

ارزیابی تأثیر تیرهای پیوند بر عملکرد و پارامترهای لرزه‌ای ساختمان‌های بتن آرمه با سیستم سازه‌ای جعبه‌ای شکل

در بسیاری از مطالعات مربوط به ارزیابی رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های بتن آرمه با سیستم جعبه‌ای، به منظور کاهش زمان و حجم محاسبات، تیرهای پیوند در مدل‌های رایانه‌ای لحاظ نمی‌شوند. به علاوه، علی‌رغم خرابی زود هنگام تیرهای پیوند نسبت به دیوارهای برشی، متأسفانه محدودیت‌های ابعادی، طراحی و اجرای جزئیات‌بندی‌های مناسب برای المان‌های مذکور به عنوان فیوز لرزه‌ای سیستم را با چالش روبرو می‌سازد. مطالعه حاضر ضمن ارائه طرح جایگزینی تیرپیوند بتن آرمه با نوع فولادی تعویض‌پذیر، در چارچوب بحث‌های مربوط به ضریب رفتار، به بررسی تأثیر این المان‌ها بر عملکرد لرزه‌ای سیستم می‌پردازد. براساس مشاهدات، تیرهای پیوند تأثیر بسزایی در افزایش ظرفیت و سختی جانبی سیستم داشته و مدل با حذف آنها نتایج قابل استنادی به دست نمی‌دهد. تیرهای فولادی تعویض‌پذیر، ضمن افزایش بازه قابلیت اعتماد سیستم، تحت سطوح خطر طراحی و بیشینه محتمل بر سطح عملکردی ساختمان‌ها بی‌تأثیرند. نظر به تعویض‌پذیری این المان‌ها، به منظور جبران ضعف‌های موجود، استفاده از آنها پیشنهاد می‌گردد.

واژگان کلیدی: سیستم سازه‌ای جعبه‌ای شکل، تیر پیوند تعویض‌پذیر، تحلیل بار افزون، ضریب رفتار.

وحید محسنیان

مرکز تحقیقات ژئوتکنیک لرزه‌ای و بتن توانمند، گروه مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان، ایران.

پست الکترونیک:
mohsenian.vahid@gmail.com

علیرضا مرتضایی*

دانشیار، مرکز تحقیقات ژئوتکنیک لرزه‌ای و بتن توانمند، گروه مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان، ایران.

پست الکترونیک:
a.mortezaei@semnaniau.ac.ir

۱- مقدمه

موجود، نخستین قسمت‌های آسیب‌پذیر در ساختمان باشند که به لحاظ همبسته کردن دیوارها، تأثیر بسزایی نیز در افزایش سختی و مقاومت جانبی ساختمان خواهند داشت.

در سیستم باربر جانبی دیوار برشی همبسته با تیرهای پیوند، دو یا چند دیوار برشی مجزا با کمک تیرهایی به یکدیگر متصل شده و به صورت یکپارچه عمل می‌کنند. در چنین شرایطی، تیرهای پیوند بین دیوارها اولین قسمت‌های آسیب‌پذیر مجموعه هستند که به هنگام بارگذاری‌های جانبی، با ورود به محدوده غیرخطی قبل از دیوارها، نقش مهمی در اتلاف انرژی ورودی به ساختمان ایفا می‌کنند [۱]. مطابق شکل ۱، در سیستم سازه‌ای جعبه‌ای شکل نیز انتظار می‌رود تیرهای پیوند بتن آرمه



شکل ۱- تیرهای پیوند در وجه پیرامونی یک ساختمان با سیستم سازه‌ای جعبه‌ای شکل

* نویسنده مسئول

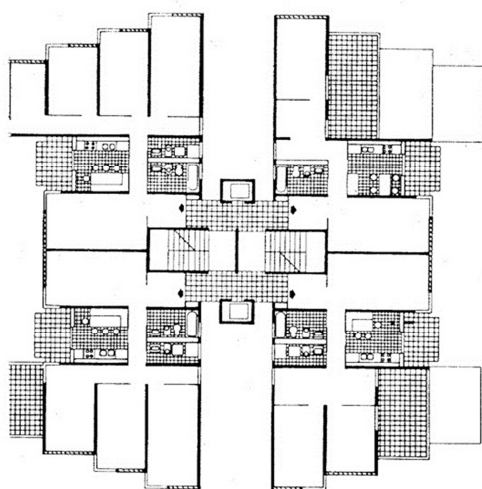
تاریخ: دریافت ۱۳۹۶/۱۲/۰۵، پذیرش ۱۳۹۷/۰۱/۲۹.

(DOI): 10.22091/cer.2018.2949.1108 شناسه دیجیتال

زمان طولانی و حجم بالای تحلیل‌های غیرخطی نیز از دیگر چالش‌های موجود است که در ساختمان‌های بلند و گسترده از نظر پلان، مهندسان برای گذر از آن، معمولاً از مدل‌سازی تیرهای پیوند صرف‌نظر می‌کنند [۵]. اکثر مطالعات انجام شده روی سیستم سازه‌ای جعبه‌ای شکل محدود به تعیین روابطی جهت تخمین زمان تناوب در آنها بوده و در واقع مطالعات مربوط به ارزیابی عملکرد و پارامترهای لرزه‌ای سیستم و عوامل مؤثر بر ارتقای آن محدود است. در مطالعه حاضر، ضمن بررسی تأثیر تیرهای پیوند بر عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بتن‌آرمه با سیستم سازه‌ای جعبه‌ای شکل، طرح پیشنهادی جایگزینی تیر پیوند بتن‌آرمه با نوع فولادی تعویض‌پذیر نیز مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. به علاوه، ضریب رفتار سیستم با رویکردی متفاوت و با توجه به تقاضای لرزه‌ای و سطح عملکردی مورد انتظار در ساختمان تعیین خواهد شد.

۲- مشخصات مدل‌های مورد بررسی

برای این مطالعه، از پلانی منظم و متقارن با سیستم سازه‌ای جعبه‌ای شکل مطابق شکل ۲ استفاده شد. خط‌چین‌های داخل پلان معرف تیرهای بتن‌آرمه بالای بازشوهاست که طول (L_{PI}) و ارتفاعشان (h) به ترتیب ۱ و ۰/۷ متر است.



شکل ۲- پلان ساختمان‌های مورد مطالعه با سیستم سازه‌ای جعبه‌ای شکل

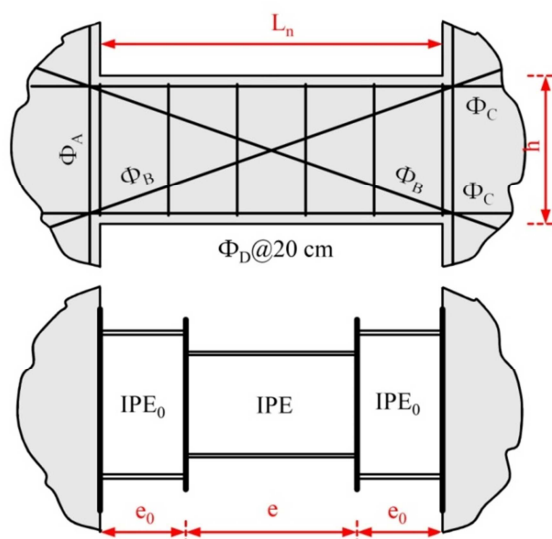
ژائو^۱ و همکاران، ضمن مطالعاتی تجربی به بررسی تأثیر ابعاد هندسی و درصد میلگردهای برشی تیرهای پیوند بتن‌آرمه بر مکانیزم شکست آنها پرداخته‌اند. در این مطالعات مشخص شده است که رفتار تیرهای پیوند بتن‌آرمه با نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع مقطع کمتر از ۲ به صورت برشی بوده و مشابه تیرهای عمیق است. به علاوه، در نمونه‌های با درصد میلگرد برشی کم، گسیختگی به صورت برشی-کششی و در نمونه‌های با درصد میلگرد برشی بالا نیز گسیختگی ترد از نوع لغزشی-برشی گزارش شده است [۲]. با استناد به نتایج این مطالعات، نظر به طول دهانه آزاد و ارتفاع مقاطع پیوندهای بتن‌آرمه در سیستم سازه‌ای جعبه‌ای شکل (غالباً کمتر از ۲)، برای این المان‌ها شکست از نوع برشی و ترد پیش‌بینی می‌شود.

مطالعات پائولی و بینی^۲، نشان داد که استفاده از میلگردهای قطری در تیرهای پیوند بتن‌آرمه منجر به رفتاری شکل‌پذیرتر و به دنبال آن قابلیت جذب و استهلاک انرژی بالاتری خواهد شد. معمولاً عملکرد مناسب تیرهای پیوند بتن‌آرمه مستلزم استفاده از میلگردهای قطری و ارائه جزئیات اجرایی دقیق است [۳]. ضوابط ویژه در ناحیه اتصال به دیوار برشی و همچنین ضرورت وجود میلگردهای مترکم عرضی (خاموت‌ها) در امتداد میلگردهای طولی و قطری از جمله چالش‌های اجرایی این قبیل تیرهای پیوند است که در اکثر مواقع منجر به طراحی المان‌هایی با مقاطعی عمیق می‌گردد. با توجه به طول و ابعاد مقطع تیرهای پیوند در سیستم اجرایی قالب‌تولنی، تعبیه میلگردهای برشی قطری در آنها عملاً دشوار بوده و در اکثر مواقع ضمن اجرا از این تسلیح صرف نظر می‌شود. با این اوصاف، انتظار رفتاری شکل‌پذیر از این المان‌ها به عنوان فیوز لرزه‌بر دور از واقعیت و نامعقول است [۴].

¹- Zhao

²-Paulay and Binney

در دیوارها توسط المان سومی که ضعیفتر از آنهاست و به‌عنوان فیوز عمل می‌کند، به یکدیگر متصل می‌شوند [۱۰]. با این جزئیات، پس از زلزله، فیوز خسارت دیده بدون نیاز به تعمیر بخش‌های دیگر قابلیت تعویض خواهد داشت. جهت حصول اطمینان از تمرکز خرابی‌ها در فیوز، مقاطع کناری طوری طراحی می‌شوند که تحت بارگذاری، الاستیک باقی می‌مانند. بدین منظور، ظرفیت برشی فیوز از نیاز برش در آن کمتر در نظر گرفته شده و برای مقاطع بیرونی نیز ظرفیت برشی به اندازه کافی بزرگتر از فیوز تأمین می‌شود.



شکل ۳- نمونه جزئیات اجرایی پیوندهای بتن آرمه و فولادی

جهت طراحی تیرهای پیوند فولادی، از ضوابط مربوط به مهاربندی‌های واگرا استفاده شده است [۱۱]. مقاومت برشی طراحی تیر پیوند مساوی $\Phi_V \cdot V_n$ لحاظ می‌شود که در آن، Φ_V ضریب کاهش مقاومت و برابر ۰/۹ است. این عبارت در نهایت با نیاز برشی تیر پیوند در سطح خطر طراحی آیین‌نامه (V) مقایسه می‌شود (شکل ۴). مقدار V_n مطابق رابطه (۱) کوچکترین مقدار محاسبه شده براساس حالات حدی تسلیم برشی و تسلیم خمشی در نظر گرفته می‌شود.

$$V_n = \min \left\{ \frac{2 \cdot M_p}{e}, V_p \right\} \quad (1)$$

با توجه به ارتفاع ساختمان‌های جعبه‌ای شکل اجرا شده در ایران، به منظور بررسی اثر ارتفاع بر رفتار، ساختمان‌هایی با پلان مذکور و تعداد طبقات ۴ و ۸ مدل شد. کاربری ساختمان‌ها مسکونی و موقعیتشان در پهنه با لرزه‌خیزی بسیار زیاد فرض شده است. ارتفاع طبقات ۳ متر و خاک منطقه براساس طبقه‌بندی آیین‌نامه زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰) [۶]، تیپ ۲ در نظر گرفته شده است.

ساختمان‌های مورد مطالعه ابتدا براساس آیین‌نامه بتن آمریکا و با استفاده از نرم افزار ایتبس^۳ ورژن ۱۵،۲،۲ طراحی شده و تمامی الزامات طراحی ارائه شده توسط مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن در آن نیز رعایت شده است [۷، ۸ و ۹]. مقدار ضریب رفتار برای طراحی اولیه ساختمان‌ها، براساس مقدار معمول که توسط طراحان برای این سیستم استفاده می‌شود، ۵ انتخاب شده است. در مدل‌سازی نیز برای دال‌ها و دیوارها رفتار پوسته (اثر همزمان تغییرشکل‌های درون و برون صفحه) در نظر گرفته شده است. در نهایت ضخامت کلیه دیوارها ۲۰ سانتی‌متر لحاظ شده و جهت تسلیحشان، از میلگرد آجدار نمره ۸ به فاصله هر ۲۰ سانتی‌متر در دو راستای قائم و طولی دیوار به صورت دو لایه، استفاده گردید (تنها میلگردهای قائم دیوارها در چهار طبقه اول از ساختمان بلندتر، نمره ۱۲ هستند). ضخامت دال‌ها ۱۵ سانتی‌متر است و در طراحی اعضای سازه‌ای، مقاومت فشاری مشخصه بتن مصرفی ۲۵ مگاپاسکال و مقاومت تسلیم میلگردهای مصرفی نیز ۴۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شد. مطابق شکل ۳، در شرایطی که تیرهای پیوند بین دیوارها بتن‌آرمه بود، به منظور تأمین شکل‌پذیری و افزایش مقاومت برشی، میلگردهای قطری نیز طراحی شده است [۱]. برای حالت فولادی، تیر پیوند از سه المان مجزا تشکیل شده که در آن، دو المان کناری مهار شده

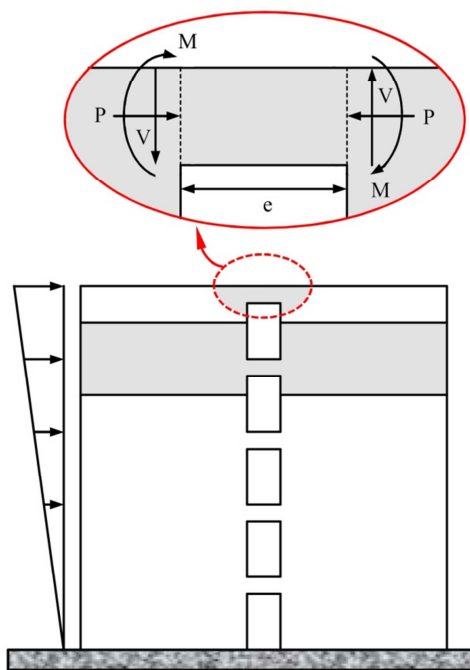
^۳- ETABS

لنگر و برش پلاستیک مقطع به شرح روابط (۳) و (۴) محاسبه می‌شود. در این روابط، منظور از Z و A_w به ترتیب، اساس مقطع پلاستیک و مساحت جان تیر پیوند (بدون لحاظ نمودن ضخامت بال‌ها) است.

$$M_p = Z \cdot \sigma_y \quad (۳)$$

$$V_p = 0.6(\sigma_y \cdot A_w) \quad (۴)$$

شایان ذکر است، در این مطالعه، جهت حصول اطمینان از تسلیم فیوز در برش و رسیدن به قابلیت بالای جذب انرژی در آنها، طول فیوز (e) ۵۰ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است (شکل ۳) [۱۲-۱۴].



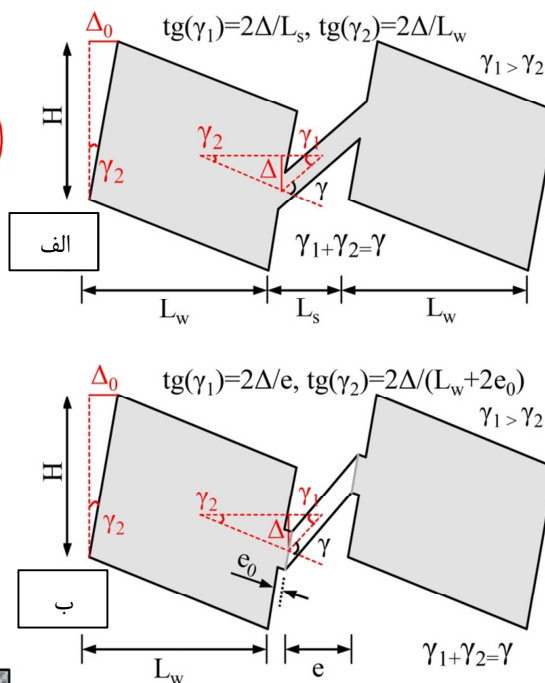
شکل ۴- تلاش‌های داخلی و تغییر شکل (الف) تیرهای پیوند بتنی یکپارچه و (ب) فولادی تعویض‌پذیر

ساختمان و مسکن در تأمین درصد دیوارها در پلان و به دنبال آن انتخاب ضخامت مناسب برای این المان‌ها، منجر به حاکم شدن حداقل ضوابط آیین‌نامه طراحی برای برش در مقاطع المان‌ها شده است. بر این اساس، برش به عنوان پارامتر کنترل شونده توسط تغییرشکل در اکثر دیوارها و تمام تیرهای رابط میانشان لحاظ گردید. بدین ترتیب برای دیوارها (جز دیوارهای یک متری واقع در محوره‌های ۲ و ۳ که به صورت خمش-کنترل در نظر گرفته شده‌اند)

در رابطه فوق، منظور از M_p و V_p به ترتیب لنگر و برش پلاستیک مقطع فیوز است که برای محاسبه آنها لازم است نسبت (P/P_c) از قبل مشخص باشد. مطابق شکل ۴، مقاومت محوری مورد نیاز تیر پیوند تحت سطح خطر طراحی آیین‌نامه است. P_c نیز مقاومت تسلیم محوری مقطع است که مطابق رابطه (۲) محاسبه می‌شود:

$$P_c = A_g \cdot \sigma_y \quad (۲)$$

منظور از A_g و σ_y به ترتیب سطح مقطع تیر پیوند و تنش تسلیم فولاد نرمه (ST37) با تنش تسلیم ۲۴۰۰ و مدول ارتجاعی $۱۰^۶ \times ۲/۱$ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع) می‌باشد. هرگاه حاصل P/P_c کمتر از ۰/۱۵ باشد، مقادیر



۳- مدل‌سازی رفتار غیرخطی، تعیین

پارامترهای مقاومتی و تغییرشکلی المان‌ها

برای مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی سازه‌های مورد مطالعه از نرم افزار PERFRM-3D (V: 6.0.0) استفاده شد [۱۵]. اکثر دیوارهای موجود در پلان ساختمان‌های مورد مطالعه طویل بوده و تلاش برای برآورده کردن حداقل‌های گزارش ابلاغی مرکز تحقیقات

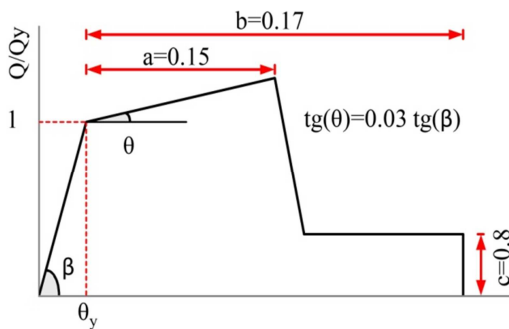
بتنی یکپارچه و فولادی تعویض‌پذیر مطابق روابط (۵) و (۶) به یکدیگر وابسته می‌شوند.

$$\gamma = \gamma_2 \left(1 + \frac{L_w}{L_s}\right) \quad (5)$$

$$\gamma = \gamma_2 \left(1 + \frac{L_w + 2e_0}{e}\right) \quad (6)$$

همان‌گونه که ملاحظه می‌گردد، نیاز لرزه‌ای در تیرهای پیوند همواره بیشتر از دیوارهاست. به علاوه، مشخص است که برای تیرپیوند فولادی (شکل ۴-ب)، نیاز لرزه‌ای در فیوز نسبت به دیوار قابل توجه خواهد بود. این عامل، امکان تسلیم فیوز قبل از شروع خرابی در دیوار را تضمین خواهد کرد.

در ساختمان با تیر پیوند فولادی، المان‌های کناری به صورت الاستیک در مدل وارد می‌شود و به منظور مدل‌سازی و کنترل معیارهای پذیرش فیوز در محدوده غیرخطی نیز از رابطه کلی بار-تغییرشکل تعمیم یافته مطابق شکل ۵ استفاده شده است.



شکل ۵- منحنی نیرو-تغییرشکل تعمیم یافته برای اجزا و اعضای فولادی [۱۶]

برای فیوزها اگرچه نسبت (P/P_c) کمتر از 0.15 بود اما پس از محاسبه مقادیر ظرفیت‌های برشی و خمشی مورد انتظار تیر پیوند (M_{CE}, V_{CE}) مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰) [۱۶]، نسبت $1.6M_{CE}/V_{CE}$ نیز با طول در نظر گرفته شده برای آن (e) کنترل شد. بررسی‌ها نشان داد که تسلیم فیوز قطعاً در برش خواهد بود $(e \leq (1.6M_{CE}/V_{CE}))$. به این ترتیب، در شکل ۵، مقاومت مورد انتظار تیر پیوند

و تیرهای رابط، رفتار برشی غیرخطی و رفتار خمشی خطی تعریف شد [۵].

معیارهایی که برای بیان شکل‌پذیری المان‌های ساختمان به کار می‌روند، بسته به رفتار آنها متفاوت است. برای دیوارها و تیرهای برش-کنترل که شکل‌پذیری از طریق گسیختگی برشی ایجاد می‌شود، مطابق شکل ۴، به ترتیب تغییرمکان جانبی نسبی و چرخش وتری به عنوان معیار انتخاب می‌گردد [۱۶]. در این مطالعه، برای مدل‌سازی رفتار برشی غیرخطی المان‌ها، مطابق توصیه‌های ASCE41-13 و دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰)، مقاومت برشی اسمی مقطع المان را به عنوان مقاومت نهایی در نظر گرفته شده است [۱۶ و ۱۷]. لازم به ذکر است، با توجه به نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع مقطع $(L_n/h) < 2$ ، جهت برآورد مقاومت برشی اسمی تیرهای رابط بتن‌آرمه، از روابط مربوط به تیرهای عمیق استفاده شده است [۲]. سایر پارامترهای لازم برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی دیوارها و تیرهای پیوند بتنی، از رابطه کلی بار-تغییرمکان و جدول مربوط به روش‌های مدل‌سازی و کنترل معیارهای پذیرش برای اعضای کنترل شونده با برش برداشت شده است [۱۶].

برای دیوارهای خمش-کنترل، به منظور رسیدن به سطح دقیق‌تری از رفتار غیرخطی که در آن رابطه تنش- کرنش مصالح مصرفی رفتار غیرخطی را طلب می‌کند، از المان‌های «رشته‌ای» استفاده شده است. بدین ترتیب، برای این المان‌ها، رفتار خمشی غیرخطی و رفتار برشی خطی تعریف شد (عکس حالت برش-کنترل). در شکل ۴، دوران تیرهای پیوند فولادی و بتنی بین دیوارهای برشی متقارن با فرض حاکمیت رفتار برشی در آنها به تصویر کشیده شده است. در این شکل، منظور از پارامترهای γ و γ_2 به ترتیب تغییرمکان جانبی نسبی در دیوار و دوران در تیر پیوند است که در هر دو حالت

صرف‌نظر از لغزش میلگردها در بتن، از دیگر فرضیات این تحقیق می‌باشند.

۴- بررسی فرکانس‌های طبیعی در مدل‌ها

مقادیر بارهای مرده و زنده اعمال شده در مدل‌سازی این مرحله، عیناً همان مقادیر در نظر گرفته شده برای مرحله طراحی اولیه ساختمان‌ها بوده و در ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی نیز، مطابق رابطه (۱۱)، حد بالای اثرات بار ثقلی لحاظ شده است.

$$Q_G = 1.1[Q_D + Q_L] \quad (11)$$

در این رابطه، Q_D بار مرده و Q_L بار زنده مؤثر است. بررسی درصد دیوارها در پلان مشخص می‌سازد که سختی و سطح مقاومت در جهت طولی پلان (x) بیشتر از جهت عرضی آن (y) است. با توجه به جدول ۱، کنترل ترتیب مودهای انتقالی ساختمان‌ها نیز بر این مورد صحه می‌گذارد. بر این اساس، رفتار ساختمان‌های مورد مطالعه، تنها در جهت عرضی پلان (y) مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج تحلیل مقادیر ویژه نشان می‌دهد که استفاده از تیرپیوند فولادی و افزایش ارتفاع، بر ترتیب سه مود اول نوسانی ساختمان‌ها تأثیری نداشته و تنها سبب افزایش زمان تناوب در آنها می‌گردد. ضمن اینکه، مود اول برای هر دو ساختمان فاقد مؤلفه انتقالی بوده و کاملاً پیچشی است. ملاحظه می‌شود که در هر دو ساختمان، استفاده از تیر پیوند فولادی سبب کاهش میزان مشارکت جرم سازه در مودهای انتقالی در هر دو راستای طولی و عرضی پلان می‌گردد.

(VCE) به صورت $0.55F_y e . A_w$ محاسبه شد و پارامترهای a, b و c نیز متناسب با این حالت از تسلیم برداشت شده‌اند.

جهت محاسبه زاویه چرخش تیر پیوند در حد تسلیم (θ_y) از رابطه (۷) استفاده می‌شود که در آن k_e سختی تیر پیوند است و خود مطابق رابطه (۸) استخراج می‌گردد.

$$\theta_y = \frac{VCE}{k_e . e} \quad (7)$$

$$k_e = \frac{k_s . k_b}{k_s + k_b} \quad (8)$$

$$k_s = \frac{G . A_w}{e} \quad (9)$$

$$k_b = \frac{12E . I_b}{e^3} \quad (10)$$

k_b و k_s به ترتیب سختی‌های برشی و خمشی تیر پیوند هستند. منظور از پارامترهای E ، I_b و G در روابط اخیر نیز ممان اینرسی مقطع، مدول ارتجاعی و مدول برشی مصالح فیوز می‌باشند.

مدل‌سازی دیوارها و تیرهای رابط بتنی میان آنها در نرم‌افزار، با کمک المان «دیوار برشی» انجام شده و برای تیرهای پیوند فولادی نیز از المان «تیر با مفصل برشی» استفاده شده است. رفتار برون صفحه الاستیک برای دیوارها، دیافراگم صلب برای سقف‌ها، اتصالات گیردار پای دیوارها و بخش‌های انتهایی تیر پیوند به دیوار، رفتار الاستیک برای بخش‌های انتهایی تیر پیوند و

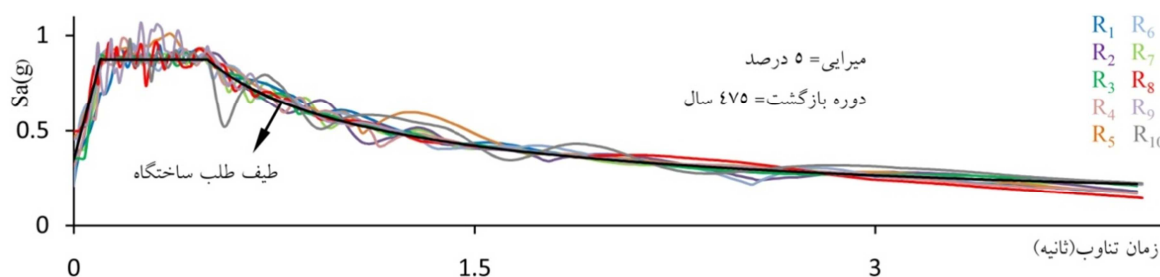
جدول ۱- ضرایب جرم مؤثر انتقالی (M) و زمان تناوب (T) مودهای نوسانی

مدل بدون تیر پیوند		مدل با تیر پیوند فولادی		مدل با تیر پیوند بتنی		(T) ← (ثانیه)	(M) ← (٪)
۱۰ طبقه	۵ طبقه	۱۰ طبقه	۵ طبقه	۱۰ طبقه	۵ طبقه	ساختمان‌ها ←	
۱/۰۵۶	۰/۲۹۶	۰/۸۴۴۳	۰/۲۶۶۴	۰/۷۴۸۵	۰/۲۲۳۵	T ₁	مود اول
صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	صفر	M ₁	(پیچشی)
۱/۰۴۶	۰/۲۸۸۱	۰/۵۸۳۹	۰/۲۳۳۵	۰/۴۴۵۳	۰/۱۳۹۷	T ₂	مود دوم
۶۴/۹۴	۶۹/۴۷	۷۰/۶۱	۷۱/۹۵	۷۵/۴۱	۷۹/۶	M ₂	(انتقالی راستای عرضی)
۰/۷۳۷۸	۰/۲۰۵۹	۰/۵۲۷۳	۰/۱۷۶۵	۰/۳۱۸۷	۰/۱۳۴۲	T ₃	مود دوم
۶۵/۲۰	۷۰/۱۴	۶۷/۷۴	۷۲/۰۵	۶۷/۳۵	۷۴/۰۲	M ₃	(انتقالی راستای طولی)

۵- تحلیل بار افزون

الگوی توزیع بار جانبی در تحلیل استاتیکی غیرخطی، توزیع مودال در نظر گرفته شده است. این توزیع متناسب با مودهای مؤثر در جهت نظر (راستای عرضی پلان) است و تعداد مودهای ارتعاشی در این راستا چنان انتخاب شده که حداقل ۹۰ درصد جرم ساختمان در تحلیل مشارکت می‌کند [۱۸]. تغییر مکان هدف ساختمان با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی و از میانگین‌گیری بیشترین تغییر مکان مرکز جرم بام ساختمان، تحت

نگاشت‌های مصنوعی منطبق بر طیف طرح طلب منطقه به‌دست آمده است. برای این منظور، ۱۰ نگاشت زلزله به صورت مصنوعی و براساس تبدیل موجک از روی طیف طلب منطقه که براساس آیین‌نامه زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰) [۶]، برای خاک تیپ ۲ و دوره بازگشت ۴۷۵ سال تنظیم شده است (شکل ۶)، استخراج شد. حداکثر شتاب در این نگاشت‌ها، به شتاب زلزله طرح آیین‌نامه (۰/۳۵ g) نزدیک است [۱۹]. لازم به ذکر است، جهت تولید این نگاشت‌ها از مؤلفه اصلی زلزله‌های معرفی شده در جدول ۲ استفاده شده است.



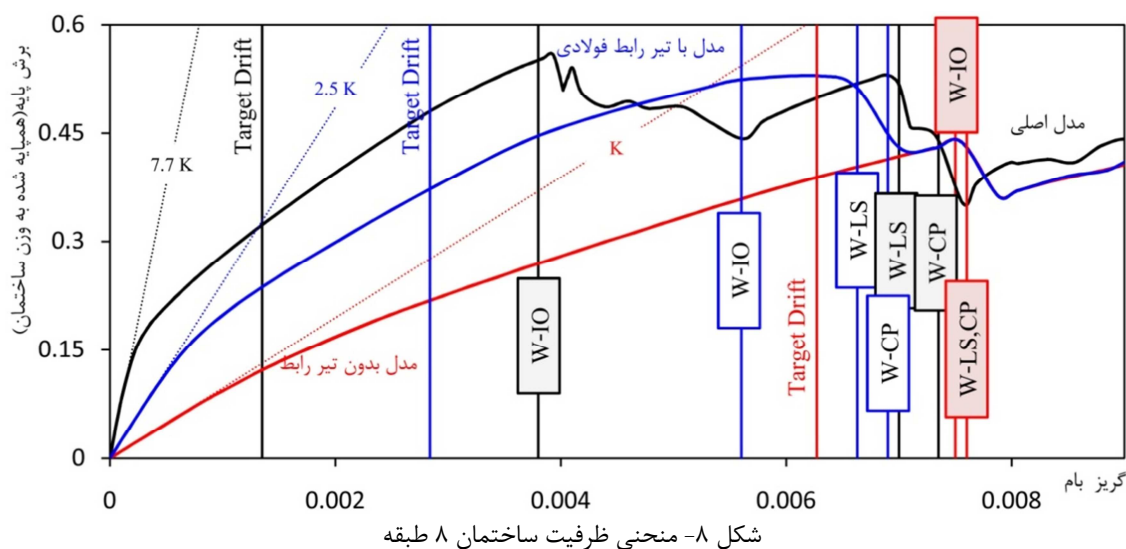
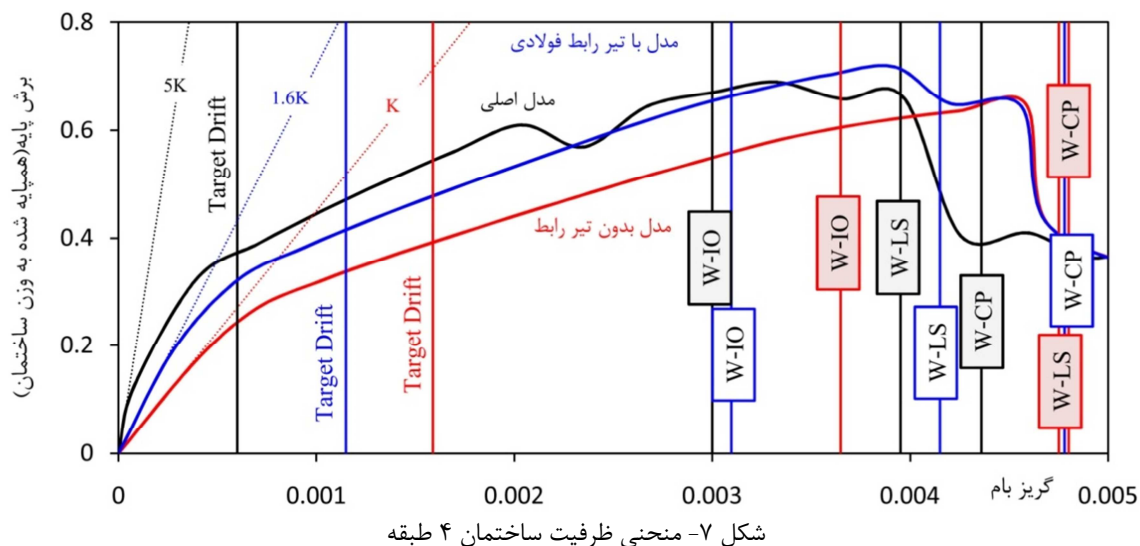
شکل ۶- مقایسه شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی (R_i) با طیف طلب منطقه

جدول ۲- زلزله‌های انتخابی جهت تولید نگاشت‌های مصنوعی و انجام تحلیل دینامیکی افزایشی

PGA(g)	M_s	مؤلفه	R^a (km)	ایستگاه ثبت نگاشت	نام و سال وقوع
۰/۱۷۸۲	۷/۱	۹۰	۴۱/۹۷	Eureka – Myrtle & West	Cape Mendocino, 1992
۰/۲۴۵۵	۶/۷	۱۸۰	۲۳/۰۷	Hollywood – Willoughby Ave	Northridge, 1994
۰/۰۶۲۹	۶/۷	۹۰	۳۱/۶۹	Lake Hughes #4B - Camp Mend	Northridge, 1994
۰/۱۱۶۱	۷/۱	۰	۱۹/۹۵	Fortuna – Fortuna Blvd	Cape Mendocino, 1992
۰/۲۴۵۱	۶/۷	۲۵۲	۱۹/۷۴	Big Tujunga, Angeles Nat F	Northridge, 1994
۰/۱۳۵۲	۷/۴	۹۰	۳۴/۸۶	Barstow	Landers, 1992
۰/۱۱۰۳	۶/۶	۹۰	۲۵/۴۷	Pasadena – CIT Athenaeum	San Fernando, 1971
۰/۳۳۶۸	۷/۱	۹۰	۱۱/۶۶	Hector	Hector Mine, 1999
۰/۲۱۸۸	۷/۵	صفر	۵۳/۷	Arcelik	Kocaeli (Turkey), 1999
۰/۴۱۶۹	۶/۵	صفر	۱۵/۸۲	Tolmezzo	Friuli(Italy), 1976

تیرهای رابط بر سختی و مقاومت جانبی ساختمان‌ها، تحلیل بار افزون در حالتی که این المان‌ها از ساختمان حذف شده‌اند نیز انجام و منحنی ظرفیت حاصل برداشت شده است. در شکل‌های ۷ و ۸ مقادیر گریز متناظر با حالات حدی نامبرده به همراه گریزهای متناظر با زلزله طرح (Target Drift)، روی منحنی ظرفیت حاصل از تحلیل بار افزون نمایش داده شده است.

در ادامه، به مشاهده خرابی ساختمان‌های مورد مطالعه تحت تحلیل بار افزون پرداخته و در هر دو حالت فولادی و بتن‌آرمه برای تیر پیوند، نسبت جابجایی مرکز جرم بام به ارتفاع ساختمان درست زمانی که اولین دیوارها (W) به سطوح عملکردی استفاده‌بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) رسیدند، تعیین شد. در این بخش، به منظور بررسی تأثیر



مدل‌سازی ساختمان‌های جعبه‌ای شکل تأثیر تیرهای پیوند بر رفتار قابل چشم‌پوشی نیست و حذف تیرهای رابط از مدل منجر به نتایج مطلوبی نخواهد شد. در مقایسه با ساختمان‌های با تیر پیوند بتن‌آرمه، اگرچه ساختمان‌ها با تیرهای پیوند فولادی از سختی و مقاومت جانبی کمتری برخوردارند اما، افت مقاومت ناشی از تمرکز خرابی در موقعیت‌های خاص در منحنی ظرفیتشان مشاهده نمی‌شود. با توجه به صلبیت قابل‌ملاحظه سیستم جعبه‌ای شکل، افت‌های ناگهانی مقاومت و خرابی‌های پی در پی می‌تواند منجر به رفتارهای غیرشکل‌پذیر و آسیب‌های غیرسازه‌ای گردد که حاصل آن افزایش خسارت‌های ساختمان حین زلزله و بالتبع افزایش هزینه‌های مربوط به جبران آنها خواهد بود. همانگونه که

ضمن تحلیل بار افزون معلوم شد، در ساختمان‌های مورد مطالعه، خرابی دیوارهای واقع در محورهای ۲ و ۳ پلان (شکل ۲)، زودتر از سایر دیوارها آغاز می‌گردد. علت این امر درصد نسبی بیشتر دیوارها در این قسمت از پلان است. نیاز لرزه‌ای به مراتب بیشتر تیرهای رابط نسبت به دیوارهای برشی، منجر به خرابی زود هنگام این المان‌ها نسبت به دیوارها می‌گردد. مقایسه منحنی ظرفیت ساختمان‌ها در دو حالت حضور تیرهای رابط (اعم از فولادی و بتن‌آرمه) و حذف آنها، نشان‌دهنده تأثیر قابل‌ملاحظه این المان‌ها بر سختی و مقاومت جانبی ساختمان می‌باشد. علت این امر، که بخصوص در ساختمان بلندتر مشهودتر است را می‌توان به کوبه شدن دیوارها توسط تیرهای رابط نسبت داد. به این ترتیب، در

معرفی $RCode$ در آیین‌نامه‌ها آن است که میزان نیاز شکل‌پذیری، در تعیین آن دخالت داده نشده است. در آیین‌نامه زلزله ایران، مقادیر $RCode$ به صورت مستقل از زمان تناوب و تنها براساس سیستم سازه‌ای و نوع مصالح ارائه می‌گردد. از آنجایی که سیستم سازه‌ای جعبه‌ای شکل یک سیستم نوین است و اطلاعات زیادی در ارتباط با عملکرد آن در زلزله‌های گذشته موجود نیست، در حال حاضر به عنوان زیرمجموعه‌ای از «سیستم دیوار باربر بتن مسلح» فرض می‌شود [۹]. در این مطالعه، ضریب رفتار استفاده شده برای طراحی اولیه ساختمان‌ها، از مقدار پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ [۶] برای سیستم دیوار باربر بتن مسلح با شکل‌پذیری زیاد برابر ۵ استفاده شده است.

۶-۲- ضریب R_{Demand} بر پایه طلب (جابجایی) / شکل‌پذیری

مقدار ضریب رفتار طلب یک ساختمان به سطح لرزه‌خیزی منطقه و مشخصات فیزیکی و هندسی ساختمان وابسته است. نتایج مطالعات محققین نشان می‌دهد که بزرگای زلزله و عمق کانونی تأثیر زیادی بر ضریب R_{Demand} ندارند و پارامترهایی چون شکل‌پذیری، میزان جذب انرژی، زمان تناوب ساختمان، اضافه مقاومت، نامعینی، تعدد درجات آزادی و جنس خاک محل تأثیر بیشتری بر محاسبه آن دارند [۲۴]. ضریب رفتار طلب در این مطالعه مستقیماً از سیستم واقعی چند درجه آزادی براساس رابطه (۱۲) استخراج شده است.

$$R_{Demand} = R_{\mu}^{MDOF} \cdot \Omega_s \cdot R_d \quad (12)$$

در رابطه اخیر، R_{μ}^{MDOF} ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری و انرژی مستهلک شده ناشی از رفتار پسماند است. Ω_s ، ضریب ناشی از اضافه مقاومت در ساختمان است که اثر بازپخش کنش‌ها به علت نامعینی ساختمان را نیز به صورت ضمنی در نظر می‌گیرد. R_d ، ضریب ناشی از تنش مجاز نامیده می‌شود. از آنجایی که در سطح

ملاحظه می‌گردد، استفاده از تیر پیوند فولادی سبب تغییر در سطح عملکردی دیوارها به ازای شدت متناظر با زلزله طرح نمی‌گردد. در این سطح از شدت، دیوارها در مدل‌های مورد مطالعه، به سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO) پاسخ می‌دهند. گریز بام ساختمان‌ها در این سطح خطر، به مراتب کمتر از گریز لازم برای رسیدن دیوارها به سطح عملکردی نامبرده است. اشکال ۷ و ۸ به خوبی نشان‌دهنده قرابت منحنی‌های ظرفیت ساختمان، در دو حالت بدون حضور تیرهای رابط و با حضور آنها (اعم از فولادی و بتن‌آرمه)، بعد از رسیدن تعداد کثیری از تیرهای رابط بین دیوارهای سازه به سطح عملکردی آستانه خرابی براساس معیارهای خرابی موجود می‌باشند [۲۰]. همچنین دو منحنی در سطح عملکردی آستانه خرابی برحسب معیار خرابی دیوار برشی، یک سطح از مقاومت را نشان می‌دهند. این دو مشاهده دلیل مناسبی از صحت مدل‌سازی است.

۶-۶ برآورد ضریب رفتار سیستم

در ادبیات فنی برآورد ضریب رفتار، با سه مفهوم این ضریب بر پایه طراحی (نیروی یا آیین‌نامه‌ای)، طلب (جابجایی/شکل‌پذیری) و موجود (ظرفیت) تعریف شده است [۲۱ و ۲۲]. جهت جلوگیری از اشتباه در کاربرد آنها لازم است، این سه مفهوم به صورت مجزا تبیین و معرفی شوند.

۶-۱- ضریب $RCode$ بر پایه طراحی (آیین‌نامه‌ای)

ضریب رفتار توصیف شده در آیین‌نامه‌ها اساساً بر پایه مشاهدات عملکرد سیستم‌های ساختمانی مختلف در برابر زلزله‌های قوی گذشته ارائه شده و مبتنی بر قضاوت‌های مهندسی است. محققین بسیاری در ارتباط با عدم مستدل بودن $RCode$ مطالعات فراوانی انجام داده‌اند و معتقدند که تخمین دقیق‌تر ضریب نامبرده، می‌تواند سبب قابلیت اطمینان بیشتر روش‌ها و ضوابط آیین‌نامه‌ای گردد [۲۳]. علت اصلی انتخاب نام «روش نیرویی» جهت

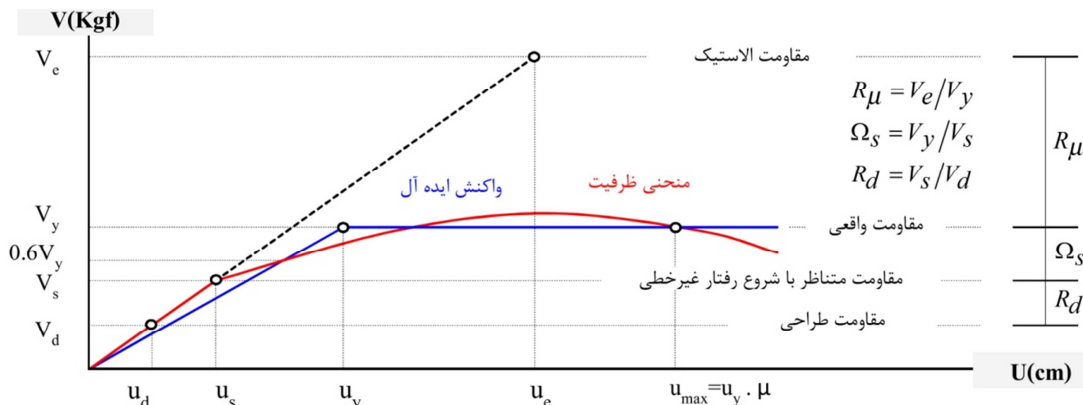
۳-۶- ضریب R_{Supply} بر پایه مقاومت موجود (ظرفیت)

ضریب R_{Supply} ، به میزان ظرفیت ساختمان در تحمل تغییر شکل‌های غیرخطی و سطوح عملکردی تعریف شده وابسته است. طراحی ساختمان‌ها می‌تواند براساس همان روش نیرویی و انتخاب ضریب کاهش مقاومت با فرض خرابی مشخصی تحت سطح زلزله طراحی پیش فرض باشد و این همان ایده عملکردی است که در حال حاضر جهت بررسی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های موجود در مدارک آسیب‌پذیری لرزه‌ای استفاده می‌شود [۲۳]. الگوریتم مورد استفاده برای استخراج ضریب رفتار ظرفیت ساختمان‌ها، از روش آمریکایی و براساس مقاومت جانبی آنها، بدین شرح است [۲۴]:

برای نگاشت‌های منتسب به ساختمان‌ها، تحلیل دینامیکی افزایشی بر روی ساختمان با رفتار غیرخطی انجام شده و ضرایب PGA خرابی مورد نظر (در این تحقیق رسیدن به گریز نظیر بیشینه مقاومت - تقریباً معادل رسیدن اولین دیوار به سطح عملکرد ایمنی جانی) برداشت می‌شود. در ادامه، ساختمان تحت PGAهای خرابی گام قبل، تحلیل دینامیکی خطی شده و میانگین مقادیر برش پایه حاصل محاسبه می‌گردد (V_e). در گام دیگر، ساختمان با الگوی توزیع بار جانبی مودال تحت تحلیل بار افزون قرار گرفته و منحنی ظرفیت حاصل استخراج می‌شود. با در نظر گرفتن تغییر مکان هدف متناظر به سطوح خرابی در نظر گرفته شده در قدم اول، منحنی ظرفیت را براساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای [۱۶] دوخطی نموده و در نهایت، برش تسلیم معادل ساختمان (V_y)، برداشت می‌شود. از این گام به بعد، مراحل و روابط محاسبه ضریب مذکور همان است که برای محاسبه ضریب رفتار طلب استفاده شد، لذا از تکرار آنها خودداری می‌شود. در جداول ۳ و ۴ مراحل و پارامترهای نامبرده برای محاسبه ضریب رفتار ظرفیت ساختمان‌های مورد مطالعه نیز ارائه شده است.

طراحی به روش تنش مجاز یا مقاومت نهایی، بارها و مقاومت مصالح در جهت اطمینان در ضرایبی ضرب می‌شوند، لازم است جهت کاهش نیروها به سطح مقاومت طراحی از این ضریب کاهش استفاده شود. در ادامه، سلسله مراتب استخراج این ضریب تشریح می‌گردد.

برای یک سطح خطر مشخص، طیف طلب منطقه تهیه شده و شتاب‌نگاشت‌های سازگار با این طیف انتخاب می‌شوند. نگاشت‌های انتخابی که زلزله طلب نامیده می‌شوند بر ساختمان با فرض رفتار خطی اعمال شده و برش پایه حاصل برداشت می‌گردد. میانگین مقادیر، برش پایه الاستیک (V_e) نامیده می‌شود. در این مطالعه، نظر به اینکه سطح خطر طراحی ملاک بوده است، جهت انطباق هرچه بیشتر زلزله‌های به‌کار برده با خطر ساختگاه، از نگاشت‌های مصنوعی معرفی شده در بخش ۵ استفاده شده است. در گامی دیگر، زلزله‌های طلب بر ساختمان با فرض رفتار غیرخطی اعمال شده و حداکثر گریز تراز بام برداشت می‌شود. میانگین مقادیر که حداکثر گریز متناظر به زلزله طرح است (Target Drift در اشکال ۷ و ۸) به‌عنوان هدف بر روی منحنی ظرفیت حاصل از تحلیل بارافزون مشخص شده و بعد از دوخطی نمودن منحنی براساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود [۱۶]، (V_y) برداشت می‌گردد. برش متناظر با شروع رفتار غیرخطی در ساختمان (V_s)، مطابق شکل ۹ محل جدایش منحنی‌های ظرفیت ساختمان با فرض رفتار خطی و غیرخطی خواهد بود. برش پایه طراحی (V_d) نیز از تقسیم حاصلضرب شتاب طیفی به‌دست آمده از طیف خطی ساختمان در وزن کلی آن، بر ضریب رفتار آیین‌نامه حاصل می‌شود. استخراج ضریب رفتار طلب ساختمان مطابق رابطه (۱۲)، با محاسبه پارامترهای نامبرده براساس آنچه در شکل ۹ معرفی شده پایان می‌پذیرد. در جداول ۳ و ۴، مراحل و پارامترهای نامبرده برای محاسبه ضریب رفتار طلب ساختمان با دو حالت مختلف برای تیر پیوند ارائه شده است.



شکل ۹- دوخطی سازی منحنی ظرفیت ساختمان و معرفی پارامترهای مربوط به محاسبه ضریب رفتار

جدول ۳- ضرایب رفتار طلب و ظرفیت برای ساختمان ۴ طبقه

ضریب رفتار ظرفیت (R _{Supply})		ضریب رفتار طلب (R _{Demand})		مقادیر برش برحسب تن می باشد)
تیر پیوند بتنی	تیر پیوند فولادی	تیر پیوند بتنی	تیر پیوند فولادی	نوع تیر پیوند در ساختمان ←
۱/۱	۱/۰۷۲	۰/۳۵	۰/۳۵	میانگین بیشینه شتاب زمین (g)
۳۰۰۱/۴۳	۲۹۰۹/۵	۱۱۷۳/۸۶	۱۱۶۱/۵۷	مقاومت الاستیک (V _e)
۶۵۰	۴۸۸/۹۸	۵۸۲	۴۵۷/۴۴	مقاومت واقعی (V _y)
۳۲۰	۲۵۲/۴۰	۳۲۰	۲۵۲/۴	مقاومت متنظر با شروع رفتار غیرالاستیک (V _s)
۲۷۶	۲۷۶	۲۷۶	۲۷۶	مقاومت طراحی (V _d)
۴/۶۲	۵/۹۵	۲/۰۱۷	۲/۵۴	ضریب رفتار ناشی از شکل پذیری (R _μ)
۲/۰۳	۱/۹۴	۱/۸۲	۱/۸۱۲	ضریب رفتار ناشی از اضافه مقاومت (R _Ω)
۱/۱۶	۱	۱/۱۶	۱	ضریب رفتار ناشی از تنش مجاز (R _d)
۱۰/۸۷	۱۱/۵۳	۴/۲۵۳	۴/۶	ضریب رفتار (R = R _μ × R _Ω × R _d)

جدول ۴- ضرایب رفتار طلب و ظرفیت برای ساختمان ۸ طبقه

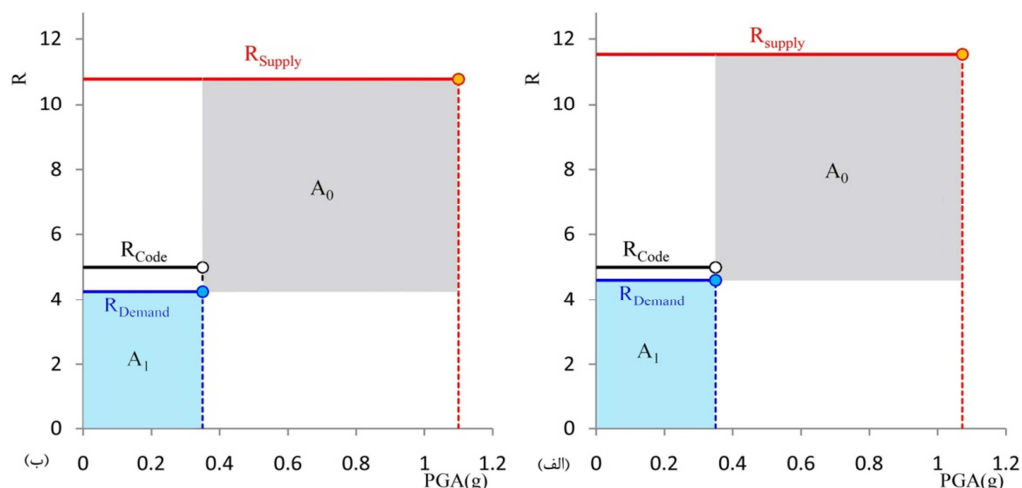
ضریب رفتار ظرفیت (R _{Supply})		ضریب رفتار طلب (R _{Demand})		مقادیر برش برحسب تن می باشد)
تیر پیوند بتنی	تیر پیوند فولادی	تیر پیوند بتنی	تیر پیوند فولادی	نوع تیر پیوند در ساختمان ←
۰/۹۲	۱/۰۲	۰/۳۵	۰/۳۵	میانگین بیشینه شتاب زمین (g)
۴۹۹۱	۴۵۱۴/۱۹	۲۲۱۰	۲۰۷۰	مقاومت الاستیک (V _e)
۷۱۰	۸۳۹	۶۲۵	۵۰۳/۸۴	مقاومت واقعی (V _y)
۵۲۰	۳۵۵/۳	۵۲۰	۳۵۵/۳	مقاومت متنظر با شروع رفتار غیرالاستیک (V _s)
۵۶۵/۲۱	۵۶۵/۲۱	۵۶۵/۲۱	۵۶۵/۲۱	مقاومت طراحی (V _d)
۷/۰۳	۵/۴	۳/۵۳۶	۴/۱۱	ضریب رفتار ناشی از شکل پذیری (R _μ)
۱/۳۶۵	۲/۳۶	۱/۲۰۲	۱/۴۲	ضریب رفتار ناشی از اضافه مقاومت (R _Ω)
۱	۱	۱	۱	ضریب رفتار ناشی از تنش مجاز (R _d)
۹/۶	۱۲/۷	۴/۲۵	۵/۸۳	ضریب رفتار (R = R _μ × R _Ω × R _d)

مبین مقاومت بالا و ایمنی کافی سیستم جعبه‌ای شکل برای سطوح خطر شدید در ایران است. در ساختمان‌ها، به ازای هر زوج مرتب در محدوده A₁ اعضای اصلی باربری سیستم در محدوده الاستیک باقی خواهد ماند. بدین ترتیب، هرگاه زلزله طرح استاندارد ۲۸۰۰ [۶] و ضریب

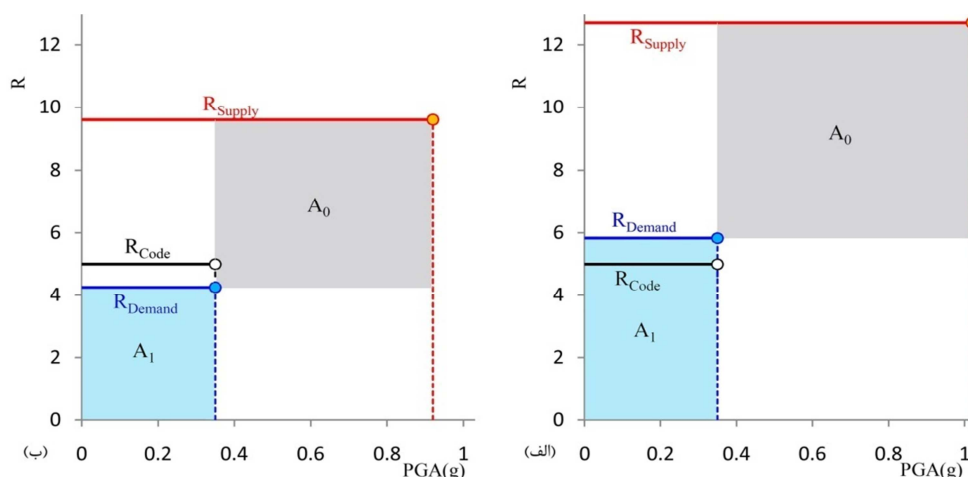
همانگونه که در شکل‌های ۱۰ و ۱۱ ملاحظه می‌گردد، مقدار ضرایب رفتار ظرفیت ساختمان‌های مورد مطالعه (در هر دو حالت فولادی و بتن‌آرمه برای پیوندها) و سطوح خطر متناظر با آنها، از مقدار ضریب رفتار طلب و سطح خطر طراحی بالاتر برآورد شده است. این مورد،

همانگونه که ملاحظه می‌شود، ضمن استفاده از تیر پیوند فولادی در سیستم، اختلاف بین این دو ضریب کاهش می‌یابد. در ساختمان بلندتر، ضمن استفاده از تیر پیوند فولادی تعویض‌پذیر، ضریب رفتار طلب از ضریب رفتار آیین‌نامه بیشتر برآورد می‌شود. این مورد را می‌توان به افزایش نیاز لرزه‌ای گریز طبقات و شکل‌پذیری در آن نسبت داد. به‌علاوه، مشخص می‌شود که استفاده از تیر پیوند فولادی در ساختمان‌های مرتفع، بر قابلیت اعتماد سیستم می‌افزاید. بسته به سطح شدت مورد نظر، طراح می‌تواند ضریب رفتار را انتخاب نماید. نتایج نشان می‌دهند که برای سطح خطر طراحی، با ضریب رفتار ۷ نیز ساختمان همواره در محدوده ایمن است که ضمن استفاده از تیر پیوند فولادی، حاشیه ایمنی متقابلاً افزایش خواهد یافت. انتظار می‌رود که این مقدار ضریب رفتار برای بیشینه زلزله محتمل ($0.55g$) نیز باقی ماندن ساختمان‌ها در سطح عملکردی ایمنی جانی را تضمین نماید. در سطح خطر طراحی، ضمن بررسی‌های پارامتری مشخص می‌شود که در ساختمان کوتاه‌تر، تیر پیوند فولادی بر ضریب اضافه مقاومت (Ω_S) تقریباً بی‌تأثیر است اما، افزایش ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری (R_μ) را به دنبال دارد. در همین سطح از شدت، استفاده از تیر پیوند فولادی در ساختمان بلندتر، هر دو ضریب (R_μ, Ω_S) را افزایش می‌دهد.

رفتار ۴ مدنظر طراح قرار گیرد، تحت این سطح از شدت و سطوح پایین‌تر از آن، قطعاً دیوارها در محدوده الاستیک باقی خواهد ماند. همانگونه که ملاحظه می‌گردد، ضمن استفاده از تیر پیوند فولادی در سیستم، این محدوده افزایش می‌یابد. این مورد به‌خصوص در ساختمان بلندتر مشهودتر است. بدیهی است که انتخاب ضریب رفتار در محدوده بین مقادیر طلب و ظرفیت متناظر با یک سطح خرابی مشخص در ساختمان، باقی ماندن ساختمان در سطح عملکرد مورد نظر، به ازای شدت لازم برای رسیدن به این سطح عملکردی یا شدت‌های پایین‌تر از آن را تضمین خواهد کرد. به عنوان مثال، به ازای هر زوج مرتب در محدوده خاکستری رنگ مشخص شده در شکل‌ها (A_0)، ساختمان کماکان ظرفیت باربری جانبی خواهد داشت. در این سطح (A_0)، اگرچه سیستم برابر جانبی وارد محدوده غیرخطی شده اما، دیواری از ساختمان به سطح عملکردی ایمنی جانی نخواهد رسید. همانگونه که ملاحظه می‌گردد، انتخاب ضریب رفتار آیین‌نامه‌ای برابر ۵، برای طراحی اولیه، بخوبی متضمن ایمنی ساختمان و قابلیت جذب انرژی المان‌های باربری جانبی آن تحت زلزله طرح خواهد بود بدون اینکه در سیستم آسیب جدی حادث شود. نظر به اختلاف اندک بین ضرایب رفتار طلب و آیین‌نامه، انتظار می‌رود که تحت زلزله طرح و سطوح شدت پایین‌تر از آن، ساختمان‌ها در سطحی بالاتر از سطح عملکردی قابلیت استفاده‌بی‌وقفه باقی بمانند.



شکل ۱۰- مقایسه ضرایب رفتار طلب، ظرفیت و آیین‌نامه در دو حالت تیر پیوند فولادی (الف) و بتن‌آرمه در ساختمان ۴ طبقه



شکل ۱۱- مقایسه ضرایب رفتار طلب، ظرفیت و آیین‌نامه در دو حالت تیر پیوند فولادی (الف) و بتن‌آرمه در ساختمان ۸ طبقه

۷- بررسی نتایج

نتایج حاصل از این مطالعه محدود به مدل‌ها و فرضیات اتخاذ شده بوده و بدین شرح است:

۱- تیر پیوند تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر سختی جانبی ارتجاعی و منحنی ظرفیت سیستم جعبه‌ای شکل دارد. این موارد با ارتفاع ساختمان نسبت مستقیم دارند. طبق مشاهدات، مدل‌سازی ساختمان با سیستم جعبه‌ای شکل بدون تیر پیوند، نتایجی دور از واقعیت و غیر قابل استناد نتیجه خواهد داد.

۲- با توجه به سختی و نامعینی بالا، سیستم جعبه‌ای شکل به طور ذاتی از عملکرد لرزه‌ای مطلوبی برخوردار است. تحت سطح خطر طراحی، در هر دو حالت تیر پیوند فولادی و بتن‌آرمه، المان‌های اصلی باربری جانبی ساختمان‌ها (دیوارها) در سطح عملکردی بالاتر از قابلیت استفاده بی‌وقفه قرار می‌گیرند.

۳- ضرایب رفتار ظرفیت ساختمان‌های مورد مطالعه و سطوح خطر متناظر با آنها، از مقدار ضریب رفتار طلب و سطح خطر طراحی بالاتر برآورد شده است. این مورد مؤکد مقاومت بالا و ایمنی کافی سیستم جعبه‌ای شکل برای سطوح خطر شدید در ایران است.

۴- انتخاب ضریب رفتار آیین‌نامه‌ای برابر ۵، برای

طراحی اولیه، بخوبی متضمن ایمنی ساختمان تحت زلزله طرح خواهد بود بدون اینکه در المان‌های اصلی باربری سیستم آسیب جدی حادث شود. نظر به اختلاف اندک بین ضرایب رفتار طلب و آیین‌نامه، انتظار می‌رود که تحت زلزله طرح و سطوح شدت پایین‌تر از آن، ساختمان‌ها در سطحی بالاتر از سطح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه باقی بمانند.

۵- تیر پیوند فولادی در ساختمان‌های مرتفع، بر

قابلیت اعتماد سیستم می‌افزاید. ضمن انتخاب ضریب رفتار ۷، ساختمان همواره در محدوده ایمن است. انتظار می‌رود که این مقدار ضریب رفتار برای بیشینه زلزله محتمل (۰/۵۵g) نیز ایمنی ساختمان‌ها برای سطح عملکردی ایمنی جانی را تأمین نماید.

براساس نتایج حاصل از این مطالعه، با توجه به

اینکه ضمن تجربه شدت‌های بالای زلزله، تیرهای پیوند بتنی آسیب‌دیده در سیستم مذکور قابلیت تعویض و مرمت نخواهند داشت و استفاده از تیرهای پیوند فولادی نیز تأثیری بر سطح عملکرد ساختمان‌ها نداشته است، به منظور امکان توزیع دقیق‌تر خرابی‌های کنترل شده در سیستم، استفاده از تیر پیوند فولادی تعویض‌پذیر

به‌خصوص برای ساختمان‌های بلندتر واقع در مناطق با لرزه‌خیزی بالا پیشنهاد می‌شود.

مراجع

- [1] El-Tawil, S., Christopher, M.K., Mohammad, H. (2002), "Pushover of Hybrid Coupled Walls, Design and Modeling", *Journal of Structural Engineering*, 128(10), 1272-1281.
- [2] Zhao, Z. Z., Kwan, A. K. H. and He, X. G. (2004), "Nonlinear Finite Element Analysis of Deep Reinforced Concrete Coupling Beams", *Engineering Structures*, 26(1), 13-25.
- [3] Paulay, T., Binney, J.R. (1974), "Diagonally Reinforced Coupling Beams of Shear Walls", *Shear in Reinforced Concrete*, *ACI Special Publications* 42, 579-598.
- [4] Kheyroddin, A. (2009). Analysis and design of shear walls. Second edition, Semnan University.
- [5] Mohsenian, V., Beheshti-Aval, S.B, Darbanian, R. (2017) "Endurance time method, a suitable substitute for traditional dynamic analysis in seismic performance assessment of RC tunnel form buildings", *Sharif Journal of Civil Engineering*, 33.2(3.2), 149-159 (In Persian).
- [6] Permanent Committee for Revising the Standard 2800, (2014). *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, 4th Edition, Building and Housing Research Center, Tehran, Iran.
- [7] ACI Committee 318, (2014) Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and commentary, American Concrete Institute.
- [8] Computers and Structures Inc. (CSI), (2015) Structural and Earthquake Engineering Software, ETABS, Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems Nonlinear Version 15.2.2, Berkeley, CA, USA.
- [9] BHRC (2007). Approved technologies in direction of sub-note 2-6, paragraph "D", Note 6, "A step in direction of building industrialization ", first edition, *Building and Housing Research Center Press*, pages 21 and 22, (In Persian).
- [10] Chen, Y., Lu, X. (2012), "New Replaceable Coupling Beams for Shear Wall Structures", *15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, Paper-ID 2583, 24-34.
- [11] Institute of National Building Regulations, (2013) Design and construction of Steel Structures, Topic.10, 4th Edition, Ministry of Roads & Urban Development, Iran.
- [12] Harries, K.A. (1995), "Seismic Design and Retrofit of Coupled Walls Using Structural Steel", A Ph.D. Thesis, McGill University, Montreal, Canada.
- [13] Park, W. S., Yun, H. D., Hwang, S. K., Han, B. C., and Yang, I. S. (2005), "Shear Strength of the Connection Between a Steel Coupling Beam and a Reinforced Concrete Shear Wall in a Hybrid Wall System", *Journal of Constructional Steel Research*, 61(7), 912-941.
- [14] Park, W.S., and Hyun-Do, Y. (2006), "The Bearing Strength of Steel Coupling Beam-Reinforced Concrete Shear Wall Connections", *Nuclear Engineering and design*, 236, 77-93.
- [15] Computers and Structures Inc. (CSI), (2016). *Structural and Earthquake Engineering Software, PERFORM-3D Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3-D Structures*, Version 6.0.0, Berkeley, CA, USA.
- [16] Technical Criteria Codification & Earthquake Risk Reduction Affairs Bureau (2014) *Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. No. 360, First Edition, Management and Planning Organization, Iran.
- [17] ASCE, (2014) Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, ASCE/SEI41-13, American Society of Civil Engineers.
- [18] Mortezaei, A., Kheyroddin, A. (2014). "Higher mode effects in the pushover analysis of RC buildings subjected to the near-fault ground motions", *Journal of School of Engineering, Ferdowsi University of Mashhad*, 25(2), 1-16.
- [19] Mortezaei, A., Ronagh, H.R. (2013). "Effectiveness of modified pushover analysis procedure for the estimation of seismic demands of buildings subjected to near-fault ground motions having fling step", *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 13(6), 1579-1593.

- [20] Afzali, A., Mortezaei, A., Kheyroddin, A. (2017). "Seismic performance of high-rise RC shear wall buildings subjected to ground motions with various frequency contents", *Civil Engineering Journal*, 3(8), 568-584.
- [21] Whittaker, A., Hart, G., Rojahn, C. (1999). "Seismic response modification factors", *Journal of Structural Engineering*, 125(4), 438-444
- [22] Mohsenian, V. (2013). "R-Factor determination for tunnel-form buildings", M.Sc. Thesis, (In Persian) University of Science and Culture, Iran, Tehran.
- [23] Bertro V.V., (1989), "Evaluation of Response Reduction Factors Recommended by ATC and SEAOC", *Proc. 3rd U.S. Natl Conf. on Earthquake Engineering*, South Carolina, 1663-1670.
- [24] ATC (1995a), "Structural Response Modification Factors", ATC-19 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- [25] Fajfar, P. (2000), "A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design", *Earthquake Spectra*, 116(3), 573-592.
- [26] ATC, (1996), "Seismic Evaluation of Concrete Buildings", Vol.1, ATC-40, Applied Technology Council, Redwood, CA.

V. Mohsenian

Seismic Geotechnical and High Performance Concrete Research Centre, Civil Engineering Department, Semnan Branch, Islamic Azad University, Semnan, Iran.

e-mail: mohsenian.vahid@gmail.com

A. Mortezaei*

Associate Professor, Seismic Geotechnical and High Performance Concrete Research Centre, Civil Engineering Department, Semnan Branch, Islamic Azad University, Semnan, Iran.

e-mail: a.mortezaei@semnaniau.ac.ir

Evaluation of the Effect of Link Beams on Seismic Performance and Parameters of Reinforced Concrete Box-type Buildings

In many studies on the evaluation of seismic behavior of RC buildings with box-type structural system, link beams are not included in models simulation in order to reduce the time and effort of calculations. In addition, in spite of early failure of the link beams to the shear walls, the system faces challenges because of dimensional limitations as well as design and construction of detailed specifications for the link elements as seismic fuses. The present study, while presenting a proposal for replacing reinforced concrete link beam with a replaceable steel type, investigates the effect of these elements on the seismic performance of box-type systems in the framework of relationships related to the strength reduction factor. According to the results, link beams have a significant effect on the system capacity and stiffness enhancement; and the model does not yield acceptable results by eliminating them. Replaceable steel link beams, while increasing the reliability of the system, have no effect on the performance level of the buildings under the design and maximum credible hazard levels. Due to the replace-ability of these elements, in order to compensate for the constructional weaknesses available, their usage is suggested.

Keywords: Box-type building, link beam, pushover analysis, strength reduction factor.

* Corresponding author