

تأثیر تیر پیوند برشی قائم در ساختمان‌های بتنی بهسازی شده بر عملکرد اجزای سازه و ضریب رفتار

موسی مظلوم*^۱ و سیدعلی احمدی نژاد^۲

^۱ دانشیار دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی

^۲ مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد اسفراین

(دریافت: ۹۵/۱۱/۱۲، پذیرش: ۹۶/۷/۱۷، نشر آنلاین: ۹۶/۷/۱۸)

چکیده

در این پژوهش دو قاب ۵ و ۱۵ طبقه که با استانداردهای قبل از سال ۱۹۷۰ میلادی طراحی شده‌اند مورد بررسی قرار گرفتند و با استفاده از مهاربند واگرای Y معکوس بهسازی لرزه‌ای گردیدند. سپس عوامل مؤثر در ضریب رفتار در این قاب‌ها قبل و بعد از بهسازی بررسی شدند. ضریب رفتار به پارامترهای مختلفی نظیر زمان تناوب، شکل‌پذیری و ضریب مقاومت افزون سازه بستگی دارد. از طرفی استفاده از تیر پیوند برشی قائم به عنوان شیوه‌ای برای بهسازی سازه‌های بتن مسلح می‌تواند علاوه بر استهلاک انرژی بر روی عوامل مؤثر در ضریب رفتار تأثیر بگذارد. نتایج نشان داد که این شیوه بهسازی به طور محسوسی بر روی این عوامل تأثیر می‌گذارد. پس از تحلیل استاتیکی غیرخطی، ضریب رفتار این‌گونه سازه‌ها بین ۷/۵ تا ۸ به دست آمد. سپس این قاب‌ها با تیر پیوند برشی با طول‌های متفاوت (۲۵ تا ۳۵ سانتی‌متر برای قاب ۵ طبقه و ۳۰ تا ۶۵ سانتی‌متر برای قاب ۱۵ طبقه) دوباره مدل گردیدند و تحلیل تاریخچه زمانی به کمک شش شتاب‌نگاشت انجام شد و یک مدل نیز جهت مقایسه با مهاربند ضربدری ساخته شد. نتیجه تحلیل این بود که استفاده از این سیستم باعث کاهش برش پایه و لنگر ستون‌ها می‌گردد، ولی شتاب بام و نیروی محوری ستون‌ها را افزایش می‌دهد.

کلیدواژه‌ها: ضریب رفتار، ضریب مقاومت افزون، تیر پیوند برشی قائم، بهسازی لرزه‌ای.

۱- مقدمه

عنوان تیر پیوند قائم استفاده شده است. ظاهر این قطعات مشابه تیر کوتاهی است که به مهاربندهای واگرا متصل شده است. با جاری شدن برشی جان تیر پیوند قائم، انرژی زلزله مستهلک می‌گردد، در حالی که سایر اعضای سازه‌ای در محدوده الاستیک باقی‌می‌مانند (Ehling E., Pauli W., ۱۹۹۲). شکل (۱) تحلیل رفتار تیر پیوند برشی قائم در برابر نیروی جانبی را نشان می‌دهد.

در این مدل منحنی‌های هیسترسیز بدون افت مقاومت پایدار باقی‌مانده و انرژی زلزله را مستهلک می‌نمایند. در سازه‌های مقاوم-سازي شده با استفاده از مهاربندهای همگرا و یا دیوار برشی عدم وجود شکل‌پذیری مناسب امکان آسیب‌پذیری سازه را در برابر بارهای رفت و برگشتی بالا می‌برد، اما در این مدل تیر پیوند مانند یک فیوز شکل‌پذیر عمل کرده و قبل از آسیب دیدن قسمت‌های دیگر مانند تیرها و ستون‌ها وارد محدوده پلاستیک شده و باعث استهلاک نیروی جانبی می‌گردد. اخیراً محققین زیادی بر روی این شیوه بهسازی تمرکز کرده‌اند.

شیوه‌های مرسوم برای مقابله با زلزله اکثراً دارای این مشکل اساسی هستند که سازه را به شدت ترد کرده و از شکل‌پذیری آن می‌کاهند، بخصوص بادبندهای همگرا دارای این خاصیت می‌باشند. ترد شدن سازه باعث می‌گردد که سطح زیر منحنی‌های هیسترسیز سازه کوچک شده و سازه توانایی جذب انرژی را از دست بدهد. از آن گذشته سازه‌های بسیار زیادی در سطح کشور وجود دارند که در شرایط عادی به خوبی بهره‌برداری می‌گردند ولی در برابر بارهای جانبی طراحی نگردیده و یا با آیین‌نامه‌های قدیمی طراحی شده‌اند که با استناد به آیین‌نامه‌های موجود توانایی تحمل نیروهای شدید زلزله را ندارند، این سازه‌ها باید به شکل مناسبی مقاوم‌سازی گردند.

سیستم تیر پیوند برشی قائم در واقع یک سیستم جاذب انرژی است که به صورت عمودی در محل اتصال دو بادبند هشتی و تیر کف قرار می‌گیرد (شکرالطهی، ۱۳۸۹). اغلب از مقاطع H شکل به

تیر پیوند به صورت گیردار به تیر بتنی اتصال دارد (Ghobarah و همکاران، ۲۰۰۱). بنابر این طول بحرانی برای این که تیر پیوند عملکرد برشی داشته باشد نصف طول تیرهای پیوندی است که به صورت افقی در تیر استفاده می‌گردند و در هر دو طرف ثابت شده و لنگر برابر در هر دو طرف دارند، بنابر این طول حداکثر از رابطه (۱) محاسبه می‌گردد:

$$e_{crit} = \frac{M_u}{V_u} \quad (1)$$

که e_{crit} طول حداکثر و M_u و V_u لنگر و برش نهایی تیر پیوند می‌باشند، این پارامترها برای یک تیر پیوند با سخت کننده‌های مناسب بر اساس مطالعات آزمایشگاهی که پوپوف در سال ۱۹۸۶ انجام داد از روابط زیر محاسبه می‌شود:

$$M_u = 1.2M_p \quad (2)$$

$$V_u = 1.5V_p \quad (3)$$

که در آن M_p و V_p لنگر پلاستیک و برش پلاستیک تیر پیوند می‌باشند این پارامترها برای مقاطع I شکل از روابط زیر محاسبه می‌گردد:

$$M_p = f_y b_f t_f (d - t_f) \quad (4)$$

$$V_p = \frac{f_y}{\sqrt{3}} t_w (d - t_f) \quad (5)$$

که در آن b_f عرض بال، t_f ضخامت بال، d ارتفاع مقطع، t_w ضخامت جان و f_y تنش جاری شدن مقطع می‌باشد (Durucan و همکاران، ۲۰۱۰).

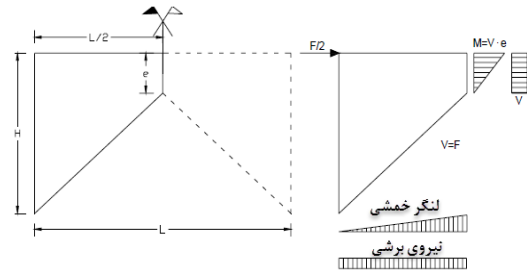
با در نظر گرفتن رابطه (۱) طول بحرانی از رابطه (۶) به دست می‌آید:

$$e_{crit} = 0.8 \frac{M_p}{V_p} \quad (6)$$

۳- ضریب رفتار

برای تعیین مقاومت طراحی، آیین‌نامه‌ها از ضریب اصلاح پاسخ (R) استفاده می‌کنند که سطح نیروی الاستیک را به سطح نیروی طراحی کاهش می‌دهد، مقاومت افزون موجود در سازه‌های طراحی شده و نیز توانایی آنها در اتلاف انرژی ورودی زلزله (شکل - پذیر) دو عامل اصلی تشکیل دهنده ضریب رفتار می‌باشند (صمیمی‌فر و همکاران، ۱۳۹۰).

یکی از روش‌های مشهور محاسبه ضریب رفتار روش یوانگ است. (Jang, ۱۹۹۱) با در نظر گرفتن رفتار کلی یک سازه متعارف مقدار مقاومت ارتجاعی مورد نیاز که بر حسب ضریب برش پایه (C_{ov}) تعریف شده، عبارت است از که در این رابطه W وزن مؤثر سازه و V_e حداکثر برش پایه است، در صورتی که سازه در محدوده ارتجاعی باقی‌ماند.



شکل ۱- تحلیل رفتار تیر پیوند برشی قائم در برابر بار جانبی (۲۰۰۷، Mario D'Aniello)

دانشمند و حسینی در سال ۲۰۱۲ با ساخت مدل‌های اجزای محدود تلاش نمودند تا وضعیت نیروها و تنش‌ها را در تیرهای پیوند بررسی کنند. همچنین دورکان در ۲۰۱۰ تلاش نمود تا با مدل‌سازی دقیق یک سازه دو طبقه و بهسازی آن به بررسی سطوح عملکردی این گونه از سازه‌ها بپردازد.

علاوه بر موارد ذکر شده استفاده از این سیستم دو مزیت دیگر نسبت به شیوه‌های دیگر یادبند دارد:

۱- تیر پیوند قائم در درون سازه قرار ندارد و به راحتی قابل تعویض است، در صورتی که برای اتصال از پیچ و مهره استفاده گردد، پس از زلزله می‌توان قطعه آسیب دیده را تعویض و کماکان از سازه بهره‌برداری نمود.

۲- این سیستم به سقف سازه متصل نیست و بر خلاف تیر پیوند افقی در صورت آسیب دیدن، هیچ یک از قسمت‌های ساختمان آسیب نمی‌بینند.

۳- به دلیل سهولت اجرا، استفاده از آن بخصوص در سازه‌های بتنی برای طرح‌های مقاوم‌سازی بسیار راحت است (زهرایی و دیگران ۲۰۰۹).

۲- تیر پیوند برشی قائم

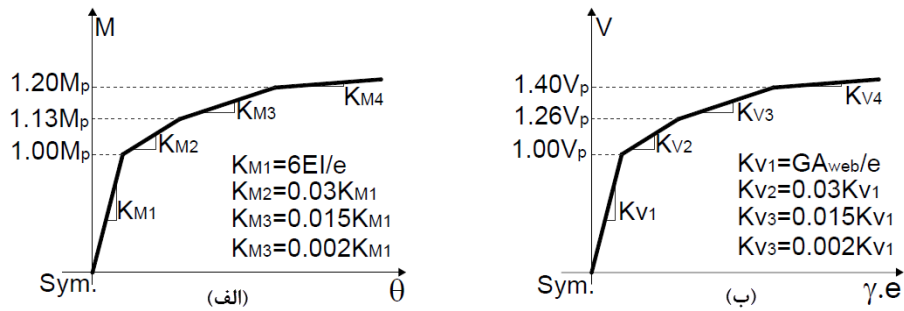
۱-۲- رفتار پلاستیک تیر پیوند برشی قائم

تیرهای پیوند فلزی در برابر نیروهای برشی و یا لنگر خمشی زیادی قرار می‌گیرند. برای تحلیل این قسمت‌ها باید به عملکرد الاستیک و غیرالاستیک این تیرها در برش و خمش توجه کافی نشان داد.

برای مدل‌سازی تیر پیوند برشی، نمودار نیرو- تغییر شکل باید فرموله گردد. شکل (۲) الگوهای رفتاری تیر پیوند برشی قائم در برابر نیروی جانبی را برای نیروی برشی و تغییر شکل خمشی نشان می‌دهد که توسط راماندون و گوپرا در سال ۱۹۹۵ ارائه گردید.

۲-۲- طراحی تیرهای پیوند برشی

تیر پیوند برشی قائم مانند یک تیر طره عمل کرده و اتصال اعضای یادبندی به صورت مفصل فرض می‌گردد، در حالی که خود



شکل ۲- الف) رفتار خمشی چند خطی مفصل پلاستیک تیر پیوند، ب) رفتار چندخطی مفصل پلاستیک برشی تیر پیوند (Mario D'Aniello, ۲۰۰۷)

تاکنون روابط متعددی برای تخمین این ضریب ارائه شده است که از آن میان می‌توان به رابطه کراوینکلر و نصر (۱۹۹۲)، نیومارک و هال (۱۹۸۲) و میراندا و برترو (۱۹۹۴) اشاره کرد. در این پژوهش از روش میراندا و برترو استفاده شده است.

۳-۱-۱-۱-۳ روش میراندا و برترو

میراندا و برترو در سال ۱۹۹۴ با مرور رابطه‌های ارائه شده توسط پژوهشگران دیگر از جمله نیومارک و هال (۱۹۸۲)، ریدل و نیومارک (۱۹۷۹) و کراوینکلر و نصر (۱۹۹۲) رابطه‌هایی را برای زمین‌های صخره‌ای، رسوبی و خاک نرم با استفاده از ۱۲۴ شتابنگاشت ارائه کردند:

$$R_{\mu} = \frac{\mu-1}{\phi} + 1 \quad (10)$$

ϕ برای زمین‌های رسوبی از رابطه (۱۱) به دست می‌آید:

$$\phi = 1 + \frac{1}{12T-\mu T} - \frac{2}{5T} e^{-2(\ln(T)-0.2)^2} \quad (11)$$

که T_g زمان تناوب غالب زلزله است (تسنیمی و همکاران ۱۳۸۵).

۳-۱-۲-۳ ضریب مقاومت افزون

هنگامی که یکی از اعضای سازه به حد تسلیم رسیده و اصطلاحاً در آن لولای خمیری تشکیل شود، مقاومت سازه از دیدگاه طراحی در حالت بهره‌برداری به پایان می‌رسد ولی در حالت طراحی انهدام، پدیده فوق به عنوان پایان مقاومت سازه به حساب نمی‌آید، زیرا عضو مورد نظر همچنان می‌تواند با تغییر شکل غیر ارتجاعی، انرژی ورودی را جذب نماید (تسنیمی و همکاران، ۱۳۸۵). مقاومتی که سازه بعد از تشکیل اولین لولای خمیری تا مرحله مکانیزم (ناپایداری) از خود نشان می‌دهد مقاومت افزون نامیده می‌شود (محمودی صاحبی، ۱۳۷۷).

$$C_{cu} = \frac{V_e}{W} \quad (7)$$

۳-۱-۳ اجزای ضریب رفتار

نتیجه پژوهش‌های زیادی که در اوایل دهه ۱۹۸۰ انجام شد منجر به تجزیه R به عوامل تشکیل دهنده آن در اوایل آن گردید. از جمله این پژوهش‌ها می‌توان به کارهای فریمن و یوانگ در ATC-19 و ATC-34 اشاره کرد. ATC-19 فرمول‌بندی جدیدی را برای R پیشنهاد می‌کند که به صورت حاصل ضرب سه عامل که در این رابطه R_s ضریب مقاومت افزون وابسته به زمان تناوب، R_{μ} ضریب شکل‌پذیری وابسته به زمان تناوب و R_R ضریب درجه نامعینی سازه است (تسنیمی و همکاران، ۱۳۸۵).

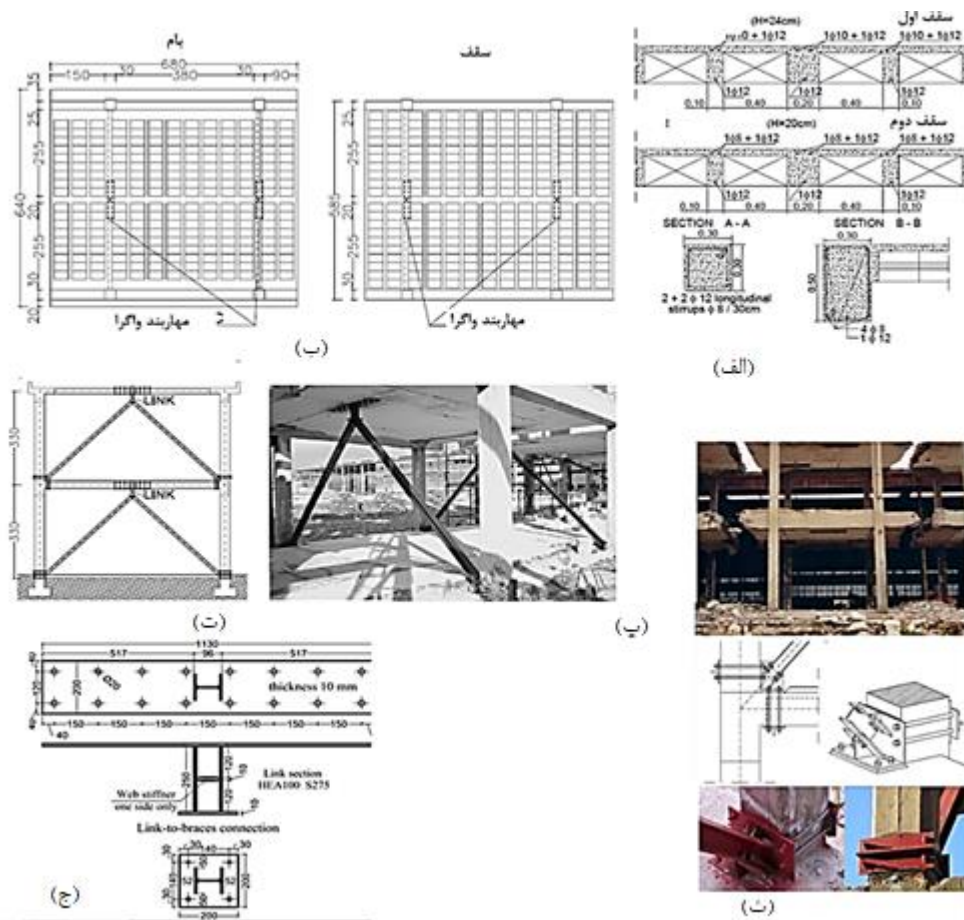
$$R = R_{\mu} R_s R_R \quad (8)$$

ولی در روش یوانگ دو عامل ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری و ضریب مقاومت افزون Ω پارامترهای تشکیل دهنده ضریب رفتار می‌باشند. در این روش ضریب رفتار از ضرب دو عامل فوق به دست می‌آید (صمیمی‌فر و همکاران، ۱۳۹۰).

۳-۱-۳-۱ ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری

بر اثر شکل‌پذیری، ساختمان ظرفیتی برای استهلاک انرژی هیسترتیک خواهد داشت. به دلیل این ظرفیت استهلاک انرژی، نیروی طراحی ارتجاعی C_{eu} را می‌توان به تراز مقاومت تسلیم C_y کاهش داد. از این‌رو، ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری، عبارت است از خارج قسمت نیروی نهایی وارد به سازه C_{eu} (در صورتی که رفتار ارتجاعی باقی بماند)، به نیروی متناظر با حد تسلیم عمومی سازه به هنگام تشکیل مکانیزم خرابی C_y در واقع ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری R_{μ} با نسبت مقاومت ارتجاعی مورد نیاز به مقاومت غیر ارتجاعی مورد نیاز تعریف می‌شود.

$$R_{\mu} = \frac{C_{eu}}{C_y} \quad (9)$$



شکل ۳- الف) جزئیات تیر، ستون و سقف، ب) پلان تیرریزی و جانمایی مهاربند Y معکوس، پ) جزئیات اتصال تیر پیوند به تیر بتنی، ت) شکل و عکس از مهاربند اجرا شده، ث و ج) جزئیات اتصال مهاربند به ستون

۵- اعتبارسنجی پژوهش

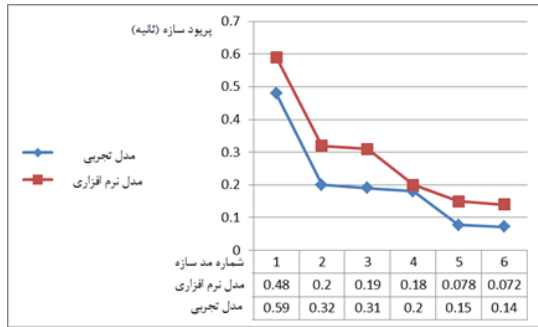
جهت اعتبارسنجی شیوه مدل سازی، از آزمایشات انجام گرفته توسط D'Aniello در دانشگاه ناپل کمک گرفته شد (D'Aniello, 2007). سازه مورد مطالعه در واقع قسمتی از یک سازه بزرگتر است که ابتدا کلیه میانقاب‌های آن تخریب و سپس به سازه‌های کوچک‌تری تقسیم شده است و بر روی هر یک از این سازه‌ها آزمایشاتی انجام شد. سازه‌ای که در این مقاله استفاده شده دارای چهار ستون و در دو طبقه است. ستون‌ها مربعی و به ابعاد ۳۰۰×۳۰۰ میلی‌متر است. تیرهای T شکل کف به فاصله ۵۰ سانتی‌متر از یکدیگر قرار دارند. مشخصات کامل این سازه در شکل (۳) آمده است.

۵-۱- مشخصات مصالح نمونه اعتبارسنجی

از سازه نمونه‌های مختلفی گرفته شده و تحت آزمایش قرار گرفت. این مشخصات در جداول (۱) و (۲) آمده است.

۴- هدف پژوهش

در این تحقیق دو قاب سه دهانه ۵ طبقه و ۱۵ طبقه که بر اساس استانداردهای قبل از ۱۹۷۰ و بر اساس ACI1968 که در آن کنترل‌های لرزه‌ای کمتر صورت می‌گرفته، طراحی شده و مورد بررسی قرار گرفته است. طراحی این قاب‌ها توسط سوکاری و گالال در سال ۲۰۰۹ انجام شده است. سپس این قاب‌ها توسط مهاربند Y معکوس یا تیر پیوند برشی قائم بهسازی لرزه‌ای شده‌اند. بهسازی این قاب‌ها بر اساس استانداردهای FEMA356 و نشریه ۳۶۰ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی ایران صورت پذیرفته است. سپس ضریب شکل‌پذیری، ضریب مقاومت افزون و در نهایت ضریب رفتار سازه برای هر دو حالت قبل از بهسازی و بعد از بهسازی بررسی گردیده است. نرم‌افزار مورد استفاده در این پژوهش SAP2000v14.2.2 می‌باشد. برای پیدا کردن تأثیر طول تیر پیوند بر روی قاب‌های بلند و کوتاه، این قاب‌ها دوباره مدل‌سازی گردید و با شش شتاب‌نگاشت زلزله تحلیل تاریخچه زمانی شده است. تأثیر طول تیر پیوند بر روی قاب‌ها مطالعه گردیده و همچنین جهت مقایسه قاب‌ها با استفاده از مهاربند ضربدری نیز مدل گردید.



شکل ۵- پریودهای سازه بهسازی شده حاصل از آزمایش تجربی و مدل سازی با نرم افزار

۵-۳- بهسازی سازه با تیر پیوند برشی قائم

این سازه توسط تیر پیوند برشی قائم بهسازی گردید. تیر پیوند برشی به کار رفته در این سازه HEA100 و به طول ۲۵۰ میلی متر و از جنس فولاد S275 می باشد. جزئیات این بهسازی در شکل (۶) آمده است.

۵-۴- تحلیل مودال سازه

برای اثبات صحت مدل سازی مودهای به دست آمده از آزمایش تجربی با تحلیل مودال سازه مقایسه گردید (نمودار شکل (۷)). مشاهده شد که تحلیل مودال حاصل از مدل سازی در تطابق نسبتاً خوبی با نتایج آزمایشگاهی می باشد. به طوری که حداکثر اختلاف بین پریودهای سازه در دو نمودار نزدیک به یک دهم ثانیه است که نشان دهنده دقت نسبتاً خوب مدل سازی می باشد. اعتبارسنجی مدل سازی با جزئیات بیشتر و مراحل کامل تری توسط نگارنده انجام شده است که شامل تحلیل پوش آور سازه نیز می باشد و همگی نشان از صحت و دقت بالای این مدل سازی دارند (احمدی نژاد و همکاران ۱۳۹۰).

۶- مشخصات سازه اولیه مورد پژوهش

دو قاب که بر اساس آیین نامه های قبل از ۱۹۷۰ طراحی شده اند برای این پژوهش انتخاب گردیده اند. منطقه مورد بررسی با خطر نسبی خیلی زیاد و خاک منطقه نوع II می باشد. این قاب های ۵ و ۱۵ طبقه به ترتیب ساختمان های کوتاه و بلند را نمایندگی می کنند. این قاب ها هر کدام یک دال به عرض ۶ متر را تحمل می کنند. طول دهانه ها ۶ متر و بار زنده روی قاب ها 2kPa می باشد. ارتفاع هر طبقه ۳/۲۵ متر و ارتفاع قاب ها به ترتیب ۱۶/۲۵ و ۴۸/۷۵ متر است. مشخصات ابعاد تیرها و ستون ها و همچنین مشخصات میلگردهای قاب در طبقات مختلف در شکل (۶) آمده است. اندازه مقطع ستون ها و میلگردهای آن به دلیل تغییر در بار محوری در طبقات با هم اختلاف دارد ولی مشخصات مقاطع تیرها در تمامی طبقات یکسان است.

جدول ۱- مشخصات بتن به کار رفته در سازه اعتبارسنجی

مقاومت	ضریب کشسانی	چگالی
MPa	MPa	Kg/m ³
۲۰/۵	۱۶۸۲۹	۲۲۳۹

جدول ۲- مشخصات میلگردهای به کار رفته در سازه

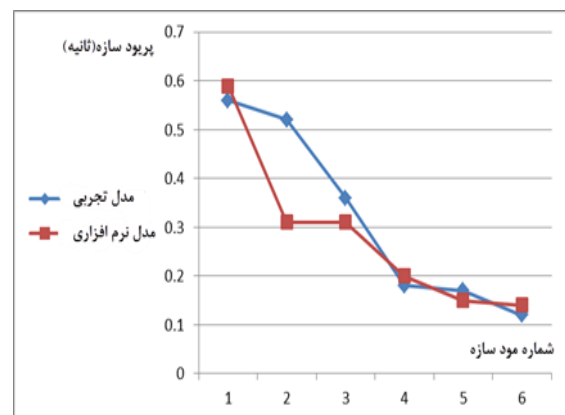
نیروی نهایی (kN)	نیروی جاری شدن (kN)	Φ (mm)
۵۱۸	۷۱۲	۸
۴۹۹	۷۶۷	۱۰
۴۴۲	۶۹۲	۱۲

جدول ۳- ضرایب ترک خوردگی اعمال شده بر روی سازه

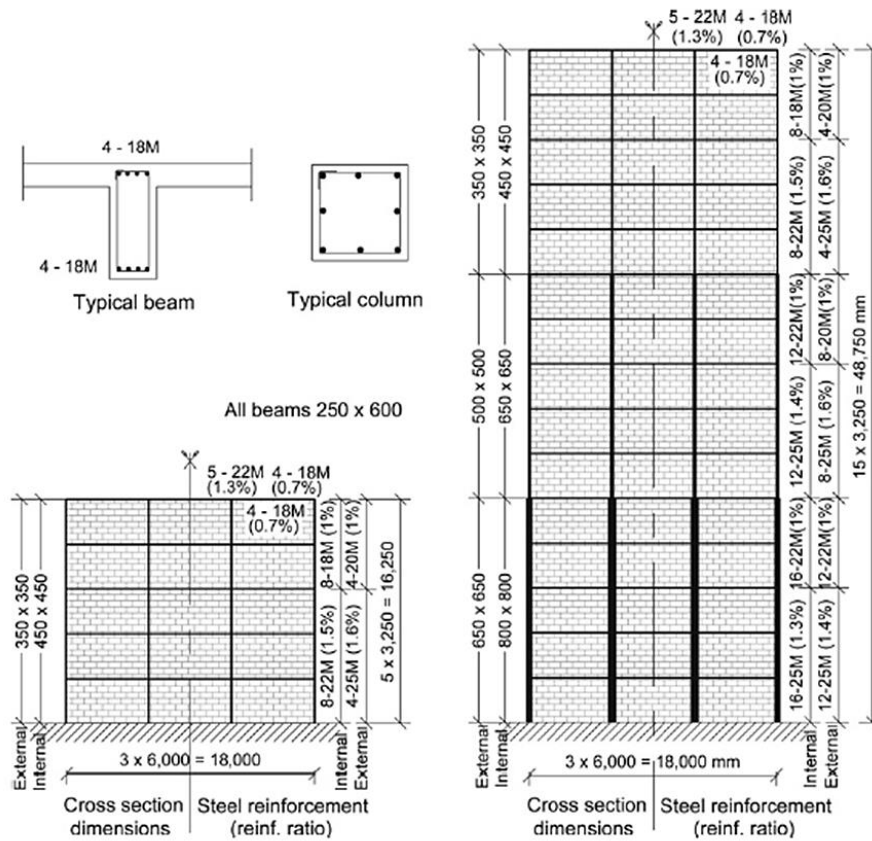
سختی برشی	سختی خمشی
۰/۴ Av	۰/۵ Ig
۰/۴ Av	۰/۷ Ig

۵-۲- مدل سازی سازه اولیه

پس از ساخت مدل اولیه سازه (بدون مهاربند) ضرایب ترک خوردگی نشریه FEMA356 بر روی سازه بتنی اعمال گردید. این ضرایب در جدول (۳) آمده است (D'Aniello, ۲۰۰۷). پس از مدل سازی سازه اولیه پریودهای آن در مودهای متفاوت به دست آمد که پس از مقایسه با پریودهای تجربی به دست آمده از دقت خوبی برخوردار بوده و نشان از صحت مدل سازی اولیه سازه دارد. مقایسه این نتایج در نمودار شکل (۴) نشان داده شده است. با دقت در نمودارها مشخص است که به جز مود دوم در بقیه مودها پریودها با دقتی در حد صدم ثانیه برهم منطبق هستند. در مود دوم نیز که بیشترین اختلاف وجود دارد، این اختلاف در حد ۰/۲ ثانیه است که با توجه به این که مصالح ساختمان همگن نیست این اختلاف قابل قبول است.



شکل ۴- مقایسه پریودهای تجربی و مدل سازی سازه اولیه در مودهای مختلف



شکل ۶- قاب‌های مورد مطالعه ۵ و ۱۵ طبقه

جدول ۴- مشخصات مهاربندها و تیر پیوند برشی استفاده شده در قاب‌ها

شماره طبقه	مهاربندها	تیر پیوند در سازه ۱۵ طبقه	مهاربندها	تیر پیوند در سازه ۵ طبقه
۱	2UNP14/12	HE260A,L=500mm	2UNP14/6	HE200A,L=250mm
۲	2UNP14/12	HE260A,L=500mm	2UNP14/6	HE180A,L=250mm
۳	2UNP14/12	HE260A,L=500mm	2UNP14/6	HE180A,L=250mm
۴	2UNP14/12	HE260A,L=500mm	2UNP14/6	HE140A,L=250mm
۵	2UNP14/12	HE260A,L=500mm	2UNP14/6	HE140A,L=250mm
۶	2UNP14/12	HE260A,L=500mm		
۷	2UNP14/12	HE260A,L=500mm		
۸	2UNP14/12	HE260A,L=500mm		
۹	2UNP14/12	HE260A,L=500mm		
۱۰	2UNP14/12	HE260A,L=500mm		
۱۱	2UNP14/12	HE260A,L=500mm		
۱۲	2UNP14/12	HE260A,L=500mm		
۱۳	2UNP14/12	HE240A,L=500mm		
۱۴	2UNP14/12	HE220A,L=500mm		
۱۵	2UNP14/12	HE220A,L=500mm		

جدول ۵- حداکثر طول مجاز محاسبه شده برای تیرهای پیوند برشی (متر)

SECTION	HEA14	HEA16	HEA18	HEA20	HEA24	HEA26	HEA28
e (max)	۰/۳۱	۰/۳۵	۰/۴۲	۰/۴۶	۰/۵۷	۰/۶۵	۰/۶۸

۷-۳- طول تیر پیوند

طول تیر پیوند به گونه‌ای انتخاب گردید که تیر پیوند، عملکرد برشی داشته باشد. حداکثر طول تیر پیوند که می‌توان به کار برد تا عملکرد برشی داشته باشد، بر اساس رابطه (۶) برای مقاطع مختلف محاسبه گردیده و در جدول (۴) نشان داده شده است. (واحد اعداد داخل جدول متر می‌باشد). با توجه به جدول (۴) و پروفیل‌های به کار رفته در هر قاب طول تیر پیوند برای قاب ۵ طبقه ۲۵ سانتی‌متر و برای قاب ۱۵ طبقه ۵۰ سانتی‌متر در نظر گرفته شد.

۸-۱- محاسبه اجزای ضریب رفتار

۸-۱- محاسبه ضریب شکل‌پذیری سازه

برای به دست آوردن ضریب شکل‌پذیری سازه ابتدا تغییر مکان هدف محاسبه و سپس از تقسیم آن بر تغییر مکان متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک به دست آمد.

$$\mu = \frac{4_{max}}{4_y} \quad (13)$$

همچنین ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری نیز از روابط برتر و میراندا (رابطه (۱۰)) محاسبه گردید.

۸-۲- تعیین ضریب رفتار ناشی از مقاومت افزون

برای به دست آوردن ضریب رفتار ناشی از مقاومت افزون نیازمند این هستیم که منحنی پوش سازه را به یک منحنی دوخطی تبدیل نماییم. این منحنی بر اساس روابط FEMA356 توسط نرم‌افزار محاسبه شد. سپس با استفاده از منحنی دوخطی این ضریب محاسبه گردید.

۸-۳- تعیین ضریب رفتار سازه

پس از تعیین ضریب رفتار ناشی از شکل‌پذیری و ضریب رفتار ناشی از مقاومت افزون می‌توان با ضرب این دو ضریب به ضریب رفتار کلی سازه دست یافت. فقط ذکر این نکته ضروری است که ضریب رفتار سازه در این پژوهش با استفاده از روش حدی نهایی انجام شده و بنابر این ضریب اطمینان در آن به کار نرفته است، بدیهی است که در صورت استفاده از روش تنش مجاز باید آن ضریب نیز در نظر گرفته شود.

در جدول (۶) پریرود مود اول سازه، ضریب شکل‌پذیری (μ)، ضریب کاهش مقاومت ناشی از شکل‌پذیری ($R\mu$)، ضریب مقاومت افزون (Ω) و در نهایت ضریب رفتار سازه (R) محاسبه گردیده است.

برای قاب‌های حاضر مقاومت فشاری بتن $f_c=25\text{MPa}$ و تنش جاری شدن فولاد $f_y = 400\text{MPa}$. مدول الاستیسیته بتن برابر 20GPa و برای فولاد برابر 200GPa در نظر گرفته شده است. چگالی بتن 24kN/m^3 و نسبت پواسون برابر 0.15 می‌باشد.

۷- بهسازی سازه

در این پروژه ساختمان برای سطح بهسازی K ارزیابی لرزه‌ای می‌گردد. این بدین معناست که هیچ یک از اجزای سازه نباید برای زلزله با احتمال 10% در 50 سال از سطح LS تجاوز کند. تعریف محدوده‌های عملکرد سازه بر اساس معیارهای FEMA356 و نشریه 360 سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی صورت گرفته است.

۷-۱- ارزیابی سازه‌های اولیه

تغییر مکان هدف بر اساس نشریه FEMA356 برای هر یک از قاب‌ها محاسبه گردید. طبق این نشریه تغییر مکان هدف از رابطه (۱۲) محاسبه می‌گردد.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_a^2}{4\pi^2} g \quad (12)$$

که در آن δ_t تغییر مکان هدف، و بقیه پارامترها بر اساس ضوابط نشریه تعیین می‌گردند. با توجه به این که برای محاسبه پارامتر T_e به آنالیز پوش نیاز است و همچنین این که نرم‌افزار SAP2000 v14.2.2 این قابلیت را دارد که بر اساس همین رابطه و ضوابط نشریه FEMA356 تغییر مکان هدف را به صورت دقیق محاسبه نماید برای محاسبه تغییر مکان هدف ابتدا به صورت دستی محاسبه و سپس با نرم‌افزار محاسبه گردید و به دلیل نزدیکی این دو عدد، به اعداد نرم افزار اعتماد شد که برای قاب‌های ۵ و ۱۵ طبقه به ترتیب 0.39 متر و $1/10$ متر به دست آمد که با توجه به روند تشکیل مفاصل پلاستیک نیاز به بهسازی لرزه‌ای دارد.

۷-۲- روند بهسازی سازه

برای بهسازی سازه‌ها از تیر پیوند برشی قائم کمک گرفته شد. برای تیرهای پیوند از پروفیل HEA، برای مهاربندها از 2UNP و فولاد مصرفی از نوع ST37 استفاده شد.

در تمامی مراحل طراحی سیستم بهسازی، تلاش بر این بود که مفاصل پلاستیک ابتدا در تیر پیوند برشی شکل بگیرد و یا پس از شکل‌گیری مفاصل قبل از IO، دوباره اولین مفاصل قبل از LS باز در همان تیرهای پیوند برشی تشکیل شود. برای تیر پیوندهای برشی یک مفصل برشی در وسط تیر پیوند تعریف شد. مشخصات مفاصل بر اساس نشریه FEMA356 برای مهاربندهای EBF تعریف گردید. مشخصات مهاربندها و تیر پیوند در جدول (۴) آمده است.

جدول ۶- اجزای ضریب رفتار برای قاب‌ها قبل و بعد از بهسازی

	تناوب	تغییر مکان هدف	μ	$R\mu$	Ω	R
سازه ۵ طبقه اولیه	۱/۳۶	۰/۳۹	۲/۸۸	۳/۳۷	۳/۳۸	۱۱/۴۰
سازه ۵ طبقه پس از بهسازی	۰/۵۹	۰/۱۰	۱۰/۲	۶/۳۴	۱/۲۳	۷/۸۵
سازه ۱۵ طبقه اولیه	۳/۳۲	۱/۱۱	۳/۱۲	۳/۰۸	۲/۶۴	۸/۱۶
سازه ۱۵ طبقه پس از بهسازی	۱/۸	۰/۴۶	۵/۱۴	۵/۵۲	۱/۳۹	۷/۶۹

در پژوهش حاضر تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی به صورت دو بعدی به سازه‌ها وارد گردید. شتاب نگاشت‌های مورد استفاده در این تحقیق در جدول (۷) آورده شده است.

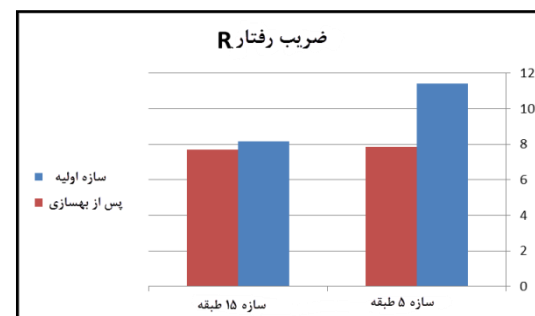
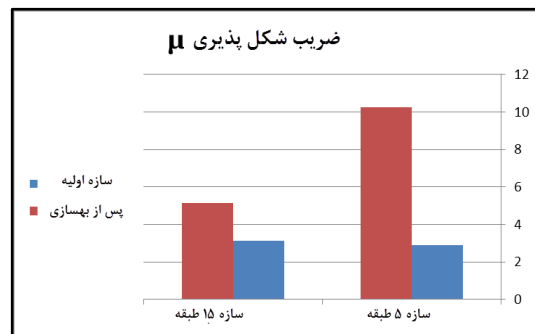
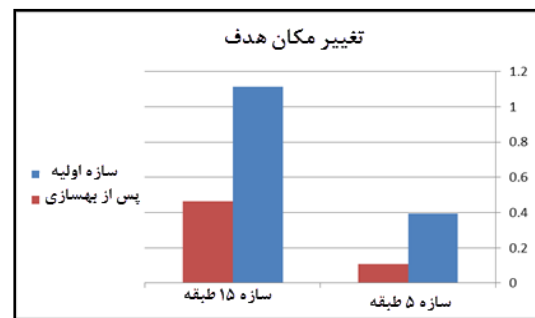
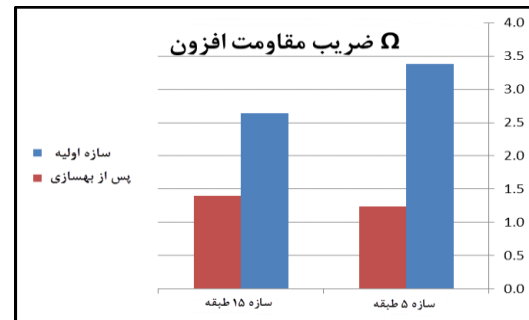
طیف پاسخ شتاب برای این زلزله‌ها پس از مقیاس شدن به 1g در شکل (۸) رسم شده است. طیف پاسخ میانگین نیز به صورت ضخیم رسم گردیده است. ضریب مقیاس برای محاسبات برابر با ۰/۳۵g در نظر گرفته شده است.

۹-۳- منحنی برش پایه

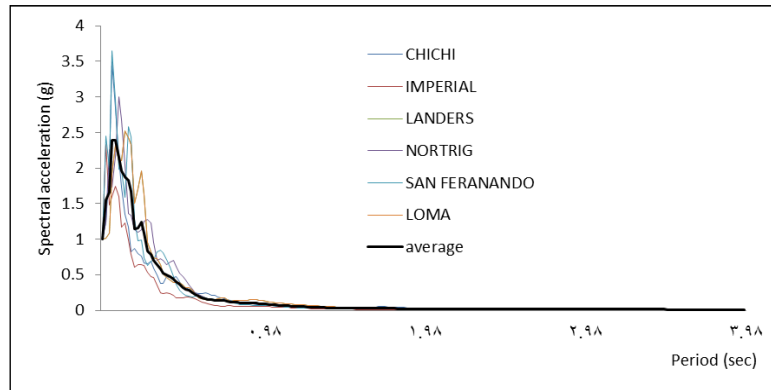
منحنی برش پایه برای قاب‌های ۵ و ۱۵ طبقه با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی در شکل (۹-الف) ترسیم گردیده است. این منحنی‌ها برای هر دو قاب تقریباً مشابه می‌باشد، تیر پیوند برشی باعث کاهش برش پایه شده ولی رفتار قاب‌هایی که دارای تیر پیوند برشی می‌باشند تقریباً یکسان بوده است، این بدان معنی است که طول تیر پیوند برشی تأثیری بر برش پایه نخواهد داشت، این امر از لحاظ تئوری نیز صحیح می‌باشد چون تیر پیوند رفتاری برشی داشته و برش این گونه تیرها مستقل از طول آنها است. این منحنی‌ها در قاب‌هایی که با مهاربند ضربدری بهسازی گردیده‌اند رفتاری کاملاً متفاوت داشته و به طور محسوسی برش پایه در آنها تغییر پیدا کرده است. دلایلی که می‌توان برای این امر شمرده سخت‌تر شدن سازه و همچنین عدم استهلاک انرژی در این گونه سازه‌ها است. برش پایه در قاب‌هایی که قاب اصلی بوده، نسبت به قاب‌هایی که با تیر پیوند تقویت شده اند اندکی بیشتر شده است که این تفاوت به دلیل استهلاک انرژی در تیر پیوند می‌باشد.

۹-۴- شتاب نقطه بام

شکل (۹-ب) شتاب نقطه بام را به ترتیب در قاب‌های ۵ و ۱۵ طبقه نشان می‌دهد. این نمودار بیانگر آن است که شتاب نقطه بام در قاب‌های اصلی کمتر از قاب‌های با تیر پیوند برشی است، افزایش طول تیر پیوند در قاب ۱۵ طبقه تأثیر محسوسی بر روی شتاب بام نداشت ولی این افزایش در قاب ۵ طبقه باعث بیشتر شدن شتاب شده است. استفاده از مهاربند ضربدری در هر دو حالت باعث افزایش شتاب بام شده است ولی این افزایش در قاب ۵ طبقه خیلی محسوس‌تر از قاب ۱۵ طبقه می‌باشد.



شکل ۷- مقایسه اجزای ضریب رفتار قبل و بعد از بهسازی برای قاب ۵ و ۱۵ طبقه



شکل ۸- طیف شتاب مقیاس شده به g شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده

در مورد ستون‌های کناری که وصل به مهاربندها نیستند در مورد سازه بلند بحث فوق با وضوح بیشتری تأیید می‌گردد. اما در مورد سازه‌های کوتاه این تغییرات به گونه دیگری است، به طوری که مهاربند ضربدیری نسبت به تیر پیوند برشی نیروی کمتری را به ستون‌های کناری تحمیل کرده است. این موضوع می‌تواند به دلیل تفاوت شکل مدی و نحوه توزیع نیروها در سازه‌های کوتاه و بلند باشد.

۹-۷-۲- ممان خمشی ستون‌ها

لنگر خمشی ستون‌های داخلی در قاب کوتاه و بلند نسبت به قاب اصلی کاهش پیدا کرده ولی طول تیر پیوند تأثیر خاصی بر روی آن نداشته است. ولی تأثیر مهاربند ضربدیری بر روی سازه‌های بلند و کوتاه نیز یکسان بوده و باعث کاهش لنگر شده است. ولی پیوند برشی لنگر را کاهش داد، در حالی که این مطلب در قاب کوتاه برعکس بود. میزان این کاهش در مقایسه با تیر پیوند برشی در دو قاب متفاوت بود، بدین صورت که مهاربند ضربدیری در قاب بلند کمتر از تیر در مورد ستون کناری نیز تأثیر تیر پیوند برشی مشابه به ستون وسطی بوده و میزان لنگر را کاهش داده است. مهاربند ضربدیری در مورد قاب‌های کوتاه و بلند در ستون کناری رفتاری کاملاً متفاوت داشت، به طوری که در در قاب کوتاه لنگر را کاهش داد ولی در قاب بلند باعث افزایش لنگر شد.

۹-۷-۳- نیروی برشی ستون‌ها

با توجه به نمودارهای شکل (۱۳) رفتار تیر پیوند برای نیروی برشی ستون‌ها همانند رفتار برای لنگر می‌باشد. یعنی مقدار آن پس از بهسازی کاهش چشمگیری داشت که از لحاظ تئوری نیز این امر واضح است.

۹-۵- لنگر در تیر پیوند

پس از انجام تحلیل تاریخچه زمانی با چندین شتاب نگاشت، حداکثر لنگر در تیر پیوند محاسبه و میانگین آنها در نمودارهای شکل ترسیم شده است. با توجه به نمودار قاب ۵ طبقه، لنگر با افزایش طول بیشتر شده است که از لحاظ تئوری نیز قابل قبول است، زیرا با توجه به ماهیت لنگر، افزایش طول باعث افزایش لنگر می‌گردد. همچنین تیرهای پیوندی که در طبقات پایین تر قرار دارند دارای لنگر بیشتری نیز هستند. همین امر در قاب ۱۵ طبقه نیز مشاهده می‌شود.

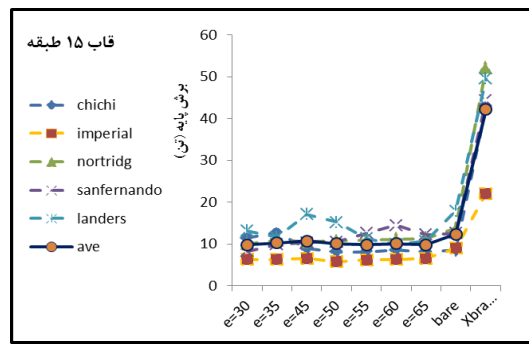
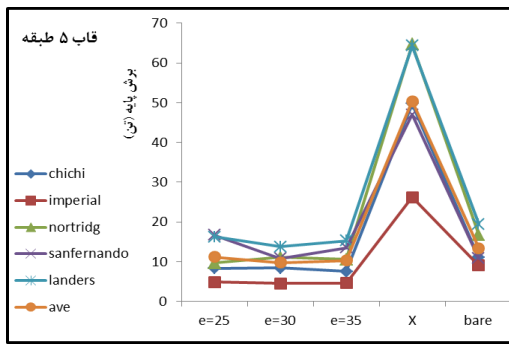
۹-۶- نیروی برشی تیر پیوند

پس از انجام تحلیل تاریخچه زمانی با چندین شتاب نگاشت، حداکثر نیروی برشی در تیر پیوند محاسبه شد و میانگین آنها در نمودارهای شکل ترسیم گردید. همان گونه که شکل (۹-ت) نشان می‌دهند، تغییر طول تیر پیوند تأثیر زیادی بر روی نیروی برشی آنها نگذاشته است و نمودارها بر روی هم قرار دارند. همچنین به جز طبقه آخر، اختلاف زیادی نیز بین طبقات وجود ندارد.

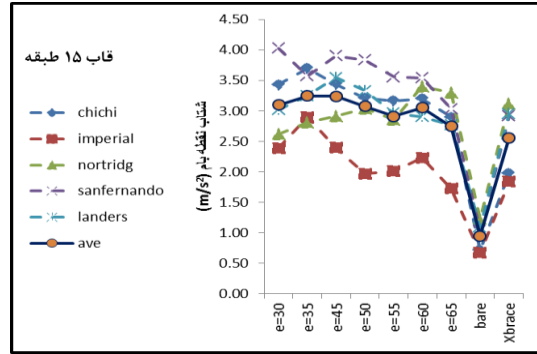
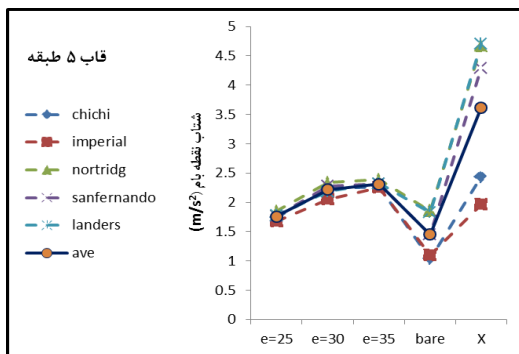
۹-۷-۷- نیروهای ستون‌ها

۹-۷-۱- نیروهای محوری

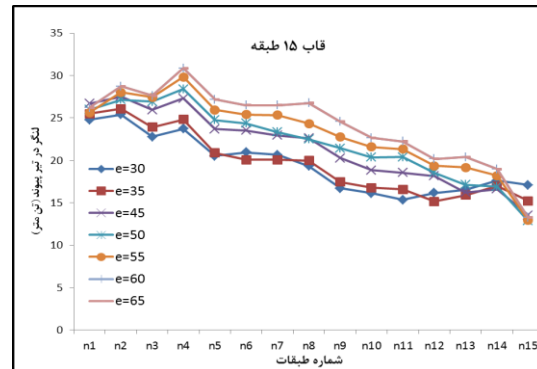
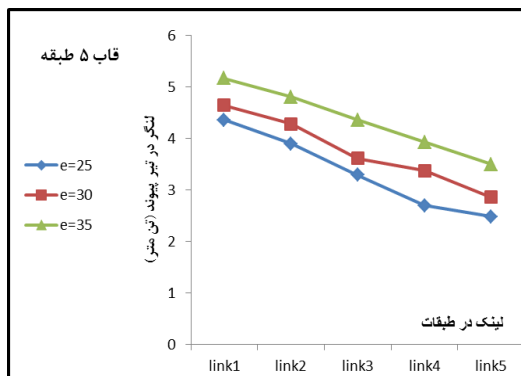
پس از انجام تحلیل ها میانگین ماکزیمم نیروهای محوری برای ستون‌های کناری و ستون‌های وسط برای هر طبقه محاسبه شده و به ترتیب در شکل‌های (۱۰) و (۱۱) رسم گردیدند. با توجه به نمودار در سازه بلند و در ستون وسطی وجود تیر پیوند نسبت به قاب اصلی مقداری نیروی محوری ستون را بیشتر کرده ولی تغییر طول تیر پیوند تأثیری بر روی نیروی محوری ستون‌ها نداشته است، ولی سازه با مهاربند ضربدیری نیروی محوری را به شدت اضافه کرده است. همین روند را نیز می‌توان تقریباً در سازه کوتاه نیز تأیید نمود.



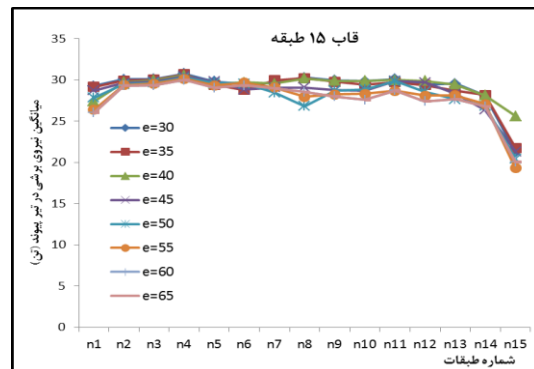
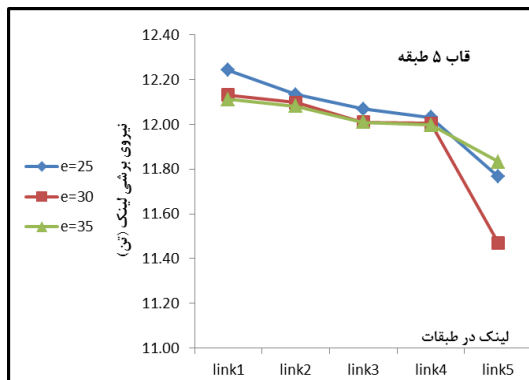
(الف)



(ب)

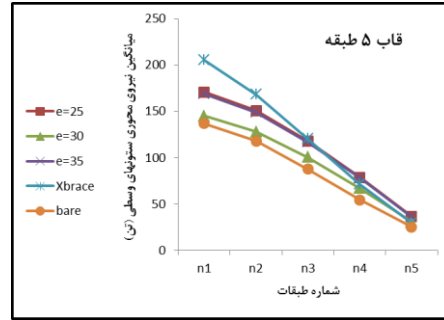
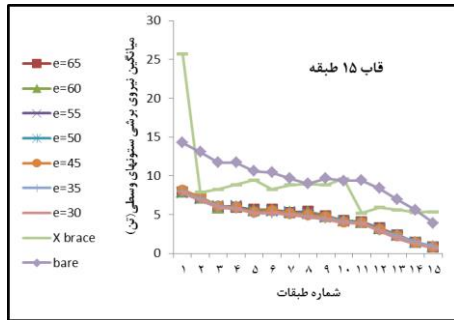
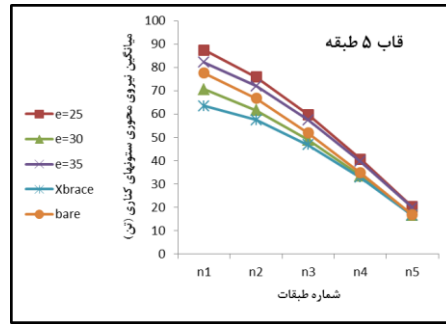
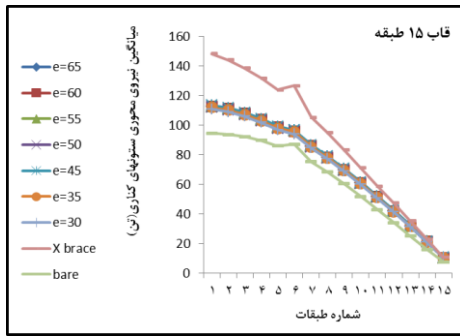


(پ)

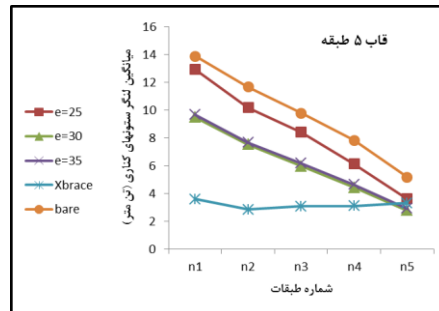
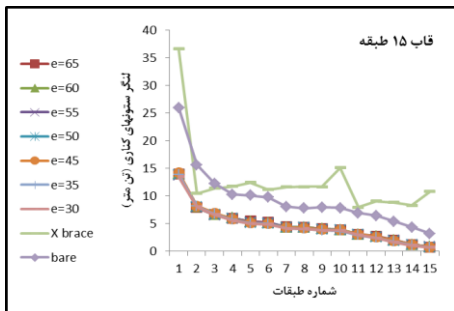


(ت)

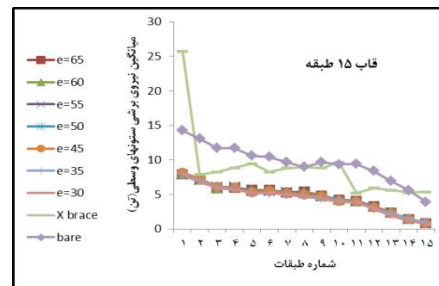
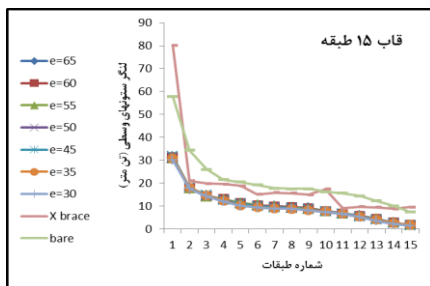
شکل ۹- الف) برش پایه، ب) شتاب نقطه بام، پ) لنگر در تیر پیوند، ت) برش در تیر پیوند



شکل ۱۱- نیروی محوری ستون‌های میانی



شکل ۱۲- لنگر در ستون‌های کناری



شکل ۱۳- لنگر و نیروی برشی در ستون‌های میانی قاب ۱۵ طبقه

۱۰- نتیجه‌گیری

نتایج حاصل از این پژوهش عبارتند از:

- ۱- استفاده از تیر پیوند برشی قائم می‌تواند به عنوان یک روش کارآمد برای بهسازی لرزه‌ای سازه‌های متوسط و بلند استفاده گردد. این روش علاوه بر سهولت در اجرا و تعویض نقش مهمی در استهلاک انرژی دارد.
- ۲- اجزای مختلف ضریب رفتار پس از بهسازی هر یک از قاب‌ها رفتاری مشابه ولی با شدت و ضعف متفاوت از خود نشان دادند، که در نهایت منجر به کاهش میزان ضریب رفتار گردید. این کاهش در قاب ۵ طبقه زیاد و در قاب ۱۵ طبقه کم بود.
- ۳- ضریب رفتار قاب‌های بتنی بهسازی شده با تیر پیوند برشی قائم به روش حد نهایی برای قاب‌های کوتاه و بلند به یک اندازه و در حدود ۷/۵ تا ۸ می‌باشد.
- ۴- استفاده از تیر پیوند برشی قائم باعث کاهش برش پایه می‌گردد، اما طول تیر پیوند تأثیر زیادی روی برش پایه ندارد.
- ۵- استفاده از تیر پیوند برشی قائم شتاب نقطه بام را افزایش می‌دهد. تأثیر طول تیر پیوند در سازه‌های کوتاه بیشتر از سازه‌های بلند بود، بدین صورت که افزایش طول تیر پیوند شتاب نقطه بام را کاهش می‌داد.
- ۶- افزایش طول تیر پیوند باعث افزایش لنگر در تیر پیوند سازه‌های کوتاه و بلند شد، ولی تأثیری بر روی برش تیر پیوند نداشت.
- ۷- استفاده از این سیستم باعث افزایش نیروی محوری ستون‌ها می‌شود ولی به شدت نیروی برشی ستون‌ها را کاهش می‌دهد. همچنین تیر پیوند برشی قائم باعث کاهش لنگر ستون‌ها در طبقات می‌گردد.
- ۸- استفاده از تیر پیوند برشی قائم در مقایسه با مهاربند ضربدری باعث کاهش نیروی محوری ستون‌ها در قاب‌های بلند و افزایش آن در قاب‌های کوتاه می‌گردد. همچنین به شدت برش پایه و لنگر ستون‌ها را کاهش می‌دهد. از این رو استفاده از این روش کارایی بیشتری در مقایسه با مهاربند ضربدری دارد.

۱۱- مراجع

- Federal emergency Management Agency (FEMA), "Prestandard and Commentary for the Rehabilitation of Buildings, FEMA356", 2000.
- Ghobarah A, Abou Elfath H, "Rehabilitation of a reinforced Concrete frame using eccentric steel, bracing", Engineering Structures 2001, 23, 745-755.
- Krawinkler H, Nassar AA, "Seismic Design based on Ductility and Cumulative Damage Demands and Capacities", New York, Elsevier Applied Science, 1992.
- Miranda E, Bertero VV, "Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design", Earthquake Spectra; 1994, 10 (2), 357-379.
- Newmark NM, Hall WJ, "Earthquake Spectra and Design", Berkeley: Earthquake Engineering Research Institute, El Cerrito, Calif. 1982.
- Ramadan T, Ghobarah A, "Analytical model for shear-link behavior" Journal of Structural Engineering, ASCE, 1995, 121 (11), 1574-80.
- Sokkary H, Galal K, "Analytical investigation of the seismic performance of RC frames rehabilitated using different rehabilitation techniques", Engineering Structures, 2009, 31, 1955-1966.
- Uang CM, "Establishing R (or R_w) and Cd Factor for Building Seismic Provision", Journal of Structure Engineering, 1991, 117 (1), 19-28.
- Zahrai SM, "Behavior of Vertical Link Beam in Steel Structures", Building & Housing Research Center, BHRC Publication, 2009, R-515.
- انتشارات سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود"، نشریه شماره ۳۶۰، ۱۳۸۵.
- تسنیمی ع، معصومی م، "محاسبه ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح"، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، گزارش تحقیقاتی، ۱۳۸۵، نشریه شماره گ-۴۳۶.
- صمیمی فر م، وطنی اسکویی ا، "تعیین ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح با استفاده از تحلیل دینامیکی غیر خطی"، ششمین کنگره ملی مهندسی عمران دانشگاه سمنان، اردیبهشت ۱۳۹۰.
- محمودی صاحبی م، "اثر زمان تناوب و مقاومت افزون بر نیاز لرزه‌ای- غیر ارتجاعی قاب‌های خمشی بتن مسلح"، رساله دوره دکتری مهندسی سازه، تهران: دانشکده فنی مهندسی دانشگاه تربیت مدرس، ۱۳۷۷.
- مصطفی‌زاده س ح، رحامی ح، شکراللهی ب، "طراحی و بهسازی قاب‌های بتنی مهاربندی شده با تیر پیوند قائم مابین مهاربند هفت و هشت در دو طبقه به روش طراحی بر اساس سطح عملکرد"، پنجمین کنگره بین‌المللی مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، ۱۳۸۹.
- Daneshmand A, Behro KH, Hosseini H, "Performance of intermediate and long links in eccentrically braced frames", Journal of Constructional Steel Research 2012, 70, 167-176.
- D'Aniello M, "Steel Dissipative Bracing Systems for Seismic Retrofitting of Existing Structures", PhD Thesis, Napele university, 2007.
- Durucan C, Dicleli M, "Analytical study on seismic retrofitting of reinforced concrete buildings using steel braces with shear link", Engineering Structures, 2010, 32, 2995-3010.
- Ehling E, Pauli W, Bauwkamp JG, "Use of vertical shear-Link in eccentrically braced frames", Earthquake Engineering, 10th World Conference Balkema, Rotterdam, 1992.

EXTENDED ABSTRACTS

Effect of Vertical Shear Link on the Operation of Elements and Response Modification Factor of Rehabilitated Concrete Structures

Moosa Mazloom^{a,*}, S. Ali Ahmadinejad^b

^a Civil Engineering Department, Shahid Rajaee Teacher Training University, Tehran

^b Civil Engineering Department, Azad Islamic University, Esfaryen

Received: 31 January 2017; Accepted: 09 October 2017

Keywords:

Response Modification Factor, Overstrength factor, Vertical Shear Link, Seismic Rehabilitation

1. Introduction

Existing reinforced concrete (RC) frame buildings with non-ductile detailing represent a considerable hazard during earthquakes. These types of buildings suffered severe damages and were responsible for most of the loss of life during the major seismic events. Among seismic performance upgrading methods, several options are normally available, and one of them is to employ energy dissipation devices (Aniello, 2007). Energy input by a strong earthquake is expected to be greatly dissipated by these devices, (Ghobarah, 2001) and if they are damaged, the rehabilitation is quite easy after the earthquake since these devices are designed to be replaceable (Ramadan, 1995). In particular, this paper focuses on removable steel eccentric bracing systems (EBs).

2. Methodology

Two RC frames designed according to a pre-1970 strength based code are selected for this study. The frames, as shown in Fig. 1, are of heights five and fifteen stories to represent low- and high-rise buildings, respectively. At first, both of the frames were tested for their strength against seismic loads. The result was that the two frames needed rehabilitation. Then they were rehabilitated with vertical shear links based on FEMA 356. Afterwards, it has been tried to find "R" and their components before and after rehabilitation. The two original frames rehabilitated with vertical links of different lengths. They were 25, 30 and 35 cm for 5 story frame and 30, 35, 40, 45, 50, 55, 60, 65 cm for 15 story frame. Two models with X-brace constructed for comparison too. The lengths of the links were chosen in a way that the links had shear behavior. Non-linear dynamic analyses (time history) were conducted for the 5 and 15 story frames with different shear links. The computer software was SAP2000 v14.2.2. Six earthquake records were applied to the studied frames as shown in Table 1.

Table 1. Earthquake records properties

Record NO	Site & time of Earthquake	Ground	Magnitude	Dist (km)	PGA(g)
N1	Chi-Chi CHY010 EW, Taiwan, Sep 21, 1999	Hard site	7.6	25.39	0.227
N2	Imperial Valley, El Centro000,USA, October 15, 1979	Alluvium	6.5	8.30	0.349
N3	Landers, Josuha Tree 000, USA, June 28,1992	Deep narrow soil	7.3	11.60	0.279
N4	Loma Prieta, Halls Valley, 000, USA, October 18, 1989	Deep narrow soil	6.9	31.60	0.134
N5	Northridge, Brentwood VA Hospital, 195, CA, USA, Jan 1994	Deep broad soil	6.7	16.30	0.187
N6	San Fernando, Pasadena, Cit Athenaeum, 000, USA, 1971	Deep broad soil	6.6	31.70	0.088

* Corresponding Author

E-mail addresses: mazloom@srutu.edu (Moosa Mazloom), aahmadi81@yahoo.com (S. Ali Ahmadinejad).

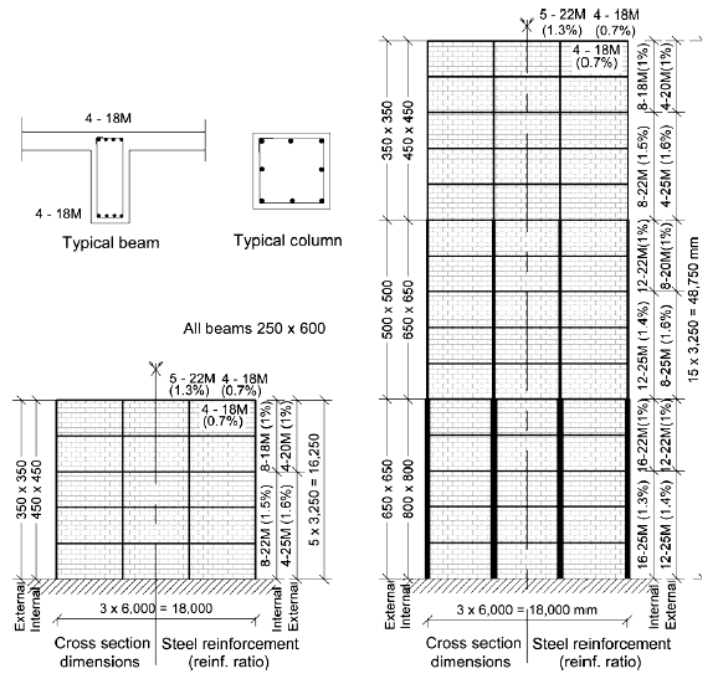


Fig 1. Specifications of the reinforced concrete frames

3. Results and discussion

As shown in Table 2, R values were changed significantly. In fact, using the vertical shear link reduced base shear, about 10%. It decreased columns shears in short and tall frames about 30% and 100% respectively. Moreover, the length of the links did not affect these results. But increasing of the length of link reduced roof acceleration and increased the moment of link beams. This system increased the axial force of the columns too. It also lessened the moment of columns on the stories.

Table 2. Response modification factor components

	Period	Target Displacement	M	$R\mu$	Ω	R
Primary (5 Stories)	1.36	0.39	2.88	3.37	3.38	11.40
Rehabilitated (5stories)	0.59	0.10	10.24	6.34	1.23	7.85
Primary (15 Stories)	3.32	1.11	3.12	3.08	2.64	8.16
Rehabilitated (15stories)	1.8	0.46	5.14	5.52	1.39	7.69

4. Conclusions

In general, the usage of vertical shear link for rehabilitation of concrete structures, in comparison to X-bracing systems, not only improved their flexibility, but also reduced the internal stresses of the elements of structures. Thus, the mentioned system upgrades the level of seismic behavior of structures considerably.

5. References

- D'Aniello M, "Steel Dissipative Bracing Systems for Seismic Retrofitting of Existing Structures", PhD Thesis, Naples university, 2007.
- Ghobarah A, Abou Elfath H, "Rehabilitation of a reinforced Concrete frame using eccentric steel, bracing", Engineering Structures, 2001, 23, 745-755.
- Ramadan T, Ghobarah A, "Analytical model for shear-link behavior", Journal of Structural Engineering, ASCE, 1995, 121 (11), 1574-80.
- Sokkary H, Galal K, "Analytical investigation of the seismic performance of RC frames rehabilitated using different rehabilitation techniques", Engineering Structures, 2009, 31, 1955-1966.