



ارزیابی احتمالاتی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل‌های عرشه جعبه‌ای بتن آرمه دارای نامنظمی اختلاف ارتفاع پایه و درز میانی

محمد شعرافیان^۱، عباس کرم‌الدین^۲

۱- کارشناس ارشد مهندسی عمران-زلزله، دانشگاه فردوسی مشهد

۲- دانشیار دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد

a-karam@um.ac.ir

خلاصه

پل‌ها به عنوان یکی از شریان‌های حیاتی نقش بسیار مهمی در سیستم حمل و نقل هر کشور دارند. ویرانی یک یا چند پل در اثر زلزله آثار منفی زیادی بر اقتصاد یک کشور داشته و عملکرد شبکه حمل و نقل آن منطقه و خصوصاً امداد رسانی پس از زلزله را مختل خواهد نمود. در این پژوهش پل‌های چند دهانه بتن آرمه با عرشه جعبه‌ای پیوسته با ستون، با توجه به فراوانی بیشتر مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی بر روی مدل‌های سه بعدی از این کلاس پل با کوله نشیمن‌دار که دارای درز میانی (پل چندقابی) و اختلاف ارتفاع پایه‌ها نیز هستند، در نرم‌افزار OpenSEES انجام شده است. به منظور امکان تعمیم دادن نتایج حاصل به کل پل‌ها در این کلاس پل، کلیه عدم قطعیت‌های مربوط به زلزله، هندسه سازه و مصالح در نظر گرفته شده و منحنی‌های شکنندگی برای کلیه اجزای پل و سیستم پل ارائه و مقایسه شده است. نتایج نشان داد که در سطوح بالای آسیب، شکست ستون پل و پس از آن افتادگی عرشه از محل نشیمن کوله دارای بیشترین احتمال وقوع هستند. بعلاوه در نظر گرفتن کلیه اجزای پل در توسعه منحنی‌های شکنندگی سیستم پل، منجر به افزایش شکنندگی سیستم پل، خصوصاً در حالات آسیب پایین می‌شود.

کلمات کلیدی: پل‌های بتن آرمه، آسیب‌پذیری لرزه‌ای، منحنی‌های شکنندگی، عدم قطعیت، نامنظمی

۱. مقدمه

پل‌ها یکی از شریان‌های حیاتی بسیار مهم و در عین حال آسیب‌پذیر در هر کشور هستند. تعداد زیادی از پل‌های موجود در دنیا براساس ضوابط آیین-نامه‌های قدیمی طراحی و اجرا شده‌اند. به علت عدم وجود دانش کافی و عدم اجرای صحیح در آن زمان این پل‌ها ضوابط آیین‌نامه‌های جدید را ارضا نمی‌کنند و در برابر زلزله آسیب‌پذیرتر هستند. در ایران نیز شبکه حمل و نقل یزرگراهی شامل مجموعه‌ای از انواع پل‌های مختلف است که ساخت اکثر آنها به قبل از تدوین آیین‌نامه‌های لرزه‌ای پیشرفته مربوط می‌گردد. با توجه به شرایط لرزه‌خیزی ایران و همچنین با توجه به قدمت این پل‌ها و افزایش حجم ترافیک سالیانه، ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای این پل‌ها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است.

امروزه در مهندسی زلزله، منحنی‌های شکنندگی ابزاری جدید و قدرتمند جهت ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل‌ها است. این منحنی‌ها احتمال رسیدن و یا تجاوز از یک حد مشخص آسیب را به ازای مقادیر مختلف شدت زلزله مشخص می‌کند. از طریق مقایسه منحنی‌های شکنندگی اعضا و سیستم انواع پل‌ها می‌توان به بررسی و مقایسه میزان آسیب‌پذیری لرزه‌ای آنها پرداخت و با تعیین آسیب‌پذیرترین پل‌ها و یا اعضای مختلف یک پل، اقدام به مقاوم‌سازی آنها نمود. پیش از این اکثر مطالعات انجام شده برای تهیه منحنی‌های شکنندگی پل‌ها، تک مولفه‌های مستقلاً را معیار شکنندگی سیستم پل در نظر گرفته‌اند، به عنوان مثال گسیختگی ستون یک پل را معیاری برای فروریزش آن پل در نظر گرفته‌اند. در صورتیکه کلیه اجزا و مولفه‌های پل از قبیل کوله‌ها، کلیدهای برشی، تکیه‌گاه‌های الاستومری، شمع و شالوده‌ها در تهیه منحنی شکنندگی سیستم پل تاثیرگذار است. از سویی دیگر اکثر مطالعات پیشین پارامترهای موثر در تحلیل را به صورت قطعی فرض کرده‌اند. در صورتیکه هم پارامترهای هندسی پل‌ها و هم مصالح اعضای مختلف و همچنین تحریکات زلزله ماهیت تصادفی داشته و باید عدم قطعیت موجود در آنها در روند تحلیل و ارزیابی لرزه‌ای به صورت احتمالاتی لحاظ شوند.

راماناتان در سال ۲۰۱۲ یک پژوهش جامع بر روی انواع پل‌های رایج ایالت کالیفرنیا آمریکا انجام داد [۱]. او در رساله دکتری خود با بررسی نقشه‌های سازه و اطلاعات جمع آوری شده از پل‌های کالیفرنیا، یک دسته بندی براساس انواع مختلف پل‌ها و فراوانی آنها و براساس سه دوره طراحی متفاوت پل‌ها که توسط زلزله‌های تاریخی سن فرناندو (۱۹۷۱) و لوماپریتا (۱۹۸۹) از یکدیگر تفکیک شده‌اند، انجام داد. در ادامه منحنی‌های شکنندگی

کلیه اعضا و سیستم پل برای کلاس پل‌های رایج کالیفرنیا به تفکیک دوره طراحی با در نظر گرفتن کلیه عدم قطعیت‌های موجود به دست آورده شد. پل‌های مورد مطالعه رامناتان دارای دو دهانه و منظم بوده است. پل‌های نامنظم پل‌هایی هستند که به یکی از دلایل اختلاف ارتفاع ستون‌ها، زاویه‌دار بودن عرشه با کوله (پل بیه)، وجود قوس در عرشه و یا وجود درز میانی در پل‌های با عرشه پیوسته (پل چندقابی)، تحت زلزله رفتار دینامیکی پیچیده‌ای دارند. از آنجا که این گونه از پل‌ها دارای میزان و نوع آسیب‌پذیری منحصر به فردی هستند، ارزیابی لرزه‌ای آنها اهمیت ویژه‌ای دارد.

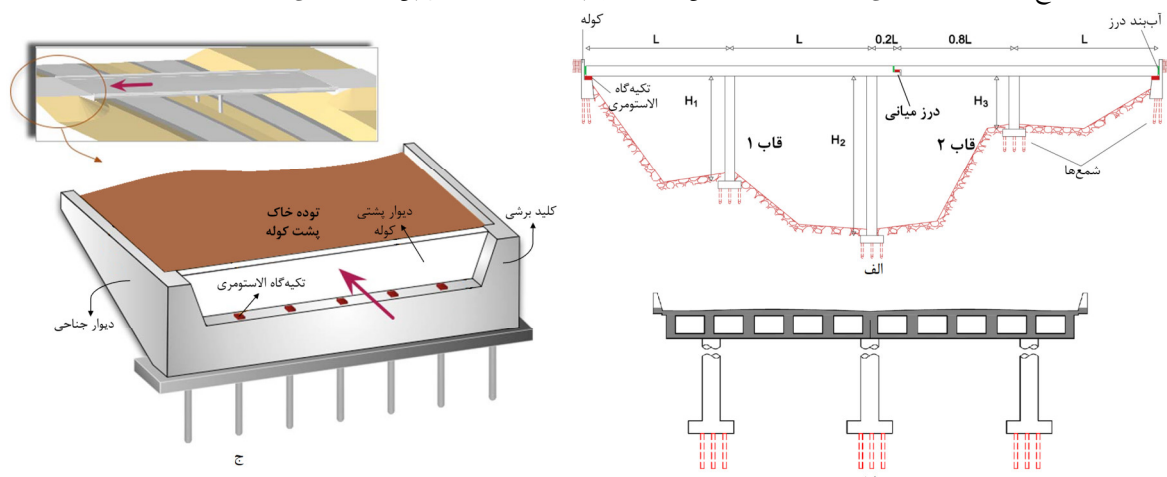
قدرتی و زمردیان در سال ۲۰۱۱ به مطالعه آسیب‌پذیری پل‌های قوسی عرشه جعبه‌ای بتن آرمه پرداختند [۲]. برای نمونه دو پل از مجموعه پل‌های بزرگراهی فجر در تهران در نظر گرفته شده و منحنی‌های شکنندگی با تاکید بر اثر زلزله‌های نزدیک گسل بدست آمدند. اما در این پژوهش صرفاً شکست پایه‌های میانی پل به عنوان معیاری برای توصیف شکست پل در نظر گرفته شد. ذاکری و همکاران در سال ۲۰۱۴ به بررسی آسیب‌پذیری پل‌های بیه با عرشه جعبه‌ای بتن آرمه با تاکید بر تاثیر میزان زاویه تورب عرشه با کوله پرداختند [۳]. تاثیر زاویه تورب بر شکنندگی لرزه‌ای پل با کوله پیوسته یا نشیمن‌دار و با جزئیات لرزه‌ای قدیمی یا جدید بررسی شده و منحنی‌های شکنندگی مولفه‌ها و سیستم پل به دست آورده شد. نتایج نشان داد که در پل‌های جدید با کوله نشیمن‌دار، افزایش زاویه تورب عرشه با کوله تمایل به چرخش و جابجایی‌های عرضی عرشه را افزایش داده و تاثیر قابل ملاحظه‌ای بر افزایش شکنندگی مولفه‌ها و سیستم پل دارد. ذاکری و همکاران در ادامه به ارزیابی انواع روش‌های مقاوم‌سازی بر روی شکنندگی پل‌های مورد مطالعه خود پرداختند [۴]. نتایج نشان داد روش مقاوم‌سازی بهتر بستگی به میزان زاویه تورب عرشه دارد. همچنین در پل‌های با زاویه تورب بالا، یک روش مقاوم‌سازی به تنهایی موثر نبوده و می‌بایست ترکیبی از روش‌های مقاوم‌سازی را به کار برد. عباسی و همکاران در سال ۲۰۱۵ به ارزیابی احتمالاتی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل‌های عرشه جعبه‌ای بتن آرمه با تاکید بر نامنظمی اختلاف ارتفاع ستون‌ها پرداختند [۵]. آنها کلاس پل مورد اشاره را با مشخصات پل‌های کالیفرنیا پیش از سال ۱۹۷۱ در نظر گرفته و منحنی‌های شکنندگی مولفه‌های مختلف و همچنین سیستم پل را در سطوح آسیب متفاوت به دست آوردند. مطالعات ایشان نشان داد که با افزایش اختلاف ارتفاع ستون‌های پل، تقریباً در همه سطوح آسیب، شکنندگی سیستم پل بیشتر خواهد شد. پهلوان و همکاران در سال ۲۰۱۵ به ارزیابی احتمالاتی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل‌های قوسی عرشه جعبه‌ای بتن آرمه با تاکید بر اثر انحنا عرشه پرداختند [۶]. نتایج نشان داد که انحنا عرشه یک پارامتر مهم و تاثیرگذار بوده که افزایش آن موجب افزایش نیاز لرزه‌ای و آسیب‌پذیری لرزه‌ای این پل‌ها می‌شود.

در پل‌های طویل وجود درز میانی (درز انقطاع) اجتناب ناپذیر است. این پل‌ها (پل چندقابی) با توجه به رفتار دینامیکی پیچیده‌تر و احتمال فروافتادگی عرشه در محل درز میانی، نیاز به بررسی بیشتری دارند. بعلاوه شرایط توپوگرافی منطقه و یا وجود تقاطع‌های چندسطحی در پل‌های بزرگراهی به گونه‌ای است که اغلب باعث ایجاد ستون‌های با ارتفاع متفاوت در طول پل می‌شود. این نامنظمی اختلاف ارتفاع ستون‌ها نیز می‌تواند موجب افزایش آسیب‌پذیری پل‌ها شود. در این پژوهش پل‌های بتن آرمه با عرشه جعبه‌ای پیوسته با ستون، با توجه به فراوانی بیشتر مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. مدل‌های سه بعدی از این پل‌ها با کوله نشیمن‌دار و دارای درز میانی و اختلاف ارتفاع ستون‌ها با در نظر گرفتن کلیه عدم قطعیت‌های موجود، در نرم‌افزار OpenSEES تحلیل شده است. OpenSEES یک نرم‌افزار تحقیقاتی بسیار قدرتمند، رایگان و با سرعت بالا است [۷]. در این مدل‌ها کلیه اعضا و مولفه‌های پل مدل‌سازی شده و مشخصات آنها براساس مشخصات و جزئیات پل‌های کالیفرنیا بین سال‌های ۱۹۷۱ تا ۱۹۹۰ در نظر گرفته شده است.

۲. معرفی کلاس پل‌های مورد مطالعه

پل‌های بتن آرمه با عرشه جعبه‌ای بسیار رایج هستند. در این پل‌ها، عرشه از یک سطح مقطع جعبه‌ای با تعدادی سلول با فواصل مشخص تشکیل شده است. ستون‌ها و عرشه به صورت پیوسته اجرا شده و در نتیجه پل دارای عملکرد قابی است. براساس مطالعات آماری رامناتان پل‌های چند دهانه پیوسته با عرشه جعبه‌ای بتنی حدود ۲۱٪ از پل‌های ایالت کالیفرنیا را تشکیل داده و دارای بیشترین فراوانی هستند [۱]. اغلب پل‌های طویل بدلیل وفق دادن انبساط و انقباض‌های حرارتی بدون ایجاد نیروهای بزرگ در پل، دارای درز میانی در طول عرشه هستند. براساس مطالعات رامناتان، در کلاس پل مورد اشاره حدود ۱۵٪ از این پل‌ها دارای حداقل یک درز میانی هستند و به عنوان پل چندقابی محسوب می‌شوند. این درز میانی سازه را به دو قاب مجزا تقسیم می‌کند که هر یک خصوصیات دینامیکی خود را خواهند داشت و می‌توان آن را به عنوان یک نامنظمی به حساب آورد. مستندات زیادی وجود دارد که نشان می‌دهد قاب‌های مجاور در طول زلزله‌های شدید در فازهای مخالف نیز ارتعاش می‌کنند [۵]. در نتیجه، دو نوع مسأله مربوط به تغییر مکان عرشه می‌تواند رخ دهد. نوع اول در حالتی است که دو قاب مجاور از یکدیگر دور می‌شوند. در این حالت چنانچه تغییر مکان‌های ناشی از زلزله بزرگ باشد، فروافتادگی عرشه در محل درز میانی محتمل است. نوع دوم در حالتی رخ می‌دهد که دو قاب مجاور به یکدیگر نزدیک می‌شوند. در این حالت ضربه‌های عرشه‌های مجاور به یکدیگر منجر به خرابی‌های موضعی می‌شود. لذا پل‌های چندقابی متحمل سطوح بالای خرابی در زلزله‌های گذشته شده‌اند. از سویی دیگر بدلیل اینکه نامنظمی می‌تواند منجر به افزایش اختلاف فاز میان قاب‌های مجاور شود، هرگونه نامنظمی مانند اختلاف ارتفاع پایه‌ها و قوس یا

زاویه تورب در عرشه می تواند اختلاف فاز را تشدید کرده و منجر به افزایش سطح خرابی پل گردد. از طرفی شرایط توپوگرافی منطقه و یا وجود تقاطع های چندسطحی در پل های بزرگراهی به گونه ای است که اغلب باعث ایجاد ستون های با ارتفاع متفاوت در طول پل می شود. در نتیجه پل های نامنظم دارای اختلاف ارتفاع پایه ها بسیار رایج بوده و ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای این پل ها اهمیت ویژه ای دارد. همچنین کلاس پل عرشه جعبه ای بتن آرمه در ایران نیز دارای فراوانی بالایی است. در این پژوهش کلاس پل مورد اشاره، دارای چهار دهانه در حالت چندقابیی دارای نامنظمی درز میانی و نیز اختلاف ارتفاع ستون ها مورد بررسی قرار گرفته است. شکل ۱ الف و ب پیکربندی معمول این پل ها را نشان می دهد.

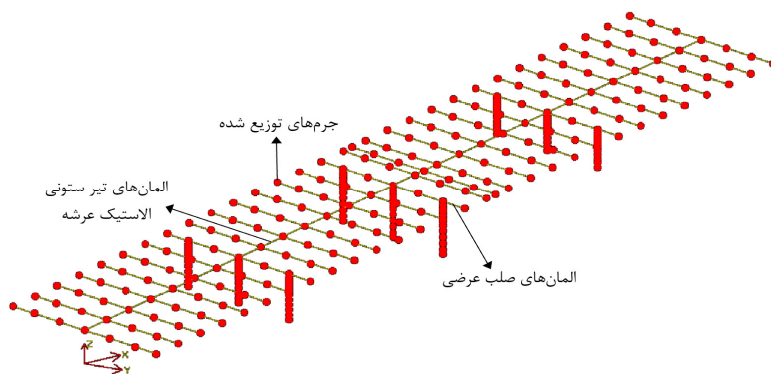


شکل ۱- پیکربندی پل چندقابیی عرشه جعبه ای بتن آرمه (الف نمای طولی ب) نمای عرضی ج) کوله نشیمن دار [۵]

در کوله های نشیمن دار عرشه به وسیله تکیه گاه های الاستومری بر روی نشیمن کوله قرار گرفته و توسط یک درز انبساطی از دیواره پشتی کوله فاصله می گیرد و کلیدهای برشی در دو طرف عرشه، جایجایی عرضی آن را محدود می کند. با توجه به فراوانی بیشتر کوله های نشیمن دار و نیز آسیب پذیری بیشتر پل با این نوع کوله [۱]، [۳]، تنها کوله نشیمن دار برای پل های مورد مطالعه در نظر گرفته شده است. شکل ۱ ج پیکربندی معمول این نوع کوله در کلاس پل مورد نظر را نشان می دهد. برای ارزیابی احتمالاتی آسیب پذیری لرزه ای پل ها نیاز به یک مجموعه اطلاعات جامع از مشخصات پل ها بوده که متأسفانه در کشور ما این مجموعه کامل موجود نیست. با توجه به اینکه آیین نامه های طراحی پل ها در ایران منطبق بر آیین نامه های آمریکا است، از مجموعه داده های پل های ایالت کالیفرنیا که بین سال های ۱۹۷۱ تا ۱۹۹۰ اجرا شده اند استفاده شده که عمدتاً توسط راماناتان جمع آوری شده است [۱].

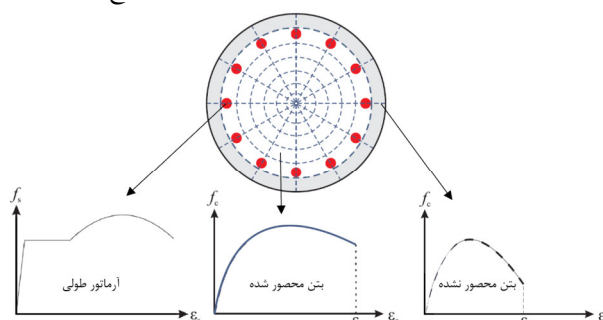
۳. مدلسازی اجزای پل

عرشه پل ها معمولاً در جریان زلزله به صورت الاستیک باقی می ماند [۱]. اصلی ترین آسیب عرشه در زلزله های گذشته افتادگی عرشه از روی کوله های نشیمن دار و خرد شدگی موضعی بتن عرشه در اثر ضربه های عرشه در محل درزا بوده است. در نتیجه در این پژوهش عرشه پل ها به صورت المان های تیر ستونی الاستیک واقع در محور مرکزی عرشه، مطابق شکل ۲ مدلسازی می شوند. برای المان های جهت عرضی نیز مصالح الاستیک در نظر گرفته شده اما به مقاطع آنها بسیار بزرگی اختصاص داده می شود، چرا که انتظار می رود عرشه در راستای عرضی کاملاً صلب عمل کند.



شکل ۲- نحوه مدلسازی عرشه پل های مورد مطالعه

قاب‌ها با استفاده از ترکیبی از المان‌های غیرخطی تیر ستونی و المان‌های صلب مدل‌سازی می‌شوند. در پل‌های با عرشه جمع‌بندی به علت توپر بودن عرشه در محل اتصال ستون‌ها، از المان‌های صلب عرضی برای مدل‌سازی دیافراگم صلب عرضی عرشه در محل قاب‌ها استفاده شده است. همچنین در این کلاس پل به دلیل اتصال گیردار ستون‌ها و عرشه، المان صلب برای اتصال بالای ستون به دیافراگم صلب عرضی عرشه استفاده شده است. ستون‌ها با استفاده از المان‌های تیر ستونی غیرخطی به روش پلاستیسیته توزیع شده مدل‌سازی می‌شوند که امکان ایجاد رفتار غیرخطی را در هر قسمت از ستون می‌دهد. مقطع ستون‌ها به روش فایبر مدل‌سازی شده است. مدل فایبر دارای مزیت منحصر به فردی است که قادر است مشخصات متفاوتی از مصالح را در موقعیت‌های متفاوتی از سطح مقطع، مدل‌سازی نماید. به عنوان مثال، رفتار بتن محصور نشده برای پوشش خارجی مقطع، رفتار بتن محصور شده برای هسته داخلی مقطع و رفتار فولاد برای آرماتورهای طولی هر یک در مختصات دقیق خود، همگی در مدل فایبر قابل تخصیص هستند. رفتار بتن ستون‌ها توسط مصالح Concrete07 که کامل‌ترین نوع مصالح بتنی موجود در نرم‌افزار OpenSEES است، مدل‌سازی شده است. این مصالح از مدل چانگ و مندر (۱۹۹۴) به منظور تعریف منحنی‌های تنش-کرنش برای بتن محصور شده و محصور نشده استفاده می‌نمایند [۷]. برای بتن هسته ستون‌ها، مقاومت فشاری و شکل‌پذیری به واسطه محصور شدگی افزایش می‌یابد. افزایش مقاومت و شکل‌پذیری بتن هسته، براساس قطر، فاصله و تنش تسلیم آرماتورهای عرضی در این مدل محاسبه می‌شود. برای مدل‌سازی رفتار آرماتورهای طولی ستون‌ها، از مصالح Reinforcing Steel در OpenSEES استفاده شده است. شبیه‌سازی رفتار فولاد در این مصالح بر مبنای مدل فولادی تک محوره چانگ و مندر است. در این مصالح اثرات لاغری آرماتور و کماتش آنها و نیز اثر خستگی و اثر بوشینگر در رفتار چرخه‌ای در نظر گرفته شده است [۷]. شکل ۳ نحوه مدل‌سازی مقطع ستون به روش فایبر را نشان می‌دهد.



شکل ۳- مدل‌سازی مقطع ستون بتن آرمه به روش فایبر

درصد قابل توجهی از پل‌ها در کالیفرنیا دارای شالوده گسترده متکی بر شمع بتن آرمه درجاریز به عنوان سیستم پی هستند. برای سیستم پی ستون‌ها، فنرهای انتقالی و دورانی با رفتار خطی مورد استفاده قرار گرفته و در پای ستون مدل‌سازی شده است. سختی انتقالی فنرها براساس تعداد شمع‌های شالوده و سختی هر شمع مشخص گردیده و به عنوان یک پارامتر عدم قطعیت در این پژوهش در نظر گرفته شده است.

فشار خاک پشت کوله از پاسخ طولی عرشه منجر می‌شود. در راستای طولی رفتار کوله شامل رفتار مقاوم یا رفتار محرک است. رفتار مقاوم در شرایطی بروز می‌یابد که دیواره پشتی کوله به توده خاک پشت آن فشار وارد می‌کند و رفتار محرک زمانی است که دیواره کوله از خاک پشت آن دور می‌شود. در حالت مقاوم، ترکیب فشار خاک و شمع‌های شالوده کوله مشارکت دارند، در حالیکه در حالت محرک تنها شمع‌های کوله وارد عمل می‌شوند. در جهت عرضی نیز تنها شمع‌ها در مقاومت کوله مشارکت می‌کنند. مدل‌سازی خاک پشت کوله با استفاده از آخرین مطالعات انجام شده یعنی مدل شبه هذلولی پیشنهادی توسط شمس‌آبادی و همکاران انجام شده است [۸]. برای مدل‌سازی خاک پشت کوله از مصالح Hyperbolic Gap موجود در برنامه OpenSEES که مبتنی بر مدل ارائه شده توسط شمس‌آبادی و همکاران است، استفاده شده است. یک مدل سه خطی براساس پیشنهاد چوی برای مدل‌سازی پاسخ شمع‌های کوله مورد استفاده قرار گرفته است. این مدل فرض می‌کند که شمع‌ها در تغییر شکل حدود ۲۵ میلی‌متر وارد ناحیه پلاستیک شده و تسلیم اولیه در جابجایی معادل ۳۰٪ تغییر شکل حد پلاستیک رخ می‌دهد [۹].

بالشتک‌های تکیه‌گاهی الاستومری نوع رایج تکیه‌گاه‌های پل‌ها هستند [۱]. این تکیه‌گاه‌ها نیروهای افقی را از طریق اصطکاک به زیرسازه منتقل می‌کنند. در واقع تا قبل از اینکه نیروی افقی وارد به تکیه‌گاه از نیروی اصطکاک بین بالشتک و بتن کوچکتر باشد، رفتار بالشتک با سختی آن کنترل می‌گردد. اما به محض افزایش نیروی افقی از نیروی اصطکاک، سختی بالشتک به صفر رسیده و شروع به لغزش می‌کند. لذا رفتار این اعضا مبتنی بر یک مدل الاستیک-پلاستیک کامل خواهد بود. از بالشتک‌های تکیه‌گاهی الاستومری در محل کوله و در محل درز میانی استفاده شده است. براساس بررسی نقشه‌های پل‌های دوره طراحی مورد مطالعه در کالیفرنیا، کلیدهای برشی کوله از نوع خارجی و براساس ۲۵٪ مجموع ظرفیت برشی شمع‌های کوله طراحی شده است. برای مدل‌سازی این نوع کلید برشی از یک مدل سه خطی ساده شده مطابق با نتایج آزمایش‌های مگالی استفاده شده است [۱۰]. به منظور مدل‌سازی برخورد بین عرشه و کوله و یا برخورد بین عرشه‌های مجاور در محل درز میانی، از مدل پیشنهادی ماتو کومار استفاده شده است [۱].

۴. مدل‌های تحلیلی پل‌های مورد مطالعه

بر اساس مطالعات راماناتان در کلاس پل عرشه جعبه‌ای، چنانچه تعداد دهانه‌ها از چهار دهانه تجاوز کند پل به صورت چندقاب (دارای درز میانی) ساخته می‌شود. لذا تعداد دهانه‌ها برابر ۴ دهانه در نظر گرفته شده است. با توجه به اینکه این پل‌ها به لحاظ طول دهانه، عرض عرشه و ارتفاع ستون‌ها وضعیت‌های متفاوتی دارند، برای امکان تعمیم دادن نتایج حاصل از پژوهش به کل پل‌های مورد مطالعه در کالیفرنیا، لازم است نمونه‌های تصادفی هندسه پل‌ها که بیانگر کل جامعه آماری پل‌های مورد مطالعه باشند در نظر گرفته شود. اطلاعات آماری از طول دهانه، عرض عرشه و ارتفاع ستون‌ها در هریک از پل‌های رایج کالیفرنیا، در رساله راماناتان ارائه شده است [۱]. با استفاده از روش نمونه برداری لاتین هایپرکیوب، پنج نمونه تصادفی برای هریک از متغیرهای طول دهانه، عرض عرشه و ارتفاع ستون‌ها انتخاب شده و سپس با ترکیب تصادفی آنها پنج نمونه مختلف هندسه پل ایجاد شده است. با توجه به اینکه روش لاتین هایپرکیوب، تمام فضای احتمالاتی پارامترهای تصادفی در نمونه‌گیری را لحاظ می‌کند، یک روش کارآمد جهت ساخت نمونه‌های تصادفی با تعداد نمونه برداری کمتر است. در واقع این پنج نمونه، نماینده وضعیت هندسی کل جامعه آماری پل‌های عرشه جعبه‌ای کالیفرنیا خواهند بود. تعداد ستون‌های زیرسازه و نیز تعداد سلول‌های عرشه این پل‌ها به عرض عرشه وابسته است. ارتفاع مقطع عرشه برای عرشه جعبه‌ای پیش‌تنیده، برابر ۰/۰۴ طول دهانه خواهد بود. در این پژوهش پل‌های مورد اشاره با مشخصات طراحی بین سال‌های ۱۹۷۱ تا ۱۹۹۰ در کالیفرنیا بررسی شده است. ستون‌های پل‌های مورد مطالعه در این دوره اغلب دایره‌ای بوده و میانه قطر آنها برابر ۱/۵ متر و آرما‌تورهای طولی آن در محدوده ۱ تا ۳/۷ درصد متغیر است [۱]. قطر ستون‌های پل‌های مورد مطالعه برابر مقدار میانه آنها یعنی ۱/۵ متر و درصد آرما‌تورهای طولی نیز برابر مقدار میانه آنها یعنی ۲/۳۵ درصد فرض شده است. آرما‌تورهای عرضی در این دوره عموماً شامل آرما‌تور #4 (قطر حدوداً ۱۲ میلی‌متر) در هر ۱۵۰ میلی‌متر در سرتاسر طول ستون بوده و فاقد آرما‌تورگذاری عرضی فشرده در نواحی مفصل پلاستیک هستند [۱]. جزئیات مربوط به اجزاء این کلاس پل در رساله راماناتان موجود است [۱].

۵. چهار چوب تهیه منحنی‌های شکنندگی

چهارچوب چند فازی که در این پژوهش مورد استفاده قرار گرفته است، شامل روشی جهت ارتباط پارامترهای مقیاس شدت زمین‌لرزه (IM) و پارامترهای نیاز مهندسی مطابق با روش پیشنهادی نیلسون و راماناتان است [۱]، [۱۱]. اولین مرحله از این چهارچوب، انتخاب مجموعه زمین‌لرزه‌هایی است که نماینده خطر لرزه‌ای منطقه مورد نظر (کالیفرنیا در این پژوهش) باشند. یک مجموعه از ۱۶۰ زلزله توسط بیکر و همکاران برای برنامه تحقیقاتی حمل و نقل غرب آمریکا در مرکز تحقیقات مهندسی زلزله PEER تهیه شده است [۱۲]. این مجموعه شامل چهار دسته زلزله است که در این پژوهش از کل آنها مجموعاً ۶۵ عدد زلزله انتخاب شده است. با توجه به روش مورد استفاده در تشکیل مدل‌های نیاز لرزه‌ای احتمالاتی که مبنای محاسبات شکنندگی هستند، می‌بایست مجموعه انتخابی بازه گسترده‌ای از شدت‌های مختلف زمین‌لرزه (در این پژوهش بیشینه شتاب زمین) را در بر گرفته باشد. عدم قطعیت در مشخصات زلزله، هندسه، مصالح و پارامترهای سازه‌ای پل منابع مختلف عدم قطعیت هستند. عدم قطعیت در مشخصات زلزله با به کار بردن تعداد زیادی زلزله با ویژگی‌های متفاوت همانطور که بیشتر اشاره شد، در نظر گرفته می‌شود. عدم قطعیت هندسی با تولید مدل‌های مختلف هندسه پل با طول دهانه، عرض عرشه و ارتفاع ستون‌های متفاوت به صورتی که در بخش ۴ بیان شد در نظر گرفته شده است. پارامترهای توزیع به کار گرفته شده برای عدم قطعیت در مشخصات مصالح و سایر پارامترهای موثر در عملکرد پل‌ها در جدول ۱ ارائه شده است.

جدول ۱- متغیرهای تصادفی و توزیع آنها در مدل‌های پل [۱]، [۳]، [۶]

پارامتر مدلسازی	توزیع احتمال	پارامترهای توزیع		واحد
		1	2	
مقاومت تسلیم فولاد	لوگ‌نرمال	$\lambda=6.13$	$\zeta=0.08$	MPa
مقاومت فشاری محصور نشده بتن	نرمال	$\mu=34.5$	$\sigma=4.3$	MPa
مدول برشی تکیه‌گاه‌های الاستومری	یکنواخت	$l=0.55$	$u=1.72$	MPa
سختی انتقالی شمع‌ها	یکنواخت	$l=11.3$	$u=14$	kN/mm
میرایی	نرمال	$\mu=0.045$	$\sigma=0.0125$	-
عرض درز (کوله و درز میانی)	یکنواخت	$l=0$	$u=40$	mm
ضریب جرم	یکنواخت	$l=1.1$	$u=1.4$	-
راستای پار زلزله	یکنواخت	$l=0$	$u=2\pi$	rad

عدم قطعیت‌های اشاره شده مبنای تولید نمونه‌های تصادفی کلاس پل مورد مطالعه جهت تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و نهایتاً تولید منحنی‌های شکنندگی قرار می‌گیرند. همانطور که پیشتر بیان شد، برای این منظور پنج مدل هندسی مختلف بر مبنای اطلاعات آماری از پارامترهای هندسی

کلاس پل‌های مورد مطالعه به روش آماری لاتین هاپرکیوب ساخته شده است. با استفاده از روش نمونه برداری مونت کارلو بر روی توزیع‌های احتمال متغیرهای تصادفی مورد نظر، تعداد ۶۵ عدد نمونه تصادفی برای هر کدام از این متغیرها تولید شده است. این نمونه‌ها به طور تصادفی به هر کدام از پارامترهای عدم قطعیت اختصاص داده شده و تعداد ۶۵ مدل سه بعدی پل با هندسه و پارامترهای متفاوت تولید شده است. این مدل‌ها با ۶۵ زلزله منتخب از مجموعه بیکر، به صورت کاملاً تصادفی ترکیب شده و نهایتاً تعداد ۶۵ مدل تحلیلی پل-زلزله متفاوت تشکیل شده است. این مدل‌ها تحت تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی قرار گرفته و مقدار بیشینه پاسخ اعضا ثبت می‌گردد. در ادامه رابطه بین بیشینه پاسخ در اعضای مختلف با شدت زلزله ورودی که مبنای مدل‌های نیاز لرزه‌ای احتمالاتی هستند محاسبه شده که در ادامه توضیح داده خواهد شد.

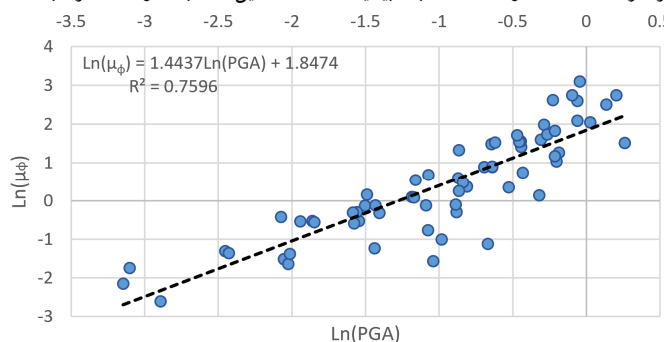
ارزیابی احتمالاتی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل‌ها مستلزم تشکیل مدل‌های نیاز لرزه‌ای است. این مدل‌های نیاز اغلب به صورت مدل‌های احتمالاتی پاسخ سازه وابسته به یک مقیاس شدت زلزله (IM) بیان می‌شود. رابطه بین میانه نیاز و شدت زلزله در فرم خطی رابطه ۱ قابل بیان است [۱]. در این رابطه، S_D مقدار میانه نیاز به ازای شدت زلزله IM است. $\ln(a)$ عرض از مبدأ و مقدار b شیب خط است که با استفاده از تحلیل برازش خطی قابل محاسبه هستند.

$$\ln(S_D) = \ln(a) + b \times \ln(IM) \quad (1)$$

تشکیل مدل‌های نیاز لرزه‌ای احتمالاتی، مستلزم تحلیل مدل‌ها با استفاده از تعداد N زمین‌لرزه و ثبت بیشینه نیاز اعضا (به عنوان مثال جابجایی کوله) در هر تحلیل است. میانه نیاز به ازای هر شدت با استفاده از رابطه ۱ به دست آمده و پراکندگی آن را می‌توان با استفاده از رابطه ۲ محاسبه کرد [۱]:

$$\beta_{D|IM} = \sqrt{\frac{\sum (\ln(d_i) - \ln(S_D))^2}{N - 2}} \quad (2)$$

در رابطه ۲، $\beta_{D|IM}$ انحراف استاندارد لگاریتمی مقدار میانه نیاز است که عموماً با عنوان پراکندگی بیان می‌شود. d_i مقدار بیشینه نیاز لرزه‌ای حاصل از هر تحلیل، S_D مقدار میانه نیاز حاصل از رابطه ۱ و N تعداد کل تحلیل‌های تاریخچه زمانی است. براساس نتایج تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی، پارامترهای نیاز لرزه‌ای برحسب شدت زلزله (در این پژوهش بیشینه شتاب زمین)، برای تمامی مؤلفه‌های پل‌ها محاسبه شده است. به عنوان نمونه در شکل ۴ مدل نیاز لرزه‌ای احتمالاتی برای مولفه ستون پل‌ها نشان داده شده است. لازم به ذکر است که شکل‌پذیری انتحالی (μ_{θ}) به عنوان پارامتر نیاز مهندسی ستون‌ها در نظر گرفته شده و منظور از آن، نسبت بیشینه انحنای تحمیل شده به ستون در زلزله به انحنای حد تسلیم است.



شکل ۴- مدل نیاز لرزه‌ای احتمالاتی مولفه ستون پل‌ها

تعیین ظرفیت یا حالات حدی اعضای مختلف پل‌ها یکی از مراحل مهم در محاسبات شکنندگی آنها است. سوالی که پیش می‌آید این است که آیا آسیب کامل به ستون یک پل دارای همان اثر بر روی عملکرد سیستم پل است که آسیب کامل به تکیه‌گاه‌ها یا کلید برشی دارد؟ به منظور امکان اعمال کردن پاسخ سوال فوق در تعیین شکنندگی کلی پل به عنوان یک سیستم، اعضای پل به دو دسته اعضای اولیه و اعضای ثانویه تقسیم‌بندی شده‌اند. اعضای اولیه اعضایی هستند که پایداری و ظرفیت باربری قائم پل را تحت تأثیر قرار می‌دهند و آسیب گسترده یا کامل این اعضا، منجر به بسته شدن پل خواهد شد. با توجه به پل‌های مورد مطالعه در این پژوهش، ستون‌ها و افتادگی عرشه (از نشیمن کوله و درز میانی) به عنوان اعضای اولیه در نظر گرفته می‌شوند. اعضای ثانویه به اعضایی غیر از اعضای اولیه اطلاق می‌گردند. توصیف کلی حالات آسیب در سطح سیستم پل (DS 1-4) در جدول ۲ آورده شده است [۱]. از آنجایی که آسیب وارد به اعضای اولیه به طور مستقیم بر روی آسیب وارد به اعضای اولیه به طور مستقیم وارد می‌گردد، آسیب وارد به سیستم پل اثر می‌گذارد، آسیب اعضای اولیه به طور مستقیم متناظر با آسیب سیستم پل بوده و در محاسبات شکنندگی سیستم پل وارد می‌گردند. اما در مورد اعضای ثانویه، تنها دو سطح آسیب تعریف شده و این دو تنها در محاسبات آسیب DS1 و DS2 وارد می‌شوند، چرا که آسیب کامل اعضای ثانویه در مقایسه با اعضای اولیه، پیامد یکسان بر روی سیستم پل نخواهد داشت. توصیف کیفی و جزئیات حالات آسیب اعضا (DC 1-4) در رساله رماناتان موجود بوده و به طور خلاصه در جدول ۳ مقادیر کمی میانه برای هر یک از حالات آسیب در اعضای مختلف (DC) به صورت میانه ظرفیت اعضا در سطوح مختلف آسیب، SC، آورده شده است. عدم

قطعیت مربوط به مقدار میانه ظرفیت نیز به صورت انحراف استاندارد لگاریتمی یا پراکندگی، β_c ، تعریف می‌گردد. با توجه به نبود اطلاعات کافی بر اساس پیشنهاد راماناناتان مقدار پراکندگی میانه ظرفیت اعضا به طور محافظه کارانه برای تمامی آنها در تمام سطوح آسیب برابر 0.35 فرض می‌شود [۱].

جدول ۲- توصیف کلی حالات آسیب سیستم پل به همراه نحوه مشارکت آسیب اعضا [۱]

حالات آسیب سیستم پل	DS1 کم	DS2 متوسط	DS3 گسترده	DS4 کامل
سطح اولویت بازرسی	پایین	متوسط	متوسط - بالا	بالا
وضعیت محدودیت‌های ترافیکی	پل در برابر ترافیک عمومی باز می‌ماند - بدون محدودیت	پل در برابر ترافیک عمومی با اعمال محدودیت (سرعت، وزن و یا خط عبور) باز می‌ماند	پل تنها در برابر ترافیک اورژانسی با اعمال محدودیت (سرعت، وزن و یا خط عبور) باز می‌ماند	بستن کامل پل - با پتانسیل انهدام
نحوه مشارکت آسیب اعضا بر سیستم	DC1	DC2	DC3	DC4
اعضای اولیه	DC1	DC2	-	-
اعضای ثانویه	-	-	-	-

جدول ۳- میانه و پراکندگی سطوح آسیب (ظرفیت) اعضای مختلف پل‌های مورد مطالعه [۱]

β_c	مقادیر میانه، S_c				واحد	پارامتر نیاز مهندسی	عضو	نوع عضو
	DC4	DC3	DC2	DC1				
۰.۳۵	۵	۳/۵	۲	۱	-	شکل‌پذیری انحنایی	ستون‌ها	اولیه
۰.۳۵	۲۲۵	۱۵۰	۷۵	۲۵	میلی‌متر	جابجایی (جابجایی نسبی کوله با عرشه و عرشه با عرشه)	نشیمن کوله و درز میانی	اولیه
۰.۳۵	-	-	-	۲۰	میلی‌متر	جابجایی (جابجایی نسبی دو بر درز)	آب‌بند درزها	ثانویه
۰.۳۵	-	-	۳۰۰	۱۰۰	میلی‌متر	جابجایی (افقی)	عرشه	ثانویه
۰.۳۵	-	-	۲۵۰	۷۵	میلی‌متر	جابجایی	جابجایی مقاوم کوله	ثانویه
۰.۳۵	-	-	۱۰۰	۴۰	میلی‌متر	جابجایی	جابجایی محرک کوله	ثانویه
۰.۳۵	-	-	۱۰۰	۲۵	میلی‌متر	جابجایی	جابجایی عرضی کوله	ثانویه
۰.۳۵	-	-	۱۰۰	۲۵	میلی‌متر	جابجایی	انتقال شالوده ستون‌ها	ثانویه
۰.۳۵	-	-	۰/۱	۰/۰۳	رادیان	دوران	دوران شالوده ستون‌ها	ثانویه
۰.۳۵	-	-	۱۰۰	۲۵	میلی‌متر	جابجایی	تکیه‌گاه‌های الاستومری	ثانویه
۰.۳۵	-	-	۱۲۵	۴۰	میلی‌متر	جابجایی	کلیدهای برشی	ثانویه

با فرض توزیع لوگ‌نرمال، نیاز و ظرفیت اعضا هر کدام با دو پارامتر میانه و پراکندگی مشخص می‌شوند. مقادیر میانه و پراکندگی نیاز با استفاده از برازش خطی بر روی مجموعه پاسخ‌های ثبت شده برای اعضای پل از تحلیل تاریخچه زمانی محاسبه می‌شوند. مقادیر میانه و پراکندگی ظرفیت برای حالات آسیب مشخص، بر اساس مطالعات آزمایشگاهی و تجربیات زلزله‌های گذشته برای اعضای مختلف پل تهیه شده و در جدول ۳ ارائه شد. شکنندگی یک عضو را می‌توان بر اساس رابطه ۳ به دست آورد [۱]. در این رابطه $P[DC_j|IM]$ احتمال رسیدن یا تجاوز از حالت آسیب DC_j در عضو مورد نظر به ازای شدت زلزله IM بوده و S_D و S_C مقدار میانه نیاز و ظرفیت هستند. β_{DIM} و β_C نیز به ترتیب بیانگر پراکندگی (انحراف استاندارد لگاریتمی) نیاز و ظرفیت بوده و $\Phi()$ تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد است. لازم به ذکر است که S_C بر اساس حالت آسیب مورد نظر تعیین می‌شود.

$$P[DC_j | IM] = \Phi \left(\frac{\ln \left(\frac{S_D}{S_C} \right)}{\sqrt{\beta_{DIM}^2 + \beta_C^2}} \right) \quad (3)$$

در این پژوهش بیشینه شتاب زمین (PGA) به عنوان معیار شدت زلزله (IM) در نظر گرفته شده و منحنی‌های شکنندگی بر اساس آن محاسبه و ارائه شده است. با جایگذاری رابطه میانه نیاز (رابطه ۱) در رابطه ۳، می‌توان رابطه شکنندگی اعضا را به صورت ۴ نیز بیان کرد و با ساده‌سازی آن می‌توان آن را به شکل رابطه ۵ نیز نوشت که بیانگر توزیع لوگ‌نرمالی است که شکنندگی اعضا را با پارامتر میانه λ_C و پراکندگی ξ_C توصیف می‌کند.

$$P[DC_j | PGA] = \Phi \left(\frac{\ln(PGA) - \left(\frac{\ln(S_{C_j}) - \ln(a)}{b} \right)}{\frac{\sqrt{\beta_{DIM}^2 + \beta_C^2}}{b}} \right) \quad (4)$$

$$P[DC_j | PGA] = \Phi \left(\frac{\ln(PGA) - \ln(\lambda_C)}{\xi_C} \right) \quad (5)$$

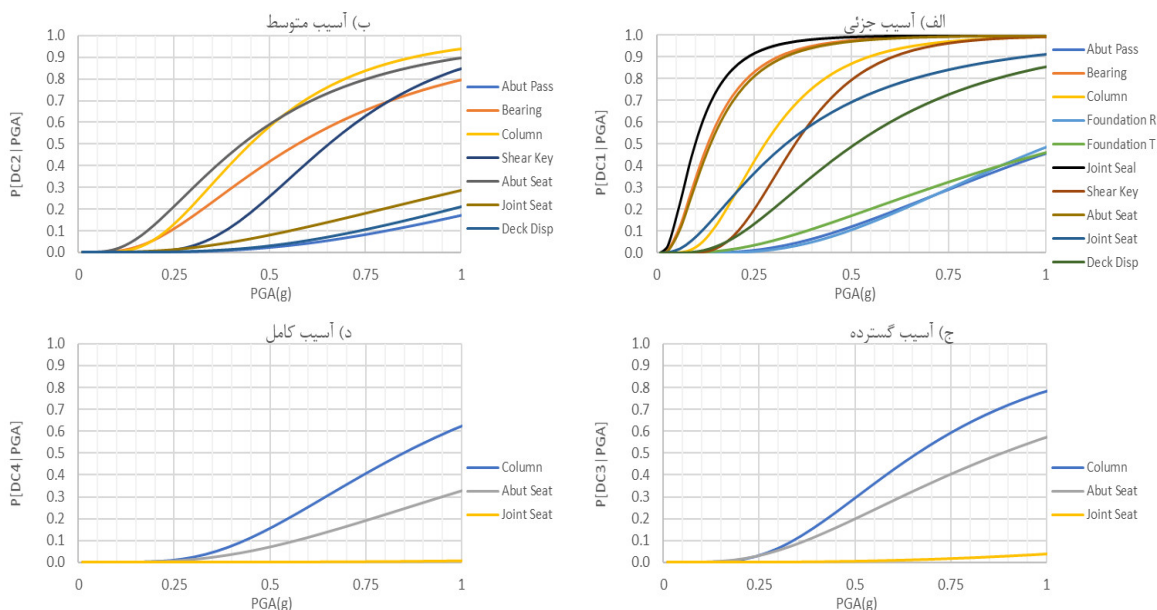
در ادبیات فنی روش های متفاوتی جهت تشکیل منحنی های شکنندگی در سطح سیستم سازه ارائه شده است [۱]. یک روش برای ارزیابی شکنندگی کل سیستم پل، استفاده از کران های سیستم است. در یکی از این روش ها که توسط کرنل پیشنهاد شده است، با فرض سیستم سری برای پل- های مورد بررسی، یک کران بالا و پایین برای احتمال خرابی سیستم توسط شکنندگی هر یک از اعضای آن با استفاده از رابطه ۶ به دست می آید [۱۱]:

$$\max_{i=1}^n [P(F_i)] \leq P(F_{system}) \leq 1 - \prod_{i=1}^n [1 - P(F_i)] \quad (6)$$

در رابطه بالا، $P(F_i)$ احتمال تجاوز از سطح آسیب مورد نظر در عضو i و $P(F_{system})$ احتمال تجاوز از سطح آسیب مورد نظر در سیستم پل است. n نیز تعداد اعضای است که سیستم سری جهت محاسبه شکنندگی پل را تشکیل می دهند که بر اساس سطح آسیب مورد نظر (DS 1-4) و نحوه مشارکت سطح آسیب اعضا متغیر است (مطابق جدول ۲). کران پایین در رابطه بالا فرض می کند که نیاز لرزه ای اعضا کاملاً همبسته باشند، در حالی که کران بالای آن با فرض غیر همبستگی کامل نیاز اعضا تعیین می گردد و یک مقدار محافظه کارانه از میانه شکنندگی سیستم پل را به دست می دهد.

۶. بررسی و ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای پل ها

در شکل ۵ منحنی های شکنندگی لرزه ای مؤلفه های مختلف پل های مورد مطالعه در سطوح آسیب مختلف ارائه شده است. مقایسه منحنی های شکنندگی در سطح آسیب DC1 نشان می دهد در این سطح آسیب که متناظر با حالت آسیب جزئی در سیستم پل است (که همه مؤلفه های پل مشارکت دارند)، آب بند درزهای پل آسیب پذیرترین مؤلفه پل بوده و پس از آن نشیمن کوله و تکیه گاه های الاستومری دارای بیشترین احتمال آسیب در زلزله خواهند بود. مقایسه نمودارهای شکنندگی اعضا در سطح آسیب DC2 که متناظر با حالت آسیب متوسط در سیستم پل است، نشان می دهد که در این حالت مؤلفه های ستون و نشیمن کوله دارای بیشترین احتمال آسیب هستند. در سطح آسیب DC3 و DC4 اعضا، که متناظر با حالت آسیب گسترده و کامل در سیستم پل است و در آن تنها اعضای اولیه مشارکت می کنند، آسیب مؤلفه ستون پل و پس از آن افتادگی عرشه از روی نشیمن کوله دارای بیشترین احتمال وقوع در یک زلزله با شتاب مشخص خواهند بود. منحنی های شکنندگی در سطح اعضا، اطلاعات مفیدی درباره آسیب پذیرترین مؤلفه در سیستم پل و در نتیجه تصمیم گیری درباره اولویت بندی مقاوم سازی اعضا ارائه می کند. نمودارهای مربوطه نشان می دهند که احتمال افتادگی عرشه در محل کوله ها، به مراتب بیشتر از احتمال افتادگی آن در محل درز میانی است. این مورد به این دلیل است که مطابق شکل مودهای ارتعاشی حاصل از تحلیل مودال، مود غالب ارتعاش پل در راستای طولی آن است که منجر به پتانسیل فروافتادگی عرشه در محل کوله ها می شود. اما مود ارتعاش طولی دارای اختلاف فاز در قاب های مجاور که منجر به پتانسیل فروافتادگی عرشه در محل درز میانی می شود، کمتر تحریک شده و در نتیجه احتمال رخداد آن کمتر به دست آمده است. بنابراین برای مقاوم سازی این پل ها در برابر حالات آسیب گسترده و کامل، پس از مقاوم سازی ستون ها (به روش هایی همچون ژاکت و FRP)، اولویت با مقاوم سازی عرشه در محل نشیمن کوله در برابر پتانسیل فروافتادگی به روش هایی همچون تعبیه کابل های مهار است.



شکل ۵- منحنی های شکنندگی در سطح اعضای پل ها در سطوح آسیب الف) جزئی ب) متوسط ج) گسترده د) کامل

به منظور تسهیل مقایسه و بررسی عمیق‌تر آسیب‌پذیری مؤلفه‌های پل، میانه شکنندگی مؤلفه‌ها در سطوح آسیب مختلف و پراکندگی آنها در جدول ۴ آورده شده است. میانه شکنندگی لرزهای یک عضو، مقدار PGA زلزله‌ای است که تحت آن عضو مورد نظر به احتمال گسیختگی ۵۰٪ (احتمال رسیدن یا تجاوز از سطح آسیب مورد نظر) می‌رسد. بدیهی است هرچه مقادیر میانه شکنندگی یک مؤلفه در یک سطح آسیب مشخص کوچکتر باشد، آن مؤلفه آسیب‌پذیرتر خواهد بود. در جدول ۴ مقادیر میانه ۹۹ به معنای مقدار میانه شکنندگی بیشتر از ۲/۵g است. مقادیر پراکندگی نیز در واقع مخرج کسر رابطه ۴ و ۵ بوده و بیانگر پراکندگی (انحراف استاندارد لگاریتمی) در محاسبه مقدار میانه شکنندگی است.

جدول ۴- میانه و پراکندگی شکنندگی مؤلفه‌های مختلف پل‌های مورد مطالعه در سطوح آسیب مختلف

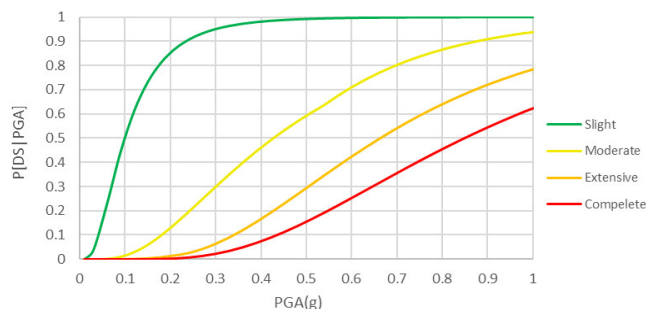
پراکندگی	میانه سطوح آسیب (g)				مؤلفه پل
	DC4	DC3	DC2	DC1	
۰/۵۲	۰/۸۵	۰/۶۶	۰/۴۶	۰/۲۸	ستون
۰/۶۷	۱/۳۵	۰/۸۸	۰/۴۲	۰/۱۴	نشیمن کوله
۰/۸۲	۹۹	۹۹	۱/۵۹	۰/۳۳	نشیمن درز میانی
۰/۶۵	-	-	۱/۸۶	۱/۰۷	کوله-مقاوم
-	-	-	۹۹	۹۹	کوله-محرک
-	-	-	۹۹	۹۹	کوله-عرضی
۰/۴۲	-	-	۰/۶۵	۰/۳۶	کلید برشی
۰/۶۷	-	-	۰/۵۷	۰/۱۳	تکیه‌گاه کوله-طولی
۰/۴۲	-	-	۰/۷۱	۰/۳۴	تکیه‌گاه کوله-عرضی
۰/۸۰	-	-	۱/۹۹	۰/۲۸	تکیه‌گاه درز میانی-طولی
۰/۹۱	-	-	۹۹	۰/۳۹	تکیه‌گاه درز میانی-عرضی
۰/۸۱	-	-	۹۹	۱/۰۸	شالوده ستون-جابجایی
۰/۵۷	-	-	۹۹	۱/۰۲	شالوده ستون-دوران
۰/۴۴	-	-	۱/۳۶	۰/۶۹	جابجایی عرشه-کوله
۰/۶۴	-	-	۱/۹۹	۰/۵۶	جابجایی عرشه-درز میانی
۰/۶۷	-	-	-	۰/۱	آب‌بند درز-کوله
۰/۸۰	-	-	-	۰/۱۹	آب‌بند درز-درز میانی

مطابق جدول ۴ آب‌بند درز کوله دارای کمترین میانه شکنندگی (بیشترین شکنندگی) بوده و آسیب‌پذیرترین مؤلفه در حالت آسیب جزئی سیستم پل است. با توجه به اینکه محصور شدگی هسته ستون‌ها در رفتار آنها در سطح آسیب پایین (جزئی) تأثیری ندارد، به جز حالت آسیب جزئی، در سایر سطوح آسیب رفتار ستون‌ها به شدت تحت تأثیر محصور شدگی ضعیف خود قرار می‌گیرد، بنابراین در این سطوح آسیب، ستون‌ها آسیب‌پذیرترین مؤلفه پل بوده و عامل تعیین‌کننده میانه شکنندگی سیستم پل نیز خواهند بود. مقادیر بالای میانه شکنندگی کوله در حالت محرک بدین دلیل است که نیروی اصطکاک اندکی از طرف تکیه‌گاه‌های الاستومری به کوله وارد شده و مقادیر نیاز لرزهای پاسخ کوله در حالت محرک بسیار کمتر از مقادیر ظرفیت آن خواهند بود. همچنین مقادیر بالای میانه شکنندگی پاسخ عرضی کوله بدلیل رفتار فیوز مانند کلیدهای برشی است.

همانطور که اشاره شد در صورتی که پاسخ مؤلفه‌های مختلف پل کاملاً همبسته باشند، کرانه پایین رابطه ۶ احتمال آسیب سیستم پل را به طور دقیق به دست می‌دهد. در جدول ۵ ماتریس ضرایب همبستگی مقادیر نیاز لرزهای مؤلفه‌های مختلف پل آورده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود مقادیر ضرایب همبستگی بین مؤلفه‌های مختلف پل عمدتاً بالا (نزدیک به یک) بوده که نشان از همبستگی زیاد نیاز لرزهای مؤلفه‌های مختلف پل دارد. در نتیجه می‌توان از کرانه پایین رابطه ۶ به طور قابل اعتمادی برای تعیین احتمال شکنندگی سیستم پل استفاده کرد. با استفاده از این رابطه منحنی‌های شکنندگی سیستم پل‌های بتن آرمه عرشه جعبه‌ای مورد مطالعه در حالات آسیب مختلف در شکل ۶ ارائه شده و در جدول ۶ مقادیر میانه شکنندگی سیستم پل و پراکندگی آن در حالات آسیب مختلف آورده شده است. از مقایسه جدول ۴ و ۶ مشاهده می‌شود که در سطوح آسیب پایین (جزئی و متوسط) که همه اعضای پل مشارکت می‌کنند و همچنین آسیب ستون‌ها در این سطوح چندان متأثر از میزان محصور شدگی هسته آنها نیست (با توجه به ضعف اصلی ستون‌های پل‌های مورد مطالعه یعنی محصور شدگی ناقص)، در نظر گرفتن مؤلفه ستون به عنوان تنها معیار آسیب‌دیدگی سیستم پل منجر به یک برآورد غیر دقیق و دست‌پایین از شکنندگی و آسیب‌پذیری پل خواهد شد. لازم به ذکر است که چنانچه در محاسبه احتمال شکنندگی سیستم پل به روش مناسبی همبستگی واقعی میان مقادیر نیاز لرزهای مؤلفه‌های پل در نظر گرفته شود، در هر یک از سطوح آسیب احتمال شکنندگی سیستم پل از احتمال شکنندگی تک تک مؤلفه‌های آن بیشتر خواهد بود. در نتیجه اختلاف میانه شکنندگی سیستم پل و مؤلفه ستون پل افزایش خواهد یافت [۱۱].

جدول ۵- ماتریس ضرایب همبستگی نیاز لرزه‌ای مؤلفه‌های مختلف پل‌های مورد مطالعه

	Column	Abut Seat	Bearing	Abut Pass	Shear Key	Deck	Joint Seal	Foundation T	Foundation R
Column	1.000								
Abut Seat	0.954	1.000							
Bearing	0.955	1.000	1.000						
Abut Pass	0.891	0.930	0.926	1.000					
Shear Key	0.898	0.843	0.844	0.828	1.000				
Deck	0.902	0.843	0.843	0.828	0.999	1.000			
Joint Seal	0.955	1.000	1.000	0.926	0.844	0.843	1.000		
Foundation T	0.911	0.863	0.862	0.805	0.787	0.785	0.862	1.000	
Foundation R	0.987	0.965	0.966	0.905	0.908	0.910	0.966	0.880	1.000



شکل ۶- منحنی‌های شکنندگی سیستم پل‌های مورد مطالعه در حالات آسیب جزئی تا کامل

جدول ۶- میانه و پراکندگی شکنندگی لرزه‌ای سیستم پل در حالات آسیب مختلف (IM = PGA(g))

آسیب کامل DS4		آسیب گسترده DS3		آسیب متوسط DS2		آسیب جزئی DS1	
پراکندگی	میانه	پراکندگی	میانه	پراکندگی	میانه	پراکندگی	میانه
۰/۵۲	۰/۸۵	۰/۵۲	۰/۶۶	۰/۶۷	۰/۴۲	۰/۶۷	۰/۱

۷. نتیجه‌گیری

در این پژوهش به ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل‌های بتن آرمه عرشه جعبه‌ای با جزئیات دوران طراحی میانی (۱۹۷۱ تا ۱۹۹۰) در کالیفرنیا پرداخته شد. به طور خلاصه این نتایج به دست می‌آید که در سطح آسیب جزئی سیستم پل، مؤلفه آب‌بند درز کوله و پس از آن تکیه‌گاه‌های کوله آسیب‌پذیرترین مؤلفه‌های پل هستند. در سطح آسیب متوسط، مؤلفه نشیمن کوله (که در این سطح آسیب، خسارت ناشی از ضربه عرشه به دیواره کوله محتمل است) و ستون‌ها آسیب‌پذیرترین مؤلفه‌های پل هستند. در سطوح آسیب گسترده و کامل سیستم پل، ستون‌ها آسیب‌پذیرترین مؤلفه پل بوده و پس از آن مؤلفه نشیمن کوله (که در این سطوح آسیب، فرو افتادگی عرشه محتمل است) دارای بیشترین احتمال آسیب هستند. اصلی‌ترین آسیب مربوط به این پل‌ها در زلزله‌های شدید، شکست ستون پل بدلیل عدم محصور شدن گسیختگی مناسب هسته ستون در نواحی مفصل پلاستیک و همچنین افتادگی عرشه از روی نشیمن کوله بدلیل عدم کفایت عرض نشیمن کوله است. آسیبی که در زلزله ۱۹۸۹ لوماپریتا و ۱۹۹۴ نورث‌ریچ به وفور در پل‌های کالیفرنیا مشاهده شد.

۸. مراجع

- [1] K. N. Ramanathan, "Next generation seismic fragility curves for california bridges incorporating the evolution in seismic design philosophy," Ph.D. thesis, Georgia Institute of Technology, 2012.
- [2] G. Ghodrati Amiri, S. M. M. Zomorodian, and A. R. Tajik Davoudi, "Assessment of The Effect of Near-Field Ground Motions on Vulnerability of Highway Bridges," *J. Transp. Res.*, vol. 8, pp. 241–257, 2011.
- [3] B. Zakeri, J. E. Padgett, and G. G. Amiri, "Fragility Analysis of Skewed Single-Frame Concrete Box-Girder Bridges," *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 28, no. 3, pp. 571–582, Jun. 2014.
- [4] B. Zakeri, J. E. Padgett, and G. Ghodrati Amiri, "Fragility Assessment for Seismically Retrofitted Skewed Reinforced Concrete Box Girder Bridges," *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 29, no. 2, Apr. 2014.
- [5] M. Abbasi, B. Zakeri, and G. G. Amiri, "Probabilistic Seismic Assessment of Multiframe Concrete Box-Girder Bridges with Unequal-Height Piers," *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 30, no. 2, Apr. 2015.
- [6] H. Pahlavan, B. Zakeri, G. G. Amiri, and M. Shaihanfar, "Probabilistic Vulnerability Assessment of Horizontally



دوازدهمین کنگره ملی مهندسی عمران

۸ و ۷ خرداد ۱۳۹۹

دانشگاه صنعتی سهند، تبریز، ایران



- Curved Multiframe RC Box-Girder Highway Bridges,” *J. Perform. Constr. Facil.*, vol. 30, no. 3, Jun. 2015.
- [7] “Open System for Earthquake Engineering Simulation - Home Page.” [Online]. Available: <http://opensees.berkeley.edu/>. [Accessed: 28-Aug-2019].
- [8] A. Shamsabadi, P. Khalili-Tehrani, J. P. Stewart, and E. Taciroglu, “Validated Simulation Models for Lateral Response of Bridge Abutments with Typical Backfills,” *J. Bridg. Eng.*, vol. 15, no. 3, pp. 302–311, 2010.
- [9] E. Choi, “Seismic Analysis and Retrofit of Mid-America Bridges,” Ph.D. Thesis, Georgia Institute of Technology, 2002.
- [10] S. H. Megally, P. F. Silva, and F. Seible, “Seismic Response of Sacrificial Shear Keys in Bridge Abutments,” Structural Systems Research Project SSRP-2001/24, University of California, San Diego, 2002.
- [11] B. G. Nielson and R. DesRoches, “Seismic fragility methodology for highway bridges using a component level approach,” *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, vol. 36, no. 6, pp. 823–839, 2007.
- [12] J. W. Baker, T. Lin, S. K. Shahi, and N. Jayaram, “New Ground Motion Selection Procedures and Selected Motions for the PEER Transportation Research Program,” *Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, PEER Report*, no. 2011/3. 2011.