

# تأثیر طول تیر پیوند قائم روی تغییر مکان ماندگار قاب‌های فولادی تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک

اکبر بطهائی<sup>۱</sup>، سید مهدی زهرائی<sup>۲\*</sup>

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی زلزله، دانشکده عمران، دانشگاه تهران

۲- استاد، قطب علمی مهندسی و مدیریت زیرساخت‌های عمرانی، دانشکده عمران، دانشگاه تهران

mzahrai@ut.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۱۳۹۵/۰۷/۲۶]

تاریخ دریافت: [۱۳۹۴/۱۲/۰۱]

## چکیده

بحشی که بین مهندسان زلزله وجود دارد این است که خرابی سازه‌ای و غیرسازه‌ای در ابتدا در اثر بارهای جانبی ناشی از تحریک زلزله ایجاد می‌شود. در آیین‌نامه‌های آمریکا از جمله FEMA356 عملکرد سازه‌ای با استفاده از بیشینه تقاضای تغییرشکل تخمین زده می‌شود. در هر حال علاوه بر تغییرشکل‌های بیشینه، تغییرشکل‌های ماندگار نقش مهمی را در تعریف عملکرد سازه‌ای دارند و می‌توانند نتایج مهمی را داشته باشند. دامنه تغییرشکل‌های ماندگار در بررسی سازه‌ای و اقتصادی بهسازی سازه‌های آسیب دیده، بسیار مهم است. علاوه بر این، تغییرمکان‌های ماندگار به عنوان یکی از مهم‌ترین پارامترها در ارزیابی ظرفیت باقی‌مانده سازه‌های آسیب دیده برای تحمل پس‌لرزه‌ها معرفی شده‌اند. در این پژوهش تغییرمکان ماندگار دو قاب فولادی پنج و هشت طبقه که با در نظر گرفتن تیر پیوند قائم طراحی شده است، بررسی شده و تأثیر طول تیر پیوند قائم روی تغییرمکان ماندگار سازه انجام شده است. نتایج به دست آمده نشان‌دهنده مناسب بودن طول ۲۰ سانتی‌متر برای داشتن تغییرمکان ماندگار کم‌تر و هم‌چنین کنترل بهتر حداکثر تغییرمکان سازه برای زلزله‌های حوزه نزدیک گسل و زلزله‌های حوزه دور از گسل است.

**واژگان کلیدی:** تیر پیوند قائم، تغییرمکان ماندگار، زلزله حوزه نزدیک گسل، زلزله حوزه دور از گسل

## ۱- مقدمه

در سال‌های اخیر، روش‌های کنترل سازه‌ها جایگزین روش‌های قبلی طراحی شده است. ابزارهای کنترل سازه به دو قسمت تقسیم می‌شود. دسته اول شامل جداسازها و میراگرهای جرمی تنظیم‌شونده بوده که تا حد ممکن از ورود انرژی ناشی از زلزله به سازه جلوگیری می‌کند. دسته دوم شامل میراگرهای اصطکاکی، ویسکوز، ویسکوالاستیک و مهاربندهای کمانش‌ناپذیر بوده، که در نقاط خاصی از سازه تعبیه می‌شوند و انرژی ورودی ناشی از زلزله را در نواحی که این مهاربندها نصب می‌شوند، مستهلک می‌کند

[1]. سیستم تیر پیوند قائم یا پانل برشی<sup>۱</sup> SPS یکی از سیستم‌های جاری شونده برای اتلاف انرژی است؛ که علاوه بر داشتن سختی قابل توجه، از شکل‌پذیری بالایی هم برخوردار است.

ماتیز<sup>۲</sup> و همکاران یک تحلیل عددی آزمایشگاهی بر روی پانل‌های برشی آلومینیومی دارای سخت‌کننده‌هایی انجام دادند که بر طبق این مطالعه، نشان دادند که سیستم‌های پانل برشی ارائه شده برای نسبت‌های  $\frac{b}{t_w}$  زیاد نیز دارای شکل‌پذیری و

1 Shear panel system  
2 Matteis

قابلیت استهلاک انرژی بالایی است [2].

تاناکا<sup>1</sup> و همکاران در سال ۲۰۰۰ میلادی روی عملکرد هیسترتیک پانل‌های برشی فولادی با حد جاری شدن پایین برای کنترل لرزه‌ای ساختمان‌ها انجام دادند. آنها نشان دادند که برای نسبت‌های  $\frac{b}{t_w}$  کوچک‌تر از ۴۰ رفتار پانل دارای عملکرد هیسترتیک خیلی خوبی هستند [3].

ناکاشیما<sup>۲</sup> و همکاران روی چگونگی رفتار شش پانل برشی با حد تسلیم پایین را برای استهلاک انرژی، مطالعه کردند. آنها حد تسلیم پانل‌های برشی را تقریباً برابر با حد تسلیم فولاد معمولی آزمایش نمودند و نشان دادند که پانل‌ها دارای نمودار هیسترتیزس پایدار و قابلیت جذب انرژی بالایی هستند. در آزمایش‌ها یک ناحیه بزرگ‌تری برای سخت‌شدگی مجدد مشاهده شده است که تقریباً میزان انرژی مستهلک شده برای پانل‌های برشی تقریباً ۱/۵ برابر انرژی مستهلک شده در سیستم‌های غیرخطی است [4].

بر اساس نتایج اجزا محدود غیرخطی انجام شده به وسیله دوسیکا<sup>۳</sup> و ایتانی<sup>۴</sup> و مطالعات تکمیلی در سال ۲۰۰۴ روی تیر پیوند برشی که بر طبق استانداردهای لرزه‌ای AISC انجام شده است، مشخص شد ظرفیت برشی نهایی با مقادیر آزمایشگاهی هماهنگی خوبی داشته و جان تیرهای پیوند در برش جاری می‌شود [5, 6].

آرس<sup>۵</sup> و همکاران در سال ۲۰۰۳، تیرهای پیوند برشی با فولاد ASTM A992 (با حد جاری شدن ۳۴۰ تا ۴۰۰ مگاپاسکال) را به منظور بررسی محدودیت‌های لاغری بال و برآورد ضرایب مقاومت افزون آزمایش کرده و مقادیر آیین‌نامه AISC2002 را تایید نمودند. خرابی بعضی نمونه‌ها به علت پارگی جان تیر پیوند بود که از انتهای سخت‌کننده‌های جان شروع می‌شد [7].

مک‌دانیل<sup>۶</sup> و همکاران یک‌سری آزمایش روی دو نمونه تیر پیوند برشی فلزی برج اصلی پل معلق جدید واقع در خلیج

اوکلند، سانفرانسیسکو، انجام دادند. تیرهای پیوند از مقاطع سرهم شده جان بال و به منظور جاری شدن در برش ساخته شده بودند. نمونه‌ها رفتار شکل‌پذیری را تا بروز ترک در جوش گوشه قائم که متصل‌کننده سخت‌کننده‌های میانی به جان تیر پیوند هستند، از خود بروز دادند [8].

گالوز<sup>۷</sup> ضمن بررسی عوامل موثر بر شکست جان در تیرهای پیوند برشی، راه‌هایی برای تأخیر شکست جان و بهبود رفتار شکل‌پذیر چنین تیرهای پیوندی ارائه داد [9]. باکل<sup>۸</sup> و همکاران نیز در سال ۲۰۰۵ آزمایش‌هایی را با مقیاس یک‌دوم روی تیرهای پیوند برشی نصب شده روی پل را با فولاد با عملکرد بالا و فولاد با حد جاری شدن پایین گزارش کردند و نشان دادند که تیرهای پیوند برشی با رفتار غیرارتجاعی در استهلاک انرژی کاملاً موثرند و در پل‌ها با هزینه کم و الزامات نگهداری جزئی قابل توجه است [10]. چائو<sup>۹</sup> و همکاران با استفاده از مدل‌های سازه‌ای، برای بررسی شکست جان، معیار موجود را برای قضاوت در مورد خواص شروع شکست شکل‌پذیر فولاد را بر مبنای نتایج آزمایش‌ها، اصلاح کردند تا بتوان محل شروع شکست شکل‌پذیر را بهتر تعیین نمود [11]. اکازاکی<sup>۱۰</sup> و انگلهارت آزمایش‌هایی را روی فولاد ASTM A992 برای بررسی رفتار تیر پیوند در قاب‌های با مهاربند برون محور انجام دادند و تغییراتی را برای لاغری بال و طراحی سخت‌کننده تیر پیوند و جزئیات اتصال آن به ستون توصیه نمودند [12].

برمن<sup>۱۱</sup> و برونو ضمن بررسی عددی و آزمایشگاهی روی تیر پیوند قوطی در قاب‌های مهاربندی برون محور، تغییر شکل زاویه‌ای ۰/۱۵ رادیان نزدیک به دو برابر نیاز آیین‌نامه‌ای ۰/۰۸ رادیان مربوط به نیم‌رخ بال پهن، برای تیر پیوند به دست آوردند و نشان دادند که این مقاطع قوطی به خوبی می‌توانند به سطوح شکل‌پذیری بالایی دست یابند [13]. چان<sup>۱۲</sup> و همکاران آزمایش‌های بارگذاری یک طرفه و چرخه‌ای را روی تیرهای

7 Galvez  
8 Buckle  
9 Chao  
10 Okazaki  
11 Berman  
12 Chan

1 Tanaka  
2 Nakashima  
3 Dusicka  
4 Itani  
5 Arce  
6 McDaniel

تسلیم، شدت لرزه‌ای و نوع رفتار هیسترتیک سیستم‌های SDOF بستگی دارد. بر اساس مطالعات تحلیلی، این پژوهشگران یک متدولوژی را شبیه روش ضریب تغییر مکان موجود در آیین‌نامه FEMA356، برای ترکیب تغییر مکان ماندگار در طراحی قاب‌های سازه‌ای جدید یا ارزیابی سازه‌های موجود پیشنهاد کردند [18].

در این میان اثر طول تیر پیوند، تاثیر عمده‌ای بر سختی و شکل‌پذیری قاب‌ها دارد. پژوهشهای متعدد نشان داده است که در پیوندهای با طول کوتاه، مفصل برشی و در پیوندهای با طول بلند، مفصل خمشی تشکیل می‌شود ولی تشکیل مفصل برشی عملکرد مناسب و پایدارتری از نظر سختی و شکل‌پذیری به همراه دارد [19].

زهرائی و مصلحی تبار مطالعه‌ای عددی- آزمایشگاهی را روی پنج نوع تیر پیوند قائم به گونه‌ای انجام دادند که تاثیر برخی از موارد مهم همچون مشخصات سطح مقطع تیر پیوند قائم، طول تیر پیوند، لاغری مهاربند و شرایط سخت‌کننده جان تیر پیوند دیده شود. علاوه بر این، برای تیر پیوند از مقطع IPE با فولاد معمولی، به جای مقاطع قوطی و یا بال پهن H شکل استفاده نمودند. مقطع انتخابی علاوه بر هزینه کم‌تر، قابلیت نصب و تعویض راحت‌تری را نسبت به مقاطع قوطی دارد [20].

امروزه استفاده از قاب‌های مهاربندی خارج از مرکز به علت پارامترهای لرزه‌ای مناسب، در طراحی یا مقاوم‌سازی سازه‌ها در مناطق لرزه‌خیز مورد توجه است. بندهایی برای ارزیابی و نوسازی سازه‌های موجود به ویژه در مورد محدودیت‌های تغییر شکل‌های ماندگار پیشنهاد شده اما معلوم نمی‌شود که چگونه بتوان تغییر شکل‌های ماندگار را تخمین زد، بلکه بیشتر تمرکز روی تخمین تغییر مکان‌های ماندگار در سازه یک درجه آزادی است.

در این پژوهش با توجه به اینکه دامنه تغییر شکل‌های باقی‌مانده در تعیین تکنیکی و اقتصادی بهسازی سازه‌های آسیب دیده، مهم بوده و علاوه بر آن تغییر مکان‌های ماندگار به عنوان یکی از مهم‌ترین پارامترها در ارزیابی ظرفیت باقی‌مانده

پیوند برشی به صورت ورق‌های نازک فولادی جوش شده داخل یک قطعه قوطی شکل انجام دادند و با توجه به استهلاک انرژی بالا، کاربرد آن را برای بهسازی لرزه‌ای قاب‌های موجود توصیه نمودند [14].

مشاهدات اولیه در مورد دامنه تغییر مکان‌های ماندگار الاستوپلاستیک سیستم‌های SDOF در ابتدا به وسیله ماهین<sup>۱</sup> و برترو ارائه شد. این پژوهشگران میانگین تغییر مکان‌های باقی‌مانده سیستم‌های الاستوپلاستیک در اثر ۱۰ رکورد را گزارش کردند که ۴۵ درصد بیشتر از میانگین تغییر مکان ماندگار با بیشینه سطح پراکندگی بود [15]. بعد از زلزله Nambu در سال ۱۹۹۵ میلادی که باعث تغییر مکان‌های بزرگ در پایه‌های پل‌ها شد، مکری<sup>۲</sup> اولین مطالعه سیستماتیک را با هدف تخمین تغییر مکان‌های ماندگار انجام داد. این پژوهشگران تغییر مکان‌های ماندگار را از پاسخ الاستوپلاستیک و دو بعدی نوسان‌های SDOF با سه سطح مشخص از شکل‌پذیری  $\mu=2,4,6$  را که تحت تاثیر ۱۱ رکورد زمین‌لرزه قرار گرفته بود، مطالعه کردند. آنها نتیجه گرفتند که نسبت سختی پس از تسلیم، تاثیر قابل توجهی در دامنه تغییر مکان‌های ماندگار داشته ولی عواملی مانند بزرگای زلزله، فاصله از منبع یا نوع خاک بر تغییر مکان‌های ماندگار تاثیری ندارند [16]. بر اساس مطالعات انجام شده قبلی، کواشیمای<sup>۳</sup> طیفی از تغییر مکان‌های ماندگار را برای طراحی پایه‌های پل در ژاپن ارائه کرد. وی نشان داد که در طیف ارائه شده، محدودیت‌های تغییر مکان ماندگار به سطح سختی بعد از تسلیم، بستگی دارد [17].

به تازگی پامپانین<sup>۴</sup> و همکاران مطالعه‌ای در خصوص نرمالیزه کردن تغییر مکان ماندگار با استفاده از بیشینه تغییر مکان غیرالاستیک چهار سیستم SDOF با مشخصات یکسان از چهار سازه قابی شکل RC انجام داده‌اند که این سیستم‌ها تحت تاثیر ۲۰ زمین‌لرزه که به دو سطح از شدت لرزه‌ای مقیاس شده‌اند، قرار گرفته‌اند. این پژوهشگران اشاره کردند که نرمالیزه کردن تغییر مکان‌های ماندگار و پراکندگی آن‌ها به سختی بعد از

1 Mahin  
2 MacRae  
3 Kawashima  
4 Pampanin

در رابطه فوق  $M_2$  لنگر انتهای تحتانی و  $M_1$  لنگر انتهای فوقانی است. برای جلوگیری از شکست جوش در محل اتصال انتهای فوقانی مفصل تیر، کمیته لرزه‌نگاری انجمن مهندسیین ساختمان کالیفرنیا [25] توصیه کردند زاویه تغییر شکل برشی تیر پیوند به  $0.15$  رادیان محدود شود. بررسی‌ها نشان داد که در این صورت ظرفیت استهلاک انرژی مفصل بسیار پایین می‌آید. بنابراین بوکمپ و وتر در سال ۱۹۹۴ توصیه نمودند که از رابطه زیر استفاده شود [24].

$$e \leq 0.35 \frac{(k+1)M_p}{V_p} \quad (5)$$

این همان رابطه (۳) است که لنگر انتهایی به  $M_1 = 0.5 M_{pL}$  محدود شده است. چون با جاری شدن برشی جان تیر پیوند قائم، انرژی به وسیله این قطعات مستهلک می‌شود و سایر اعضای سازه‌ای، الاستیک باقی می‌مانند. این قطعات باید از فولاد نرم ساخته شوند. بر طبق AISC2002 بیشینه تنش تسلیم مشخصه فولاد تیرهای رابط نباید از  $50 \text{ ksi}$  یا  $3500$  کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع تجاوز کند [22]. زاویه تغییر شکل برشی پیوند یکی دیگر از پارامترهای مهم در طراحی سیستم تیر پیوند قائم است. بر طبق AISC2002 برای تیرهای پیوند با طول کمتر از  $1.6 M_p / V_p$  این میزان به  $0.08$  و برای تیرهای پیوند با طول بیشتر از  $2.6 M_p / V_p$  به  $0.02$  رادیان محدود شده است. برای طول‌های بین این دو مقدار باید از درونبایی استفاده نمود. مطابق IBC2000 این مقادیر به ترتیب به  $0.09$  و  $0.03$  رادیان محدود شده است [23].

تیرهای پیوند قائم با مقطع IPE در پنج مدل مجزا با طول‌های  $20$ ،  $25$ ،  $30$ ،  $35$  و  $40$  سانتی‌متری مدل‌سازی می‌شوند. مقاطع پانل‌های برشی مطابق جدول‌های (۱ و ۲) برای سازه پنج و هشت طبقه توزیع شده است.

مقاطع استفاده شده برای طبقات مختلف با هم متفاوت است، چون باید متناسب با مقدار سختی و نیروی برشی مناسب توزیع شوند تا تیر پیوند رفتار مناسبی برای جذب انرژی ایفا نموده و تحت اثر نیروی برشی متناظر جاری شده و علاوه بر جذب انرژی ناشی از زلزله، از ازدیاد نیروی برشی نیز جلوگیری شود.

سازه‌های آسیب دیده برای تحمل پس‌لرزه‌ها معرفی شده‌اند، طول‌های مختلف تیر پیوند قائم با در نظر گرفتن کنترل بیشینه پاسخ تغییر مکان بام سازه ۵ و ۸ طبقه و تغییر مکان باقی‌مانده آن برای زلزله‌های نزدیک گسل و دور از گسل مورد بررسی قرار می‌گیرد.

## ۲- روابط مربوط به طراحی تیر پیوند قائم

به منظور استهلاک انرژی به وسیله تیر پیوند قائم طراحی مناسب این عناصر حائز اهمیت است. اگر تیر پیوند قائم بخوبی طراحی شود، مثل یک فیوز استهلاک انرژی و شکل‌پذیری بالایی از خود نشان می‌دهد طوری که سایر اجزای سازه‌ای به حالت الاستیک باقی می‌مانند. طول تیر پیوند قائم یکی از پارامترهای مهم طراحی این سیستم مهاربندی و اگر است. عملکرد بهتر تیرهای پیوند کوتاه نسبت به تیرهای پیوند بلند با آزمایش‌های متعدد به اثبات رسیده است [21]. برای اینکه گسیختگی در برش قبل از گسیختگی در خمش رخ دهد آیین‌نامه‌ها طول مفصل را به مقدار زیر محدود می‌کنند [22].

$$e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p} \quad (1)$$

در رابطه (۱)،  $e$  برون محوری یا طول تیر پیوند قائم،  $M_p$  ظرفیت لنگر پلاستیک و  $V_p$  ظرفیت برشی پلاستیک تیر است. طبق مطالعات بوکمپ و وتر که در سال ۱۹۹۴ انجام دادند [24]، به عنوان یک رابطه محافظه‌کارانه برای حالتی که لنگر دو طرف تیر پیوند یکسان است توصیه نمودند که طول تیر پیوند به میزان رابطه (۲) محدود شود.

$$e \leq 1.4 \frac{M_p}{V_p} \quad (2)$$

در عمل لنگر دو طرف یکسان نیست. بنابراین توصیه نمودند، با توجه به سختی نسبت سختی چرخشی انتهای تحتانی به انتهای فوقانی از رابطه (۳ و ۴) استفاده شود [24].

$$e \leq 0.7 \frac{(k+1)M_p}{V_p} \quad (3)$$

$$k = \frac{M_2}{M_1} \quad (4)$$

دوبل ناودانی ۸۰ (UNP 80) است. صفحه فلزی متصل کننده مهاربندها به تیر پیوند از ورق به ابعاد  $PL\ 300 \times 300 \times 10$  ساخته شده است. هم‌چنین برای تیر اصلی در محل اتصال تیر پیوند به تیر اصلی، از دو سخت‌کننده تمام عمق استفاده شده است.

شکل ۲. جزئیات تیر پیوند قائم در نمونه آزمایش شده [26]

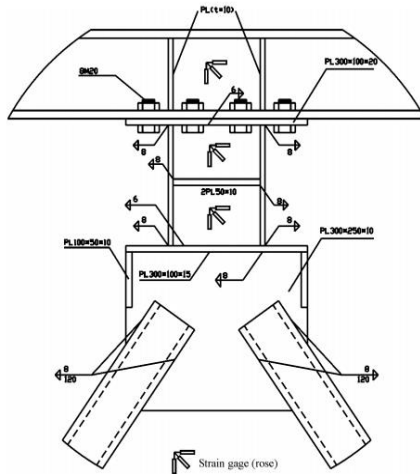


Fig. 2. Details of the vertical link beam in experimental frame [26]

مشخصات هندسی قاب و تیر پیوند قائم آزمایش شده در جدول‌های (۳ و ۴) و مشخصات مکانیکی تیر پیوند در جدول (۵) آمده است. برای مدل‌سازی از نرم‌افزار اپنسیس<sup>۱</sup> [22] استفاده شده است. این نرم‌افزار شامل مجموعه کاملی از المان‌ها، مصالح و روش‌های مختلف تحلیل بوده و توانایی مدل‌سازی و تحلیل را در زمینه‌های میکرو و ماکرو دارد [27].

رفتار فولاد در نرم‌افزار با استفاده از uniaxialMaterial Steel02 تعریف شده است. این دستور برای ساخت ماده فولاد با سخت‌شوندگی کرنش ایزوتروپیک Giuffre-Menegotto-Pinto به کار می‌رود. منحنی رفتار ماده در شکل (۳) نشان داده شده است. المان‌های تیر و ستون از نوع element elasticBeamColumn و مهاربندها از نوع element truss تیر پیوند قائم با المان تیر ستون غیرخطی<sup>۲</sup> تعریف شده است. المان تیر ستون غیرخطی توزیع گسترده‌ی پلاستیسیته در طول المان را در نظر می‌گیرد.

جدول ۱. مقاطع پانل‌های برشی در سازه پنج طبقه

Story number	Shear panel section	Vertical link beam length (cm)
1	IPE240	20-25-30-35-40
2	IPE200	20-25-30-35-40
3	IPE180	20-25-30-35-40
4	IPE180	20-25-30-35-40
5	IPE140	20-25-30-35-40

Table 1. Shear panel sections in the five-story structure

جدول ۲. مقاطع پانل‌های برشی در سازه هشت طبقه

Story number	Shear panel section	Vertical link beam length (cm)
1	IPE270	20-25-30-35-40
2	IPE270	20-25-30-35-40
3	IPE270	20-25-30-35-40
4	IPE240	20-25-30-35-40
5	IPE240	20-25-30-35-40
6	IPE240	20-25-30-35-40
7	IPE180	20-25-30-35-40
8	IPE180	20-25-30-35-40

Table 2. Shear panel sections in the eight-story structure

### ۳- مدل‌سازی عددی نمونه آزمایشگاهی قاب با یک تیر پیوند قائم برای اعتبارسنجی

در این پژوهش، به منظور اعتبارسنجی مدل‌سازی عددی، از مدل قاب آزمایش شده با تیر پیوند قائم تک، در مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن استفاده شده است، که شمای کلی آن به همراه جزئیات مقاطع تیرها، ستون‌ها، تیر پیوند قائم و مهاربندها در شکل‌های (۱ و ۲) نشان داده شده است.

شکل ۱. جزئیات قاب یک دهانه آزمایش شده [۲۶]

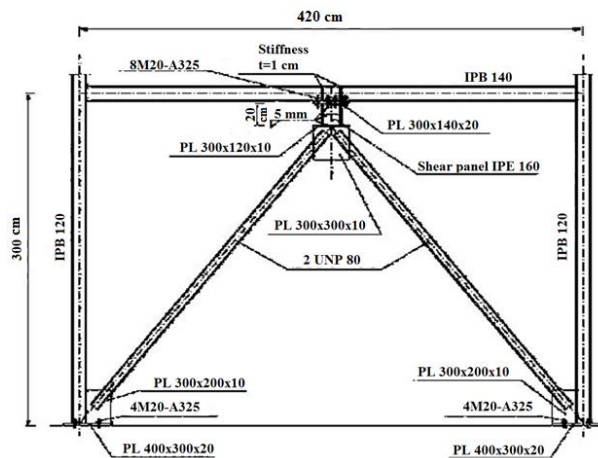


Fig. 1. Details of one-span experimental frame [26]

مقاطع ستون‌ها IPB 120، مقطع تیر IPB 140 و مهاربندها از

1 OpenSees

2 element nonlinearBeamColumn

#### ۴ - چگونگی بارگذاری نمونه

چرخه‌های بارگذاری مطابق آیین‌نامه ۱۹۹۷ مشابه با ATC-24 استفاده شد که بارگذاری بر مبنای تغییرمکان معادل جاری شدن،  $\Delta_p$ ، صورت گرفته است. اما در شرایط موجود در آزمایشگاه به علت وجود لغزش در تکیه‌گاه‌های مفصلی رسیدن به تغییرمکان مطلوب در تغییرمکان‌های کوچک دشوار است. بدین جهت تا قبل از مرحله‌ی جاری‌شدگی نمونه، چگونگی بارگذاری روی نمونه‌ها به صورت کنترل نیرو و متناظر با تغییرمکان‌های مربوطه، به نمونه اعمال شده است، که این کار نیز مشابه با روش کنترل جابه‌جایی در سه چرخه انجام شده است. پس از جاری شدن نمونه، روش بارگذاری نمونه به کنترل جابه‌جایی تغییر یافته است مطابق شکل (۴) [26].

شکل ۴. منحنی تغییرمکان اعمال شده به قاب [26]

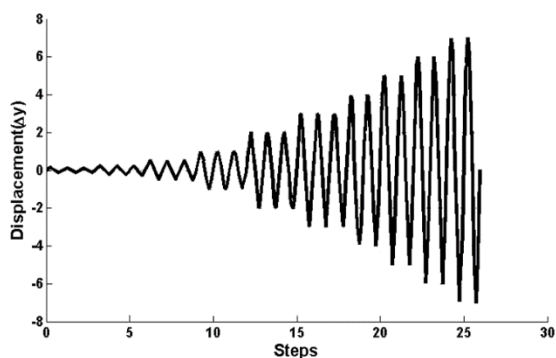


Fig. 4. Displacement protocol applied to the frame [26]

همان‌گونه که در شکل (۵) مشخص است اتصال تیر به ستون و پای ستون به صورت مفصلی است.

شکل ۵. اتصال مفصلی در قاب آزمایش شده [26]

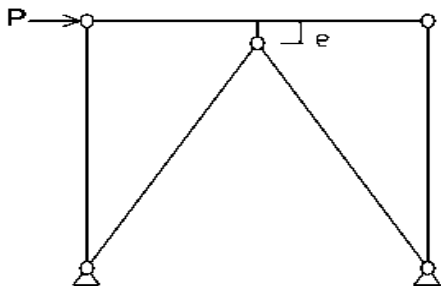


Fig. 5. Hinge joints in the tested frame [26]

مقطع تیر پیوند قائم با استفاده از دستور section fiber ایجاد شده است. این مقطع یک شکل هندسی عمومی دارد؛ که از نواحی با اشکال ساده‌تر و منظم‌تر مانند نواحی مستطیلی، دایروی و مثلثی تشکیل شده است. نواحی نام برده اصطلاحاً پیچ<sup>۱</sup> نامیده می‌شود. همچنین برای در نظر گرفتن نیروی برشی و لنگر خمشی به صورت ترکیبی از دستور section Aggregator استفاده شده است.

شکل ۳. منحنی رفتار ماده Steel02 [28]

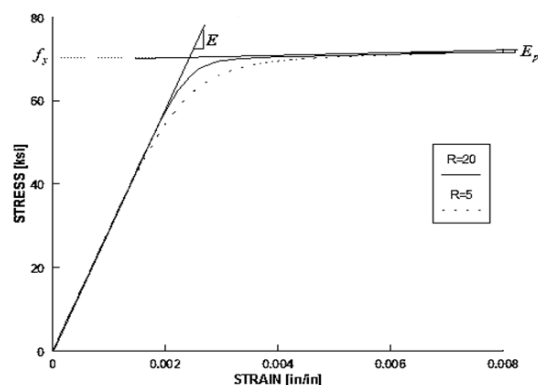


Fig. 3. Behavior curve of the steel02 material [28]

جدول ۳. مشخصات قاب [26]

Shear panel	SPS2
Column section	IPB120
Column height (cm)	300
Beam section	IPB140
Beam length (cm)	420
Brace section	2UNP80
Brace length (cm)	345

Table 3. Frame specifications [26]

جدول ۴. مشخصات هندسی تیر پیوند قائم [26]

Vertical link beam section	IPE140
Vertical link beam length (cm)	20
Stiffness thickness (mm)	10
Stiffness distance (cm)	10

Table 4. Geometrical specifications of the vertical link beam [26]

جدول ۵. مشخصات مکانیکی تیر پیوند قائم [26]

Shear panel	SPS2
$F_u$ $kg / cm^2$	4822
$F_y$ $kg / cm^2$	3372

Table 5. Mechanical properties of the vertical link beam [26]

جدول ۷. مشخصات سازه هشت طبقه با مهاربندی شورون [26]

Element	Type	Section
Beam	B1	IPE360
Beam	B2	IPE240
Column	C1	IPB360
Column	C2	IPB280
Column	C3	IPB240
Column	C4	IPB220
Column	C5	IPB200
Column	C6	IPB160
Brace	Br1	2UNP160
Brace	Br2	2UNP140
Brace	Br3	2UNP120
Brace	Br4	2UNP100

Table 7. Specifications of the eight-story structure with Chevron bracing [26]

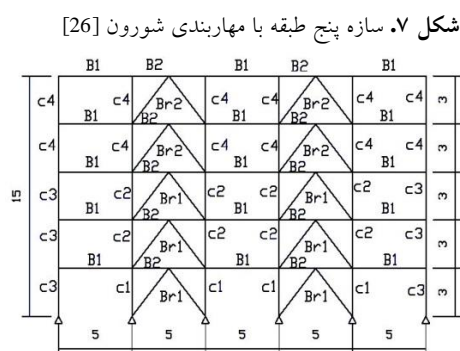


Fig. 7. Five-story structure with Chevron bracing [26]

شکل ۸. سازه هشت طبقه با مهاربندی شورون [26]

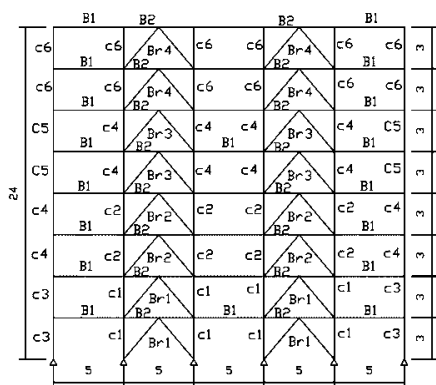


Fig. 8. Eight-story structure with Chevron bracing [26]

زمان تناوب اصلی در سازه پنج طبقه طراحی شده به وسیله زهرائی و ماهروزاده ۰/۶۱ ثانیه و در سازه هشت طبقه برابر ۰/۸۷ ثانیه است [26]، که در مدل ساخته شده برای این پژوهش این زمان برای سازه پنج طبقه برابر ۰/۵۸ ثانیه و برای سازه هشت طبقه برابر ۰/۹ ثانیه است؛ که مقدار خطا برای سازه پنج طبقه برابر ۳/۲۸ درصد و برای سازه هشت طبقه برابر ۳/۴۵ درصد؛ که مقادیر خطا بسیار کم است.

برای اطمینان از دقت نتایج تحلیل‌های عددی به کمک نرم افزار اپنسیس نمونه پانل برشی معرفی شده به همراه قاب یک دهانه مدل‌سازی، شده و پارامترهای مدل رفتاری کالیبره شدند. بدین معنی برای اطمینان یافتن از درستی نتایج عددی، منحنی هیستریزس نمونه‌ی آزمایشگاهی مبنای عمل قرار گرفت و با تغییر و اصلاح پارامترها، بیشینه مشابهت بین منحنی نمونه آزمایشگاهی و قاب آنالیز شده حاصل شد. که منحنی‌های شکل (۶) نشان‌دهنده‌ی این موضوع است.

شکل ۶. سازگاری مدل تحلیلی با مدل آزمایشگاهی

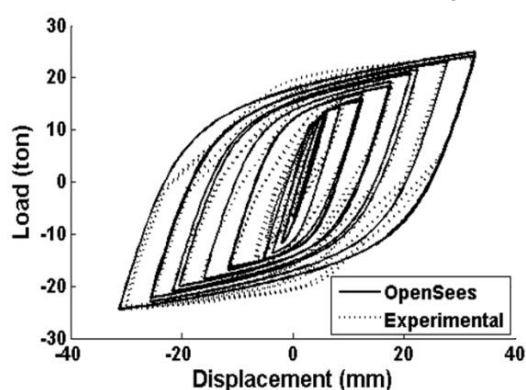


Fig. 6. Compatibility of the numerical and experimental models

برای بررسی تاثیر طول تیر پیوند قائم روی تغییر مکان‌های ماندگار سازه بعد از اتمام زلزله، از دو قاب فولادی پنج و هشت طبقه و پنج دهانه، شکل‌های (۷ و ۸)، با سیستم مهاربندی شورون به کمک نرم‌افزار SAP2000 که به وسیله زهرائی و ماهروزاده طراحی شده، استفاده شده است. در این سازه از مهاربندهای شورون به صورت یک در میان، در دهانه‌ها استفاده شده است [26]. مشخصات سازه‌های پنج و هشت طبقه در جدول (۶ و ۷) نشان داده شده است.

جدول (۶) مشخصات سازه پنج طبقه با مهاربندی شورون [26]

Element	Type	Section
Beam	B1	IPE360
Beam	B2	IPE240
Column	C1	IPB260
Column	C2	IPB220
Column	C3	IPB200
Column	C4	IPB140
Brace	Br1	2UNP120
Brace	Br2	2UNP100

Table 6. Specifications of the five-story structure with Chevron bracing [26]

برای انجام تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی آیین‌نامه‌ها لازم می‌دانند که شتاب‌نگاشت‌ها به مقیاس درآیند، در مطالعه حاضر مقیاس‌سازی به روش ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ ایران صورت گرفته است [29] که طیف شتاب زلزله‌ها در شکل‌های (۹ و ۱۰) نشان داده شده است.

شکل ۹. طیف شتاب رکوردهای نزدیک گسل مقیاس شده به دوره تناوب سازه

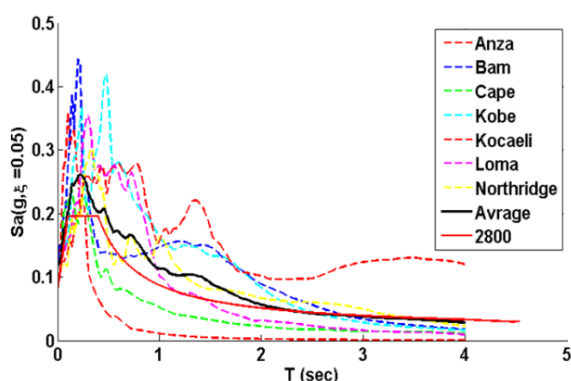


Fig. 9. Acceleration spectrum of the near-fault records scaled to the period of the structure

شکل ۱۰. طیف شتاب رکوردهای دور از گسل مقیاس شده به دوره تناوب سازه

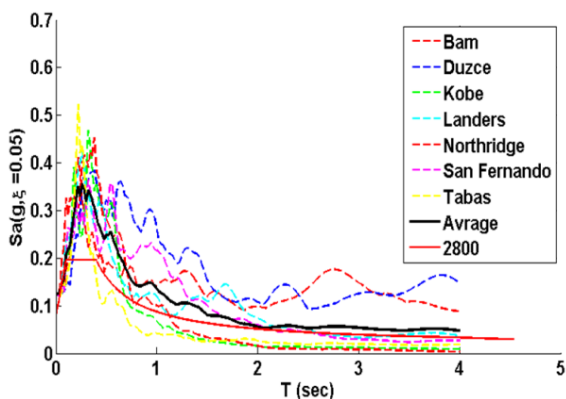


Fig. 10. Acceleration spectrum of the far-fault records scaled to the period of the structure

## ۶- ارائه و تفسیر نتایج

با انتخاب زلزله‌ها و مقیاس نمودن آن‌ها تحلیل سازه‌ها انجام گرفته است؛ که برای بررسی بیشینه پاسخ سازه‌ها برای طول‌های مختلف تیر پیوند قائم تحت اثر زلزله‌های حوزه دور و نزدیک نمودارهای آن‌ها در شکل‌های (۱۱ تا ۱۴) نشان داده شده است.

## ۵- مقیاس‌سازی رکوردهای زلزله

شتاب‌نگاشت‌های مورد نظر برای تحلیل تاریخیچه زمانی باید تا حد امکان ویژگی‌هایی مشابه با زلزله محتمل در ساختگاه (محل احداث بنا) داشته باشند؛ به این منظور توصیه می‌شود تا ویژگی‌های شتاب‌نگاشت‌های انتخابی مانند بزرگای، فاصله از گسل و چشمه لرزه‌زا تا جای ممکن مانند محل احداث بنا باشند [29].

در این پژوهش سازه‌های مورد نظر تحت اثر چهارده زلزله، که برای هفت زوج شتاب‌نگاشت نزدیک گسل و هفت زوج شتاب‌نگاشت دور از گسل بررسی شد جدول‌های (۸ و ۹). بررسی ویژگی‌های کلی نگاشت‌های میدان نزدیک زمین‌لرزه‌ها نشان می‌دهد که رکوردهای ثبت شده در میدان نزدیک عموماً دارای یک پالس شدید و غالب با پیوند بلند در نگاشت تاریخیچه زمانی سرعت و جابه‌جایی هستند. معمولاً به رکورد زلزله‌ای که محل ثبت شتاب‌نگاشت آن در فواصل بیش از ۱۵ کیلومتر از گسل ایجاد کننده زلزله باشد، اصطلاحاً رکورد زلزله دور از گسل گفته می‌شود [29].

جدول ۸. زلزله‌های میدان دور اعمال شده به سازه

No.	Earthquake	Station	PGA (g)
1	Tabas	Bajestan	0.0907
2	Landers	Baker Fire Station	0.108
3	Northridge	Featherly Park-Maint	0.104
4	Kobe Japan	OKA	0.07
5	Bam Iran	Rayen	0.0157
6	San Fernando	San Juan Capistrano	0.043
7	Duzce	Yarimca	0.018

Table 8. Far-field earthquakes applied to the structures

جدول ۹. زلزله‌های میدان نزدیک اعمال شده به سازه

No.	Earthquake	Station	PGA (g)
1	Anza	Anza	0.122
2	Bam Iran	Bam	0.807
3	Cape	Cape	1.49
4	Loma	Corralitos	0.64
5	Northridge	Jensen Filter Plant	1
6	Kobe Japan	Takarazuka	0.7
7	Kocaeli	Yarimca	0.32

Table 9. Near-field earthquakes applied to the structures



شکل ۱۴. تغییر مکان بیشینه بام سازه هشت طبقه برای زلزله‌های حوزه

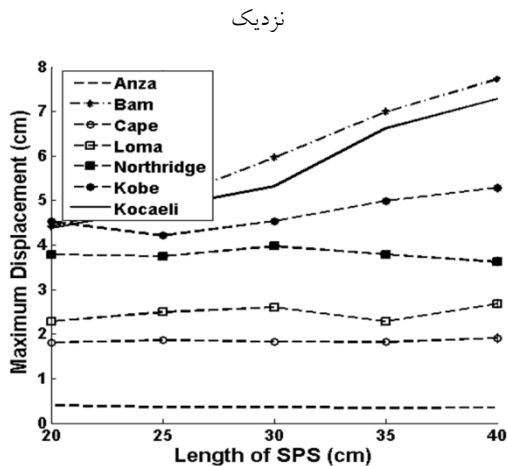


Fig. 14. Maximum displacement of the roof in the eight-story structure under near-field earthquakes

بر اساس نمودارهای ارائه شده می‌توان دریافت که با افزایش طول تیر پیوند بیشینه پاسخ تغییر مکان بام سازه افزایش می‌یابد؛ که میانگین بیشینه پاسخ جابه‌جایی سازه پنج طبقه برای طول‌های ۲۰، ۲۵، ۳۰، ۳۵ و ۴۰ سانتی‌متری تیر پیوند قائم تحت زلزله‌های حوزه دور به ترتیب برابر ۱/۷، ۱/۷، ۲، ۲/۲ و ۳ سانتی‌متر است. مقادیر میانگین بیشینه پاسخ تغییر مکان بام سازه پنج طبقه برای همان طول‌های تیر پیوند قائم تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک به ترتیب برابر ۱/۵، ۱/۸، ۲، ۲/۳ و ۲/۸ سانتی‌متر است.

میانگین بیشینه پاسخ جابه‌جایی سازه هشت طبقه برای طول‌های ۲۰، ۲۵، ۳۰، ۳۵ و ۴۰ سانتی‌متری تیر پیوند قائم تحت زلزله‌های حوزه دور به ترتیب برابر ۳/۵، ۳/۴، ۳/۵، ۴ و ۴/۴ سانتی‌متر است. همچنین میانگین بیشینه پاسخ تغییر مکان بام سازه هشت طبقه برای همان طول‌های تیر پیوند قائم تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک به ترتیب برابر ۳، ۳/۲، ۳/۵، ۳/۸ و ۴/۱ سانتی‌متر است.

بیشترین پاسخ تغییر مکان سازه‌ها تحت اثر زلزله‌های حوزه دور و نزدیک مربوط به طول تیر پیوند ۴۰ سانتی‌متری است؛ چرا که با ازدیاد طول تیر پیوند رفتار سازه نرم‌تر شده و سختی لازم، نسبت به سایر طول‌های تیر پیوند، به منظور مقاومت در برابر بارهای خارجی را ندارد.

به منظور بررسی تغییر مکان باقی‌مانده در سازه‌های بررسی

شکل ۱۱. تغییر مکان بیشینه بام سازه پنج طبقه برای زلزله‌های حوزه دور

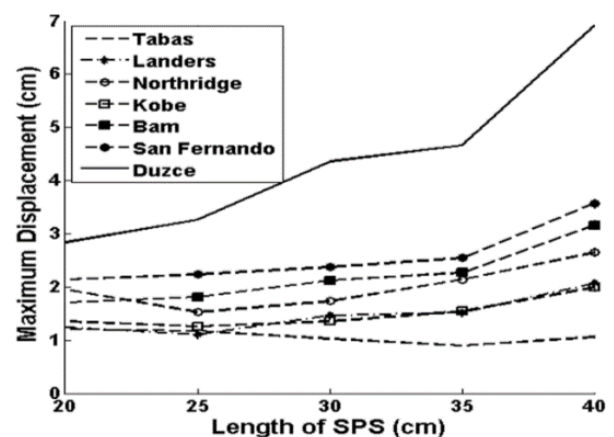


Fig. 11. Maximum displacement of the roof of the five-story structure under far-field earthquakes

شکل ۱۲. تغییر مکان بیشینه بام سازه پنج طبقه برای زلزله‌های حوزه نزدیک

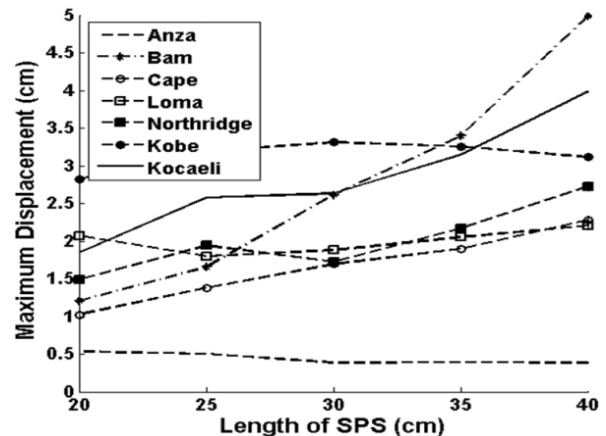


Fig. 12. Maximum displacement of the roof in the five-story structure under near-field earthquakes

شکل ۱۳. تغییر مکان بیشینه بام سازه هشت طبقه برای زلزله‌های حوزه دور

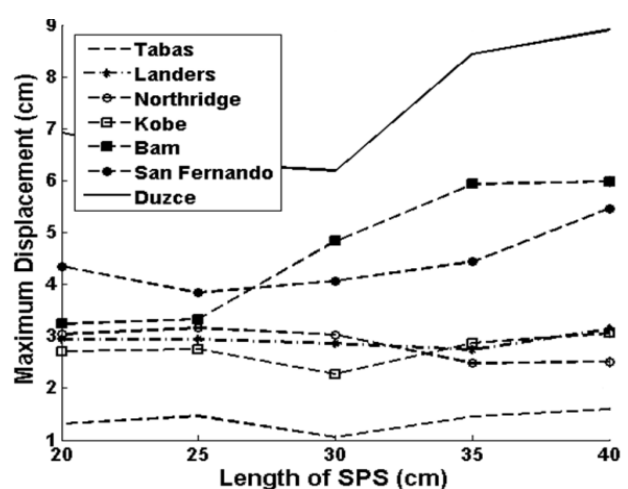


Fig. 13. Maximum displacement of the roof in the eight-story structure under far-field earthquakes

شکل ۱۸. تغییر مکان ماندگار بام سازه هشت طبقه برای زلزله‌های حوزه

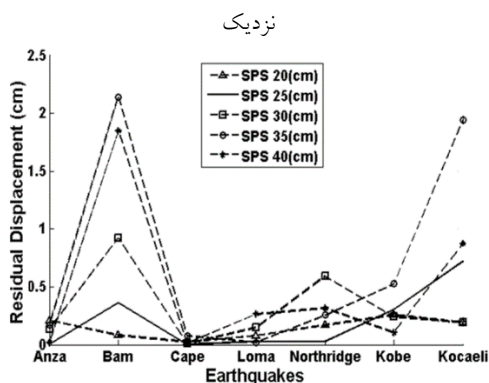


Fig. 18. Residual displacement of the roof in the eight-story structure under near-field earthquakes

با توجه به نمودارهای ارائه شده برای تغییر مکان باقی مانده سازه‌ها، می‌توان دریافت که بیشترین تغییر مکان سازه پنج طبقه برای طول تیر پیوند ۴۰ سانتی متری و برای سازه هشت طبقه برای طول تیر پیوند ۳۵ سانتی متری است؛ چرا که سازه پنج طبقه رفتار صلب گونه‌تری نسبت به سازه هشت طبقه است و هر چه طول تیر پیوند افزایش می‌یابد سازه نرم‌تر شده و تغییر مکان‌های بیشتری در سازه باقی می‌ماند. اما سازه هشت طبقه نسبت به سازه پنج طبقه نرم‌تر بوده و افزایش طول تیر پیوند تا ۳۵ سانتی متر با افزایش تغییر مکان باقی مانده همراه بوده است.

میانگین مقادیر تغییر مکان باقی مانده بام سازه پنج طبقه با طول تیر پیوندهای ۲۰، ۲۵، ۳۰، ۳۵ و ۴۰ سانتی متری تحت اثر زلزله‌های حوزه دور به ترتیب برابر ۰/۱۷، ۰/۱۹، ۰/۲۱، ۰/۱۱ و ۰/۵ سانتی متر است؛ همچنین برای زلزله‌های حوزه نزدیک به ترتیب برابر ۰/۰۷، ۰/۲۳، ۰/۲۵، ۰/۲۶ و ۰/۶ سانتی متر است.

میانگین مقادیر RMS برای سازه هشت طبقه با طول تیر پیوندهای ۲۰، ۲۵، ۳۰، ۳۵ و ۴۰ سانتی متری تحت اثر زلزله‌های حوزه دور به ترتیب برابر ۰/۲۲، ۰/۲۵، ۰/۲ و ۰/۵ و ۰/۴۸ سانتی متر است و برای زلزله‌های حوزه نزدیک به ترتیب برابر ۰/۱۴، ۰/۲، ۰/۳۲، ۰/۷۳ و ۰/۵ سانتی متر است.

با افزایش طول تیر پیوند، تیر پیوند عملکرد خمشی داشته و نسبت به حالت عملکرد برشی، (تیر پیوند ۲۰ و ۲۵ سانتی متر)، نرم‌تر می‌شود و سریع‌تر از حالت عملکرد برشی وارد ناحیه تسلیم و غیرخطی می‌شود. همچنین در حالت

شده نمودارهای تغییر مکان ماندگار سازه‌ها تحت اثر زلزله‌های حوزه دور و نزدیک در شکل‌های (۱۵ تا ۱۸) ارائه شده است.

شکل ۱۵. تغییر مکان ماندگار بام سازه پنج طبقه برای زلزله‌های حوزه دور

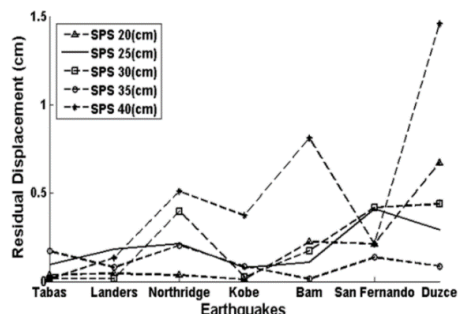


Fig. 15. Residual displacement of the roof in the five-story structure under far-field earthquakes

شکل ۱۶. تغییر مکان ماندگار بام سازه پنج طبقه برای زلزله‌های حوزه

نزدیک

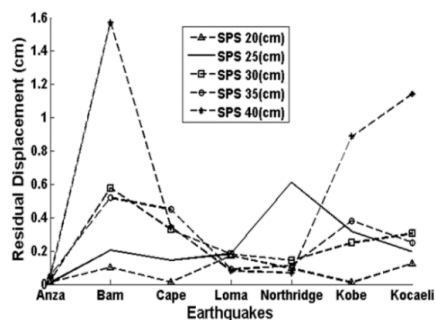


Fig. 16. Residual displacement of the roof in the five-story structure under near-field earthquakes

طبق نمودارهای ارائه شده با افزایش طول تیر پیوند تغییر مکان باقی مانده در سازه‌ها افزایش یافته است؛ که بیشترین تغییر مکان باقی مانده برای سازه‌های پنج و هشت طبقه تحت اثر زلزله‌های حوزه دور و نزدیک به ترتیب مربوط به زلزله دوزسو و بم است.

شکل ۱۷. تغییر مکان ماندگار بام سازه هشت طبقه برای زلزله‌های حوزه

دور

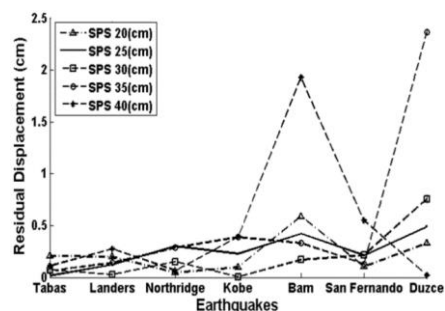


Fig. 17. Residual displacement of the roof in the eight-story structure under far-field earthquakes

شکل ۲۱. تغییر مکان بام سازه هشت طبقه برای زلزله‌های حوزه دور تغییر یابد.

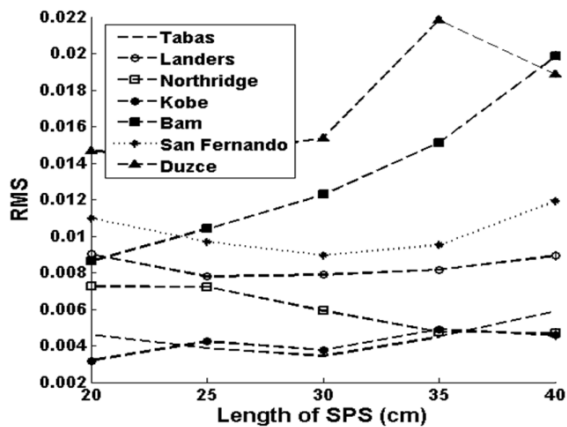


Fig. 21. RMS of roof displacement in the eight-story structure under far-field earthquakes

با توجه به نمودارهای RMS ارائه شده، مقادیر RMS با افزایش طول تیر پیوند افزایش می‌یابد؛ که بیشترین مقدار RMS برای سازه پنج طبقه تحت اثر زلزله‌های حوزه دور و نزدیک به ترتیب مربوط به زلزله‌های دوزسو و بم با طول تیر پیوند ۴۰ سانتی‌متری است؛ همچنین برای سازه هشت طبقه بیشینه مقدار RMS برای زلزله‌های حوزه دور و نزدیک به ترتیب مربوط به زلزله‌های دوزسو و کوکائیلی است.

شکل ۲۲. RMS تغییر مکان بام سازه هشت طبقه برای زلزله‌های حوزه نزدیک

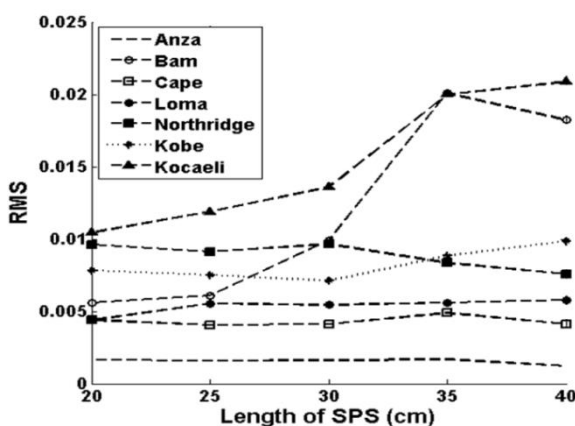


Fig. 22. RMS of roof displacement in the eight-story structure under near-field earthquakes

با افزایش طول تیر پیوند قائم مفصل پلاستیک ایجاد شده به صورت متمرکز در انتهای تیر پیوند ایجاد می‌شود و با

خمشی سازه تحت پالس‌های قوی‌تر، در ناحیه غیرخطی بیشتر جاری شده و تغییر مکان ماندگار بیشتری در سازه ایجاد می‌شود. در حالت برشی به علت افزایش سختی، مقاومت تیر پیوند در برابر پالس‌های قوی‌تر زلزله بیشتر است، در نتیجه افت مقاومت برای سیکل‌های بعدی زلزله کاهش می‌یابد.

مقادیر RMS تغییر مکان با سازه‌های مطالعه شده تحت اثر زلزله‌های مختلف در شکل‌های (۱۹ تا ۲۲) نشان داده شده است. هرچه RMS پاسخ‌ها کمتر شود، انحراف از معیار پاسخ‌ها کمتر است، یعنی پاسخ‌ها دارای تغییرات کم‌تری نسبت به پاسخ میانگین است و سازه به لحاظ خستگی در چرخه‌های کم رفتار متعادل‌تری خواهد داشت، و در نتیجه سازه دارای تغییرات کم‌تری در مقاطع خود در ارتفاع است.

شکل ۱۹. RMS تغییر مکان بام سازه پنج طبقه برای زلزله‌های حوزه دور

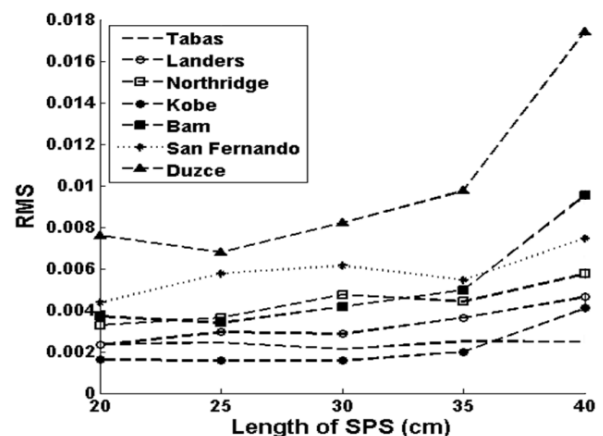


Fig. 19. RMS of roof displacement in the five-story structure under far-field earthquakes

شکل ۲۰. RMS تغییر مکان بام سازه پنج طبقه برای زلزله‌های حوزه نزدیک

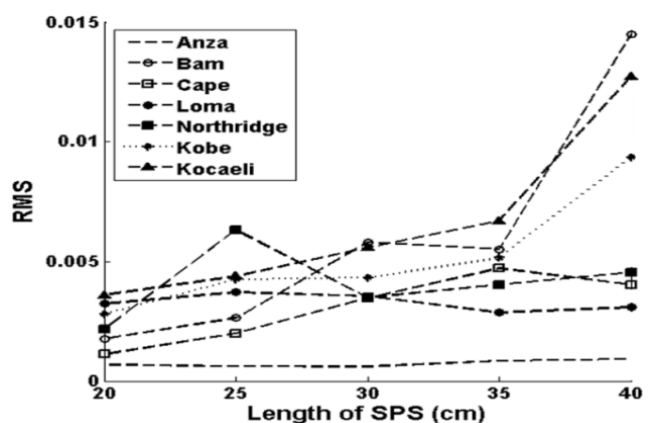


Fig. 20. RMS of roof displacement in the five-story structure under near-field earthquakes

ترتیب برابر ۴/۶۷، ۱۲/۷۸، ۱۲/۵، ۱۱/۳ و ۲۱/۴۳ درصد است. مقادیر میانگین تغییرمکان باقی‌مانده به میانگین بیشینه مقدار پاسخ بام در سازه هشت طبقه تحت اثر زلزله‌های حوزه دور برای طول‌های تیر پیوند قائم ۲۰، ۲۵، ۳۰، ۳۵ و ۴۰ سانتی‌متری به ترتیب برابر ۶/۳، ۷/۳۵، ۵/۷۱، ۱۲/۵ و ۱۰/۹ درصد است. همین مقادیر برای زلزله‌های حوزه نزدیک به ترتیب برابر ۴/۶۷، ۶/۲۵، ۹/۱۴، ۱۹/۲۱ و ۱۲/۲ درصد است. مقادیر نسبت میانگین تغییرمکان باقی‌مانده به میانگین بیشینه پاسخ نشان می‌دهد که زلزله‌های حوزه نزدیک نسبت به زلزله‌های حوزه دور تغییرمکان باقی‌مانده بیشتری بر روی سازه‌ها تحمیل می‌نمایند.

افزایش نیروی جانبی وارده از جانب مهاربندها باعث می‌شود جاری‌شدگی در مفصل متمرکز بیشتر شده و در نتیجه جابه‌جایی ماندگار بیشتری در ناحیه غیرخطی بعد از تسلیم، ایجاد شود، اما برای طول‌های کوتاه‌تر که رفتار به صورت برشی است تسلیم جان تیر پیوند، در طول بیشتری از تیر پیوند، رخ داده و علاوه بر قدرت استهلاک انرژی بالا، مفصل پلاستیک به صورت متمرکز ایجاد نمی‌شود و جاری‌شدگی بعد از تسلیم، در حالت برشی، کم‌تر از حالت رفتار خمشی است. می‌توان دریافت که برای هر دو نوع زلزله‌های دور از گسل و نزدیک گسل طول تیر پیوند ۲۰ سانتی‌متری کمترین انحراف را از میانگین پاسخ‌ها داشته است، این نشان می‌دهد که برای تیر پیوند ۲۰ سانتی‌متری، پراکندگی پاسخ جابه‌جایی، نسبت به سایر طول‌ها کمتر بوده و بهترین عملکرد را داشته است.

## References

## ۷- مراجع

- [1] Soong, T.T. and Constantinou, M.C. 2014 *Passive and active structural vibration control in civil engineering*, Springer, USA.
- [2] De Matteis, G., Formisano, A., Panico, S. and Mazzolani, F.M. 2008 Numerical and experimental analysis of pure aluminum shear panels with welded stiffeners. *Computers & Structures*, 86(6), 545-555.
- [3] Tanaka, K. and Sasaki, Y. 2000 Hysteretic performance of shear panel dampers of ultra-low-yield-strength steel for seismic response control of buildings. *12WCEE (CD-Rom)*. Auckland, NZ.
- [4] Nakashima, M., Iwai, S., Iwata, M., Takeuchi, T., Konomi, S., Akazawa, T., Saburi, K. 1994 Energy dissipation behavior of shear panels made of low yield steel. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 23(12): 1299-1313.
- [5] Dusicka, P., Itani, A.M. and Buckle, I.G. 2004 Evaluation of conventional and specialty steels in shear link hysteretic energy dissipaters. *Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada.
- [6] Dusicka, P. and Itani, A. 2002 Behavior of built-up shear links under large cyclic deformations. *Proceedings of the 2002 Annual Meeting of the Structural Stability Research Council*. Structural Stability Research Council, Gainesville, FL.
- [7] Arce, G., Okazaki, T. and Engelhardt, M. 2003 Experimental behavior of shear and flexural yielding links of ASTM A992 steel. *Proceedings of the 4th Intl. Specialty Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas*, Stessa, Naples, Italy.
- [8] McDaniel, C.C., Uang, C.-M. and Seible, F. 2003 Cyclic testing of built-up steel shear links for the new bay bridge. *Journal of Structural Engineering*, 129(6): 801-809.
- [9] Galvez, P. 2004 Investigation of Factors Affecting Web Fractures in Shear Links, M.Sc. thesis, Univ. of

## ۶- نتیجه‌گیری

بر اساس اصول طراحی لرزه‌ای سازه‌ها در صورت استفاده از اعضای شکل‌پذیر که در این پژوهش پانل‌های برشی است، باید اعضای سازه‌ای مانند تیرها و ستون‌ها در حالت الاستیک باقی‌مانده و عضوهای شکل‌پذیر با وارد شدن به محدوده‌ی غیرخطی وظیفه‌ی استهلاک انرژی را ایفا نمایند. با توجه به نتایج بیشینه تغییرمکان بام سازه و تغییرمکان ماندگار آن برای زلزله‌های دور از گسل تیرهای پیوند قائم ۲۰ و ۲۵ سانتی‌متری دارای عملکرد مطلوب است؛ که طول تیر پیوند ۲۰ سانتی‌متری عملکردی بهتر از ۲۵ سانتی‌متری دارد.

با در نظر گرفتن پارامترهای مهم عملکرد لرزه‌ای تیر پیوند قائم هم‌چون کنترل مناسب بیشترین پاسخ سازه و تغییرمکان ماندگار کم‌تر برای زلزله‌های حوزه نزدیک و دور، بین حالات مدنظر در این مقاله طول ۲۰ سانتی‌متری عملکرد لرزه‌ای مناسبی داشته است.

مقادیر میانگین تغییرمکان باقی‌مانده به میانگین بیشینه مقدار پاسخ بام در سازه پنج طبقه تحت اثر زلزله‌های حوزه دور برای طول‌های تیر پیوند قائم ۲۰، ۲۵، ۳۰، ۳۵ و ۴۰ سانتی‌متری به ترتیب برابر ۱۰، ۱۱/۱۸، ۱۰/۵، ۵ و ۱۶/۶۷ درصد است. همین مقادیر برای زلزله‌های حوزه نزدیک به

- [20] Zahrai, S.M. and Moslehi Tabar, A. 2013 Analytical study on cyclic behavior of chevron braced frames with shear panel system considering post-yield deformation, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 40(7): 633-643.
- [21] Zahrai, S.M. and Parsa, A. 2015 Effect of Flange Width of Vertical Link Beam on Cyclic Behavior of Chevron Braced Steel Frames. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 17(4): 281-292.
- [22] American Institute of Steel Construction, AISC 2002 Load and resistance factor design, *Manual of Steel Construction*.
- [23] International building code, IBC2003, Whittier, California.
- [24] Boukamp, J. G. and Vetr, M. G. 1994 Design of Eccentrically Braced Test Frame With Vertical Shear Link *Proceedings of the 2<sup>nd</sup> Int. Con. On Earthquake Resistant Construction and Design*, Berlin.
- [25] Recommended Lateral Force Requirements and Tentative Commentary 1988 Seismology Committee, Structural Engineers Association of California.
- [26] Zahrai, S. and Mahroozadeh, Y. Experimental study of using vertical link beam to improve seismic performance of steel buildings. *Civil Engineering Infrastructures Journal*, 2010. 44(3): 379-393.
- [27] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H. and Fenves, G.L. 2006 OpenSees command language manual. Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center.
- [28] PEER. Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees). Version 2.4.0. Berkeley: Pacific Earthquake Eng. Research Center, Univ. of California; 2005. <http://opensees.berkeley.edu/>
- [29] Building & Housing Research Center 2014 Standard No. 2800, Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings. BHRC Publication No. S. 253.
- Texas at Austin, Tex., USA.
- [10] Buckle, I., Dusicka, P. and Itani, A. 2005 Development of built-up shear links as energy dissipaters for the seismic protection of long-span bridges, *Bridge Structures*, 1(1): 19-27.
- [11] Chao, S.-H., Khandelwal, K. and El-Tawil, S. 2006 Ductile web fracture initiation in steel shear links. *Journal of structural engineering*, 132(8): 1192-1200.
- [12] Okazaki, T. and Engelhardt, M. D. 2007 Cyclic Loading Behavior of EBF Links Constructed of ASTM A992 Steel, *J. of Constructional Steel Research*. 63(6): 751-765.
- [13] Berman, J. W. and Bruneau, M. 2007 Experimental and analytical investigation of tubular links for eccentrically braced frames, *J. Engineering Structures*, 29: 1929-1938.
- [14] Chan, R. W. K., Albermani, F. and Williams, M. S. 2009 Evaluation of yielding shear panel device for passive energy dissipation, *J. Const. Steel Research*, 65(2), 260-268.
- [15] Mahin, S.A. and Bertero, V.V. 1981 An evaluation of inelastic seismic design spectra. *Journal of the Structural Division*, 107(9): 1777-1795.
- [16] MacRae, G.A. and Kawashima, K. 1997 Post-earthquake residual displacements of bilinear oscillators. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 26(7): 701-716.
- [17] Kawashima K, MacRae GA, Hoshikuma J, Nagaya K. 1998 Residual placement response spectrum. *Journal of Structural engineering(ASCE)*, 124(5):523 –530.
- [18] Pampanin, S., Christopoulos, C. and Priestley, M. 2002 Residual deformations in the performance-seismic assessment of frame structures, *Research Report No. ROSE-2002*.
- [19] Engelhardt, M.D and Popov, E.P. 1992 Experimental performance of long links in eccentrically braced frames. *Journal of Structural Engineering*, 118(11): 3067-3088.

# Effect of Vertical Link Beam Length on Residual Displacement of Steel Frames Under Near and Far Field Earthquakes

Akbar Bathaei<sup>1</sup>, Seyed Mehdi Zahrai<sup>2\*</sup>

1- M.Sc., Earthquake Engineering, University of Tehran.

2- Prof., School Civil Eng., College of Engineering, the University of Tehran.

mzahrai@ut.ac.ir

## Abstract:

There is a debate among earthquake engineers that the structural and non-structural damages initially occur due to lateral loads caused by earthquake excitation. American provisions, including FEMA356 estimate structural performance by means of maximum deformation demand. However, in addition to the maximum deformation, residual displacement plays an important role in structural performance. Amplitude of residual displacement is an important parameter in technical and economical determination of rehabilitation needs for damaged structures to resist aftershocks. In this study, residual displacements of five and eight-story steel frames with Vertical Link Beam, VLB, are investigated in which the effect of VLB length is concerned. For VLB, the IPE sections with typical steel are considered, instead of using boxes and H-shaped cross-section. The IPE section has some advantages compared to box section such as lower cost, easier installation and replacement. The VLBs with IPE cross-section are studied in 5 separate models with lengths of 20, 25, 30, 35 and 40 cm. In this paper, experimental results of a frame model with vertical link beam tested in structural laboratory of Building and Housing Research Center (BHRC) is used for verification of numerical model. As one of the fastest nonlinear software, OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation) is used for structural modeling. The steel material used in this model is uniaxial material steel 02. In the following, seven near field and seven far field earthquake acceleration time histories are scaled using 2800 standard and imposed to five-story and eight-story five-bay frames with chevron bracing system. According to the seismic design of structures if ductile elements are used in a structure, beams and columns should remain elastic during earthquake while ductile elements dissipate input energy by nonlinear behavior of ductile members.

Based on obtained results, the VLB with length of 20 and 25 cm for far field earthquakes and 20 cm for near field earthquakes have the best performance. The Bam earthquake is selected to investigate hysteresis diagram of the VLB energy dissipation. Results for near field earthquake like the Bam earthquake show that VLB with the length of 40 cm, has low energy dissipation capability. Furthermore, the VLB with 40 cm length causes more residual displacement and yielding. By considering the station with 104.28 km distance from center of Bam earthquake, the reported record at this station is used as a far field earthquake. In this case, link beams with more than 25 cm length have moment behavior. However, the link beams with the length of 20 and 25 cm have better seismic performance. Considering the RMS (Root Mean Square) parameter as a controller criterion, the VLB with the length of 20 cm is more suitable for near and far field earthquakes. Considering the seismic performance parameters of VLB, i.e. appropriate stiffness, high stability, energy dissipation capability, appropriate control of maximum response of structure and less residual displacement, the VLB with the length of 20 cm also has the best seismic performance for near and far field earthquakes compared to the other cases.

**Keywords:** Vertical Link Beam, Residual Displacement, Near Field Earthquake, Far Field Earthquake.