است. می‌توان به این نتیجه رسید که در هیچ تحقیقی، گردآوری کاملی از پل‌های یک منطقه صرفاً در یک تحقیق انجام نشده است. از سوی دیگر، در ایران، عمدتاً مطالعات موردی مانند بررسی یک پل دو دهانه غیریکپارچه با عرشه مجزا در پایه و کوله (شیرازیان [۹]) یا مرتبط با دسته‌ای خاص و غیرمرتبط با پل‌های بزرگراهی (مصلح [۱۰]) صورت گرفته است و نیاز به انباشت تحقیقات گسترده‌تر و نظام‌مند بومی احساس می‌گردد.

در پژوهش تقی‌نیا [۱۱]، ۷۲ دسته پل یکپارچه با استفاده از پل‌های واقعی و نشریه ۲۹۴ [۱۲] با معیارهای زیر بررسی شده است:

الف) دو اتصال ستون به سرستون A و B معرف دو دوره‌ی طراحی ب) تعداد دهانه ۲، ۳ و ۴ دهانه پ) دال ساده، دال مجوف و تیر و دال ت) کوله نشیمنی یا یکپارچه ث) مقطع ستون دایره‌ای و لوبیایی.

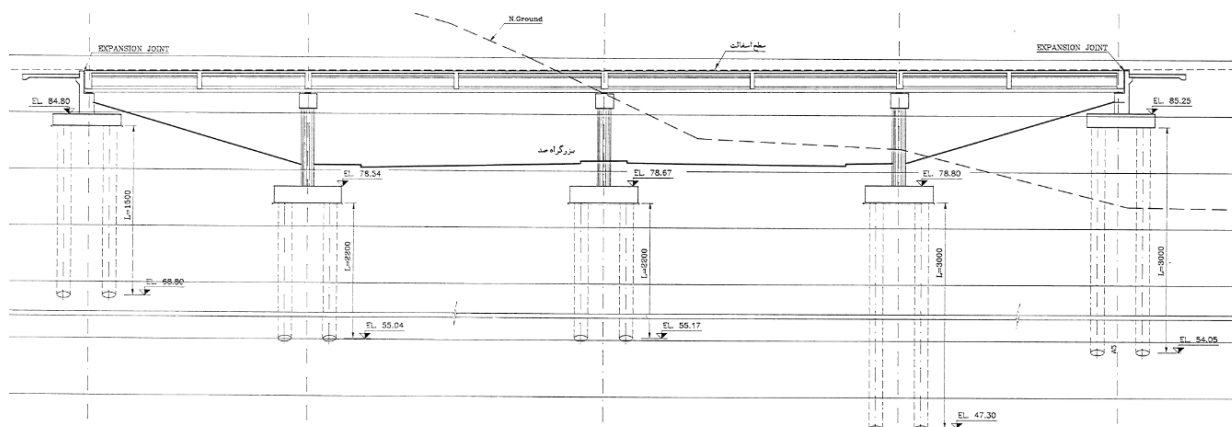
در مقاله‌ی شیروانی [۱۳]، مقادیر شکنندگی ۴ دسته پل غیریکپارچه بتنی و فولادی در ایران نه به صورت تحلیلی بلکه با اتکا به تحلیلی آماری از داده‌های تحلیل شکنندگی پل‌های مشابه در کشورهای دیگر با اتکا به نظر متخصصان ارائه شده است. در همین راستا، نیاز به تحقیق نظام‌مند بر روی دسته‌ی پل‌های غیریکپارچه به صورت تحلیلی احساس می‌شود.

این مقاله، موقعیت مکانی مناطق لرزه‌خیز ایران با خطر لرزه‌ای شدید و بسیار شدید را نمایندگی می‌کند. شبیه‌سازی بر اساس نقشه‌های پل حکیم با عرشه تیر و دال بتنی در تهران انجام شده است (شکل ۱) و دسته‌های دیگر بر اساس آن تعدیل و بازطراحی شده‌اند. برای استفاده کاربردی منحنی شکنندگی در تحلیل ریسک لرزه‌ای، در هنگام تهیه‌ی منحنی شکنندگی در هر منطقه، باید پلی معرف انتخاب گردد که دسته‌ای از پلها را نمایندگی می‌کند نه صرفاً یک پل ویژه را (نیلسون [۶]). نوع عرشه، طول دهانه و اندازه مقطع دایره‌ای ستون،

¹ Intensity Measure

² Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake

ارتفاع ستون و ابعاد اجزای سازه‌ای پل حکیم، عمومیت خوبی برای پل‌های بزرگراهی شهری دارد (شکل ۱). از سوی دیگر، طراحی لرزه‌ای در آیین‌نامه‌ها و سنت‌های اجرایی در ایران به تدریج تکمیل شده و می‌توان سه دوره طراحی را از هم تمایز داد. همچنین، اثر پیوسته بودن عرشه یا مجزا بودن آن در پایه بررسی می‌شود که هر دو شیوه بسیار پرکاربرد است. با این دو معیار، ۶ دسته پل بتنی متعارف از هم افراز می‌شود. در تعیین منحنی‌های شکنندگی با رویکرد تحلیلی، به طور کلی دو روش متعین و احتمالاتی وجود دارد. در رویکرد متعین، معمولاً مدل تقاضا با تحلیل خطی و مدل ظرفیت با تحلیل استاتیکی غیرخطی (مانند مسکاناس [۱۴] و استیفندو [۱۵]) یا با اصلاحات پیچیده در آن (مانند کردانو [۸]) انجام می‌شود. در رویکرد احتمالاتی، دو چارچوب تحلیلی وجود دارد: تحلیل بی‌واسطه و با واسطه مدل تقاضای احتمالاتی.



شکل ۱: برش طولی از پل غیریکپارچه (پل حکیم در تهران)

در رویکرد احتمالاتی با واسطه، پس از آنکه با تحلیل دینامیکی مدل تقاضای لرزه‌ای احتمالاتی به دست آمد، بنا بر فرض معروف مقاله کرنل [۱۶]، یک تابع پیش‌بینی خطی بین لگاریتم نیاز مهندسی و لگاریتم مقیاس شدت با رگرسیون خطی برقرار می‌شود. با استفاده از دو پارامتر معرف این خط (شیب خط و مقدار ثابت آن) و مقدار انحراف معیار ($\beta_{d|IM}$) و نیز با فرض تابع توزیع تجمعی لگ‌نرمال برای ظرفیت متناظر، منحنی شکنندگی با تابع توزیع تجمعی لگ‌نرمال با دو مقدار میانه و ضریب انحراف معیار به دست می‌آید که بارها در مقالات بعدی به آن ارجاع شده است [۶، ۷، ۹، ۱۰، ۱۱، ۱۵، ۱۷، ۱۸، ۱۹]. در اکثر آن مقالات، فرضیات یاد شده بدون اعتبارسنجی درست انگاشته شده‌اند. مزیت این فرآیند نسبت به رویکرد احتمالاتی بی‌واسطه، فراهم کردن چارچوبی آماری برای در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های مربوط به المان و حتی هندسه پل است که با روش‌های آماری با متغیر رکوردهای لرزه‌ای جفت می‌شود. با این حال، حتی زمانی که تنها متغیر مسئله رکورد لرزه‌ای باشد، باز هم استفاده از این چارچوب تحلیلی مرسوم است [۹، ۱۰، ۱۱]. در این رویکرد، با پذیرش فرض‌های ساده‌شونده‌ای مانند حد پایین و یا بالای مرتبه اول (به ترتیب دو به دو وابسته بودن و نیز دو به دو مستقل بودن پارامترهای تقاضای مهندسی) و یا تحلیل‌های پیچیده‌تر مانند مدل نیاز لرزه‌ای احتمالاتی نقطه‌ای، می‌توان از منحنی‌های شکنندگی المان به منحنی شکنندگی سیستم رسید (نیلسون [۶]).

رویکرد احتمالاتی بی‌واسطه که در پل کمتر استفاده شده، بر کنترل همزمان نیاز لرزه‌ای با ظرفیت لرزه‌ای استوار است. در این رویکرد، که صرفاً با روش تحلیل دینامیکی فزاینده قابل انجام است، در هر پارامتر نیاز مهندسی (وابسته به اجزا) و در نهایت در کل سیستم، مقدار مقیاس شدت زلزله متناظر با هر سطح عملکرد در هر یک از رکوردها به دست می‌آید. با توجه به میانگین و انحراف معیار لگاریتم مقدار مقیاس شدت رکوردها، مقادیر معرف تابع توزیع تجمعی لگ‌نرمال شکنندگی به دست می‌آید (پوتر [۲۰]). در این رویکرد تحلیلی، هیچ پیش‌فرضی به مساله تحمیل نمی‌شود. به علاوه، بی‌نیاز به انجام تحلیل‌های پیچیده یا اعمال فرض‌های ساده‌شونده، می‌توان منحنی شکنندگی سیستم را به دست آورد.

در این مقاله، منطبق بر چارچوب تحلیلی مقاله پوتر [۲۰]، مقادیر میانه شکنندگی ارائه می‌گردد با این تفاوت که در هر دسته پل، گام‌های منحصربه‌فرد و محدود (معمولاً بین ۶ تا ۸ نمو) برای هر رکورد استفاده می‌شود تا از محاسبات بی‌مورد پرهیز شود. دقت فرآیند

درون یابی پاسخها به راحتی قابل اعتبارسنجی است و این اعتبارسنجی انجام شده است. مقادیر انحراف معیار لگاریتمی نیز محاسبه می شود، هرچند در منحنی شکنندگی از پیش فرض مرجع هزوس [۴] برابر با ۰/۶ استفاده می شود. در این مقاله که صرفاً بر امتداد عرضی تمرکز دارد، شیوه محاسبه مقادیر شکنندگی با دقت شرح داده شده است. همچنین تلاش شده است که مفاصل پلاستیک ستون، اتصالات ستون به سرستون، کلید برشی، و نیز شمع‌های فونداسیون منطبق بر سنت‌های اجرایی در ایران با دقت شبیه سازی گردد.

یکی از تمایزهای دسته‌های بررسی شده از پل‌های غیریکپارچه با عرشه بتنی با تیر و دال در ایران، نسبت به دسته‌های مشابه در مراجع نیلسون [۶] و راماناتان [۱۷] در نواحی مرکزی و شرق آمریکا، تاورس در شرق کانادا [۷]، آوسر در ترکیه [۱۸] و کوالکنته در شمال برزیل [۱۹] در مهار عرضی عرشه است. در مقالات یادشده، مهار عرضی در پایه و همچنین کوله فداشونده است، در حالی که در ایران، کلید برشی با توجه به اندازه و پیکربندی آن غیرفداشونده است بنابراین لغزش نشیمن الاستومری و افتادن پل در راستای عرضی محتمل نیست بلکه خرابی در راستای عرضی در پایه‌ها و فونداسیون کوله رخ می‌دهد. درضمن، استناد به داده‌های مقادیر شکنندگی مقالات یادشده برای برآورد مقادیر شکنندگی پل‌های ایرانی صحیح نیست.

۲- روش شناسی

سه دوره‌ی طراحی A و B و C لحاظ شده که دوره‌ی A به‌طور تقریبی با دهه‌ی ۷۰ (با فرض انطباق با نشریه ۲۳۵ [۲۱]) و دوره‌ی B با اوایل دهه‌ی ۸۰ و دوره‌ی C با اواخر دهه‌ی ۸۰ و پس از آن (مطابق با نشریه ۴۶۳ [۲۲]) تطابق دارد. برای شبیه‌سازی از نقشه‌های واقعی پل حکیم در تهران منطبق بر دوره‌ی B (با عرشه پیوسته) استفاده شده است (موارد محدودی برای عمومیت بیشتر اصلاح شد) و دوره‌ی A و C به ترتیب با فرض طراحی با نشریه ۲۳۵ و ۴۶۳ تصحیح شده است. مدلسازی با نرم‌افزار SAP انجام شده است (شکل ۲). از سوی دیگر، عرشه‌ی پل به دو صورت پیوسته در دیافراگم تکیه‌گاهی مشترک در هر پایه و همچنین به صورت مفصل در هر پایه شبیه‌سازی می‌شود بدین ترتیب ۶ دسته پل بررسی می‌گردد.

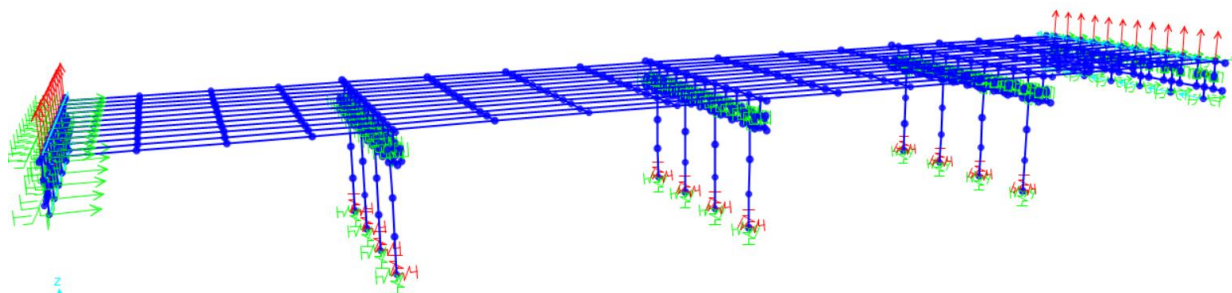
۲-۱ - مدلسازی هندسی و مشخصات اجزا

با بررسی میدانی پل‌های بزرگراهی شهر تهران در حالات متعارف که ارتفاع ستون یکسان است، زیرسازه با قاب خمشی چند ستونی دایره‌ای از سایر سیستم‌های زیرسازه به‌طور واضحی پرکاربردتر می‌باشد. قطر ستون‌ها معمولاً بین ۱۰۰ تا ۱۲۰ سانتیمتر است و فاصله محور به محور ستون‌ها معمولاً بین ۴/۵ تا ۶/۵ متر و تعداد ستون‌ها عموماً ۳ و ۴ عدد، گاهی ۲ عدد و به ندرت ۵ عدد است. ارتفاع آزاد ستون‌های دایره‌ای در پل‌های بزرگراهی معمولاً در بازه ۵/۵ تا ۸ متر قرار دارد. در سیستم روسازه، تیر پیش‌ساخته بتنی و دال پرکاربردتر است. طول دهانه پل نیز معمولاً بین ۱۶ تا ۲۶ متر است. با استناد به این الگوی پرتکرار، منحنی شکنندگی این مقاله صرفاً منحنی شکنندگی یک پل خاص را نمایندگی نمی‌کند.

طول دو دهانه‌ی میانی پل بررسی شده در این مقاله ۲۵/۶ متر و دو دهانه‌ی کناری ۱۹ متر است. تعداد ستون‌ها در هر پایه ۴ عدد، ارتفاع آزاد آنها ۷/۱۵ متر و فاصله محور به محور آنها ۵/۷ متر می‌باشد. عرض عرشه و نیز طول سرستون ۲۲/۳ متر است. کوله از نوع نشیمنی انتها باز می‌باشد (شکل ۱). مطابق نقشه‌ها، عرض سرستون ۱۶۰ سانتیمتر و عرض دیوار ریشه (دیوار بین دیوار پشتی و سرشمع) در کوله ۱۳۰ سانتیمتر است. طول نشیمن در کوله ۹۰ سانتیمتر و ارتفاع دیوار فداشونده پشتی و نیز دیوار ریشه در کوله، هر دو ۲۰۰ سانتیمتر می‌باشد (شکل ۱). سرستون و دیوار ریشه کوله هم به صورت المان الاستیک خطی در موقعیت محور میانی خود مدلسازی شده‌اند. ثابت می‌شود که عملاً با شکل‌گیری مفصل پلاستیک در ستون یا شمع‌ها در کوله، سرستون و دیوار ریشه‌ی کوله همچنان در محدوده الاستیک قرار می‌گیرند. به منظور ارتباط محور میانی سرستون و عرشه، از المان‌های صلب استفاده می‌شود (شکل ۲ و ۳).

قطر ستون در تیپ A، ۱۱۰ سانتیمتر و در تیپ‌های B و C، ۱۲۰ سانتیمتر، و ارتفاع سرستون در تیپ A، ۱۲۰ سانتیمتر و در تیپ‌های B و C، ۱۳۰ سانتیمتر فرض می‌شود. مطابق نقشه‌ها در تیپ B، قطر میلگرد عرضی ستون ۱۲ میلی‌متر و فاصله خاموت‌ها در همه جا، از جمله مفصل پلاستیک، ۷/۵ سانتیمتر است. در پای ستون، وصله پوششی وجود دارد و خاموت‌ها در محل اتصال به سرستون تا نیمه ارتفاع ادامه می‌یابند. میلگرد طولی در سراسر ستون به یک میزان است (درصد آرماتور طولی ۲/۳ درصد است - ۳۲ آرماتور ۳۲). در تیپ A،

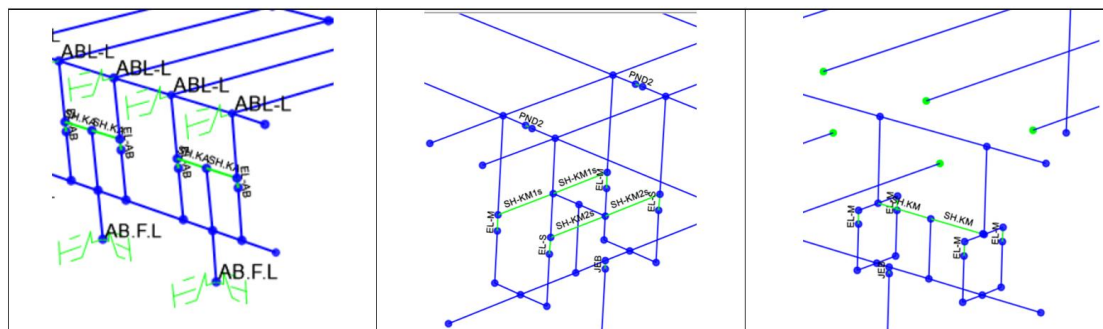
میلگرد عرضی ستون همان ۱۲ میلی‌متر است، ولی فاصله خاموت‌ها در همه جا، از جمله در مفصل پلاستیک، ۱۵ سانتیمتر فرض شده و میلگرد عرضی در جوینت در فاصله‌ای کوتاه از بر ستون متوقف شده است. در دسته‌های A و B، به همین دلیل، المان اتصال در محل اتصال ستون به سرستون تعریف می‌شود (برای نمونه، المان JEB در شکل ۳). در این مقاله، در دسته‌های A و B، اثر وصله پوششی آرماتور طولی ستون در ظرفیت چرخشی مفاصل پلاستیک پای ستون در نظر گرفته شده است. در تیپ C، قطر ستون و مقدار آرماتور طولی و عرضی دقیقاً مشابه با تیپ B فرض شده است با این استثنا که با استناد به ضوابط نشریه ۴۶۳ [۲۲]، فاصله میلگردها در محل مفصل پلاستیک ۴ سانتیمتر اختیار شده و وصله پوششی فقط در میانه ستون می‌تواند وجود داشته باشد و جزئیات اتصال ستون به سرستون مطابق با آیین‌نامه رعایت شده است.



شکل ۲: مدل‌سازی هندسی پل

ارتفاع تیرهای I شکل پیش‌ساخته‌ی بتنی عرشه ۱۷۰ سانتیمتر و فاصله آنها از یکدیگر ۱۸۳ سانتیمتر است. ضخامت دال روی آن ۲۰ سانتیمتر می‌باشد. ۱۲ تیر عرشه با المانهای خطی الاستیک به صورت مجزا به صورت تیرهای T شکل (تیر I و دال بتنی) مدل شده است که با شبیه‌سازی المانهای دیافراگم داخلی و کناری با المان تیری T شکل (تیر I و دال بتنی) به یکدیگر متصل شده‌اند (شکل ۲ و ۳). مجموع بار مرده عرشه حدود ۱/۹ تن بر متر مربع می‌باشد. مطابق بند ۴.۲.۲ کلترنس ۲۰۱۹ [۲۰]، تعداد کمینه تقسیمات ستون و عرشه در تحلیل دینامیکی طیفی الاستیک به ترتیب برابر با ۳ و ۴ عدد رعایت شده است (شکل ۲).

برای مهار عرضی عرشه، کلید برشی بتنی بر روی سرستون و دیوار اجرا شده است. ابعاد کلید برشی داخلی در پایه‌ها و کوله به ترتیب در راستای طولی ۱۰۵ و ۹۰ سانتیمتر و در راستای عرضی ۱۰۰ سانتیمتر و ارتفاع آن ۳۷ سانتیمتر می‌باشد. هر کلید برشی داخلی در میان دو تیر عرشه محصور شده است. بنابراین ۶ کلید برشی داخلی بر روی سرستون و دیوار ریشه کوله قرار گرفته‌اند. در ادامه ثابت خواهد شد که کلید برشی غیرفداشونده است. فاصله پاشنه تیر عرشه تا کلید برشی در راستای عرضی ۳/۳ سانتیمتر است. هر تیر عرشه بر روی دو نشیمن الاستومری قرار گرفته است. در دو دهانه‌ی بزرگ تر پل، ابعاد نشیمن در تیپ A و B در راستای طولی و عرضی به ترتیب ۴۰ و ۲۰ سانتیمتر و در دو دهانه‌ی کوتاه تر پل، در راستای طولی و عرضی به ترتیب ۳۰ و ۲۰ سانتیمتر است. ابعاد نشیمن در تیپ C در دو دهانه‌ی بزرگ تر، در راستای طولی و عرضی به ترتیب ۴۰ و ۳۰ سانتیمتر و در دو دهانه کوچک تر، در راستای طولی و عرضی به ترتیب ۴۰ و ۲۵ سانتیمتر انتخاب می‌شود. در تمامی موارد، مجموع ضخامت لاستیک ۵/۲ سانتیمتر است و تعداد صفحات تسلیح ۶ عدد بوده و ضخامت لایه میانی لاستیک ۸/۷ میلی‌متر می‌باشد.



شکل ۳: نحوه مدل‌سازی اجزا در ۲ عرشه پیوسته و ناپیوسته در پایه و کوله

مطابق شکل ۳، در بین سرستون و عرشه در پایه‌های میانی و کناری، دو المان لینک برای شبیه‌سازی نشیمن (المان EL) و کلید برشی (المان SH) لحاظ شده است. به همین ترتیب، در بین سرستون و عرشه در کوله‌ها، سه المان لینک برای شبیه‌سازی نشیمن (المان EL)، کلید برشی (المان SH) و نیروی پسیو خاک در پشت دیوار پشتی کوله (المان ABL-L) لحاظ شده است. فونداسیون پایه‌ها با فنری الاستیک با ۶ درجه آزادی شبیه‌سازی می‌شود و برای مدل‌سازی فونداسیون کوله نیز از لینکی با ۶ درجه آزادی استفاده می‌شود که امکان غیرخطی شدن آن در راستای انتقالی عرضی و طولی در نظر گرفته شده است (AB.F.L در شکل ۳). در حالتی که عرشه به صورت ساده به سرستون تکیه داده شده است، علاوه بر المان ضربه بین دو عرشه (PND2 در شکل ۳)، المانهای دیافراگم تکیه‌گاهی در دو سمت پایه به صورت مجزا شبیه‌سازی می‌شود.

۲-۲- ستون

ضریب ترک خوردگی خمشی ستونها به بر اساس بند ۳.۴.۲ کلترنس ۲۰۱۹ [۲۳] با توجه به مقدار نیروی محوری و درصد آرماتور طولی تعیین می‌شود که در تیپ B و C برابر با ۰/۵ و در تیپ A برابر با ۰/۴ به دست می‌آید. ظرفیت شکل‌پذیری انحنایی خمشی بر اساس حدود ظرفیت کرنشی فولاد و بتن با استناد به راهنمای طراحی عملکردی آستو [۲۴] و مقاله گودنایت [۲۵] محاسبه شده است (جدول ۱). ظرفیت خمشی مقطع در هر انحنا بر اساس نیروی محوری آن و مدل رفتاری فولاد و بتن متناسب با مقاومت مورد انتظارشان به دست می‌آید و دو خطی‌سازی (بخش الاستیک خطی و بخش پلاستیک) می‌گردد. در مدل فولاد، سخت‌شوندگی مشابه با پارامترهای کلترنس ۲۰۱۹ [۲۳] و در مورد بتن محصور در خاموت و غیرمحصور با استناد به بند ۳.۳.۶ کلترنس ۲۰۱۹ [۲۳] از مدل رفتاری مندر استفاده می‌شود.

$$\varepsilon_{s-buckling}^{bar} = 0.032 + 790 \rho_s \frac{f_{yhe}}{E_s} - 0.14 \frac{P}{f_{cc}' A_g} \quad (1)$$

$$\varepsilon_c = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_v f_{yh} \varepsilon_{su}}{f_{cc}'} \quad (2)$$

جدول ۱: کرنش‌های فولاد در سه سطح عملکرد

L_3	L_2	L_1	
خرابی کامل	خرابی گسترده	خرابی متوسط	
$\varepsilon_{s-buckling}^{bar}$	$0.8 \varepsilon_{s-buckling}^{bar}$	$\min(0.64 \varepsilon_{s-buckling}^{bar}, 0.01)$	ε_s^T
$1.4 \varepsilon_c$	ε_c	0.004	ε_c^C

مطابق پیشنهاد هانگ [۲۶] در سطح عملکردی خرابی متوسط، مقدار کرنش مجاز پیشنهادی بتن با وجود وصله در مفصل خمیری از ۰/۰۰۴ به ۰/۰۰۲ کاهش می‌یابد. در این مقاله در صورت وجود وصله در محدوده مفصل پلاستیک فرض می‌گردد که کرنش مجاز بتنی در سه سطح خرابی متوسط و گسترده و کامل (به ترتیب L_1 ، L_2 و L_3) نصف می‌شود. مقاومت فشاری اسمی (f_{cc}') و مقاومت فشاری مورد انتظار و بیشینه بتن در مدل مندر به ترتیب ۲۴/۵ و ۳۱/۸ و ۴۰/۹ مگاپاسکال و مقاومت اسمی و مورد انتظار آرماتور طولی به ترتیب ۴۰۰ و ۴۵۲ مگاپاسکال و مقاومت اسمی (f_{yh}) و مقاومت مورد انتظار (f_{yhe}) آرماتور عرضی به ترتیب ۳۰۰ و ۳۳۹ مگاپاسکال فرض شده است. با استناد به فرمول ۱، با افزایش نیروی محوری و کاهش درصد حجمی آرماتور عرضی به دلیل کماتش فولاد در بخش فشاری ستون، مقدار کرنش کشش فولاد در برگشت زلزله و به پیرو آن مقدار شکل‌پذیری انحنایی کاهش می‌یابد. به عنوان نمونه، در تیپ B برای نیروی محوری ۳۶۸ و ۵۵۱ تن، کرنش کششی فولاد آرماتور ۳۲ در سطح خرابی کامل (سطح عملکرد L_3) به جای ۰/۰۶ پیشنهاد شده در کلترنس ۲۰۱۹ [۲۰] به ۰/۰۲۵۳ و ۰/۰۱۸۳ محدود می‌گردد. در فرمول ۲، مقدار ε_{su} برابر با ۰/۱۲ می‌باشد. مطابق فرمول ۲، در تیپ B، کرنش فشاری بتن در حالت نهایی با توجه به درصد حجمی آرماتور عرضی (ρ_v یا ρ_s) برابر با ۰/۰۵۴ معادل ۰/۰۱۶ می‌گردد و در حالت

با وصله ۰/۰۰۸ فرض می‌گردد. از ضرب طول مفصل پلاستیک در مقدار ظرفیت انحنایی خمیری، مقدار ظرفیت چرخش خمیری خمشی به دست می‌آید.

$$\theta_{li} = (\phi_{Li} - \phi_{ys}) L_p \quad (3)$$

طول مفصل پلاستیک همان L_p را نیز می‌توان با استناد به بند ۵.۳.۴ کلترنس ۲۰۱۹ [۲۳] به دست آورد که در این مساله برابر با ۶۴ سانتیمتر می‌گردد. در جدول ۲ به ازای هر نیروی محوری، مقدار ممان مفصل پلاستیک و مقدار ظرفیت چرخش پلاستیک در هر سطح خرابی در راستای عرضی ارائه شده است.

جدول ۲: ظرفیت چرخشی در ۳ سطح عملکرد L_1 تا L_3 برای ۳ تیپ ستون

بدون وصله						با وصله					
بدون وصله			با وصله			بدون وصله			با وصله		
تن	تن-متر	رادیان به درصد	تن	تن-متر	رادیان به درصد	تن	تن-متر	رادیان به درصد	تن	تن-متر	رادیان به درصد
P	M_p	θ_{L1}	P	M_p	θ_{L1}	P	M_p	θ_{L1}	P	M_p	θ_{L1}
۰	۵۶۵	۰/۸۱	۰	۵۶۵	۰/۸۱	۰	۵۶۵	۰/۸۱	۰	۵۶۵	۰/۸۱
۱۸۴	۶۱۲	۰/۶۳	۱۸۴	۶۱۲	۰/۶۳	۱۸۴	۶۱۲	۰/۶۳	۱۸۴	۶۱۲	۰/۶۳
۳۶۸	۶۵۵	۰/۴۹	۳۶۸	۶۵۵	۰/۴۹	۳۶۸	۶۵۵	۰/۴۹	۳۶۸	۶۵۵	۰/۴۹
۵۵۱	۶۹۶	۰/۳۹	۵۵۱	۶۹۶	۰/۳۹	۵۵۱	۶۹۶	۰/۳۹	۵۵۱	۶۹۶	۰/۳۹
۷۳۵	۷۳۲	۰/۳۱	۷۳۵	۷۳۲	۰/۳۱	۷۳۵	۷۳۲	۰/۳۱	۷۳۵	۷۳۲	۰/۳۱
۰	۵۴۲	۰/۵۲	۰	۵۴۲	۰/۵۲	۰	۵۴۲	۰/۵۲	۰	۵۴۲	۰/۵۲
۱۸۴	۵۹۲	۰/۴۹	۱۸۴	۵۹۲	۰/۴۹	۱۸۴	۵۹۲	۰/۴۹	۱۸۴	۵۹۲	۰/۴۹
۳۶۸	۶۳۹	۰/۴۴	۳۶۸	۶۳۹	۰/۴۴	۳۶۸	۶۳۹	۰/۴۴	۳۶۸	۶۳۹	۰/۴۴
۵۵۱	۶۷۷	۰/۳۸	۵۵۱	۶۷۷	۰/۳۸	۵۵۱	۶۷۷	۰/۳۸	۵۵۱	۶۷۷	۰/۳۸

مطابق جدول ۲، با افزایش نیروی محوری در تیپ B از ۳۶۸ تن به ۵۵۱ تن، چرخش خمیری در پای ستون در حالت با وصله از ۱/۳ به ۱/۱۲ درصد می‌رسد و در تیپ C، در همان نیروی محوری، چرخش خمیری پای ستون در حالت بدون وصله از ۲/۳۱ درصد به ۱/۶۷ درصد کاهش می‌یابد. افزایش نیروی محوری ناشی از بار لرزه‌ای در ستون‌های کناری عملاً منجر به کاهش مقدار میانه شکنندگی سیستم می‌شود. شایان ذکر است که چرخش خمیری مجاز ۱/۶۷ درصد در نیروی محور ۵۵۱ تن برای دسته‌ی C، از پیش‌فرض‌های آیین‌نامه‌ای و همچنین ادبیات فنی پیشین کوچکتر است که این موضوع در شکننده‌تر شدن سازه مؤثر خواهد بود.

همچنین می‌توان نشان داد که مفصل برشی در هیچ یک از دسته‌ها غالب نمی‌شود.

ظرفیت برشی با استناد بند ۵.۳.۷ کلترنس ۲۰۱۹ [۲۳] به دست می‌آید و تقاضای برشی هم با فرض تشکیل مفصل پلاستیک در دو سر ستون به دست آمده است. خلاصه محاسبات در جدول ۳ ارائه می‌گردد.

جدول ۳: نسبت ظرفیت برشی به نیاز برشی در ۳ تیپ ستون

$\frac{V_n}{V_{DE}}$	V_n	V_c	α'	μ_d	ρ_d	V_{DE}	M_p	P	
۱/۲۸	۱۴۱	۱۰۶	۲/۵	۲/۰	۰/۰۰۳	۱۱۰	۳۵۰	۴۰۰	A
۱/۱۴	۲۲۳	۱۴۵	۲/۸۵	۲/۴	۰/۰۰۵۴	۱۹۵	۶۳۰	۴۶۰	B
۱/۳۸	۲۹۱	۱۴۵	۲/۸۵	۳/۲	۰/۰۱	۲۱۰	۶۸۰	۵۱۰	C

۲-۳ مدل رفتاری اتصال ستون به سرستون

با استناد به تقی‌نیا [۲۸]، پایه‌های چند ستونی بتنی پل‌های موجود در کشور از نظر اتصال ستون به سرستون بر اساس سال ساخت به دو تیپ کلی A و B تقسیم می‌شوند. پایه با تیپ اتصال A نمایانگر وضعیت موجود ساخت و ساز در دهه ۷۰ و پیش از آن است؛ به طوری که میلگرد عرضی در محل اتصال وجود ندارد یا به مقدار ناچیزی موجود است. پایه با تیپ اتصال B نمایانگر وضعیت ساخت و ساز در اوایل دهه ۸۰ است که میلگرد عرضی در محل اتصال تا نیمی از طول مهاری میلگرد طولی ادامه دارد (خاموت عرضی ناکافی). با استناد به نتایج آزمایشگاهی بحرانی [۲۹]، مقاومت نهایی اتصال عمدتاً ناشی از برش چشمه اتصال و لغزش میلگرد طولی ستون است. درصد آرماتور طولی پیش‌فرض در فرمول ارائه شده ۱/۳ درصد است که با فرض این تحقیق در مورد اتصال تیپ A سازگار است.

در جدول ۴، مدل رفتاری اتصال A و B ارائه می‌شود که در آن منحنی‌ای دو خطی با دو شیب متفاوت در هر دو امتداد شبیه‌سازی شده است. مقدار M_{max} با فرمول زیر به دست می‌آید که B و H به ترتیب عرض و ارتفاع سرستون و D_c قطر ستون است. در این فرمول، ضریب k به میزان آرماتور طولی ستون وابسته است که در تیپ A و B به ترتیب ۱ و ۱/۴ در نظر گرفته شده است. مقدار M_{max} مطابق فرمول زیر در تیپ A و B به ترتیب برابر با ۲۶۹ و ۴۴۵ تن-متر است.

$$M_{max} = 0.25k\sqrt{f'_c}V_j = 0.25k\sqrt{f'_c}BD_cH \quad (۴)$$

برای رفتار چرخه‌ای از مدل رفتار چرخه‌ای پیوت^۳ استفاده شده است. مطابق پیشنهاد تقی‌نیا [۲۸]، پارامترهای لاغر شدگی در جهت نیرویی (ضریب β) برابر با ۰/۴ و میزان اتلاف انرژی طی چرخه‌های بارگذاری (ضریب η) برابر با ۰/۰۸ لحاظ شده است. در ضمن از ضریب α برابر با ۴ استفاده می‌شود که معرف کاهش سختی باربرداری با افزایش مقدار چرخش می‌باشد (داول [۳۰]). حدود ظرفیت (خرابی) چرخش در اتصال ستون به سرستون در چهار سطح عملکردی مطابق جدول ۵ اختیار شده است.

جدول ۵: حدود ظرفیت چرخش در اتصال ستون به سرستون

	L_3	L_2	L_1	L_0
	خرابی	خرابی	خرابی	خرابی
	کامل	شدید	متوسط	اندک
دوره A	۰/۰۱۵	۰/۰۱۱۵	۰/۰۰۷	۰/۰۰۵
دوره B	۰/۰۱۹	۰/۰۱۴۵	۰/۰۰۷۵	۰/۰۰۵

جدول ۴: مدل رفتاری کلی اتصال داخلی و خارجی تیپ A و B

نوع اتصال	θ_1	M_1/M_{max}	θ_2	M_2/M_{max}
دوره اتصال خارجی	۰/۰۰۵	۰/۷	۰/۰۳	۱/۰
A اتصال داخلی	۰/۰۰۵	۰/۹۱	۰/۰۳	۱/۳
دوره اتصال خارجی	۰/۰۰۵	۰/۸۷۵	۰/۰۳۵	۱/۲۵
B اتصال داخلی	۰/۰۰۵	۱/۱۳	۰/۰۳۵	۱/۶۲۵

۲-۴ المان کلید برشی

کلید برشی به منظور مهار پل در راستای عرضی استفاده می‌شود. مطابق سنت اجرایی معمول در ایران فرض می‌گردد که کلید برشی پس از اجرای سرستون با درصد آرماتور قائم، دستکم در حدود ۰/۰۰۳ سطح برش، اجرا می‌گردد. در این مساله با توجه به نسبت ابعادی ارتفاع به بعد بارگذاری کمتر از ۰/۵ صرفاً مکانیسم برش اصطکاکی در مقایسه با مکانیسم تنگ و پشتوان و نیز مکانیسم خمشی حاکم می‌شود. مکانیسم خرابی کششی قطری هم در کلیدهای برشی داخلی حاکم نمی‌گردد. برای منحنی رفتاری کلید برشی داخلی به آزمایشات مگالی ارجاع می‌شود (مگالی [۳۱]).

با فرض عدم رسیدن کلید برشی به ظرفیتش، برای شبیه‌سازی از المان GAP در نرم‌افزار SAP استفاده می‌شود. فاصله درز به میزان ۳/۳ سانتیمتر و سختی اولیه کلید برشی با استناد به پیشنهاد مگالی با فرمول ۵ مشخص شده است. می‌توان نشان داد که استفاده از فرمول‌های

³ Pivot

آیین‌نامه‌های آشتو ۲۰۱۴ [۳۲] و پی.اس.آی [۳۳] به جای پیشنهاد تیر عمیق مگالی، که عملاً مقدار آرماتور قائم هیچ تأثیری در نتایجش ندارد، تطابق بهتری با نتایج آزمایشگاهی مگالی [۳۱] دارد.

$$K_{sh}^e = \frac{F_{SH}}{\Delta_{YSH}} = \frac{310}{0.05 \times 3.3} = 1880 \frac{\text{ton}}{\text{cm}} \quad (5)$$

ظرفیت یک کلید برشی به ابعاد ۱۰۰ در ۱۰۵ سانتیمتر با استناد به ضوابط آشتو ۲۰۱۴ [۳۲] و پی.اس.آی [۳۳] تقریباً برابر و هر دو در حدود ۳۱۰ تن می‌باشد (با فرض درصد آرماتور قائم برابر با ۰/۰۰۳ سطح برش).

مطابق فرمول ۳-۵.۸.۴.۱-۳ آیین‌نامه آشتو ۲۰۱۴ [۳۲]، مقاومت اسمی کلید برشی (Vni) به شرح زیر است:

پارامتر A_{cv} سطح بتن درگیر شده موازی با برش انتقالی، C ضریب چسبندگی، μ ضریب اصطکاک بتن با بتن و A_{vf} سطح فولاد تصویر شده در صفحه برش و P_c نیروی فشاری بر روی سطح برش می‌باشد. مقادیر C و μ و K_1 و K_2 برای بتن با وزن مخصوص متعارف که بر روی سطحی عمداً زبر شده به میزان ۶ میلیمتر مجدداً ریخته شده‌اند به ترتیب برابر با ۱/۷ مگاپاسکال، ۱، ۰/۲۵ و ۱۰/۳ مگاپاسکال است.

$$V_{ni} = CA_{cv} + \mu \times (A_{vf} f_y + P_c) \leq \min.(K_1 f_c' A_{cv}, K_2 A_{cv}) \quad (6)$$

مقدار برش پلاستیک پایه‌ها با تحلیل پوش‌آور مشخص می‌گردد. به عنوان نمونه، مقدار برش پلاستیک ستون‌های پایه میانی در تیپ C به ترتیب ۲۰۱، ۱۸۸، ۱۸۲ و ۱۶۹ تن است و با استناد به جدول ۶، مجموع نیروی برشی ۲۴ نشیمن الاستومری در این پایه در جابجایی ۳/۳ سانتیمتر حدود ۲۲۹ تن می‌باشد. ظرفیت کلید برشی باید با تفاضل برش پلاستیک ستون‌ها از مجموع نیروی برشی نشیمن‌ها سنجیده شود. نسبت بین ظرفیت مجموع ۶ کلید برشی داخلی از یک سمت و ظرفیت پلاستیک قاب خمشی منتهای مجموع برش نشیمن‌ها از سمت دیگر حدود ۳/۶ می‌باشد و ایده غیر فداشونده بودن کلید برشی اثبات می‌شود. همچنین می‌توان نشان داد که در صورتی که درزها فاصله‌ای یکسان نداشته باشد که منجر به کاهش ظرفیت در برخی کلیدهای برشی گردد، باز هم همین نتیجه به دست می‌آید.

در برخی از جزئیات پل‌ها در ایران، همانند پل شماره ۶ امام علی که پلی فلزی با ابعاد مشابه همین پل است و البته بار لرزه‌ای کمتری به دلیل سبکتر بودن به زیرسازه تحمیل می‌کند، به ازای هر سه تیر فولادی یک کلید برشی وجود دارد. حتی در پل بتنی با همین ابعاد، اگر به ازای هر سه تیر بتنی یک کلید برشی وجود داشته باشد، همچنان می‌توان ادعا کرد که فرض غیر فداشونده در پل‌های غیر یکپارچه متعارف ایرانی درست است.

۵-۲ نشیمن الاستومری

نشیمن‌های الاستومری به کار رفته در پلهای متعارف ایران نامقید هستند و با هیچ ابزار اتصالی به روسازه و یا روسازه متصل نمی‌شوند. با توجه به اینکه اندازه درز کمتر از ارتفاع نشیمن هست و کلید برشی غیر فداشونده است، جابجایی عرضی نشیمن الاستومری (بر خلاف راستای طولی) به مقدار درز محدود می‌گردد بنابراین نشیمن الاستومری می‌تواند صرفاً با مشخصات الاستیک شبیه‌سازی شود و اساساً در هیچ یک از سطوح خرابی معیار کنترل‌کننده‌ای وجود ندارد.

جدول ۶: مدل رفتاری پیشنهادی نشیمن الاستومری نامقید

K_{33}	K_{22}	K_{11}	K_{h3}	V_{h2}	K_{h2}	K_{z1}	1:Z, 2:L, 3:Tr
واحد: تن. متر			واحد: تن بر سانتیمتر، تن			نشیمن الاستومری نامقید	
۱۲۳۷	۲۹۸/۲	۱	۲/۸۹	۲۴/۷	۲/۶۵	۱۳۰۷	EL(300x400x52)
۱۰۸۶	۱۰۶/۲	۱	۲/۴۰	۲۰/۸	۲/۲۰	۹۱۷	EL(250x400x52)
۹۲۹/۶	۳۰/۶	۱	۲/۰۷	۱۹/۴	۱/۸۴	۵۷۶	EL (200x400x52)
۲۰۲/۱	۲۶/۹	۱	۱/۵۷	۱۲/۸	۱/۲۲	۳۵۵	EL (200x300x52)

در این مقاله میانگین حد بالا و پایین برای مقدار G_e (با استناد به پیوست A مرجع [۳۴]) در نشیمن تیپ C با سطح تنش فشاری ۴ و نشیمن تیپ A و B با حدود سطح تنش فشاری ۶/۵ مگاپاسکال به ترتیب ۱/۲۳ و ۱/۳۳ مگاپاسکال فرض می‌گردد. محاسبات سختی جانبی و محوری و خمشی همه‌ی مولفه‌ها به جز از جهت طولی بر اساس آیین‌نامه‌ی [۳۵] انجام و در جدول ۶ خلاصه شده است. نشیمن در راستای طولی با رویکرد چرخشی شبیه‌سازی و با ساختار فرمولبندی روش اصطکاکی ([۳۶]) ساده‌سازی می‌گردد.

۶-۲ فنر فونداسیون و کوله

هرچند مدلسازی مستقیم شمعی‌های فونداسیون پایه‌ها و کوله یکپارچه در مدل اصلی و لحاظ اندرکنش خاک و سازه با فنرهای پیرامونی در مقاله‌ی کزاک [۳۷] پیشنهاد شده است، بهره‌بردن از ایده‌ی ساده‌شونده فنرهای متمرکز خاک بدون لحاظ میرایی در مدل اصلی تقریباً رویه‌ی پذیرفته شده در تمام مقالات حوزه‌ی شکنندگی است (برای نمونه در نیلسون [۶]، تاورس [۷]، راماناتان [۱۷]، آوسر در [۱۸]، کوالکنته [۱۹] و پهلوان [۳۸]). در واقع، مدلسازی سیستم فونداسیون پایه‌ها و کوله شامل سرشمع و شمعه‌ها و فنرهای معرف خاک پیرامونش در مدل اصلی پیچیدگی عددی زیادی دارد. بدین منظور، در این مقاله، این شبیه‌سازی عددی با تحلیل استاتیکی غیرخطی در مدلی مجزا انجام می‌شود (شکل ۴) و از خروجی این تحلیل برای تعریف پارامترهای فنر فونداسیون و لینک غیرخطی کوله استفاده می‌گردد.

خروجی شبیه‌سازی فونداسیون پایه‌ها، با ارائه سختی ۶ درجه‌ی آزادی انتقالی و چرخشی فنرها در جدول ۷ خلاصه شده است (۴ فنر معرف ۱۶ شمع و سرشمع). با توجه به اینکه مقاومت خمشی ستون در تیپ A حدوداً نصف تیپ B می‌باشد، تمامی پارامترهای خطی و غیرخطی فونداسیون در پایه و کوله در دوره‌ی A نسبت به دوره‌ی B و یا C در ضریب ۰/۵ ضرب می‌شود.

از آن جاکه کلیدبرشی غیرفداشونده است و لغزش نشیمن الاستومری بیش از درز بین عرشه و کلید برشی امکان‌پذیر نیست، عملاً عنصر شکل‌پذیری در راستای عرضی در کوله به غیر از فونداسیون وجود ندارد. بنابراین، با افزایش بار طراحی لرزه‌ای امکان مفصل شدن شمعه‌های فونداسیون وجود دارد. بنابراین ضرورت دارد منحنی رفتاری فنر در راستای عرضی از دقت کافی برخوردار باشد (جدول ۸ و شکل ۵). ۱۲ شمع و سرشمع در کوله با ۶ لینک شبیه‌سازی می‌شود. مدل رفتاری چرخه‌ای نیرو-جابجایی لینک در راستای جانبی بر اساس مدل پیوت با پارامتر α و β و η به ترتیب ۴ و ۰/۴ و ۰/۰۸ فرض شده است.

در جدول ۸ سختی X^- و X^+ به ترتیب در راستای طولی در جهت فشار به خاک پشت کوله و در جهت جداشدن از خاک پشت کوله Y در راستای عرضی و Z در راستای ارتفاعی است. برای یک نمونه برای صحت‌سنجی مدل خاک، بند ۶.۳.۲ کلترنس ۲۰۱۹ [۲۳] برای سختی شمعی‌های استاندارد در کوله یکپارچه در خاک متراکم به صورت محافظه‌کارانه عدد ۷ تن بر سانتیمترمربع را پیشنهاد می‌دهد. با توجه به غیرفداشونده بودن کلید برشی و همانندی رفتار کوله در این مقاله با رفتار کوله یکپارچه و نیز با توجه به حدود کوچکتر ابعاد شمعی‌ها در آن راهنما، مقدار سختی عرضی الاستیک در تیپ A (برای دو شمع) برابر با ۲۰ تن بر سانتیمتر منطقی ارزیابی می‌گردد.

جدول ۸: سختی انتقالی و چرخشی فونداسیون کوله

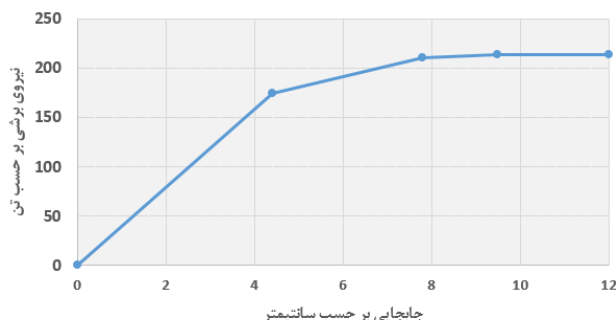
$K_{\theta x}, K_{\theta y}, K_{\theta z}$	K_z	K_y	K_{x-}	K_{x+}	تیپ
واحد: ۱۰ ^۶ تن.متر	واحد: تن بر سانتیمتر				
۰/۶	۲۰۰	۴۰	۴۰	۸۰	B-C
۰/۳	۱۰۰	۲۰	۲۰	۴۰	A

جدول ۷: سختی انتقالی و چرخشی فونداسیون پایه‌ها

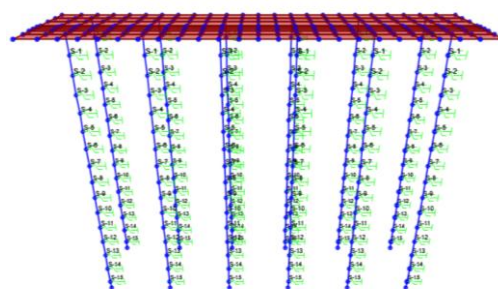
$K_{\theta x}, K_{\theta y}, K_{\theta z}$	K_z	K_x	K_y	تیپ
واحد: ۱۰ ^۶ تن.متر	واحد: تن بر سانتیمتر			
۲	۶۰۰	۱۵۰	۱۲۰	B-C
۱	۳۰۰	۷۵	۶۰	A

در تحلیل یادشده، قطر شمعی مطابق نقشه‌ها (برای تیپ B و C) ۱۰۰ سانتیمتر با ۱۶ آرماتور طولی ۳۲ است و ضریب ترک‌خوردگی شمعی‌ها بر اساس کلترنس ۲۰۱۹ [۲۰] ۰/۴ به دست می‌آید. وزن خاک روی سرشمع در دو سمت دیوار ریشه و پشتی یکی نیست. یک متر خاک در سمت پل و ۴ متر خاک در سمت دیگر. شمعه‌ها در خاک محصورند که با استناد به بند G8.6 آیین‌نامه‌ی ای.پی.آی [۳۹] با فنری غیرخطی بر اساس خاکی ماسه‌ای با ضریب اصطکاک دانه‌ای ۳۳ (خاکی با مشخصات متوسط) شبیه‌سازی می‌گردد. ضریب کاهش سختی و

مقاومت با استناد به بند ۱۰.۷.۲.۴ آشتو ۲۰۱۴ [۳۲] بر اساس فاصله محور به محور شمعها در راستای عرضی در حدود ۴ متر و نیز تعداد شمعهای بیش از ۳ عدد در راستای بارگذاری برابر با ۰/۵ در نظر گرفته می شود.



شکل ۵: منحنی رفتاری فونداسیون کوله نشیمنی در راستای عرضی



شکل ۴: شبیه سازی عددی فونداسیون کوله

در کوله، نشیمنی باز در تمایزی روشن با کوله نشیمنی بسته، محصور بودن شمع های فونداسیون در ۴ متر ابتدایی خاک تا بینهایت ادامه نیافته است. با قضاوت مهندسی، سختی و مقاومت خاک در این ۴ متر در ضریب ۰/۲ ضرب شده است. دو مفصل پلاستیک در شمع تشکیل می شود: نخستین در زیر سرشمع و دیگری در تراز پایینی محصور در خاک. مطابق نتایج به دست آمده، فاصله دو مفصل پلاستیک ۵ متر است و مطابق انتظار در ۴ متر ابتدایی خاک ضعیف تر، مفصل پلاستیک دوم شکل نمی گیرد. طول مفصل پلاستیک زیر سرشمع ۶۴ سانتیمتر و در داخل خاک، مطابق با راهنمای مومنز [۴۰] با توجه به سختی و مقاومت خاک و سختی شمع، ۱/۵ برابر قطر شمع (۱۵۰ سانتیمتر) به دست می آید.

در جدول ۹، حد L_0 برابر با تسلیم اولین مفصل در زیر سرشمع است که دقیقاً با شروع پلاستیک شدن در شکل ۵ با برش ۱۷۴ تن (مجموع برش ۲ شمع) رخ می دهد. حد L_1 برابر با رسیدن تمامی شمع ها در مجاورت سرشمع به حد L_1 ، حد خرابی تیپ A، اختیار شده است. به دلیل آنکه دسترسی به موقعیت مفصل در شمعها برای تعمیر راحت نیست، مطابق بند ۴.۱۱ آشتوی لرزه ای [۲۴] حد نهایی شکل پذیری جایجایی شمعهای کوله در بار عرضی ۱/۲ تا ۲ پیشنهاد می شود. مطابق این راهنما، مد خرابی یاد شده صرفاً با اجازه بهره بردار قابل پذیرش است. با فرض حد نهایی شکل پذیری برابر با ۲ در حد L_3 ، بیشینه چرخش پلاستیک در بالای شمع به ۰/۰۰۸۸ می رسد. حد L_2 برابر با ۷/۲ سانتیمتر از نظر عددی در میانه حد L_1 و حد L_3 اختیار گردیده است. (جدول ۹).

دلیل چند خطی بودن شکل ۵، غیرهمزمان تشکیل شدن مفاصل پلاستیک محصور در خاک نسبت به مفاصل زیر سرشمع است. در جایجایی ۷/۸ سانتیمتر که برش میانگین دو شمع به ۲۱۰ تن می رسد، اولین مفصل پلاستیک محصور در خاک شکل می گیرد. نتیجه ی مهم اینکه، در حد L_3 به جز موقعیت مفصل شمعها در نزدیکی سرشمع، بقیه ی شمع در محدوده الاستیک یا تقریباً الاستیک قرار دارد. برای اجتناب از تشکیل شدن مفصل خمیری در شمع های کوله، باید از طراحی و جزئیات اجرایی کلید برشی فداشونده در کوله بهره برد (به ترتیب ارجاع به بند ۶-۳-۴ و ۶-۳-۵-۱ کلترنس [۲۳]). برای تعمیرپذیر شدن آن، باید پیکربندی سازه ای کوله را تغییر داد. به این منظور می توان به جای دو ردیف شمع، یک ردیف شمع-ستون در کوله قرار داد، به طوری که دست کم ۱/۵ برابر قطر شمع-ستون در مجاورت سرستون بیرون از خاک باشد و دیوار حائل و دیوار کناری مستقل از شمع-ستون یاد شده اجرا شود. این ایده را برای کوله از نوع بسته نیز می توان به کار برد.

جدول ۹: ظرفیت جایجایی فونداسیون کوله در راستای عرضی به سانتیمتر

L_3	L_2	L_1	L_0
خرابی کامل	خرابی شدید	خرابی توسط	خرابی اندک
۸/۸	۷/۲	۵/۵	۴/۴

۷-۲ پارامترهای تقاضای مهندسی

بسته به اینکه خرابی یا ظرفیت اجزا (C) با چه پارامتری معرفی و کمی سازی می گردد، پارامتر تقاضای مهندسی^۴ تعریف می شود. این پارامتر ارتباط دهنده ی ظرفیت و تقاضا لرزه ای است. در راستای عرضی، تنها ۳ پارامتر پاسخ لرزه ای را کنترل می کند (جدول ۱۰). حدود ظرفیت (خرابی) پارامترهای تقاضای مهندسی زیر در جدول ۲، ۵ و ۹ ارائه شده بود.

جدول ۱۰: پارامترهای تقاضای مهندسی

اجزا	EDP	نام اختصاری
ستون	چرخش مفصل خمشی در ستونهای پایه میانی	θ_{HC}
ستون	چرخش مفصل خمشی اتصال در ستونهای پایه میانی	θ_r
فونداسیون کوله	جابجایی عرضی فونداسیون کوله	D_{AFB}

۸-۲ انتخاب رکورد زلزله و طیف شتاب

انتخاب رکوردها بخشی چالش برانگیز است که نتایج هر تحلیل دینامیکی لرزه ای کاملاً به آن وابسته است. برای انتخاب رکوردهای لرزه ای به گزارش بیکر [۴۱] مراجعه شده است که مقالات بسیاری به آن ارجاع داده اند (مانند راماناتان [۱۷] و آوسر [۱۷] حداقل زلزله های پیشنهادی مطابق آیین نامه ی سازه ای [۳] برابر با ۱۱ زلزله و مطابق بند ۴.۲.۳ کلترنس ۲۰۱۹ [۲۳]، ۷ زلزله می باشد. با استناد به تدرارو [۴۲]، پلها در برابر زلزله حوزه ی نزدیک شکننده تر از زلزله ی حوزه ی دور می باشد. با این حال، برای شبیه سازی تنوع و عدم قطعیت ذاتی رکوردها و نیز سازگاری با طیف شتاب مناطق لرزه خیز باید سبده ی از رکوردهای زلزله حوزه ی دور و حوزه ی نزدیک را با هم در نظر گرفت (برای نمونه تاورس [۷]، راماناتان [۱۷] و پهلوان [۳۸]). در این تحقیق، ۱۲ زلزله انتخاب می گردد که نیمی از آنها از ۴۰ رکورد مقیاس نشده مجموعه #1A (زلزله های حوزه دور با خاک نوع ۳ آیین نامه ی ۲۸۰۰) و نیمی دیگر از ۴۰ رکورد مقیاس نشده مجموعه ۳ (زلزله های حوزه ی نزدیک با پالس) می باشد (جدول ۱۱). از مجموعه #1B (زلزله ی حوزه دور با خاک نوع ۳) به علت شدت کم و از مجموعه ی ۲ (زلزله ی حوزه ی دور با خاک نوع ۱ آیین نامه ی ۲۸۰) به دلیل عمومی نبودن نوع خاک استفاده نمی شود. در زلزله های حوزه دور، مقیاس هر دو جهت در هر رکورد به نتیجه ی یکسان می رسد، ولی در زلزله های حوزه نزدیک، از مؤلفه بحرانی تر عمود بر امتداد گسل استفاده می شود. در این تحقیق، شتاب طیفی در دوره تناوب ۰/۰۱ ثانیه ($S^{0.01}$ تقریباً برابر با PGA) به عنوان مقیاس شدت (IM) لحاظ گردیده است که با استناد به بایگانی آماری ارائه شده در مرجع [۵] این مقیاس بیش از مقیاس های شدت دیگر استفاده است. علاوه بر آن، استفاده از مقیاس شدت شتاب طیفی در دوره تناوب ۱ ثانیه (S^1) با توجه به نزدیکی به دوره ی تناوب پل های متعارف قابل پیشنهاد است (برای نمونه در هزوس [۴]). برای درکی از شدت رکوردهای یاد شده، میانگین هندسی $S^{0.01}$ برای ۴۰ رکورد مجموعه #1A و ۳ و ۱۲ رکورد پیشنهادی به ترتیب ۰/۲۲، ۰/۳۹ و ۰/۴۴ می باشد. یکی از معیارهای انتخاب رکوردها، شدت آنها است که نیازی به ضریب مقیاس بسیار بزرگ در تحلیل IDA نباشد (ستون آخر جدول ۱۱). ضرایب مقیاس بسیار بزرگ نمی تواند زلزله ای واقعی را شبیه سازی کند.

مقیاس شده شتاب با تقسیم طیف شتاب رکوردها بر مقدار شتاب طیفی اش در ۰/۰۱ ثانیه و میانگین هندسی آنها به دست می آید (شکل ۶). میانگین هندسی طیف شتاب رکوردها به دلیل تناسب با میانگین هندسی پاسخها در تعیین منحنی های شکنندگی اختیار شده است. طیف شتاب مقیاس شده پیشنهادی تا دوره تناوب ۲/۲ ثانیه به طیف مقیاس شده آیین نامه ۲۸۰۰ نزدیک تر است. دوره ی تناوب تاثیرگذار در این مساله در راستای عرضی در کلیه دسته ها با لحاظ اثرات غیرخطی بین ۰/۶ تا ۱/۵ ثانیه قرار دارد. از طیف مقیاس شده پیشنهادی در تحلیل خطی تقاضا همراه با روش غیرخطی استاتیکی استفاده می شود. متأسفانه، هیچ شتاب نگاشتی از زلزله های ایران در مجموعه ۱ و ۳ وجود نداشت ولی به هر حال رکوردهای پیشنهادی با برآورده شدن معیارهای ارائه شده تا حدی این نقص را جبران می کند.

⁴ Engineering Demand Parameter

جدول ۱۱: ۱۲ رکورد لرزه‌ای پیشنهادی

مقدار شتاب طیفی در ۰/۰۱ ثانیه	سرعت موج برشی (متر بر ثانیه)	دوره تناوب پالس (ثانیه)	فاصله کانونی (کیلومتر)	نام زلزله	NGA	شتاب نگاشت	
۰/۸۷۰	۲۸۲	۱/۲۳	۶/۵	Northridge	۱۰۶۳	R1	حوزه نزدیک
۰/۵۹۴	۲۵۱	۳/۴۸	۵/۳۵	Northridge	۱۰۸۴	R2	
۰/۶۴۵	۳۱۲	۰/۲۷	۱/۴۳	Kobe	۱۱۱۹	R3	
۰/۶۶۴	۵۴۳	۲/۲۴	۳/۱۴	Chi-Chi	۱۱۹۷	R4	
۰/۳۷۵	۵۷۹	۸/۳۶	۰/۶۶	Chi-Chi	۱۴۹۲	R5	
۰/۵۶۵	۴۸۷	۱۲/۱۷	۰/۳۲	Chi-Chi	۱۵۰۵	R6	
۰/۴۸۱	۳۱۲		۱۴/۵	Cap Mendocino	۸۲۹	R7	حوزه دور (مجموعه)
۰/۲۹۶	۲۹۷		۲۵/۱	Kocael	۱۱۷۶	R8	
۰/۴۰۰	۲۷۱		۷/۵۸	Chaffant	۵۵۸	R9	
۰/۳۰۹	۳۲۹		۲/۷۴	Denali	۱۹۹۹	R10	۱
۰/۲۲۳	۳۴۶		۷/۹۳	N. Palm	۵۲۷	R11	۱
۰/۴۳۱	۲۷۶		۶/۵۸	Duze	۱۶۰۵	R12	

۹-۲ روش آنالیز

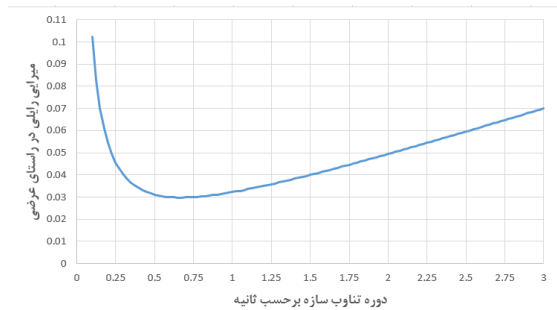
ظرفیت جابجایی پل با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی استاندارد، با جابجایی نقطه‌ای در میانه‌ی طولی عرشه‌ی پل به دست می‌آید. در واقع، در مدل‌سازی سه‌بعدی، این جابجایی صرفاً متناسب با مد اول سازه به پل اعمال می‌گردد برای رسیدن پارامترهای تقاضای مهندسی ارائه شده در جدول ۱۰ به هر یک از سطوح خرابی در هر سطح عملکرد در مدل ظرفیت، جابجایی متناظر با جابجایی سرستون پایه‌ی میانی و همچنین جابجایی عرضی فونداسیون کوله خوانده می‌شود.

در واقع شیوه‌ی استاندارد ارائه شده در مسکاناس [۱۴] و استیفندو [۱۵] به دلیل سادگی تحلیلی آن انتخاب شده است. در هر حال، اصلاحات پیچیده تر ارائه شده در کردانو [۸] قادر نیست که به اندازه تحلیل دینامیکی غیرخطی دقیق باشد. با استناد به نتایج محاسبات، در هر سه دسته پل با عرشه‌ی پیوسته و نیز غیر پیوسته، درصد جرم مشارکت مدی مد اول عرضی به ترتیب حداقل ۹۰ و ۸۵ درصد است. به همین دلیل خطاهای این روش تحلیلی کاهش می‌یابد.

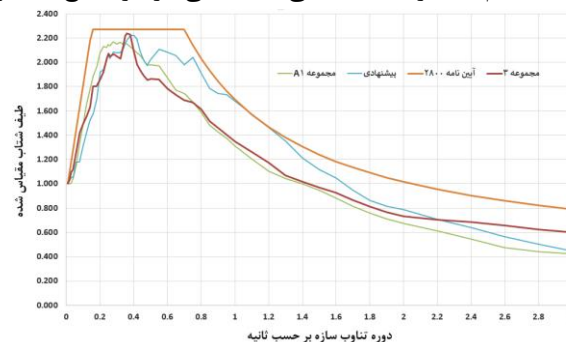
تحلیل تقاضا از نوع الاستیک طیفی است. این تحلیل با سختی الاستیک اولیه‌ی کلیه‌ی اجزا شامل ستون، اتصال، فونداسیون و نشیمن الاستومری انجام می‌شود (بند ۴.۲.۱ کلترنس ۲۰۱۹ [۲۳]). با این وجود، در راستای عرضی، سختی برشی المان غیرفرداشونده (کلیدبرشی) باید با آزمون و خطا به گونه‌ای تنظیم شود که جابجایی آن با مقدار درز (۳/۳ سانتیمتر) برابر باشد. در تحلیل تقاضا، به ازای دو مقدار $S^{0.01}$ ، جابجایی تقاضای سرستون کوله و پایه‌ها به دست می‌آید. در این مقاله، جابجایی تقاضا در حالت غیرخطی با جابجایی تقاضا در حالت خطی برابر فرض می‌شود (با استناد به بند ۴.۲.۳ کلترنس ۲۰۱۹ [۲۰] برای پلهایی با دوره تناوب اصلی بزرگ‌تر از ۰/۷ ثانیه). با برابر قرار دادن جابجایی ظرفیت و تقاضای یادشده در مدل تقاضا، مقدار متناظر $S^{0.01}$ با هر سطح عملکردی به دست می‌آید. کمینه‌ی $S^{0.01}$ هر یک از پارامترهای تقاضای مهندسی، مقدار میانه‌ی شکنندگی سیستم پل خواهد بود. از سمت دیگر، تحلیل استاتیکی سنجی مناسبی برای تعیین پارامتر تقاضای مهندسی به شمار می‌آید.

در تحلیل IDA مدل تقاضا و ظرفیت مجزا از هم نیستند. در این مقاله، مجموعاً ۵۰۵ تحلیل دینامیکی در راستای عرضی برای در ۶ دسته‌ی پل انجام شد (به طور متوسط در هر رکورد با ۷ ضریب مقیاس). برای هر رکورد، چند $S^{0.01}$ منحصر به آن رکورد (معمولاً ۶ تا ۸ رکورد) تحلیل می‌شود، به گونه‌ای که همه‌ی سطوح عملکردی را پوشش دهد و از نمونه‌هایی که بسیار فراتر از سطح L_3 و یا فراتر از سطح L_0 هست پرهیز گردد. در واقع، پس از آزمون و خطا در یک دسته، مقایسه‌ی پاسخ‌های استاتیکی کمک می‌کند که حد بالایی و پایینی مقیاس‌های تحلیل در هر رکورد و نمونه‌های آن در دسته‌های دیگر با آزمون و خطای کمتری به دست آید.

برای هر رکورد، در هر یک از پارامترهای تقاضای مهندسی، در هر سطح عملکرد، مقدار تقاضا با حدود ظرفیت مقایسه می‌شود و مقدار $S^{0.01}$ متناظر با هر پارامتر تقاضای مهندسی در هر رکورد با درونیابی پاسخ بین نموها به دست می‌آید. در هر رکورد و در هر سطح عملکرد، کمینه مقدار $S^{0.01}$ متناظر با هر EDP تعیین می‌شود. با میانگین‌گیری حسابی ($S^{0.01}$) و انحراف معیار رکوردها در هر سطح عملکرد، $S^{0.01}$ سیستم (مقدار میانه منحنی شکنندگی در هر سطح عملکرد) و انحراف معیار سیستم به دست می‌آید.



شکل ۷: رابطه میرایی رایلی با دوره تناوب سازه در دسته‌ی 4BC



شکل ۶: مقایسه‌ی طیفهای مقیاس شده شتاب

میرایی در تحلیل خطی ۵ درصد لحاظ می‌شود (بند ۳.۲.۱.۵ کلترنس ۲۰۱۹ [۲۰])، ولی مطابق بند ۴.۲.۳ همان مرجع، میانگین میرایی در تحلیل دینامیکی غیرخطی در ۲ حالت زیر باید ۳ درصد باشد:

الف) در دوره تناوب اصلی سازه (ب) در دوره تناوب متناظر با ۸۰ درصد جرم مودی.

این دو مورد اخیر در تحلیل طیفی الاستیک تقاضا به دست می‌آید. به عنوان نمونه، در تیپ B برای عرشه پیوسته در راستای عرضی، دوره‌ی تناوب اصلی حدود ۰/۷۵ ثانیه با حدود ۹۰ درصد جرم مودی می‌باشد. مطابق شکل ۷، میرایی رایلی در این دوره تناوب مستند به کلترنس ۳ درصد و در دوره‌های تناوب ۰/۳ و ۱/۵ ثانیه ۴ درصد اختیار می‌گردد؛ تا با غیرخطی شدن سازه و بالا رفتن دوره‌ی تناوب آن، میرایی غیرواقعی به سازه تحمیل نشود. برای بقیه دسته‌ها به تناسب دوره تناوب، حدود میرایی مناسب اختیار می‌گردد.

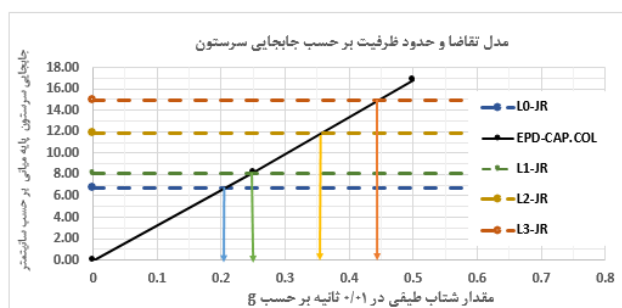
۳) نتایج تحلیل

نام‌های اختصاری ۶ دسته‌پل بررسی شده در جدول ۱۲ ارائه شده است. همه‌ی پلها غیریکپارچه و دارای کوله‌ی نشیمنی باز هستند. مطابق جدول ۱۲، دوره‌ی تناوب مدل الاستیک تقاضا به ازای ۲ مقدار $S^{0.01}$ ارائه شده است. با افزایش مقدار $S^{0.01}$ ، دوره‌ی تناوب سازه به دلیل افزایش سختی المان کلید برشی کاهش می‌یابد. سختی المان کلید برشی متناظر با هر $S^{0.01}$ به گونه‌ای اصلاح می‌شود که درز بین نشیمن و کلید برشی ۳/۳ سانتیمتر شود. دوره‌ی تناوب پل به ترتیب دوره‌ی طراحی A، B و C کاهش می‌یابد. همچنین دوره‌ی تناوب در پل با عرشه‌ی مجزا بزرگتر از پل با عرشه پیوسته می‌باشد. با مقایسه مقادیر مدل تقاضای خطی در عرشه پیوسته نسبت به عرشه ناپیوسته، فونداسیون کوله نشیمنی بیشتر جابجا می‌گردد. در عرشه ناپیوسته، در هیچ حالتی از حد الاستیک شمع‌های فونداسیون تجاوز نمی‌شود. برای توضیح روش‌شناسی رویکرد پیشنهادی، تعیین مقادیر میانه‌ی شکنندگی در دسته‌ی 4AC با جزئیات بیشتری توضیح داده می‌شود. در شکل ۸، چرخش اتصال ستون کناری در پایه‌ی میانی با جابجایی سرستون پایه‌ی میانی (به عنوان عنصر ارتباط‌دهنده‌ی بین مدل تقاضا و مدل ظرفیت) بر اساس تحلیل غیرخطی استاتیکی نمایش داده شده است. مطابق شکل ۸، از تقاطع خطوط افقی (که حدود ظرفیت چرخش اتصال A در هر سطح عملکرد را نمایندگی می‌کند) با منحنی یادشده جابجایی ظرفیت سرستون در هر سطح عملکرد به دست می‌آید.

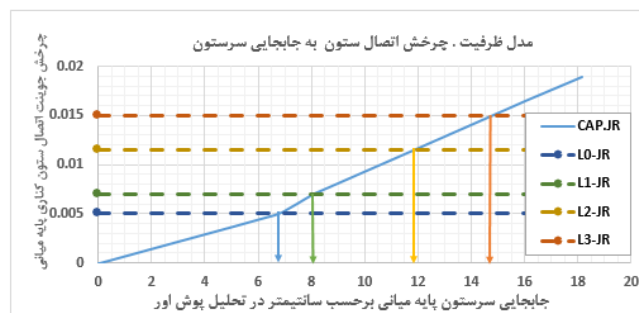
جدول ۱۲: ۶ دسته پل بررسی شده و نام اختصاری آن به همراه دوره‌ی تناوب دسته‌های مختلف متناظر با PGA

دسته‌ی پل	توضیحات	$S^{0.01}$ (بر حسب g)	T (بر حسب ثانیه)
4AC	پل ۴ دهانه با عرشه‌ی پیوسته در دوره‌ی طراحی A	۰/۰-۲۵/۵	۰/۰-۹۷/۹۰
4BC	پل ۴ دهانه با عرشه‌ی پیوسته در دوره‌ی طراحی B	۰/۰-۳۵/۷	۰/۰-۷۸/۷۲
4CC	پل ۴ دهانه با عرشه‌ی پیوسته در دوره‌ی طراحی C	۰/۱-۵/۰	۰/۰-۶۸/۶۴
4Ass	پل ۴ دهانه با عرشه‌ی مجزا در دوره‌ی طراحی A	۰/۰-۲/۴	۱/۰-۱۲/۹۸
4Bss	پل ۴ دهانه با عرشه‌ی مجزا در دوره‌ی طراحی B	۰/۰-۲۵/۵	۰/۰-۹/۸۲
4Css	پل ۴ دهانه با عرشه‌ی مجزا در دوره‌ی طراحی C	۰/۰-۳۵/۷	۰/۰-۷۵/۷۰

در شکل ۹، مدل تقاضای الاستیک نمایش داده شده است که رابطه‌ی بین جابجایی سرستون با $S^{0.01}$ را نشان می‌دهد. با تقاطع خطوط افقی ظرفیت بر حسب جابجایی سرستون به دست آمده در شکل ۸، مقدار $S^{0.01}$ متناظر با هر سطح عملکرد (مقدار شکنندگی متناظر با چرخش اتصال) به دست می‌آید. همین فرایند برای چرخش مفصل پای ستون تکرار می‌شود. وضعیت ستونهای داخلی اندکی بحرانی‌تر از ستونهای کناری است.



شکل ۹: مدل تقاضا و حدود ظرفیت بر حسب جابجایی سرستون



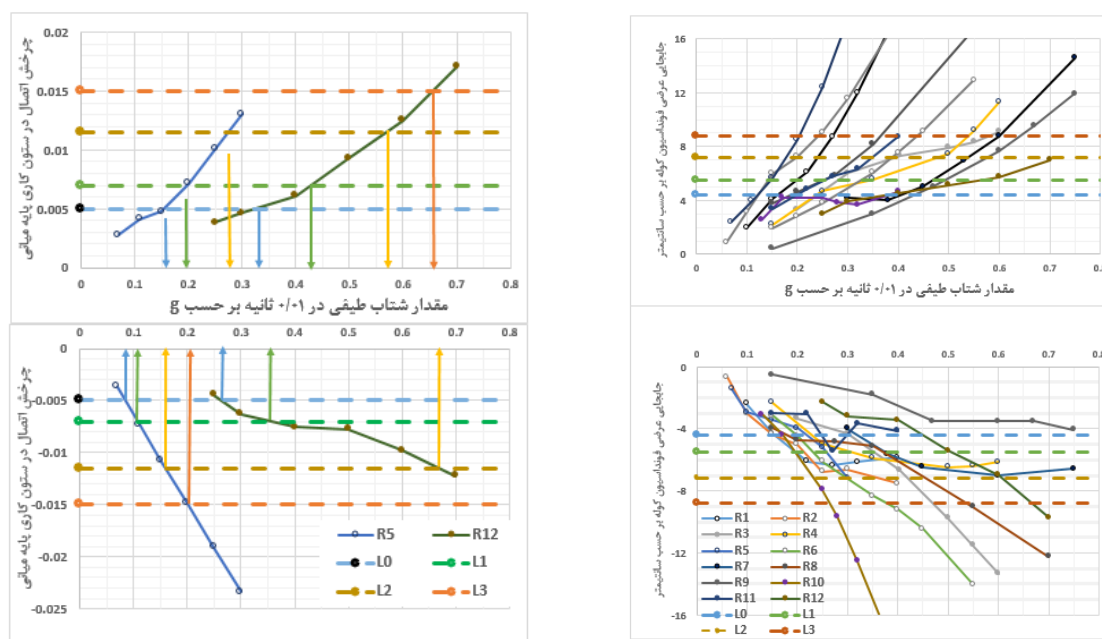
شکل ۸: مدل ظرفیت، رابطه چرخش اتصال به جابجایی سرستون

در جدول ۱۳، مقدار میانه‌ی شکنندگی اجزا (وابسته به پارامترهای تقاضای مهندسی) و سیستم (کمینه‌ی مقادیر) در تحلیل استاتیکی غیرخطی ارائه شده است. با استناد به نتایج دینامیکی در مورد جابجایی عرضی فونداسیون کوله (DABF) در حد خرابی L_3 ، برگرداندن جابجایی کوله به جابجایی سرستون پایه‌ی میانی در مدل ظرفیت به پاسخ‌های محافظه‌کارانه منجر می‌شود (فرضیه‌ی اول). در صورتی که در مدل تقاضا به جای جابجایی سرستون پایه‌ی میانی، جابجایی عرضی سرشمع فونداسیون کوله مبنای کار قرار بگیرد (فرضیه‌ی دوم)، پاسخ‌ها غیرمحافظه‌کارانه می‌باشد. در جدول ۱۳، مقادیر میانه‌ی شکنندگی DABF در حد L_0 برابر با مقدار میانه‌ی شکنندگی فرضیه‌ی اول و در حد L_3 برابر با مقدار میانگین حسابی میانه‌ی شکنندگی فرضیه‌های اول و دوم انتخاب شده است. حدود L_1 و L_2 نیز با تناسب جابجایی سرستون پایه‌ی میانی و با وزن دهی بین دو حد یادشده به دست آمده‌اند.

مطابق جدول ۱۳، در تحلیل استاتیکی دسته‌ی 4AC، اتصال ستون تعیین‌کننده‌ی میانه‌ی شکنندگی در تمام سطوح عملکردی است، با ذکر این نکته که در سطح L_3 تقریباً میانه‌ی شکنندگی پارامتر اتصال و پارامتر جابجایی عرضی فونداسیون برابرند. در تحلیل IDA، مستقیماً و بی‌واسطه در هر یک از سه پارامتر مهندسی یادشده، مقدار نیاز لرزه‌ای با ظرفیت آن در هر سطح عملکرد مقایسه می‌شود. در این تحلیل، البته یک واسطه وجود دارد: رکورد لرزه‌ای از R1 تا R12. در هر سطح عملکرد و در هر پارامتر مهندسی، مقدار شکنندگی در هر رکورد لرزه‌ای به دست می‌آید (شکل‌های ۱۰ و ۱۱). مطابق شکل‌های ۱۰ و ۱۱، ضرورت دارد که نیازهای

بیشینه و کمینه به طور مجزا با ظرفیت مقایسه شوند زیرا پیش فرض نهان این تحلیل تقاطع دادن ظرفیت اجزا با خطوط گذرنده بین نقاط نمایش داده شده است و دقت درون یابی تقاضا با پوش قدر مطلق مقادیر مثبت و منفی کاهش می یابد.

در جدول ۱۴، مقادیر میانه‌ی شکنندگی برای رکورد R12 برای هر سه پارامتر تقاضای مهندسی ارائه شده است. کمینه‌ی این سه مقدار، شکنندگی هر رکورد در هر سطح عملکرد را تعیین می کند. فرایند یاد شده برای هر ۱۲ رکورد زلزله تکرار می شود. از میانگین هندسی مقدار $S^{0.01}$ هر رکورد، مقدار میانه‌ی شکنندگی سیستم پل در هر سطح عملکرد به دست می آید (شکل ۱۲). با استناد به طیف شتاب مقیاس شده هر رکورد به راحتی می توان مقدار S^1 هر رکورد را با توجه به مقدار $S^{0.01}$ تعیین کرد. با میانگین گیری هندسی مقادیر S^1 ، مقدار میانه‌ی شکنندگی سیستم بر حسب مقیاس شدت S^1 تعیین می گردد. این موضوع یکی از برتری های این رویکرد تحلیلی نسبت به رویکرد تحلیلی احتمالاتی با واسطه است.



شکل ۱۰: جابجایی عرضی فونداسیون کوله در تحلیل IDA

شکل ۱۱: مقادیر میانه‌ی شکنندگی متناظر با چرخش اتصال در ستون کناری پایه‌ی میانی در ۲ رکورد R5 و R12

برای اعتبارسنجی دقت فرآیند درون یابی در برآورد پاسخها، به عنوان نمونه در دسته‌ی 4CCSS تعداد رکوردها از ۶۳ به ۸۹ افزایش یافته است به طوری که در سطح عملکردی L_3 ، در مقدار میانه‌ی شکنندگی هر رکورد تحلیل مجددی انجام شد. در نهایت، مقدار میانه‌ی شکنندگی سیستم در حد L_3 از ۰/۵۸۸ به ۰/۵۹۱ افزایش می یابد. این بدان معناست که فرآیند درون یابی یاد شده حدود ۰/۵ درصد خطا دارد. قابل سنجش بودن خطای این فرآیند درون یابی و کاهش این خطا بدون انجام هزینه‌های محاسباتی چندان، از مزایای این رویکرد محاسباتی است. نتایج مقادیر میانه‌ی شکنندگی سیستم کلیه‌ی دسته‌های مورد بررسی در راستای عرضی، به دو روش دینامیکی و استاتیکی به ترتیب در جدول‌های ۱۵ و ۱۶ خلاصه شده است. ۲۴ مقدار لگاریتم انحراف معیار مقادیر شکنندگی در بازه‌ی ۰/۲۷ تا ۰/۵۷ قرار دارد. استفاده از این مقادیر به عنوان لگاریتم ضریب انحراف معیار پل معتبر نیستند زیرا اولاً صرفاً عدم قطعیت رکوردها را لحاظ کرده است و به روشنی شامل عدم قطعیت‌های مدل رفتاری اجزا و نیز حدود ظرفیت اجزا نمی باشد. ثانیاً به دلیل وابستگی به دوره تناوب سازه و تعداد ناکافی رکوردها حتی نمی توان آنرا به عنوان لگاریتم ضریب انحراف ناشی از رکوردها هم دقیق ارزیابی کرد. بنابراین در منحنی شکنندگی از پیش فرض مرجع هزوس [۳] برابر با ۰/۶ استفاده می شود که مورد استناد مقالات متعددی است (به عنوان نمونه در کردانو [۸] و مسکانس [۱۴]).

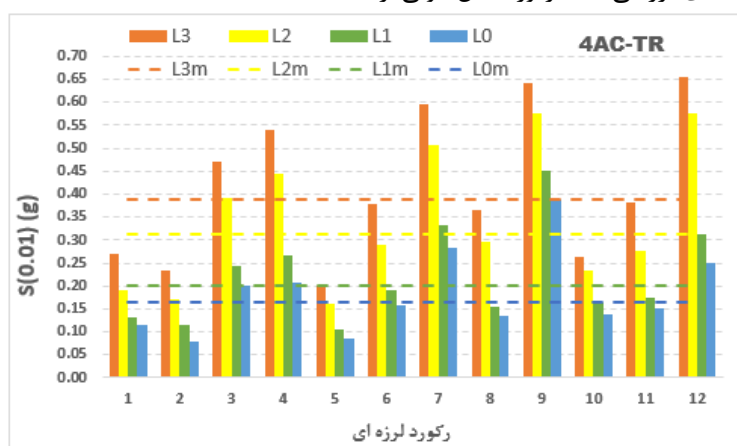
جدول ۱۴: مقدار میانه‌ی شکنندگی اجزا و سیستم در رکورد R12 در دسته 4AC

L ₃	L ₂	L ₁	L ₀	
خرابی	خرابی	خرابی	خرابی	المان
کامل	شدید	متوسط	اندک	
۰/۶۶۷	۰/۶۱۵	۰/۵۰۷	۰/۳۸۲	D _{AFB}
۰/۶۵۴	۰/۵۷۷	۰/۳۵۶	۰/۲۶۵	θ _J
۰/۶۸۱	۰/۶۰۶	۰/۳۱۱	۰/۲۵۰	θ _{HC}
۰/۶۵۴	۰/۵۷۷	۰/۳۱۱	۰/۲۵۰	کمینه (سیستم)

جدول ۱۳: مقدار میانه‌ی شکنندگی اجزا و سیستم در تحلیل استاتیکی غیرخطی در دسته 4AC

L ₃	L ₂	L ₁	L ₀	
خرابی	خرابی	خرابی	خرابی	المان
کامل	شدید	متوسط	اندک	
۰/۴۴۹	۰/۳۸۸	۰/۳۱۳	۰/۲۵۶	D _{AFB}
۰/۴۴۳	۰/۳۵۵	۰/۲۴۷	۰/۲۰۶	θ _J
۰/۴۷۲	۰/۳۹۰	۰/۲۴۸	۰/۲۲۲	θ _{HC}
۰/۴۴۳	۰/۳۵۵	۰/۲۴۷	۰/۲۰۶	کمینه (سیستم)

با استناد به جدول ۱۸.۷ مرجع [۳]، برای به دست آوردن طیف شتاب متناظر با میرایی ۳ درصد، می‌توان طیف شتاب ۵ درصد و پس از آن تابع خطی تقاضا را در ضریب ۰/۸۸ تقسیم کرد. بنابراین با ضرب ضریب ۰/۸۸ در مقدار میانه‌ی شکنندگی متناظر با میرایی ۵ درصد می‌توان مقدار میانه‌ی شکنندگی متناظر با میرایی ۳ درصد را به دست آورد. با استناد به ضریب یادشده، در جدول ۱۷ می‌توان دقت تحلیل ساده استاتیکی را نسبت به تحلیل دینامیکی در تعیین میانه‌ی شکنندگی سیستم سنجید. در حد L₂ و L₃ در ۶ دسته بررسی شده، نسبت مقدار میانه‌ی شکنندگی رویکرد استاتیکی به رویکرد دینامیکی در بازه‌ی ۰/۹۳ تا ۱/۰۹ قرار دارد. بنابراین می‌توان این ادعا را مطرح کرد که تحلیل استاتیکی در دسته‌های بررسی شده برآورد قابل قبولی ارائه داده است.



شکل ۱۲: مقادیر شکنندگی در هر رکورد به همراه مقادیر میانگین هندسی آن

مطابق نتایج تحلیل IDA در جدول ۱۵، در سیستم‌های با عرشه‌ی مجزا که شمع‌های فونداسیون کوله در راستای عرضی در محدوده‌ی الاستیک باقی می‌مانند، مقدار میانه‌ی شکنندگی نسبت به عرشه‌ی پیوسته کاهش می‌یابد (برای نمونه در حد L₃، دوره طراحی A و B حدود ۲۵ درصد و در دوره طراحی C در حدود ۱۷ درصد کاهش). یکپارچه کردن عرشه با دیافراگم تکیه‌گاهی هزینه‌ی چندانی ندارد. در عین حال، بدون درز انبساط، هزینه‌ی نگهداری پل کاهش و دوام آن افزایش می‌یابد. مطابق انتظار، دوره طراحی C شکنندگی کمتری نسبت به دوره‌های طراحی B و A دارد. برای نمونه، در حد خرابی کامل، در عرشه‌ی پیوسته، مقدار میانه‌ی شکنندگی دوره A و B به ترتیب ۵۴ و ۸۷ درصد دوره‌ی C و مقدار میانه‌ی شکنندگی در عرشه‌ی مجزا برای دوره A و B به ترتیب ۴۹ و ۷۸ درصد دوره‌ی C می‌باشد.

جدول ۱۵: مقدار میانه‌ی شکنندگی سیستم در هر دسته در تحلیل *IDA*

جدول ۱۶: مقدار میانه‌ی شکنندگی سیستم در هر دسته در تحلیل

استاتیکی در میرایی ۵ درصد					استاتیکی در میرایی ۳ درصد				
L_3	L_2	L_1	L_0	دسته‌ی پل	L_3	L_2	L_1	L_0	دسته‌ی پل
خرابی	خرابی	خرابی	خرابی	دسته‌ی پل	خرابی	خرابی	خرابی	خرابی	دسته‌ی پل
کامل	شدید	متوسط	اندک		کامل	شدید	متوسط	اندک	
۰/۴۴۳	۰/۳۴۷	۰/۲۴۷	۰/۲۰۶	4AC	۰/۳۸۷	۰/۳۱۲	۰/۲۰۰	۰/۱۶۴	4AC
۰/۶۶۶	۰/۵۳۲	۰/۳۰۸	۰/۲۹۴	4BC	۰/۶۲۳	۰/۴۹۸	۰/۲۷۳	۰/۲۶۵	4BC
۰/۸۰۲	۰/۷۱۷	۰/۴۴۵	۰/۲۹۹	4CC	۰/۷۱۲	۰/۵۹۹	۰/۳۵۴	۰/۲۶۸	4CC
۰/۳۲۰	۰/۲۶۰	۰/۱۸۱	۰/۱۵۲	4Ass	۰/۲۹۲	۰/۲۳۴	۰/۱۵۱	۰/۱۲۲	4Ass
۰/۵۱۰	۰/۴۱۵	۰/۲۵۶	۰/۲۴۳	4Bss	۰/۴۶۶	۰/۳۵۷	۰/۱۸۲	۰/۱۷۶	4Bss
۰/۶۸۶	۰/۵۸۵	۰/۳۱۶	۰/۲۱۳	4Css	۰/۵۹۱	۰/۵۲۸	۰/۲۸۴	۰/۱۸۱	4Css

مطابق جدول ۱۸، در دوره‌های طراحی B و C، در حد خرابی کامل، مفصل پای ستون پایه‌ی میانه‌ی شکننده‌ترین پارامتر است. این نتیجه برای کلیه‌ی سطوح عملکردی صحیح است. در دسته‌ی 4AC، پارامترهای اتصال ستون به سرستون پایه‌ی میانه‌ی و فونداسیون کوله در سطح خرابی کامل به یک میزان شکننده هستند ولی در سطوح عملکردی پایین‌تر، اتصال ستون به سرستون شکننده‌تر است. در دسته‌ی 4Ass، نیز در سطح خرابی کامل پارامترهای اتصال ستون به سرستون پایه‌ی میانه‌ی و مفصل پای ستون پایه‌ی میانه‌ی تقریباً به یک میزان شکننده هستند اما در سطوح عملکردی پایین‌تر، مفصل پای ستون پایه‌ی میانه‌ی اندکی شکننده‌تر از اتصال ستون به سرستون است. با استناد به جدول ۱۸، مقدار میانه‌ی شکنندگی سیستم به کمینه‌ی منحنی شکنندگی اجزا نزدیک است، اما برابر نیست. برای نمونه، در دسته‌ای مانند 4Ass مقدار کمینه‌ی شکنندگی اجزا حدود ۹ درصد از مقدار میانه‌ی شکنندگی سیستم بزرگ‌تر است. فرآیند یادشده نمی‌تواند به‌وسیله‌ی تحلیل استاتیکی غیرخطی ردیابی گردد.

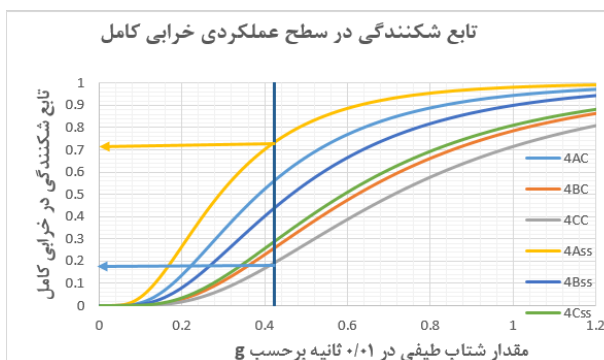
جدول ۱۷: نسبت مقدار میانه‌ی شکنندگی سیستم در هر دسته در

تحلیل استاتیکی به تحلیل *IDA* با فرض میرایی ۳ درصد

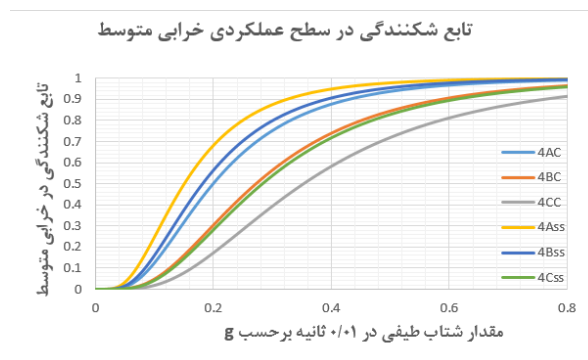
جدول ۱۸: میانه‌ی شکنندگی اجزا و سیستم در حد L_3					جدول ۱۷: نسبت مقدار میانه‌ی شکنندگی سیستم در هر دسته در تحلیل استاتیکی به تحلیل <i>IDA</i> با فرض میرایی ۳ درصد				
θ'_{HC}	θ^o_{HC}	θ_I	D_{AFB}	دسته‌ی پل	L_3	L_2	L_1	L_0	دسته‌ی پل
مفصل ستون میانه‌ی	مفصل ستون کناری	اتصال ستون کناری	فونداسیون شمعی کوله	دسته‌ی پل	خرابی	خرابی	خرابی	خرابی	دسته‌ی پل
۰/۳۸۷	۰/۴۳۴	۰/۳۹۴	۰/۳۹۱	4AC	کامل	شدید	متوسط	اندک	
۰/۶۲۳	۰/۶۳۵	۰/۶۶۰	۰/۷۲۵	4BC	۱/۰۱	۱/۰۰	۱/۰۹	۱/۱۰	4AC
۰/۷۱۲	۰/۸۸۵	۰/۷۵۴	----	4CC	۰/۹۳	۰/۹۴	۰/۹۸	۱/۰۲	4BC
۰/۲۹۲	۰/۳۲۰	---	---	4Ass	۰/۹۹	۱/۰۵	۱/۱۰	۰/۹۸	4CC
۰/۴۶۶	۰/۴۷۰	۰/۵۰۰	۰/۵۱۳	4Bss	۰/۹۷	۰/۹۸	۱/۰۶	۱/۱۰	4CAss
۰/۵۹۱	۰/۶۸۹	۰/۶۴۰	----	4Css	۰/۹۶	۱/۰۲	۱/۲۴	۱/۲۲	4CBss
					۱/۰۹	۱/۰۲	۱/۰۰	۱/۰۳	4CCss

در شکل‌های ۱۳ و ۱۴، منحنی شکنندگی شش پل بررسی شده در دو سطح عملکردی خرابی کامل و متوسط (برای نمونه) ارائه شده است. این منحنی تابع احتمال شرطی است که احتمال فراتر رفتن نیاز لرزه‌ای از ظرفیت لرزه‌ای را به ازای هر مقدار از مقیاس شدت حرکت زمین (در این مقاله، مقدار شتاب طیفی در دوره تناوب در ۰/۱ ثانیه) بیان می‌کند. منحنی شکنندگی با یک تابع توزیع تجمعی لگنرمال قابل ارائه است که صرفاً با دو مقدار میانه منحنی شکنندگی (متناظر با احتمال شکنندگی ۵۰ درصد ارائه شده در جدول ۱۵) و انحراف معیار (در این تحقیق برابر با ۰/۶) قابل تعریف است.

همانطور که مشخص است، بیشترین شکنندگی به دسته‌ی 4Ass و کمترین شکنندگی به دسته‌ی 4CC تعلق دارد. در دسته‌ی 4CC، اگر مشابه چارچوب مرجع [۳] زلزله طراحی برابر با ۰/۶۶۷ زلزله‌ای تعریف شود که ریسک خرابی‌اش ۲ درصد باشد، مقدار $S^{0.01}$ زلزله طراحی ۰/۳۱۲ شتاب ثقل می‌شود که معادل با ریسک خرابی با ۸/۵ درصد می‌باشد. مقدار $S^{0.01}$ در هر منطقه با تحلیل خطر لرزه‌ای به دست می‌آید. با ارجاع به آیین‌نامه ۲۸۰۰، مقدار $S^{0.01}$ در خاک نوع ۳ برای خطر لرزه‌ای بسیار شدید برابر با ۰/۴۲۴ شتاب ثقل می‌شود که از ۰/۳۱۲ شتاب ثقل بزرگتر است. این بدان معناست که حتی دسته‌ی 4CC نمی‌تواند پاسخگوی ریسک طراحی آیین‌نامه‌ای باشد. ریسک خرابی کامل پلها با فرض مقدار $S_{0.01}$ برابر با ۰/۴۲۴ شتاب ثقل در پلهای عرشی پیوسته در دوره طراحی A و B و C به ترتیب برابر ۵۶/۰، ۲۶/۰ و ۱۹/۳ درصد و در پلهای با عرشی مجزا در دوره‌ی طراحی A و B و C به ترتیب برابر ۷۳/۲، ۴۳/۷ و ۲۸/۹ درصد است.



شکل ۱۴: تابع شکنندگی در سطح عملکردی خرابی کامل



شکل ۱۳: تابع شکنندگی در سطح عملکردی خرابی متوسط

۴- نتیجه‌گیری

در این مقاله، شش دسته پل متعارف غیریکپارچه بتنی با عرشه بتنی (چهار دهانه با قاب خمشی چندستونی و مقطع دایره‌ای) بررسی شده است. طول عرشه، ارتفاع و قطر ستون‌ها و دیگر اجزای پل‌های بررسی شده می‌تواند نماینده تعداد قابل توجهی از پل‌های ایران باشد. رویکرد تحلیلی دینامیکی این مقاله بر مقایسه‌ی مستقیم پاسخ نیاز لرزه‌ای با حدود ظرفیت آن در هر سطح عملکردی لرزه‌ای استوار است، که با تحلیل دینامیکی بار افزون در هر رکورد انجام می‌شود. رکوردهای لرزه‌ای (شش رکورد حوزه نزدیک به علاوه شش رکورد حوزه دور) با دقت انتخاب شده‌اند تا نسبت مناسبی با طیف شتاب آیین‌نامه‌ای ایران داشته باشند.

این مقاله ادعایی در تعیین دقیق لگاریتم انحراف معیار مقادیر شکنندگی ندارد و به پیشنهاد هزوس برابر با ۰/۶ اکتفا می‌کند. اما در تعیین میانه شکنندگی، با توجه به دقت در تعیین مقادیر میانه اجزا و روش تحلیل، دقت این رویکرد تحلیلی قابل توجه است. زیرا رویکرد تحلیلی آماری با واسطه مدل تقاضای احتمالاتی بر فرضیه‌هایی استوار است که دقت آن باید سنجیده شود.

با روش IDA شرح داده شده در این مقاله، به طور متوسط در هر رکورد از ۷ نمو (ضریب مقیاس) استفاده شده است. با این حال با وجود تعداد نسبتاً کم نموها دقت فرایند درون‌یابی در تعیین پاسخ‌ها عالی است (با خطایی کمتر از ۱ درصد).

نتایج مهم این مقاله به شرح زیر است:

- (۱) در راستای عرضی پل‌های بررسی شده، سه پارامتر شامل چرخش اتصال ستون به سرستون در ستون‌های پایه‌ی میانی، چرخش خمیری پای ستون در ستون‌های پایه‌ی میانی و جابجایی عرضی شمع‌های کوله تعیین کننده تحلیل شکنندگی می‌باشند.
- (۲) با توجه به ابعاد کلید برشی متعارف در ایران که به ازای هر دو یا سه تیر، یک کلید برشی به عنوان مهار عرضی تعبیه می‌شود، کلید برشی در پایه و کوله غیرفداشونده است. بنابراین، در راستای عرضی و با توجه به مقادیر محدود درز بین کلید برشی و تیر عرشه، جابجایی نشیمن الاستومری در حد مجاز خود قرار می‌گیرد.
- (۳) در سه دسته‌ای که عرشه در پایه و کوله مجزا شده است، شمع‌های فونداسیون کوله در راستای عرضی در محدوده‌ی الاستیک باقی می‌مانند؛ اما در عرشه‌ی پیوسته، در شمع‌های فونداسیون کوله در موقعیت اتصال به سرشمع، مفصل خمشی ایجاد می‌شود.
- (۴) با توجه به بند پیشین، شبیه‌سازی شمع‌های فونداسیون کوله در مدلی مجزا انجام گردید و مدل رفتاری سه‌خطی نیرو-جابجایی با حدود ظرفیتی در هر سطح عملکردی پیشنهاد گردید. حد شکل‌پذیری جابجایی ۲ در حد خرابی کامل پذیرفته شده، ولی مشکل دشواری تعمیرپذیری همچنان وجود دارد.
- (۵) مقادیر میانه‌ی شکنندگی در عرشه مجزا نسبت به عرشه‌ی پیوسته کاهش می‌یابد؛ برای نمونه، در حد خرابی کامل در دوره‌های طراحی A و B، این مقدار در حدود ۷۵ درصد و در دوره‌ی طراحی C در حدود ۸۳ درصد مقادیر عرشه‌ی پیوسته است.
- (۶) در دوره طراحی B و C، در کلیه‌ی سطوح عملکردی، مفصل پای ستون پایه‌ی میانی شکننده‌ترین پارامتر است. در دسته‌ی 4AC، پارامترهای اتصال ستون به سرستون پایه‌ی میانی و فونداسیون کوله در سطح خرابی کامل به یک میزان شکننده هستند ولی در سطوح عملکردی پایین‌تر، اتصال ستون به سرستون شکننده‌تر است. در دسته‌ی 4Ass، نیز در سطح خرابی کامل پارامترهای اتصال ستون به سرستون پایه‌ی میانی و مفصل پای ستون پایه‌ی میانی تقریباً به یک میزان شکننده هستند اما در سطوح عملکردی پایین‌تر، مفصل پای ستون پایه‌ی میانی اندکی شکننده‌تر از اتصال ستون به سرستون است.
- (۷) در چارچوب تحلیلی یادشده، می‌توان به آسانی و با دقت مقادیر شکنندگی اجزا و سیستم را از هم تفکیک کرد کاری که در رویکرد معمول، عموماً با فرضهای ساده‌شونده به آن می‌رسند یا با تحلیل‌های پیچیده به آن نزدیک می‌شوند. مقدار میانه‌ی شکنندگی سیستم به کمینه‌ی منحنی شکنندگی اجزا نزدیک است ولی برابر نیست. برای نمونه، در دسته‌ای مانند 4Ass، مقدار کمینه‌ی میانه‌ی شکنندگی اجزا حدود ۹ درصد از مقدار میانه‌ی شکنندگی سیستم بزرگ‌تر است. در اینجا، رکورد به رکورد، شکننده‌ترین المان، ممکن است متفاوت باشد، بنابراین کمینه‌ی مقدار میانه‌ی شکنندگی رکوردها صرفاً متناظر با یک پارامتر نیاز مهندسی نیست. فرایند یاد شده نمی‌تواند به‌وسیله تحلیل استاتیکی غیرخطی ردیابی شود.
- (۸) مطابق انتظار، دوره طراحی C شکنندگی کمتری نسبت دوره‌های A و B دارد. برای نمونه، در حد خرابی کامل، در عرشه پیوسته، مقدار میانه‌ی شکنندگی دوره‌ی A و B به ترتیب $0/54$ و $0/87$ دوره‌ی C به دست آمده است و در عرشه‌ی مجزا مقدار میانه‌ی شکنندگی دوره‌ی A و B به ترتیب $0/49$ و $0/78$ دوره‌ی C می‌باشد.
- (۹) با توجه به روابط استناد شده در مقاله، ظرفیت مفصل خمشی ستون با افزایش نیروی محوری و نیز با وجود وصله پوششی کاهش می‌یابد. برای نمونه در تیپ C (منطبق بر طراحی آیین‌نامه‌ای) از نیروی محوری ۳۶۸ تن به ۵۳۱ تن، چرخش خمیری پای ستون (در حالت بدون وصله) از $2/31$ درصد به $1/67$ درصد می‌رسد. افزایش نیروی محوری ناشی از بارلرزه‌ای در ستون‌های کناری عملاً باعث می‌شود که مقدار میانه‌ی شکنندگی کاهش بیابد. چرخش خمیری مجاز $1/67$ درصد برای دسته‌ی C از پیش فرضهای آیین‌نامه‌ای و نیز ادبیات فنی پیشین کوچکتر است که خود را در کاهش مقدار میانه‌ی شکنندگی بازتاب داده است.
- (۱۰) در دسته‌های بررسی شده، تحلیل استاتیکی غیرخطی برآورد اولیه بسیار خوبی را در مقایسه تحلیل IDA ارائه می‌دهد. برای نمونه، در میرایی ۳ درصد، در حد خرابی کامل و گسترده، در ۶ دسته بررسی شده، نسبت مقدار میانه‌ی شکنندگی رویکرد استاتیکی به رویکرد دینامیکی در حد خرابی گسترده و کامل در بازه‌ی ۰/۹۳ تا ۱/۰۹ قرار دارد.

(۱۱) ریسک خرابی کامل پلها با توجه به مقدار $S^{0.01}$ برابر با ۰/۴۲۴ / شتاب ثقل (با فرض پذیرش مقدار آیین نامه ۲۸۰۰ در خطر لرزه‌ای بسیار شدید در خاک نوع ۳) در عرشه پیوسته در دوره طراحی A و B و C به ترتیب برابر ۵۶/۰، ۲۶/۰ و ۱۹/۳ درصد و در عرشه مجزا در دوره‌ی طراحی A و B و C به ترتیب برابر ۷۳/۲، ۴۳/۷ و ۲۸/۹ درصد است. کمترین ریسک خرابی در دسته‌ی‌های بررسی شده از ریسک خرابی پیش فرض آیین نامه‌ای (تقریباً برابر با ۸/۵ درصد) بیشتر است.

(۱۲) در این مقاله، پارامتر $S^{0.01}$ به عنوان مقیاس شدت فرض شده است. با استناد به طیف شتاب هر رکورد می‌توان به آسانی مقدار مقیاس شدت $S^{0.01}$ هر رکورد را به مقیاس شدت دیگری مانند S^1 تبدیل کرد. بنابراین در این رویکرد تحلیلی به آسانی می‌توان منحنی شکنندگی را به جای یک مقیاس شدت، با دسته‌ای از مقیاس‌های شدت ارائه داد.

در ادامه به محدودیتهای این پژوهش اشاره می‌شود و پیشنهاداتی برای ادامه‌ی کار طرح می‌گردد.

- (۱) با اینکه رکوردهای لرزه‌ای با منطق قابل دفاعی انتخاب شده‌اند ولی شتاب‌نگاشتی از رکوردهای ایران انتخاب نشد. بهتر بود که تعدادی رکورد از ساختگاه ایران به رکوردهای کنونی افزوده می‌شد
- (۲) این روش با چارچوب فعلی نمی‌تواند ادعایی درباره‌ی تعیین دقیق مقدار ضریب انحراف معیار داشته باشد.
- (۳) این مقاله صرفاً نتایج راستای عرضی را پوشش می‌دهد. نتایج راستای طولی باید در تحقیقی مجزا ارائه گردد تا تحلیل شکنندگی تکمیل گردد.
- (۴) با توجه به سنت اجرایی به کار رفته در پل‌های ایرانی، تحقیق بیشتر بر روی شبیه‌سازی دقیق مدل رفتاری شمع‌های فونداسیون کوله کاربردی و ضروری به نظر می‌رسد.
- (۵) با توجه به دشواری تعمیر خرابی شمع‌های کوله نشیمنی در پلهایی با عرشه‌ی پیوسته، ضرورت دارد که بر استفاده از کلید برشی فداشونده در کوله تاکید شود و در تناسب با آن تحلیل‌های شکنندگی انجام گردد.

منابع

- [1] Billah, A.H.M.M. and Alam, M.S., (2014). Seismic fragility assessment of Highway Bridge: a state-of-the-art review, *Structural and Infrastructure Engineering*, 11(6), pp. 804-832. DOI: 10.1080/15732479.2014.912243.
- [2] Thakkar, K., Rana, A. and Goya, H., (2023). Fragility analysis of bridge structures: a global perspective & critical review of past & present trends, *Advances in Bridge Engineering*, 4:10. <https://doi.org/10.1186/s43251-023-00089>.
- [3] ASCE/SEI, (2022). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures* (ASCE/SEI 7-22). Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- [4] National Institute of Building, (2015). *HAZUS: Earthquake loss estimation methodology*. Technical manual. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- [5] Crowley, H., Colombi, M., Silva, V., Monteiro, R., Ozcebe, S., Fardis, M., Tsionis, G. and Askouni, P., (2011). *SYNERG: Deliverable D3.6 - Fragility functions for roadway bridges*. Pavia: University of Pavia., pp. 471–489.
- [6] Nielson, B.G., (2005). *Analytical fragility curves for highway bridges in moderate seismic zones*. Ph.D. dissertation. Atlanta, GA: Georgia Institute of Technology. Available at: <http://hdl.handle.net/1853/7542>.
- [7] Tavares, D.H., Padgett, J.E. and Paultre, P., (2012). Fragility curves of typical as-built highway bridges in eastern Canada, *Engineering Structures*, 40, pp. 107–118. DOI: 10.1016/j.engstruct.2012.02.019.
- [8] Cardone, D., Perrone, G. and Sofis, S., (2011). A performance-based adaptive methodology for the seismic evaluation of multi-span simply supported deck bridges, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9, pp. 1463–1498. DOI: 10.1007/s10518-011-9260-8.
- [9] Shirazian, S., Ghayamghamian, M.R. and Nouri, G.R., (2011). Developing of fragility curve of two-span simply supported concrete bridge in near-fault area, *World Academy of Science, Engineering and Technology*, 51, pp. 572-576.
- [10] Mosleh, A., Razzaghi, M., Jara, J. and Varum, H., (2016). Development of fragility curves for RC bridges subjected to reverse and strike-slip seismic sources, *Earthquakes and Structures*, 11(3), pp. 517-553. Available at: <https://repositorio-aberto.up.pt/handle/10216/108695>.

- [11] Taghizadeh, A., (2021). *Development of seismic fragility functions for integral concrete bridges in Iran*. Ph.D. Dissertation. Tehran: International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Structural Engineering Research Center [In Persian].
- [12] Ministry of Roads and Transportation (2007). *Identical Drawing of Bridges and Road Bridge Superstructures with a Span of 10 to 25 Meters*, NO. 294. Tehran: Deputy of Training; Research and Information Technology. Available at: www.rahiran.ir [In Persian]
- [13] Shirvani Harandi, V., Mansouri, B. and Amini Hosseini, K. (2024), *New fragility curves for evaluation of the vulnerability of bridges to earthquakes in Iran*, Structural Engineering International, Vol. 34 No. 3, pp. 1-15, doi:10.1080/10168664.2024.2318323.
- [14] Moschonas, I.F., Kappos, A.J., Panetsos, P., Papadopoulos, V., Makarios, T. and Thanopoulos, P., (2009). *Seismic fragility curves for Greek bridges: methodology and case studies*, Bulletin of Earthquake Engineering, 7(2), pp. 439-468. DOI: 10.1007/s10518-008-9077-2.
- [15] Stefanidou, S. P. and Kappos, A. J. (2017). *Methodology for the development of bridge-specific fragility curves*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 46, 73–93
- [16] Cornell, A.C., Jayaler, F., Hamburger, R.O. and Foutch, A.D., (2002). *Probabilistic basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency steel moment frame guidelines*, Journal of Structural Engineering, 128(4), pp. 526-533. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:4(526).
- [17] Ramanathan, K., DesRoches, R. and Padgett, J.E., (2012). *A comparison of pre- and post-seismic design considerations in moderate seismic zones through the fragility assessment of multi-span bridge classes*, Engineering Structures, 45, pp. 559–573. DOI: 10.1016/j.engstruct.2012.07.004.
- [18] Avsar, O., Yakut, A. and Caner, A., (2011). *Analytical fragility curves for ordinary highway bridges in Turkey*, Earthquake Spectra, 27(4), pp. 971-996. DOI: 10.1193/1.3651349.
- [19] Cavalcante G.H.F., Pereira E.M.V., Rodrigues I.D., Vieira Júnior L.C.M., Padgett J.E. and Siqueira G.H., (2022). Seismic fragility assessment of typical bridges in northeastern Brazil, Lat. Am. J. Solids Struct. 19 . <https://doi.org/10.1590/1679-7825706>.
- [20] Porter, K., Kennedy, R. and Bachman, R., (2007). Creating fragility functions for performance-based earthquake engineering, *Earthquake Spectra*, 23(2), pp. 471–489.
- [21] Ministry of Roads and Transportation (1995). *Code of Practice for the Earthquake Resistant Design of Road and Railroad Bridges*, NO: 235. Tehran: Deputy of Training; Research and Information Technology. Available at: www.rahiran.ir [In Persian]
- [22] Ministry of Roads and Transportation (2008). *Road and Railway Bridges Seismic Resistant Design Code*, NO: 463. Tehran: Deputy of Training; Research and Information Technology. Available at: www.rahiran.ir [In Persian]
- [23] CALTRANS, (2019). *Seismic design criteria*, Version 2.0. California: California Department of Transportation.
- [24] NCHRP, (2020). *Research Report 949: Proposed AASHTO guidelines for performance-based seismic bridge design*. Washington, DC: National Academies Press. DOI: 10.17226/25913. ISBN: 978-0-309-48177-9.
- [25] Goodnight, J.C., Kowalsky, M.J. and Nau, J.M., (2017). *Modified plastic-hinge method for circular RC bridge columns*, *Journal of Structural Engineering*, 142(11). DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001570.
- [26] Hwang, H., Liu, J.B. and Chiu, Y-H, (2001). *Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges*. Technical Report No. MAEC RR-4. Center for Earthquake Research and Information, the University of Memphis.
- [27] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), (2011). *Guide specification for LRF D seismic bridge design*. 2nd ed. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials.
- [28] Taghinia, A., Vasseghi, A., Khanmohammadi, M. et al, (2022), *Development of Seismic Fragility Functions for Typical Iranian Multi-Span RC Bridges with Deficient Cap Beam-Column Joints*. Int J Civ Eng 20, 305–321. <https://doi.org/10.1007/s40999-021-00661-5>
- [29] Bahrani MK, Vasseghi A, Nooralizadeh A, Zargar M (2017) *Experimental and analytical study on the proposed retrofit method for concrete bent in ordinary highway bridges in Iran*. J Bridg Eng 22(6):05017004
- [30] Dowell, R.K., Seible, F.S. and Wilson, E.L., (1998). *Pivot hysteretic model for reinforced concrete members*, *ACI Structural Journal*, 95, pp. 607–617.
- [31] Megally, S.H., Silva, P.F. and Seible, F., (2001). *Seismic response of sacrificial shear keys in bridge abutments*. Structural Systems Research Report SSRP-2001/23. La Jolla, CA: Department of Structural Engineering, University of California San Diego.
- [32] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), (2014). *LRF D Bridge design specifications*. Washington, DC: AASHTO.
- [33] PCI Industry Handbook Committee, (2010). *PCI design handbook: precast and prestressed concrete*. MNL120, 7th ed. Chicago, IL: Precast/Prestressed Concrete Institute.
- [34] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), (2010). *Guide specification for seismic isolation design*. 3rd ed. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials.

- [35] European Committee for Standardization (CEN), (2005). *Structural bearing - Part 3: Elastomeric bearings*. EN 1337-3:2005. Brussels: CEN.
- [36] Xiang, N. and Li, J., (2017). *Experimental and numerical study on seismic sliding mechanism of laminated-rubber bearings*, Engineering Structures, 141, pp. 141-159. DOI: 10.1016/j.engstruct.2017.03.032.
- [37] Kozak, D.L., Fahnestock, L.A. and LaFave, J.M., (2022). Seismic behavior assessment for design of integral abutment bridges in Illinois. *Earthq. Eng. Eng. Vib.* 21, 573–589. <https://doi.org/10.1007/s11803-022-2104-5>
- [38] Pahlavan, H., Zakeri, B., Amiri, G.G. and Shaianfar, M. (2016), “Probabilistic vulnerability assessment of horizontally curved multiframe RC box-girder highway bridges”, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 30(3), 04015038
- [39] American Petroleum Institute, (2014). *Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms – working stress design*. API Recommended Practice 2A-WSD (RP2-WSD), 22nd ed. Washington, DC: American Petroleum Institute.
- [40] California Building Code, (2010). *Chapter 31F [For SLC], marine oil terminals, also known as Marine Oil Terminal Engineering Standards (MOTEMS)*. Sacramento, CA: California Department of Housing and Community Development.
- [41] Baker, J.W., Ling, T., Shahi, S.K. and Jayaram, N., (2011). New ground motion selection procedures and *selected motions for the PEER transportation research program*. PEER Report 2011/03. Berkeley, CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- [42] Todorov, B. and Billah A.H.MM., (2021). *Seismic fragility and damage assessment of reinforced concrete bridge pier under long-duration, near-fault, and far-field ground motions*. Structures 31:671–685. . doi.org/10.1016/j.istruc.2021.02.019.