

## رفتار لرزه‌ای پایه پل‌های بتنی پیش‌ساخته مرکزگرا

میلاذ سام دلیری<sup>۱</sup>، حسین یوسف‌پور<sup>۲\*</sup>، حر خسروی<sup>۳</sup>

۱- کارشناس ارشد مهندسی عمران-سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، ایران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، ایران

۳- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، ایران

\* [hhousefpour@nit.ac.ir](mailto:hhousefpour@nit.ac.ir)

تاریخ پذیرش ۱۴۰۱/۰۲/۲۰

تاریخ دریافت ۱۴۰۰/۰۹/۲۰

### چکیده

امروزه برای کاهش آثار منفی ساخت پل‌ها در ترافیک شهری، به صورت فزاینده‌ای از روش‌های ساخت سریع پل استفاده می‌شود. یک روش برای ساخت سریع پل، پیش‌ساخته نمودن قطعات یا بخش‌هایی از کل پل است. در صورت کاربرد موثر پیش‌تندگی در این قطعات، قابلیت مرکزگرایی و امکان بازگشت آن‌ها پس از زلزله به موقعیت اولیه وجود خواهد داشت که منجر به کاهش قابل توجه خسارت و هزینه تعمیرات پس از زلزله می‌شود. هدف از مطالعه حاضر، بررسی رفتار لرزه‌ای پایه پل‌های بتنی پیش‌ساخته مرکزگرا است که در آن‌ها از تاندون‌های پس‌کشیده غیرپیوسته به منظور مرکزگرایی و از فولاد نرمه برای اتلاف انرژی زلزله استفاده می‌شود. یک مدل عددی دو بعدی برای شبیه‌سازی رفتار پایه‌های مزبور در محیط نرم افزار OpenSees ساخته شد. به منظور مطالعه پارامتری عوامل موثر بر پل‌های بتنی با پایه‌های پیش‌ساخته مرکزگرا، مجموعه‌ای متشکل از ۹ پایه سگمته با درصد‌های مختلف نیروی پیش‌تندگی و فولاد نرمه با مقاومت خمشی اسمی یکسان طراحی شدند. این ۹ طرح تحت بارگذاری‌های مونوتونیک، چرخه‌ای، و دینامیکی تاریخچه زمانی قرار داده شده و رفتار لرزه‌ای آن‌ها مطالعه شد. نتایج نشان داد که افزایش نسبت نیروی پیش‌تندگی به مساحت مقطع بتنی تا حدی مشخص می‌تواند موجب بهبود رفتار سازه شود. با این وجود، بعد از این حد، رفتار سازه به طور نامطلوبی تحت اثر نیروی پیش‌تندگی قرار می‌گیرد. بر اساس تحلیل‌های چرخه‌ای و دینامیکی مدل‌های بررسی شده در این مطالعه، نسبت بهینه نیروی پیش‌تندگی به مقاومت سطح مقطع بتنی حدود ۰/۱ تا ۰/۱۵ ارزیابی شد. یافته‌های مطالعه حاضر می‌تواند برای طراحی پل‌های متشکل از این اعضا در مناطق با لرزه‌خیزی بالا مفید واقع شود.

**واژگان کلیدی:** ساخت سریع پل، پل‌های بتنی، پایه پل، پیش‌ساخته، مرکزگرا.

### ۱- مقدمه

به دلیل نیاز به تعمیر و نگهداری پل‌های در دست بهره‌برداری، امروزه در مناطق مختلف دنیا روش‌های ساخت سریع پل<sup>۱</sup> مورد تقاضای روزافزون قرار گرفته‌اند. یک روش برای ساخت سریع پل، پیش‌ساختن قطعات یا بخش‌هایی از کل پل است. تولید این قطعات بیشتر در کارخانه یا کارگاه‌های پیش‌ساخته‌سازی و مونتاژ آن‌ها در محل انجام می‌شود. این فرایند، زمان ساخت در محل را به شدت کاهش می‌دهد و کیفیت و ایمنی ساخت را بهبود می‌بخشد.

ساخت عرشه پل‌ها به صورت مجموعه‌ای از قطعات پیش‌تینده پیش‌ساخته مدت‌هاست که در نقاط مختلف جهان مورد استفاده قرار می‌گیرد. با این وجود، استفاده از پایه‌های پیش‌ساخته از نوع قطعه‌قطعه (سگمندی) و یک‌پارچه به تازگی در پل‌ها مورد توجه قرار گرفته است. در قیاس با پایه‌های یک‌پارچه درجای مرسوم، پایه‌های پیش‌ساخته می‌توانند منجر به بهبود قابل توجه سرعت و کیفیت ساخت شوند. با این وجود، کاربرد پایه‌های پیش‌ساخته در مناطق لرزه‌خیز، به دلیل نگرانی‌های قابل توجه در خصوص عملکرد لرزه‌ای آن‌ها تاکنون بسیار محدود بوده است.

در مناطق لرزه‌خیز، پل‌ها در حالت ایده‌آل باید دارای توانایی مقاومت در برابر زلزله‌های متوسط بدون خسارت باشند و در برابر زلزله‌های شدید، بدون فروپاشی و با بازگشت سریع به خدمت مقاومت کنند. شیوه طراحی مرسوم متکی بر تغییرشکل غیرالاستیک بزرگ در نواحی مفصل پلاستیک ستون‌ها و پایه‌ها است. در یک رویداد بزرگ لرزه‌ای، آسیب به ستون یا پایه به احتمال زیاد به دلیل ایجاد خردشدگی<sup>۱</sup> پوشش بتنی غیرمحمور شده، تسلیم میلگردهای طولی و عرضی، و کمانش و شکست میلگرد خواهد بود. اگرچه این عملکرد ممکن است انتظارات ایمنی جانی را برآورده کند، این امکان وجود دارد که خسارت سازه‌ای دائمی و جابه‌جایی نسبی پسماند در سازه زیاد بوده و در نتیجه تعمیر سازه مشکل یا از لحاظ اقتصادی نامعقول شود.

به منظور بهبود عملکرد لرزه‌ای و کاهش تغییرشکل‌های پسماند در ستون‌ها، به ویژه ستون‌های پیش‌ساخته، کاربرد سیستم‌های مرکزگرا<sup>۲</sup> در سال‌های اخیر مورد توجه قرار گرفته است. مرکزگرایی یک قابلیت است که براساس آن جسم یا سازه بعد از تحریک به حالت اولیه خود باز می‌گردد. توانایی مرکزگرایی بیشتر از طریق المان‌های پس‌کشیده تحقق می‌یابد که می‌توانند به صورت افقی یا عمودی قرار داده شوند. در این سیستم‌ها، آسیب غیرالاستیک معمولاً در اجزای اتلاف انرژی قابل تعویض از قبیل میلگردهای فولاد نرمه متمرکز می‌شود. در نتیجه‌ی ترکیب تاندون‌های پس‌کشیده و اتلاف انرژی متمرکز در قطعات فولاد

نرمه، رفتار هیستریزیس<sup>۳</sup> سیستم‌های مرکزگرا، فرمی پرچمی شکل<sup>۴</sup> خواهد داشت. با کاربرد پس‌کشیدگی و ایجاد قابلیت مرکزگرایی در پایه‌های پیش‌ساخته، می‌توان نگرانی‌ها در خصوص عملکرد لرزه‌ای این اعضا را کاهش داد [1].

در دو دهه اخیر، مطالعات آزمایشگاهی و عددی قابل توجهی روی ستون‌ها و پایه‌های مرکزگرا انجام شده است. در سال ۲۰۰۲، هیوس و همکاران<sup>۵</sup> طراحی و عملکرد لرزه‌ای پایه‌های پل پیش‌ساخته بتنی با تاندون‌های پس‌کشیده مفصل<sup>۶</sup> را به صورت آزمایشگاهی بررسی کردند. دو پایه با نسبت ابعادی بالا و دو پایه با نسبت ابعادی پایین تحت بارگذاری لرزه‌ای جانبی مورد آزمایش قرار گرفتند. نمونه‌های آزمایش همه دارای مقدار مشابه فولاد پیش‌تینده بودند و هر کدام در دو سطح پیش‌تندگی بررسی شدند. تمامی نمونه‌های آزمایشگاهی دارای سطح پیش-تندگی پایین عملکرد مناسبی از خود نشان داده و بدون اینکه افت قابل توجه یا ناگهانی مقاومت داشته باشند، جابه‌جایی‌های نسبی غیرخطی بزرگ تا حدود ۴ درصد را تحمل نمودند. همچنین به دلیل کاربرد پیش‌تندگی به صورت تاندون مفصل، جابه‌جایی پسماند پس از آزمایش‌ها حداقل بود [1].

در سال ۲۰۰۷، اوو و همکاران<sup>۷</sup> در یک مطالعه عددی در مقیاس ریز، عملکرد لرزه‌ای پایه‌های پس‌کشیده مفصل را مورد بررسی قرار دادند. از مدل دقیق اجزای محدود برای شبیه‌سازی پایه استفاده شده و یک مطالعه پارامتری به منظور بررسی توانایی مدل تحلیلی ساده شده در پیش‌بینی رفتار لرزه‌ای این نوع پایه‌ها انجام شد. گزارش شد که مدل تحلیلی ساده شده توانست بیشترین کرنش در میلگردها و تنش در تاندون‌ها را در تحلیل بارافزون<sup>۸</sup> با دقت مناسبی پیش‌بینی نماید [2].

در سال ۲۰۰۸، ونگ و همکاران<sup>۹</sup> آزمایش لرزه‌ای بزرگ مقیاسی روی پایه‌های بلند پل بتنی سگمندی پیش‌ساخته انجام دادند. در این مطالعه، چهار نمونه پایه بزرگ مقیاس ساخته شده و تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفت. نتایج گزارش شده توسط ونگ و همکاران نشان داد که نمونه‌ها با طراحی پیشنهاد شده، شامل

6. Unbonded  
7. Ou et al.  
8. Push over  
9. Wang et al.

1. Spalling  
2. Self-Centering  
3. Hysteresis  
4. Flag-Shaped  
5. Hewes et al.

تاندون‌های پیش‌تینده و میلگردهای فولادی معمولی که در بین درزهای سگمنت امتداد داشتند، رفتار مطلوبی از خود نشان دادند. علاوه بر مطالعه آزمایشگاهی، یک مطالعه عددی با استفاده از روش اجزا محدود برای فهم شرایط پیوستگی، مقادیر کرنش و الگوهای تغییر شکل نمونه‌های آزمایش شده انجام شد. هماهنگی خوبی بین مشاهدات آزمایشگاهی و نتایج مطالعات عددی گزارش شد [3].

در سال ۲۰۱۰، اوو و همکاران<sup>۱</sup> یک مطالعه آزمایشگاهی بزرگ مقیاس روی پایه‌های پل بتنی سگمندی پیش‌ساخته برای شناسایی رفتار لرزه‌ای انجام دادند. چهار نمونه بزرگ مقیاس تحت بار جانبی چرخه‌ای طراحی و آزمایش شدند. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که روش ساخت پیشنهاد شده و جزئیات لرزه‌ای برای میلگردهای اتلاف انرژی در تضمین شکل پذیری و کاهش صدمات پسماند ناشی از زلزله موثر است [4].

در سال ۲۰۱۰، اوو و همکاران در مطالعه‌ای دیگر مقایسه‌ای بین رفتار چرخه‌ای پایه‌های مرکزگرا با میلگرد فولادی مرسوم و میلگردهای فولادی با عملکرد بالا به عنوان اجزای جاذب انرژی انجام دادند. نتایج نشان دادند که اتصالات یکپارچه بین اولین سگمنت (قطعه پیش‌ساخته) و فونداسیون می‌تواند اتلاف انرژی تحت بارهای لرزه‌ای را بهبود ببخشد. همچنین مشاهده شد که کاربرد میلگردهای اتلاف‌کننده انرژی با عملکرد بالا می‌تواند به ظرفیت جابه‌جایی بیشتر، اتلاف انرژی بالاتر، و مقاومت جانبی بزرگتر پایه منجر شود [5].

در سال ۲۰۱۴، داوود و همکاران<sup>۲</sup> عوامل تاثیرگذار روی رفتار لرزه‌ای مونوتونیک پایه‌های پل پیش‌ساخته سگمندی را با کاربرد یک مدل اجزاء محدود و تحلیل پارامتری بررسی کردند. پارامترهای طراحی بررسی شده شامل تنش اولیه پیش‌تندگی، نسبت‌های ابعادی پایه، جزئیات ساخت، ضخامت لوله فولادی و فولاد نرمه اضافه شده به عنوان اتلاف‌گر انرژی بودند. براساس

نتایج ارائه شده، انتخاب تنش اولیه تاندون در حدود ۴۰ تا ۶۰ درصد تنش تسلیم آن و تنش محوری اولیه روی بتن به بیشترین میزان ۲۰ درصد مقاومت مشخصه فشاری بتن در طراحی نمونه مطلوب تشخیص داده شد. این مقادیر طراحی از تسلیم تاندون تا جابه‌جایی نسبی حدوداً ۴/۵ درصد جلوگیری نموده و رفتار مونوتونیک مطلوبی را برای نمونه فراهم نمود [6].

در سال ۲۰۱۷، صالحی و همکاران<sup>۳</sup> شبیه‌سازی عددی جامعی را به منظور بررسی اثر لغزشی-گهواره‌ای پایه‌ها تحت زلزله انجام دادند. نتایج تحلیل‌ها، هماهنگی خوبی را با نتایج آزمایشگاهی، به ویژه در مقدار بیشتر نیروها و جابه‌جایی‌ها نشان داد [7].

در سال ۲۰۱۹، کای و همکاران<sup>۴</sup> عوامل موثر بر جابه‌جایی نسبی پسماند پایه‌های پل سگمندی پیش‌ساخته با میلگردهای فولادی اتلاف انرژی را بررسی کردند. تحلیل‌های بارگذاری چرخه‌ای روی نمونه‌های مدل المان رشته‌ای پایه‌های پل سگمندی پیش‌ساخته با پارامترهای طراحی مختلف انجام شده و اثر نیروی پس‌کشیدگی، بار ثقلی، نسبت میلگردهای فولادی اتلاف انرژی و نسبت ابعادی مورد بررسی قرار گرفت. بر اساس نتایج تحلیل‌ها، پیشنهادهایی برای طراحی بهتر پایه‌های پل سگمندی پیش‌ساخته با میلگردهای فولادی اتلاف انرژی ارائه شد [8].

علاوه بر مطالعات قابل توجه فوق، مطالعات مشابهی در سال ۲۰۰۸ توسط کاهگن و همکاران<sup>۵</sup> [9]، در سال ۲۰۰۹ توسط لی و بیلینگتون<sup>۶</sup> [10]، در سال ۲۰۱۲ توسط بو و همکاران<sup>۷</sup> [11]، در سال ۲۰۱۳ توسط شیفر و همکاران<sup>۸</sup> [12]، در سال ۲۰۱۴ توسط سیدریس و همکاران<sup>۹</sup> [13]، در سال ۲۰۱۵ توسط بو و همکاران [14]، در سال ۲۰۱۶ توسط تانستاد و همکاران<sup>۱۰</sup> [15] و متاوی و همکاران<sup>۱۱</sup> [16]، در سال ۲۰۱۷ توسط دیویس و همکاران<sup>۱۲</sup> [17]، تانستاد و همکاران [18]، زاوو و همکاران<sup>۱۳</sup>

9.Sideris et al

10.Thonstad et al.

11.Mantawy et al.

12.Davis et al.

13.Zhao et al.

1.Ou et al.

2.Dawood et al.

3.Salehi et al.

4.Cai et al.

5.Cohagen et al.

6.Lee and Billington

7.Bu et al.

8.Schaefer et al.

مرتبط با جزئیات پایه پیش‌ساخته و سازه متشکل از آن مورد بررسی قرار گرفته و مجموعه‌ای از توصیه‌ها برای بهبود طراحی این قطعات ارائه خواهد شد.

## ۲- مدل‌سازی

برای بررسی پارامترهای حاکم بر رفتار پایه‌های پل پیش‌ساخته مرکزگرا، یک مدل سازه‌ای در نرم‌افزار OpenSees ساخته شد. آرایش کلی مدل به کار رفته برای پایه‌های مورد مطالعه در شکل (۱) توصیف شده است. این آرایش کلی توسط مولفین پس از بررسی ادبیات فنی قبلی و با سعی و خطا برای رعایت توازن بین پیچیدگی مدل و قابلیت همگرایی در تحلیل دینامیکی غیرخطی حاصل شد. بتن پایه با کاربرد مجموعه‌ای از المان‌های رشته‌ای با رفتار غیرخطی شبیه‌سازی شد. هر سگمنت یا قطعه با یک المان تیر-ستون مبتنی بر تغییرشکل<sup>۷</sup> متشکل از این المان‌های رشته‌ای شبیه‌سازی شد. اتصال بین دو سگمنت پیش‌ساخته با یک المان مقطع به طول صفر<sup>۸</sup> و تاندون‌های پیش‌تنیدگی نیز با استفاده از المان خرپایی<sup>۹</sup> مجزا مدل‌سازی شدند تا عدم پیوستگی بین بتن و تاندون‌ها اعمال شود. از لغزش افقی بین دو سگمنت پیش‌ساخته در مدل المان رشته‌ای جلوگیری شد؛ چرا که در آزمایش‌های شبه‌استاتیک، آزمایش‌های دینامیکی و تحلیل‌های عددی قبلی، لغزش افقی در درزهای بین دو سگمنت، ناچیز یا صفر گزارش شده است [1, 4, 5, 30].

برای حفظ حالت الاستیک تاندون‌ها در زلزله‌های شدید، باید از تمرکز کرنش در تاندون‌های پس‌کشیده در پایین پایه‌ها جلوگیری شود. اگر مفصل پلاستیک در محل اتصال پایه به فونداسیون رخ دهد در حالت متصل تمرکز کرنش و غیرخطی شدن در یک مقطع رخ می‌دهد؛ ولی در حالت مفصل، کرنش در کل طول تاندون توزیع شده و از تمرکز آن و امکان غیرخطی شدن جلوگیری می‌شود. به همین دلیل، پایه پل‌های پیش‌ساخته با تاندون‌های پس‌کشیده مفصل مناسب‌تر از پایه پل‌های پیش

[19]، و ونگ و همکاران<sup>۱</sup> [20]، در سال ۲۰۱۸ توسط اوو و همکاران<sup>۲</sup> [21] و ونگ و همکاران [22]، در سال ۲۰۲۰ توسط احمدی و کاشانی<sup>۳</sup> [23]، جیا و همکاران<sup>۴</sup> [24]، ونگ و همکاران [25] و لی و همکاران<sup>۵</sup> [26]، در سال ۲۰۲۱ توسط ژنگ و همکاران [27] و تونگ و همکاران<sup>۶</sup> [28]، و در سال ۲۰۲۲ توسط ژنگ و همکاران [29] انجام شد. در همه این مطالعات، عملکرد مناسب سیستم‌های مرکزگرا در برابر بارگذاری چرخه‌ای و یا دینامیکی مورد تایید قرار گرفت.

با مرور ادبیات فنی فوق مشخص شد که موضوع رفتار لرزه‌ای پایه‌ها و یا ستون‌های پیش‌ساخته به صورت‌های یک‌پارچه و یا متشکل از قطعات، پیش‌تنیده و یا غیرپیش‌تنیده، و در نسبت‌های ابعادی، اشکال و جزئیات متفاوت در مطالعات عددی و آزمایشگاهی قبلی متعددی مورد بررسی قرار گرفته است. در هر یک از این مطالعات، تلاش شده که اثر کاربرد جزئیات‌بندی‌های مختلف روی رفتار لرزه‌ای پایه مورد بررسی قرار بگیرد. با این وجود، بررسی‌های انجام شده روی تاثیر پارامترهای طراحی بر روی عملکرد کلی پایه‌های پیش‌ساخته، نسبتاً محدود بوده و تصویر کاملی از چگونگی انتخاب این پارامترها مانند مساحت فولاد پیش‌تنیدگی و اندازه نیروی پیش‌تنیدگی مورد نیاز برای حصول عملکرد مناسب در حالت‌های مختلف وجود ندارد. همچنین در مقایسه‌های پیشین، دید طراحی مناسب بر بررسی‌ها حاکم نبوده و به همین دلیل، مقاومت خمشی اسمی نمونه‌ها یا مدل‌های مورد بررسی یکسان نبوده است تا بتوان از خروجی مطالعه برای هدایت طراح به بهترین گزینه برای تامین عملکرد لرزه‌ای استفاده نمود.

در پژوهش حاضر، مجموعه‌ای از مدل‌های تحلیلی پایه پل‌های پیش‌ساخته مرکزگرا در محیط نرم‌افزار OpenSees ساخته شده و بر اساس نتایج آزمایشگاهی موجود از ادبیات فنی مورد درستی‌آزمایی قرار می‌گیرند. پس از درستی‌آزمایی فرضیه‌های مدل‌سازی، با انجام تحلیل‌های تاریخیچه زمانی، پارامترهای

6. Tong et al.  
7. Displacement-Based Beam-Column Element  
8. Zero-Length Section Element  
9. Corotational Truss Element

1. Wang et al.  
2. Ou et al.  
3. Ahmadi & Kashani  
4. Jia et al.  
5. Li et al.

ستون الاستیک<sup>۱</sup> با سختی زیاد و آرایش نشان داده شده در شکل (۱) استفاده شد.

ساخته با تاندون‌های متصل هستند [2]. بر همین اساس، در این مطالعه از تاندون‌های پس کشیده منفصل استفاده شد. برای تعریف درست اتصال دهنده تاندون‌ها به هم و پایه از المان تیر-

شکل ۱. آرایش کلی مدل پایه مورد استفاده در مطالعه حاضر

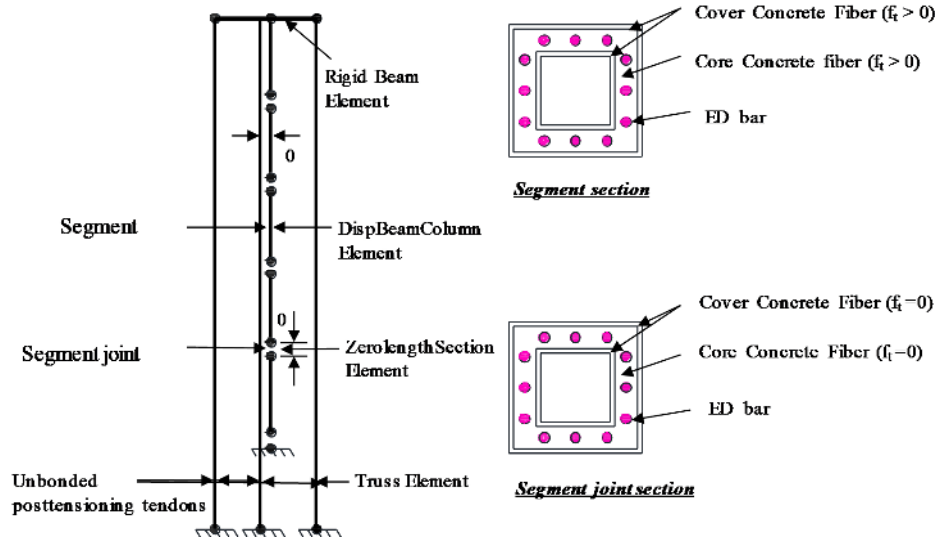


Fig. 1. Overall model layout in the present study

استفاده شد که در آن مشخصات مصالح بتن فشاری محصور شده بر اساس جزئیات دورپیچ یا خاموت به دست می‌آید. برای محل درزهای بین دو سگمنت از المان مقطع به طول صفر استفاده شد. در تعریف مصالح برای این المان، به جای نمودار تنش-کرنش از نمودار تنش-لغزش استفاده می‌شود. بنابراین لازم بود برای تبدیل کرنش‌های بتن به لغزش، این کرنش‌ها در یک طول لغزش ضرب شوند. برای هر قطر میلگرد اتلاف انرژی که از درز می‌گذرد، یک لغزش تسلیم یا  $S_y$  تعریف می‌شود که در ادامه روش تعیین آن توضیح داده خواهد شد. با تقسیم  $S_y$  به کرنش تسلیم میلگرد نرمه (میلگرد اتلاف انرژی) یک طول بدست می‌آید که طول معادل رخداد لغزش است. طول مزبور، فقط دارای ارزش محاسباتی است، ولی با انتگرال‌گیری از کرنش در طول آن، مقدار لغزش به درستی محاسبه می‌شود [35].

## ۱-۲- مدل رفتاری مصالح

برای رفتار بتن از مصالح Concrete07 استفاده شد که از مدل بتن چنگ و مندر<sup>۲</sup> [31] با ساده‌سازی در منحنی‌های باربرداری و بارگذاری مجدد استفاده می‌کند. البته در این مدل، به منظور سهولت حل عددی، بخشی از قابلیت‌های مدل بتن چنگ و مندر [31] به ویژه در زمینه رفتار کششی حذف شده است. نمودار تنش-کرنش برای این مدل بتن در شکل (۲) نشان داده شده است. در این شکل، منحنی (a) پوش رفتار کششی و فشاری بتن بر اساس مدل چنگ و مندر و منحنی (b) نمایانگر رفتار چرخه ای اصلاح شده توسط واو و همکاران<sup>۳</sup> [32] در نرم‌افزار OpenSees است که در قالب مدل Concrete07 به کار می‌رود.

برای دقت بیشتر مدل مقطع، دو نوع بتن محصورشده و محصورنشده در OpenSees [33] تعریف شد. در تعیین مشخصات بتن محصور نیز از مدل مندر و همکاران<sup>۴</sup> [34]

3. Waugh et al.  
4. Mander et al.

1. ElasticBeamColumn element  
2. Chang & Mander

$$S_{y.in} = 0.1 \left( \frac{db}{4000} \frac{f_{y,psi}}{\sqrt{f'_c}} (2\alpha + 1) \right)^{\frac{1}{\alpha}} + 0.013 \quad (1)$$

$$S_u = 35S_y \quad (2)$$

که در آن  $S_u$  و  $S_y$  به ترتیب لغزش میلگرد متناظر با نقطه تسلیم و نهایی،  $f_y$  مقاومت تسلیم میلگرد فولادی در جهت طول پایه،  $db$  قطر میلگرد فولادی،  $f'_c$  مقاومت فشاری بتن و  $\alpha$  پارامتر بیانگر شرایط موضعی در رابطه تنش-لغزش است که با توجه به توصیه ژائو و سرایزاران می‌تواند برابر با ۰/۴ گرفته شود [35]. مدل میلگرد و رابطه تنش-کرنش در شکل (۳-ب) نشان داده شده است. طول غیرمنفصل اضافی فولاد نرمه در محل درز بحرانی (درز بین سگمنت اول و فونداسیون)، با رفتار لغزشی Bond\_SP01 مدل‌سازی شد.

برای مصالح بتنی مورد استفاده در درزهای بین دو سگمنت، از آن جایی که از المان مقطع به طول صفر استفاده شده است، لازم بود برای تبدیل کرنش‌های بتن به لغزش‌های بتن یک طول لغزش مورد استفاده قرار گیرد. این طول بر اساس فرایندی مشابه فرایند فوق برای میلگردهای فولادی محاسبه شد. برای رفتار تاندون‌های پیش‌تنیده نیز از مدل Steel02 استفاده شده و نیروی پیش‌تندگی با کاربرد ماده InitStressMaterial به صورت تنش اولیه به Steel02 اضافه شد.

## ۲-۲- جزئیات مقاطع

همان‌گونه که در شکل (۱) دیده می‌شود، مقاطع عرضی متفاوتی در طول سگمنت و در محل درز بین سگمنت‌ها استفاده شده است. تفاوت اصلی بین این دو مقطع در موارد زیر است: (۱) مصالح بتن در مقاطع مورد استفاده در محل درزها نمی‌تواند نیروی کششی را انتقال دهد. بنابراین مقاومت کششی در المان‌های رشته‌ای به کار رفته در این مقاطع صفر است؛ (۲) در درزها از ماده Bond\_SP01 استفاده شده است؛ به عبارت دیگر، آثار نفوذ کرنش در نظر گرفته می‌شود و در درزها به جای کرنش میلگردهای اتلاف انرژی، از لغزش در جهت طول پایه استفاده

شکل ۲. رفتار بتن: (a) منحنی پوش فشاری و کششی بتن چنگ و مندر [31] (b) رفتار چرخه‌ای اصلاح شده مدل چنگ و مندر توسط واو و همکاران [32]

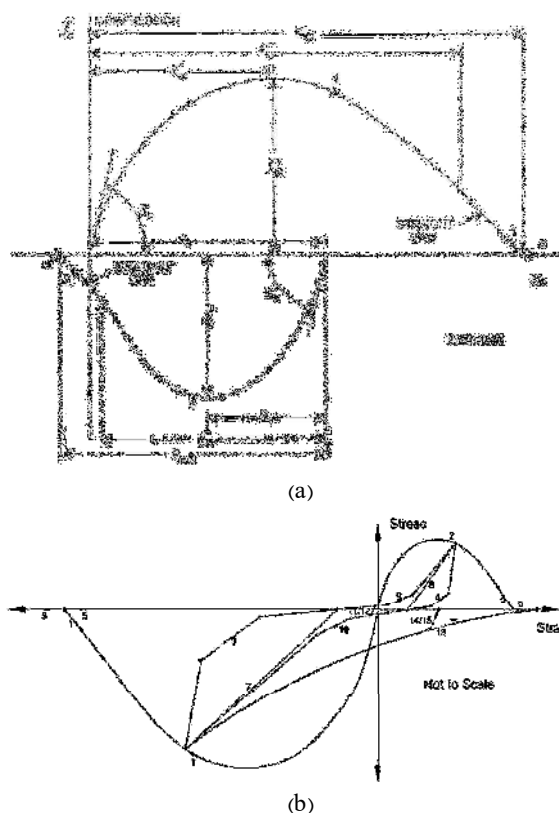


Fig. 2. Concrete model: (a) Stress-strain curve according to Chang and Mander [31] (b) Modified version of Chang and Mander cyclic behavior according to Waugh et al. [32]

برای رفتار میلگرد اتلاف انرژی داخلی سگمنت‌ها از مدل Steel02 در OpenSees استفاده شد که رابطه تنش-کرنش آن در شکل (۳-ا) نشان داده شده است. برای رفتار میلگرد داخل درزهای بین دو سگمنت نیز از مدل Bond\_SP01 استفاده شد که برای شبیه‌سازی آثار نفوذ کرنش به کار می‌رود. این مدل رفتاری مصالح توسط زاوو و سرایزاران [35] توسعه داده شده تا لغزش میلگردهای طولی با طول مهاری کافی و لغزش ایجاد شده در اثر نفوذ کرنش را ثبت کند. در این مدل، لغزش تسلیم و لغزش نهایی با استفاده از معادله‌های پیشنهاد شده توسط زاوو و سرایزاران مطابق معادلات (۱) و (۲) محاسبه شدند.

می‌شود که مبنای تعریف مصالح در المان مقطع به طول صفر است. می‌شود که مبنای تعریف مصالح در المان مقطع به طول صفر است.

می‌شود که مبنای تعریف مصالح در المان مقطع به طول صفر است.

جدول (۱) ارائه شده است. پارامترهای اصلی مورد استفاده در این پژوهش برای مدل‌سازی مصالح نمونه‌های آزمایش شده توسط اوو و همکاران در جدول (۲) ارائه شده است. دو پارامتر مورد نیاز برای مدل Concrete07 شامل  $X_p$  و  $X_n$  هستند که به صورت بدون بعد، کرنش بتن در شروع خط مستقیم شاخه نزولی را به ترتیب در کشش و فشار نمایندگی می‌کنند. برای این دو پارامتر، تحلیل حساسیت انجام شده و مشاهده شد که تغییر آن‌ها تاثیر قابل ملاحظه‌ای بر نتایج مورد اهمیت در این تحقیق ندارد. به طور کلی، بیشتر افت در منحنی ظرفیت در این پژوهش به بتن مرتبط بوده و کاهش مقاومت فولاد و تاندون وجود نداشته است؛ چرا که مصالح Steel02 فاقد قابلیت در نظر گرفتن افت مقاومت یا گسیختگی است. بر همین اساس و برای اطمینان از عدم گسیختگی فولاد، در کلیه تحلیل‌ها کنترل مستقل برای کوچکتر بودن کرنش فولاد از ۰/۱ انجام گرفت.

شکل ۳. مدل مصالح فولادی استفاده شده: (الف) مدل Steel02 (ب) مدل Bond\_SP01 توسط زاوو و سرایاران [35]

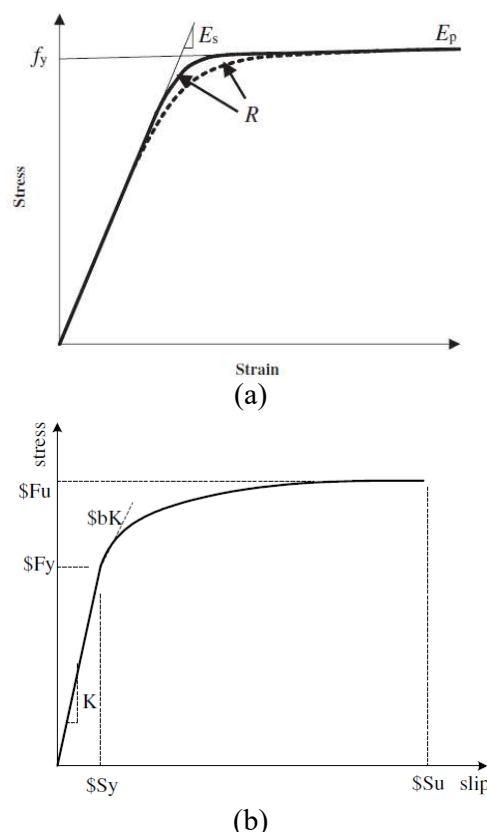


Fig. 3. Steel material model: (a) Steel02 (b) Bond\_SP01 according to Zhao and Sritharan [35]

### ۳- درستی آزمایشی مدل مورد استفاده

مدل تحلیل اجزا محدود (FE) توسعه یافته در این تحقیق با آزمایش چرخه‌ای بزرگ مقیاس با چهار نمونه پایه سگمتهی پیش‌ساخته سال ۲۰۱۰ اوو و همکاران درستی‌آزمایی شد. ابتدا، مدل تحت بار پیش‌تندگی حاصل از تاندون‌های پس‌کشیده منفصل بارگذاری شده و سپس بار ترقلی در انتهای بالایی سگمنت اعمال شد. در نهایت، جابه‌جایی‌های جانبی به بالای پایه اعمال شد. در انجام تحلیل، اثر  $P-\Delta$  حاصل از بار محوری برای دقت مدل‌سازی لحاظ شد.

دقت و کارایی مدل اجزا محدود پیشنهاد شده برای پایه پل‌های پیش‌ساخته مرکزگرا با نتایج آزمایشگاهی چرخه‌ای موجود برای چهار نمونه پایه پل سگمتهی آزمایش شده توسط اوو و همکاران [4] مورد ارزیابی قرار گرفت. شکل (۴) جزئیات مقطع طراحی را نشان می‌دهد. همان‌گونه که در این شکل نشان داده شده است، این پایه‌های پل شامل ۴ سگمنت و یک سرستون هستند. ارتفاع هر سگمنت و سرستون ۹۰۰ میلی‌متر است. نمونه شامل ۴ تاندون پیش‌تندگی، هر یک متشکل از ۲ استرند ۷ رشته‌ای به قطر ۱۵

چهار مدل نمونه تحت بار محوری فشاری و جابه‌جایی جانبی تحت پروتکل مشخص بارگذاری مورد استفاده در آزمایش تحلیل شدند. مقایسه بین نتایج مدل عددی مورد استفاده و نتایج آزمایش در شکل (۵) نشان داده شده است.

شکل ۴. جزئیات طراحی نمونه‌های آزمایش شده توسط اوو و همکاران [4]

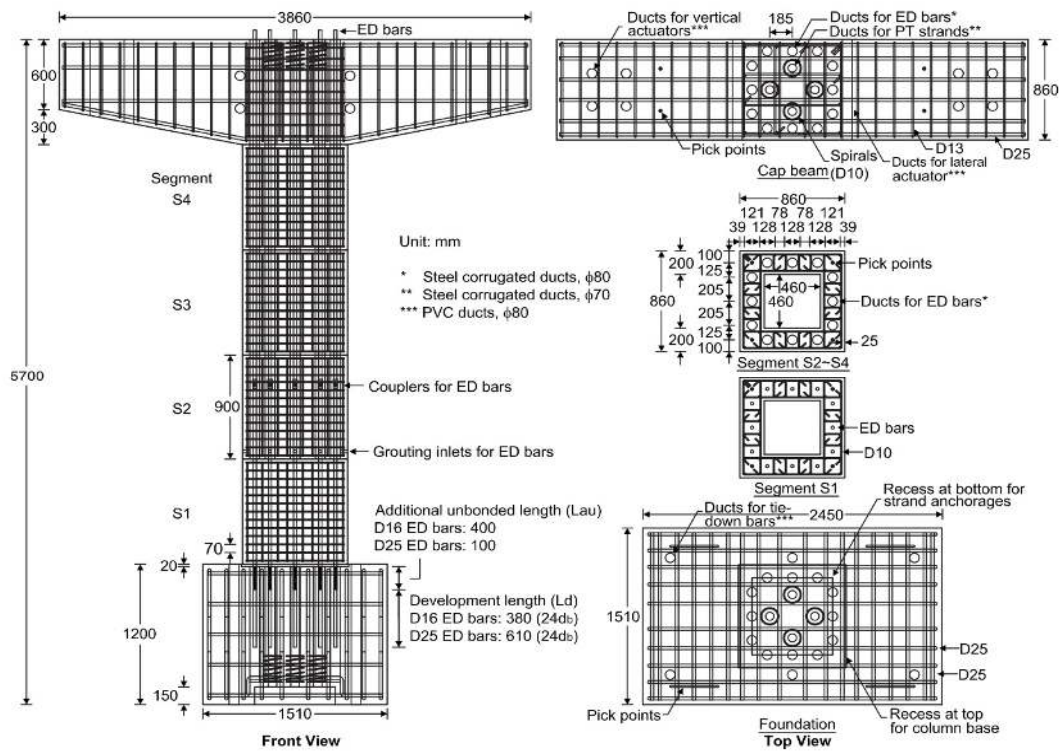


Fig. 4. Design details of specimens tested by Ou et al. [4]

جدول ۱. مشخصات مکانیکی نمونه‌های آزمایش شده توسط اوو و همکاران [4]

Concrete	Grout	Rebar cages		ED bars		Post-tensioning tendons	
		Compressive strength (MPa)	Yield strength (MPa)	Peak strength (MPa)	Yield strength (MPa)	Peak strength (MPa)	Yield strength (MPa)
32	54	444	642	434	653	1682	1852
Specimen	Gravity load (KN)	Posttensioning force (KN)		ED bar ratio (%)	Lau (mm)	Ld (mm)	
C0C	1456	1042		0	N.A.	N.A.	
C5C	1456	1042		0.5	400	380	
C8C	1456	1042		1	100	600	
C5C-1	1456	1042		0.5	400	380	

Table 1. Mechanical properties of specimens tested by Ou et al. [4]

جدول ۲. مشخصات مکانیکی فرض شده برای درستی آزمایشی در مدل‌های مصالح Concrete07، Steel02، و Bond\_SP01

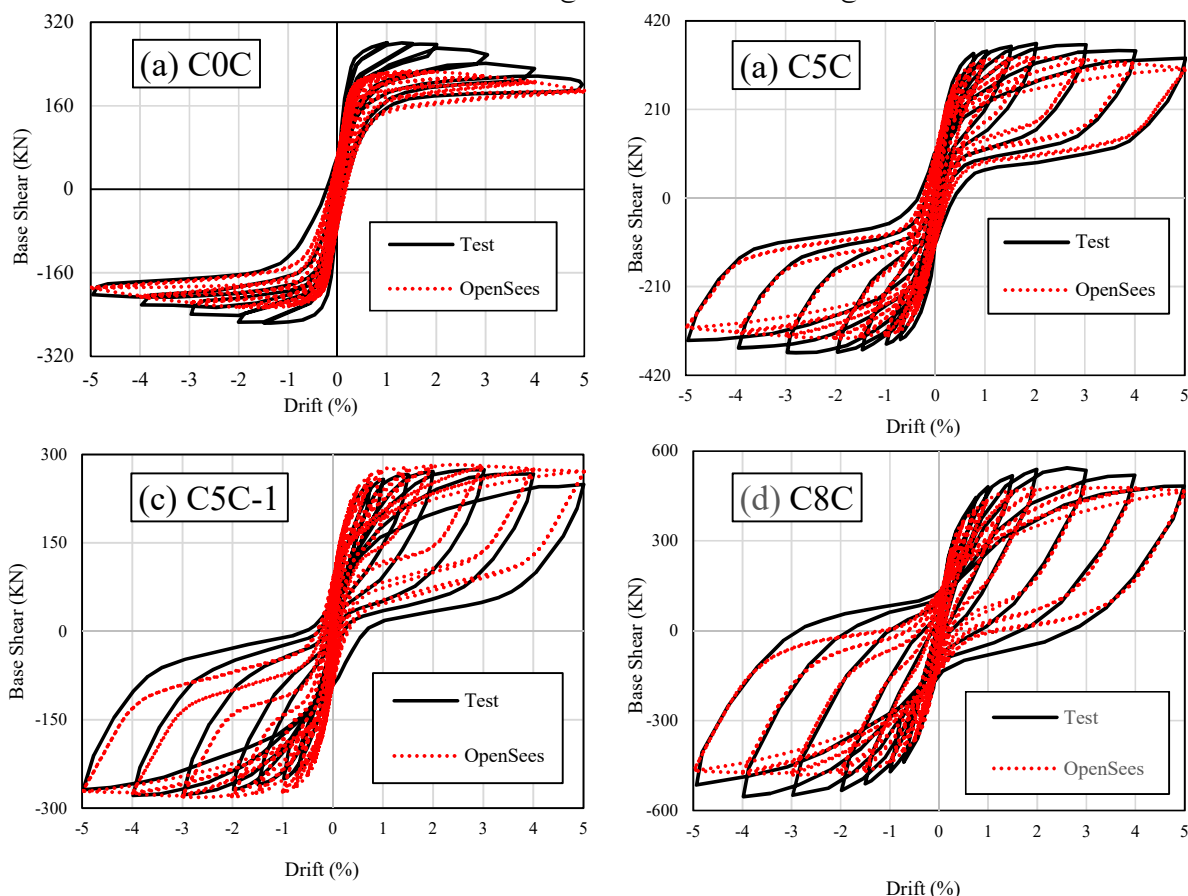
	$f_c$ (MPa) <sup>(1)</sup>	$\epsilon_c$ <sup>(2)</sup>	$f_t$ (MPa) <sup>(3)</sup>	$E_c$ (MPa) <sup>(4)</sup>	$\epsilon_t$ <sup>(5)</sup>	$X_p$ <sup>(6)</sup>	$X_n$ <sup>(7)</sup>	$r$ <sup>(8)</sup>	
Cover	32	0.0021	3.52	30250	0.00023	2	2.3	4.29	
Core	42.8	0.0055	3.52	30250	0.00023	2	30	1.34	
Steel	$f_{yED}$ (MPa) <sup>(9)</sup>	$f_{yp}$ (MPa) <sup>(10)</sup>	$E_s$ (MPa) <sup>(11)</sup>	$b_s$ <sup>(12)</sup>	$S_y$ (mm) <sup>(13)</sup>	$f_u$ (MPa) <sup>(14)</sup>	$S_u$ (mm) <sup>(15)</sup>	$b_p$ <sup>(16)</sup>	$R$ <sup>(17)</sup>
Steel	434	1682	200000	0.02	0.42	653	14.7	0.4	0.75

Notes: (1) Compressive strength of concrete; (2) Strain at peak stress; (3) Direct tensile strength of concrete; (4) Modulus of elasticity of concrete; (5) Cracking strain of concrete; (6) Non-dimensional parameter representing tensile concrete strain at the beginning of descending branch; (7) Non-dimensional parameter representing compressive concrete strain at the beginning of descending branch; (8) Parameter controlling nonlinear descending branch; (9) Yield strength of ED bars; (10) Yield strength of prestressing steel; (11) Modulus of elasticity of steel; (12) Strain hardening ratio for steel; (13) Slip corresponding to yield stress; (14) Ultimate strength of mild steel; (15) Slip corresponding to ultimate stress; (16) Hardening ratio used for stress-slip behavior; (17) Pinching factor for the cyclic slip.



**Table 2.** Mechanical properties assumed for validation in Concrete07, Steel02, and Bond\_SP01 material models

شکل ۵. مقایسه نتایج مدل عددی در مطالعه حاضر با نتایج نمونه‌های آزمایش شده توسط اوو و همکاران [4]



**Fig. 5.** Comparison between numerical results from this study and experimental results reported by Ou et al. [4]

مختلف با جایگزین کردن فولاد نرمه با تاندون‌های پیش‌تندگی تعریف شد، به طوری که لنگر خمشی اسمی آیین‌نامه‌ای آنها حداکثر ۱۰ درصد با پایه مینا تفاوت داشته باشد. با توجه به پارامترهای حاکم بر مسئله، دستیابی به مقاومت اسمی دقیقاً یکسان امکان‌پذیر نیست، انتخاب بیشینه ۱۰ درصد اختلاف بین مقاومت نمونه‌های طراحی شده با در نظر گرفتن ملاحظات عملی، در عین حفظ دقت منطقی صورت گرفته است. در گام بعدی، این ۹ پایه در نرم‌افزار OpenSees با رویکرد درستی آزمایشی شده شبیه‌سازی گردیده و تحت تحلیل‌های مونتونیک، چرخه‌ای و دینامیکی قرار گرفتند تا مقادیر بهینه فولاد نرمه، فولاد پیش‌تندگی و نسبت نیروی پیش‌تندگی برای حصول بهترین رفتار تعیین شوند.

شکل (۵) نشان می‌دهد که مدل ساخته شده قادر است در عین رعایت توازنی مناسب از نظر میزان پیچیدگی و توجه به ملاحظات همگرایی در تحلیل غیرخطی، به شکل موثری عملکرد لرزه‌ای پایه‌های سگمتی پیش‌ساخته را پیش‌بینی نماید.

#### ۴- تحلیل پارامتری

برای بررسی و توصیه رویکردهای مناسب طراحی، یک تحلیل پارامتری روی طرح پایه پل پیش‌ساخته مرکزگرا صورت گرفت. در این تحلیل پارامتری، ابتدا یک پایه پل توسط مولفین به عنوان «پایه پل مینا» بر اساس آیین‌نامه طراحی پل آشتوا [36] به صورت بتن مسلح غیر پیش‌تندیده طراحی شد که مبنای مقایسه با طرح‌های دارای فولاد پیش‌تندگی قرار می‌گیرد. سپس ۸ طرح

همانطور که در شکل (۶) نشان داده شده است، پایه‌های بتنی مورد بررسی در این مطالعه پارامتری، پایه‌های مربعی طره‌ای هستند. فرض شده است که هر پایه بتنی پیش‌ساخته شامل یک فونداسیون صلب و پنج سگمنت باشد. به علاوه فضای خالی‌ای به قطر ۲۰۰ میلی‌متر در مرکز مقطع سگمنت برای غلاف عبور تاندون‌های پس‌کشیده تعبیه شد.

شکل ۶. ساختار و ابعاد پایه‌های بتنی پیش‌ساخته مرکزگرای تحلیل شده

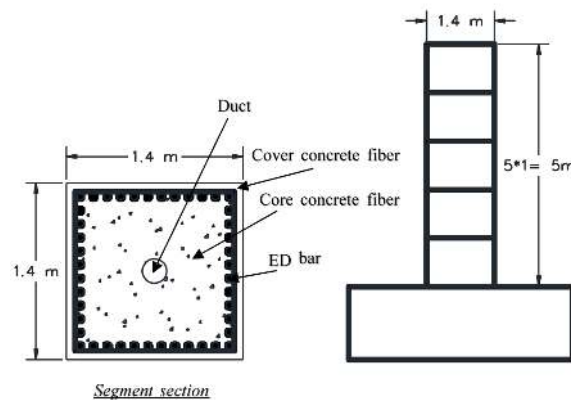


Fig. 6. Layout and dimensions of precast piers analyzed in parametric studies

پایه پل مبنا با فرضیات زیر توسط مولفین طراحی شد:

- ارتفاع پایه پل ۵ متر است.
- بار مرده ۲۷۷ تن و بار زنده ۱۰۰ تن به صورت متمرکز به نوک پایه پل اعمال شده است.
- تنش تسلیم خاموت‌ها و میلگردهای طولی ۴۱۴ مگاپاسگال و مقاومت فشاری بتن محصور نشده ۳۴/۵ مگاپاسگال است.
- پایه با فرض کاربرد آرماتور طولی به میزان ۲ درصد طراحی شده است که انتخابی منطقی با توجه به لزوم آرماتور طولی آیین‌نامه‌های طراحی بین ۱ و ۳ درصد است.
- طیف رکورد براساس آیین‌نامه آشتو برای موقعیت جغرافیایی لس‌آنجلس آمریکا (با خطرپذیری بالا) و برای خاک نوع D استخراج شد. (احتمال وقوع: ۰.۷٪ در ۷۵ سال)
- ضریب رفتار پایه پل، مطابق آیین‌نامه آشتو برابر با ۲ در نظر گرفته شد.

شایان ذکر است که با توجه به محدود بودن سازه مورد بررسی به یک پایه طره‌ای، کاربرد نرم‌افزارهای اختصاصی تحلیل

وطراحی پل ضرورت نیافت. خروجی فرایند طراحی، مقطع اولیه پایه‌ای به ابعاد ۱/۴ در ۱/۴ متر، متشکل از ۶۴ میلگرد با قطر ۲۸ میلی‌متر بوده است. برای حصول مجموعه‌ای از گزینه‌های جایگزین، ابتدا پایه مورد نظر در نرم‌افزار OpenSees مدلسازی شده و با فرضیات ساده‌کننده آیین‌نامه‌ای، شامل رفتار غیرمحصور برای کل بتن، و صرف‌نظر از لغزش و سخت‌شدگی کرنشی فولاد تحت تحلیل لنگر انحنا قرار گرفت تا مقاومت خمشی اسمی مقطع، یعنی لنگر خمشی متناظر با کرنش بیشینه ۰,۰۰۳ در فشار بدست آید. سپس در گام‌های متعدد، مقداری از فولاد نرمه کم شد و به جای آن از مقداری فولاد پیش‌تندگی استفاده شد. فولاد پیش‌تندگی مصرفی از نوع با وادادگی کم و رده ۲۷۰ بوده است، که برای آن تنش نهایی ۱۸۶۲ مگاپاسگال و تنش تسلیم ۱۶۷۰ مگاپاسگال فرض گردید.

مدل‌های به دست آمده تحت تحلیل لنگر-انحنای ساده شده در نرم‌افزار OpenSees قرار گرفت تا مقاومت اسمی آن تعیین شود. با سعی و خطا تلاش شد تا تغییر آرماتور و فولاد پیش‌تندگی به شکلی باشد تا مقاومت خمشی اسمی با قبول اختلاف بیشتر از ۱۰ درصد، تغییری نکند. به عبارت دیگر، مجموعه ۹ طرح پایه به دست آمد که همگی دارای مقاومت خمشی اسمی آیین‌نامه‌ای تقریباً یکسان ولی مقادیر مختلف فولاد نرمه و فولاد پیش‌تندگی بودند. بنابراین هر یک از این طرح‌ها می‌توانند خروجی یک طراحی متعارف آیین‌نامه‌ای برای این پایه پل باشند که مقایسه عملکرد بین آن‌ها می‌تواند به شکل موثری در انتخاب محدوده موثر پارامترهای طراحی به کار رود.

پس از ایجاد طرح‌های جایگزین، مدل دقیق این ۹ طرح با در نظر گرفتن اثر محصور شدگی، سخت‌شدگی کرنشی، وجود درز بین قطعات، و آثار لغزش میلگردها مطابق فرایند درستی آزمایشی شده در نرم‌افزار OpenSees ساخته شده و تحت تحلیل بارافزون، چرخه‌ای، و دینامیکی تاریخچه زمانی قرار گرفت. در بررسی پارامتری رفتار این مدل‌ها، دو پارامتر کلیدی،  $n_G$  و  $n_p$  تعریف شدند که به ترتیب نشان‌دهنده نسبت نیروی محوری ایجاد شده در پایه در اثر نیروی پیش‌تندگی و نسبت نیروی ثقلی به نیروی محوری کل قابل تحمل توسط بتن مطابق روابط (۳ و ۴) هستند.

رکورد زلزله که بیشترین جابه‌جایی پسماند را در سازه مینا ایجاد می‌کردند برای تحلیل‌های دینامیکی انتخاب شدند.

ضرایب مقیاس رکوردهای زلزله (S.F.) با منطبق کردن  $S_a$  طیف‌های شتاب زمین لرزه در دوره تناوب اصلی سازه روی  $S_a$  طیف شتاب استاندارد طراحی آیین‌نامه آشتو [36] (طیف طرح) محاسبه شد. به عبارت دیگر، هر شتاب نگاشت در ضریبی ضرب شد تا مقدار طیف شتاب آن در دوره تناوب اصلی سازه برابر با طیف شتاب استاندارد آیین‌نامه آشتو شود. جزئیات رکوردها و مقدار ضرایب مقیاس به کار رفته در این مطالعه در جدول (۴) ارائه شده است. در شکل (۷) طیف‌های شتاب مقیاس شده زمین لرزه و طیف شتاب استاندارد طراحی آیین‌نامه سال ۲۰۱۷ آشتو برای مقایسه کیفی نشان داده شده‌اند.

در پایان و بر اساس تحلیل‌های اولیه، از آنجایی که آیین‌نامه آشتو ضریب رفتار کمی برای پایه پل در نظر گرفته است، برای اطمینان از غیرخطی شدن پایه در اثر بارگذاری دینامیکی اعمالی، ضرایب مقیاس در ۱/۵ ضرب شد. این ضریب معرف نسبت پیشنهادی زلزله با دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال به زلزله با دوره بازگشت ۴۷۵ سال است و به منظور اعمال آثار زلزله‌های شدیدتر از زلزله طرح مورد استفاده قرار گرفت تا رفتار سازه در محدوده غیرخطی بهتر ارزیابی شود.

شکل ۷. طیف پاسخ شتاب نگاشت‌های مقیاس شده با میرایی ۵٪ به همراه طیف طراحی آیین‌نامه آشتو در لس‌آنجلس

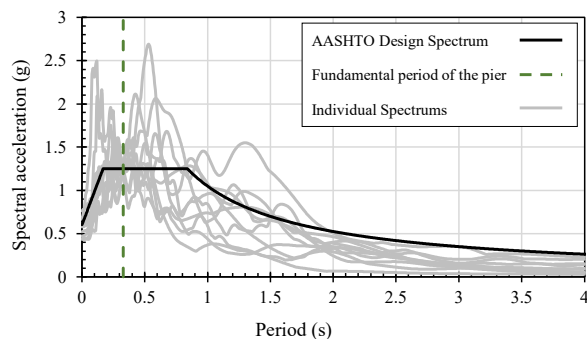


Fig. 7. 5-percent damping acceleration spectra for scaled records in comparison with AASHTO acceleration design spectrum in Los Angeles

$$n_p = \frac{F_p}{A_g f'_c} \quad (3)$$

$$n_G = \frac{F_G}{A_g f'_c} \quad (4)$$

در این روابط،  $F_p$  نیروی پیش‌تنیدگی،  $F_G$  نیروی ثقلی ناشی از بارهای بدون ضریب مرده و زنده، و  $A_g$  مقطع عرضی کل می‌باشد. در این مطالعه، مقدار پارامتر  $n_G$  برای بار ثقلی ثابت ۲۷۷ تن برابر ۰/۰۴ بوده است. در جدول (۳) حالت‌های ۹ گانه‌ی طرح سازه با لنگر خمشی اسمی برابر توصیف شده است.

جدول ۳. پارامترهای طراحی پایه

Design No.	$\rho_{ED}$ (%)	$\rho_{Ten}$ (%)	$\rho_{Total}$ (%)	$n_p$
1	2	0	2	0
2	1.7	0.21	1.91	0.05
3	1.5	0.21	1.71	0.05
4	1.3	0.41	1.71	0.10
5	1.0	0.62	1.62	0.15
6	0.8	0.83	1.63	0.20
7	0.5	1.03	1.53	0.25
8	0.3	1.24	1.54	0.30
9	0.2	1.45	1.65	0.35

Note:  $\rho_{ED}$  = Long reinforcement ratio;  $\rho_{Ten}$  = Prestressing steel ratio;  $\rho_{Total}$  = Total reinforcement ratio.

Table 3. Pier design parameters

برش پایه برای طراحی سازه از رابطه (۵) محاسبه شد.

$$v_y = \frac{m_e S_a}{R_\mu} \quad (5)$$

که در آن  $R_\mu$  ضریب کاهش مقاومت یا ضریب رفتار سازه،  $m_e$  جرم موثر لرزه‌ای سازه و  $S_a$  مقدار مولفه شتاب در زمان تناوب اصلی سازه در طیف طرح شتاب براساس آیین‌نامه آشتو برای خاک نوع D در منطقه لس‌آنجلس است.

برای ارزیابی پایه‌های طراحی شده، از ۱۰ رکورد زلزله دور از گسل از FEMA P-695 [37] استفاده شد. رکوردهای زلزله دور از گسل FEMA P-695 شامل ۲۲ شناسه زلزله است که با توجه به اینکه هر شناسه شامل دو رکورد در جهات متعامد بوده است، در کل شامل ۴۴ رکورد زلزله را شامل می‌شود. از این تعداد، ۳۲ رکورد به خاک نوع D مرتبط هستند. این ۳۲ رکورد زلزله همگی به سازه مینا اعمال شده و از بین آنها ۱۰

جدول ۴. لیست رکوردهای زلزله و ضرایب مقیاس به‌کاررفته

Earthquake	Station	Year	Magnitude (Mw)	PGA (g)	S.F.
Northridge-01	Beverly Hills - Mulhol Canyon	1994	6.7	0.52	1.12
Northridge-02	Country-WLC	1994	6.7	0.48	1.16
Duzce, Turkey	Bolu	1999	7.1	0.82	0.93
Imperial Valley	Delta	1979	6.5	0.35	1.74
Kobe, Japan	Shin-Osaka	1995	6.9	0.24	2.8
Kocaeli, Turkey	Duzce	1999	7.5	0.36	1.21
Landers-01	Yermo Fire Station	1992	7.3	0.24	2.81
Landers-02	Yermo Fire Station	1992	7.3	0.24	2.94
Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	1992	7.0	0.55	0.95
San Fernando	LA - Hollywood Stor	1971	6.6	0.21	3.82

Table 4. List of ground motion records and their scale factors

جابه‌جایی نسبی ۰/۵٪ کم است ولی با افزایش نسبت نیروی پیش-تندگی این احتمال بالا می‌رود. این موضوع باعث دو ویژگی در منحنی‌های رفتار مونوتونیک می‌شود: (۱) افزایش نسبت پیش‌تندگی منجر به کاهش اختلاف بین سختی اولیه و ثانویه (سختی بعد از الاستیک) می‌شود؛ و (۲) افزایش نسبت نیروی پیش‌تندگی منجر به افزایش شیب منفی منحنی برش‌پایه بر حسب جابه‌جایی بعد از نقطه پیک می‌شود. به عبارت دیگر، در نسبت نیروی پیش‌تندگی بیش از حد بزرگ، شکل پذیری پایه کاهش یافته و شکست ترد رخ می‌دهد. در نهایت، تغییر در مساحت تاندون‌های پس‌کشیدگی سختی اولیه در پایه‌های بررسی شده را تغییر نمی‌دهد. با این وجود، با افزایش مساحت تاندون پس‌کشیدگی، سختی ثانویه نمونه‌ها به مقدار کمی افزایش می‌یابد.

سازه در حالت نسبت نیروی پیش‌تندگی برابر صفر کمترین سختی بعد از الاستیک را دارد. سازه با نسبت نیروی پیش‌تندگی برابر ۰/۰۵ رفتار مشابهی از خود نشان می‌دهد ولی با نسبت نیروی پیش‌تندگی برابر ۰/۱ تا جابه‌جایی نسبی حدود ۴/۵ درصد دارای سختی مثبت بوده و بعد از آن دچار افت مقاومت (سختی منفی) می‌شود. به صورت مشابه، سازه با نسبت نیروی پیش‌تندگی برابر ۰/۱۵، ۰/۲، ۰/۲۵، ۰/۳ و ۰/۳۵ به ترتیب تا جابه‌جایی نسبی ۲/۸، ۱/۳، ۱، ۰/۸ و ۰/۵ درصد دارای سختی مثبت و از آن به بعد دارای سختی منفی هستند.

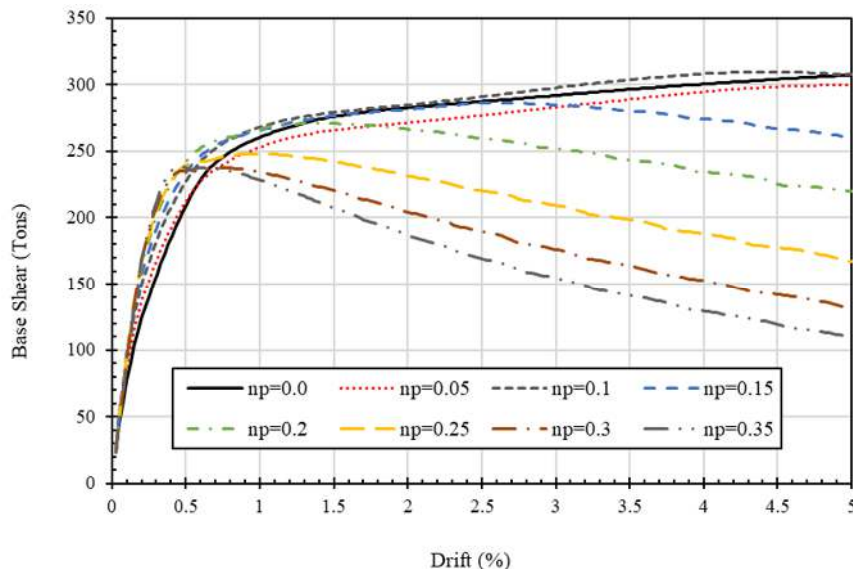
کاهش مقاومت به ترتیب از سازه با نسبت نیروی پیش-تندگی برابر ۰/۱۵ تا ۰/۳۵ مشاهده می‌شود. از آنجایی که با افزایش  $n_p$  از ۰/۱۵ تا ۰/۳۵ افزایش سختی بعد از الاستیک سازه قابل ملاحظه نیست، به نظر می‌رسد نسبت نیروی پیش‌تندگی برابر ۰/۱ تا ۰/۱۵ بهترین عملکرد مونوتونیک را برای پایه مورد بررسی تامین نماید.

## ۵- نتایج و بحث

### ۵-۱- رفتار مونوتونیک

شکل (۸) برش پایه برحسب درصد جابه‌جایی نسبی را برای نسبت‌های مختلف نیروی پیش‌تندگی نشان می‌دهد. لازم به یادآوری است که نسبت بار ثقلی  $n_G$  در کلیه حالت‌ها ثابت و برابر ۰/۰۴ است. شیب منحنی‌های برش‌پایه به جابه‌جایی معرف سختی سازه است. با توجه به مدلسازی غیرخطی مورد استفاده، هر سازه در مراحل مختلف بارگذاری سختی‌های مختلفی از خود نشان می‌دهد که به آن‌ها در متن حاضر، «سختی الاستیک»، «سختی بعد از الاستیک» و «سختی بعد از نقطه پیک» اطلاق می‌شود.

همان‌گونه که در شکل مشاهده می‌شود، افزایش نسبت نیروی پیش‌تندگی اعمالی ( $n_p$ ) روی پایه‌ها با ثابت نگهداشتن مقاومت اسمی آیین‌نامه‌ای، سختی بعد از الاستیک را افزایش می‌دهد. همچنین، افزایش نسبت نیروی پیش‌تندگی ( $n_p$ )، باعث کاهش جابه‌جایی نسبی در بیشینه بار جانبی می‌شود. برای نسبت‌های پیش‌تندگی کوچک احتمال خردشدگی بتن تا

شکل ۸. اثر افزایش نسبت نیروی پیش‌تندگی ( $n_p$ ) بر رفتار مونوتونیک پایه‌هاFig. 8. Effect of increasing  $n_p$  on the monotonic behavior of piers

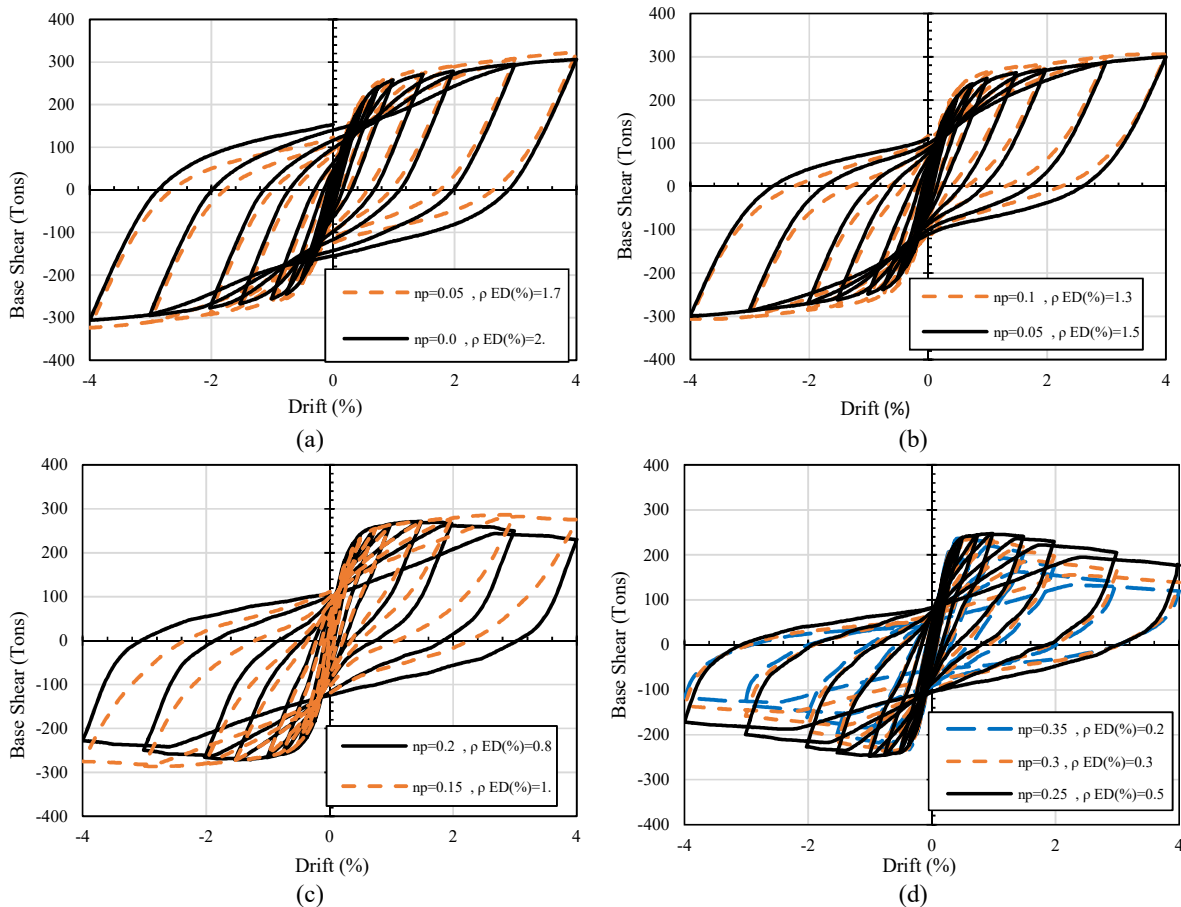
کمتر نسبت به سازه با نسبت نیروی پیش‌تندگی برابر ۰/۱ است. به عبارت دیگر، افزایش نسبت پیش‌تندگی تا ۰/۱ منجر به کاهش مساحت حلقه‌های هیستریزیس یا کاهش جذب انرژی هیستریزیس ولی کاهش خسارت وارد به سازه می‌شود.

در شکل (۹-۲) رفتار دو سازه با نسبت‌های نیروی پیش‌تندگی برابر ۰/۱۵ و ۰/۲ با هم مقایسه می‌شود. همان‌گونه که در شکل (۹-۲) مشاهده می‌شود، سازه با نسبت نیروی پیش‌تندگی برابر ۰/۲ دارای حلقه‌های هیستریزیس چاق‌تر یا اتلاف انرژی زلزله بیشتر، ولی جابه‌جایی نسبی پسماند بیشتر و مقاومت کمتر نسبت به سازه با نسبت نیروی پیش‌تندگی برابر ۰/۱۵ می‌باشد. به نظر می‌رسد که جابه‌جایی نسبی پسماند بیشتر و مقاومت کمتر سازه با نسبت نیروی پیش‌تندگی برابر ۰/۲ از سازه با نسبت نیروی پیش‌تندگی برابر ۰/۱۵ بخاطر اعمال نیروی پیش‌تندگی بیش از حد و به دنبال آن کرنش بالا و غیرخطی شدن بتن باشد.

جابه‌جایی نسبی پسماند بیشتر، مقاومت کمتر و مشاهده شیب منفی پدیده‌هایی نامطلوب در دستیابی به هدف مرکزگرایی و کاهش خسارت هستند. بنابراین، هر چند مساحت حلقه‌های هیستریزیس در حالت  $n_p$  برابر ۰/۲ بزرگتر است، در مجموع، افزایش  $n_p$  از ۰/۱۵ به ۰/۲ مطلوب ارزیابی نمی‌شود.

## ۲-۵- رفتار چرخه‌ای

رفتار چرخه‌ای پایه‌های پیش‌ساخته مرکزگرا تا جابه‌جایی نسبی ۴ درصد با استفاده از چهار شاخص‌های مورد ارزیابی قرار گرفت: (۱) مقاومت حداکثر، (۲) جابه‌جایی نسبی پسماند، (۳) مساحت حلقه‌های هیستریزیس، و (۴) شیب بعد از پیک. شکل (۹) منحنی‌های چرخه‌ای برش پایه بر حسب جابه‌جایی نسبی را برای نسبت‌های مختلف نیروی پیش‌تندگی ( $n_p$ ) نشان می‌دهد. همان‌گونه که در شکل (۹-۲) مشاهده می‌شود سازه با نسبت نیروی پیش‌تندگی برابر صفر دارای حلقه‌های هیستریزیس چاق‌تر، اتلاف انرژی زلزله بیشتر، ولی جابه‌جایی نسبی پسماند بیشتر نسبت به سازه با نسبت نیروی پیش‌تندگی برابر ۰/۰۵ است. همچنین مقدار مقاومت سازه با نسبت نیروی پیش‌تندگی برابر ۰/۰۵ از سازه با نسبت نیروی پیش‌تندگی صفر بیشتر است. هر سه پدیده از وجود نیروی پیش‌تندگی انتظار می‌روند؛ چرا که پیش‌تندگی با کاهش صدمه، میزان جذب انرژی هیستریزیس و همچنین تغییر شکل پسماند را کاهش می‌دهد. به دلیل مشابه، در شکل (۹-۲) مشاهده می‌شود که سازه با نسبت نیروی پیش‌تندگی برابر ۰/۰۵ دارای حلقه‌های هیستریزیس چاق‌تر یا اتلاف انرژی زلزله بیشتر، جابه‌جایی نسبی پسماند بیشتر و مقاومت

شکل ۹. مقایسه رفتار چرخه‌ای پایه‌ها در نسبت‌های مختلف نیروی پیش‌تندگی ( $n_p$ )Fig. 9. Comparison between cyclic behavior of piers in different prestressing force ratios ( $n_p$ )

پیش‌تندگی از صفر تا ۰/۱ بهبود یافته ولی از ۰/۱۵ به بعد دچار خدشه می‌شود. بر همین اساس، وقتی از سازه با نسبت نیروی پیش‌تندگی حدود ۰/۱ تا ۰/۱۵ استفاده شود، مطلوب‌ترین رفتار چرخه‌ای حاصل می‌شود.

### ۵-۳- رفتار دینامیکی

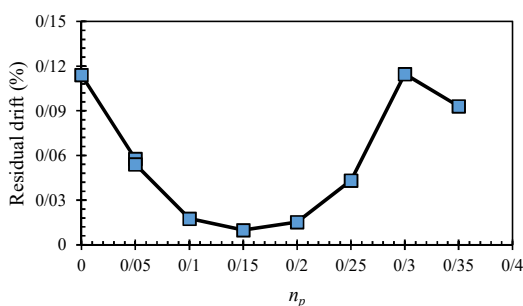
تاریخچه جابه‌جایی نسبی پایه‌های بتنی پیش‌ساخته مرکزگرا برای رکوردهای Northridge-01 و Cape Mendocino برای نسبت نیروی پیش‌تندگی برابر ۰/۰، ۰/۱، و ۰/۳۵ به عنوان نمونه در شکل (۱۰) نشان داده شده است. نسبت میرایی برای هر مود نوسان برابر ۵٪ است.

اثر پارامترهای طراحی روی جابه‌جایی نسبی پسماند و جابه‌جایی نسبی حداکثر پایه‌ها در شکل (۱۱) ارائه شده است. همان‌گونه که در شکل (۱۱-a) مشاهده می‌شود، افزایش نسبت

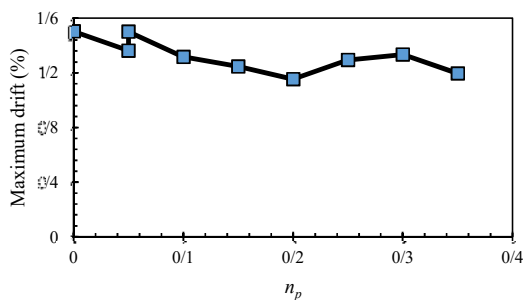
در شکل (۹-d) رفتار سه سازه با نسبت‌های نیروی پیش‌تندگی برابر ۰/۲۵، ۰/۳، و ۰/۳۵ مقایسه شده است. همان‌گونه که در شکل مشاهده می‌شود، با افزایش نسبت نیروی پیش‌تندگی به میزان بیشتر از ۰/۲۵ مساحت حلقه‌های هیستریزس و مقاومت سازه کاهش می‌یابد؛ هرچند که جابه‌جایی نسبی پسماند هر سه سازه تقریباً برابر است. این رفتار نامطلوب نیز به ورود هرچه بیشتر بتن به ناحیه غیرخطی فشاری با افزایش نسبت نیروی پیش‌تندگی مرتبط می‌باشد. همچنین مشاهده می‌شود که در صورت کاربرد نسبت نیروی پیش‌تندگی برابر با ۰/۱۵ و بیشتر از آن، در جابه‌جایی نسبی بیشتر از حدود ۳ درصد منحنی‌های هیستریزس شیب منفی از خود نشان می‌دهند که به معنای افزایش شدید احتمال ناپایداری دینامیکی و فرو ریزش سازه است. در مجموع، رفتار چرخه‌ای سازه با افزایش نسبت نیروی

کرنش بتن محصور شده متناظر با حداکثر مقاومت فشاری (برابر با  $0.054n_p$ ) با خط چین افقی نشان داده شده است. همان گونه که در شکل مشاهده می شود، با افزایش نسبت نیروی پیش تنیدگی حداکثر کرنش بتن فشاری در طی بارگذاری زلزله زیاد می شود. با افزایش  $n_p$  تا  $0.15$  آهنگ تغییر کرنش کم بوده ولی از  $0.15$  به بعد، آهنگ تغییر کرنش زیاد می شود؛ تا جایی که حداکثر کرنش بتن فشاری از کرنش نقطه پیک عبور می کند و سازه رفتار نامطلوبی از خود نشان می دهد.

شکل ۱۱. اثر افزایش نسبت نیروی پیش تنیدگی بر جابه جایی نسبی



(a) Residual drift



(b) Maximum drift

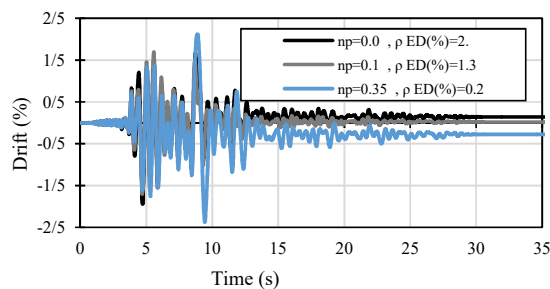
Fig. 11. Effect of increasing prestressing force ratio on drift

شکل (۱۲-ب) کرنش بیشینه و پسماند تاندون را به صورت تابعی از نسبت نیروی پیش تنیدگی نشان می دهد. همان گونه که مشاهده می شود، با افزایش نسبت نیروی پیش تنیدگی، کرنش بیشینه و پسماند تاندون پیش تنیدگی کم می شود؛ البته در مجموع حساسیت کرنش بیشینه و پسماند تاندون پیش تنیدگی به نسبت نیروی پیش تنیدگی در رکوردهای مختلف زلزله زیاد نبوده است. به نظر می رسد که افزایش سطح مقطع کلی فولاد سبب کاهش کرنش حداکثر تاندون می شود، ولی کرنش پسماند تاندون به مساحت کلی فولاد حساسیت کمتری دارد.

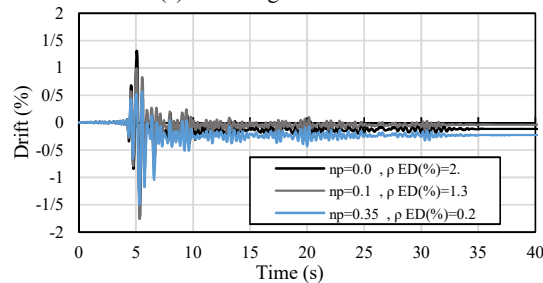
پیش تنیدگی تا  $0.15$  به کاهش جابه جایی نسبی پسماند منجر می شود و پس از آن دوباره باعث افزایش جابه جایی نسبی پسماند می شود؛ به گونه ای که حداقل جابه جایی نسبی پسماند پایه ها در نسبت نیروی پیش تنیدگی بین  $0.1$  و  $0.2$  مشاهده می شود. در عین حال، با توجه به شکل (۱۱-ب)، جابه جایی نسبی حداکثر برای نسبت های نیروی پیش تنیدگی مختلف تقریباً ثابت است و از  $1/5$  درصد تجاوز نمی کند. در توصیف تغییرات کوچک مشاهده شده، به نظر می رسد که در نسبت نیروی پیش تنیدگی کمتر از  $0.2$ ، افزایش نسبت نیروی پیش تنیدگی که همزمان با افزایش درصد فولاد کلی صورت می گیرد، سبب کاهش جابه جایی نسبی حداکثر می شود. در نسبت نیروی پیش تنیدگی بیشتر از  $0.2$ ، افزایش نسبت نیروی پیش تنیدگی متناظر با کاهش مساحت کلی فولاد بوده و سبب افزایش جابه جایی نسبی حداکثر می شود.

شکل ۱۰. مقایسه تاریخچه جابه جایی نسبی برای نسبت های مختلف

پیش تنیدگی



(a) Northridge-01 Record



(b) Cape Mendocino Record

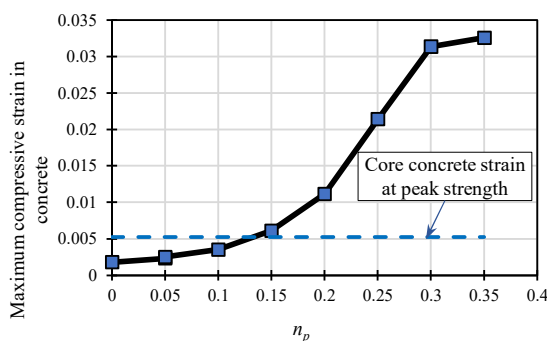
Fig. 10. Comparison between drift histories with different prestressing force ratios

شکل (۱۲-ا) بیشترین کرنش بتن فشاری را به صورت تابعی از نسبت نیروی پیش تنیدگی ( $n_p$ ) نشان می دهند. در این شکل،

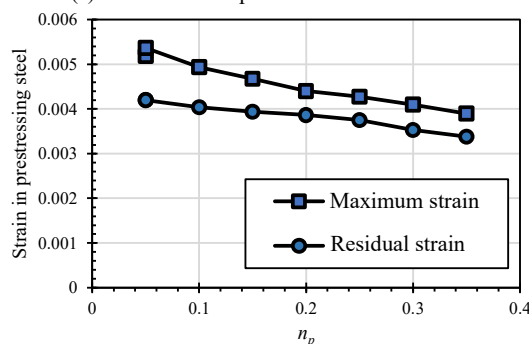


- در مطالعه حاضر، با توجه به جابه‌جایی نسبی پسماند، نسبت پیشنهادی نیروی پیش‌تندگی ( $n_p$ ) برای حالت‌های بارگذاری چرخه‌ای و دینامیکی برای افزایش قابلیت مرکزگرایی سازه حدود ۰/۱ تا ۰/۱۵ ارزیابی شد.
- با توجه به شیب قسمت اول منحنی‌های هیستریزس، آثار مثبت پیش‌تندگی بر رفتار پایه‌های پیش‌ساخته در به تاخیر انداختن ترک‌خوردگی بتن مشاهده می‌شود.
- در صورت کاربرد نسبت نیروی پیش‌تندگی ( $n_p$ ) برابر ۰/۱۵ و بیشتر از آن، منحنی‌های هیستریزس در جابه‌جایی‌های نسبی بالا شیب منفی از خود نشان می‌دهند که به معنای افزایش شدید احتمال ناپایداری دینامیکی و فرو ریزش سازه است.
- مساحت حلقه‌های هیستریزس از نسبت نیروی پیش‌تندگی ( $n_p$ ) بیشتر از حدود ۰/۱۵ شروع به کاهش می‌کند.
- در بارگذاری چرخه‌ای، تا جابه‌جایی نسبی ۴ درصد تسلیم تاندون‌ها مشاهده نشد. با افزایش نسبت نیروی پیش‌تندگی علاوه بر اینکه تاندون از کرنش تسلیم دورتر می‌شود، کرنش نهایی آن از کرنش اولیه نیز کمتر می‌شود. این به معنی ایجاد کرنش‌های بالاتر و رفتار غیرخطی در بتن بوده و می‌توان آن را به معنی اثر منفی پیش‌تندگی در نسبت نیروی پیش‌تندگی بالا دانست.
- بر اساس مشاهدات این مطالعه، نسبت نیروی پیش‌تندگی ( $n_p$ ) روی سختی کلی سازه و در نتیجه بیشترین جابه‌جایی نسبی تاثیر قابل توجهی ندارد.

شکل ۱۲. اثر نسبت نیروی پیش‌تندگی بر روی کرنش‌های بتن و فولاد



(a) Maximum compressive strains in concrete



(b) Maximum and residual strains in prestressing steel

Fig. 12. Effect of prestressing force ratio on strains in concrete and prestressing steel.

## ۶- نتیجه‌گیری

برای بررسی رفتار لرزه‌ای پایه‌های بتنی پیش‌ساخته مرکزگرا، مدل‌سازی این پایه‌ها در نرم‌افزار OpenSees انجام شد. برای مدل‌سازی از المان‌های رشته‌ای با مصالح غیرخطی فولاد و بتن برای مقطع بتنی و المان‌های خربایی با مصالح پیش‌تندگی برای تاندون‌ها استفاده شد. به منظور مطالعه پارامتری عوامل موثر بر پاسخ لرزه‌ای پایه‌های پیش‌ساخته مرکزگرا، ۹ پایه سگمندی با درصدهای مختلف نیروی پیش‌تندگی و فولاد نرمه با مقاومت خمشی اسمی تقریباً یکسان طراحی شد. این مجموعه برای طیف طرح در منطقه لس‌آنجلس واقع بر خاک نوع D و براساس آیین نامه‌ی آشتو طراحی شدند. این ۹ طرح تحت بارگذاری‌های مونوتونیک، چرخه‌ای و دینامیکی تاریخچه زمانی قرار داده شد. پارامترهای رفتار لرزه‌ای، شامل جابه‌جایی نسبی پسماند و حداکثر، کرنش پسماند و کرنش حداکثر در فولاد پیش‌تندگی و کرنش حداکثر فشاری در بتن مورد بررسی قرار گرفتند. نتایج اصلی به دست آمده به شرح زیر است:



## ۷- مراجع

- 1- Hewes JT and Priestley MJN, Seismic design and performance of precast concrete segmental bridge columns, San Diego: *Report No. UCSD/SSRP-2001/25, University of California*, 2002.
- 2- Ou YC, Chiewanichakorn M, Aref AJ, Lee GC, "Seismic performance of segmental precast unbonded posttensioned concrete bridge columns," *ASCE J Struct Eng*, No. 133:1636-47, 2007.
- 3- Wang JC, Ou YC, Chang KC, Lee GC, "Large-scale seismic tests of tall concrete bridge columns with precast segmental construction," *Earthquake Eng Struct*, No. 37:1449-65, 2008.
- 4- Ou YC, Wang PH and Tsai MS, et al., "Large-scale experimental study of precast segmental unbonded posttensioned concrete bridge columns for seismic regions.," *Journal of Structural Engineering*, No. 136: 255-264., 2010a.
- 5- Ou YC, Tsai MS, Chang KC, Lee GC, "Cyclic behavior of precast segmental concrete bridge columns with high performance or conventional steel reinforcing bars as energy dissipation bars," *Earthquake Eng Struct Dyn*, No. 39:1181-98, 2010b.
- 6- Dawood, H., Elgawady, M., and Hewes, J., "Factors affecting the seismic behavior of segmental precast bridge columns.," *Front. Struct. Civil Eng.*, No. 8(4), 388-398., 2014.
- 7- Salehi, M., Sideris, P., & Liel, A. B., "Numerical simulation of hybrid sliding-rocking columns subjected to earthquake excitation," *Journal of Structural Engineering*, No. 143(11), 04017149, 2017.
- 8- Cai, Z. K., Zhou, Z., & Wang, Z., "Influencing factors of residual drifts of precast segmental bridge columns with energy dissipation bars," *Advances in Structural Engineering*, No. 22(1), 126-140, 2019.
- 9- Cohagen, L. S., Pang, J. B. K., Eberhard, M. O., and Stanton, J. F., A precast concrete bridge bent designed to re-center after an earthquake, Washington, DC.: *Report-Washington State Dept. of Transportation*, 2008.
- 10- Lee WK, Billington SL, "Modeling residual displacements of concrete bridge columns under earthquake loads using fiber elements," *J Bridge Eng*, No. 15:240-9, 2009.
- 11- Bu, Z. Y., Ding, Y., Chen, J., & Li, Y. S., "Investigation of the seismic performance of precast segmental tall bridge columns.," *Structural Engineering and Mechanics*, No. 43(3), 287-309., 2012.
- 12- Schaefer, J., Kennedy, B., Stanton, J. F., and Eberhard, M. O., Unbonded pretensioned bridge columns with rocking detail, *Report: University of Washington*, 2013.
- 13- Sideris P, Aref AJ, Filiatrault A, "Large-scale seismic testing of a hybrid sliding-rocking posttensioned segmental bridge system," *Journal of Structural Engineering*, No. 140:04014025, 2014b.
- 14- Bu, Z. Y., Ou, Y. C., Song, J. W., Zhang, N. S., & Lee, G. C., "Cyclic loading test of unbonded and bonded posttensioned precast segmental bridge columns with circular section.," *Journal of Bridge Engineering*, No. 21(2), 04015043., 2015.
- 15- Thonstad, T., Mantawy, I., Stanton, J. F., Eberhard, M. O., and Sanders, "Shaking table performance of a new bridge system with pretensioned, rocking columns," *ournal of Bridge Engineering*, No. 21(4), 04015079., 2016.
- 16- Mantawy, I. M., Thonstad, T., Sanders, D. H., Stanton, J. F., & Eberhard, M. O., "Seismic performance of precast, pretensioned, and cast-in-place bridges: Shake table test comparison," *Journal of Bridge Engineering*, No. 21(10), 04016071, 2016.
- 17- Davis PM, Janes TM, Haraldsson OS, Eberhard MO, Stanton JF., "Unbonded Pretensioned Columns for Accelerated Bridge Construction in Seismic Regions," *Journal of Bridge Engineering*, No. 3:04017003, 2017.
- 18- Thonstad, T., Kennedy, B. J., Schaefer, J. A., Eberhard, M. O., & Stanton, J. F., "Cyclic Tests of Precast Pretensioned Rocking Bridge-Column Subassemblies," *Journal of Structural Engineering*, No. 143(9), 04017094, 2017.
- 19- Lufeng Zhao, Kaiming Bi , Hong Hao , Xiaozhen L, "Numerical studies on the seismic responses of bridge structures with precast segmental columns," *Engineering Structures*, 2017.
- 20- Wang, Z., Wang, J. Q., & Liu, T. X., "Axial compression ratio limit for self-centering

- precast segmental hollow piers.," *Structural Concrete*, No. 18(5), 668-679., 2017.
- 21- Ou, Yu-Chen, Ade Yuniati Pratiwi, and Jianwei Song., "Pseudodynamic Testing and Inelastic Displacement Ratios of Self-Centering Precast Concrete Segmental Bridge Columns," *Journal of Structural Engineering*, No. 144, No. 9 : 04018158., 2018.
- 22- Wang, Z., Wang, J. Q., Liu, T. X., & Zhang, J., "An explicit analytical model for seismic performance of an unbonded post-tensioned precast segmental rocking hollow pier.," *Engineering Structures*, No. 161, 176-191., 2018.
- 23- Ahmadi E, Kashani MM., "Numerical investigation of nonlinear static and dynamic behaviour of self-centring rocking segmental bridge piers.," *Soil Dyn Earthq Eng*, No. 128:105876., 2020.
- 24- Jia, J., Zhang, K., Wu, S., Guo, Y., Du, X., & Wang, X. (2020). "Seismic performance of self-centering precast segmental bridge columns under different lateral loading directions," *Engineering Structures*, 221, 111037.
- 25- Wang, Z., Wang, J., Zhu, J., Zhao, G., & Zhang, J. (2020). "Energy dissipation and self-centering capacities of posttensioning precast segmental ultra-high performance concrete bridge columns," *Structural Concrete*, 21(2), 517-532.
- 26- Liu, X., Li, J., Tsang, H. H., Wang, J., & Zhong, J. (2020). "Experimental evaluation of seismic performance of unbonded prestressed reinforced concrete column," *Engineering Structures*, 208, 109913.
- 27- Zhang, D., Li, N., & Zhang, S. (2021). "Energy dissipation and resilience of precast segmented concrete-filled steel tube self-centering column: Parameter study and design methodology," *Engineering Structures*, 244, 112747.
- 28- Tong, T., Yuan, S., Zhuo, W., & Liu, Z. (2021). "Experimental and numerical investigations on cyclic behaviors of precast segmental bridge piers with the hybrid of high-strength bars and unbonded prestressing tendons," *Advances in Structural Engineering*, 24(3), 509-521.
- 29- Zhang, Y., Li, Y., Fan, W., & Dias-da-Costa, D. (2022). "Seismic damage and assessment model analysis of prestressed segmental bridge columns," *Structures*, 38, 797-807.
- 30- Dawood H, ElGawady M and Hewes J, "Behavior of segmental precast posttensioned bridge piers under lateral loads," *Journal of Bridge Engineering*, No. 17: 735-746, 2012.
- 31- Chang, G.A., and Mander, J.B., *Seismic Energy Based Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns: Part 1 – Evaluation of Seismic Capacity*, Buffalo, N.Y.: NCEER Technical Report No. NCEER-94-0006, State University of New York, 1994.
- 32- Waugh, J., "Nonlinear analysis of T-shaped concrete walls subjected to multi-directional displacements," PhD Thesis, Iowa State University, IA., 2009.
- 33- Mazzoni S, McKenna F and Scott HM, et al., *Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees) command language manual.*, University of California, Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER)., 2009.
- 34- Mander JB, Priestley MJN and Park R, "Theoretical stress-strain model for confined concrete.," *Journal of Structural Engineering*, No. 114: 1804-1826., 1988.
- 35- Zhao J and Sritharan S, "Modeling of strain penetration effects in fiber-based analysis of reinforced concrete structures.," *ACI Structural Journal*, No. 104: 133-41., 2007.
- 36- AASHTO., "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications," American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 2017.
- 37- Applied Technology Council (ATC) "Quantification of building seismic performance factors," *FEMA, US Department of Homeland Security*, 2009.

# Seismic Behavior of Precast Self-Centering Bridge Piers

Milad Sam Daliri<sup>1</sup>, Hossein Yousefpour<sup>2\*</sup>, Horr Khosravi<sup>3</sup>

1- M.Sc. in Structural Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Iran.

2- Assistant Professor, Babol Noshirvani University of Technology, Iran.

3- Associate Professor, Babol Noshirvani University of Technology, Iran.

\*hyousefpour@nit.ac.ir

## Abstract

Accelerated construction methods are extensively used worldwide to reduce the negative impacts of bridge construction on urban traffic. These methods usually require prefabricating parts of the bridge off site, which reduces on-site construction time and improves the quality and safety of construction. While the use of precast elements for bridge superstructure is relatively common, using precast elements for bridge piers is a recent development, especially in high-seismicity regions. Prefabrication of bridge piers can further expedite the construction of bridges. Moreover, the use of precast elements can be combined with a self-centering capability, through which the earthquake-induced damage and cost of post-earthquake repairs are greatly reduced. Despite a number of previous numerical and experimental studies on the behavior of precast, self-centering bridge piers, limited information is available on the selection of design parameters for such piers, and important decisions such as the prestressing force needed to achieve suitable seismic behavior remains to a large extent uncertain. This study aims to investigate the seismic behavior of concrete bridges consisting of precast self-centering piers, in which unbonded, post-tensioned tendons are used for self-centering and reinforcing steel is used to dissipate earthquake energy. A numerical model was developed in OpenSees to simulate the behavior of concrete bridges consisting of precast self-centering piers. The model consisted of fiber elements to model concrete and mild steel, as well as truss elements to model unbonded post-tensioning steel. The model also involved the use of zero-length sections to model the bond-slip behavior of mild steel bars. The modeling approach was validated based on experimental results available in the literature on cyclic loading of four bridge piers. To evaluate the effects of various design parameters on the behavior of precast segmental bridge piers, 9 segmental piers with different percentages of prestressing force and reinforcing steel were designed according to 2017 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. All piers were designed to possess similar nominal flexural capacities. The piers were then subjected to monotonic, cyclic, and dynamic time history analyses. The results showed the positive effects of prestressing in delaying cracking and reducing the residual drifts of precast bridge piers. Increasing the prestressing force ratio up to 10 percent of compressive strength of the pier cross section was observed to improve the overall seismic behavior of the structure, above which a further increase in the prestressing level may result in a diminished performance. The optimal value for the prestressing force ratio, which resulted in the most desirable behavior for cyclic and dynamic loadings was therefore found between 0.1 and 0.15. In piers with a prestressing ratio above 0.15, a decrease was observed in the area of hysteresis loops, which was accompanied by negative stiffness of the base shear versus drift curve. Moreover, the residual drift of the pier increased when prestressing ratios greater than 0.15 were used. The maximum drift of the structure was found to be insensitive to the prestressing force ratio. The results of this study are of great value for optimal design of precast, self-centering bridge piers in high-seismicity regions.

**Keywords:** Accelerated bridge construction, Concrete bridges, Bridge piers, Prefabricated, Self-centering.