

## Seismic performance assessment of RC bridges with self-centering post-tensioned piers using fragility curves

R. Ashouri<sup>1</sup>, M. R. Shiravand<sup>2\*</sup>, S. Rassoulpour<sup>3</sup>

1- Master of science, Faculty of Civil, Water and Environmental Eng., Shahid Beheshti University, Tehran, Iran

2- Associate Prof., Faculty of Civil, Water and Environmental Eng., Shahid Beheshti University, Tehran, Iran

3- PhD candidate, Faculty of Civil, Water and Environmental Eng., Shahid Beheshti University, Tehran, Iran

### ABSTRACT

Bridges play a key role in transportation networks, and damage to them during an earthquake may delay emergency rescues and first-aid efforts. Thus, the development of structures with low damage and reduced downtime after extreme earthquake events is necessary. Post-tensioned self-centering (SC) systems improve the serviceability of bridges by eliminating residual displacements after severe earthquakes. In these systems, post-tensioned tendons have a critical role in self-centering piers so that they return the structure to its initial position and remain their functionality. In this study, the seismic performance of post-tensioned rocking bridge piers was investigated and compared with monolithic reinforced piers through time history analysis. Demand and capacity of bridges in models with different heights were investigated using incremental dynamic analysis (IDA). The probability of failure of each bridge has been investigated by studying the fragility analyses based on the maximum drift ratio and the stress of the tendons. According to the results, the collapse probability of bridges with conventional piers is higher than their corresponding bridge models with SC piers. Adding dampers to the SC piers increases the lateral load capacity of the model and decreases the probability of failure under an earthquake record with specific peak ground acceleration (PGA). On the other hand, using dampers in SC piers improves the energy dissipation capacity of the system and reduces the possibility of tendon yield by reducing the maximum displacement.

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 07 February 2022

**Revise Date:** 17 July 2022

**Accept Date:** 23 July 2022

### Keywords:

Seismic performance  
Self-centering behavior  
Concrete bridges  
Fragility curves  
Incremental dynamic analysis

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2022.325984.2722>

\*Corresponding author: M.R. Shiravand.

Email address: m\_shiravand@sbu.ac.ir

## ارزیابی عملکرد لرزه‌ای پل‌های بتنی دارای پایه‌های پس کشیده خودمرکزگرا به وسیله منحنی‌های شکنندگی

رضوان عاشوری<sup>۱</sup>، محمود رضا شیراوند<sup>۲\*</sup>، سپهر رسول‌پور<sup>۳</sup>

۱- کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشکده عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

۲- دانشیار گروه مهندسی سازه و زلزله، دانشکده عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

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

### چکیده

پل‌ها بخش کلیدی ارتباط در سیستم حمل و نقل به حساب می‌آیند به نحوی که در صورت خرابی پل‌ها بعد از زلزله شدید یا بسته بودن راه‌های ارتباطی در روند امداد و نجات اختلال ایجاد خواهد شد. بنابراین استفاده از سیستم‌های سازه‌ای با احتمال خرابی کم و مدت از کارافتادگی کاهش یافته بعد از وقوع زلزله طرح امری ضروری تلقی می‌شود. پایه‌های خودمرکزگرا با کاهش یا حذف تغییر مکان‌های پسماند به حفظ خدمت‌پذیری پل‌ها بعد از زلزله‌های شدید کمک می‌کنند. در این سیستم نیروی پس کشیدگی کابل‌ها باعث ایجاد مرکزگرایی پایه‌ها شده به طوری که باعث می‌شود بعد از اتمام زلزله، سازه به سمت محل اصلی خود بازگردد. در این مطالعه عملکرد لرزه‌ای پل‌های با دهانه پیوسته دارای پایه‌های خودمرکزگرا و خودمرکزگرای دارای میراگر خارجی نسبت به پل‌های رایج بتنی از طریق تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی بررسی گردیده است. به منظور مقایسه دقیق‌تر عملکرد پل‌های مورد مطالعه و بررسی تقاضا و ظرفیت پل‌ها با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های زلزله، تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک و حوزه دور در مدل‌های پل با پایه‌های دارای ارتفاع‌های مختلف انجام شد. احتمال وقوع خرابی هرکدام از پل‌ها از طریق مطالعه منحنی‌های شکنندگی با معیار تغییر مکان نسبی حداکثر و نسبت تنش پس کشیدگی کابل‌ها بررسی گردیده است. بر اساس نتایج بدست آمده، پل دارای پایه‌های معمولی با افزایش شدت خطر لرزه‌ای به طور قابل ملاحظه‌ای در بیشینه شتاب زمین کمتری نسبت به پل خودمرکزگرا دارای میراگر دچار فروریزش می‌شود و پل خودمرکزگرا دارای میراگر ظرفیت تغییر مکان بیشتری داشته و احتمال خرابی پایه‌های این پل‌ها در یک بیشینه شتاب زمین مشخص کمتر است، به علاوه چنین سیستمی دارای تغییر مکان پسماند ناچیز است. از طرف دیگر استفاده از میراگر در پایه‌های خودمرکزگرا باعث بهبود ظرفیت اتلاف انرژی سیستم شده و با کاهش تغییر مکان بیشینه، احتمال تسلیم کابل را کاهش می‌دهد.

کلمات کلیدی: عملکرد لرزه‌ای، رفتار خودمرکزگرا، پل بتنی، منحنی شکنندگی، تحلیل دینامیکی فزاینده

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	<a href="https://doi.org/10.22065/jsce.2022.325984.2722">https://doi.org/10.22065/jsce.2022.325984.2722</a>	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2022.325984.2722	۱۴۰۲/۰۲/۳۱	۱۴۰۱/۰۵/۰۱	۱۴۰۱/۰۵/۰۱	۱۴۰۱/۰۴/۲۶	۱۴۰۰/۱۱/۱۸
محمودرضا شیراوند m_shiravand@sbu.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

## ۱- مقدمه

روش طراحی لرزه‌ای پل‌های حاضر بر اساس حالت حدی و ملاحظات ایمنی جانی می‌باشد. فلسفه این طراحی، طرح شکل پذیر نواحی مفصل پلاستیک است. انرژی مستهلک شده در این ناحیه باعث بروز خرابی شده که تعمیر آن زمان بر بوده و کاربری پل بعد از زلزله را مختل می‌کند. از آنجایی که در طول زمین لرزه‌های بزرگ سیستم حمل و نقل به شدت آسیب پذیر است، سیستم‌های سازه‌ای با خرابی کم و مدت زمان از کار افتادگی کاهش یافته می‌توانند کاربری بی وقفه پل‌ها را حتی بعد از زلزله‌های بزرگ تامین کنند. مندر<sup>۱</sup> و چن<sup>۲</sup> [۱] ایده طراحی پل با فلسفه نگه داشتن حد ایمنی جانی و حذف خرابی‌ها را ارائه و بررسی کردند. در این طراحی از آنجایی که میلگردهای طولی ناپیوسته‌اند، از خستگی در چرخه‌های اولیه و خرابی بتن جلوگیری شده است. همچنین در این سیستم نیروی پس کشیدگی کابل‌ها سهم بالایی در ایجاد مرکزگرایی پایه‌ها داشته و منجر به کاهش جابه‌جایی پسماند گردیده است. طبق نتایج آزمایش‌های انجام شده توسط هیوز<sup>۳</sup> [۲] بر روی پایه‌های خودمرکزگرا، مرکزگرایی پایه‌ها به علت مولفه افقی نیروی پس کشیدگی بوده که هنگام تغییر مکان جانبی در پایه‌ها تا زمانی که کابل‌های پس کشیده تسلیم شوند عمل می‌کند. بر اساس نتایج این مطالعه، مقاومت جانبی سیستم می‌تواند با نیروی پس کشیدگی بیشتر افزایش یابد، از طرف دیگر با افزایش نیروی پس کشیدگی تنش‌های اولیه بر روی پایه افزایش پیدا کرده و سطح خرابی بالاتر می‌رود. در ادامه پالمو<sup>۴</sup> و پامپانین<sup>۵</sup> [۳] شاخصی ارائه کردند که ضمن تضمین خودمرکزگرایی این سیستم‌ها، مقدار کافی استهلاک انرژی را نیز تامین می‌کند. در مطالعه دیگری که توسط یو-چن و همکاران<sup>۶</sup> [۴] انجام شده، عملکرد لرزه‌ای پایه پل گهواره‌ای خودمرکزگرا که در آن میرایی با میلگردهای فولادی در طول پایه تامین شده، بررسی شده است. در این پایه‌ها به منظور جلوگیری از خستگی با چرخه پایین<sup>۷</sup> میلگردها در طولی از پایه بدون تماس با بتن در نظر گرفته شدند که افزایش نسبت این میلگردها می‌تواند مقاومت جانبی پایه را نیز افزایش دهد. همچنین در مطالعه تانستاد و همکاران<sup>۸</sup> [۵]، نتایج حاصل از تست بارگذاری چرخه‌ای پایه‌های پس کشیده خودمرکزگرا نشان داد ۵۰٪ افزایش در طول آزاد میلگردها که با بتن تماس ندارند، تغییر مکان نسبی متناظر با شکست این میلگردها را ۱٪ به تاخیر می‌اندازد. با این حال تامین استهلاک انرژی با میلگردهای فولادی به کار برده شده در مقطع ستون با خرابی‌های تعمیرناپذیر همراه است. ماریوت و همکاران<sup>۹</sup> [۶] در یک مطالعه آزمایشگاهی، رفتار پایه‌های مرکزگرا مجهز به میراگرهای خارجی را تحت بارگذاری شبه دینامیکی و شبه استاتیکی بررسی و با یک پایه یکپارچه ساخته شده مقایسه کردند. طبق نتایج این مطالعه، عملکرد این میراگرها علاوه بر تمرکز خرابی در میراگرهای خارجی، منجر به پایداری و استهلاک انرژی بیشتر این سیستم‌ها نیز شده است. نتایج مطالعه نیکوکلام و سیدریس<sup>۱۰</sup> [۷] با بررسی عملکرد پایه خودمرکزگرا مجهز به مستهلک کننده خارجی که نوعی عضو فولادی جاری شونده کمانش تاب<sup>۱۱</sup> بودند نیز بر مزایای این سیستم، شامل خرابی کم، ظرفیت تغییر مکان بزرگ و قابلیت تعمیر سریع دلالت داشت.

عملکرد لرزه‌ای پایه‌های پل پس کشیده به عامل‌های زیادی شامل نیروی پس کشیدگی، نسبت هندسی و نسبت نیروی محوری به ظرفیت محوری مقطع بستگی دارد که لازم است در طراحی این سیستم‌ها در نظر گرفته شود. ژانگ<sup>۱۲</sup> و علم<sup>۱۳</sup> [۸] اثر پارامتر نیروی پس کشیدگی و نسبت پس کشیدگی که نسبت سطح مقطع کابل‌ها به سطح مقطع پایه بود را بر عملکرد لرزه‌ای این سیستم بررسی کردند. نتایج نشان داد انتخاب دقیق این دو پارامتر می‌تواند رفتار لرزه‌ای پایه‌ها را بهبود بخشد، به طوری که تا زمانی که نسبت بار قائم کمتر از

<sup>1</sup> Mander

<sup>2</sup> Cheng

<sup>3</sup> Hewes

<sup>4</sup> Palermo

<sup>5</sup> Pampanin

<sup>6</sup> Yu-Chen et al.

<sup>7</sup> Low-cycle fatigue

<sup>8</sup> Thonstad et al.

<sup>9</sup> Marriott et al.

<sup>10</sup> Sideris

<sup>11</sup> Buckling-restrained

<sup>12</sup> Zhang

<sup>13</sup> Alam

حدود ۲۰٪ مقاومت فشاری مقطع بتنی باشد، افزایش در هر کدام از این عوامل اثر منفی بر عملکرد لرزه‌ای پایه‌ها نمی‌گذارد. در مطالعه احمدی و کاشانی [۹] نیز مدل‌سازی اجزا محدود پایه پل دارای اتصال خودمرکزگرا با ارائه ضرایبی به منظور توزیع سختی اتصال انجام شد و اثر پارامترهای کلیدی بر رفتار استاتیکی غیرخطی بررسی گردید. نتایج تحلیل بار افزون نشان داد پایه‌های لاغرتر سختی کمتر، برش پایه و لنگر مقاوم کمتری دارند، در حالی که پایه‌های با نسبت ارتفاع به عرض کمتر، لنگر مقاوم بالاتری داشته که منجر به پایداری بیشتر آن‌ها می‌شود.

مشخصه دیگری که توسط هان و همکاران<sup>۱۴</sup> [۱۰] مطالعه شد سطح مقطع میراگرهای خارجی بود. طبق نتایج این مطالعه استهلاک انرژی، مقاومت جانبی و سختی اولیه با افزایش مساحت میراگر افزایش می‌یابد. با این حال از طرف دیگر استفاده از میراگر با سطح مقطع بیشتر تغییر مکان پسماند هم افزایش یافته و روی قابلیت مرکزگرایی اثر منفی دارد. نتایج مطالعه لیو و همکاران<sup>۱۵</sup> [۱۱] ضمن ارائه شاخص مرکزگرایی دیگری که اثر سختی ثانویه را نیز بر مرکزگرایی در نظر می‌گیرد، نشان دادند با افزایش این مشخصه، تغییر مکان پسماند و استهلاک انرژی کاهش می‌یابد. مطالعه گوو<sup>۱۶</sup> و گاو<sup>۱۷</sup> [۱۲] نیز با انجام تحلیل غیرخطی نشان داد میراگر خارجی به طور موثری پاسخ دینامیکی پایه پل خودمرکزگرا از جمله تغییر مکان جانبی و برش پایه را کاهش می‌دهد. کائو و همکاران<sup>۱۸</sup> [۱۳] با استفاده از تحلیل شکنندگی بر روی پایه‌های خودمرکزگرا که مجهز به میراگرهای آلومینیومی بهبود یافته بودند نشان دادند که احتمال فراگذشت تغییر مکان پسماند در یک بیشینه شتاب مشخص برای این نوع پایه‌ها نزدیک به صفر است. با این حال مطالعه ایشان تنها بر روی یک پایه منفرد بوده و اثرات استفاده از انواع دیگر میراگر که دارای سطح تسلیم بیشتر باشند را بررسی نکردند.

## ۲- ضرورت و نوآوری تحقیق

در پژوهش‌هایی که تاکنون مرور شدند در اکثر موارد رفتار نیرو تغییر مکان سیستم‌های خودمرکزگرا تحت بارهای چرخه‌ای ارزیابی شده‌اند و مطالعات معدودی رفتار لرزه‌ای آن‌ها را با آزمایش‌های لرزه‌ای یا تحلیل‌های غیر خطی تاریخچه زمانی بررسی کرده‌اند. از طرفی مطالعات احتمالاتی انجام شده بر روی سازه‌های خودمرکزگرا انگشت شمار است و از عدم قطعیت‌های بارهای ورودی معمولاً صرف نظر می‌شود. علاوه بر این در پژوهش‌های گذشته، تحلیل‌های شکنندگی<sup>۱۹</sup> انجام شده بر روی ستون‌های خودمرکزگرا صرفاً بر روی یک تک ستون بوده و اثرات افزونگی و نامعینی پایه‌های دیگر پل در نظر گرفته نشده است (مثلاً [۱۳ و ۱۴]). این اثرات در پایه‌های معمولی منجر به وجود یک توالی در تسلیم پایه‌ها می‌شود به نحوی که به جای کاهش سختی دائمی یک پایه، کاهش سختی پایه‌ها در یک تسلسل و به صورت نامرتب رخ می‌دهد. در پایه‌های خودمرکزگرا اثرات افزونگی خود را بر روی توالی تسلیم میراگرها و بلندشدگی پایه نشان می‌دهد. بدین ترتیب رفتار لرزه‌ای یک ستون منفرد متفاوت از ستونی است که به عنوان یک عضو از پل مدل شده باشد. به همین جهت در مطالعه حاضر یک پژوهش احتمالاتی جامع با استفاده از روند IDA<sup>۲۰</sup> و تحلیل شکنندگی بر روی پل‌های دارای پایه‌های خودمرکزگرا انجام گرفت و عملکرد لرزه‌ای این سیستم‌ها با پل‌های رایج بتنی مقایسه گردید. سه مدل پل اولیه با پایه‌های معمولی بتنی و ارتفاع ۵، ۷ و ۹ متری در نظر گرفته شد و از روی آنها مدل‌های پل ثانویه دارای پایه خودمرکزگرا با و بدون میراگر ساخته شدند. در تحلیل شکنندگی دو معیار خرابی در نظر گرفته شد: (۱) معیار تغییر مکان نسبی و (۲) معیار تسلیم کابل. معیار تغییر مکان نسبی، یک معیار مرسوم است که نوعاً در تحلیل‌های شکنندگی استفاده می‌شود و در این پژوهش برای هر دو نوع پایه معمولی و خودمرکزگرا استفاده شد. با این حال معیار تسلیم کابل در پژوهش‌های پیشین معمولاً مورد توجه قرار نگرفته است و این در حالی است که در پایه‌های خودمرکزگرا کابل نیز می‌تواند متحمل خرابی

<sup>14</sup> Han et al.

<sup>15</sup> Liu et al.

<sup>16</sup> Guo

<sup>17</sup> Gao

<sup>18</sup> Cao et al.

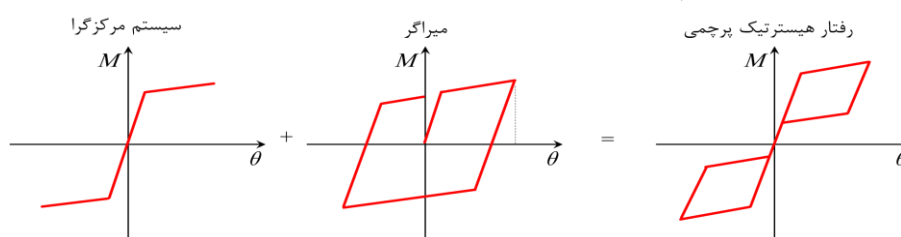
<sup>19</sup> Fragility analysis

<sup>20</sup> Incremental dynamic analysis

شود. از این رو در مطالعه حاضر احتمال وقوع تسلیم این عضو از سیستم نیز بررسی و منحنی‌های شکنندگی بر اساس خرابی آن‌ها نیز رسم شد.

### ۳- حرکت خودمرکزگرا مجهز به میراگر

در پایه‌های خودمرکزگرا به علت رفتار الاستیک دوخطی و وقوع خرابی ناچیز استهلاک انرژی به مقدار جزئی و بر اثر میرایی ذاتی بر اثر ضربه و حرارت ایجاد شده ناشی حرکت گهواره‌ای اتفاق می‌افتد. بنابراین در این پایه‌ها برای استهلاک انرژی بیشتر باید از ابزارهای مستهلک‌کننده انرژی اضافی استفاده کرد. سیستم‌های خودمرکزگرا مجهز به میراگر که در آن‌ها کابل‌ها یا میلگردهای پس‌کشیده به طور مناسب با ابزارهای استهلاک انرژی نظیر میلگردهای فولادی طولی ترکیب شده‌اند می‌توانند استهلاک انرژی مناسبی فراهم کنند. رفتار چنین سیستمی در شکل ۱ نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود، رفتار هیسترتیک پرچمی (۲) رفتار الاستیک میراگر (۱) رفتار مرکزگرای الاستیک و (۳) رفتار الاستو پلاستیک میراگر.



شکل ۱: رفتار هیسترتیک پرچمی برای سیستم با حرکت خودمرکزگرای دارای میراگر.

باید توجه داشت که در شکل ۱ رفتار غیرخطی میراگر به نحوی است که سیستم بدون تغییر مکان پسماند باشد و افزایش مقدار میرایی می‌تواند منجر به بروز تغییر مکان‌های پسماند شود. به منظور تعیین حدود میرایی مناسب و بررسی مرکزگرایی در سیستم خودمرکزگرا دارای میراگر شاخصی توسط پالرمو و پامپاین [۳] ارائه شده است. این شاخص که در رابطه (۱) نشان داده شده، نسبت بین ویژگی‌های مرکزگرایی و استهلاک انرژی را از نظر توزیع لنگر را بیان می‌کند.

$$\lambda = \frac{M_{PT} + M_N}{M_S} \quad (1)$$

که در آن،  $M_{PT}$  ظرفیت خمشی ناشی از کابل‌های پس‌کشیده،  $M_N$  ظرفیت خمشی ناشی از بار محوری و  $M_S$  ظرفیت خمشی ناشی از مستهلک‌کننده‌های انرژی می‌باشد. طبق معیار تعریف شده در شرایطی که  $\lambda$  بیشتر از ۱ باشد مرکزگرایی سیستم تضمین شده و تغییر مکان پسماند صفر است. از طرف دیگر مقادیر بالای  $\lambda$  منجر به کاهش استهلاک انرژی شده و جابه‌جایی حداکثر مورد انتظار افزایش می‌یابد. یک طراحی بهینه شامل انتخاب مقادیر  $\lambda$  حدود ۱-۱/۵ به منظور تضمین مرکزگرایی کافی، ظرفیت استهلاک انرژی مناسب و محدود کردن تغییر مکان حداکثر در سطح قابل قبول همراه با تغییر شکل پسماند ناچیز می‌باشد [۳].

### ۴- اعتبارسنجی مدل‌سازی پایه خودمرکزگرا

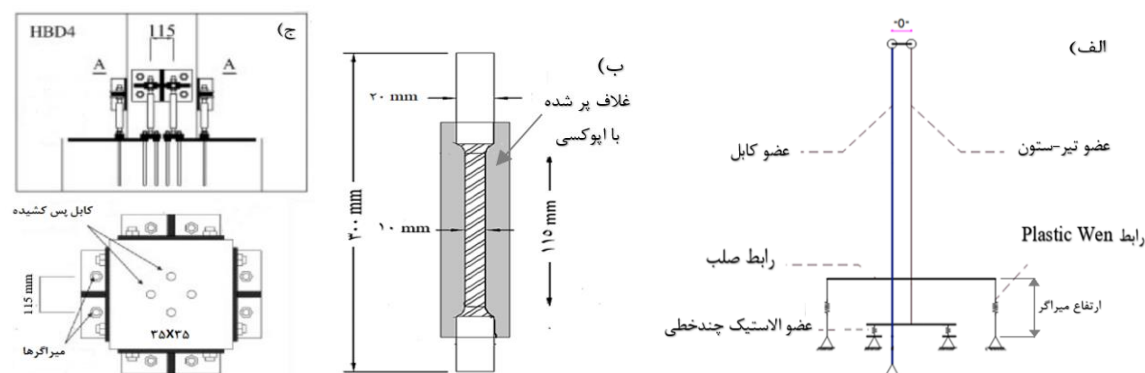
مدلسازی‌های صورت گرفته در این مطالعه در نرم افزار اجزا محدود سپ ۲۱۲۰۰۰ [۱۵] صورت گرفته است. به منظور صحت سنجی مدل‌سازی پایه خودمرکزگرا نمونه‌های HBD3 و HBD4 در مطالعه ماریوت و همکاران [۶] که پایه‌های بتنی با مقاومت فشاری ۲۸ روزه ۴۹/۵ MPa، ارتفاع ۱/۶ m، بار محوری ۲۰۰ kN، و مقطعی به ابعاد ۳۵ cm در ۳۵ cm بودند، مدل شدند. این نمونه‌ها مجهز به ۴ کابل پس‌کشیده از جنس فولاد با مقاومت نهایی ۱۸۶۰ MPa، مقاومت تسلیم ۱۵۶۰ MPa و سطح مقطع ۱۰۰ mm<sup>2</sup> بودند که تنش پس‌کشیدگی هر کدام ۰/۴۰۳ برابر مقاومت نهایی کابل و معادل ۷۵ kN بوده است. میراگرهای خارجی HBD3 و HBD4 که در شکل ۲-ب نشان داده شده میلگردهایی از نوع فولاد نرم با تنش تسلیم ۳۰۰ مگاپاسکال بوده که در طول مشخصی سطح مقطع آن کاهش یافته و با

<sup>21</sup> SAP 2000

لوله فولادی پر شده با اپوکسی در برابر کمانش فشاری محافظت می‌شوند. نمونه HBD3 مجهز به ۴ میراگر خارجی با نیروی تسلیم ۲۵kN و قطر ۱۰mm در طول ۷۵mm و نمونه HBD4 مجهز به ۸ میراگر خارجی با نیروی تسلیم ۱۵kN و قطر ۸mm در طول ۱۱۵mm بوده است. مشخصات این دو میراگر در جدول ۱ و مقطع عرضی نمونه HBD4 در شکل ۲-ج آورده شده است. مدلسازی حرکت خودمرکزگرا در سطح تماس پایه و پی همانطور که در شکل ۲-الف نشان داده شده، با ۲ فنر الاستیک چندخطی<sup>۲۲</sup> انجام شده و میراگرها نیز توسط یک رابط از نوع پلاستیک (ون<sup>۲۳</sup>) مدل شده‌اند. دلیل استفاده از این رابط مدل سازی رفتار فولاد تسلیم شونده در میراگر است که دارای یک سختی الاستیک در ابتدا بوده و پس از نقطه تسلیم دارای یک سختی ثانویه است که به صورت ضریبی از سختی اولیه تعریف می‌گردد. پارامترهای ورودی برای مدلسازی منحنی رفتاری این رابط، سختی محوری ( $K_I$ ) و نیروی تسلیم میراگرها ( $F_y$ ) و سختی ثانویه ( $K_2$ ) بوده که در شکل ۳-ب نشان داده شده است. کابل‌ها نیز با اتصال گیردار به پی و با عضو کابل مدل شده و نیروی پس کشیدگی به صورت نیروی هدف<sup>۲۴</sup> به کابل اعمال شد. در نهایت منحنی هیستریزس حاصل از الگوی بارگذاری چرخه‌ای اعمال شده به انتهای ستون‌ها (شکل ۳-الف) و تغییر مکان جانبی بالای ستون رسم شده و با نتایج مدل آزمایشگاهی در شکل ۴ مقایسه گردید. درصد اختلاف تغییر مکان بیشینه، مقاومت بیشینه و انرژی مستهلک شده نمونه‌های مدل سازی شده و مدل‌های مرجع که از مقایسه منحنی‌های هیستریزس (شکل ۴) به دست آمده نیز در جدول ۲ آورده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود حداکثر خطا مربوط به میزان اتلاف انرژی نمونه HBD3 و به مقدار ۱۰٪ است که قابل قبول بوده و صحت مدلسازی را تایید می‌کند.

جدول ۱: مشخصات میراگر و کابل نمونه‌های HBD3 و HBD4.

طول (mm)	قطر (mm)	کرنش نهایی	کرنش تسلیم	تنش نهایی (MPa)	تنش تسلیم (MPa)	ضریب الاستیسیته (MPa)
۷۵	۸	۰/۲۰	۰/۰۰۱۷۰	۴۶۰	۳۰۰	۱۹۰۰۰۰
۱۱۵	۱۰	۰/۲۰	۰/۰۰۱۶۵	۴۶۱	۳۰۰	۱۹۳۰۰۰
		-	۰/۰۰۷۹۲	۱۸۵۰	۱۵۶۰	۱۹۷۱۰۰

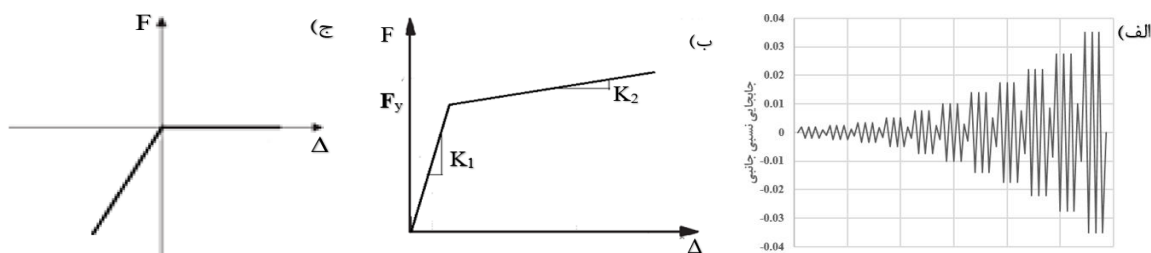


شکل ۲: الف) نمای کلی مدلسازی پایه خودمرکزگرا دارای میراگر در SAP2000، ب) میراگر HBD4، ج) مقطع عرضی ستون HBD4 [۶].

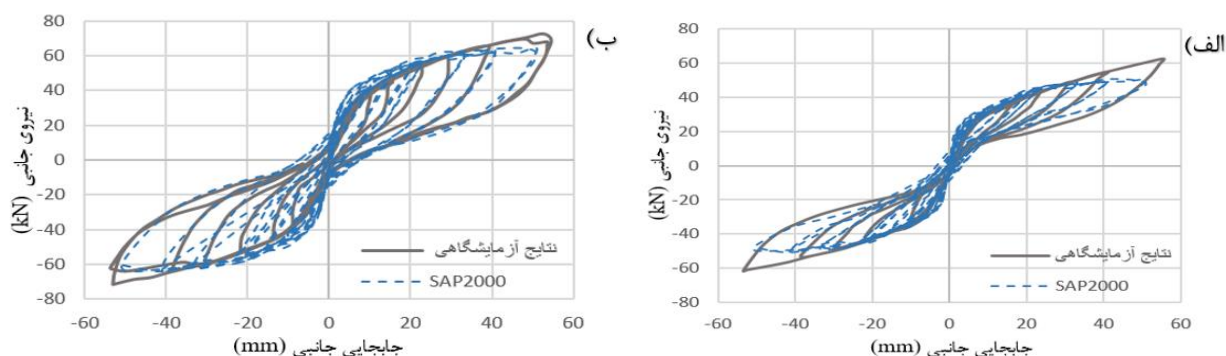
<sup>22</sup> Multi-linear elastic

<sup>23</sup> Wen

<sup>24</sup> Target force



شکل ۳: الف) الگوی بارگذاری چرخه ای [۶]. ب) منحنی رفتاری رابط plastic Wen، ج) منحنی رفتاری رابط الاستیک چندخطی.



شکل ۴: مقایسه نتایج آزمایشگاهی [۶] و نتایج مدل سازی حرکت خودمرکزگرا دارای میراگر با SAP2000. الف) -نمونه HBD3، ب) -نمونه HBD4.

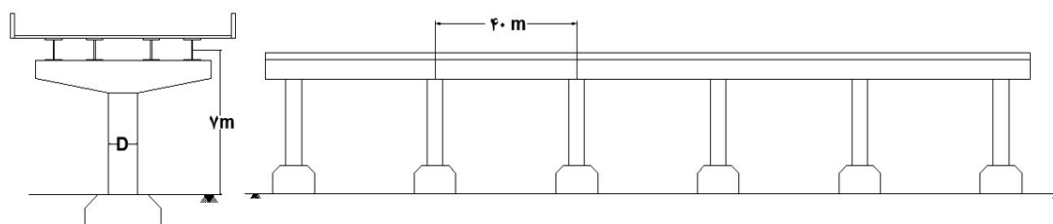
جدول ۲: درصد اختلاف پاسخ نمونه مدل شده در SAP2000 و نمونه آزمایشگاهی.

نمونه	مقاومت	تغییر مکان بیشینه	انرژی اتلاف شده
HBD3	۶٪	۸٪	۱۰٪
HBD4	۳٪	۵٪	۶٪

## ۵- مشخصات پل های مورد مطالعه

### ۵-۱- پل مبنا با پایه های همسان تک پایه ای

به منظور مقایسه عملکرد لرزه ای پل گهواره ای خودمرکزگرا و پل های متعارف، پل مطالعه شده توسط مندر و همکاران [۱۶] به عنوان پل مبنا انتخاب گردید. پل بررسی شده در این مطالعه که مشخصات آن در جدول ۳ آورده شده است، دارای ۵ دهانه به طول ۴۰m و ارتفاع هر پایه تا مرکز جرم عرشه پل ۷ متر بوده و اتصال پایه به پی به صورت گیردار و اتصال پایه به سرپایه به صورت یکپارچه می باشد. نمای طولی و عرضی پل در شکل ۵ نشان داده شده است که در آن هرپایه دارای یک مقطع بتنی به قطر ۱/۷ متر با نسبت میلگرد طولی ۰/۹۹٪ است. نسبت میلگردهای عرضی نیز ۰/۴۹٪ از نوع دورپیچ با قطر ۲۰ میلی متر با فاصله طولی ۱۷۰ میلی متر است. نسبت نیروی محوری به ظرفیت محوری هرپایه نیز ۰/۱۵ و وزن روسازه بر روی هر پایه ۷۰۰۰ کیلو نیوتن است. لازم به ذکر است که به منظور بررسی صحت مدل سازی در این بخش نیز، دوره تناوب مود اصلی پل مرجع با پل مدل سازی شده مقایسه گردید که هر دو دارای مقدار ۰/۸۶ s می باشند.



شکل ۵: نمای طولی و عرضی پل مینا [۱۶].

جدول ۳: مشخصات پل مینا [۱۶].

دوره تناوب مود اول	$\rho_s$	خاموت	$\rho_l$	میلگردهای طولی	$p/A_g f'_c$	طول ناحیه پلاستیک (mm)	کاور بتن (mm)	قطر ستون (mm)
۰/۸۶۵	۰/۴۹%	$\phi 20 @ 170$	۰/۹۹%	۲۸-D32	۰/۱۵	۱۷۰۰	۱۶۰	۱۷۰۰

## ۲-۵- خصوصیات پل‌های خودمرکزگرا

به منظور بررسی عملکرد لرزه‌ای پل خودمرکزگرا و مقایسه آن با پل مینا، مشخصات هندسی پل خودمرکزگرا مشابه با پل مینا در نظر گرفته شد. خصوصیات مصالح کابل‌های پس‌کشیده با مقاومت تسلیم  $1690 \text{ MPa}$ ، مقاومت نهایی  $1860 \text{ MPa}$  و ضریب الاستیسیته  $200 \text{ GPa}$  در نظر گرفته شدند. براساس پیشنهاد ژانگ و علم [۸] برای حفظ سختی ثانویه پایه، نسبت تنش محوری کل به سطح مقطع ستون نباید از  $20\%$  مقاومت فشاری مقطع بتنی فراتر رود. همچنین مقدار نیروی پس‌کشیدگی کابل باید به نحوی باشد که مرکزگرایی سیستم را تامین کرده و از طرف دیگر تا حد امکان از تسلیم آن در طول بارگذاری لرزه‌ای جلوگیری شود. از این رو تنش پس‌کشیدگی متناظر با  $40\%$  مقاومت نهایی کابل (که به صورت  $PT 0/4$  بیان می‌گردد) انتخاب گردید و در نهایت نسبت نیروی محوری پل خودمرکزگرا به ظرفیت محوری پایه برابر  $0/21$  بدست آمد. سطح مقطع کابل‌ها نیز  $0/2\%$  سطح مقطع پایه ( $0/02 Apt$ ) انتخاب شد. به منظور جبران استهلاک انرژی کم سیستم خودمرکزگرا، در هر چهار جهت، میراگرهای تسلیمی به فواصل مساوی از محور پایه (نصف بعد پایه به اضافه  $8 \text{ cm}$ ) اضافه گردید. عملکرد این میراگر از نوع غیرفعال و جاری شونده است به طوری که تحت تغییر شکل محوری جاری شده و باعث استهلاک انرژی می‌شود. معیار طراحی میراگر در این مطالعه براساس معیار ارائه شده در استاندارد نیوزلند [۱۷]، بصورت رابطه (۲) در نظر گرفته شده است.

$$\lambda = \frac{M_{ED}}{M_P + M_{PT}} \leq 1 \quad (2)$$

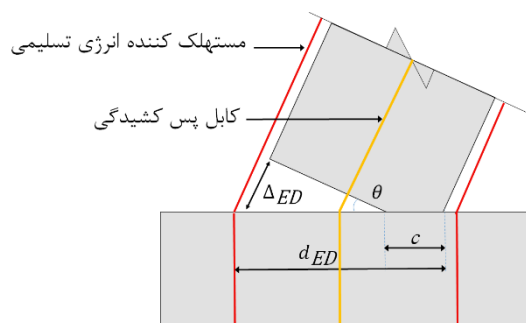
که در آن،  $(M_{ED})$  لنگر مستهلک‌کننده‌های انرژی،  $(M_{PT})$  لنگر کابل‌های پس‌تنیده و  $(M_P)$  لنگر بار ثقیلی است.

معیارهای دیگری نیز برای طراحی میراگرها تعریف شده‌اند که یکی از این معیارها توسط گرینی و همکاران<sup>۲۵</sup> [۱۸] ارائه شده است. طبق این معیار حداقل طول میراگر باید مقداری انتخاب شود که کرنش کششی میراگر در تغییر مکان‌های کمتر از تغییر مکان نسبی هدف پایه از نصف مقاومت کرنشی پایه بیشتر نشود. حداقل طول میراگر  $(L_{ED,y})$  پیشنهاد شده در رابطه (۳) نشان داده شده است. براساس این معیارها مشخصات میراگرها مطابق جدول ۴ انتخاب شده است.

$$L_{ED,y} \geq \frac{2\theta_j (d_{ED} - c)}{\epsilon_{ED,u}} \quad (3)$$

که در آن با توجه به شکل ۶،  $\theta_j$  دوران پایه،  $d_{ED}$  فاصله میراگر تا دورترین تار فشاری مقطع عرضی پایه،  $c$  عمق برخورد و  $\epsilon_{ED,u}$  کرنش نهایی میراگر در نظر گرفته می‌شود.





شکل ۶: نمای کلی مفصل گهواره‌ای [۱۹].

جدول ۴: مشخصات مستهلک کننده انرژی.

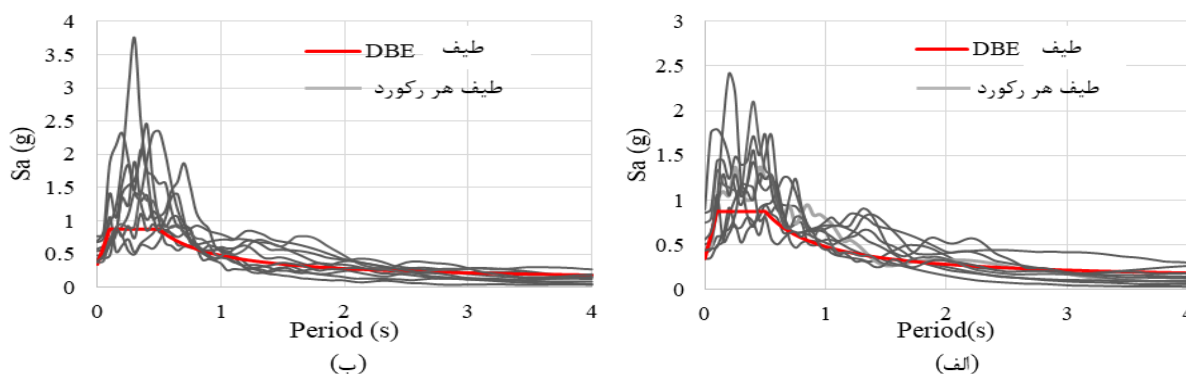
	میراگر ۱	میراگر ۲
جنس میراگر	فولاد	آلومینوم
ضریب الاستیسیته (GPa)	۲۰۰	۷۰
سطح مقطع کل در هر یک از چهار جهت (mm <sup>2</sup> )	۵۰۰۰	۵۰۰۰
مقاومت تسلیم (MPa)	۲۰۰	۱۰۰
طول (mm)	۵۰۰	۵۰۰

## ۶- رکوردهای زلزله مورد استفاده

برای بررسی عملکرد پایه‌ها تحت تحلیل دینامیکی فزاینده بر اساس رکوردهای پیشنهادی FEMA P695 [۲۰] مشخصات ۱۰ رکورد زلزله در راستای طولی با بزرگای بیشتر از ۶/۰ ریشتر و خاک نوع D به عنوان شتاب نگاشت‌های حوزه دور و ۱۰ رکورد به عنوان شتاب نگاشت‌های حوزه نزدیک در جدول ۵ آورده شده است. منحنی طیف شتاب‌نگاشت‌ها نیز که در آن طیف مؤلفه بزرگتر هر یک از رکوردها در بازه ۰/۲ تا ۱/۵ برابر زمان تناوب اصلی سازه به طیف طراحی بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ [۲۱] (DBE) با دوره بازگشت ۴۷۵ سال مقیاس شده‌اند، در شکل ۷ نشان داده شده است.

جدول ۵: مشخصات شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده [۲۰].

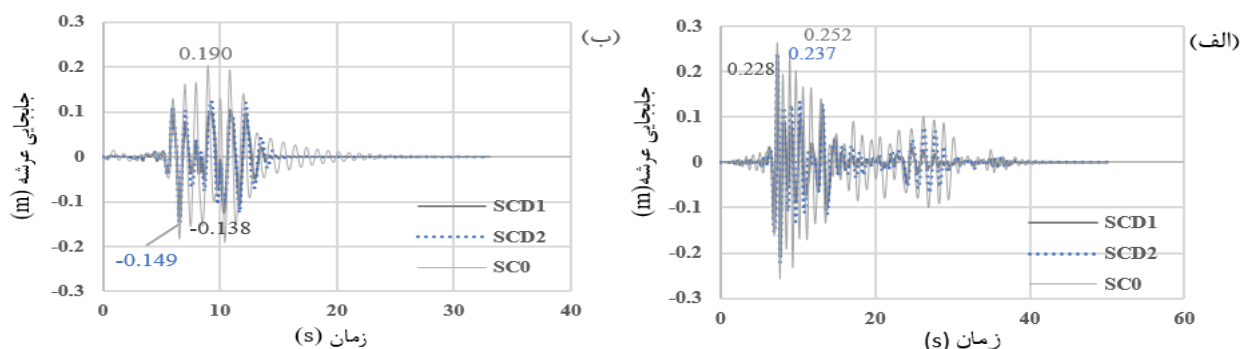
شماره	نام زلزله	سال وقوع	ایستگاه	بزرگا	حوزه نزدیک						
					شماره	نام زلزله	سال وقوع	ایستگاه	بزرگا	زمان تناوب پالس	
EQ1	Northridge	۱۹۹۴	Beverly Hills	۶/۷	EQ11	Loma Prieta	۱۹۸۹	BRAN	۶/۹	۰/۶۴	بدون - پالس
EQ2	Sanfernando	۱۹۷۱	LA- Hollywood Stor	۶/۶	EQ12	Imperial Valley-06	۱۹۷۹	Bonds Corner	۶/۵	۰/۷۶	بدون - پالس
EQ3	Loma Prieta	۱۹۸۹	Gilroy Array #3	۶/۹	EQ13	Imperial Valley-06	۱۹۷۹	Chihuahua	۶/۵	۰/۲۸	بدون - پالس
EQ4	Landers	۱۹۹۲	Coolwater	۷/۳	EQ14	Gazli	۱۹۷۶	Karakyr	۶/۸	۰/۷۱	بدون - پالس
EQ5	Kobe	۱۹۹۵	Shin-Osaka	۶/۹	EQ15	Superstition Hills-02	۱۹۸۷	Parachute Test Site	۶/۵	۰/۴۲	۱/۸۶
EQ6	Capemendocino	۱۹۹۲	Rio Dell Overpass	۷	EQ16	Northridge-01	۱۹۹۴	Rinaldi Receiving Sta	۶/۷	۰/۸۷	۱/۳۵
EQ7	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹	CHY101	۷/۶	EQ17	Erzican, Turkey	۱۹۹۲	Erzican	۶/۷	۰/۴۹	۰/۶۷۱
EQ8	Duzce, Turkey	۱۹۹۹	Bolu	۷/۱	EQ18	Duzce	۱۹۹۹	Duzce	۷/۱	۰/۵۲	۰/۴۳۱
EQ9	Imperial Valley	۱۹۷۹	Delta	۶/۵	EQ19	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹	TCU065	۷/۶	۰/۸۲	۱/۰۷
EQ10	Imperial Valley	۱۹۷۹	El Centro Array #11	۶/۵	EQ20	Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	Yarimca	۷/۵	۰/۳۱	بدون - پالس



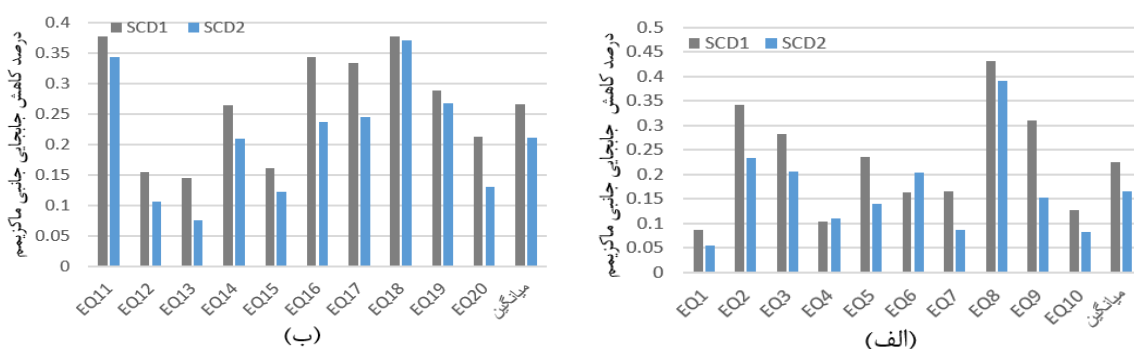
شکل ۷: طیف پاسخ شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده به طیف DBE آیین نامه ۲۸۰۰: (الف) حوزه نزدیک و (ب) حوزه دور.

## ۷- بررسی اثر سطح تسلیم میراگر

تاریخچه پاسخ پل خودمركزگرا بدون میراگر (SC0)، با میراگر ۱ (SCD1) و با میراگر ۲ (SCD2) به منظور بررسی اثر سطح تسلیم میراگرها بر جابه جایی جانبی بیشینه مورد بررسی قرار گرفت. تحلیل تاریخچه زمانی با در نظرگیری اثرات مرتبه دوم و تغییرمکان‌های بزرگ انجام شده است. میرایی رایلی برای پل مبنا ۵٪ و برای پل‌های خودمركزگرا همانطور که در مطالعه احمدی و کاشانی [۹] برابر ۳٪ در نظر گرفته شد، انتخاب شده است. بررسی نتایج تحلیل تاریخچه زمانی نشان داد که میانه تغییرمکان حداکثر پایه‌های پل SCD2 بیشتر از پل SCD1 است (شکل ۸). به عنوان مثال، جابه‌جایی جانبی حداکثر SC0 تحت رکورد EQ1 برابر ۰/۲۵۲ و تحت رکورد EQ14 این مقدار ۰/۱۹۰ متر بوده، در حالی که جابه‌جایی جانبی حداکثر SCD1 تحت رکورد EQ1 و EQ14 به ترتیب ۰/۲۲۸ و ۰/۱۳۸ متر و در SCD2 برابر ۰/۲۳۷ و ۰/۱۴۹ متر بوده است. در شکل ۹ نیز نتایج درصد کاهش تغییرمکان جانبی حداکثر پل خودمركزگرا دارای میراگر نسبت به تغییر مکان جانبی حداکثر پل خودمركزگرا (SC0) تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک و حوزه دور بیانگر اثر بیشتر میراگر ۱ نسبت به میراگر ۲ در کاهش تغییرمکان جانبی می‌باشد. میانگین نتایج درصد کاهش تغییرمکان جانبی حداکثر پل خودمركزگرا کنترل شده به تغییرمکان جانبی حداکثر پل خودمركزگرا تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور در سطح DBE برای SCD1 و SCD2 به ترتیب ۰/۱۶ و ۰/۲۲ و تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک نیز این درصد کاهش تغییر مکان جانبی به ترتیب برابر ۰/۲۱ و ۰/۲۷ نشان داده شده است. طبق این نتایج مقاومت تسلیم بیشتر میراگر با فراهم کردن استهلاک انرژی بیشتر هنگام زلزله منجر به تغییر مکان نسبی کمتری می‌شود.



شکل ۸: تاریخچه پاسخ پل خودمركزگرا دارای میراگر تحت رکورد: (الف) EQ1 و (ب) EQ14.



شکل ۹: درصد کاهش تغییر مکان جانبی حداکثر پل خودمرکزگرا دارای میراگر نسبت به پل خودمرکزگرا بدون میراگر تحت شتابنگاشت‌های: (الف) - دور از گسل و (ب) نزدیک گسل.

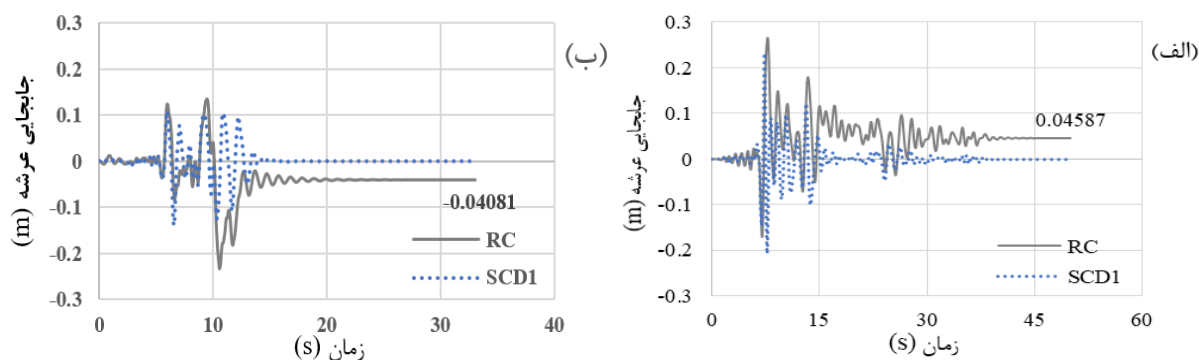
## ۸- بررسی تغییر مکان پسماند

بعد از بررسی‌های زلزله کوبه مشاهده شد درصد بالایی از پل‌ها به دلیل تغییر مکان نسبی پسماند بیشتر از ۱/۷۵٪ و عدم قابلیت بهره‌برداری مجدد و هزینه تعمیر بالا تخریب شدند [۲۲]. از این جهت حذف تغییر مکان پسماند پس از زلزله دارای اهمیت بسزایی می‌باشد. جدول ۶ تغییر مکان نسبی پسماند مربوط به سطوح خرابی جزئی، متوسط، گسترده و فروریزش را نشان می‌دهد که بیلا و علم<sup>۲۶</sup> با استفاده از حد خرابی شکل‌پذیری مشخص کرده‌اند [۲۳].

جدول ۶: معیار خرابی تغییر مکان نسبی پسماند [۲۳].

سطح خرابی	تغییر مکان نسبی پسماند
جزئی	$\delta_r \geq 0\%$
متوسط	$\delta_r \geq 0.1\%$
گسترده	$\delta_r \geq 0.35\%$
فروریزش	$\delta_r \geq 1.7\%$

به منظور بررسی تغییر مکان پسماند پل مبنا (RC) و پل خودمرکزگرا کنترل شده (SCD1) نتایج تاریخچه تغییر مکان پل‌های مورد مطالعه تحت شتاب‌نگاشت‌های EQ14 و EQ1 که به سطح DBE مقیاس شدند با یکدیگر مقایسه شدند. نتایج مقایسه نشان داد پل مبنا با تغییر مکان پسماند قابل توجهی همراه بوده در حالی که پل خودمرکزگرا دارای میراگر دارای تغییر مکان پسماند ناچیز است. بر اساس نتایج موجود در شکل ۱۰، تغییر مکان نسبی پسماند پل RC تحت رکورد EQ14 و EQ1 به ترتیب ۰/۶۵٪ و ۰/۵۸٪ بوده که در محدوده خرابی گسترده و فروریزش در نظر گرفته می‌شود، در حالی که تغییر مکان پسماند پل خودمرکزگرا نزدیک به صفر می‌باشد.



شکل ۱۰: مقایسه تاریخچه پاسخ پل خودمرکزگرا دارای میراگر و پل مبنا تحت رکوردهای EQ1- (الف) و EQ14- (ب).

## ۹- تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)

در این مطالعه به منظور انجام تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) بیشینه شتاب هر رکورد به  $0.05g$  مقیاس شده و با استفاده از محاسبه عددی شکار و پرکردن<sup>۲۷</sup> [۲۴] معیار شدت متناظر با خرابی مورد نظر بدست آمد. معیار خرابی و معیار شدت به ترتیب حداکثر تغییر مکان نسبی بالای پایه و بیشینه شتاب زمین ( $PGA^{28}$ ) انتخاب شده است. معیار فروریزش، مطابق حدود خرابی ارائه شده توسط دوتا<sup>۲۹</sup> و مندر<sup>۳۰</sup> [۲۵] نسبت تغییر مکان نسبی  $0.05$  معرفی شده و تحلیل هر رکورد تا نقطه فروریزش ادامه پیدا کرده است. به منظور مقایسه اثر ارتفاع در رفتار پل‌های خودمرکزگرا، مدل‌های مورد مطالعه با سه ارتفاع ۵، ۷ و ۹ متر که در جدول ۷ معرفی شده اند و مقطع عرضی آنها به همراه اجزای مدلسازی شده در نرم‌افزار سپ ۲۰۰۰ در شکل ۱۱ آورده شده است. پس از انجام تحلیل IDA، منحنی‌های میانه پاسخ IDA هر کدام از پل‌ها تحت شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده حوزه دور و حوزه نزدیک با یکدیگر مقایسه شدند که در شکل ۱۲ منحنی‌های میانه IDA مربوط به تحلیل‌های صورت گرفته تحت رکوردهای حوزه دور به عنوان نمونه ارائه شده است. با توجه به شکل ۱۲-الف منحنی میانه پاسخ IDA پل مبنا با ارتفاع ۵ متر (RC-H5) تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور نشان داد احتمال وقوع تغییر مکان نسبی های بزرگتر از  $0.03$  در بیشینه شتاب زمین برابر با  $1g$  بیشتر از  $50\%$  است. براساس منحنی میانه پاسخ‌های IDA پل خودمرکزگرا با پایه‌های ۵ متری (SC0-H5) اگرچه وقوع یک تغییر مکان نسبی یکسان با پل مبنا در بیشتر از  $50\%$  شتاب‌نگاشت‌ها تحت شتاب کمتری رخ داده، پایه‌های پل خودمرکزگرا در شتاب‌های بالاتر همچنان بدون خرابی باقی مانده اند. در پل خودمرکزگرا دارای میراگر با پایه‌های ۵ متری (SCD-H5) نیز طبق منحنی میانه پاسخ‌های سازه که تا بیشینه شتاب  $1g$  عملکرد مشابهی با پل مبنا داشته، در شتاب‌های بیشتر برخلاف پل مبنا که به فروریزش می‌رسد رفتار خدمت‌پذیری سازه حفظ شده است. منحنی میانه پاسخ پل‌های خودمرکزگرا مجهز به میراگر با ارتفاع ۷ و ۹ متر (SCD-H7 و SCD-H9) نیز در قسمت ابتدایی منحنی با اختلاف جزئی (شکل ۱۲-ب و ۱۲-ج) مشابه با منحنی حاصل از نتایج RC-H7 و RC-H9 بوده درحالی که در یک PGA یکسان منحنی پل خودمرکزگرا تغییر مکان نسبی بیشتری را نشان داده که این اختلاف کمتر از این مقدار در پایه ۵ متری نشان داده شده است.

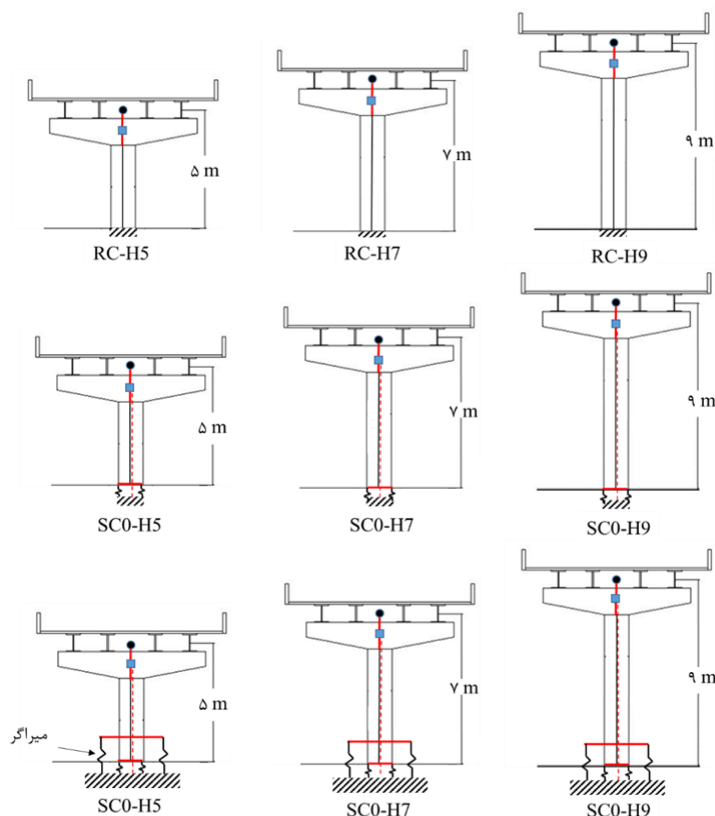
نکته دیگر قابل توجه این است که شیب نمودار مدل‌های دارای پایه معمولی بتن مسلح در نسبت تغییر مکان نسبی‌های زیاد، دارای شیب نزدیک به صفر هستند. این موضوع برای هر دو نوع رکورد حوزه دور و نزدیک صادق است و دال بر تاثیر بیشتر اثرات ثانویه P-Delta در مدل‌های دارای پایه‌های معمولی و نرم شدگی مصالح در قسمت پلاستیک مدل رفتاری آنها است. در حالی که در پایه‌های خودمرکزگرا، سختی کابل پس از بلندشدگی در مقایسه با سخت‌شدگی کرنشی پایه معمولی مقدار بیشتری داشته و نمودار IDA حتی در تغییر مکان نسبی‌های بالا شیب خود را حفظ می‌کند.

<sup>27</sup> Hunt and Fill

<sup>28</sup> Peak ground acceleration

<sup>29</sup> Dutta

<sup>30</sup> Mander



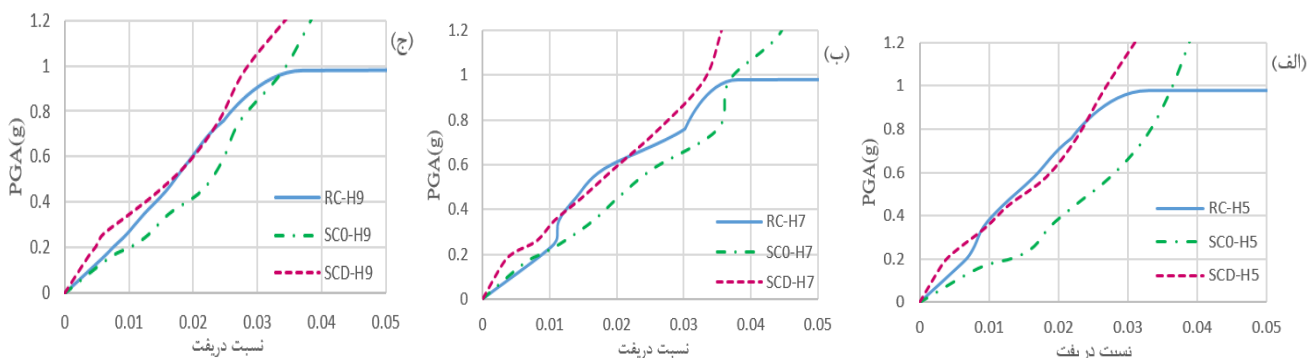
راهنمای شکل:

عضو تیر-ستون با مفصل فایبر (عضو کابل)    رابط صلب (گره مقطع عرشه (درون سو)    رابط پلاستیک ون    گره مرکز جرم سر ستون

شکل ۱۱: مقطع عرضی پل های مورد بررسی در این مطالعه به همراه اجزای مدل سازی شده در نرم افزار سپ ۲۰۰۰.

جدول ۷: مشخصات پل های مورد مطالعه.

گروه	۱			۲			۳		
	RC-H5	RC-H7	RC-H9	SC0-H5	SC0-H7	SC0-H9	SCD-H5	SCD-H7	SCD-H9
ارتفاع (متر)	۵	۷	۹	۵	۷	۹	۵	۷	۹
نوع میراگر	-	-	-	-	-	-	میراگر ۱	میراگر ۱	میراگر ۱
پس کشیدگی کابل	-	-	-	۰/۴PT	۰/۴PT	۰/۴PT	۰/۴PT	۰/۴PT	۰/۴PT



شکل ۱۲: منحنی میانه پاسخ های IDA تحت شتاب نگاشت های حوزه دور (الف) ۵ متر، (ب) ۷ متر و (ج) ۹ متر.

## ۱۰- منحنی شکنندگی

ارزیابی خرابی سازه‌ها توسط منحنی شکنندگی به طور مناسبی رفتار سازه را تحت زلزله‌های مختلف نمایش می‌دهد. منحنی شکنندگی احتمال شکل گیری یک پارامتر تقاضای مهندسی فراتر از مقدار ظرفیت متناظر آن را به عنوان تابعی از یک شدت خطر لرزه‌ای توسط یک تابع توزیع احتمالاتی نشان می‌دهد. بر اساس این تعریف منحنی شکنندگی معادل رابطه (۴) می‌باشد.

$$Fragility = P[D > C | IM] \quad (4)$$

که در آن  $D$  پارامتر تقاضای مهندسی،  $C$  ظرفیت مجاز و  $IM^3$  معیار شدت خطر لرزه ای است. در صورت استفاده از تابع توزیع نرمال، منحنی شکنندگی از طریق رابطه (۵) بیان می‌شود [۲۶]:

$$P_R(x) = \phi\left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right) \quad (5)$$

که در آن  $x$  شدت خطر و  $\lambda$  و  $\zeta$  به ترتیب میانگین و انحراف معیار  $\ln x$  بوده و  $\phi$  توزیع نرمال استاندارد است.

## ۱۱- رسم منحنی شکنندگی

طی مطالعات اخیر انجام شده پارامترهای تقاضای مهندسی مختلفی به عنوان معیارهای خرابی مورد استفاده قرار گرفته که شامل تغییر مکان نسبی حداکثر، جابه‌جایی پسماند، انحناء، ظرفیت استهلاک انرژی و غیره است [۲۷ و ۲۸]. دوتا و مندر با استفاده از معیار خرابی تغییر مکان نسبی حداکثر، پنج سطح خرابی برای پایه‌های پل معرفی کردند که در این مطالعه برای بررسی منحنی شکنندگی از آن استفاده شده است [۲۵]. حدهای مربوط به این سطوح خرابی در جدول ۸ آورده شده است.

جدول ۸: سطوح خرابی براساس معیار تغییر مکان نسبی حداکثر [۲۵].

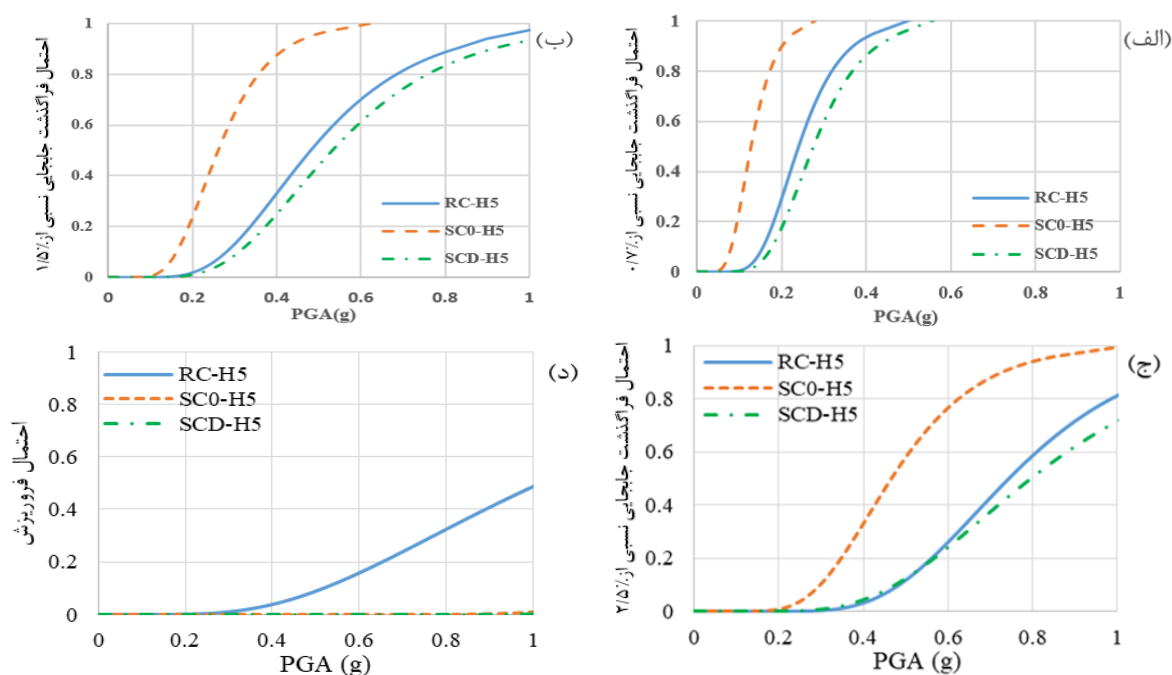
تغییر مکان نسبی حداکثر (%)	سطوح خرابی
۰/۵٪	بدون خرابی
۰/۷٪	جزیی
۱/۵٪	متوسط
۲/۵٪	گسترده
۵/٪	فروریزش

هر یک از سطوح خرابی مشخص شده در جدول ۸ متناظر با یک تغییر مکان نسبی مشخص است و برای پایه‌های معمولی که دارای اتصال گیردار به پی هستند ارائه شده است. اما برای یک پایه خودمرکزگرا این تغییر مکان نسبی‌ها متناظر با سطوح خرابی مشخص شده نیستند و فقط تغییر مکان نسبی ماکزیمم ۵٪ را می‌توان معادل فروریزش در این پایه‌ها در نظر گرفت. در ادامه احتمال رسیدن به این تغییر مکان نسبی‌ها در پل‌های مینا و خودمرکزگرا و خودمرکزگرا دارای میراگر تحت رکوردهای حوزه نزدیک و دور با بررسی منحنی‌های شکنندگی بررسی گردیده است.

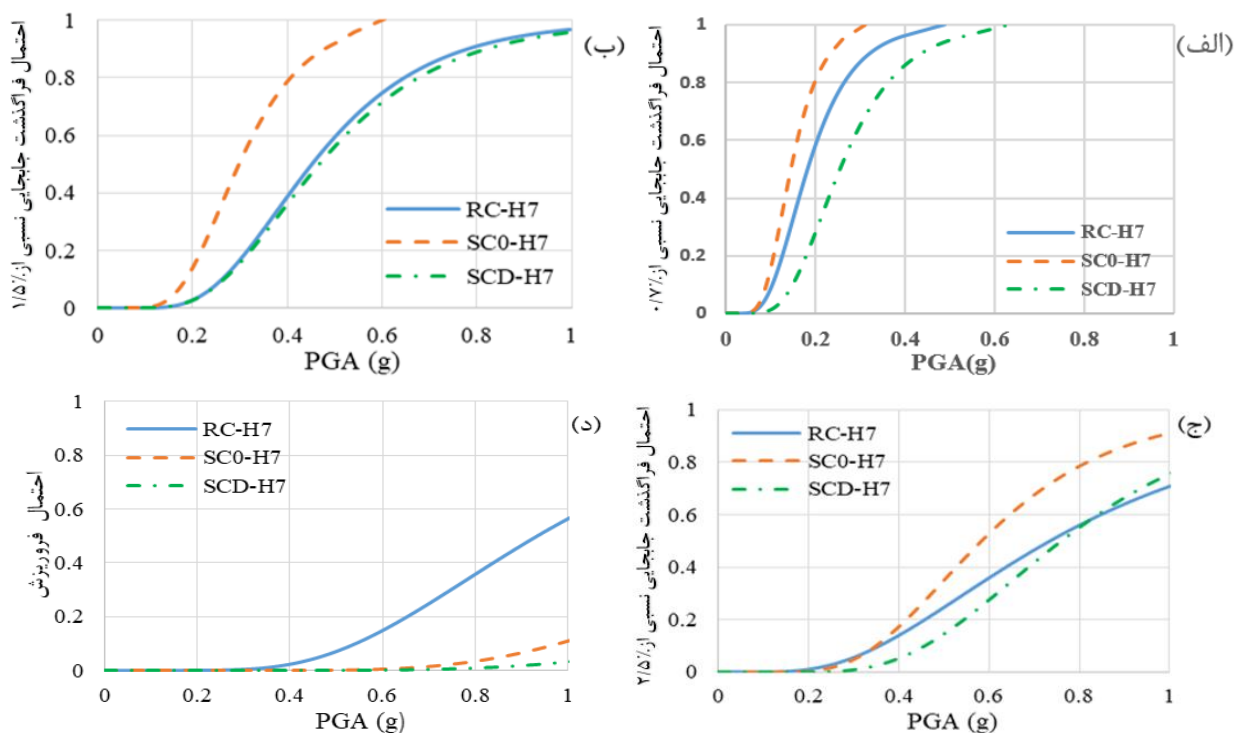
<sup>31</sup> Intensity measure

## ۱۲- تحلیل نتایج

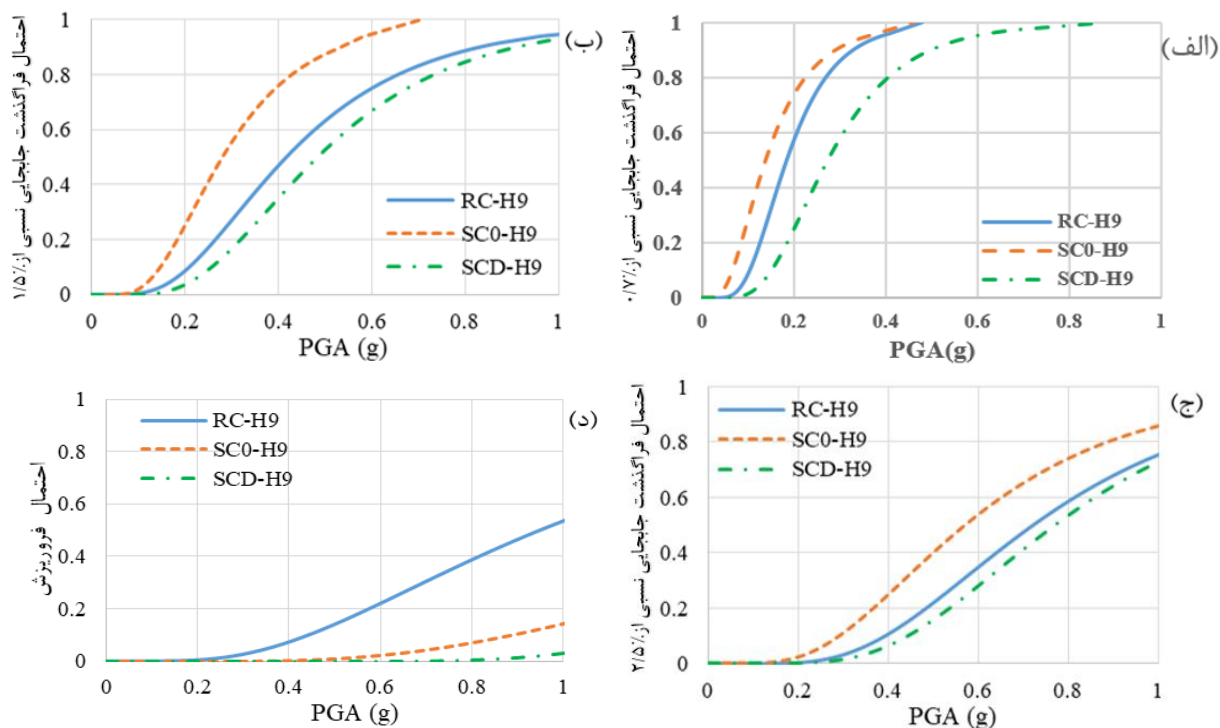
بر اساس مقایسه نتایج منحنی شکنندگی پل‌های مورد مطالعه با ارتفاع ۵ متری در شکل ۱۳، احتمال رسیدن به تغییر مکان نسبی ۰/۷٪ در پل خودمرکزگرا با اختلاف قابل توجهی بیشتر از پل مبنا و پل خودمرکزگرا دارای میراگر بوده به طوری که در بیشینه شتاب زمین ۰/۲g این احتمال حدوداً ۶۰٪ بیشتر از پل مبنا و ۷۰٪ بیشتر از پل گهواره‌ای خودمرکزگرا دارای میراگر بوده است. در پایه‌های ۷ و ۹ متری نیز (به ترتیب شکل ۱۴ و ۱۵) احتمال فراگذشت از تغییر مکان نسبی ۰/۷٪ تحت شتاب یکسان در پل خودمرکزگرا بیشتر از پل مبنا بوده، در حالی که این تغییر مکان نسبی در پل خودمرکزگرا دارای میراگر به طور قابل توجهی کمتر از پل مبنا نشان داده شده است. همچنین احتمال فراگذشت از تغییر مکان نسبی ۱/۵٪ در بیشینه شتاب زمین ۰/۴g در پل RC-H5، RC-H7 و RC-H9 به ترتیب برابر ۳۵٪، ۴۰٪ و ۴۵٪ و در پل SC0-H5 با افزایش قابل توجهی ۹۰٪ و در پایه‌های بلندتر این احتمال در حدود ۸۰٪ بوده است. در حالی که احتمال این خرابی در پل‌های SCD-H5، SCD-H7 و SCD-H9 به ترتیب ۲۵٪، ۳۹٪ و ۳۸٪ بدست آمده است. احتمال فراگذشت از تغییر مکان نسبی ۲/۵٪ نیز الگویی مشابه با احتمال خرابی متوسط داشته به طوری که در بیشینه شتاب زمین ۰/۶g در هر دو پل مبنا و خودمرکزگرا دارای میراگر، احتمال وقوع این سطح خرابی تقریباً به طور یکسان بوده در صورتی که در پل خودمرکزگرا بیشتر از احتمال خرابی در پل مبنا بدست آمده است. در سطح خرابی فروریزش بر خلاف سایر سطوح خرابی پل مبنا احتمال خرابی بیشتری نسبت به پل خودمرکزگرا داشته است. احتمال فروریزش پل RC-H5، RC-H7 و RC-H9 در بیشینه شتاب ۱g در پایه ۵ متری ۵۰٪ و در پایه‌های بلندتر نزدیک به ۶۰٪ نشان داده شده، در حالی که در پل خودمرکزگرا به دلیل ظرفیت تغییر مکان بالاتر این سیستم و ظرفیت مرکزگرایی کابل‌های پس کشیده به طور چشمگیری این احتمال کمتر از پل مبنا بوده و در پل خودمرکزگرا دارای میراگر احتمال وقوع فروریزش با بهره گرفتن از ظرفیت استهلاک انرژی میراگرهای خارجی حذف شده است.



شکل ۱۳: منحنی شکنندگی پل‌های دارای پایه‌های ۵ متری، بیانگر احتمال فراگذشت تغییر مکان نسبی از یک حد مشخص تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور: (الف) ۰/۷٪، (ب) ۱/۵٪، (ج) ۲/۵٪ و (د) ۵۰٪.



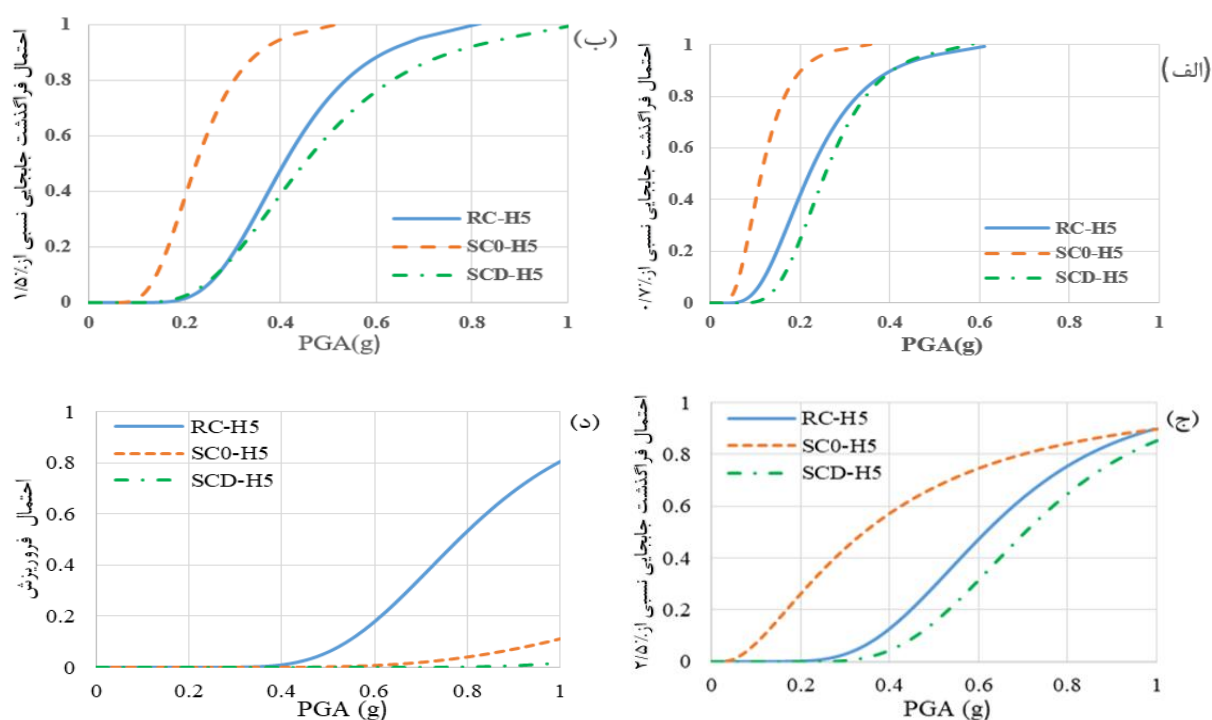
شکل ۱۴: منحنی شکنندگی پل‌های دارای پایه‌های ۷ متری، بیانگر احتمال فراگذشت تغییر مکان نسبی از یک حد مشخص تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور: (الف) ۰/۷٪، (ب) ۱/۵٪، (ج) ۲/۵٪ و (د) ۵/۰٪.



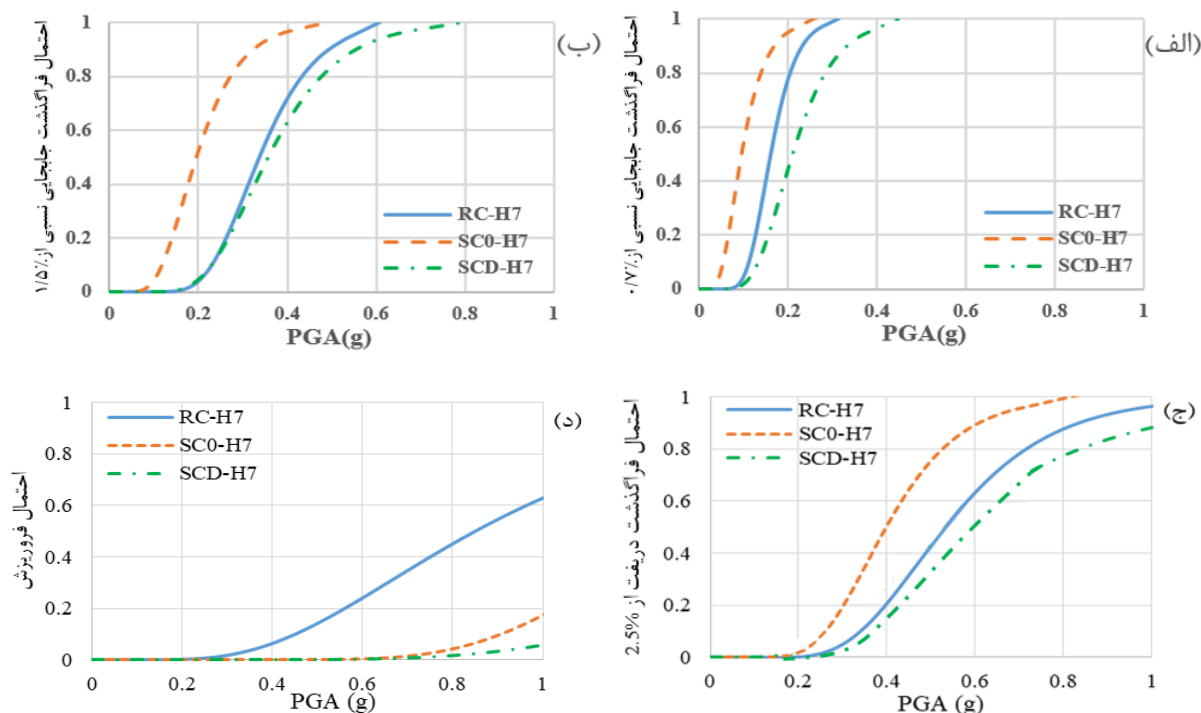
شکل ۱۵: منحنی شکنندگی پل‌های دارای پایه‌های ۹ متری، بیانگر احتمال فراگذشت تغییر مکان نسبی از یک حد مشخص تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور: (الف) ۰/۷٪، (ب) ۱/۵٪، (ج) ۲/۵٪ و (د) ۵/۰٪.



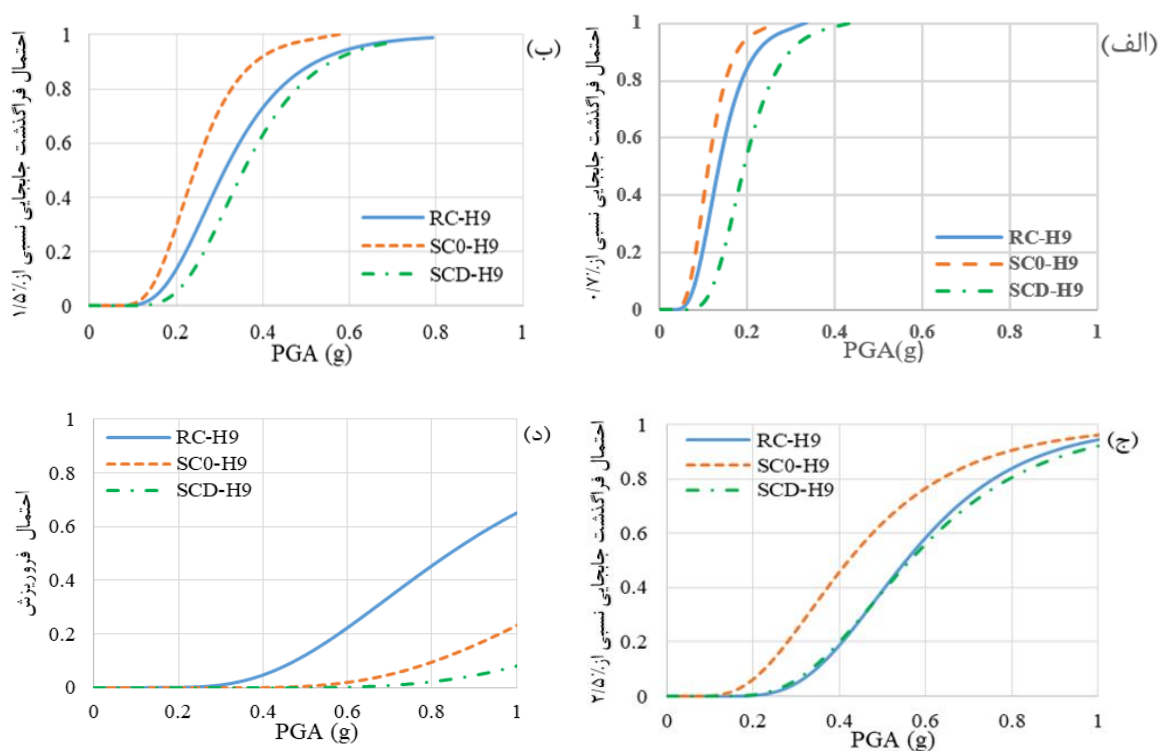
در ادامه بررسی نتایج منحنی‌های شکنندگی تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک نیز مشخص شد در پل خودمرکزگرا احتمال فراگذشت از تغییر مکان نسبی  $0/7\%$  بیشتر از پل مبنا بوده است. به عنوان مثال در بیشینه شتاب زمین برابر با  $0/2g$  پل مبنا و پل خودمرکزگرا با ارتفاع ۵ متر (شکل ۱۶) به ترتیب شاهد  $40\%$  و  $90\%$  احتمال فراگذشت از تغییر مکان نسبی  $0/7\%$  بودند در حالی که در پل خودمرکزگرا دارای میراگر این احتمال  $20\%$  بوده است. پل‌های مبنا با ارتفاع ۷ و ۹ متر نیز (شکل ۱۷ و ۱۸) به ترتیب شاهد  $80\%$  و  $85\%$  احتمال فراگذشت از تغییر مکان نسبی  $0/7\%$  بودند که در پل‌های خودمرکزگرا این احتمال  $95\%$  بوده و در پل خودمرکزگرا دارای میراگر با ارتفاع ۷ و ۹ متری  $40\%$  و  $55\%$  نشان داده شده است. احتمال خرابی فراگذشت تغییر مکان نسبی از  $1/5\%$  نیز در پل خودمرکزگرا بیشتر از پل مبنا بوده که این احتمال در پل خودمرکزگرا مجهز به میراگر به کمتر از مقادیر نشان داده شده در منحنی پل مبنا کاهش یافته است. همچنین طبق نتایج منحنی شکنندگی احتمال فروریزش پل مبنا در بیشینه شتاب زمین  $1g$ ، در ارتفاع ۵ متری  $80\%$  بوده و در ارتفاع ۷ و ۹ متری  $20\%$  کمتر از پایه ۵ متری نشان داده شده، در حالی که در پل خودمرکزگرا ۵ متری این احتمال  $10\%$  و در پل خودمرکزگرا مجهز به میراگر کمتر از  $5\%$  بوده است. براساس نتایج این مقایسه، همانطور که انتظار می‌رفت احتمال وقوع سطوح خرابی بررسی شده تحت رکوردهای حوزه نزدیک بیشتر از رکوردهای حوزه دور بوده که به دلیل انرژی بیشتر شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک می‌باشد. همچنین تحت شتاب نگاشت‌های حوزه نزدیک پایه ۵ متری شاهد  $70\%$  کاهش در احتمال فروریزش بوده که نشان می‌دهد سیستم‌های خودمرکزگرا تحت این شتاب نگاشت‌ها عملکرد خوبی از خود نشان داده و استفاده از این سیستم‌ها بهبود قابل ملاحظه‌ای در عملکرد لرزه‌ای پل‌ها داشتند.



شکل ۱۶: منحنی شکنندگی پل‌های دارای پایه‌های ۵ متری، بیانگر احتمال فراگذشت تغییر مکان نسبی از یک حد مشخص تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک: (الف)  $0/7\%$ ، (ب)  $1/5\%$ ، (ج)  $2/5\%$  و (د)  $5/0\%$ .



شکل ۱۷: منحنی شکنندگی پل‌های دارای پایه‌های ۷ متری، بیانگر احتمال فراگذشت تغییر مکان نسبی از یک حد مشخص تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک: (الف) ۰/۷٪، (ب) ۱/۵٪، (ج) ۲/۵٪ و (د) ۵/۰٪.

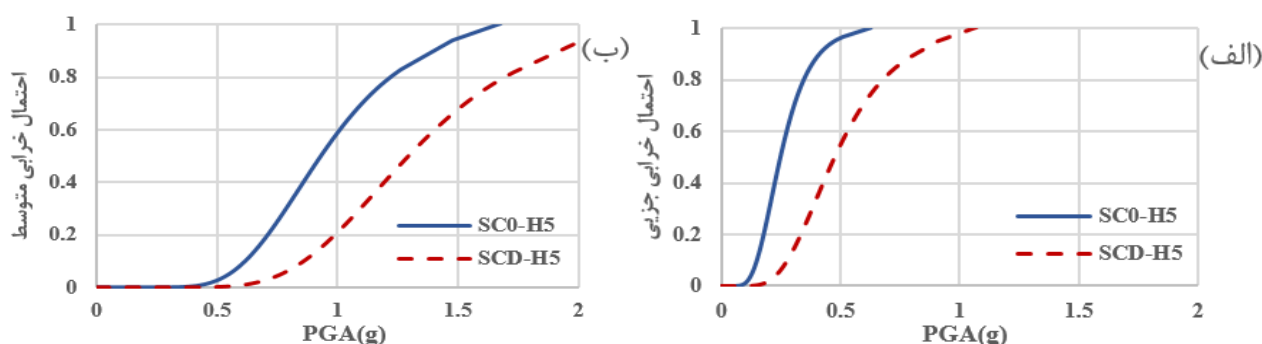


شکل ۱۸: منحنی شکنندگی پل‌های دارای پایه‌های ۹ متری، بیانگر احتمال فراگذشت تغییر مکان نسبی از یک حد مشخص تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک: (الف) ۰/۷٪، (ب) ۱/۵٪، (ج) ۲/۵٪ و (د) ۵/۰٪.

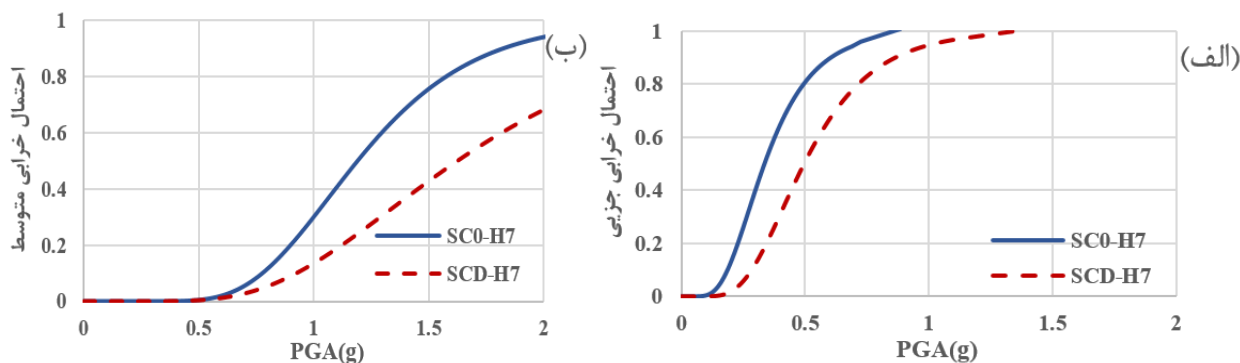
همانطور که از هر دو دسته منحنی‌های شکنندگی حوزه دور و نزدیک مشخص است، در پل با پایه‌های معمولی احتمال فراگذشت از یک تغییر مکان نسبی مشخص، زمانی که تغییر مکان نسبی مقدار کمی داشته باشد کمتر از مدل‌های دارای پایه‌های خودمرکزگرا است. در حالی که در مدل‌های خودمرکزگرا احتمال فراگذشت از تغییر مکان نسبی  $5/0\%$ ، یعنی احتمال فروریزش کمتر از مدل‌های پل معمولی است که این موضوع همانند آنچه که در تحلیل منحنی‌های IDA گفته شد به دلیل نرم شدگی کمتر کابل در پایه‌های خودمرکزگرا نسبت به بتن در پایه‌های معمولی است. با این وجود تسلیم کابل در تغییر مکان نسبی‌های خیلی بالا می‌تواند باعث زوال سختی شود که در بخش بعدی این مورد نیز بررسی می‌شود.

### ۱۳- منحنی شکنندگی با معیار خرابی تسلیم کابل‌های پس کشیده

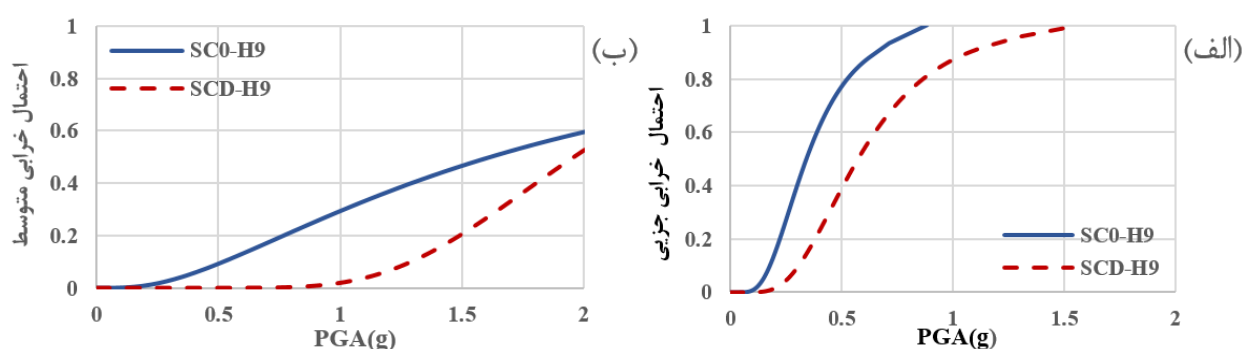
معیار خرابی کلیدی دیگری که برای بررسی عملکرد پایه‌های خودمرکزگرا حائز اهمیت است تنش کابل‌ها است. در این مطالعه این معیار بر مبنای نسبت تنش کابل‌ها ( $F_{PT}$ ) به مقاومت تسلیم ( $\sigma_y$ ) آنها در نظر گرفته شده است. طبق مطالعه احمدی و کاشانی [۱۴]، نسبت‌های  $0/5 \sigma_y$ ،  $0/7 \sigma_y$  به ترتیب معادل حد خرابی در دو سطح جزئی، متوسط تعریف شده‌اند. مقایسه منحنی شکنندگی پل خودمرکزگرا و پل خودمرکزگرا دارای میراگر با ارتفاع ۵ متر در سطوح خرابی جزئی و متوسط تحت شتابنگاشت‌های حوزه دور به ترتیب در شکل ۱۹-الف و ۱۹-ب نشان داده شده است. تنش ایجاد شده در کابل‌های پس کشیده با افزایش شدت خطر لرزه‌ای افزایش می‌یابد به طوری که در پل خودمرکزگرا با ارتفاع ۵ متر در بیشینه شتاب زمین برابر با  $0/4g$  احتمال خرابی جزئی  $95\%$  و در پل خودمرکزگرا دارای میراگر  $40\%$  نشان داده شده است. احتمال خرابی متوسط نیز در پل خودمرکزگرا ۵ متری دارای میراگر تحت بیشینه شتاب  $1g$  برابر  $20\%$  بوده که  $40\%$  کمتر از پل خودمرکزگرا بدون میراگر است. نتایج منحنی شکنندگی SC0-H7 و SCD-H7 (شکل ۲۰-الف و ۲۰-ب) نشان دادند در پایه‌های بلندتر تحت شتاب نگاشت‌های حوزه دور تنش‌های ایجاد شده در کابل‌های پس کشیده کمتر شده است به طوری که در بیشینه شتاب زمین  $1g$  احتمال ایجاد تنش متناظر با سطح خرابی متوسط در کابل‌های SC0-H7 و SC0-H9،  $30\%$  کمتر از تنش کابل در SC0-H5 بوده است. در پایه‌های ۹ متری نیز (شکل ۲۱-الف) با وجود اختلاف اندک در مقایسه احتمال خرابی جزئی نسبت به پایه ۷ متری، احتمال وقوع تنش متناظر با سطح خرابی متوسط کاهش قابل ملاحظه‌ای داشته است. این نتایج نشان داد در پل خودمرکزگرا به علت استهلاک انرژی اندک و تغییر مکان نسبی بیشتر، افزایش تنش در کابل‌ها بیشتر بوده و می‌تواند منجر به تسلیم زودتر آنها شود.



شکل ۱۹: منحنی شکنندگی SC0-H5 و SCD-H5 با معیار تنش کابل تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور در سطح خرابی: (الف) جزئی، (ب) متوسط.

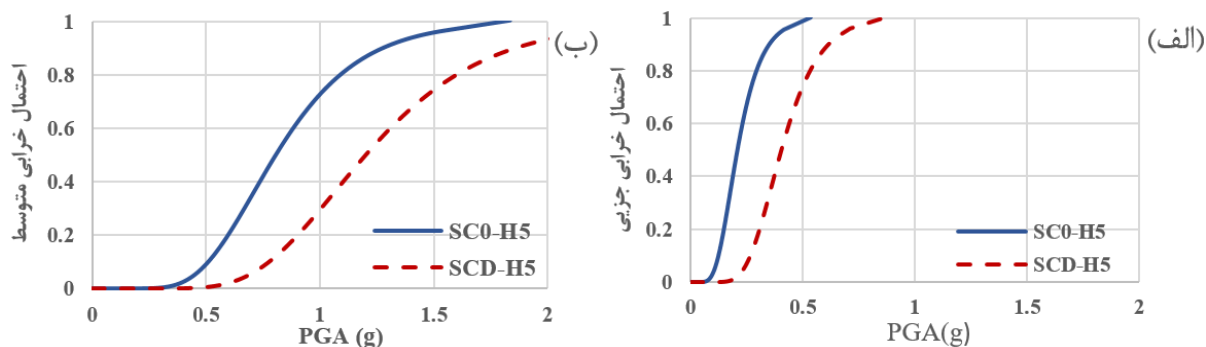


شکل ۲۰: منحنی شکنندگی SC0-H7 و SCD-H7 با معیار تنش کابل تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور در سطح خرابی: (الف) جزئی، (ب) متوسط.

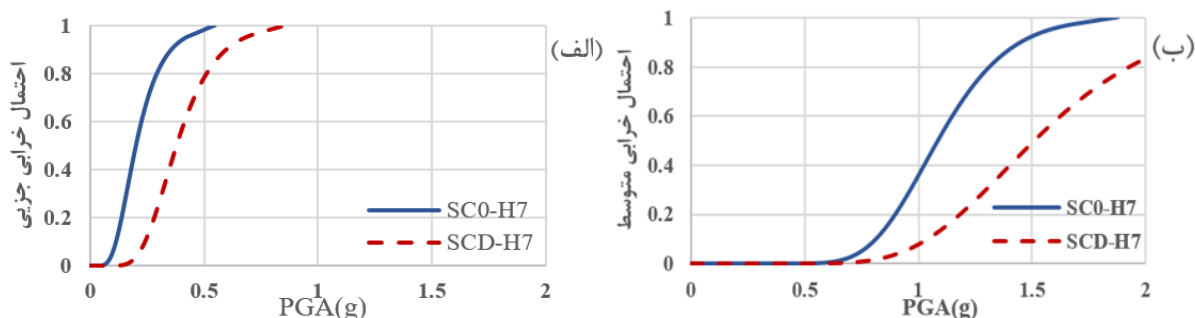


شکل ۲۱: منحنی شکنندگی SC0-H9 و SCD-H9 با معیار تنش کابل تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور در سطح خرابی: (الف) جزئی، (ب) متوسط.

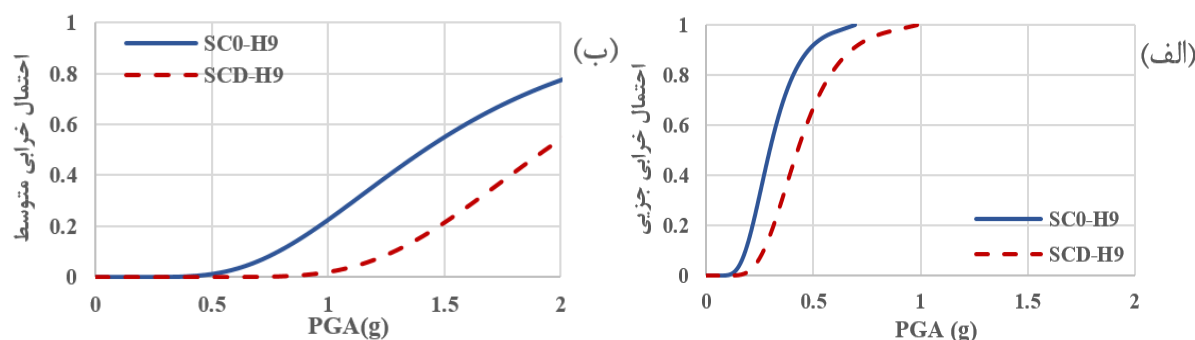
طبق منحنی شکنندگی پیل SC0-H5 و SCD-H5 تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک در شکل ۲۲ احتمال وقوع خرابی جزئی در پیل دارای میراگر کاهش چشمگیری داشته است به طوری که در  $PGA(g)$  برابر با  $0.4g$  این احتمال  $45\%$  کمتر از پیل خودمركزگر بدون میراگر بوده است. در بیشینه شتاب زمین برابر با  $1g$  نیز احتمال وقوع خرابی متوسط در SC0-H5 بیشتر از  $70\%$  نشان داده شده، در حالی که در SCD-H5 این احتمال  $30\%$  بوده است. در پایه‌های بلندتر (شکل ۲۳ و ۲۴) نیز علاوه بر اثر میراگر بر کنترل ایجاد تنش در کابل‌ها، با افزایش ارتفاع کابل‌ها تنش کمتری در آن‌ها تشکیل شده که منجر به حفظ عملکرد کابل‌ها در شتاب‌های بالاتر شده است. همچنین براساس نتایج منحنی‌های شکنندگی تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک در مقایسه با احتمال نشان داده تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور در یک شتاب یکسان، احتمال ایجاد تنش‌های متناظر با سطوح خرابی جزئی و متوسط تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک بیشتر بوده است.



شکل ۲۲: منحنی شکنندگی SC0-H5 و SCD-H5 با معیار تنش کابل تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک در سطح خرابی: (الف) جزئی، (ب) متوسط.



شکل ۲۳: منحنی شکنندگی SC0-H7 و SCD-H7 با معیار تنش کابل تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک در سطح خرابی: (الف) جزئی، (ب) متوسط.



شکل ۲۴: منحنی شکنندگی SC0-H9 و SCD-H9 با معیار تنش کابل تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک در سطح خرابی: (الف) جزئی، (ب) متوسط.

## ۱۴- نتیجه گیری

در این مطالعه با هدف بررسی عملکرد لرزه‌ای پل دارای سیستم خودمرکزگرا و پل خودمرکزگرا مجهز شده به میراگر در مقایسه با پل مبنا تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور و حوزه نزدیک تحلیل تاریخچه زمانی انجام گرفت. همچنین به منظور بررسی اثر ارتفاع و عدم قطعیت ذاتی زلزله، پل‌ها در سه ارتفاع مختلف تحت تحلیل دینامیکی فزاینده تحلیل شدند و پاسخ آن‌ها از طریق منحنی‌های شکنندگی بررسی گردید.

۱. نتایج تحلیل تاریخچه زمانی نشان داد در پل مبنا تغییر مکان پسماند قابل ملاحظه‌ای رخ می‌دهد که به علت رفتار غیرخطی مصالح و شکل‌گیری مفصل پلاستیک در پای پایه‌ها می‌باشد. درحالی که تغییر مکان پسماند در پل خودمرکزگرا هم در حالتی که میراگر داشته باشد و هم در حالتی که بدون میراگر باشد به دلیل نقش کابل‌های پس‌کشیده در مرکزگرایی پایه‌ها به طور قابل ملاحظه‌ای کاهش یافته و مقدار ناچیزی دارد.

۲. بر اساس مقایسه پاسخ تاریخچه زمانی پل‌های مورد مطالعه مشخص شد میانگین تغییر مکان جانبی حداکثر در پل خودمرکزگرا که به میراگر مجهز شدند با افزایش مقاومت تسلیم میراگرها و همچنین به دلیل ظرفیت استهلاک انرژی بیشتر نسبت به پل خودمرکزگرا کاهش بیشتری دارد که این بهبود در عملکرد لرزه‌ای پل‌های خودمرکزگرا هم در تحلیل‌های انجام شده تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک و هم تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور مشهود است. بنابر نتایج، میانگین درصد کاهش تغییر مکان جانبی حداکثر پل خودمرکزگرا مجهز به میراگر ۱ به تغییر مکان جانبی حداکثر پل خودمرکزگرا تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه دور در سطح DBE برابر ۰/۲۲ و تحت شتاب‌نگاشت‌های حوزه نزدیک این مقدار ۰/۲۷ نشان داده شده است.

۳. با مطالعه منحنی IDA پل‌ها مشخص شد، تغییر مکان نسبی جانبی پل خودمرکزگرا بدون میراگر به دلیل کمی استهلاک انرژی، بیشتر از پل مینا می‌باشد که با اضافه کردن میراگر علاوه بر کنترل تغییر مکان نسبی و حفظ عملکرد در زلزله‌های شدید، تغییر مکان پسماند نیز به نحو قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌یابد.

۴. طبق نتایج منحنی‌های شکنندگی، در تغییر مکان نسبی‌های پایین احتمال فراگذشت تغییر مکان نسبی از یک مقدار مشخص در پل خودمرکزگرا بدون میراگر بیشتر از پل مینا می‌باشد اما در پل خودمرکزگرا مجهز به میراگر، این احتمال با اختلاف کمی نزدیک به پل مینا به دست آمده است. به عنوان مثال احتمال فراگذشت از تغییر مکان نسبی  $2/5\%$  در بیشینه شتاب زمین  $0/4g$  تحت شتاب نگاشت‌های حوزه دور در پل با پایه‌های ۷ متری بتن مسلح معمولی، خودمرکزگرا بدون میراگر و پایه خودمرکزگرا با میراگر به ترتیب برابر  $20\%$ ،  $51\%$  و  $18\%$  می‌باشد. به علاوه این که احتمال فروریزش این پل‌ها نسبت به پل مینا کاهش قابل توجهی داشته است و خرابی نیز محدود به مستهلک‌کننده‌های انرژی خارجی بوده که قابل دسترسی و تعمیر هستند.

۵. در یک پایه مرکزگرا نیروی پس کشیدگی نهایی (و نه تنش پس کشیدگی کابل) است که در رفتار کلی پایه مؤثر است. به همین دلیل با افزایش سطح مقطع کابل پس کشیده می‌توان نیروی پس کشیدگی مورد نظر را به سیستم اعمال کرد و تنش پس کشیدگی کابل‌ها ( $\sigma_p$ ) را کاهش داد. از همین طریق می‌توان مانع تسلیم کابل در تغییر مکان نسبی‌های بالا شده و احتمال تسلیم را تحت یک رکورد با شتاب مشخص کاهش داد. با این وجود لازم و ضروری است از خرابی گسترده و تسلیم در کابل تحت زلزله طرح جلوگیری شود و بررسی لازم بدین منظور صورت گیرد. بنابراین با افزایش سطح مقطع کابل‌ها می‌توان از آسیب به آن‌ها جلوگیری کرده و از مزایای استفاده از سیستم‌های خودمرکزگرا که می‌تواند منجر به احتمال کمتر فروریزش شود و تغییر مکان پسماند را محدود می‌کند، استفاده کرد.

در مطالعه حاضر مشخص شد در زمانی که اتصال پایه از پی جدا شده و به پایه اجازه داشتن حرکت گهواره‌ای داده می‌شود احتمال فراگذشت تغییر مکان نسبی از یک حد مشخص بیشتر می‌شود. به عبارتی دیگر منحنی شکنندگی جدید به سمت چپ جا به جا شده و احتمال خرابی بیشتری را نشان می‌دهد. این در حالی است که تغییر مکان پسماند یک پایه خودمرکزگرا بسیار ناچیز است. به منظور برطرف ساختن مشکل مذکور و محدود ساختن تغییر مکان‌های نسبی بیش از اندازه از میراگرهای خارجی استفاده شد که به عنوان عضو حفاظتی تسلیم شونده عمل کرده و در طول بارگذاری لرزه‌ای خرابی را به خود جذب می‌کنند. اضافه کردن میراگرها منجر کاهش تغییر مکان‌های نسبی شده به طوری که حتی احتمال فراگذشت تغییر مکان نسبی می‌تواند از پایه بتن مسلح معمولی نیز کمتر شود. و این بدان معنا است که هر دو مزیت کاهش تغییر مکان‌های نسبی و کاهش تغییر مکان پسماند را می‌توان با انتخاب میراگر مناسب تامین کرد. به پژوهشگران گرامی که مشتاق تحقیق در این زمینه هستند پیشنهاد می‌شود که تحقیق حاضر را برای ستون‌های چند قطعه‌ای بسط و ادامه داده و مواردی نظیر اینکه چینی میراگرهای خارجی بهینه به چه نحو باید باشد که تسلیم در آن‌های اتفاق بیفتد را مشخص کنند. همچنین مطالعه بر روی قابلیت و چگونگی استفاده از انواع میراگرهای دیگر از مواردی است که برای پژوهش‌های آتی می‌تواند مورد توجه باشند.

## مراجع

- [1] Mander, J, B. Cheng, C, T. (1997). "Seismic resistance of bridge piers based on damage avoidance design". Tech. Rep. NCEER-97-0014, pp. 1-148.
- [2] Hewes, J. (2002). "Seismic Design and Performance of Precast Concrete Segmental Bridge Columns". Ph.D. dissertation, Univ. of California, San Diego, La Jolla, CA.
- [3] Palermo, A. Pampanin, S. (2004). "The use of controlled rocking in the seismic design of bridges". Ph.D. Dissertation, Department of Structural Engineering, Politecnico Di Milano, Milan, Italy.
- [4] Yu-chen, O. Methee, C. Amjad, A. George, L. (2008). "Seismic Performance of Segmental Precast Unbonded Posttensioned Concrete Bridge Columns". Journal of Structural Engineering. American Society of Civil Engineers, 133(11), pp. 1636-1647.

- [5] Thonstad, T. Kennedy, B. J. Schaefer, J. A. Eberhard, M. O. Stanton, J. F. (2017). "Cyclic Tests of Precast Pretensioned Rocking Bridge-Column Subassemblies". *J. Struct. Eng.*, vol. 143, no. 9, p. 04017094.
- [6] Marriott, D., Pampanin, S., & Palermo, A. (2009). "Quasi-static and pseudo-dynamic testing of unbonded post-tensioned rocking bridge piers with external replaceable dissipaters". *Earthquake engineering & structural dynamics*, 38(3), 331-354.
- [7] Nikoukalam, M., T. Sideris, P. (2017). "Resilient Bridge Rocking Columns with Polyurethane Damage-Resistant End Segments and Replaceable Energy-Dissipating Links". *Journal of Bridge Engineering*. American Society of Civil Engineers, 22(10), pp. 1-14.
- [8] Zhang, Q. Alam, M. S. (2016). "Evaluating the Seismic Behavior of Segmental Unbounded Posttensioned Concrete Bridge Piers Using Factorial Analysis". *J. Bridg. Eng.*, vol. 21, no. 4, p. 04015073.
- [9] Ahmadi, E. Kashani, M. M. (2020). "Numerical investigation of nonlinear static and dynamic behaviour of self-centering rocking segmental bridge piers". *Soil Dyn. Earthq. Eng.*, vol. 128, p. 105876.
- [10] Han, Q., Jia, Z., Xu, K., Zhou, Y., & Du, X. (2019). "Hysteretic behavior investigation of self-centering double-column rocking piers for seismic resilience". *Engineering Structures*, 188, 218-232.
- [11] Liu, X., Li, J., Tsang, H. H., & Wilson, J. L. (2018). "Evaluating self-centering behavior of unbonded prestressed bridge columns using a new performance index based on quasi-static analysis". *Journal of Earthquake and Tsunami*, 12(01), 1850001.
- [12] Guo, A., & Gao, H. (2016). "Seismic behavior of posttensioned concrete bridge piers with external viscoelastic dampers". *Shock and Vibration*, <http://dx.doi.org/10.1155/2016/1823015>
- [13] Cao, Z., Wang, H., & Guo, T. (2017). "Fragility analysis of self-centering prestressed concrete bridge pier with external aluminum dissipaters". *Advances in Structural Engineering*, 20(8), 1210-1222.
- [14] Ahmadi, E., & Kashani, M. M. (2021). "Seismic vulnerability assessment of precast post-tensioned segmental bridge piers subject to far-fault ground motions". In *Structures* (Vol. 34, pp. 2566-2579). Elsevier.
- [15] SAP2000, version 14.2.4, [Computer software]. Berkeley, CA, Computers and Structures, Inc
- [16] Mander, J. B. Dhakal, R. P. Mashiko, N. K. Solberg, M. (2007). "Incremental dynamic analysis applied to seismic financial risk assessment of bridges". *Engineering structures*. Elsevier, 29(10), pp. 2662-2672.
- [17] Standards Association of New Zealand, (2006). "NZS 3101: Code of practice for the design of concrete structures. Part 1: The Design of Concrete Structures". Standards New Zealand, Wellington.
- [18] Guerrini, G., Restrepo, J. I., Massari, M., & Vervelidis, A. (2015). "Seismic behavior of posttensioned self-centering precast concrete dual-shell steel columns. *Journal of structural engineering*". 141(4), 04014115.
- [19] Wang, Z., Wang, J., Tang, Y., Gao, Y., & Zhang, J. (2019). "Lateral behavior of precast segmental UHPC bridge columns based on the equivalent plastic-hinge model. *Journal of Bridge Engineering*". 24(3), 04018124.
- [20] FEMA, "Quantification of building seismic performance factors." FEMA P695. Prepared by Applied Technology Council For the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., no. June, 2009.
- [21] Iranian Building Codes and Standards, (2014-1393). "Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of buildings, Standard". No.2800, 4th Edition.
- [22] W.K. Lee, S.L. Billington. (2010). "Modeling residual displacements of concrete bridge columns under earthquake loads using fiber elements". *Journal of Bridge Engineering*, 15 240-249.
- [23] Billah, M. Alam, M. S. (2012) "Seismic fragility assessment of concrete bridge pier reinforced with Shape Memory Alloy considering residual displacement". In *Active and Passive Smart Structures and Integrated Systems 2012* (Vol. 8341, pp. 442-454). SPIE.
- [24] Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2004). "Applied incremental dynamic analysis". *Earthquake spectra*, 20(2), 523-553.
- [25] Dutta, A. Mander, J. B. (1998). "Seismic fragility analysis of highway bridges". in *Proceedings of the INCEDE-MCEER center-to-center project workshop on earthquake engineering Frontiers in transportation systems*, pp. 22-23.
- [26] Yamaguchi, N., & Yamazaki, F. (2000, January). "Fragility curves for buildings in Japan based on damage surveys after the 1995 Kobe earthquake". In *Proceedings of the 12th world conference on earthquake engineering*, Auckland, New Zealand (p. 2451).
- [27] Soleimani, F., Mangalathu, S., & DesRoches, R. (2017). "A comparative analytical study on the fragility assessment of box-girder bridges with various column shapes". *Engineering Structures*, 153, 460-478.
- [28] Padgett, J. E., Nielson, B. G., & DesRoches, R. (2008). "Selection of optimal intensity measures in probabilistic seismic demand models of highway bridge portfolios". *Earthquake engineering & structural dynamics*, 37(5), 711-725.