

مقایسه عملکرد غیرخطی پل‌های با سیستم سازه‌ای پایه‌تک‌دیواری و پایه‌چنددیواری با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه

غلامرضا نوری، استادیار، گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران
سید مجید حسینی پویا*، دانشجوی دکتری سازه، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی،
تهران

علی معصومی، دانشیار، گروه عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران

Email: std_mhpooya@khu.ac.ir

دریافت: ۹۵/۰۲/۰۴ - پذیرش: ۹۵/۱۰/۱۵

چکیده

امروزه استفاده از پل‌های با سیستم سازه‌ای پایه‌دیواری در بزرگراه‌های شهری و آزادراه‌ها بسیار متداول گشته است. دلیل جذابیت این سیستم، محدودیت فضا، خصوصاً در ساخت‌وساز شهری، و جنبه‌های معماری منظر است. از نظر سازه‌ای، پایه این پل‌ها در انواع تک‌دیوار و چنددیوار طراحی می‌شود. در این مطالعه، رفتار غیرخطی این پل‌ها با استفاده از روش پایه به پایه و تحلیل استاتیک غیرخطی با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 مورد مقایسه قرار گرفت و حاصل ضرب ضریب اضافه مقاومت و ضریب شکل‌پذیری به‌عنوان شاخص عملکرد غیرخطی در نظر گرفته شد. برای این منظور، با یک طول دیوار مورد نیاز برای طرح لرزه‌ای، چهار حالت تحلیل برای یک پایه (پایه با چهار، سه، دو و یک دیوار) در نظر گرفته شده است. در تمام تحلیل‌ها، اثر شالوده و اندرکنش خاک بستر و شالوده لحاظ گردیده است. نتایج تحقیق بیانگر آن است که با کاهش تعداد دیوارها در پایه از چهار دیوار به یک دیوار، در عین ثابت ماندن مقاومت، از حاصل ضرب ضرایب اضافه مقاومت و شکل‌پذیری پایه حدود ۳۳٪ کاسته می‌شود. از این رو، به نظر می‌رسد که می‌بایست از به‌کار بردن المان پایه تک‌دیوار که مرسوم گشته است، خودداری شده و از پل‌های با پایه چنددیواری بجای تک‌دیواری استفاده شود.

واژه‌های کلیدی: پل، پایه‌دیواری، مفصل برشی، شکل‌پذیری، اضافه مقاومت

۱. مقدمه

جنوبی ایالات متحده آمریکا، در یک جامعه آماری تصادفی از تعداد ۵۹۵ پل، حدود ۵۸٪ پل‌ها از نوع پایه‌های چندستونی بوده است و پل‌های پایه‌دیواری با فراوانی ۲۸٪ در رتبه دوم قرار داشته‌اند (ژونگ، ۲۰۰۱). در مطالعه ارزیابی شکل‌پذیری پل‌های واقع در ایالت

استفاده از پایه‌های چندستونی بتنی با مقطع دایره و یا مستطیل شکل در پل‌ها متداول است و مطالعات زیادی به‌صورت تجربی و یا تحلیلی روی این پل‌ها انجام شده است. به‌عنوان مثال، در مطالعات آسیب‌پذیری لرزه‌ای پل‌های مسیرهای اضطراری، واقع در ایالت ایلینوی

(AASHTO, 2012). اما در جهت عرضی، یعنی جهتی که رفتار پایه به شکل رفتار دیوار برشی است، برش و تغییرشکل‌های ناشی از برش، طراحی را تحت تأثیر قرار می‌دهد و تغییرشکل‌های خمشی حاکم بر طرح نیست و نیاز شکل‌پذیری جابجایی^۱ در این جهت دارای کوچک‌ترین مقدار نسبت به سایر مقادیر این پارامتر در انواع سیستم‌های پایه پل و در هر دو جهت است (CALTRANS, 2004). همچنین، در آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای پل‌ها، سیستم پایه‌دیواری در جهت عرضی کوچک‌ترین ضریب رفتار^۲ را نسبت به سایر سیستم‌های سازه‌ای پایه پل دارد (آیین‌نامه طرح پل‌های راه و راه‌آهن در برابر زلزله، 1387؛ AASHTO, 2012). با توجه به این موارد، انتخاب پارامترهای مناسب برای تحلیل غیرخطی در جهت عرضی، به‌خصوص از نظر رفتار برشی، بسیار حائز اهمیت است. یک روش برای تحلیل غیرخطی آن است که المان‌های دیوار پایه به‌صورت المان‌های Shell سه‌بعدی و یا دوبعدی مدل‌سازی شده و تحلیل غیرخطی روی این المان‌ها انجام شود. این روش مستلزم صرف زمان بسیاری برای تحلیل می‌شود (بیگنل و هاوکینز، 2005؛ یوکیچ و اکفلت، 2015؛ سیتیولان و همکاران، 2015). در روش دیگر، به‌طور کلی می‌توان اعضای یک پل اعم از پایه (ستون یا دیوار)، تیر و عرشه را به‌صورت المان‌های یک‌بعدی Frame در نظر گرفت و با اختصاص مفاصل غیرخطی مناسب به عضو، اقدام به تحلیل غیرخطی نمود (آویرام و همکاران، 2008؛ چامچوئن و بونیاینیو، 2016؛ آراژو و همکاران، 2014). مسئله اصلی در این حالت، انتخاب الگوی رفتار غیرخطی برشی مناسب در دیوارها است که انتخاب درست آن، تحلیل را به پاسخ‌های واقعی رهنمون می‌سازد. از این‌رو، در این مطالعه، با بهره‌گیری از مراجع (FEMA 306, 1998؛

پنسیلوانیا، پنج تپ پل که دارای بیشترین فراوانی در این ایالت شرقی ایالات متحده بوده‌اند عبارت بودند از: ۱- پل دارای پایه دو، سه و چهار ستون بتنی با مقطع مستطیل، ۲- پل دارای پایه دو ستون بتنی با مقطع مربع و متغیر در ارتفاع، ۳- پل دارای پایه سه ستون بتنی با مقطع مربع، ۴- پل دارای پایه پنج ستون بتنی با مقطع دایره و ۵- پل مرکب از پایه‌های ستون تک سرچکشی بتنی با مقطع دایره و پایه‌های دیواری (معماری و همکاران، 2005). ملاحظه می‌شود که درصد قابل توجهی از پل‌ها از نوع پایه چندستونی بوده و تاکنون مطالعات اندکی در باره پل‌های پایه‌دیواری انجام شده است. ولی در چند سال اخیر، به دلیل محدودیت فضا و اهمیت جنبه‌های معماری منظر، بخصوص در فضاهای شهری، طراحی و اجرای پل‌های با پایه‌های دیواری بسیار متداول گشته است. از جنبه‌های معماری منظر در این‌گونه پایه‌ها، استفاده چندمنظوره المان معماری این نوع پایه‌ها در زیباسازی فضاهای شهری است. به‌طور معمول، طراحی این پل‌ها در سه قالب انجام می‌شود که عبارت‌اند از پل‌های پایه‌دیواری منظم، پایه‌دیواری انعطاف‌پذیر و پایه‌دیواری سرچکشی با یک یا چند دیوار (شکل ۱) (بیگنل و هاوکینز، 2005). شکل ظاهری پایه‌دیواری منظم و انعطاف‌پذیر یکسان است و تنها تفاوت در شالوده این پایه‌ها است که در پایه‌دیواری انعطاف‌پذیر، پایه پل فاقد یک شالوده با ابعاد بزرگ‌تر از ضخامت دیوار بوده و دیوار با همان ضخامت تا عمق مشخصی از بستر پایه امتداد می‌یابد (بیگنل و هاوکینز، 2006). در پایه‌های دیواری، اتصال پایه به شالوده به‌صورت پیوسته است، ولی در بالای پایه اتصال می‌تواند به‌صورت پیوسته، مفصلی و یا آزاد باشد (AASHTO, 2012). از نظر رفتار لرزه‌ای، رفتار این پل‌ها در جهت طولی همانند رفتار سایر پل‌ها با پایه‌ای چندستونی با مقطع دایره یا مستطیل است که در آن رفتار خمشی ستون‌های پایه پل حاکم بر طرح است

¹- Displacement ductility demand

²- Response modification factor

ستون دیده نشده و یک ضریب رفتار کلی برای پایه‌های دیواری ارائه شده است، در این مطالعه، با مدل‌سازی یک نمونه پل پایه‌دیواری واقع در جنوب شرق تهران، رفتار غیرخطی این پل‌ها مورد بررسی شده و همچنین این رفتار در حالت مختلف چندپایه‌ای و شرایط تکیه‌گاهی و هندسی مختلف مورد مقایسه قرار گرفته است تا بتوان توصیه‌ای در خصوص طراحی و ساخت این‌گونه پل‌ها ارائه کرد.

ASCE/SEI 41-13 (۲۰۱۳) نسبت به تعیین رفتار مفصل غیرخطی برشی در یک پایه‌دیواری پل اقدام شده است تا در اینگونه پل‌ها بتوان بدون نیاز به تحلیل‌های غیرخطی وابسته به ریزالمان‌های Shell، در زمان کمتر و با تحلیل غیرخطی المان‌های Frame، به پاسخ قابل قبول دست یافت.

با توجه به اینکه در آیین‌نامه‌های طراحی، تفاوتی در رفتار غیرخطی پایه‌های دیواری چندستونی و تک-



پایه‌دیواری منظم



پایه‌دیواری انعطاف‌پذیر



پایه‌دیواری تک سرچکشی

شکل ۱. سه تیپ پل از نوع پایه‌دیواری (بیگنل و هاوکینز، ۲۰۰۵).

صورت می‌پذیرد. مطابق طبقه‌بندی راهنمای دستورالعمل AASHTO (۲۰۰۷)، ستون‌های با نسبت ارتفاع به طول کوچک‌تر از ۲/۵، دارای رفتار بحرانی برشی بوده و به‌عنوان دیوار برشی تلقی می‌گردند. بنابراین، ظرفیت تغییرشکل برشی و مقدار مقاومت برشی می‌توانند پارامترها و معیارهای اصلی تعیین‌کننده رفتار این اعضا باشند. از این‌رو، در این مطالعه، تحت شرایطی، فقط به بررسی این معیار پرداخته می‌شود.

۲-۱. معیار تغییرشکل برشی

در دیوارهای برشی، حد خطی اولیه برش برابر مقاومت برشی مقطع مطابق آئین‌نامه ACI 318-05 (۲۰۰۵) است. این مقاومت بدون در نظر گرفتن اثر آرماتورهای طولی و عرضی مقطع حداقل $V_n = 2\sqrt{f'_c}$ (psi) در نظر گرفته می‌شود. ولی مطابق FEMA 306 (۱۹۹۸)، FEMA 273 (۱۹۹۷) و ATC 40 (۱۹۹۶)، در

۲. معیارهای تغییرشکل غیرخطی در ستون-

های دیواری شکل

دستورالعمل FHWA (۲۰۰۶) هفت حالت حدی خرابی را برای یک عضو بتنی پل قابل پیش‌بینی می‌داند که عبارت‌اند از:

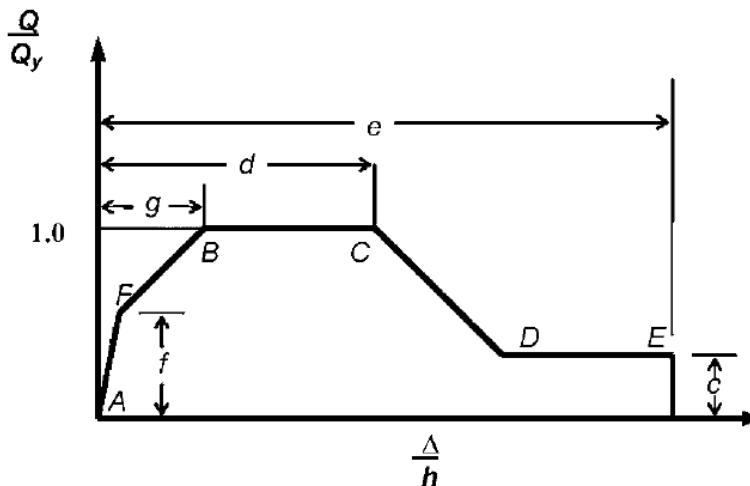
الف) گسیختگی بتن محصور نشده، ب) گسیختگی بتن محصورشده، ج) کمانش میلگردهای طولی، د) گسیختگی میلگردهای طولی، ه) گسیختگی میلگردهای طولی در سیکل‌های پائین خستگی، و) گسیختگی در ناحیه وصله میلگردها و ز) شکست‌های برشی.

به‌عنوان مثال، در یک منحنی تلاش-تغییرشکل غیرخطی، با شناسایی نقطه هدف روی آن و مشخص کردن هفت حالت یاد شده روی این منحنی، نقطه ضعف عملکردی عضو مشخص شده و نسبت به بهسازی متناسب با آن وضعیت خرابی، اقدامات مقتضی

مقایسه عملکرد غیرخطی پل‌های با سیستم سازه‌ای پایه‌تک‌دیواری و پایه‌چنددیواری با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه

نیروی برشی - تغییرشکل مطابق شکل ۲ است (ASCE/SEI 41-13, ۲۰۱۳).

دیوارهای برشی این مقدار در حالت نهایی در صورتی که لنگر خمشی مقطع جوابگو باشد می‌تواند به دو برابر V_n یعنی $4\sqrt{f'_c}$ برسد. در دیوارهای برشی، دیاگرام



شکل ۲. دیاگرام کلی نیروی برشی - تغییرشکل برای دیوارهای برشی (ASCE/SEI 41-13, ۲۰۱۳)

هندسی آن در مطالعه خان‌محمدی و سعادت‌مهر (۲۰۱۰) ارائه شده است.

۱-۳. هندسه و سازه پل

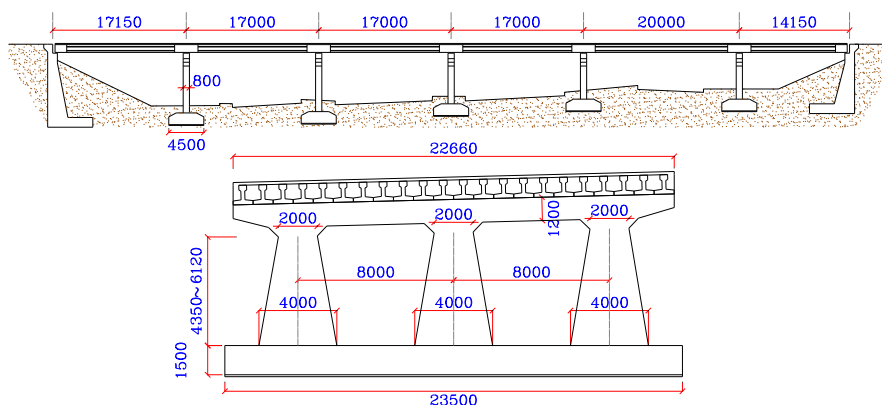
سازه این پل بتنی شامل ۶ دهانه ممتد است. شکل ۳، نمای طولی و یک مقطع تیپ از پل را نشان می‌دهد. عرشه پل مرکب از ۲۲ شاه‌تیر بتنی است که به وسیله دالی به ضخامت ۱۵۰ میلی‌متر یکپارچه شده است. عرض کلی پل با احتساب عرض پیاده‌رو ۲۲/۶۶ متر است. از تکیه‌گاه‌های مکانیکی روی همه پایه‌ها جهت همسازی و نیاز حرکات لرزه‌ای استفاده شده است. طول دهانه‌ها از راست به چپ به ترتیب ۱۴/۱۵، ۲۰/۰، ۱۷/۰، ۱۷/۰، ۱۷/۰ و ۱۷/۱۵ متر مرکز به مرکز است. هر پایه از سه دیوار برشی دوزنقه‌ای، مطابق شکل ۳، ساخته شده است.

در این دیاگرام، نقطه F بیانگر مقاومت برشی اولیه

در حد الاستیک معادل $2\sqrt{f'_c}$ (psi) در ACI 318-05 (۲۰۰۵)، نقطه B برابر $5/3 f$ ، مقدار e و d به ترتیب معادل ۲ و ۰/۷۵ درصد ارتفاع دیوار، مقدار c معادل $B/4$ و مقدار g معادل ۰/۴ درصد ارتفاع دیوار است (ASCE/SEI 41, ۲۰۱۳). برای استخراج دیاگرام نیروی برشی - تغییرشکل، نیاز به داشتن ابعاد مقطع و مقاومت فشاری بتن است Δ جابجایی جانبی نسبی بالای دیوار نسبت به پائین دیوار و h ارتفاع دیوار است.

۳. مشخصات مدل و مصالح مورد استفاده

مدل انتخابی مبنا یکی از پل‌های با پایه‌های دیواری است که در جنوب شرق تهران واقع شده و مشخصات



شکل ۳. مقطع طولی (در بالا) و عرضی (در پایین) از پل مورد مطالعه (اندازه‌ها به میلی‌متر است) (خان‌محمدی و

سعادت‌مهر، ۲۰۱۰)

۲-۳. مشخصات مصالح بتنی پایه پل

محصور کردن بتن به وسیله فولادهای عرضی و یا خاموتها موجب تغییر رفتار بتن خواهد شد. مدل‌های رفتاری متعددی برای تنش - کرنش بتن محصور شده ارائه شده است که در همه آنها افزایش مقاومت و افزایش حداکثر کرنش قابل تحمل بتن در نظر گرفته شده است. با محصور کردن بتن رفتار آن در مقایسه با بتن نامحصور تغییر می‌کند و این تغییر رفتار موجب تغییر رفتار غیرخطی کل پل می‌شود. لذا برای بالا بردن درجه اعتماد به نتایج تحلیل غیرخطی لازم است رفتار مصالح به درستی مدل‌سازی شوند. در این مقاله برای مدل‌سازی رفتار بتن بر اساس توصیه دستورالعمل تحلیل غیرخطی پل‌ها (آویرام و همکاران، ۲۰۰۸) از مدل مندر^۱ و همکاران (۱۹۸۸) استفاده شده است. در این مدل رفتاری برای یک بارگذاری یکنواخت با نرخ آهسته کرنش، رابطه تنش محوری فشاری بتن، f_c ، کرنش محوری آن، ϵ_c ، مطابق روابط (۱) الی (۶)، بیان شده است:

$$f_c = \frac{f_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (1)$$

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \quad (2)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (3)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (4)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (5)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}} \text{ MPa} \quad (6)$$

در این روابط، f'_{cc} حداکثر مقاومت فشاری بتن محصور شده، ϵ_{cc} کرنش متناظر، f'_{co} حداکثر مقاومت فشاری بتن در حالت محصور نشده و ϵ_{co} کرنش متناظر با آن می‌باشد.

کرنش متناظر با مقاومت فشاری بتن در حالت‌های بتن محصور شده و محصور نشده به ترتیب ۰/۰۰۵ و ۰/۰۰۲ در نظر گرفته شده است. مقاومت فشاری کران پائین و مورد انتظار بتن استفاده شده در پایه‌ها به ترتیب ۱۸ و ۲۰/۹ مگاپاسکال محاسبه گردیده است.

۴. مدل‌سازی و تحلیل

۴-۱. روش تحلیل پایه به پایه

تحلیل پل به روش تحلیل پایه به پایه (FHWA)^۲ انجام شده است. این تحلیل روشی است مناسب برای محاسبه نسبت ظرفیت به تقاضا با استفاده از تحلیل بار افزون^۳. این تحلیل، یک آنالیز دو مرحله‌ای

^۲ - Pier by pier

^۳ - Push Over

^۱ - Mander

۴-۲. مدل‌سازی

با استفاده از مشخصات مصالح استفاده شده در پایه پل مینا و نیز هندسه آن که در بخش ۳ معرفی گردید، یک پایه تیپ از این پل در نرم‌افزار SAP2000 مدل‌سازی شده (شکل ۴) و تحلیل بار افزون روی این پایه انجام می‌شود. همان‌طور که در شکل ۳ نمایش داده شده است، یک پایه تیپ از این پل شامل سه دیوار دوزنقه‌ای شکل است با فاصله محور به محور ۸ متر از یکدیگر که دارای قاعده‌ای به طول ۴ متر و ضخامت ۸۰ سانتی‌متر است.

همانند شکل ۳، یک شالوده نواری به عرض ۴۵۰ سانتی‌متر و ارتفاع ۱۵۰ سانتی‌متر می‌بایست همراه قاب مدل شود. نیروی افزایشی تحلیل بار افزون در تراز میانگین عرشه قرار داده شده و فاصله نقطه اثر این نیرو تا تراز پای دیوار ۷۶۷۰ میلی‌متر در نظر گرفته می‌شود. با توجه به اینکه مقادیر پارامترهای تعریف مفصل پلاستیک برشی در شکل ۲ به صورت نسبی است، مقادیر مطلق این پارامترها مطابق روابط مندرج در جدول ۱ جهت معرفی به نرم‌افزار استخراج می‌گردد. (ACI 318-05، ۲۰۰۵؛ ASCE/SEI 41-13، ۲۰۱۳).

است. در مرحله اول، ظرفیت جابجایی با استفاده از آنالیز بار افزون استخراج می‌شود و مرحله دوم شامل آنالیز طیف پاسخ برای ارزیابی نقطه عملکرد پل است. هدف از ارزیابی ظرفیت جابجایی، تعیین جابجایی‌های اعضای مقاوم در برابر زلزله در پل است هنگامی که این اعضا به ظرفیت تغییرشکل غیرخطی خود می‌رسند. حالت‌های خرابی به وسیله حدود تغییرشکل محلی تعریف می‌شوند، مانند دوران مفصل پلاستیک، نشست یا برکنش شالوده و جابجایی کوله. جابجایی‌ها ممکن است به دلیل کاهش ظرفیت محدود شوند، مانند زوال سختی در تغییرشکل‌های غیر الاستیک بزرگ و یا اثر $P-\Delta$. تحلیل بارافزون برای هر کدام از پایه‌ها به صورت مجزا برای تعیین رفتار نیروی جانبی-تغییر مکان آن‌ها انجام می‌شود. در این روش، هر کدام از اجزای سازه‌ای پایه که زودتر به ظرفیت تغییرشکل غیر الاستیک خود می‌رسد، شناسایی می‌شود. مقدار جابجایی که به ازای رسیدن اولین عضو پایه به ظرفیت خود باشد، به عنوان ظرفیت جابجایی پایه تلقی می‌گردد. مدل استفاده شده در این تحلیل می‌بایست تمام اجزای دارای مقاومت را شامل شده و رابطه نیرو-تغییر مکان واقعی در آن لحاظ شود. همچنین، مدل ساخته شده می‌بایست شامل مدل شالوده نیز باشد.

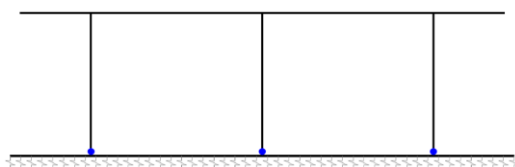
جدول ۱. پارامترهای مفصل برشی دیوارها

$e = 0.02h$	$d = 0.0075h$	$g = 0.004h$	$F = 0.166\sqrt{f'_c} BL$	$B, C = 5/3F$	$D, E = 0.4B$
153.4 mm	57.525 mm	30.68 mm	2428 kN	4046 kN	1618 kN

در روابط فوق، h ، L و B به ترتیب ارتفاع، طول و عرض پایه می‌باشند.

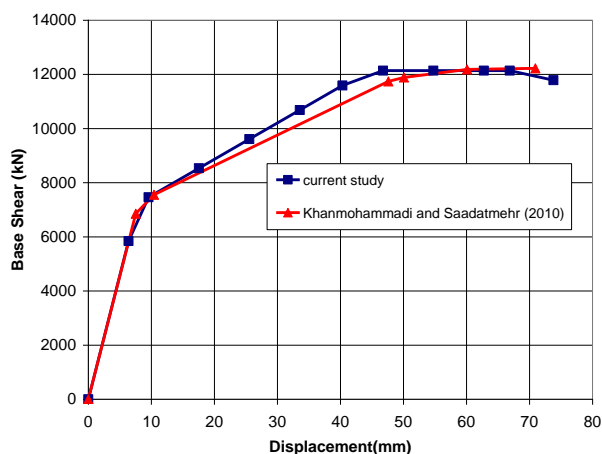


شکل ۴. مدل‌سازی یک پایه تیپ از پل مینا در SAP2000



شکل ۵. مدل سازی اثر بستر به وسیله فنرهای الاستیک با سختی مناسب و اختصاص مفاصل برشی به پایه ها

در شکل ۶، منحنی ظرفیت پایه که به وسیله تحلیل بارافزون در نرم افزار SAP2000 استخراج شده در مقایسه با منحنی ظرفیت، حاصل مطالعات خان محمدی و سعادت مهر (۲۰۱۰) مقایسه شده است که نشان از تطابق خوب دارد.



شکل ۶. منحنی ظرفیت برشی سازه پایه پل - مقایسه مطالعه حاضر و مطالعه خان محمدی و سعادت مهر (۲۰۱۰)

مقاومت جاری شدن سازه، V_y ، استوار است. در این حالت، سختی الاستیک سکانت سازه از نقطه متناظر $0.75V_y$ روی منحنی برش پایه - تغییر مکان، محاسبه می شود (شکل ۷- الف). روش دوم، که روش انرژی معادل نیز نامیده می شود، بر این فرض استوار است که سطح محصور توسط منحنی روی تقریب دوخطی با سطح محصور توسط منحنی زیر تقریب دوخطی معادل است (شکل ۷- ب). تقریب دوخطی در بردارنده اطلاعات برش پایه جاری شدن، V_y ، جابجایی جاری

در جهت عرضی، پایه می بایست همراه شالوده مدل گردیده و اثر اندرکنش خاک و سازه در تحلیل دیده شود. همان طور که در شکل های ۴ و ۵ نشان داده شده، اثر خاک بستر روی سازه به وسیله فنرهای الاستیک با سختی مناسب دیده شده است. ضریب واکنش بستر، k ، متناسب با بستر متشکل از ماسه متراکم، به طور میانگین برابر ۴۵ مگانیوتن بر متر مکعب در نظر گرفته شده است و خاک، مطابق مدل پی وینکلر به صورت مجموعه ای از فنرهای الاستیک مجزای نزدیک به هم و ضریب سختی k مدل شده است (داس، ۲۰۱۰).

۵. ضریب شکل پذیری و ضریب اضافه مقاومت

در تحلیل بار افزون یک سیستم سازه ای، منحنی نیروی برشی پایه - تغییر مکان نقطه کنترلی، غالباً توسط یک منحنی دوخطی ایده آل شده برای اهداف طراحی تقریب زده می شود. در تقریب دوخطی به طور گسترده از دو روش استفاده می شود که به نتایج مشابهی منجر می شود. روش اول که نخست توسط پاولی و پرستلی (۱۹۹۲) برای اعضای بتن مسلح توسعه پیدا کرد؛ بر دانستن

مقایسه عملکرد غیرخطی پل‌های با سیستم سازه‌ای پایه‌تک‌دیواری و پایه‌چنددیواری با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه

باشد، توانایی سازه در شکل‌پذیری و جذب انرژی زلزله بیشتر است. این پارامترها در ATC-19 (روابط نیومارک و هال) به صورت زیر معرفی شده‌اند:

$$R_{\mu} = 1 \quad \text{for } T \leq 0.03 \text{ sec}$$

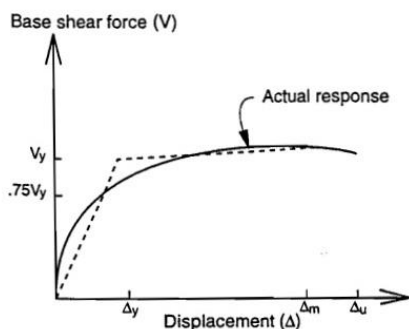
$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \quad \text{for } 0.12 \leq T \leq 0.5 \text{ sec} \quad (7)$$

$R_{\mu} = \mu$ for $T \geq 1.0 \text{ sec}$
در این روابط، T ، زمان تناوب اصلی سازه است. برای سایر مقادیر زمان تناوب، ضریب شکل‌پذیری از درون-یابی خطی به دست می‌آید.

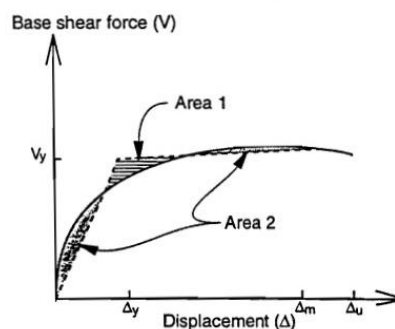
$$R_s = \frac{V_y}{V_s} \quad (8)$$

در رابطه (۸)، V_s ، برش پایه متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در تحلیل بار افزون است که در این تحلیل متناظر با اولین شکستگی روی منحنی برش پایه - تغییر مکان است.

شدن، Δ_y ، جابجایی قبل از شکست نهایی، Δ_u و جابجایی متناظر با یک حالت حدی، Δ_m ، است که در تعیین ضریب رفتار سازه‌ها، بسته به حالت حدی و سطح عملکرد مورد انتظار، Δ_m مقداری کمتر از Δ_u انتخاب می‌شود. نسبت شکل‌پذیری عموماً به صورت $\mu = \Delta_m / \Delta_y$ تعریف می‌شود. (ATC-19، ۱۹۹۵). در این مطالعه با استفاده از روش دوم، تقریب دوخطی انجام شده است. همچنین، به دلیل آنکه بررسی حالت حدی و سطح عملکرد لرزه‌ای خاصی مدنظر نبوده و هدف، بررسی قابلیت جذب انرژی در حالت‌های مختلف نسبت به یکدیگر است، Δ_m و Δ_u یکسان فرض گردیده‌اند. ضریب رفتار، R ، یا ضریب اصلاح پاسخ سازه، بیانگر توانایی سازه در ورود به مرحله غیرخطی و جذب انرژی حرکات جانبی ناشی از زلزله است. به طور کلی این ضریب، متناسب با حاصل ضرب ضریب شکل‌پذیری، R_{μ} در ضریب اضافه مقاومت، R_s ، است. هر چه مقدار این حاصل ضرب بزرگ‌تر



الف: پاولی و پرستلی (۱۹۹۲)



ب: روش انرژی معادل

شکل ۷. روش‌های تقریب دوخطی منحنی برش پایه - تغییر مکان (ATC-19، ۱۹۹۵)

بخش، با حفظ محدودیت فاصله پشت تا پشت اولین و آخرین دیوار (۲۰ متر) و ثابت نگه‌داشتن ضخامت آن (با تعداد دیوار مختلف)، شکل‌پذیری برشی و اضافه مقاومت برشی حالت‌های مختلف بررسی می‌شود.

۶. شکل‌پذیری و اضافه مقاومت پایه با

آرایش‌های مختلف دیوار

پایه پل مبنا از سه دیوار که هر یک دارای ضخامت ۸۰ و طول ۴۰۰ سانتی‌متر است، تشکیل شده است. در این

(۲)، همان مقادیری است که در بخش ۴-۲ استخراج گردید. در شکل (۸- الف) الی (۸- د) منحنی ظرفیت پایه پل برای هر یک از این حالات چهارگانه همراه با تقریب دوخطی آن ارائه شده است. تقریب منحنی دوخطی معادل بر اساس روش انرژی معادل انجام شده است.

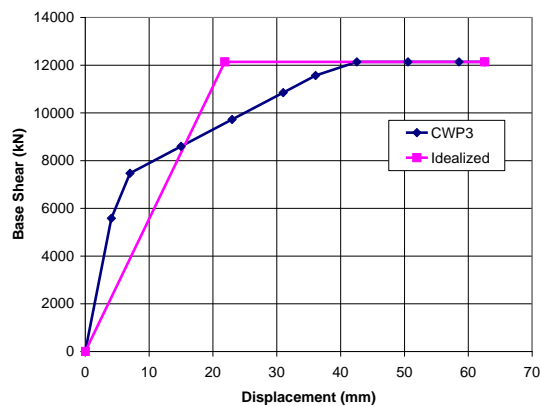
بر اساس تقریب‌های دوخطی، ضریب شکل‌پذیری پایه و ضریب اضافه مقاومت هر حالت محاسبه و در جدول ۳ ارائه شده است. برای محاسبه زمان تناوب اصلی هر مدل، با توجه به هندسه عرشه پل، شاه‌تیرهای بتنی و دال بتنی به ضخامت ۱۵ سانتی‌متر و نیز با فرض لایه آسفالت و اساس به ضخامت ۱۰ سانتی‌متر، بار مرده معادل ۱۷۰۰ کیلوگرم بر متر مربع برای عرشه در نظر گرفته شده است که با توجه به عرض عرشه و دهانه پایه‌ها به‌صورت متمرکز روی پایه اعمال شده است. با توجه به اینکه اعمال بارهای زنده، اثر افزایشی روی زمان تناوب دارد، در جهت اطمینان از اعمال آن صرف‌نظر شده است.

مطابق طبقه‌بندی راهنمای AASHTO (۲۰۰۷)، ستون‌های با نسبت ارتفاع به طول کوچک‌تر از ۲/۵ می‌توانند دارای رفتار حاکم برشی باشند. از این‌رو، تعداد دیوارهای پایه با در نظر گرفتن این محدودیت انتخاب می‌شود و فرض می‌شود دیوارها از حداقل نسبت آرماتور قائم برخوردار باشند به‌گونه‌ای که ظرفیت برشی دیوار از برش متناظر با ظرفیت خمشی آن کمتر بوده و شکست برشی غالب باشد. چهار حالت پایه‌دیواری در نظر گرفته شده در این مقاله به‌صورت خلاصه در جدول ۲ ارائه شده است. همچنین، شرایط بستر پایه، مطابق روش شرح داده شده در بخش ۴-۲ در نظر گرفته شده است. با توجه به مطالب عنوان شده در بخش ۲-۱، برای تعریف مفاصل پلاستیک برشی دیوار و همچنین مشابه روند طی شده در بخش ۴-۲، پارامترهای شکل ۲ برای معرفی این مفاصل و اختصاص آن به هر یک از دیوارها استخراج و در جدول ۲ ارائه گردیده است. با توجه به اینکه ارتفاع پایه پل در این حالات نیز با ارتفاع پایه پل اصلی یکسان فرض گردیده است، مقادیر پارامترهای d ، e و g (شکل

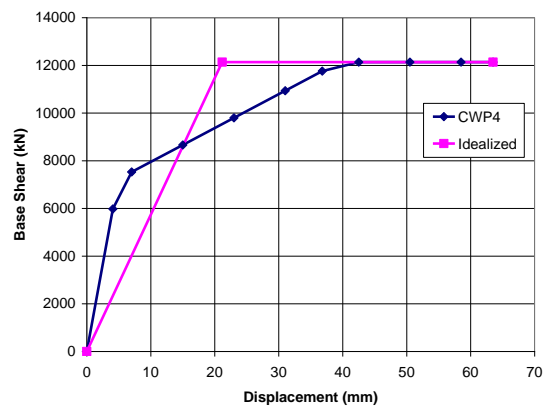
جدول ۲. پارامترهای مفصل برشی دیوارها

شماره مدل	تعداد پایه‌ها	طول دیوار (cm)	ضخامت دیوار (cm)	F (kN)	B, C (kN)	D, E (kN)
CWP4	۴	۳۰۰	۸۰	۱۸۲۱	۳۰۳۵	۱۲۱۴
CWP3	۳	۴۰۰	۸۰	۲۴۲۸	۴۰۴۶	۱۶۱۸
CWP2	۲	۶۰۰	۸۰	۳۶۴۳	۶۰۷۱	۲۴۲۸
CWP1	۱	۱۲۰۰	۸۰	۷۲۸۵	۱۲۱۴۲	۴۸۵۷

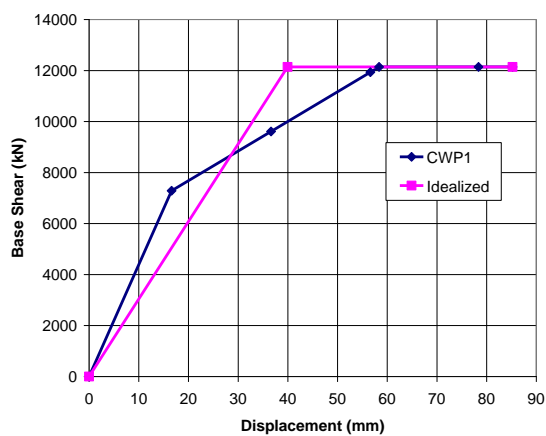
مقایسه عملکرد غیرخطی پل‌های با سیستم سازه‌ای پایه‌تک‌دیواری و پایه‌چنددیواری با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه



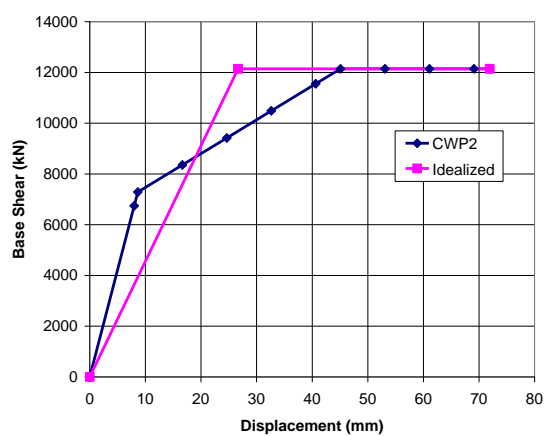
ب- منحنی ظرفیت سازه پایه مدل CWP3



الف- منحنی ظرفیت سازه پایه مدل CWP4



د- منحنی ظرفیت سازه پایه مدل CWP1



ج- منحنی ظرفیت سازه پایه مدل CWP2

شکل ۸. منحنی ظرفیت سازه پایه همراه منحنی ایده‌آل شده

جدول ۳. مقایسه ضریب شکل‌پذیری و اضافه مقاومت و کارایی پایه‌ها در حالات مختلف با بستر انعطاف‌پذیر (ماسه مترام)

مدل	Δ_y (میلی‌متر)	Δ_m (میلی‌متر)	μ (نسبت شکل‌پذیری)	T(sec)	R_μ	R_s	$R_\mu \cdot R_s$ حاصل ضرب شکل‌پذیری و اضافه مقاومت
CWP4	۲۱/۱۷	۶۳/۵۰	۲/۹۹	۰/۱۵۳	۲/۲۳	۲/۰۳	۴/۵۳
CWP3	۲۱/۸۶	۶۲/۵۶	۲/۸۶	۰/۱۵۴	۲/۱۷	۲/۱۷	۴/۷
CWP2	۲۶/۶۸	۷۱/۹۳	۲/۶۹	۰/۱۹۲	۲/۰۹	۱/۸۰	۳/۷۶
CWP1	۳۹/۹۶	۸۵/۲۱	۲/۱۳	۰/۲۴۳	۱/۸	۱/۶۶	۲/۹۸

کاهش طول آزاد شالوده در حد فاصل دیوارها، تأثیرات سختی شالوده بیشتر می‌شود. افزایش سختی با کاهش زمان تناوب مدل همراه بوده که در جدول ۳ قابل مشاهده است. با افزایش تعداد دیوارهای مدل، به دلیل ثابت فرض شدن مجموع طول دیوارها، از طول هر

مشاهده می‌شود که در بستر انعطاف‌پذیر، با افزایش دیوارهای پایه، سختی الاستیک اولیه افزایش و تغییر مکان نهایی مدل کاهش می‌یابد که از دلایل این پدیده مشارکت سختی شالوده در سختی مدل در بسترهای انعطاف‌پذیر است و در اثر افزایش دیوارها و

در بخش ۶، بررسی ضرایب اضافه مقاومت، شکل-پذیری و حاصل ضرب آنها با آرایش‌های مختلف دیوار، در شرایط مشابه با بستر مدل مبنا انجام شد. در این بخش، نظر به ملحوظ داشتن شرایط گوناگون بستر، دو حالت بستر بسیار انعطاف‌پذیر و بستر کاملاً صلب (تکیه‌گاه گیردار) مورد بررسی قرار می‌گیرد. در حالت بستر بسیار انعطاف‌پذیر، ضریب واکنش بستر، k با فرض ساختگاه متشکل از ماسه شل، به‌طور میانگین برابر $3/7$ مگانیوتن بر متر مکعب در نظر گرفته شد (داس ۲۰۱۰). مشابه روند انجام‌شده در بخش ۶، ضرایب شکل‌پذیری و اضافه مقاومت محاسبه و در جداول ۴ و ۵ ارائه شده است.

دیوار کاسته شده و به‌تبع آن مقاومت برشی جاری شدن آن دیوار نیز کاهش می‌یابد. از این‌رو، با افزایش دیوارها، نیروی برشی متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه، V_s ، کاهش و به دلیل ثابت بودن مقاومت نهایی، ضریب اضافه مقاومت افزایش می‌یابد. بنابراین، همان‌گونه که در جدول ۳ مشاهده می‌شود، با افزایش دیوارهای پایه، حاصل‌ضرب شکل‌پذیری و اضافه مقاومت افزایش می‌یابد.

۷. شکل‌پذیری و اضافه مقاومت پایه با آرایش‌های مختلف دیوار

جدول ۴. مقایسه ضریب شکل‌پذیری و اضافه مقاومت پایه‌ها در حالات مختلف با بستر صلب

مدل	Δ_y (میلی‌متر)	Δ_m (میلی‌متر)	μ (نسبت شکل‌پذیری)	T(sec)	R_μ	R_s	$R_\mu \cdot R_s$
CWP4	۱۶/۷۸	۶۱/۲۱	۳/۶۴	۰/۱۱	۲/۳۳	۱/۸۹۷	۴/۴۲
CWP3	۱۶/۱۲	۶۰/۶۱	۳/۷۶	۰/۰۹۸	۲/۱۷	۱/۹۲	۴/۱۶
CWP2	۱۵/۱۶	۶۰/۴۲	۳/۹۸	۰/۰۸۸	۲/۰۵	۱/۶۶	۳/۴۰
CWP1	۱۳/۷۹	۵۹/۰۵	۴/۲۸	۰/۰۶	۱/۵۸	۱/۶۶	۲/۶۲

جدول ۵. مقایسه ضریب شکل‌پذیری و اضافه مقاومت و کارایی پایه‌ها در حالات مختلف با بستر انعطاف‌پذیر (ماسه شل)

مدل	Δ_y (میلی‌متر)	Δ_m (میلی‌متر)	μ (نسبت شکل‌پذیری)	T(sec)	R_μ	R_s	$R_\mu \cdot R_s$
CWP4	۵۰/۸۸	۹۲/۳۸	۱/۸۱	۰/۳۸۴	۱/۶۲	۲/۰۵	۳/۳۲
CWP3	۵۲/۱۷	۹۰/۸۷	۱/۷۴	۰/۳۸۶	۱/۵۷	۲/۲۲	۳/۴۸
CWP2	۵۷/۵۴	۱۰۲/۸۰	۱/۷۸	۰/۴۰	۱/۶۰	۱/۶۶	۲/۶۵
CWP1	۷۴/۱۰	۱۱۹/۳۴	۱/۶۱	۰/۴۴	۱/۴۹	۱/۶۶	۲/۴۷

تیر نسبت به دیوارها است. مطابق جداول ۴ و ۵، با افزایش دیوارهای پایه، حاصل‌ضرب ضرایب اضافه مقاومت و شکل‌پذیری افزایش می‌یابد.

در بستر صلب، شالوده بدون تأثیر بوده و با افزایش دیوارهای پایه و با توجه به ثابت بودن مجموع طول دیوارها، سختی الاستیک سازه کاهش می‌یابد. عامل مؤثر در این تغییر سختی، مشخصات هندسی و مکانیکی تیر بالای (Cap beam) و سختی نسبی این

مقایسه عملکرد غیرخطی پل‌های با سیستم سازه‌ای پایه‌تک‌دیواری و پایه‌چنددیواری با در نظر گرفتن اندرکنش خاک و سازه

۸. شکل‌پذیری و اضافه مقاومت پایه با

فواصل مختلف دیوار

در مدل CWP2، با متغیر قرار دادن فاصله محور تا محور دیوارها از یکدیگر، شکل‌پذیری پایه روی بستر انعطاف‌پذیر و صلب بررسی شده است. در این حالت، نام‌گذاری در قالب CWP2-(L)-(F or R) است که L

بیانگر فاصله محور تا محور دیوارها به متر است. همچنین، R و F به ترتیب بیانگر شرایط تکیه‌گاهی صلب و انعطاف‌پذیر است. در جدول ۶، نتایج تحلیل و محاسبه ضریب شکل‌پذیری و اضافه مقاومت برای این مدل، تحت شرایط ذکر شده، نمایش داده شده است.

جدول ۶. مقایسه ضریب شکل‌پذیری و اضافه مقاومت پایه مدل CWP2 در بستر صلب و انعطاف‌پذیر (ماسه مترام) و فاصله

متغیر دیوارها

مدل	Δ_y (میلی‌متر)	Δ_m (میلی‌متر)	μ (نسبت شکل‌پذیری)	T (sec)	R_μ	R_s	$R_\mu \cdot R_s$
CWP2-14-F	۲۶/۶۸	۷۱/۹۳	۲/۶۹	۰/۱۹۲	۲/۰۹	۱/۸۰	۳/۷۶
CWP2-12-F	۲۴/۱۱	۶۹/۳۷	۲/۸۷	۰/۱۷۶	۲/۱۷	۱/۶۶	۳/۶۰
CWP2-10-F	۲۲/۳۲	۶۷/۵۸	۳/۰۲	۰/۱۶۵	۲/۲۴	۱/۶۶	۳/۷۱
CWP2-8-F	۲۱/۷۱	۶۶/۹۶	۳/۰۸	۰/۱۶۳	۲/۲۷	۱/۶۶	۳/۷۶
CWP2-14-R	۱۵/۱۶	۶۰/۴۲	۳/۹۸	۰/۰۸۸	۲/۰۵	۱/۶۶	۳/۴۰
CWP2-12-R	۱۵/۰۷	۶۰/۳۳	۴/۰۰	۰/۰۸۴	۱/۹۸	۱/۶۶	۳/۲۸
CWP2-10-R	۱۴/۸۹	۶۰/۱۴	۴/۰۳	۰/۰۸۲	۱/۹۵	۱/۶۶	۳/۲۳
CWP2-8-R	۱۴/۵۳	۵۹/۷۸	۴/۱۱	۰/۰۷۷	۱/۸۷	۱/۶۶	۳/۱۰

همان‌طور که انتظار می‌رود، با افزایش فاصله دیوارها، در دو حالت بستر صلب و انعطاف‌پذیر، سختی مدل کاهش می‌یابد. مطابق جدول ۶ با افزایش فاصله دیوارها، حاصل‌ضرب اضافه مقاومت و شکل‌پذیری افزایش می‌یابد.

می‌شود. همچنین، تغییر مقاومت فشاری بتن، تغییر مقاومت برشی سازه در حد تسلیم و حد نهایی و نیز تغییر زمان تناوب سازه را به دنبال دارد. برای تعیین مدول الاستیسیته بتن، از رابطه‌ای که برای آن برحسب مقاومت فشاری بتن در آئین‌نامه ACI، ارائه گردیده، استفاده شده است (ACI، ۲۰۰۵). نام‌گذاری مدل در قالب CWP2-f است که در آن متغیر f بیانگر مقاومت فشاری بتن برحسب مگاپاسکال است. ضریب شکل-پذیری و اضافه مقاومت پایه برای حالت‌های مختلف در جدول ۷ ارائه شده است.

۹. تحلیل حساسیت مقاومت بتن در مدل

CWP2

در این بخش، ضریب شکل‌پذیری و اضافه مقاومت پایه مدل CWP2 برای مقادیر مختلف مقاومت فشاری بتن، بررسی می‌شود. تغییرات مقاومت فشاری بتن موجب تغییر مدول الاستیسیته و در نتیجه تغییر سختی در سازه

جدول ۷. مقایسه ضریب شکل پذیری و اضافه مقاومت پایه CWP2 با مقاومت‌های مختلف بتن در بستر صلب

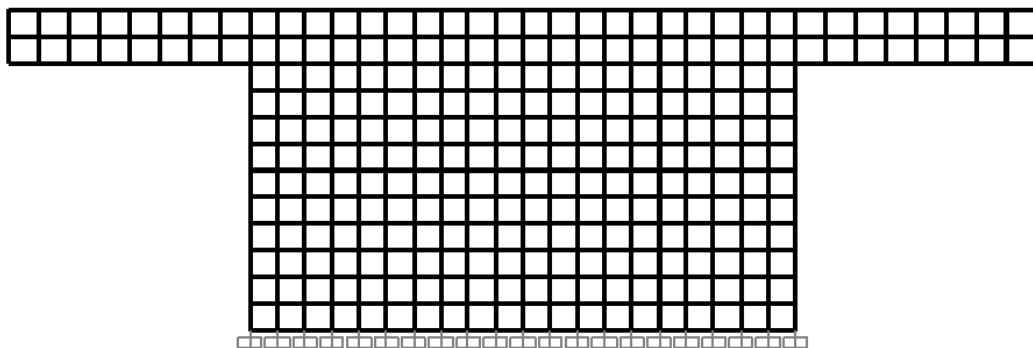
مدل	Δ_y (میلی‌متر)	Δ_m (میلی‌متر)	μ (نسبت شکل پذیری)	T(sec)	R_μ	R_s	$R_\mu \cdot R_s$
CWP2-21	۱۵/۱۶	۶۰/۴۲	۳/۹۸	۰/۰۸۸	۲/۰۵	۱/۶۶	۳/۴۰
CWP2-25	۱۵/۱۳	۶۰/۳۹	۳/۹۹	۰/۰۸۲	۱/۹۴	۱/۶۶	۳/۲۲
CWP2-30	۱۵/۱۳	۶۰/۳۹	۳/۹۹	۰/۰۷۸	۱/۸۷	۱/۶۶	۳/۱۰
CWP2-35	۱۵/۱۳	۶۰/۳۹	۳/۹۹	۰/۰۷۵	۱/۸۲	۱/۶۶	۳/۰۲

shell، مدل CWP1 در محیط نرم‌افزار SAP2000، به‌وسیله المان shell چهارگره‌ای مدل‌سازی شده و تحت تحلیل بار افزون غیرخطی قرار گرفت. نسبت آرماتور قائم و افقی به ترتیب ۰/۰۰۳ و ۰/۰۰۲ در نظر گرفته شده است. همچنین، مقاومت تسلیم فولاد، f_y ، ۴۰۰ مگاپاسکال و مقاومت نهایی، f_u ، ۶۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. در شکل ۹، مدل CWP1، ساخته شده به‌وسیله المان shell و در شکل ۱۰ رفتار غیرخطی این مدل در مقایسه با مدل ساخته شده به‌وسیله المان قاب و مفصل برشی متمرکز، نمایش داده شده است. انطباق مناسب این دو منحنی در شکل (۱۰) بیانگر الگوی رفتاری مناسب مفصل‌های برشی متمرکز معرفی شده و صحت این روش تحلیل است.

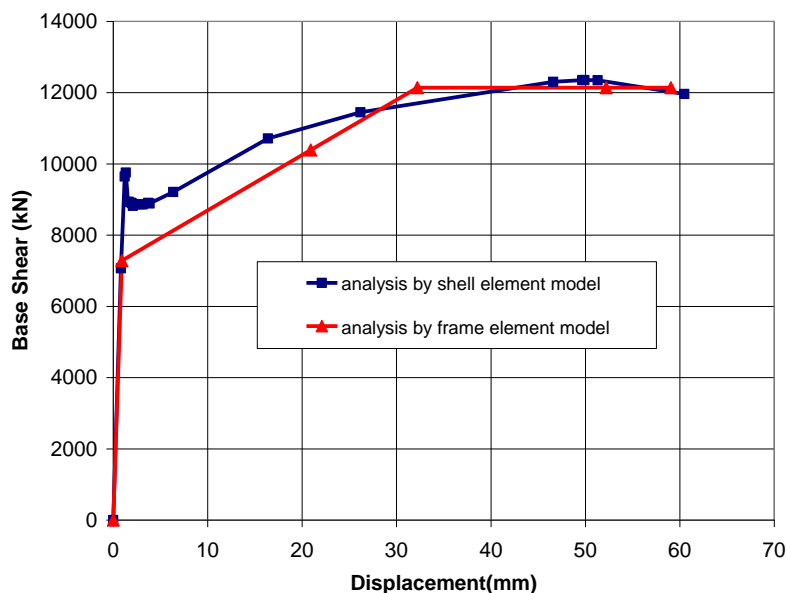
با افزایش مقاومت بتن در مدل، سختی افزایش می‌یابد که به علت ثابت بودن تغییرمکان‌های تسلیم و نهایی، افزایش سختی، در افزایش مقاومت برشی مدل، نمود پیدا می‌کند. از این‌رو، نسبت شکل‌پذیری ثابت بوده ولی با توجه به کاهش زمان تناوب مدل، مطابق روابط بخش ۵، از ضریب شکل‌پذیری مدل کاسته می‌شود. همچنین، مطابق جدول ۷، با ثابت بودن ضریب اضافه مقاومت در همه حالات، حاصل‌ضرب شکل‌پذیری و اضافه مقاومت کاسته می‌شود.

۱۰. تحلیل غیرخطی پایه به‌وسیله المان shell

برای مقایسه رفتار غیرخطی پایه، به‌وسیله مدل یک‌بعدی مفصل پلاستیک متمرکز در المان قاب (مطالعه حاضر) و مدل‌سازی دوبعدی به‌وسیله المان



شکل ۹. مدل CWP1 ساخته شده توسط المان shell با بستر صلب



شکل ۱۰. مقایسه رفتار غیرخطی مدل CWP1، به وسیله مدل‌سازی با المان shell و frame در بستر صلب

۱۱. نتیجه‌گیری

چهار دیوار، دارای مناسب‌ترین رفتار غیرخطی (بیشترین حاصل‌ضرب اضافه مقاومت و شکل‌پذیری) و پایه تک‌دیوار، دارای نامناسب‌ترین رفتار غیرخطی (کمترین حاصل‌ضرب اضافه مقاومت و شکل‌پذیری) است. به طوری که به صورت میانگین، پایه تک‌دیوار در حدود ۳۳٪ عملکرد غیرخطی کمتری نسبت به سیستم متشکل از ۳ یا ۴ دیوار از خود نشان می‌دهد. یک عامل تأثیرگذار در عملکرد غیرخطی پایه در بسترهای انعطاف‌پذیر، مشخصات شالوده و در بسترهای صلب، تیر بالای است. با بررسی فاصله متغیر دیوارهای مدل CWP2 مشاهده می‌شود که با شرایط بستر صلب، هرچه دیوارها به یکدیگر نزدیک‌تر شوند، از عملکرد غیرخطی پایه کاسته می‌شود. در افزایش مقاومت فشاری بتن، به دلیل آنکه جابجایی حد جاری شدن و حد نهایی ثابت است و فقط مقادیر برش پایه حد جاری شدن و حد نهایی افزایش می‌یابد (سازه سخت‌تر می‌شود)، نسبت شکل‌پذیری سازه، μ ، ثابت بوده، لیکن به دلیل کاهش زمان تناوب در اثر افزایش سختی، ضریب شکل‌پذیری کاهش می‌یابد. همچنین، با افزایش مقاومت بتن، به دلیل آنکه نیروی برشی پلاستیک و نهایی پایه، به یک نسبت

همان‌طور که اشاره شد، هرگاه در یک ستون، نسبت ارتفاع به بعد بزرگ‌تر ستون، از ۲/۵ کمتر باشد، رفتار ستون می‌تواند از نوع برشی بوده و این رفتار، حاکم بر منحنی تغییر شکل باشد. در این مقاله، رفتار غیرخطی پایه‌دیواری تک و چندپایه پل‌ها مورد بررسی قرار گرفت. بدین منظور با فرض یک طول ثابت، دیوار به چند قسمت تقسیم گردید، با این شرط که اولاً نسبت ۲/۵ رعایت گردد و همچنین این دیوارها در یک بازه مکانی ثابت قرار گیرند. از این‌رو، در ابتدا چهار دیوار به طول ۳ متر، سپس سه دیوار به طول ۴ متر، در حالت سوم دو دیوار به طول ۶ متر و در انتها یک دیوار به طول ۱۲ متر تحت شرایط بستر متفاوت، مورد تحلیل غیرخطی واقع گردیدند. در حالت‌های اول، دوم و سوم، همواره فاصله خارجی دیوار ابتدایی و انتهایی ثابت لحاظ گردید (۲۰ متر). بر مبنای منحنی‌های ظرفیت پایه پل، ضرایب شکل‌پذیری و اضافه مقاومت پایه در هر حالت محاسبه شد. نتایج بیانگر آن است که در کلیه شرایط بستر مورد مطالعه، پایه‌های متشکل از سه و

افزایش می‌یابند، ضریب اضافه مقاومت افزایش یا کاهش نمی‌یابد. بنابراین، با افزایش مقاومت فشاری بتن، از عملکرد غیرخطی پایه کاسته می‌شود. در پایان، انطباق نزدیک نتایج تحلیل غیرخطی مدل CWP1 حاصل از المان shell و المان frame مؤید این موضوع است که با توجه به زمان کوتاه آنالیز، روش تحلیل توسط المان frame، قابل اطمینان بوده و پارامترهای دخیل در آن به‌درستی انتخاب شده است.

۱۲. مراجع

معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس‌جمهور. ۱۳۸۷. "آئین‌نامه طرح پل‌های راه و راه‌آهن در برابر زلزله". نشریه شماره ۴۶۳، جمهوری اسلامی ایران.

- AASHTO. 2007. Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design.
- ACI 318-05. 2005. "Building Code Requirements for Structural Concrete (318-05) and Commentary (318R-05)". American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). 2012. "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications". Customary U.S. units.
- American Society of Civil Engineers. 2013. "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings". ASCE/SEI 41-13.
- Araújo, M., Marques, M. and Delgado, R. 2014. "Multidirectional pushover analysis for seismic assessment of irregular-in-plan bridges". Eng. Struct., 79: 375-389.
- ATC. 1995. "Structural Response Modification Factors". ATC 19, Applied Technology Council, Redwood City.
- ATC. 1996. "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings". Vol. 1, ATC 40, Applied Technology Council, Redwood City.
- Aviram, A., Mackie, K. and Stojadinović, B. 2008. "Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California". Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER 2008/03.
- Bignell, J., LaFave, J. and Hawkins, N. 2006. "Assessment of The Seismic Vulnerability of Wall Pier Supported Highway Bridges on Priority Emergency Routes in Southern Illinois". Research Report FHWA-ICT-07-004, Illinois Center for Transportation.
- Bignell, J., LaFave, J. and Hawkins, N. "Seismic vulnerability assessment of wall pier supported highway bridges using nonlinear pushover analyses". Eng. Struct. 27: 2044-2063.
- CALTRANS. 2004. "Seismic Design Criteria Version 1.3". California Department of Transportation, February.
- Chomchuen, P. and Boonyapinyo, V. 2016. "Incremental dynamic analysis with multi-modes for seismic performance evaluation of RC bridges". Eng. Struct., 132: 29-43.
- CSI. 2010. "SAP2000- Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three Dimensional Structures: Basic Analysis Reference Manual". Computers and Structures, Inc., Berkeley, California.
- Das, B. M. 2010. "Principles of Foundation Engineering". Seventh Edition, Cengage Learning.
- FEMA273. 1997. "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings". Washington, D.C.
- FEMA306. 1998. "Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings". Washington, D.C.
- FHWA. 2006. "Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 1-Bridges". Federal Highway Administration.
- Jukic, A. and Ekfeldt, K. 2012. "Concrete bridge design with FEM: A comparative analysis between 3D shell and 2D frame models". MSc. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Chalmers University of Technology.
- Khanmohammadi, M., Saadatmehr, A. 2010. "Seismic assessment of existing concrete bridges with wall type piers, a case study". Proceedings of the 3rd International Conference on Seismic Retrofitting, 20-22 October, Tabriz, Iran.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R. 1988. "Theoretical stress-strain model for confined concrete". J. Struct. Eng., 114(8): 1804-1825.
- Memari, A., Harris, H., Hamid, A. and Scanlon, A. 2005. "Ductility evaluation for typical existing R/C bridge columns in the eastern USA". Eng. Struct., 27: 203-212.

- 1- Setyowulan, D., Yamao, T., Yamamoto, K. and Hamamoto, T. 2015. "Investigation of seismic response on girder bridges: The effect of displacement restriction and wing wall types. 11th International Conference of the International Institute for Infrastructure Resilience and Reconstruction (I3R2), University of Seoul, 27-29.
- Zhong, Q. 2001. "Assessing the effectiveness of reducing seismic vulnerability by a program of bridge pier wrapping". PhD Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL.