

بررسی رفتار قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور با تیرپیوند قوطی شکل‌دارای آرایش‌های مختلف سخت‌کننده، تحت تأثیر رکوردهای دور و نزدیک گسل

سمیرا ابراهیمی^۱، حمزه شکیب^{۲*}

۱- دانشجوی دکتری مهندسی عمران - مهندسی زلزله، دانشگاه تهران
۲- استاد دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

*shakib@modares.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۶/۱۲/۰۵]

تاریخ دریافت: [۹۶/۰۸/۰۹]

چکیده

قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور، سیستم‌های سازه‌ای مقاومی در برابر بارهای جانبی هستند که به دلیل دارا بودن هم‌زمان مزایای قاب‌های خمشی و قاب‌های مهاربندی شده هم‌محور، بیشتر از دو دهه است که در ساختمان‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرند. تیرهای پیوند در قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور، مانند یک فیوز شکل‌پذیر عمل می‌نمایند که علاوه بر جلوگیری از کماتش مهاربندها، مقدار زیادی انرژی وارد ناشی از زلزله را نیز جذب می‌کنند و به همین دلیل از نقش حائز اهمیتی برخوردار هستند. تیرهای پیوند قوطی شکل به دلیل پایداری پیشگی ذاتی، نیاز به مهارجانبی ندارند و کماتش پیشگی جانبی در آن‌ها، نسبت به تیرهای پیوند I شکل کمتر رخ می‌دهد و به همین دلیل استفاده از آن‌ها در پایه‌های پل و ساختمان‌های بلند توصیه می‌شود. تیرهای پیوند بلند به دلیل فراهم آوردن شرایط مناسب برای اجرای بازشوها دارای مزیت معماری هستند با وجود این رفتار تیرهای پیوند بلند تحت بارهای شدید لرزه‌ای در مقایسه با تیرهای پیوند کوتاه از نظر سختی، مقاومت، ظرفیت دوران، ظرفیت استهلاک انرژی قابل مقایسه نبوده و در سطح پایین‌تری قرار دارد. در این پژوهش، ابتدا مدلی برای بهبود رفتار تیرهای پیوند قوطی شکل بلند در قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور ارائه شده است و سپس رفتار دینامیکی غیرخطی قاب‌های فولادی برون‌محور ۶ طبقه با ۲ طول تیرپیوند (خمشی - برشی و خمشی) مختلف، مقاطع عرضی قوطی شکل با آرایش‌های مختلف سخت‌کننده، تحت تأثیر ۳ رکورد دور و ۳ رکورد نزدیک گسل مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج بررسی‌ها نشان می‌دهد که آرایش مناسب سخت‌کننده‌های تیرپیوند قوطی شکل بلند، تأثیر مهمی در کاهش نیاز تغییرمکانی این قاب‌ها دارد که این کاهش در حدود ۱۹٪ برای رکوردهای دور از گسل و ۳۲٪ برای رکوردهای نزدیک گسل است.

واژگان کلیدی: قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور، تیرپیوند قوطی شکل، رکوردهای دور و نزدیک گسل، سخت‌کننده.

۱- مقدمه

دهد و نهایتاً باعث اعمال نیروهای متعادل به مهاربندها می‌شود و در ضمن مانند یک فیوز شکل‌پذیر، درحالی که مانع کماتش مهاربندها می‌شود، مقدار زیادی انرژی وارد شده ناشی از زلزله

در قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور، تیرپیوند نیروهای مهاربندی را از طریق خود به ستون یا مهاربند دیگر انتقال می‌-

را نیز جذب می‌نماید. در سیستم‌های مهاربندی شده برون‌محور، تسلیم و خرابی باید در تیرپیوند اتفاق بیفتد و سایر اعضای سازه در حالت الاستیک باقی بمانند. در واقع تیرپیوند با تسلیم شدن خود از انتقال نیروهای بیشتر به سایر اعضا جلوگیری می‌نماید [1] به همین دلیل تیرپیوند از نقش حائز اهمیتی برخوردار است.

پژوهش‌های گسترده‌ای توسط دانشمندان روی طول تیرپیوند و تأثیر آن روی ظرفیت دوران انجام گرفته است. براساس این پژوهش‌ها می‌توان گفت، چنانچه طول تیرپیوند نرمالیز شده $(\rho = \frac{e}{M_p/V_p})$ در این جا e طول تیرپیوند، M_p ممان پلاستیک و V_p برش پلاستیک تیرپیوند می‌باشد) کمتر از $1/6$ باشد، رفتار تیرپیوند برشی خواهد بود، برای مقادیر بزرگتر از $2/6$ ، رفتار تیرپیوند از نوع خمشی خواهد بود و برای مقادیر بین $1/6$ تا $2/6$ رفتار تیرپیوند به صورت برشی - خمشی خواهد بود [2].

پژوهش‌های انجام شده در باره آرایش سخت‌کننده‌های تیر پیوند نشان می‌دهند که آرایش مناسب سخت‌کننده‌های تیرپیوند، می‌تواند باعث جلوگیری از کماتش موضعی و افزایش ظرفیت استهلاک انرژی شود، به همین دلیل روابطی برای فواصل و ابعاد سخت‌کننده‌های جان تیرپیوند توسط پژوهشگران مختلف ارائه شده است [3، 4 و 5].

از تیرهای پیوند با مقطع عرضی I شکل در پایه‌های پل و ساختمان‌های بلند نمی‌توان استفاده نمود، زیرا آن‌ها برای مقابله با کماتش پیچشی جانبی نیاز به مهارجانبی دارند که در این موارد تأمین مهارجانبی به طور گسترده، دارای مشکلات عدیده است. تیرهای پیوند با مقاطع عرضی قوطی به دلیل دارا بودن سختی پیچشی ذاتی، نیاز به مهارجانبی ندارند و احتمال رخ دادن کماتش پیچشی جانبی در آن‌ها نسبت به مقاطع عرضی I شکل کمتر است، به همین دلیل استفاده از آن‌ها در پایه‌های پل و برج‌ها (ساختمان‌های بلند) توصیه می‌شود [6، 7، 8].

پژوهش‌های انجام شده توسط Berman و Bruneau نشان می‌دهد که تیرهای پیوند با مقاطع عرضی قوطی، از ظرفیت دوران به مراتب بالاتری نسبت به مقاطع عرضی I شکل برخوردار هستند. این دانشمندان روابطی برای ظرفیت خمش

پلاستیک، ظرفیت برش پلاستیک، فواصل و ابعاد سخت‌کننده-های تیرپیوند قوطی شکل ارائه داده‌اند [9]. در پژوهش آن‌ها، سخت‌کننده‌های تیرپیوند قوطی شکل به صورت دور تا دور از بیرون به بال و جان تیرپیوند متصل شده‌اند و استفاده از سخت‌کننده‌هایی که از داخل به جان تیرپیوند متصل می‌شوند فقط برای حالت‌هایی قابل قبول است که سخت‌کننده‌های بال تأثیری روی کماتش بال‌ها نداشته باشند [7، 8، 9].

Prinze و Richards تأثیر حذف بخش‌هایی از جان تیرپیوند را روی افزایش ظرفیت دوران اتصال بررسی کردند. آن‌ها دریافتند که ایجاد سوراخ‌هایی در جان تیرپیوند باعث کاهش مقادیر تنش‌ها و کرنش‌ها در بال‌های تیرپیوند در منطقه اتصال می‌شوند [12]. Daneshmand و Hashemi رفتار تیرهای پیوند بلند را بصورت تحلیلی مورد مطالعه قرار دادند. آن‌ها بیان کردند که ظرفیت دوران تیرهای پیوند برشی - خمشی، به نسبت لاغری جان تیر پیوند بسیار وابسته می‌باشد [13]. Chegeni و Mohebkah رفتار تیرهای پیوند بلند را به صورت تحلیلی مورد مطالعه و بررسی قرار دادند. آن‌ها از سخت‌کننده‌های میانی جدید علاوه بر سخت‌کننده‌های انتهایی به منظور بهبود ظرفیت دورانی تیرهای پیوند بلند استفاده کردند [14]. Zarsav و همکاران مشارکت سخت‌کننده‌های مکمل را روی رفتار هیستریک اتصال تیرپیوند به ستون به صورت تحلیلی مورد بررسی و مطالعه قرار دادند. آن‌ها بیان کردند که در صورت استفاده از سخت‌کننده‌های مکمل، رفتار تیر پیوند برشی - خمشی به حالت تیرپیوند برشی تغییر می‌یابد [16].

آثار زمین‌لرزه در نزدیکی گسل به ویژه برای پیشرو مسیر گسیختگی، باعث به وجود آمدن خسارات شدیدی به سازه‌ها به ویژه سازه‌های با زمان تناوب بالا به علت حرکت‌های پالس-گونه با پررود بلند می‌شود. با شناخته شدن برخی ویژگی‌های رکوردهای نزدیک گسل در سال ۱۹۵۷، مهمترین مطالعات صورت گرفته در آن زمان را Hudson و Housner [16] و Bertero و همکاران [17] انجام دادند. Hudson و Housner دریافتند که رکوردهای نزدیک گسل شامل پالس‌های بحرانی انرژی هستند. آن‌ها بیان کردند که این رکوردها، پتانسیل تخریبی بالایی دارند حتی زمانی که دارای بزرگای کوچکی از

نظر ریشتر و یا دامنه کوچکی باشند. وجود حرکت پالس گونه با پررود بلند در ابتدای رکوردها، بزرگتر بودن مولفه عمود بر جهت گسل نسبت به مولفه موازی گسل، تجمع انرژی و انتقال آن در مدت زمان کوتاه، اعمال نیروی ضربه گونه به سازه‌های موجود در مسیر پیشروی گسیختگی، نسبت بیشینه سرعت به بیشینه شتاب بالا و وجود بیشینه شتاب و سرعت و جابه‌جایی بالاتر از تفاوت‌های حائز اهمیت رکوردهای زلزله‌های نزدیک گسل است [18].

پژوهش‌ها و بررسی‌های انجام شده پس از وقوع زلزله‌های نورتریج (۱۹۹۴) و کوبه (۱۹۹۵)، نشان داد که نیاز تغییرمکانی رکوردهای نزدیک گسل بسیار بالا است. این امر ناشی از اعمال یک انرژی حجیم در یک مدت زمان کوتاه توسط رکوردهای نزدیک گسل است. در این حالت رفتار سازه به گسترش موج در محیط پیوسته الاستوپلاستیک شبیه است [19]. به دلیل نیاز تغییرمکانی بالای رکوردهای نزدیک گسل، سازه‌هایی که بر طبق نیروهای پایه معمولی ارائه شده در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای فعلی طراحی شده‌اند، به هیچ وجه نمی‌توانند تأمین‌کننده این نیاز تغییرمکانی بالا باشند [20].

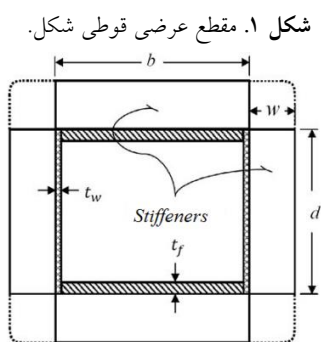


Fig. 1. Cross-sections of tubular

تاکنون هیچ مطالعه جامعی روی رفتار قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور تحت تأثیر رکوردهای دور و نزدیک گسل انجام نشده است. هدف از این پژوهش، ارائه مدلی برای بهبود رفتار تیرهای پیوند قوطی شکل بلند و بررسی رفتار قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور تحت تأثیر رکوردهای دور و نزدیک گسل است. به همین منظور، ابتدا مدلی برای آرایش سخت-کننده‌های تیرپیوند قوطی شکل بلند ارائه شده است و در انتها قاب‌های ۶ طبقه مهاربندی شده برون‌محور با تیرپیوند قوطی شکل که دارای آرایش‌های مختلف سخت‌کننده است برای ۲ طول تیرپیوند مختلف (برشی - خمشی و خمشی) تحت تأثیر ۳ رکورد دور و ۳ رکورد نزدیک گسل، تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی شده‌اند و نتایج حاصل از تحلیل قاب‌ها با یکدیگر مقایسه شده است.

۱-۲- فواصل سخت‌کننده‌های تیرپیوند قوطی شکل فواصل سخت‌کننده‌های تیرپیوند، به شرایط مرزی اطراف ورق جان تیرپیوند که بین سخت‌کننده‌ها و بال‌ها قرار می‌گیرد، بستگی دارد. در تیرپیوند قوطی، ورق جان از یک سمت در بالا و پایین توسط بال‌ها و از طرفین توسط سخت‌کننده‌ها احاطه شده است که در این صورت شرایط مرزی ساده^۱ در اطراف ورق جان به وجود می‌آید [21]. رابطه‌ای که Berman و Bruneau برای تیرهای پیوند قوطی ارائه داده‌اند، براساس این شرایط مرزی بوده است که خود را در ضریب کماتش ورق نشان می‌دهد [21]. در نتیجه فواصل سخت‌کننده‌های تیرپیوند قوطی شکل از رابطه زیر به دست می‌آید [9].

$$a = \begin{cases} 20t_w - \frac{d}{8} & \rho \leq 1.6 \\ 37t_w - \frac{d}{8} & \rho \geq 2.6 \end{cases} \rightarrow a \leq d \quad (1)$$

۲- سخت‌کننده‌های تیرپیوند

آرایش مناسب سخت‌کننده‌های تیرپیوند می‌تواند باعث

با برابر قرار دادن معادلات (۲ و ۳) مساحت مورد نیاز برای سخت‌کننده به دست آورده می‌شود [23].

$$A_{st} = \frac{F_{uw}t_w a}{0.828F_{yst}} \left[1 - \frac{a/d}{\sqrt{1+(a/d)^2}} \right] \quad (۴)$$

همچنین در قوانین AISC LRFD برای سخت‌کننده‌ها یک حداقل ممان اینرسی در نظر گرفته شده است که برای مقابله با کمانش سخت‌کننده ضروری است [2].

$$I_{st} \geq jat_w^3 \Rightarrow j = \frac{2.5}{(a/d)^2} \geq 0.5 \quad (۵)$$

در رابطه بالا I_{st} ممان اینرسی سخت‌کننده می‌باشد که برابر با $\frac{(w^3t_s)}{3}$ است.

۳- مدل پیشنهادی برای بهبود رفتار تیرهای پیوند قوطی شکل بلند

تیرهای پیوند بلند، به دلیل فراهم آوردن شرایط مناسب برای اجرای بازشوها دارای مزیت معماری هستند. با این وجود، رفتار تیرهای پیوند بلند تحت بارهای شدید لرزه‌ای در مقایسه با تیرهای پیوند کوتاه از نظر سختی، مقاومت، ظرفیت دوران و ظرفیت استهلاک انرژی قابل مقایسه نبوده و در سطح پایین‌تری قرار دارد. به همین دلیل استفاده از تیرهای پیوند بلند، در ساختمان‌ها و به ویژه در مجاورت ستون‌ها توصیه نمی‌شود. در این قسمت به توضیح مدلی پیشنهادی برای تیرهای پیوند قوطی شکل بلند می‌پردازیم.

Engelhardt برای تیرهای پیوند بلند ($\rho > 2/6$) سخت‌کننده‌هایی در فاصله $1/5b$ از دو انتهای تیرپیوند در نظر می‌گیرد و به این نکته اشاره می‌کند که سخت‌کننده‌های میانی تأثیری روی ظرفیت دوران تیرپیوند بلند ندارد [22].

تیرهای پیوند بلند در طول $1/5b$ ، در دو انتهای تیرپیوند دچار کمانش بال می‌شوند. حال اگر بتوان این فاصله را تقویت کرد به نحوی که کمانش بال‌ها به تأخیر بیفتد، می‌توانیم ظرفیت دوران تیرهای پیوند بلند را افزایش دهیم. در این پژوهش برای این هدف، همان‌گونه که در شکل (۳) نشان داده شده است، از سخت‌کننده‌هایی که در وسط بال و به صورت عمود بر آن قرار می‌گیرند، استفاده می‌شود و جان تیرپیوند به صورت یک سخت‌کننده در نظر گرفته می‌شود که از سخت‌کننده وسط بال

در این‌جا a فاصله سخت‌کننده‌ها، t_w ضخامت جان، d عمق جان و ρ طول تیرپیوند نرمالیز شده است.

برای طول‌های تیرپیوند نرمالیز شده که بین دو مقدار $1/6$ و $2/6$ قرار دارند، از درون‌یابی خطی استفاده می‌شود و برای تیرهای پیوند با $\rho \geq 2/6$ به دلیل حاکم بودن کمانش بال‌ها، فقط در فاصله $1/5b$ عرض بال تیرپیوند می‌باشد) از دو انتهای تیرپیوند از سخت‌کننده استفاده می‌شود [22].

۲-۲- ابعاد سخت‌کننده‌های تیرپیوند قوطی شکل

Johnson و Salmon با در نظر گرفتن میدان کشش، نیرویی را که در سخت‌کننده‌ها به وجود می‌آید و لازم است سخت‌کننده‌ها آن را تحمل کنند، به صورت زیر بیان می‌کنند [23].

$$P_s = \frac{1}{2} \sigma_t t_w a \left[1 - \frac{a/d}{\sqrt{1+(a/d)^2}} \right] \quad (۲)$$

در این‌جا، σ_t تنش میدان کشش است که آن را F_{uw} (مقاومت نهایی جان تیرپیوند) در نظر می‌گیرند. و بقیه ترم‌ها پیشتر تعریف شده است. همان‌طور که در شکل (۲) دیده می‌شود x فاصله از لبه بیرونی سخت‌کننده تا نقطه‌ای است که علامت تنش روی سخت‌کننده عوض می‌شود. با برابر قرار دادن نیروها، نیروی تسلیم سخت‌کننده به صورت زیر تعیین می‌شود.

$$P_s = 0.414wt_s F_{yst} \quad (۳)$$

در این‌جا، t_s ضخامت سخت‌کننده، w عرض سخت‌کننده، F_{yst} تنش تسلیم سخت‌کننده و $A_{st} = wt_s$ است.

شکل ۲. نیرو و تنش در سخت‌کننده‌ها.

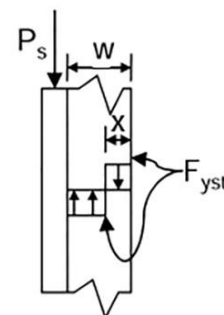


Fig. 1. Force and stress in stiffeners.

۳-۱- روابط پیشنهادی برای ابعاد سخت کننده‌های بال تیر پیوند قوطی شکل بلند

در این پژوهش برای تعیین ابعاد سخت کننده‌ها، از رابطه‌هایی که توسط Johnson و Salmon با در نظر گرفتن میدان کشش ارائه شده، استفاده شده است [23]. فقط در این جا فرض بر آن است که میدان کشش به دلیل فاصله کم بین دو سخت کننده (سخت کننده وسط بال، و جان تیر پیوند که در این جا نقش سخت کننده را ایفا می‌کند) در $0.75b$ در دو انتهای تیر پیوند به صورت ناقص تشکیل می‌شود. این فرضیه با نتایج حاصل از تحلیل مدل‌ها در نرم افزار ABAQUS هماهنگی دارد. این فرضیات به صورت زیر در نظر گرفته می‌شوند.

$$a = 0.5b \quad d = 0.75b \quad (6)$$

$$j = \frac{2.5}{(a/d)} \geq 0.5 \quad \text{این جا} \quad \frac{a}{d} = \frac{2}{3} \Rightarrow j = 5.625 \quad (7)$$

با قرار دادن مقادیر بالا در رابطه‌های (۴) و (۵) مساحت و ممان اینرسی مورد نیاز برای سخت کننده بال تیر پیوند قوطی شکل بلند به دست آورده می‌شود.

$$A_{st} = 0.27 \times \frac{F_{uf} t_f b}{F_{yst}} \quad (8)$$

$$I_{st} \geq 2.81 b t_f^3 \quad (9)$$

در رابطه بالا I_{st} ممان اینرسی سخت کننده بال تیر پیوند قوطی شکل بلند است که برابر با $(w^3 t_s) / 3$ در نظر گرفته می‌شود و بقیه پارامترها پیشتر توضیح داده شده‌اند.

۴- اعتبارسنجی مدل‌های المان محدود

در این پژوهش، برای بررسی درستی کارهای انجام شده، از مطالعات آزمایشگاهی Berman و Bruneau [9] استفاده شده است. در پژوهش آن‌ها، یک قاب یک طبقه یک دهانه با عرض دهانه $3/66$ متر، ارتفاع طبقه $2/36$ متر، بادنند با مقطع عرضی $HSS 178 \times 178 \times 12.7$ ستون با مقطع عرضی $W310 \times 143$ و تیر پیوند قوطی شکل با مشخصات ابعادی زیر در نظر گرفته شده است.

تیر پیوند دارای فاصله $0.5b$ است.

شکل ۳. سخت کننده بال در تیرهای پیوند قوطی شکل بلند.

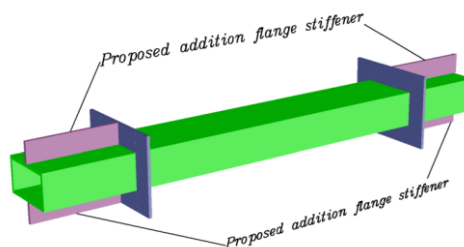


Fig. 3. Flange stiffener in long tubular link beams.

در تیرهای پیوند قوطی شکل بلند، وقتی سخت کننده میانی بال قرار ندارد، میدان کشش به وجود نمی‌آید و بال تیر پیوند به علت خمش دچار کماتش می‌شود. وقتی سخت کننده در وسط بال تیر پیوند در دو انتهای آن قرار داده می‌شود، میدان کشش مانند جان تیر پیوند به جود می‌آید. در شکل (۴) چگونگی کماتش بال تیر پیوند در دو حالت با سخت کننده و بدون سخت کننده بال نشان داده شده است.

شکل ۴. چگونگی کماتش بال تیر پیوند (الف) با سخت کننده بال در دو انتها (ب) بدون سخت کننده بال در دو انتها.

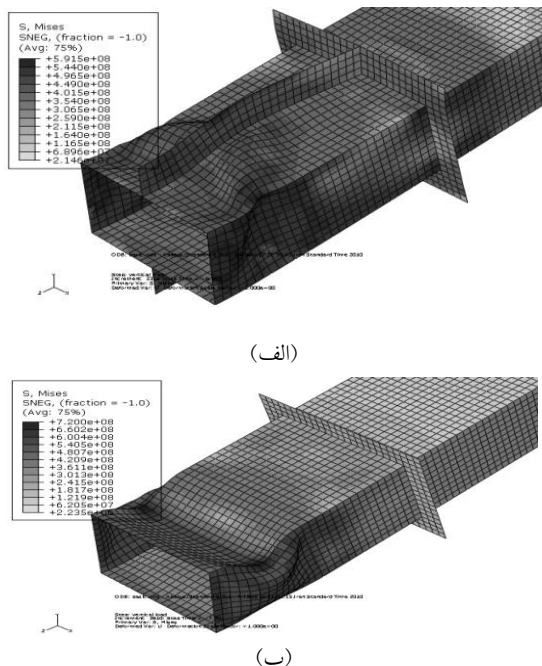


Fig. 4. Flange buckling of the tubular link beams (a) with addition flange stiffeners (b) without addition flange stiffeners.

در شکل (۶) نمودار خط پر منحنی حاصل از مدل ساخته شده در نرم‌افزار ABAQUS است و نمودار نقطه‌چین منحنی حاصل از پژوهش Berman و Bruneau است. از مقایسه دو نمودار حاصل می‌توان دریافت که مدل‌های ساخته شده در نرم‌افزار ABAQUS از دقت خوبی برخوردار هستند.

۵- مدل قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور

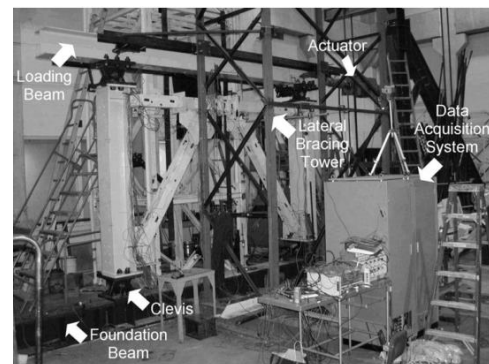
در این پژوهش، به منظور بررسی تأثیر مدل پیشنهادی در بهبود رفتار قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور با تیرهای پیوند قوطی شکل بلند، ۴ قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور سه دهانه شش طبقه، با ارتفاع یکسان ۳ متر برای تمام طبقات و طول یکسان ۴ متر برای تمام دهانه‌ها، انتخاب شده‌اند. قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور با تیرپیوند قوطی شکل (با آرایش-های مختلف سخت‌کننده: آرایش سخت‌کننده‌های متداول و آرایش سخت‌کننده‌های پیشنهادی) و ۲ طول تیرپیوند مختلف (برشی - خمشی و خمشی) پس از مدل‌سازی و طراحی براساس اصول طرح ظرفیت و برطبق ضوابط آیین‌نامه UBC-97 ASD در نرم‌افزار SAP، در نرم‌افزار ABAQUS تحت ۳ رکورد دور و ۳ رکورد نزدیک گسل، تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی شده‌اند. این قاب‌ها از هر لحاظ جزء طول تیرپیوند با یکدیگر مشابه هستند. در واقع مقطع تیرهای خارجی، ستون‌ها و مهاربندها به گونه‌ای انتخاب شده‌اند که برای هر ۲ طول تیرپیوند جوابگو باشند (براساس حالت خمشی انتخاب شده‌اند). در این پژوهش مقادیر بارهای ثقلی و جانبی کلیه قاب‌ها، مطابق ضوابط آیین‌نامه‌های ۵۱۹ و ویرایش چهارم آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران تعیین شده‌اند. مدول الاستیسیته فولاد $2 \times 10^5 \text{ MPa}$ انتخاب شده است. در تحلیل قاب‌های مورد نظر خاک نوع ۲، منطقه با خطر لرزه‌خیزی نسبی خیلی زیاد (نسبت شتاب‌مبنای طرح $A=0.35$)، ضریب اهمیت ساختمان $I=1$ و ضریب رفتار ساختمان $R=6$ در نظر گرفته شده است. در جدول (۱) نوع پروفیل تشکیل دهنده هر یک از اجزاء قاب‌ها مشخص شده است.

$$d=b=150 \text{ mm}, t_f=16 \text{ mm}, t_w=8 \text{ mm}, e=460 \text{ mm}, a=152 \text{ mm}, w=64 \text{ mm}, t_s=10 \text{ mm}$$

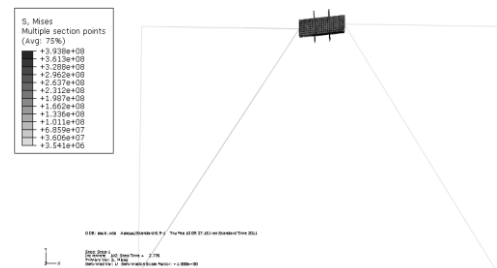
برای بررسی درستی آزمایشی نتایج، قابی مانند قاب مذکور شکل (۵-الف) در نرم‌افزار ABAQUS ساخته شد شکل (۵-ب) و منحنی‌های برش پایه برحسب % Drift مطابق شکل (۶)، مورد مقایسه قرار گرفت.

شکل ۵ (الف). قاب آزمایشگاهی Berman و Bruneau [9] (ب) مدل

ساخته شده در نرم‌افزار ABAQUS.



(الف)



(ب)

Fig. 5. (a) The experimental frame of Berman and Bruneau [9] (b) model developed in ABAQUS.

شکل ۶. مقایسه نتایج عددی با نتایج Berman و Bruneau.

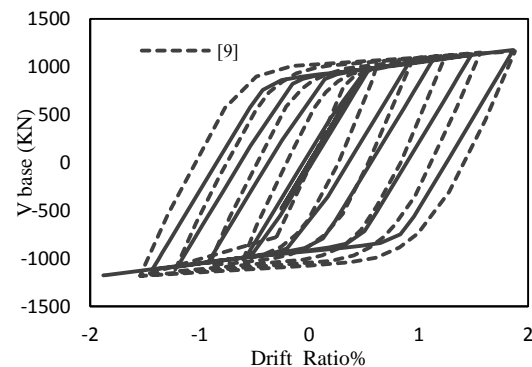


Fig. 6. Comparing numerical results to those of Berman and Bruneau (2007).

تیرهای پیوند قاب‌های ۶ طبقه مهاربندی شده برون‌محور با مقطع عرضی قوطی شکل، برای حالت خمشی - برشی طول ۱/۸ متر و برای حالت خمشی طول ۲/۸ متر در نظر گرفته شده است.

جدول ۲. تخمین برش و ممان پلاستیک مقاطع عرضی مختلف

Cross-sections	M_p (KN-m)	V_p (KN)
T280	651.43	762.4
T250	512.6	667

Table 2. The calculating of the plastic shear strength, V_p , and the plastic moment strength in different cross-sections

۵-۱- معرفی مصالح قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور در این پژوهش مانند مطالعات آزمایشگاهی Berman و Bruneau [9]، برای مصالح تمام قسمت‌های قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور، از ASTM A572 Gr. 50 استفاده شده است. نمودار تنش و کرنش مصالح مورد استفاده در شکل (۷) نشان داده شده است.

شکل ۷. نمودار تنش-کرنش مصالح

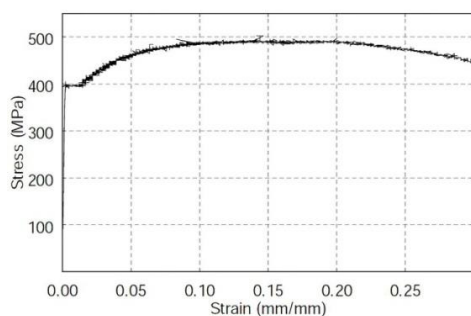


Fig. 7. Stress-strain relationship of material

۵-۲- معرفی مدل‌های المان محدود قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور

در این پژوهش، برای مدل‌سازی قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور از نرم‌افزار ABAQUS استفاده شده است. در این مدل‌سازی از المان‌های Shell (S4) برای تیرهای پیوند و از المان‌های Beam برای تیرهای خارج از تیرپیوند، تیرهای دهانه‌های مهاربندی نشده، ستون‌ها و مهاربندها استفاده شده

جدول ۱. طراحی قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور

Cross-section	Element
T280	Link beams of the first, second and third stories
T280	Beams out of link beam in the first, second and third stories
IPB200	Beams of bays without bracing in the first, second and third stories
IPB280	Middle columns of the first, second and third stories
IPB200	Corner columns of the first, second and third stories
2UPN200	Braces of the first, second and third stories
T250	Link beams of the fourth, fifth and sixth stories
T250	Beams out of link beam in the fourth, fifth and sixth stories
IPB200	Beams of bays without bracing in the fourth, fifth and sixth stories
IPB240	Middle columns of fourth, fifth and sixth stories
IPB200	Corner columns of the fourth, fifth and sixth stories
2UPN180	Braces of the fourth, fifth and sixth stories

Table 1. The design of the EBFs

در جدول (۱) منظور از T250 و T280 تیرهای پیوند قوطی شکلی است که به ترتیب طول و عرض ۲۸۰ میلی‌متر و ۲۵۰ میلی‌متر دارد.

T280

$$b=d=280 \text{ mm}, t_f = 20 \text{ mm}, t_w = 7 \text{ mm}$$

T250

$$b=d=250 \text{ mm}, t_f = 20 \text{ mm}, t_w = 7 \text{ mm}$$

در جدول (۲) برش و ممان پلاستیک مقاطع عرضی مختلف محاسبه شده است که با استفاده از آن‌ها می‌توان طول تیرپیوند و نوع تیرپیوند را تخمین زد.

با در نظر گرفتن بیشینه طول تیرپیوند برشی $(M_p/V_p)^{1/6}$

و حداقل طول تیرپیوند خمشی $(e=2/6 M_p/V_p)$ ، برای

رکوردهای دور و نزدیک گسل انتخابی آنالیز غیرخطی تاریخیچه زمانی شده‌اند. برای هر یک از قاب‌های ۶ طبقه، سه رکورد دور و سه رکورد نزدیک گسل در نظر گرفته شد، و برای هر کدام، تغییر مکان نسبی طبقات محاسبه شد و سپس نتایج با همدیگر مقایسه شد.

۶-۱- بررسی تأثیر سخت‌کننده‌های تیرپیوند قوطی شکل بلند

روی رفتار غیرارتجاعی قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور

در این قسمت تأثیر سخت‌کننده‌های پیشنهادی تیرپیوند قوطی شکل بلند، روی رفتار غیرارتجاعی قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور مورد بررسی قرار گرفته است. به همین منظور، نتایج حاصل از تحلیل قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور تحت تأثیر رکوردهای دور و نزدیک گسل در جداول (۴ و ۵) آورده شده است. در این جداول منظور از قوطی اصلاحی، تیرپیوند قوطی شکلی است که دارای سخت‌کننده بال در طول $1/5b$ در دو انتهای تیرپیوند است یعنی تیرپیوند قوطی شکل با آرایش سخت‌کننده‌های پیشنهادی. از جداول (۴ و ۵) می‌توان نتیجه گرفت که آرایش پیشنهاد شده برای سخت‌کننده‌های تیر پیوند قوطی شکل بلند، روی نیاز تغییرمکانی بین طبقات تأثیر حائز اهمیتی می‌گذارد. تأثیر آرایش سخت‌کننده‌های پیشنهادی برای تیرهای پیوند بلند، روی نیاز تغییرمکانی قاب‌ها در رکوردهای نزدیک گسل نسبت به رکوردهای دور از گسل بیشتر مشهود است. همچنین از نتایج جداول (۴ و ۵) می‌توان نتیجه گرفت که طول تیرپیوند در مقطع عرضی قوطی، تأثیر به مراتب بیشتری نسبت به مقطع عرضی قوطی اصلاحی دارد. به عبارت دیگر، نیاز تغییرمکانی طبقات در قاب‌های با تیرهای پیوند قوطی شکل و با آرایش سخت‌کننده‌های متداول، با افزایش طول تیرپیوند افزایش بیشتری را نسبت به حالت تیر پیوند قوطی اصلاحی با آرایش سخت‌کننده‌های پیشنهادی شاهد خواهند بود که این افزایش در نیاز تغییرمکانی طبقات، در رکوردهای نزدیک گسل نسبت به دور از گسل چشمگیرتر است. در نتیجه، قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور با تیرپیوند قوطی اصلاحی با آرایش سخت‌کننده‌های

است و دلیل این امر این است که تیرپیوند تنها قسمتی از قاب است که باید وارد رنج غیرخطی شود و در قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور از نقش مهمتری برخوردار است. المان Shell (S4) با ۶ درجه آزادی در هر گره، برای رفتار کمانش پلاستیک پیچیده بسیار مناسب است. برای مصالح از مدل پلاستیک که دارای سخت‌شوندگی کرنشی از نوع کینماتیک غیرخطی است، بهره گرفته شده است.

در این پژوهش برای تحلیل دینامیکی غیرخطی قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور با تیرهای پیوند قوطی شکل بلند که دارای آرایش سخت‌کننده‌های متداول و پیشنهادی است، از رکوردهای دور و نزدیک گسل استفاده شده است. به منظور اعمال رکوردهای زلزله به مدل‌ها، از رکوردهای مقیاس شده که به پایه‌های قاب وارد می‌شوند بهره گرفته شده است. به منظور تحلیل از روش Dynamic- Implicit استفاده شد. قاب‌ها در جهت عمود بر صفحه مهار شدند، تا دچار ناپایداری نشوند. به منظور در نظر گرفتن جرم قاب‌ها، جرم‌ها به صورت متمرکز در $\frac{1}{4}$ طول دهانه‌ها اعمال شدند. برای تعیین اندازه مش‌ها، از مش اندازه بزرگ کار شروع شد و در هر مرحله، اندازه مش‌ها کوچک شدند و این کار تا مرحله‌ای ادامه پیدا کرد که اندازه مش بر روی پاسخ، تأثیر حائز اهمیتی نمی‌گذاشت. در نتیجه، اندازه مش مورد نظر در حدود ۳۰ میلی‌متر برای تیرپیوند و در حدود ۱ متر برای بقیه اجزای قاب به دست آمد.

۵-۳- انتخاب و اصلاح رکوردهای زلزله

در این پژوهش برای آنالیز دینامیکی غیرخطی تاریخیچه زمانی، ۳ رکورد دور و ۳ رکورد نزدیک گسل، که بر روی خاکی مشابه با ویژگی‌های زمین مورد نظر (زمین نوع ۲) ثبت شده است، در نظر گرفته شدند. از آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران برای اصلاح رکوردها استفاده شده است. رکورد های مذکور در جدول (۳) آورده شده است.

۶- تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخیچه زمانی

در این پژوهش، قاب‌ها در نرم‌افزار ABAQUS تحت

جدول ۳. مشخصات رکوردهای مورد بررسی

Record	Distance (KM)	Mw	Date	PGA	PGV	PGD	$\frac{PGV}{PGA}$	$\frac{PGD}{PGV}$	Station	Soil	
				$\frac{cm}{s^2}$	$\frac{cm}{s}$	cm	(S)	(S)			
Near-fault records	Landers	1.1	7.3	1992.6.28	0.818	180.2	300.5	0.22	1.67	Lucerne	c
	Northridge	9.2	6.7	1994.1.17	0.344	40.43	15.08	0.119	0.372	Pacoima Kagel Canyon	c
	Tabas	3	7.4	1978.9.16	0.851	121.22	96.06	0.145	0.792	Tabas	c
Far-fault records	Landers	88.5	7.3	1992.6.28	0.107	2.332	0.391	0.022	0.168	Joshua Three	c
	Northridge	87.6	6.7	1994.1.17	0.06	5.152	1.323	0.088	0.257	Sunland - Mt Gleason Ave	c
	Tabas	121.2	7.4	1978.9.16	0.094	7.561	10.67	0.081	1.411	DayHook	c

Table 3. Specifications of earthquake records

جدول ۴. بیشینه تغییر مکان نسبی قاب‌های ۶ طبقه با تیرپیوند قوطی برشی - خمشی.

		Landers		Northridge		Tabas		Maximum	
		Far	Near	Far	Near	Far	Near	Far	Near
Tubular	Maximum Drift%	2.19	2	1.66	3.125	1.44	4.018	2.19	4.018
Modified Tubular	Maximum Drift%	1.89	1.85	1.69	3.1	1.33	2.61	1.89	3.1

Table 4. Maximum drift in 6-story frames with shear-flexural link beams

جدول ۵. بیشینه تغییر مکان نسبی قاب‌های ۶ طبقه با تیرپیوند قوطی خمشی.

		Landers		Northridge		Tabas		Maximum	
		Far	Near	Far	Near	Far	Near	Far	Near
Tubular	Maximum Drift%	2.3	3	2	4.62	1.7	5.078	2.3	5.078
Modified Tubular	Maximum Drift%	1.9	2.85	1.8	3.78	1.6	3.73	1.9	3.78

Table 5. Maximum drift in 6-story frames with flexural link beams

تیرپیوند در رکوردهای نزدیک گسل خود را بهتر نشان می‌دهد. نمودار تغییر مکان نسبی حداکثر قاب‌ها در ارتفاع در اشکال (۸ تا ۱۱) آورده شده است.

پیشنهادی نسبت به قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور با تیرپیوند قوطی با آرایش سخت‌کننده‌های متداول، دارای رفتار به مراتب بهتری هستند، که این برتری با افزایش طول

در اشکال (۱۲ و ۱۳) به عنوان نمونه مدل المان محدود دو قاب آورده شده است.

شکل ۱۲. قاب ۶ طبقه با تیرپیوند قوطی شکل خمشی، تحت تأثیر رکورد نزدیک گسل نورتریج

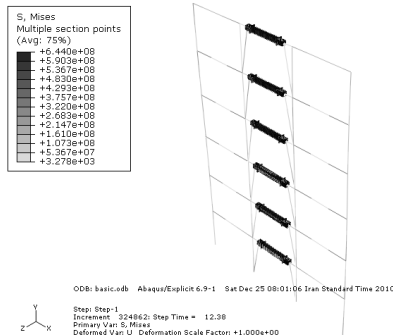


Fig. 12. 6-story frame with flexural tubular link beam subjected to Northridge near-fault record

شکل ۱۳. قاب ۶ طبقه با تیرپیوند قوطی اصلاح شده خمشی، تحت تأثیر رکورد نزدیک گسل نورتریج.

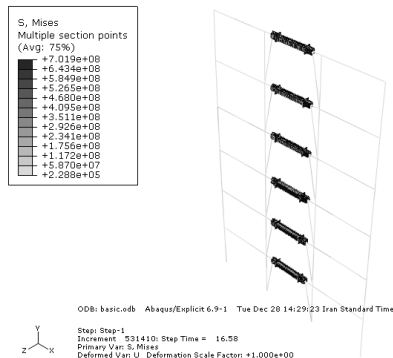


Fig. 13. 6-story frame with flexural modified tubular link beam subjected to Northridge near-fault record

۷- نتیجه گیری

این پژوهش نشان می‌دهد که چنانچه از مقاطع عرضی قوطی اصلاحی با آرایش سخت‌کننده‌های پیشنهادی (سخت-کننده بال در دو انتها) استفاده شود، به دلیل به تأخیر افتادن کمانش بال، این مقاطع عرضی نسبت به مقاطع عرضی قوطی که دارای سخت‌کننده به صورت دور تا دور هستند، از رفتار به مراتب بهتری برخوردارند. قاب‌های مهاربندی شده برون-محور با تیرپیوند قوطی اصلاحی، از نیاز تغییرمکانی کمتری نسبت به قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور با تیرپیوند قوطی برخوردار هستند. که این کاهش نیاز تغییرمکانی، برحسب نوع تیرپیوند به صورت زیر قابل ذکر است.

شکل ۸. تأثیر نوع مقطع در تیرهای پیوند برشی - خمشی تحت تأثیر رکوردهای دور از گسل

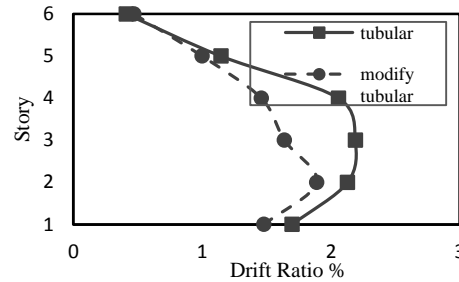


Fig. 8. The effect of cross-section in shear-flexural link beams subjected to far-fault records

شکل ۹. تأثیر نوع مقطع در تیرهای پیوند برشی - خمشی تحت تأثیر رکوردهای نزدیک گسل

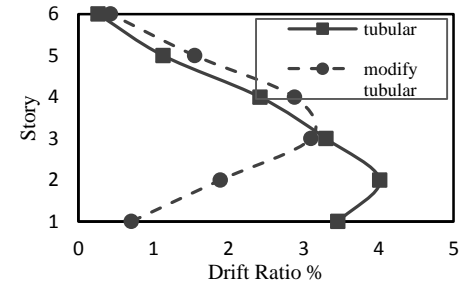


Fig. 9. The effect of cross-section in shear-flexural link beams subjected to near-fault records

شکل ۱۰. تأثیر نوع مقطع در تیرهای پیوند خمشی تحت تأثیر رکوردهای دور از گسل

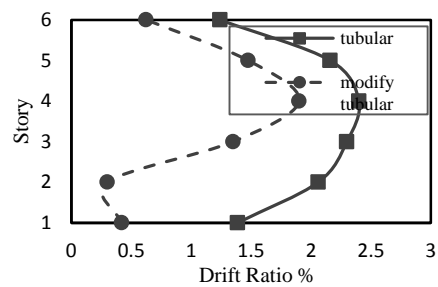


Fig. 10. The effect of cross-section in flexural link beams subjected to far-fault records

شکل ۱۱. تأثیر نوع مقطع در تیرهای پیوند خمشی تحت تأثیر رکوردهای نزدیک گسل.

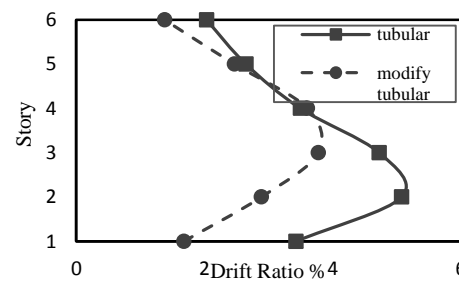


Fig. 11. The effect of cross-section in flexural link beams subjected to near-fault records

- 4- Malley, J.O. and Popov, E.P., 1984. Shear links in eccentrically braced frames. *Journal of Structural Engineering*, **110**(9), pp.2275-2295.
- 5- Kasai, K. and Popov, E.P., 1986. Cyclic web buckling control for shear link beams. *Journal of Structural Engineering*, **112**(3), pp.505-523.
- 6- Berman, J.W. and Bruneau, M., 2005. Supplemental system retrofit considerations for braced steel bridge piers. *Earthquake engineering & structural dynamics*, **34**(4-5), pp.497-517.
- 7- Dusicka, P., Itani, A.M. and Buckle, I.G., 2002. Cyclic behavior of shear links and tower shaft assembly of San Francisco-Oakland Bay Bridge Tower. Center for Civil Engineering Earthquake Research, University of Nevada.
- 8- Itani, A.M., 1997. Cyclic behavior of Richmond-San Rafael tower links. Center for Civil Engineering Earthquake Research, University of Nevada.
- 9- Berman, J.W. and Bruneau, M., 2007. Experimental and analytical investigation of tubular links for eccentrically braced frames. *Engineering Structures*, **29**(8), pp.1929-1938.
- 10- Berman, J.W. and Bruneau, M., 2005. Approaches for the seismic retrofit of braced steel bridge piers and proof-of-concept testing of an eccentrically braced frame with tubular link (No. MCEER-05-0004). Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.
- 11- Berman, J.W. and Bruneau, M., 2006. Further development of tubular eccentrically braced frame links for the seismic retrofit of braced steel truss bridge piers. Technical report MCEER-06-0006. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.
- 12- Prinz, G.S. and Richards, P.W., 2009. Eccentrically braced frame links with reduced web sections. *Journal of Constructional Steel Research*, **65**(10-11), pp.1971-1978.
- 13- Daneshmand, A. and Hashemi, B.H., 2012. Performance of intermediate and long links in eccentrically braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, **70**, pp.167-176.
- 14- Chegeni, B. and Mohebkhah, A., 2014. Rotation capacity improvement of long link beams in eccentrically braced frames. *Scientia Iranica. Transaction A, Civil Engineering*, **21**(3), p.516.
- نیاز تغییر مکانی قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور با تیرپیوند قوطی اصلاحی (با آرایش سخت‌کننده‌های پیشنهادی) در حالت برشی-خمشی، در زلزله‌های دور از گسل در حدود Drift ۱۶٪ و در زلزله‌های نزدیک گسل در حدود Drift ۳۰٪ از نیاز تغییر مکانی قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور با تیرپیوند قوطی شکل (با آرایش سخت‌کننده‌های متداول) کمتر است.
- نیاز تغییر مکانی قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور با تیرپیوند قوطی اصلاحی (با آرایش سخت‌کننده‌های پیشنهادی) در حالت خمشی، در زلزله‌های دور از گسل در حدود Drift ۲۱٪ و در زلزله‌های نزدیک گسل در حدود Drift ۳۴٪ از نیاز تغییر مکانی قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور با تیرپیوند قوطی شکل (با آرایش سخت‌کننده‌های متداول) کمتر می‌باشد.
- همچنین نتایج حاصل از بررسی تأثیر طول تیرپیوند روی رفتار غیرارتجاعی قاب‌های مهاربندی شده برون‌محور فولادی طبقه نشان می‌دهد که طول تیرپیوند در مقطع عرضی قوطی، تأثیر به مراتب بیشتری نسبت به مقطع عرضی قوطی اصلاحی (با آرایش سخت‌کننده‌های پیشنهادی) دارد. در تیرهای پیوند قوطی، با افزایش طول تیرپیوند، نیاز تغییر مکانی طبقات افزایش بیشتری را نسبت به حالت قوطی اصلاحی (با آرایش سخت‌کننده‌های پیشنهادی) شاهد خواهند بود که این افزایش در رکوردهای نزدیک گسل نسبت به دور از گسل چشمگیرتر است.

References

۸- مراجع

- 1- Roeder, C.W. and Popov, E.P., 1978. Eccentrically braced steel frames for earthquakes. *Journal of the Structural Division*, **104**(3), pp.391-412.
- 2- AISC. 2005. Seismic provisions for structural steel buildings. *American Institute of Steel Construction*.
- 3- Hjelmstad, K.D. and Popov, E.P., 1983. Cyclic behavior and design of link beams. *Journal of Structural Engineering*, **109**(10), pp.2387-2403.

- In Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, January.*
- 20- Iwan, W.D., 1996, June. The drift demand spectrum and its application to structural design and analysis. *In Proceedings of the 11 th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No (Vol. 1116).
- 21- Ronald, D.Z., 2010. Structural stability research council guide to stability design criteria for metal structures- Sixth edition, John Wiley & Sons, Inc., New York.
- 22- Engelhardt, M.D. and Popov, E.P., 1992. Experimental performance of long links in eccentrically braced frames. *Journal of Structural Engineering*, **118**(11), pp.3067-3088.
- Salmon, C.G., Johnson, J.E., 1996. Steel structures design and behavior. 4th ed. New York: HarperCollins College Publishers.
- 15- Zarsav, S., Zahrai, S.M. and Oskouei, A.V., 2016. Effect of stiffener arrangement on hysteretic behavior of link-to-column connections. *Structural Engineering and Mechanics*, **57**(6), pp.1051-1064.
- 16- Hudson, D.E. and Housner, G.W., 1958. An analysis of strong-motion accelerometer data from the San Francisco earthquake of March 22, 1957. *Bulletin of the Seismological Society of America*, **48**(3), pp.253-268.
- 17- Bertero, V.V., Mahin, S.A. and Herrera, R.A., 1978. Aseismic design implications of near-fault San Fernando earthquake records. *Earthquake engineering & structural dynamics*, **6**(1), pp.31-42.
- 18- Hall, J.F., 1995. Parameter study of the response of moment-resisting steel frame buildings to near-source ground motions. Report NO, EERI, 95-08.
- 19- Decanini, L.D., Mollaioli, F. and Saragoni, R., 2000, January. Energy and displacement demands Imposed by near-source ground motions.