

## ارزیابی رفتار لرزه‌ای پل‌های بتنی عرشه پیوسته با بیه‌های مختلف با استفاده از منحنی شکنندگی

محمودرضا شیراوند<sup>۱\*</sup>، شیما محبوبی<sup>۲</sup>، پدram امیدیان<sup>۳</sup>

۱- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

۲- دانشجوی دکتری مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

۳- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

### چکیده

پل‌ها از جمله ارکان اصلی خطوط حمل و نقل شهری و بین شهری می‌باشند. بنابراین باید طوری طراحی شوند که بعد از وقوع زلزله قابل استفاده بوده و منجر به قطع ارتباط سیستم حمل و نقل عمومی نشوند. خسارت وارد بر پل‌ها در زلزله‌های اخیر اهمیت ارزیابی لرزه‌ای پل و تعیین سطوح خرابی آن‌ها تحت بارهای لرزه‌ای را آشکار نمود. از جمله عواملی که آسیب پذیری پل‌ها در برابر زلزله را افزایش می‌دهد، زاویه بیه پل می‌باشد. پل‌های دارای بیه معمولاً در تقاطع بزرگراه‌ها و یا جاده‌هایی که به دلیل شرایط جغرافیایی امکان ساخت پل‌های معمولی وجود ندارد، ساخته می‌شوند. هدف این مقاله ارزیابی لرزه‌ای پل‌های بتنی عرشه پیوسته دارای زاویه بیه با استفاده از معیار خرابی و تعیین احتمال خرابی پایه‌های پل به کمک منحنی‌های شکنندگی می‌باشد. بدین منظور سه نوع پل بتنی عرشه پیوسته دو، سه و چهار دهانه با زاویه‌های بیه صفر، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درجه در نرم افزار اجزای محدود مدل‌سازی می‌شوند. سپس پاسخ لرزه‌ای هر یک از پل‌ها تحت ۱۰ رکورد زلزله با انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA) به دست می‌آید. به منظور تعیین احتمال خرابی پل‌ها از معیار خرابی ارائه شده توسط مکی و استوجانویچ استفاده شده و حدود خرابی پایه‌های پل‌ها در چهار حالت خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل تعیین می‌گردد. سپس منحنی شکنندگی پل‌ها در هر یک از حالت‌های خرابی، به دست آمده و احتمال خرابی پایه‌ها در بیه‌های مختلف و دهانه‌های مختلف مقایسه می‌گردد. نتایج حاصل نشان می‌دهد که افزایش بیه موجب افزایش احتمال خرابی پل به ویژه در حالت‌های خرابی زیاد و کامل می‌گردد.

کلمات کلیدی: پل بتنی، زاویه بیه، تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده، معیار خرابی، منحنی شکنندگی.

\* نویسنده مسئول: محمودرضا شیراوند

پست الکترونیکی: m\_shiravand@sbu.ac.ir

DOI: 10.22065/jsce.2017.77681.1085

شناسه دیجیتال

<http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.77681.1085>

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۹۵/۱۰/۲۶، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۳۹۶/۰۳/۲۴

## ۱- مقدمه

آسیب وارد به پل‌ها در زلزله‌های گذشته که بیانگر ضعف عملکرد لرزه‌ای پل‌ها می‌باشد، نه تنها بر سیستم حمل و نقل عمومی تاثیر می‌گذارد، بلکه فعالیت‌های شهری و اقتصادی را نیز تحت تاثیر قرار می‌دهد. عملکرد لرزه‌ای پل‌ها به عواملی نظیر خصوصیات هندسی و مصالح پل و همچنین ویژگی رکوردهای زلزله وارده بستگی دارد. از جمله پارامترهای موثر در رفتار لرزه‌ای پل‌ها، زاویه بیه پل می‌باشد. پل‌های دارای بیه معمولاً در تقاطع بزرگراه‌ها و یا در جاده‌های روی رودخانه‌ها، به علت محدودیت‌های هندسی ساخته می‌شوند. در دهه‌های اخیر خسارات وارد بر پل‌های بیه در زلزله‌هایی مانند زلزله سن فراندو، لوما پریتا و نورث ریج لزوم ارزیابی لرزه‌ای این نوع پل‌ها را بیش از پیش آشکار نمود. از این رو مطالعات بسیاری به منظور تعیین و بهبود عملکرد لرزه‌ای پل‌های بیه صورت گرفته است. به طور مثال ماراگاکیس در مطالعه‌ای که در سال ۱۹۸۷ بر روی رفتار لرزه‌ای پل‌های دارای بیه انجام داد، به این نتیجه رسید که پاسخ پل‌های دارای بیه به شدت وابسته به زاویه بیه و اثرات ناشی از برخورد بین عرشه و پایه‌ها می‌باشد [۱]. واکرفیلد و همکارانش نیز به بررسی خرابی پل‌های بتنی دارای بیه پرداختند و نتیجه گرفتند که زاویه بیه پاسخ پل تحت بارهای لرزه‌ای را تشدید می‌کند [۲]. همچنین نتایج تحقیقی که توسط منگ و لو بر روی رفتار لرزه‌ای پل‌های بتنی با مقطع باکس صورت گرفت، نشان داد که شرایط تکیه‌گاهی پایه‌ها و زاویه بیه تاثیر قابل توجهی بر پاسخ لرزه‌ای پل دارند [۳]. مناسا و همکارانش، اثر زاویه بیه بر یک پل بتنی دهانه ساده با بارگذاری خاص، که در AASHTO برای سیستم‌های بزرگراهی طراحی شده بود، بررسی نمودند. نتایج حاصل از روش طراحی AASHTO برای پل‌های با زاویه بیه ۲۰ درجه و کمتر، مقادیر ماکزیمم لنگر طولی مشابه با روش تحلیلی ارائه داد، اما در بیه‌های بیشتر از ۲۰ درجه، روش AASHTO مقادیر لنگر بیشتری به دست می‌دهد [۴]. دیمیتراکوپولوس نیز در مطالعه‌ای به بررسی رفتار لرزه‌ای پل‌های کوتاه دارای بیه پرداخت که براساس نتایج این مطالعه، تغییرمکان عرضی پل به زاویه بیه، هندسه و اصطکاک بین محل تماس پایه و عرشه بستگی دارد [۵]. در سال ۲۰۱۲ کویانی و همکارانش به بررسی اثر زاویه بیه و پیکربندی پل در رفتار لرزه‌ای پل‌های بتنی دارای بیه پرداختند. نتایج حاصل از مطالعات آن‌ها نشان داد که احتمال خرابی پل با افزایش بیه افزایش می‌یابد [۶].

پیش از سال ۱۹۷۱ میلادی اغلب پل‌ها بدون در نظر گرفتن استانداردهای طراحی لرزه‌ای ساخته شده‌اند، گزارش حاصل از خسارت پل در زلزله‌های گذشته نشان می‌دهد که خسارت وارد بر اجزای پل از ترک‌های کوچک در پوشش بتن تا شکست ستون‌ها و ریزش عرشه متغیر است. انواع و درجات مختلف خسارت در اجزای پل نیازمند روش‌های مختلف تعمیر متناسب با نوع خسارت وارده می‌باشد. بنابراین لزوم طبقه بندی و تشخیص انواع خرابی‌های پل در زلزله و شناخت عوامل و عواقب این خرابی‌ها ضروری به نظر می‌رسد. خرابی پل‌ها در زلزله معمولاً ناشی از تاثیر همزمان چند عامل می‌باشد. در بسیاری از موارد شناخت عامل خرابی منجر به ارائه راهکارهایی به منظور کاهش سطح خرابی می‌گردد. اگرچه شدت و نوع خسارات وارد بر پل‌ها به خصوصیات جنبش‌های زمین ناشی از زلزله و ویژگی‌های سازه‌ی پل بستگی دارد و هیچ دو زلزله یا سایتی دارای خصوصیات کاملاً یکسانی نمی‌باشند، اما با وجود این عدم قطعیت‌ها می‌توان با استفاده از داده‌های حاصل از زلزله‌های گذشته اطلاعات مفیدی در ارتباط با عملکرد لرزه‌ای پل‌ها و نقاط ضعف آن‌ها به دست آورد. چراکه بسیاری از انواع خرابی پل‌ها در زلزله‌های مختلف تکرار شده است و با شناخت انواع خرابی‌های پل در زلزله‌های مختلف می‌توان درک بهتری از رفتار سازه‌ای و نقاط آسیب پذیر پل‌های موجود و جدید به دست آورد [۷].

از جمله روش‌های ارزیابی آسیب پذیری لرزه‌ای که در سال‌های اخیر در مطالعات آسیب پذیری لرزه‌ای به طور گسترده مورد استفاده قرار گرفته، منحنی‌های شکنندگی می‌باشد. منحنی‌های شکنندگی مولفه‌ی اصلی در مطالعات تحلیل خرابی سازه در زلزله می‌باشند و ارتباط بین دو مولفه‌ی خطر زلزله و ویژگی‌های سازه را برقرار می‌کنند. منحنی‌های تجربی، حاصل اطلاعاتی است که در تحقیقات صورت گرفته در مورد خرابی سازه‌ها در اثر حوادث لرزه‌ای جمع‌آوری می‌شود. در حالی که منحنی‌های نظری براساس نظر متخصصان شاخه‌ی مهندسی زلزله به دست می‌آیند و در نهایت منحنی‌های تحلیلی از داده‌های تحلیلی حاصل از آزمایش‌های تجربی و یا شبیه‌سازی حاصل می‌شوند. پژوهش‌های بسیاری به منظور تعیین روابط شکنندگی با استفاده از شبیه‌سازی و مدل‌های تحلیلی صورت گرفته است. از جمله این پژوهش‌ها عبارتند از: سینگهال و کرمیدجیان [۸] و اربریک و النشای [۹] که از مدل سه بعدی استفاده کردند، همچنین روش ساده‌ی تحلیل غیر خطی مدل سازه‌ی یک درجه آزادی معادل در مطالعات جوانگ و النشای [۱۰] مشاهده می‌شود. روابط شکنندگی ترکیبی نیز با ترکیب دو یا سه

روش ذکر شده در بالا برای افزایش دقت روش‌های بالا و کاهش کمبودهای هر یک از این روش‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد. نمونه‌ای از این حالت که در آن روش نظری با روش تحلیلی و یا داده‌های حاصل از مشاهدات مورد تایید و پشتیبانی قرار می‌گیرد، در ATC-13 و ATC-40 دیده می‌شود. در این مطالعات روابط آسیب‌پذیری به شدت وابسته به نظر متخصصان می‌باشد، اما تا حدودی از داده‌های حاصل از زلزله سال ۱۹۷۱ سن فرناندو و ۱۹۹۴ نورتریج استفاده شده است [۱۱].

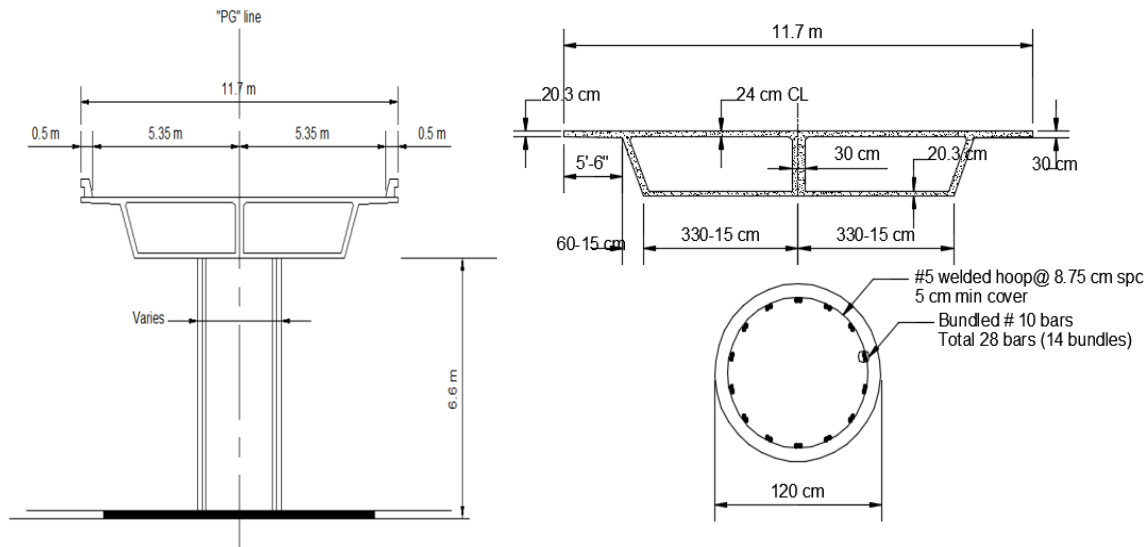
منحنی‌های شکنندگی در پل‌ها دارای کاربردهای مختلفی هستند از جمله: بررسی‌های اولیه پل پس از زلزله، تخمین اولیه و سریع از خسارت‌های اقتصادی، کنترل طراحی، ارزیابی نوع سیستم پل، طراحی بهینه با توجه به ایمنی، هزینه، عملکرد و برنامه ریزی پشتیبانی (اثرات ترافیک از سناریوهای مختلف، روش‌های مقاوم‌سازی به صرفه اقتصادی). اغلب منحنی‌های شکنندگی ارائه شده برای پل‌ها (کالیفرنیا) برای پل‌هایی با مشخصه سازه‌ای خاص می‌باشند. این منحنی‌ها عدم قطعیت موجود در پارامترهای هندسی را که نوع پل را توصیف می‌کنند، در نظر نمی‌گیرند [۱۲]. نیلسون و دسروچه [۱۳] پاجت و دسروچه [۱۴] و رامانتال [۱۵]، منحنی‌های شکنندگی را برای انواع پل‌های مقاوم سازی شده در مرکز و جنوب شرقی ایالات متحده توسعه دادند. همچنین در HAZUS نیز یک سری روابط شکنندگی براساس پارامترهای تعیین شده در NBI، برای انواع پل‌ها ارائه شده است [۱۲]. باسوز و مندر [۱۶] و بانرجی و شینوزوکا [۱۷] و جوانگ و النشای [۱۰] از روش طیف ظرفیت برای توسعه منحنی‌های شکنندگی پل‌های بزرگراهی در آمریکا استفاده کردند. منحنی‌های شکنندگی ارائه شده توسط باسوز و مندر [۱۶] در نرم افزار HAZUS-MH برای ارزیابی خطر لرزه‌ای اجزای سیستم بزرگراهی به کار گرفته شده است. فجفر [۱۸] روش N2 را به عنوان نوع خاصی از روش طیف ظرفیت ارائه کرد که در آن تحلیل پوش اور مدل سازه‌ی چند درجه آزادی با تحلیل طیف پاسخ غیرالاستیک یک سیستم یک درجه آزادی معادل به صورت شتاب-تغییر مکان ترکیب می‌شود. مطالعات بسیاری برای استفاده از روش‌های کامپیوتری پیچیده‌تر نظیر تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) به منظور توسعه منحنی‌های شکنندگی صورت گرفت. کیم و شینوزوکا [۱۹] از روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی مدل دو بعدی پل برای بررسی اثر مقاوم سازی ستون بر عملکرد لرزه‌ای پل‌ها استفاده کردند. Caltrans در گزارش خسارت حاصل از زلزله ۱۹۹۴ نورتریج، انواع مختلف خرابی و حالت‌های خرابی متناظر آن نظیر کم، متوسط، زیاد و کامل را مشخص نمود و با استفاده از این اطلاعات خرابی، تعداد ۱۹۹۸ پل مورد تحلیل و ارزیابی قرار گرفته و براساس پیکربندی اعضا (تعداد دهانه، زاویه بیه و ...) و نوع خاک، طبقه بندی شدند [۱۲].

در این مطالعه، رفتار لرزه‌ای پل‌های بتنی عرشه پیوسته و تاثیر زاویه بیه و تعداد دهانه بر پاسخ لرزه‌ای پل‌ها در زلزله‌های مختلف با استفاده از حدود خرابی تغییرمکانی تعریف شده توسط مکی و استوجانویچ [۲۰] و تحلیل شکنندگی پل‌ها، مورد بررسی قرار می‌گیرد. بدین منظور سه تیپ پل بتنی عرشه پیوسته دو، سه و چهار دهانه با بیه‌های صفر، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درجه به کمک نرم افزار CSI Bridge مدل‌سازی می‌گردد. پاسخ لرزه‌ای پایه‌های پل‌ها، تحت تحریک ۱۰ رکورد زلزله و با استفاده از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA) در بیه‌های مختلف به دست می‌آید. سپس با استفاده از مقادیر حدود خرابی ارائه شده توسط مکی و استوجانویچ [۲۰] براساس تغییرمکان پایه در چهار حالت خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل و روابط احتمالاتی، منحنی‌های شکنندگی پایه پل‌ها با تعداد دهانه‌های مختلف و در بیه‌های صفر، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درجه به دست آمده و به کمک آن‌ها احتمال وقوع هر یک از این چهار حالت خرابی تعیین می‌گردد. نتایج نشان می‌دهد که با افزایش بیه پل احتمال خرابی پایه‌ها افزایش می‌یابد. به ویژه در حالت‌های خرابی زیاد و کامل افزایش بیه تاثیر قابل توجهی در افزایش احتمال خرابی دارد. همچنین احتمال خرابی زیاد و کامل در پل چهار دهانه نسبت به پل دو دهانه و سه دهانه بیشتر است.

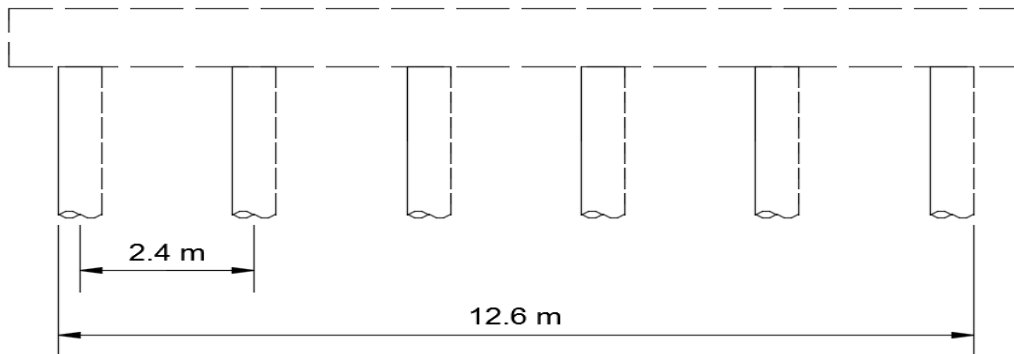
## ۲- مدل‌سازی پل‌ها

در این پژوهش به منظور بررسی رفتار لرزه‌ای پل‌ها با توجه به این امر که اغلب پل‌های ایران پل‌های بتنی می‌باشد، سه نوع پل بتنی عرشه پیوسته دو دهانه، سه دهانه و چهار دهانه با بیه‌های صفر، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درجه و در مجموع ۱۲ پل در نرم افزار CSI Bridge مدل‌سازی می‌شود. مدل‌ها شامل ۶ پایه با مقطع دایره و به قطر ۱/۲ متر و ارتفاع ۶/۶ متر می‌باشد. همچنین طول و عرض هر دهانه به ترتیب ۴۵ و

۱۱/۷ متر بوده و عرشه پل از شاهتیرهایی با مقطع باکس پیش تنیده تشکیل شده است. فاصله ستون‌ها در مقطع عرضی ۲/۴ متر می‌باشد و پایه‌های همه مدل‌ها گیردار در نظر گرفته می‌شود. شکل ۱ نمای عرضی پل و مشخصات مقاطع را نشان می‌دهد. همه پل‌های مورد مطالعه از نوع پل با اهمیت زیاد و منظم بوده که با در نظر گرفتن موقعیت پل در خاک نوع III و در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد طراحی شده است. طراحی لرزه‌ای پل‌ها براساس آیین نامه طرح پل‌های راه و راه آهن در برابر زلزله [۲۱] صورت گرفته است. ضریب زلزله با استفاده از روش استاتیکی معادل و طیف طرح سطح خطر ۱ (زلزله با احتمال وقوع ۱۰٪ در ۵۰ سال) محاسبه شده است و مقدار R در دو جهت طولی و عرضی پل‌ها به ترتیب ۳ و ۵ در نظر گرفته شده است. جهت بارگذاری پل‌ها از آیین نامه بارگذاری پل‌ها [۲۲] استفاده شده است وزن اجزای سازه‌ای توسط نرم افزار محاسبه می‌شود و بار مرده سازه شامل آسفالت، عایق‌بندی، پیاده‌رو و جان‌پناه به سازه وارد می‌گردد.



مقطع ستون

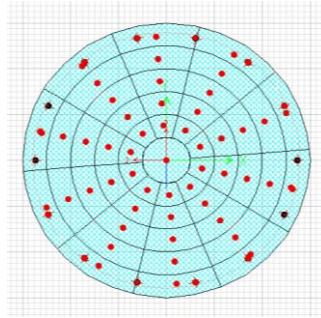


شکل ۱: نمای عرضی پل و مشخصات مقاطع ستون و سر ستون.

در مدل اجزای محدود، رفتار روسازه پل خطی در نظر گرفته شده و از این رو در مدلسازی با استفاده از المان‌های الاستیک مدل می‌شوند. به منظور مدلسازی غیرخطی ستون‌های پل از المان فایبر تیر-ستون با روش پلاستیسیته متمرکز استفاده می‌شود. المان فایبر قابلیت بررسی رفتار مقطع ستون در برابر بارهای رفت و برگشتی و دینامیکی را فراهم می‌کند. در مدلسازی با روش پلاستیسیته متمرکز، مفصل پلاستیک به صورت نقطه‌ای در مرکز طولی از المان که برابر با طول مفصل پلاستیک می‌باشد، فرض می‌گردد و تنها رفتار غیرخطی در طول مفصل پلاستیک در نظر گرفته شده و در بقیه طول، رفتار المان به صورت الاستیک در نظر گرفته می‌شود. مقطع ستون با المان فایبر در شکل ۲ نشان داده شده است. مدلسازی عرشه پل با استفاده از المان شل (Shell) صورت می‌گیرد. کوله‌ها با کمک فنر خطی مدلسازی می‌شوند و سختی معادل آن‌ها با استفاده از رابطه (۱) محاسبه می‌گردد [۲۳]:

$$K_R = \frac{GA}{T_r} \quad (1)$$

در این رابطه  $G$  برابر ۱۰ کیلوگرم بر سانتی مترمربع،  $A$  سطح مقطع نئوپرن ها و  $T_r$  ضخامت کل لایه‌های نئوپرن می‌باشد. براساس مشخصات نئوپرن‌های مورد استفاده سختی نئوپرن‌ها 400 تن بر متر به دست آمده و در مدل اجزای محدود منظور می‌گردد.



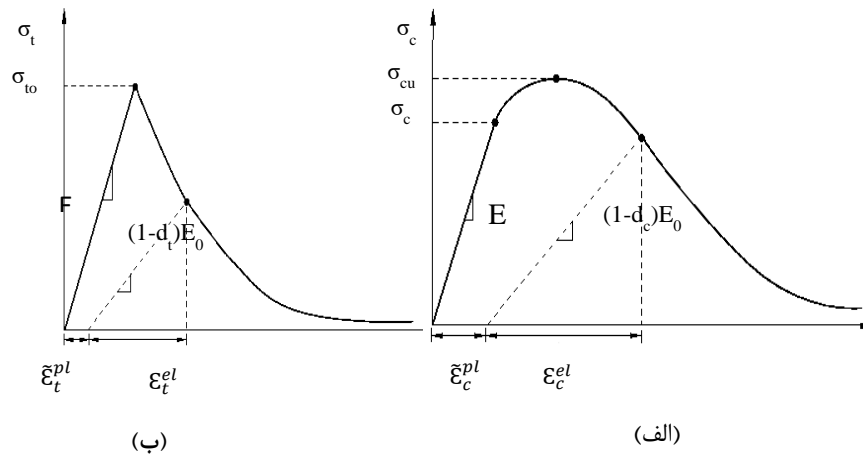
شکل ۲: مدلسازی مقطع ستون با فایبر.

مصالح بتن مورد استفاده در پایه‌ها و عرشه، دارای مقاومت اسمی ۲۵۰ کیلوگرم بر سانتی مترمربع و تنش تسلیم آرماتورها ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی مترمربع می‌باشد. به منظور مدلسازی رفتار غیرخطی بتن از منحنی تنش-کرنش بتن محصور که توسط مندر [۲۴] ارائه شده، استفاده می‌گردد. این مدل رفتار غیرالاستیک بتن را با استفاده از مدل خرابی ایزوتروپیک و پلاستیسیته، در کشش و فشار توصیف می‌کند. مکانیزم خرابی بتن شامل دو بخش اصلی می‌باشد: ترک خوردگی بتن در کشش و خردشدگی بتن تحت فشار، که سطح هر یک از این خرابی‌ها، همان طور که در شکل ۳ نشان داده شده است، با استفاده از کرنش معادل پلاستیک کششی و فشاری کنترل می‌گردد. با توجه به فرضیات این مدل، پاسخ کششی بتن تحت بار تک محوری تا رسیدن به مقدار تنش  $\sigma_{t0}$ ، که تنش متناظر با آغاز تشکیل ترک‌های مویی و ریز در بتن می‌باشد، خطی بوده و پس از آن رفتار نرم شوندگی در منحنی تنش-کرنش مشاهده می‌شود که موجب تمرکز کرنش در بتن می‌گردد. تحت بار تک محوری فشاری، رابطه تنش و کرنش بتن تا رسیدن به تنش تسلیم اولیه،  $\sigma_{c0}$ ، خطی می‌باشد و پس از آن پاسخ پلاستیک بتن با سخت شوندگی کرنشی حاکم شده و نرم شوندگی کرنشی پس از تنش نهایی  $\sigma_{cu}$ ، مشاهده می‌گردد. روابط تنش-کرنش بتن تحت بار محوری کششی و فشاری به صورت روابط (۲) و (۳) می‌باشد:

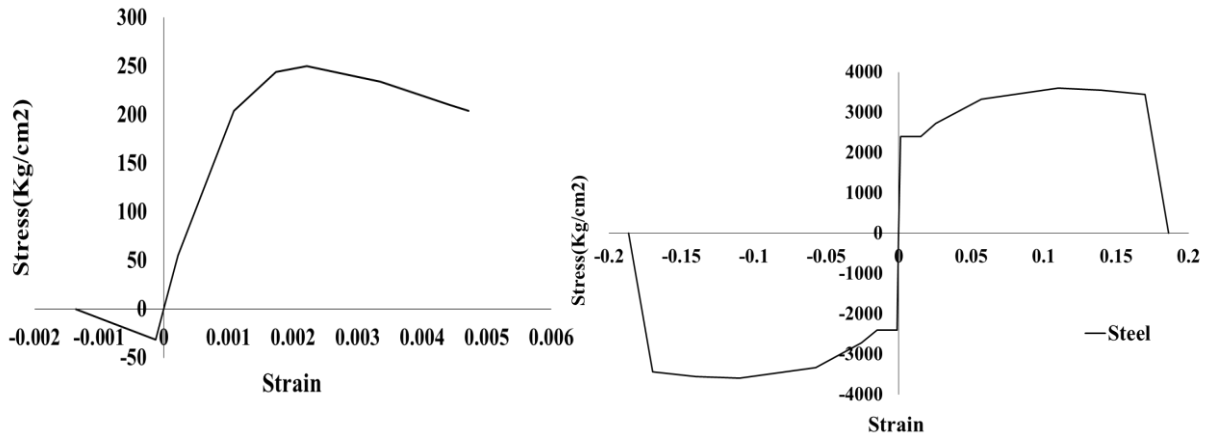
$$\sigma_t = (1 - d_t) E_0 (\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad (2)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c) E_0 (\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) \quad (3)$$

در این روابط  $E_0$ ، سختی الاستیک اولیه،  $\varepsilon_c^{pl}$  و  $\varepsilon_t^{pl}$  به ترتیب، کرنش پلاستیک معادل در کشش و فشار می‌باشند. در این مدل کاهش مدول الاستیسیته تحت بارهای کششی و فشاری با استفاده از دو متغیر خرابی  $d_c$  و  $d_t$  منظور می‌گردد. این متغیرهای خرابی به صورت تابعی از کرنش پلاستیک، دما و ... تعریف می‌شوند [۲۴]. شکل ۴ منحنی تنش-کرنش بتن و فولاد مورد استفاده در این مطالعه را نشان می‌دهد.



شکل ۳: منحنی تنش-کرنش بتن تحت بارمحوری الف) فشاری و ب) کششی (مدل مندر) [۲۴].



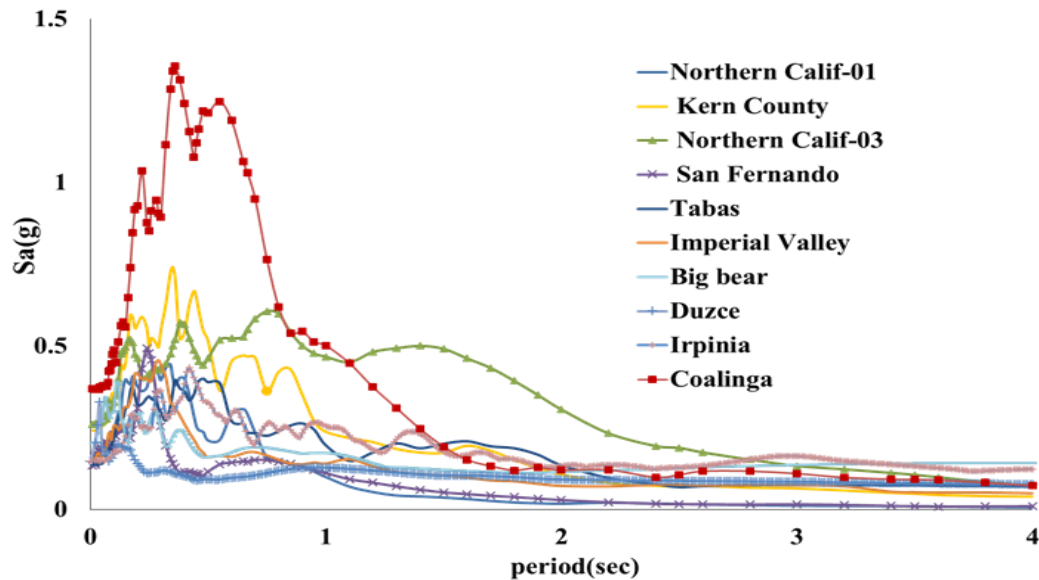
شکل ۴: منحنی تنش-کرنش فولاد و بتن.

### ۳- انتخاب رکوردهای زلزله

در این مطالعه به منظور ارزیابی لرزه‌ای پل‌ها ۱۰ رکورد از زلزله‌های ایران و جهان در دو جهت طولی و عرضی مورد استفاده قرار می‌گیرد. این رکوردها با بزرگی،  $M_w$ ، بین ۶ تا ۷/۵ ریشتر و در فاصله کانونی ۲۰ تا ۴۵ کیلومتر انتخاب شده‌اند. مشخصات رکوردهای مورد استفاده در جدول ۱ ارائه شده است. همچنین طیف حاصل از همه رکوردها در شکل ۵ نشان داده شده است.

جدول ۱: مشخصات رکورد زلزله‌های مورد استفاده

شماره	نام زلزله	سال وقوع	ایستگاه	بزرگی زلزله	مکانیزم گسلش	فاصله (Km)	PGD (cm)	PGV (cm/s)	PGA (g)
1	Northern Calif-01	1941	Ferndale City Hall	6.4	Strike slip	44.52	0.698	5.947	0.115
	Northern Calif-01	1941	Ferndale City Hall	6.4	Strike slip	44.52	1.325	6.766	0.122
2	San Fernando	1971	Fairmont Dam	6.61	Reverse	25.58	2.971	5.169	0.075
	San Fernando	1971	Fairmont Dam	6.61	Reverse	25.58	2.441	8.58	0.111
3	Tabas-Iran	1978	Boshrooyeh	7.35	Reverse	24.07	7.637	13.303	0.106
	Tabas-Iran	1978	Boshrooyeh	7.35	Reverse	24.07	8.028	15.343	0.085
4	Imperial Valley	1979	Calipatria Fire Station	6.53	Strike slip	23.17	13.257	15.599	0.129
	Imperial Valley	1979	Calipatria Fire Station	6.53	Strike slip	23.17	6.854	13.689	0.079
5	Big bear	1992	Desert hot springs	6.46	Strike slip	39.5	5.55	2.284	0.203
	Big bear	1992	Desert hot springs	6.46	Strike slip	39.5	19.94	4.78	0.163
6	Duzce,Turkey	1999	Lamont 1061	7.14	Strike slip	11.6	1.197	2.5	0.126
	Duzce,Turkey	1999	Lamont 1061	7.14	Strike slip	11.6	0.744	2.48	0.099
7	Irpinia_ Italy	1980	Calitiri	6.9	Normal	13.34	0.326	4.18	0.126
	Irpinia_ Italy	1980	Calitiri	6.9	Normal	13.34	0.377	6.89	0.175
8	Coalinga	1983	Cantua Creek School	6.36	Reverse	23.78	10.438	26.168	0.225
	Coalinga	1983	Cantua Creek School	6.36	Reverse	23.78	10.478	26.259	0.288
9	Kern County	1952	Taft Lincoln School	7.36	Reverse	38.42	6.105	15.23	0.159
	Kern County	1952	Taft Lincoln School	7.36	Reverse	38.42	9.352	18.627	0.18
10	Northern Calif-03	1954	Ferndale City Hall	6.5	Strike slip	26.72	14.626	36.072	0.163
	Northern Calif-03	1954	Ferndale City Hall	6.5	Strike slip	26.72	9.85	26.21	0.203



شکل ۵: طیف رکوردهای زلزله.

## ۴- تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)

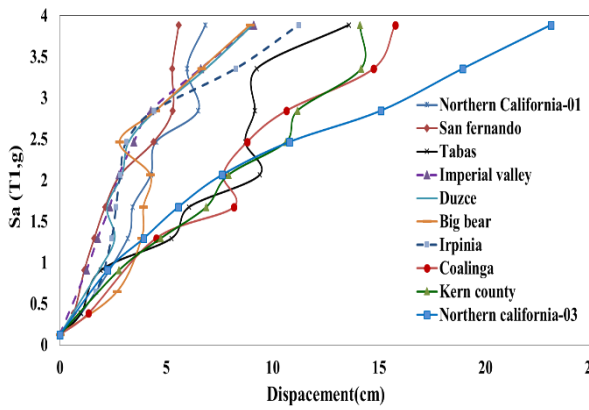
یکی از دقیق‌ترین روش‌های تحلیل سازه، روش تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA) می‌باشد. این روش جهت بررسی عملکرد سازه‌ها تحت بار زلزله ابداع شده است و با استفاده از تحلیل تاریخیچه زمانی براساس رکوردهای مقیاس شده میزان تقاضای لرزه‌ای و ظرفیت سازه مقایسه می‌گردد. در این روش شدت جنبش‌های زمین به صورت تدریجی افزوده شده و در سطوح مختلف خطر، تحلیل دینامیکی غیرخطی صورت می‌گیرد. این روش برای تعیین ظرفیت فروریزش کلی توسط FEMA پایه‌گذاری شد [۲۵ و ۲۶] و فرمولاسیون کلی آن توسط کورنل [۲۷] ارائه شده است. تحلیل دینامیکی با کمک روش IDA درک کاملی از تغییرات پاسخ سازه‌ای با افزایش شدت جنبش‌ها فراهم می‌کند. در این روش، به منظور اعمال تدریجی شتابنگاشت‌ها، یک یا چند شتابنگاشت به چندین سطح از شدت مقیاس شده و به سازه اعمال می‌گردد. هدف از مقیاس نمودن شتابنگاشت‌ها، پوشش دقیق‌تر کل محدوده رفتاری سازه از حالت الاستیک تا گسیختگی کامل می‌باشد. افزایش شدت جنبش‌ها به کمک یک ضریب مقیاس انجام می‌گیرد و انجام تحلیل دینامیکی فزاینده بر مبنای تعیین یک معیار شدت و یک معیار خرابی صورت می‌گیرد. ضریب مقیاس، مقداری مثبت است که حاصلضرب آن در شتابنگاشت انتخابی، شتابنگاشت مقیاس شده را ایجاد می‌نماید. در هر گام مقیاس کردن، مدل سازه‌ای تحت نداشت‌های مورد نظر تحلیل شده و یک یا چند منحنی پاسخ بر حسب شدت زلزله حاصل می‌شود [۲۷]. در تعریف معیار شدت زلزله، از کمیت‌های مختلفی نظیر بیشینه شتاب زمین لرزه (PGA) و شتاب طیفی (Sa) استفاده می‌شود. یکی از شرایط مهم انتخاب پارامتر مناسب شدت زلزله، متناسب بودن آن با ضریب مقیاس می‌باشد. پارامتر خرابی، در واقع یک کمیت قابل مشاهده است که از نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی به دست می‌آید. این کمیت می‌تواند ماکزیمم شاخص خسارت مورد نظر باشد [۲۷]. با انتخاب این پارامترها منحنی پاسخ سازه در زلزله تحت شتابنگاشت‌های مختلف به دست آمده و با استفاده از این منحنی‌ها و تعریف حالت حدی و در نهایت ترکیب نتایج با منحنی تحلیل احتمالی، می‌توان به ارزیابی سازه‌ها پرداخت. این روش علاوه بر بررسی رفتار لرزه‌ای سازه، ظرفیت سازه را نیز نشان می‌دهد و می‌تواند در تعیین عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها نیز مورد استفاده قرار گیرد.

در این مطالعه، به منظور انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده، ابتدا رکوردهای ۱۰ زلزله‌ای انتخابی به شتاب حداکثر  $0.35g$  نرمالیزه شده و سپس هر یک از رکوردها، با توجه به پیوند مود اصلی پل‌ها با گام‌های زمانی  $0.1g$  مقیاس می‌گردد. جابجایی بالای ستون‌های پایه، به عنوان پارامتر خرابی و شتاب طیفی (Sa) به عنوان پارامتر شدت جنبش‌های زلزله، در تحلیل دینامیکی در نظر گرفته می‌شود. سپس تحلیل دینامیکی غیرخطی در هر گام زمانی صورت گرفته و در پایان هر یک از مراحل تحلیل و تحت هر رکورد مقیاس شده، منحنی پاسخ سازه در برابر پارامتر شدت لرزه‌ای رسم می‌گردد. رفتار پایه‌های هر یک از پل‌ها، تحت تحریک مولفه قویتر از بین مولفه طولی و عرضی رکورد زلزله‌های انتخابی که در راستای طولی بر پل اعمال شده، بررسی می‌گردد و منحنی‌های دینامیکی فزاینده (IDA) بر مبنای جابجایی بالای پایه‌های پل رسم می‌شود. برای نمونه، در شکل ۶ منحنی‌های IDA پل دو دهانه تحت همه رکوردهای زلزله و در زاویه‌های بیه صفر،  $10^\circ$ ،  $20^\circ$  و  $30^\circ$  درجه نشان داده شده است.

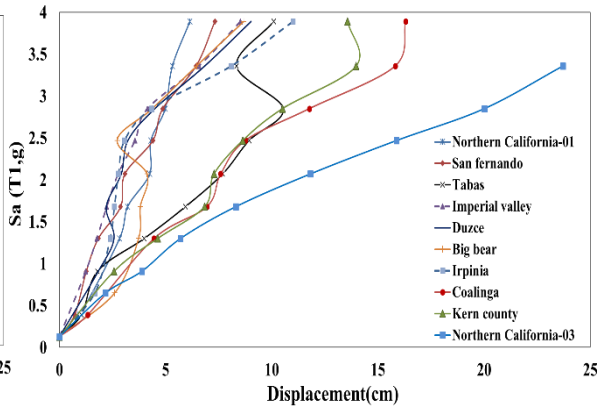
با استفاده از منحنی‌های IDA، رفتار لرزه‌ای پایه‌ها تحت تحریکات لرزه‌ای تعیین می‌گردد و مقادیر تغییر مکان‌های متناظر با حد تسلیم، آستانه فروریزش و ناپایداری پایه‌ها را می‌توان از روی این نمودارها مشخص نمود. همانطور که در شکل ۶ مشاهده می‌گردد، پایه‌های پل در اثر تحریک زلزله، ابتدا رفتار الاستیک داشته سپس وارد ناحیه غیرالاستیک شده و تا فروریزش و ناپایداری پیش می‌روند. در مرحله فروریزش و ناپایداری، پایه‌ها مقاومتی نداشته و با افزایش اندک پارامتر شدت لرزه‌ای، مقدار تغییر مکان به طور ناگهانی و به مقدار قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد. با توجه به منحنی‌های IDA، اولین نقطه تغییر شیب منحنی‌ها، حد تسلیم پایه در نظر گرفته می‌شود. با توجه به مفاهیم ارائه شده در FEMA، آخرین نقطه در منحنی IDA که شیب آن  $20\%$  شیب الاستیک باشد، به عنوان حد آستانه فروریزش در نظر گرفته می‌شود [۲۶]. همچنین اولین نقطه‌ای که در آن با افزایش مقدار شتاب طیفی، تغییر شیب ناگهانی و کاهش تغییر مکان مشاهده می‌گردد، به عنوان حد ناپایداری در نظر گرفته می‌شود [۲۷]. در شکل ۷ به عنوان نمونه و به منظور بررسی دقیق‌تر، منحنی‌های IDA پل‌های دو دهانه، سه دهانه و چهار دهانه با زاویه‌های بیه صفر تا  $30^\circ$  درجه در زلزله طیس با هم مقایسه شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، در ناحیه غیرالاستیک تا ناپایداری سازه در مقادیر شتاب لرزه‌ای ثابت، افزایش بیه پل، موجب افزایش تغییر مکان پایه شده است. به طور مثال تغییر مکانی برابر با  $10$  سانتی متر در بیه صفر در پل دو دهانه در شتاب طیفی برابر  $2/5g$  و در پل سه دهانه  $2/1g$  و در پل چهار دهانه در  $1/75g$  ایجاد



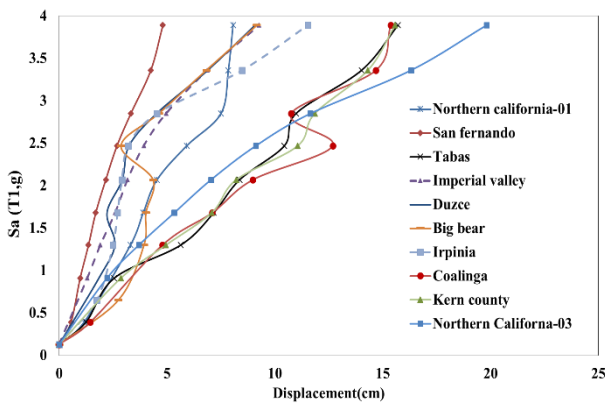
می‌شود. با مقایسه منحنی‌های IDA پل‌ها در بیه ۱۰ درجه، تغییرمکان ۱۰ سانتی متر پایه در پل دو دهانه در شتاب طیفی برابر با ۱/۸g پل سه دهانه ۱/۶۵g و پل چهار دهانه ۱/۵g رخ می‌دهد. در بیه ۲۰ درجه، تغییرمکان ۱۰ سانتی متر در پل دو دهانه در شتاب طیفی برابر با ۱/۸g، پل سه دهانه ۱/۶g و پل چهار دهانه ۱/۲۵g رخ می‌دهد. در بیه ۳۰ درجه، تغییرمکان ۱۰ سانتی متر در پل دو دهانه در شتاب طیفی برابر با ۲/۲۵g، پل سه دهانه ۲/۱g و پل چهار دهانه ۱/۱g رخ می‌دهد.



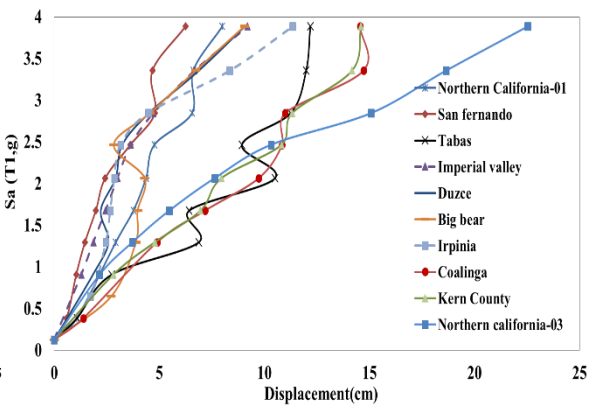
ب) بیه ۱۰ درجه



الف) بیه صفر درجه

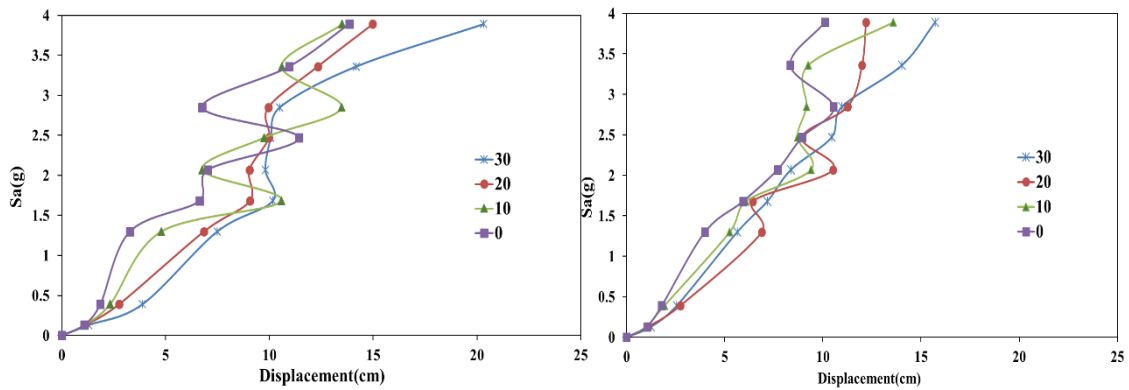


د) بیه ۳۰ درجه



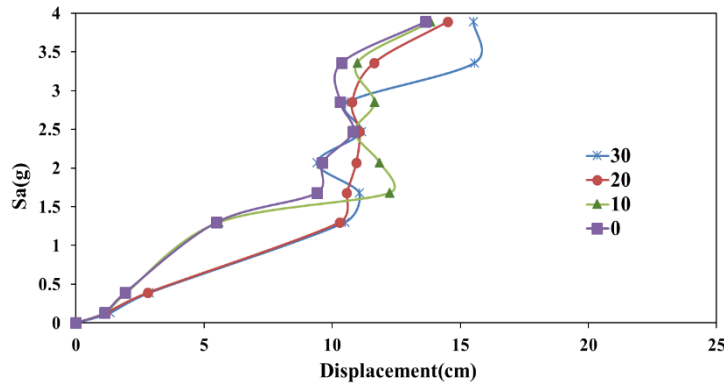
ج) بیه ۲۰ درجه

شکل ۶: منحنی‌های IDA پل دو دهانه با بیه‌های صفر تا ۳۰ درجه در همه رکوردهای زلزله.



ب) سه دهانه

الف) دو دهانه



ج) چهار دهانه

شکل ۷: مقایسه منحنی‌های IDA پل دو دهانه سه دهانه و چهار دهانه با بیه‌های صفر تا ۳۰ درجه در زلزله طبس.

## ۵- منحنی شکنندگی

منحنی‌های شکنندگی رویکردی موثر به منظور مقایسه دقیق رفتار لرزه‌ای سازه در زلزله و در نظر گرفتن آسیب پذیری اجزای سازه می‌باشند. منحنی شکنندگی احتمال افزایش میزان تقاضای لرزه‌ای سازه نسبت به ظرفیت آن در یک مقدار معلوم از شدت زلزله را مشخص می‌کند. هر منحنی شکنندگی با مقدار میانگین پارامتر تقاضا (مثل تغییرمکان طیفی، شتاب طیفی، PGA یا PGD) متناسب با حد حالت خرابی و پراکندگی آن حالت خرابی تعریف می‌شود. به طور مثال، فرض می‌شود تغییرمکان طیفی،  $S_d$ ، که حد حالت خرابی ( $ds$ ) را نشان می‌دهد به صورت رابطه (۳) توزیع می‌شود [۱۱]:

$$S_d = \bar{S}_{d,ds} \cdot \varepsilon_{ds} \quad (3)$$

$\bar{S}_{d,ds}$  مقدار میانگین تغییرمکان طیفی در حالت خرابی  $ds$  است.  $\varepsilon_{ds}$  متغیر تصادفی لگاریتمی با میانگین واحد و انحراف معیار استاندارد لگاریتمی برابر با  $\beta_{ds}$  می‌باشد [۱۱]. احتمال شرطی وقوع یک حالت خرابی در تغییرمکان طیفی توسط تابع رابطه (۴) تعریف می‌شود [۱۱]:

$$P[ds|S_d] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left( \frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right) \right] \quad (4)$$

در رابطه‌ی (۴)، مقدار میانگین تغییرمکان طیفی در حالت خرابی  $ds$  است.  $\beta_{ds}$  انحراف معیار استاندارد لگاریتم طبیعی تغییرمکان طیفی در حالت خرابی  $ds$  و  $\Phi$  تابع تجمعی توزیع نرمال می‌باشد [۱۱].

به منظور تعیین منحنی شکنندگی، لازم است مقادیر مرزی هر یک از حالات خرابی مشخص گردد. حالات خرابی معمولاً به صورت کیفی، مشاهداتی و کمی می‌باشند. حالات خرابی براساس مقادیر مختلف معیارهای خرابی تعریف می‌گردد. معیار خرابی رابطه‌ای تحلیلی است که با توجه به تاریخچه‌ی بارگذاری (تقاضا) و ویژگی‌های سازه (ظرفیت)، شاخصی برای بیان خرابی سازه ارائه می‌دهد. معیارهای خرابی ممکن است تنها مختص به المان‌های سازه‌ای باشند و یا به کل سازه مرتبط باشند. مقادیر معیارهای خرابی از صفر، که نشان دهنده عدم خرابی است، تا یک که نشان دهنده خرابی کامل می‌باشد، متغیر است. برای مقادیر بین صفر تا یک لازم است برخی ویژگی‌های کمی و کیفی خرابی مورد نظر تعیین گردد. به عنوان مثال در سازه‌های بتنی این ویژگی‌ها ممکن است شامل انواع و مقادیر ترک خوردگی و اندازه ترک‌ها، پوسته شدن پوشش بتن، کمناش آرماتور، خرد شدن بتن و یا کاهش مقاومت بتن باشند. تعیین یک ارتباط قابل قبول بین معیار خرابی و سطح خرابی، از ارکان روش طراحی براساس عملکرد می‌باشد. از این رو پارامترهای مختلفی از رفتار سازه در برابر زلزله، به عنوان معیار خرابی سازه در نظر گرفته می‌شود. این پارامترها شامل تغییر شکل جانبی نسبی (دریفت)، شکل پذیری، ظرفیت جذب انرژی، مقاومت مصالح و... می‌باشند [۱۱].

در پل‌ها نیز پارامترهای مختلفی به عنوان معیار خرابی در نظر گرفته شده است. به طور مثال مکی و استوجادینویچ معیار شکل پذیری تغییرمکانی و شکل پذیری انحنایی را برای دو نوع ستون بتنی به عنوان معیار خرابی پل تعریف نمودند [۲۰]. انشای در مطالعه‌ی تغییرمکان بالای ستون و شکل پذیری تغییرمکانی و انحنایی را به عنوان معیارهای خرابی پل‌های ساخته شده پس از سال ۱۹۹۰ میلادی در نظر گرفت [۲۸]. بانرجی و شینوزوکا با در نظر گرفتن شکل پذیری دورانی و شکل پذیری انحنایی، ستون‌های پل تک ستونی، یک سری حدود خرابی تعریف نمودند [۱۷]. کیم و شینوزوکا هم معیار شکل پذیری تغییرمکانی را برای ارزیابی لرزه‌ای دو نوع پل مقاوم سازی شده در نظر گرفته و چهار حالت خرابی تعریف کردند. جدول ۲ این حالت‌های خرابی را نشان می‌دهد [۱۹]. کالترنز و آشتو هم کرنش تسلیم فولاد و بتن را به عنوان معیار خرابی پل‌ها در نظر گرفته اند [۱۲].

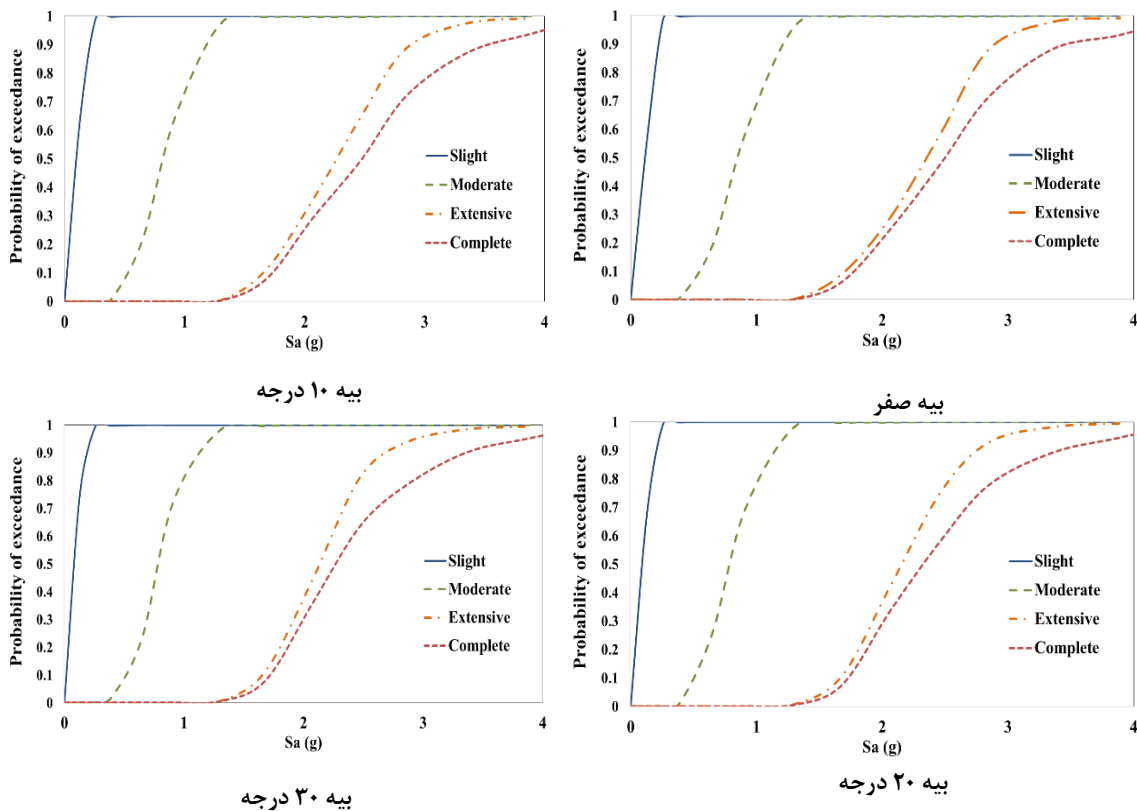
در این مطالعه، تغییرمکان بالای ستون به عنوان معیار خرابی در نظر گرفته می‌شود و به منظور تعیین احتمال خرابی و ترسیم منحنی‌های شکنندگی پل‌ها، از حدود خرابی ارائه شده توسط مکی و استوجادینویچ استفاده می‌گردد [۲۰]. این حدود خرابی شامل دو پارامتر میانگین پاسخ و انحراف معیار در هر حالت خرابی است، که در جدول ۲ مقادیر ارائه شده توسط مکی و استوجادینویچ [۲۰] برای هر چهار حالت خرابی آمده است.

جدول ۲: مقادیر حدود خرابی پل‌ها [۲۰]

انحراف معیار	مقدار میانگین تغییرمکان (cm)	حالت خرابی
$\beta$		
۰/۳	۰/۲۳	کم (DS0)
۰/۳۳	۱/۶۴	متوسط (DS1)
۰/۲۵	۶/۰۹	زیاد (DS2)
۰/۳۵	۶/۷۲	کامل (DS3)

برای نمونه منحنی شکنندگی حاصل از میانگین پاسخ همه رکوردهای زلزله در پل سه دهانه و در بیه‌های مختلف در شکل ۸ نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، در پل سه دهانه در هر چهار بیه صفر، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درجه، احتمال خرابی زیاد و کامل پل در شتاب طیفی کمتر از ۰/۳g صفر می‌باشد. احتمال وقوع خرابی کم در شتاب طیفی ۰/۳g در پل با بیه صفر، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ به ترتیب ۰/۹۱، ۰/۹۳، ۰/۹۵ و ۰/۹۷ می‌باشد. در حالی که احتمال خرابی متوسط در پل با بیه صفر و در شتاب طیفی ۰/۸g، برابر با ۰/۳۰ و در بیه ۱۰ درجه برابر با ۰/۳۵، در بیه ۲۰ درجه ۰/۴۰ و در بیه ۳۰ درجه ۰/۴۳ می‌باشد. همچنین احتمال خرابی زیاد در پل سه دهانه در شتاب طیفی ۲/۵g

در بیه صفر برابر ۰.۸۳، بیه ۱۰ برابر با ۰.۸۵، بیه ۲۰ برابر ۰.۸۸ و بیه ۳۰ برابر با ۰.۹۰ می‌باشد و در شتاب طیفی ۲/۵g احتمال وقوع خرابی کامل پل در بیه صفر، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ به ترتیب برابر ۰.۶۰، ۰.۶۴، ۰.۷۱ و ۰.۷۵ می‌باشد.



شکل ۸: مقایسه میانگین منحنی‌های شکنندگی پل سه دهانه در چهار حالت خرابی و در بیه‌های مختلف.

در ادامه، به منظور بررسی دقیق‌تر رفتار پل‌ها و بررسی اثر زاویه بیه و تعداد دهانه در رفتار لرزه‌ای پل‌ها و احتمال خرابی آن‌ها، مقادیر میانگین پاسخ سازه در همه زلزله‌ها محاسبه شده و منحنی شکنندگی حاصل از میانگین پاسخ همه زلزله‌ها در حالت‌های خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل برای هر یک از پل‌های دو، سه و چهار دهانه با بیه‌های مختلف باهم مقایسه می‌شود.

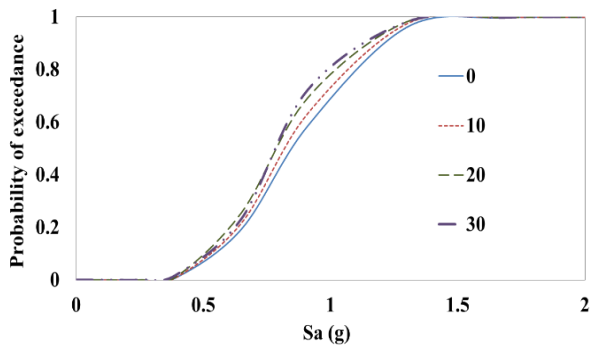
#### ۵-۱- اثر بیه بر خرابی پل‌ها

به منظور بررسی اثر زاویه بیه بر احتمال خرابی پایه‌ها، منحنی‌های شکنندگی پل‌های دو دهانه، سه دهانه و چهار دهانه در بیه‌های صفر، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درجه در هر یک از حالات خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل با هم مقایسه شده است. همان‌طور که در شکل ۹ مشاهده می‌گردد، افزایش بیه پل موجب افزایش احتمال خرابی پایه‌ها در هر چهار حالت خرابی می‌گردد. زاویه بیه در پل موجب ایجاد پیچش شده که در مقادیر برش‌های پایه پل در زلزله تاثیرگذار می‌باشد. از این رو به دلیل تاثیر مدهای پیچشی در پل‌های دارای بیه، با افزایش بیه پل، پاسخ لرزه‌ای افزایش یافته و در نتیجه، احتمال خرابی نیز افزایش می‌یابد. منحنی‌های شکل ۹ نشان می‌دهند، در هر سه نوع پل مورد بررسی، در بازه شتاب طیفی صفر تا ۰/۳g خرابی کم به وقوع می‌پیوندد. به طور مثال برای پل دو دهانه، در حالت خرابی کم احتمال خرابی پایه پل با بیه صفر در شتاب طیفی برابر با ۰/۱g، حدود ۰/۴۲ بوده، اما در بیه ۳۰ درجه، این احتمال به ۰/۶۰ می‌رسد. در حالت خرابی متوسط در شتاب طیفی برابر با ۰/۷۵g احتمال خرابی پل با بیه صفر درجه حدود ۰/۴۰ بوده، در حالیکه این مقدار برای پل با بیه ۳۰ درجه، حدود ۰/۵۶ می‌باشد. در حالت خرابی زیاد در شتاب طیفی برابر با ۲g، احتمال خرابی پل با بیه صفر درجه حدود ۰/۲۳ شده، در حالیکه احتمال خرابی پل با بیه ۳۰ حدود ۰/۴۰ می‌باشد. مقادیر درصد احتمال خرابی پایه‌های پل‌های دو دهانه، سه دهانه و چهار دهانه در بیه‌های مختلف

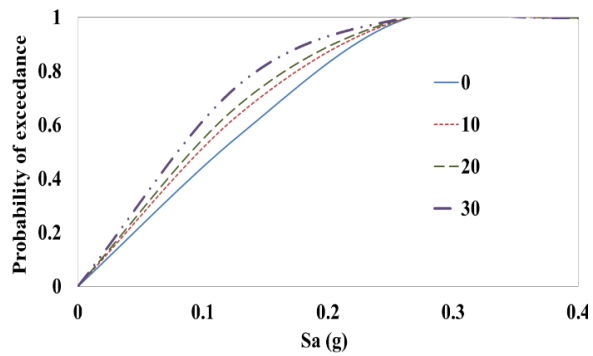
در جدول ۳ ارائه شده است. با توجه به جدول ۳ مشاهده می‌شود، به طور کلی با افزایش بیه پل‌ها از صفر تا ۳۰ درجه، احتمال خرابی پایه‌ها در هر سه پل دو دهانه، سه دهانه و چهار دهانه افزایش می‌یابد. به طور مثال در شتاب طیفی برابر با  $g/15$ ، احتمال خرابی پایه پل دو دهانه با بیه ۳۰ نسبت به بیه صفر ۳۰٪ بیشتر می‌باشد، در پل سه دهانه این مقدار حدود ۲۰٪ و در پل چهار دهانه این مقدار ۲۰٪ می‌باشد. با مقایسه مقادیر احتمال خرابی جدول ۳، مشاهده می‌شود، با افزایش بیه پل از صفر تا ۳۰ درجه، در شتاب طیفی  $g/25$ ، احتمال خرابی پایه‌های پل چهار دهانه ۳۰٪ افزایش می‌یابد.

جدول ۳: مقایسه درصد احتمال خرابی پایه‌های پل‌ها در بیه‌های مختلف و مقادیر شتاب‌های طیفی مختلف

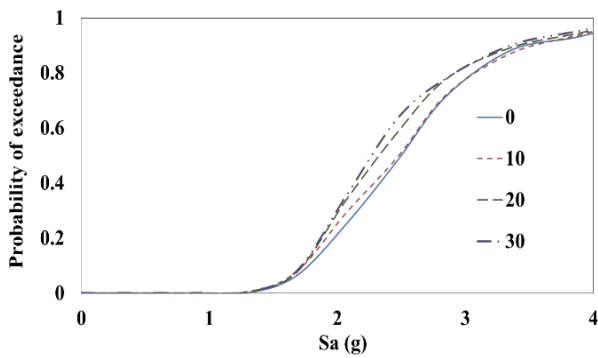
نوع پل	پل دو دهانه				پل سه دهانه				پل چهار دهانه			
	۰	۱۰	۲۰	۳۰	۰	۱۰	۲۰	۳۰	۰	۱۰	۲۰	۳۰
Sa	۰	۱۰	۲۰	۳۰	۰	۱۰	۲۰	۳۰	۰	۱۰	۲۰	۳۰
0.15g	۶۵٪	۷۲٪	۷۸٪	۸۵٪	۶۴٪	۶۴٪	۶۵٪	۷۸٪	۶۶٪	۶۸٪	۷۳٪	۸۰٪
1g	۶۳٪	۷۰٪	۷۴٪	۸۲٪	۶۲٪	۶۸٪	۷۲٪	۸۰٪	۷۰٪	۷۶٪	۷۹٪	۸۴٪
2.25g	۴۸٪	۵۲٪	۶۳٪	۷۰٪	۶۱٪	۶۷٪	۷۰٪	۷۸٪	۶۵٪	۷۶٪	۷۹٪	۸۵٪
3g	۷۶٪	۷۷٪	۷۹٪	۸۰٪	۷۹٪	۸۳٪	۸۴٪	۸۵٪	۸۵٪	۸۹٪	۹۱٪	۹۵٪



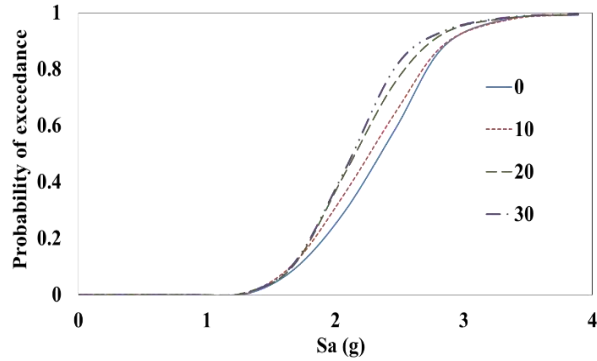
حالت خرابی متوسط



حالت خرابی کم

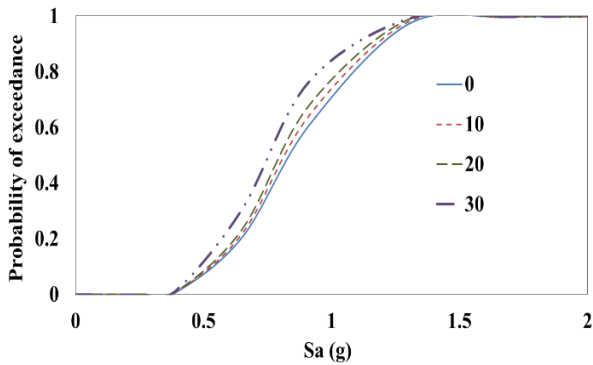


حالت خرابی کامل

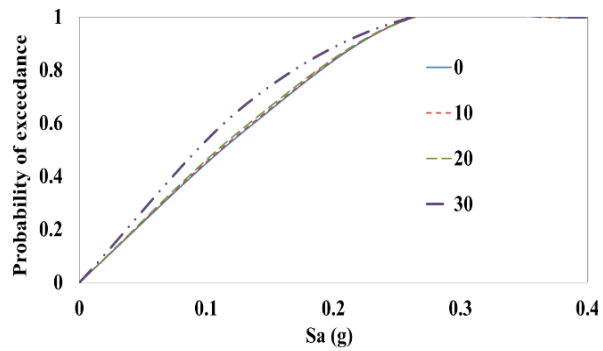


حالت خرابی زیاد

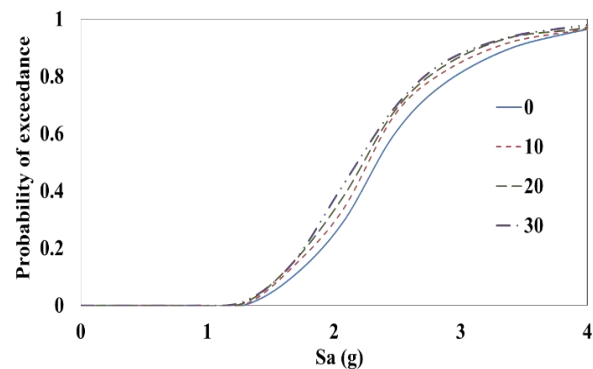
الف) پل دو دهانه



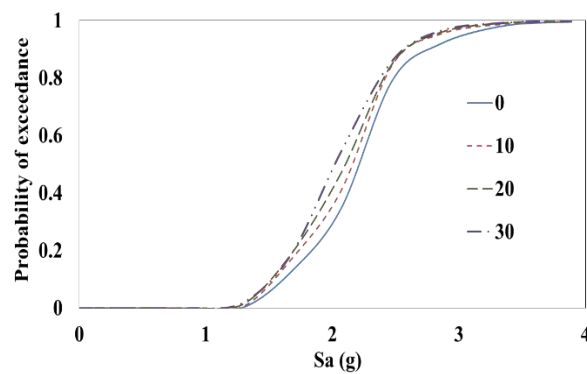
حالت خرابی متوسط



حالت خرابی کم

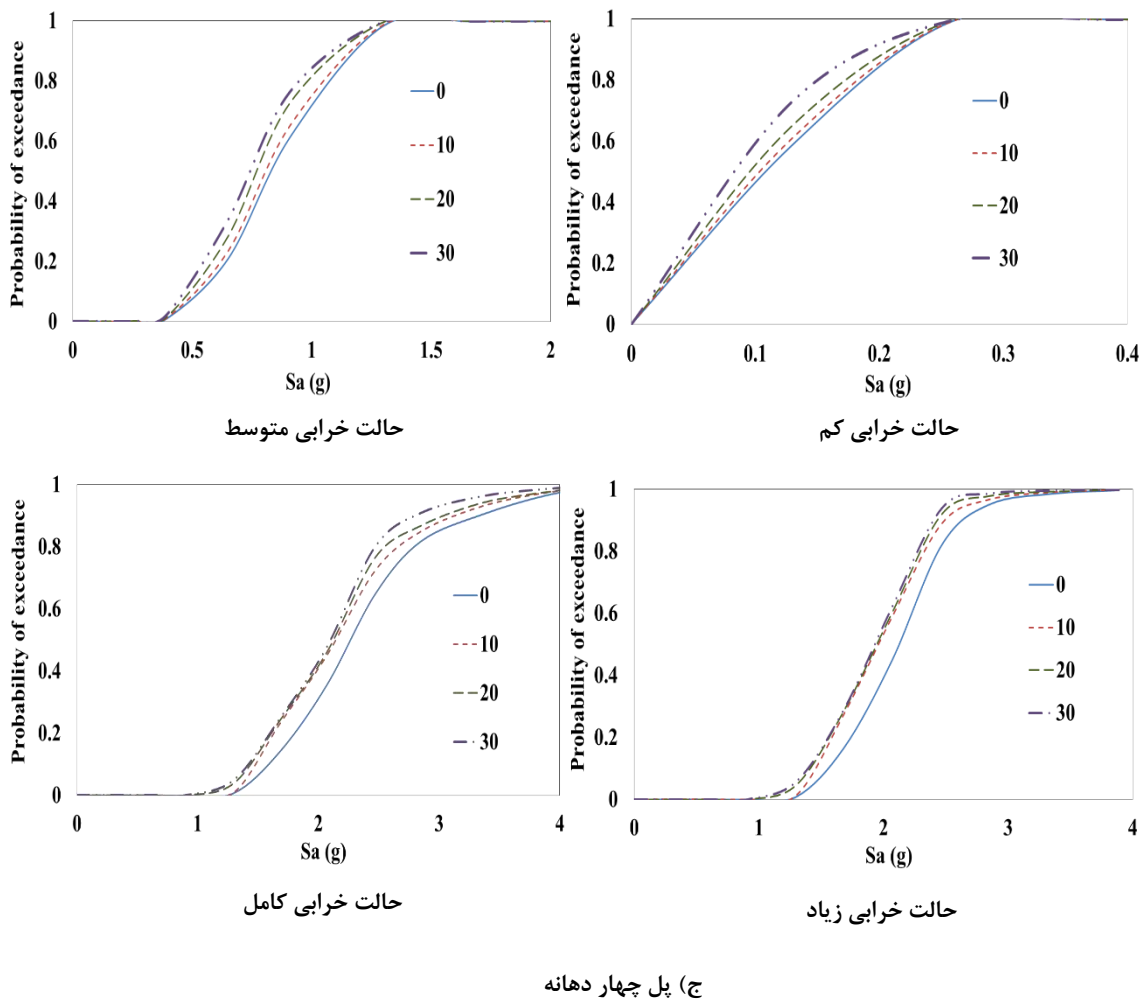


حالت خرابی کامل



حالت خرابی زیاد

ب) پل سه دهانه



شکل ۹: مقایسه میانگین منحنی‌های شکنندگی پل‌های دو دهانه، سه دهانه و چهار دهانه با بیه‌های مختلف در چهار حالت خرابی.

## ۵-۲- اثر دهانه در خرابی پایه پل در زلزله

به منظور بررسی اثر تعداد دهانه پل بر پاسخ لرزه‌ای پایه‌ها، منحنی‌های شکنندگی پل‌های دو دهانه، سه دهانه و چهار دهانه در بیه‌های صفر، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ در چهار حالت خرابی کم، متوسط، زیاد و کامل به دست آمده و در شکل ۱۰ و ۱۱ با هم مقایسه شده است. بررسی منحنی‌های شکنندگی نشان می‌دهد، به طور کلی با افزایش تعداد دهانه‌ها به علت افزایش جرم پل احتمال خرابی افزایش می‌یابد. با مقایسه مقدار خرابی پل در حالت‌های مختلف خرابی مشاهده می‌شود، در حالت‌های خرابی کم و متوسط و در بیه‌های مختلف، منحنی‌های شکنندگی پل دو دهانه، سه دهانه و چهار دهانه به هم نزدیک می‌باشد و افزایش تعداد دهانه تاثیر قابل توجهی بر احتمال خرابی پل در این دو حالت خرابی ندارد. به طور مثال، در حالت خرابی کم و در بیه ۳۰ با شتاب طیفی برابر  $0.2g$ ، احتمال خرابی پایه‌ها در پل دو دهانه حدود ۹۱٪، پل سه دهانه ۸۵٪ و در پل چهار دهانه ۸۷٪ می‌باشد. همچنین این احتمال در بیه ۳۰ و در حالت خرابی متوسط، در مقدار شتاب طیفی برابر  $1g$ ، در پل دو دهانه ۸۰٪، پل سه دهانه ۸۸٪ و در پل چهار دهانه ۹۰٪ می‌باشد. با توجه به شکل ۹ در حالت‌های خرابی زیاد و کامل، به طور کلی با افزایش تعداد دهانه پل، احتمال خرابی افزایش می‌یابد. برای نمونه در حالت خرابی زیاد و در شتاب طیفی برابر با  $2g$ ، احتمال خرابی پایه در بیه ۲۰ درجه، در پل دو دهانه ۳۸٪، در پل سه دهانه ۴۴٪ و در چهار دهانه ۵۸٪ می‌باشد. در بیه ۳۰ درجه، در پل دو دهانه ۳۷٪، پل سه دهانه ۴۸٪ و در پل چهار دهانه ۶۰٪ می‌باشد. در حالت خرابی کامل، احتمال خرابی پایه‌ها در شتاب طیفی برابر با  $2/5g$  و در بیه صفر درجه، در پل دو دهانه ۵۰٪، پل سه دهانه ۶۴٪ و در پل چهار دهانه ۷۰٪ می‌باشد. در بیه ۱۰ درجه، احتمال خرابی کامل پایه

در پل دو دهانه، سه دهانه و چهار دهانه در شتاب طیفی برابر با  $2/5g$ ، به ترتیب  $0.52$ ،  $0.65$  و  $0.76$  می‌باشد. احتمال خرابی کامل پایه پل با بیه  $20$  درجه، در شتاب طیفی برابر با  $2/5g$ ، در پل دو دهانه  $0.60$ ، سه دهانه  $0.71$  و چهار دهانه  $0.80$  می‌باشد. در بیه  $30$  درجه و در شتاب طیفی برابر با  $2/5g$ ، احتمال خرابی کامل پایه در پل دو دهانه  $0.70$ ، پل سه دهانه  $0.77$  و پل چهار دهانه  $0.85$  می‌باشد.

## مراجع

- [1] Maragakis, E.A. and Jennings, P.C. (1987). Analytical models for the rigid body motions of skew bridges. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 15(8), 923-944.
- [2] Wakefield, R., Nazmy, A., and Billington, D. (1991). Analysis of seismic failure in skew RC bridge. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*. 117(3), 972-86.
- [3] Meng, J.Y, and Lui, E.M. (2000). Seismic analysis and assessment of a skew highway bridge. *Engineering Structure*, 22(11), 1433-52.
- [4] Mennasa, C., K.Mabsout, K. and Frederick, G. (2007). Influence of skew angle on Reinforced Concrete Slab Bridge. *Journal of Bridge Engineering (ASCE)*, 12, 205-214.
- [5] Dimitrakopoulos, E. G. (2011). Seismic response analysis of skew bridges with pounding deck-abutment joints. *Engineering Structure*, 33(3), 813-826.
- [6] Kaviani, P., Zareian, F., and Tacioglu, E. (2012). Seismic behaviour of reinforced concrete bridges with skew-Angled Seat-Type Abutment. *Engineering Structures*, 45, 137- 150.
- [7] NCHRP, Performance based seismic bridge design, (2013). A synthesis of Highway practice. National cooperative highway research program. Transportation Research Port, Washington, D.C.
- [8] Singhal, A. and Kiremidjian, A. S. (2007). A Method for Earthquake Motion-Damage Relationships with Application to Reinforced Concrete Frames Report NCEER-97-0008. State University of New York at Buffalo: National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York.
- [9] Erberik, M. A. and Elnashai, A. S. (2003). Seismic Vulnerability of Flat-slab Structures. Mid America Earthquake Center. Department Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL.
- [10] Jeong, S., and Elnashai, A. (2007). Probabilistic Fragility Analysis Parameterized by Fundamental Response Quantities. *Engineering Structures*, 29, 1238-1251.
- [11] HAZUS-MH MR1. (2003). Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model Technical Manual. National Institute of Building Science.
- [12] Caltrans. (2012). Feasibility Studies for Improving Caltrans Bridge Fragility Relationships Final Report California Department of Transportation, Report No. CA12-1775.
- [13] Nielson, B., and DesRoches, R. (2007). Seismic Fragility Methodology for Highway Bridges Using a Component Level Approach. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36 (6), 823-839.
- [14] Padgett, J. E., and DesRoches, R. (2008). Methodology for the Development of Fragility Curves for Retrofitted Bridges. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37 (8), 1157-1174.
- [15] Roblee, C., Sah, S., Mahan, M., Yashinsky, M., Setberg, H. and Maintenance, C. (2011). Caltrans-Aligned Limit States Discussion. (J. Dukes, K. Ramanathan, R. DesRoches, & J. Padgett, Interviewers).
- [16] Basoz, N., and Mander, J. B. (1999). Enhancement of the Lifeline Transportation Module in HAZUS, Report No. Draft N0.7, National Institute of Building Sciences, Washington, D.C.
- [17] Banerjee, S., and Shinozuka, M. (2007). Nonlinear Static Procedure for Seismic Vulnerability Assessment of Bridges. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 22, 293-305.
- [18] Fajfar, P. (2000). A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*, 573-592.
- [19] Kim, S. H., and Shinozuka, M. (2004). Development of fragility curves of bridges retrofitted by column jacketing, *Probabilistic Engineering Mechanics*, 19, 105-112.
- [20] Mackie, K., Wong, J. and Stojadinovic, B. (2008). Integrated Probabilistic Performance-Based Evaluation of Benchmark Reinforced Concrete Bridges, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of Berkeley California.
- [21] Code 463, (2008). Road and Railway Bridges Seismic Resistant Design Code. Ministry of Roads and Transportation
- [22] Code 139, (2000). Standard Loads for Bridge, Office of Deputy for Strategic Supervision Bureau of Technical Execution System Deputy of Training; Research and Information Technology.
- [23] Code 523, (2010). Guideline for Design and Practice of Base Isolation Systems in Buildings, Office of Deputy for Strategic Supervision Bureau of Technical Execution System.
- [24] Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park R. (1984). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering. ASCE*, 114(3), 1804-1826.



- [25] FEMA.-350, (2000). Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings, Prepared by SAC Joint Venture for Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [26] FEMA-351,(2000). Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings, prepared by the SAC Joint Venture for Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- [27]Vamvatiskos, D. and Cornell, C.A.(2002). Incremental Dynamic Analysis. Earthquake Engineering and Structural dynamics, 31, 491-514.
- [28] Kwon, O. S., Elnashai, A. S. (2010). Fragility analysis of a highway over-crossing bridge with consideration of soil-structure interactions. Structure and Infrastructure Engineering, 6(1-2), 159-178.