**سیزدهمین کنفرانس ملی سازه و فولاد**
**۳ تا ۶ دی ماه سال ۱۴۰۳**
**هتل المپیک – تهران**

# مطالعه تحلیلی پارامترهای هندسی مؤثر بر رفتار تیر پیوند زوج دیوار برشی فولادی

**نوید سیاه پلو*[۱]، سیدعبدالنبی رضوی[۲]، امین محمدی خو[۳]**

## چکیده

استفاده از دیوار برشی فولادی  به‌عنوان یک گزینه اقتصادی و سهل الاجرا برای مقاوم‌سازی سازه‌ها در برابر بارهای جانبی موردتوجه قرار می گیرد. در این مقاله تمرکز بر بررسی پارامترهای هندسی مؤثر بر رفتار لرزه‌ای با رویکرد سطح عملکرد قاب‌های فولادی با ۳ دهانه که یک دهانه آن زوج دیوار برشی فولادی جدار نازک می‌باشد، انجام شده است. در این راستا اثرات هم‌زمان ضخامت دیوار برشی صفحه فولادی، طول تیر پیوند، میزان صلبیت اتصال پایه‌های حائل به تیر اصلی، سختی ستون‌های اصلی اطراف دیوار برشی فولادی بر توزیع تقاضای لرزه‌ای سازه، در قاب‌های خمشی تقویت‌شده با زوج دیوار برشی فولادی (C-SPSW) در نرم‌افزار SAP۲۰۰۰ به کمک انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، تحت اثر ۷ رکورد زلزله پالس گونه نزدیک گسل که با توجه به استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) مقیاس شده‌اند، مورد ارزیابی و سنجش قرارگرفته است که این قاب‌ها به ترتیب شامل قاب ۱۶ طبقه، قاب ۸ طبقه و قاب ٤ طبقه می‌باشد. ارزیابی نتایج به‌دست‌آمده حاکی از آن است که نیروی برشی و لنگر خمشی بوجود آمده در تیر پیوند به میزان ۳ درصد در قاب‌های بلندمرتبه و ۲۰ درصد در قاب های میان مرتبه کاهش می یابد. لازم به ذکر است در قاب‌های میان مرتبه و قاب‌های بلندمرتبه با افزایش طول تیر پیوند نیروی برشی ایجادشده به ترتیب ۱٤ درصد و ٤ درصد در این تیرها کاهش می‌یابد درصورتی‌که در قاب‌های کوتاه مرتبه تاثیری مشاهده نمی‌گردد. از طرف دیگر با کاهش طول دهانه دیوار برشی فولادی یا افزایش طول تیر پیوند در قاب‌های میان مرتبه و قاب های کوتاه مرتبه تاثیر چندانی در ایجاد لنگر خمشی در تیر پیوند مشاهده نمی گردد این در حالی است که در قاب های بلند مرتبه باعث افزایش ۷ درصدی لنگر خمشی ایجاد شده در این المان می گردد..

## واژگان کلیدی:

دیوار برشی فولادی، سختی ستون، زوج دیوار، زلزله حوزه نزدیک، عملکرد لرزه ای

[1]. گروه مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی جهاددانشگاهی خوزستان، اهواز، ایران (*نویسنده مسئول siahpolo@acecr.ac.ir)

[2]. گروه مهندسی عمران، واحد آبادان، دانشگاه آزاد اسلامی، آبادان، ایران

[3]. گروه مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی جهاددانشگاهی خوزستان، اهواز، ایران

**مقدمه**

با مراجعه به سوابق لرزه‌خیزی ایران چه با توجه به آمار لرزه‌نگاری سده اخیر و چه از روی نوشتارهای تاریخی و بررسی‌های باستان‌شناسی تا چند هزاره قبل از میلاد در نقاط مختلف کشور، علاوه بر تلفات بیش از ۱۲۰ هزارنفری در ۹۰ سال اخیر، تأثیر روانی- اجتماعی و خسارات مالی فراوان حاصل از تخریب شهرها را می‌توان مشاهده کرد [۱].

چنین خسارات، تبعات و پیامدهای آن موجب شد تا علی‌الخصوص بعد از زلزله سال ۱۳۶۹ رودبار-منجیل بحث‌ترمیم و تقویت سازه‌های آسیب‌پذیر به‌صورت جدی پیگیری شود. نتایج مطالعات و بررسی‌های کارشناسانه نشانگر آن بود که عدم رعایت اصول صحیح ساخت‌وساز مشخصات فنی – اجرایی صحیح از یک‌سو و کیفیت پایین مصالح مصرفی از سوی دیگر موجبات خسارات و تلفات بیش‌ازحد را فراهم آورد، مضافاً آن‌که بسیاری از بافت‌های شهری ایران زمانی شکل‌گرفته بودند که هیچ آیین‌نامه لازم‌الاجرایی برای تحمل نیروهای جانبی ناشی از زلزله تدوین‌نشده بود. هدف مهندسی سازه حفظ سازه در برابر نیروهای اعمالی و تأمین عملکرد سازه‌ای، شامل ایمنی و سرویس‌دهی است که می‌توان آن‌ها را در محدوده نیرو و تغییرمکان بیان کرد [۲]. کشور ما هنوز توصیه‌های آیین‌نامه‌ای در جهت استفاده از این سیستم در سازه‌ها را بیان نکرده است. رفع این خلأ جز با انجام تحقیقات بیشتر و استفاده از تجربیات سایر کشورها ممکن نیست. امروزه استفاده از دیوارهای برشی فولادی به‌عنوان یک سیستم باربر جانبی لرزه‌ای، به‌منظور افزایش مقاومت جانبی و سختی ساختمان‌ها در برابر زلزله، در سازه‌ها موردتوجه قرارگرفته است [۳]. به‌طورکلی وظیفه اصلی دیوار برشی فولادی مقاومت در برابر نیروهای برشی ایجادشده در طبقات و لنگر واژگونی حاصل از آن در اثر ایجاد نیروهای جانبی می‌باشد [٤]. در مورد نخستین ضوابط آیین‌نامه ایی می‌توان به کشورهای کانادا و آمریکا اشاره کرد، به‌طوری‌که در سال ۲۰۰۱ نسخه‌ای از آیین‌نامه طراحی فولاد کانادا CSA [٥] شامل دستورالعمل طراحی برای سازه‌های SPSW منتشر شد، در آمریکا نیز نسخه ۲۰۰۵ مقررات لرزه‌ای از آیین‌نامه AISC که در آن اولین توصیه‌های طراحی سیستم‌های SPSW گنجانده‌شده بود ارائه گردید [٦].

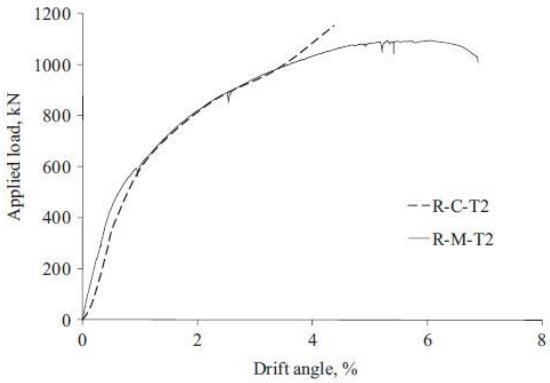
نتایج آزمایشات انجام‌گرفته بر روی دیوارهای برشی فولادی تحت بارهای چرخه‌ای نشانگر سختی زیاد، مقاومت کافی، شکل‌پذیری مناسب و استهلاک زیاد انرژی حاصل از زلزله در این نوع سیستم باربر جانبی لرزه‌ای است. لازم به ذکر است از این نوع سیستم مقاوم جانبی علاوه برسازه‌های جدیدالاحداث در بهسازی ساختمان‌های موجود نیز استفاده می‌شود. همچنین اتصال تیر به ستون در سیستم دیوارهای برشی فولادی می‌تواند به‌صورت مفصلی و یا خمشی اجرا شود. آیین‌نامه AISC۳٤۱-۱٦ [۷] استفاده از اتصال خمشی تیر به ستون را در این سیستم باربر جانبی لرزه‌ای برای مناطق با خطر لرزه‌خیزی زیاد و خیلی زیاد ضروری می‌داند. مطالعه دیوارهای برشی فولادی ازنظر تحلیلی نیز موردنظر بسیاری از پژوهشگران بوده است.

در این مقاله نیز قصد براین است که قدمی در جهت رفع پراکندگی تحقیقات درزمینه موضوع انتخاب‌شده برداشته شود و درنهایت سعی شود تا پاسخ‌های صریح و منسجمی به دست آید. ضمن آنکه در بسیاری از مطالعات و تحقیقات صورت گرفته در کشور تا زمان انجام پیش مطالعات این مقاله، هیچ‌گاه اثر زوج دیوار برشی صفحه فولادی بر روی یک تیپ خاص از سازه‌ها (قاب

۳ دهانه که یک دهانه آن زوج دیوار برشی فولادی با پایه‌های حائل قرار می‌گیرد) بررسی نشده است تا بتوان نتیجه واحدی از نحوه رفتار آن‌ها نسبت به یکدیگر گرفت.

## صحت سنجی

جهت اطمینان از رویه‌ی مدل‌سازی، یک نمونه از تحقیقات آزمایشگاهی مرتبط که مربوط به تحقیقات دوبینا و دینو [۲] می‌باشد (نمونه R-M-T۲) در نرم‌افزار SAP۲۰۰۰ تحت بارگذاری مونوتونیک با انجام تحلیل پوش آور مدل‌سازی و تحلیل شد و نتایج آن با گراف شماره ۲۱ مقاله مذکور که در شکل ۱ نمایش داده می‌شود مورد مقایسه قرار گرفت.

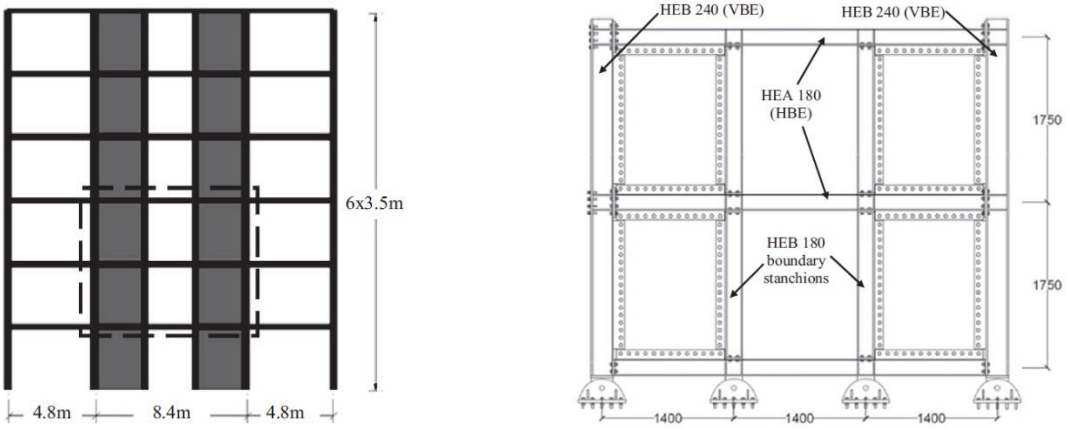



**شکل ۱: پوش تغییرات جابجایی در برابر برش پایه، تحت بارگذاری مونوتونیک برگرفته از مطالعه دوبینا و دینو مرجع[۲]**

نمونه موردبررسی یک دهانه از قاب فولادی دارای دوطبقه می‌باشد که توسط پایه‌های حائل به سه دهانه تبدیل‌شده است. همچنین ابعاد مورداشاره مقیاس شده ابعاد واقعی که ۵۰ درصد ابعاد حقیقی نمونه اصلی است.

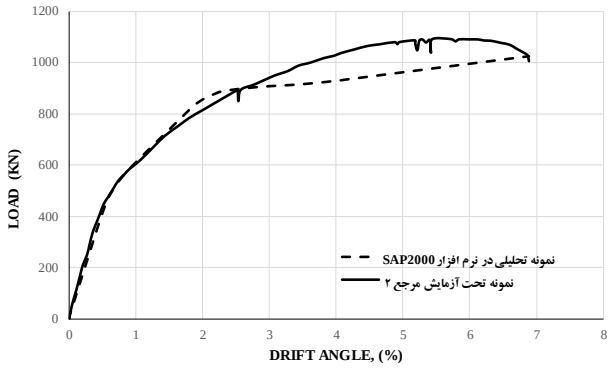
همان‌طور که در شکل۳ مشاهده می‌گردد اختلاف کمی بین منحنی‌های حاصل‌شده از تحلیل سازه در نرم‌افزار و تحلیل آزمایشگاهی قابل روئیت است که میزان درصد تشابه بین دو منحنی را پس از انجام آنالیز رگرسیون[1] برابر با ۹۵.۰۶ درصد به دست آوردیم، این بدان معنی است که درصد اختلاف بین دو منحنی حدوداً ٤.٩٤ درصد است. درنتیجه شکل۳ انطباق خوبی بین منحنی حاصل‌شده از تحلیل سازه در نرم‌افزار SAP۲۰۰۰ و منحنی مقاله مرجع را نشان می‌دهد.

[1] Regression Analysis




**الف: نمونه تحت آزمایش (مقیاس شده)** **ب: ابعاد واقعی نمونه**

**شکل۲: جزییات مدل صحت سنجی برگرفته از مطالعه دوبینا و دینو مرجع[۲]**




**شکل۳: مقایسه نتیجه نمودار نیرو- جابجایی بین نمونه [۲]و نمونه تحلیلی در نرم‌افزار SAP۲۰۰۰**

## مدل سازی قاب های تحقیق

طراحی مدل‌ها به کمک مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۹۲ و همچنین با استفاده از راهنمای شماره ۲۰ آیین‌نامه AISC آمریکا انجام گرفت. جهت طراحی قاب‌ها بر اساس ضوابط طراحی لرزه‌ای از آیین‌نامه AISC ۳۶۰-۱۰ به روش LRFD[1] و ضوابط استاندارد ۲۸۰۰(ویرایش چهارم) جام شد. جهت بارگذاری مدل‌ها از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان استفاده گردید. آنالیز اولیه‌ی مدل‌ها به روش استاتیکی معادل[2] در نرم‌افزار ETABS۲۰۱۶ و بر اساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰(ویرایش چهارم) صورت گرفت. در طراحی قاب‌ها فرض بر غالب بودن نیروی زلزله بوده است و از طراحی در برابر نیروی باد صرف‌نظر شده است.

[1] Load and Resistance Factor Design (LRFD)
[2] Static Equivalent

خطر لرزه‌خیزی[1] همه‌ی مدل‌ها متوسط و نوع خاک تیپ III در نظر گرفته‌شده است. مقادیر مرتبط، از استاندارد( ۲۸۰۰ ویرایش چهارم ) برداشت‌شده‌اند. شکل‌پذیری[2] همگی قاب‌ها با توجه به اینکه سیستم مقاوم جانبی به‌صورت دوگانه تعریف‌شده است (قاب خمشی فولادی متوسط + مهاربند همگرای ویژه فولادی)، یک‌بار با فرض شکل‌پذیری ویژه در دهانه‌های مهاربندی‌شده و بار دیگر با فرض شکل‌پذیری متوسط در مابقی اعضای سازه در نظر گرفته شد. همچنین از اندرکنش خاک و سازه‌ها صرف‌نظر شده است. بار مرده و زنده‌ی موردنظر جهت همه‌ی طبقات به ترتیب برابر با ۶۰۰ و ۲۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و عرض بارگیر ۵ متر فرض شده است. محاسبه‌ی جرم لرزه‌ای[3] با فرض کاربری مسکونی و بر اساس ضوابط استاندارد۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) در نظر گرفته شد. برای محاسبه جرم لرزه‌ای از توصیه‌های استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) استفاده‌شده است، به‌نحوی‌که جرم مرده لرزه‌ای مجموع کل جرم مرده بعلاوه درصدی از جرم زنده طبقه، در نظر گرفته می‌شود. درصد مشارکت بار زنده با فرض کاربری مسکونی برای کلیه مدل‌ها و به استناد مقادیر پیشنهادشده در استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) برابر ۲۰٪ فرض شده است. تمامی محاسبات و کنترل‌های موردنیاز قاب‌ها در نرم‌افزار EXCEL ۲۰۱۶ انجام‌گرفته است. شرایط فشردگی لرزه‌ای برای مقاطع سازه، مطابق با مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۲ در نظر گرفته شد. مطابق با مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۲، ترکیب بارها برای طراحی سازه‌های فولادی به روش LRFD معرفی گردید. اثرات اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی برای ستون‌ها لحاظ شده است، در طراحی‌ها اثرات $P-\Delta$ و $P-\delta$ منظور شده است. ضریب طول مؤثر[4] برای اعضای مهاربندی در نظر گرفته شد. با توجه به ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۲، کنترل ستون‌ها تحت اثر ترکیب بارهای زلزله تشدید یافته در پروسه طراحی توسط نرم‌افزار انجام می‌گیرد.

مدل‌هایی که تحلیل، طراحی، کنترل و پس‌ازآن تبدیل به قاب‌های مجهز به دیوار برشی فولادی بروش نواری شده‌اند، به نرم‌افزار SAP۲۰۰۰ جهت تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی و پیگیری اهداف این پژوهش انتقال داده شد.

پس از تحلیل و طراحی مدل‌های مبنا و همچنین مشخص شدن مقاطع مورداستفاده در آن‌ها، جهت تحقق اهداف تعریف‌شده در این مقاله و بررسی تغییرات عناصر تشکیل‌دهنده سازه که شامل: ضخامت دیوارهای برشی فولادی، طول تیر پیوند، اتصال پایه‌های حائل و سختی ستون‌های اطراف دیوار برشی فولادی می‌باشند، مدل‌های مشخص‌شده در جدول۱ در نرم‌افزار SAP۲۰۰۰، مدل‌سازی، تحلیل و بررسی گردید. برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، تعداد ۷ رکورد زلزله نزدیک گسل پالس گونه[5] که از سایت PEERنتخاب و مستخرج گردیده بود، بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) مقیاس و به نرم‌افزار SAP۲۰۰۰ معرفی گردید. همچنین زمان تناوب هر قاب با مقدار میرایی ۵ درصد (پیشنهادشده در استاندارد ۲۸۰۰ ) به نرم‌افزار معرفی‌شده است.

[1] Seismic Hazard
[2] Ductility
[3] Seismic Mass
[4] Effective Length Coefficient
[5] Earthquake Near the Fault with Pulse

## انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها

تعداد ۷ رکورد زلزله نزدیک گسل پالس گونه مطابق با ملاحظات بندهای (۲-۵-۳) و (۳-٤-۲) استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) از سایت PEER دریافت شد که مشخصات آن‌ها در جدول۱ آورده شده است. به‌منظور مقیاس سازی رکوردها با طیف طرح استاندارد، مراحل زیر طی شد:

۱- طیف هر شتاب‌نگاشت با میرایی ۵ درصد با استفاده از نرم‌افزار SeismoSignal استخراج شد.

۲- طیف میانگین شتاب‌نگاشت‌ها به روش جذر مجموع مربعات تشکیل شد.

۳- با توجه به مشخصات لرزه‌ای سازه‌های طراحی‌شده، طیف طرح استاندارد تشکیل گردید.

٤- جهت دستیابی به طیف طرح نهایی برای تحلیل سازه‌ها، مطابق با بند ۲-۵-۳-۳-ت از ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، مقادیر طیف میانگین شتاب‌نگاشت و طیف طرح استاندارد در بازه ۰.۲۰T تا ۱.۵T (T دوره تناوب اصلی هر قاب) مستخرج گردید و براین اساس طیف طرح استاندارد را ۳۰ درصد افزایش دادیم، سپس به‌اندازه‌ای باعث افت طیف میانگین شتاب‌نگاشت‌ها شدیم که این طیف از طیف افزایش داده‌شده طرح استاندارد بیش از ۱۰ درصد افت نداشته باشد.

۵- ضرایب مقیاس به‌دست‌آمده را مطابق با جدول ۳-۳ به کلیه شتاب‌نگاشت‌ها اعمال نمودیم.

**جدول۱: رکوردهای انتخاب‌شده**

| ردیف | پریود غالب پالس (ثانیه) | مدت‌زمان حرکت شدید زمین (ثانیه) | | ایستگاه ثبت شتاب‌نگاشت‌ها | نام زلزله | بزرگا | سال وقوع |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | مؤلفه افقی اول | مؤلفه افقی دوم | | | | |
| 1 | 2.394 | 15.26 | 13.55 | Parachute Test Site | Superstition Hills-02 | 6.54 | 1987 |
| 2 | 2.996 | 12.70 | 12.68 | Petrolia | Cape Mendocino | 7.01 | 1992 |
| 3 | 1.246 | 10.41 | 13.57 | Rinaldi Receiving Sta | Northridge-01 | 6.69 | 1994 |
| 4 | 3.773 | 11.82 | 11.90 | El Centro Array #6 | Imperial Valley-06 | 6.53 | 1979 |
| 5 | 3.272 | 22.59 | 14.53 | Sturno (STN) | Irpinia_ Italy-01 | 6.90 | 1980 |
| 6 | 5.124 | 16.61 | 17.02 | Lucerne | Landers | 7.28 | 1992 |
| 7 | 5.369 | 17.85 | 18.26 | Izmit | Kocaeli_ Turkey | 7.51 | 1999 |

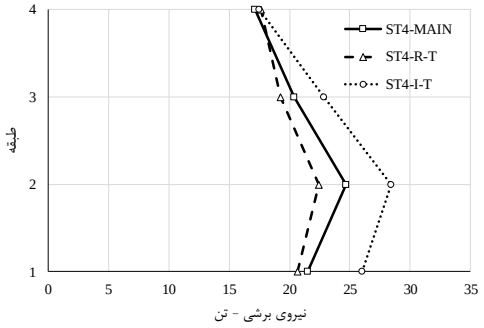
## نتایج تغییرات حداکثر تلاش‌های داخلی در تیرهای پیوند

زمانی که دیوارهای برشی فولادی توسط تیرهایی با اتصالات گیردار به یکدیگر متصل می‌گردند تشکیل یک تیر طره قائم به‌صورت مرکب می‌دهند و لنگر خمشی اعمالی به این سیستم ناشی از بار جانبی توسط زوج دیوار برشی فولادی با خمش حول محور مرکزی مجموعه کوپل شده، تحمل خواهد شد. در این حالت تنش‌های خمشی وارده در طول سیستم کوپل شده با تنش‌های کششی و فشاری در دو لبه انتهایی سیستم (المان‌های قائم) با بروز نیروهای محوری مضاعف (خمش محوری) توزیع می‌گردد. هنگامی‌که دیوارهای برشی فولادی به علت اعمال بارهای جانبی دچار تغییرمکان می‌شوند، انتهای تیرهای اتصالی دو مجموعه به یکدیگر، مجبور به چرخش و تغییرمکان قائم شده و به این طریق لنگرهای اعمالی از طرف دیوارها را تحمل خواهند کرد. این رفتار خمشی دیوارها در تیرهای اتصالی ایجاد برش نموده و درنتیجه تیرها لنگرهایی مخالف لنگر خارجی بر هر دیوار وارد می‌کنند. برش تیرها در دیوارها ایجاد نیروی محوری می‌نماید که این نیروها در سمت اعمال نیروی جانبی به سیستم، از نوع کششی و در سمت دیگر فشاری خواهد بود؛ بنابراین می‌توان گفت بخش بزرگی از لنگر ناشی از بار جانبی در هر ترازی از سازه توسط لنگر ناشی از نیروهای محوری در المان‌های قائم تحمل می‌گردد.

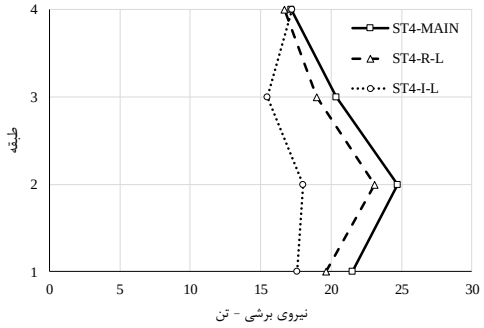
در این قسمت به بررسی حداکثر نیروی برشی ایجادشده در تیرهای پیوند ناشی از تغییر در پارامترهای ضخامت دیوار برشی فولادی، طول تیر پیوند، میزان صلبیت اتصال پایه‌های حائل به تیر اصلی و سختی ستون‌های اصلی اطراف دیوار برشی فولادی در ۳ قسمت بر اساس گروه‌بندی قاب‌ها بیان می‌شود.

## نتایج قاب های ٤طبقه

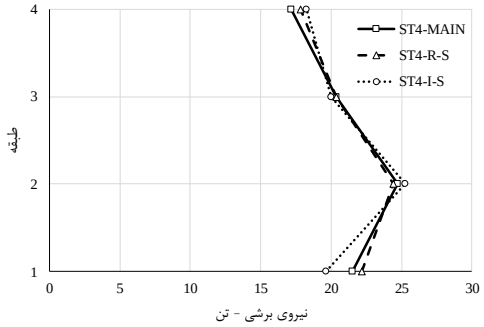
با استناد به توضیحات ارائه‌شده به بررسی حداکثر نیروی برشی و لنگر خمشی به وجود آمده در تیرهای پیوند ناشی متغیرهای ٤ گانه در قاب‌های ٤ طبقه پرداخته می‌شود.



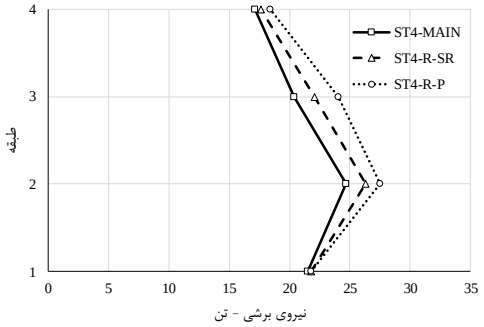

الف: تأثیر افزایش و کاهش ضخامت دیوار برشی فولادی



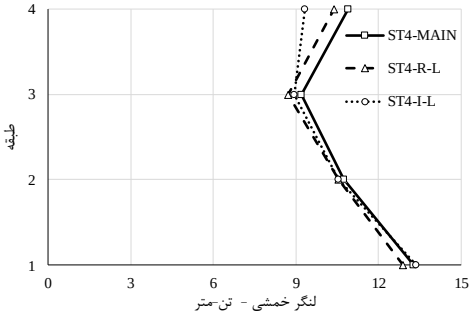

ب: تأثیر افزایش و کاهش طول تیر پیوند



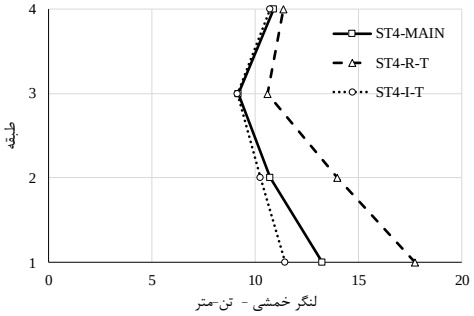

ت: تأثیر افزایش و کاهش سختی ستون‌های اصلی



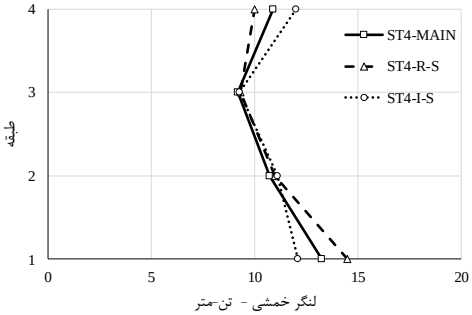

پ: تأثیر اتصال پایه حائل به تیر به‌صورت مفصلی و نیمه گیردار



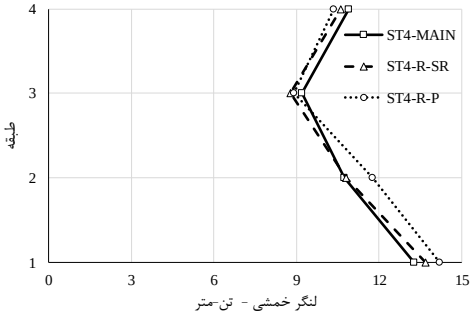

ج: تأثیر افزایش و کاهش طول تیر پیوند




ث: تأثیر افزایش و کاهش ضخامت دیوار برشی فولادی




ح: تأثیر افزایش و کاهش سختی ستون‌های اصلی




چ: تأثیر اتصال پایه حائل به تیر به‌صورت مفصلی و نیمه گیردار

**شکل٤: تأثیر پارامترهای متغیر ٤ گانه بر توزیع نیروی برشی و لنگر خمشی تیر پیوند در طبقات در قاب‌های ٤ طبقه**

با بررسی نمودار شکل٤ موارد زیر تشریح می‌گردد:

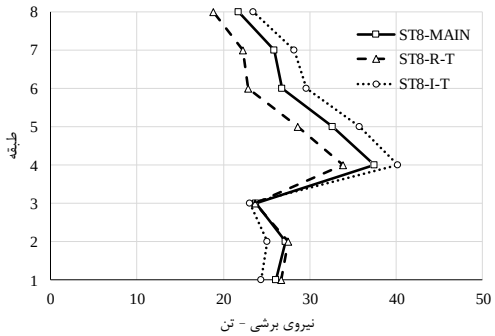
- تغییرات در ضخامت دیوار برشی فولادی نسبت به حداکثر نیروی برشی ایجادشده در تیر پیوند (طبقه دوم)، نسبت مستقیم دارد. براین اساس اعمال تغییرات در ضخامت دیوار برشی فولادی از ۲۵ درصد کاهش الی ۵۰ درصد افزایش نسبت به

نمونه مبنا، منجر به ایجاد تغییر در حداکثر نیروی برشی المان (طبقه دوم)، به ترتیب از ۹ درصد کاهش الی ۱۵ درصد افزایش می‌گردد.

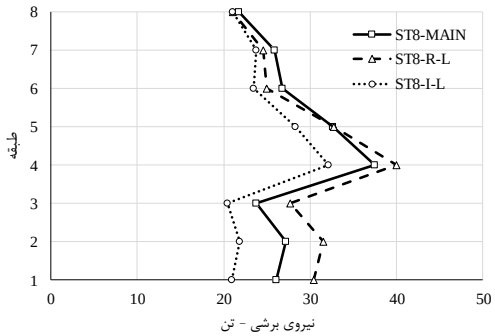
- تغییرات در طول تیر پیوند نسبت به حداکثر نیروی برشی ایجادشده در این المان (طبقه دوم)، نسبت مستقیم / معکوس دارد. به‌طوری‌که با کاهش و افزایش طول تیر پیوند حداکثر نیروی برشی در این اعضا (طبقه دوم)، کاهش می‌یابد. براین اساس اعمال تغییرات در طول تیر پیوند از ۲۰ درصد کاهش الی ۲۰ درصد افزایش نسبت به نمونه مبنا، منجر به کاهش در حداکثر نیروی برشی تیر پیوند (طبقه دوم)، به ترتیب ٦ درصد و ۲۷ درصد می‌شود.
- تغییرات در میزان صلبیت اتصال پایه‌های حائل به تیر اصلی نسبت به حداکثر نیروی برشی به وجود آمده در تیر پیوند (طبقه دوم)، نسبت معکوس دارد. براین اساس اعمال تغییرات در میزان صلبیت اتصال پایه‌های حائل به تیر اصلی از ۵۰ درصد کاهش (اتصال نیمه گیردار) الی ۱۰۰ درصد کاهش (اتصال مفصلی) نسبت به نمونه مبنا، منجر به ایجاد افزایش در حداکثر نیروی برشی المان مذکور (طبقه دوم)، به ترتیب ۷ درصد و ۱۱ درصد می‌شود.
- تغییرات در میزان سختی ستون‌های اصلی اطراف دیوار برشی فولادی نسبت به حداکثر نیروی برشی تیر پیوند (طبقه دوم)، نسبت مستقیم دارد. براین اساس اعمال تغییرات در میزان سختی ستون‌های اصلی اطراف دیوار برشی فولادی از ۲۵ درصد کاهش الی ۵۰ درصد افزایش نسبت به نمونه مبنا، منجر به ایجاد تغییر در حداکثر نیروی برشی تیر پیوند (طبقه دوم)، به ترتیب از ۱ درصد کاهش الی ۲ درصد افزایش می‌گردد.
- تغییرات در ضخامت دیوار برشی فولادی نسبت به حداکثر لنگر خمشی تیر پیوند (طبقه اول)، نسبت معکوس دارد. براین اساس اعمال تغییرات در ضخامت دیوار برشی فولادی از ۲۵ درصد کاهش الی ۵۰ درصد افزایش نسبت به نمونه مبنا، منجر به ایجاد تغییر در حداکثر لنگر خمشی تیر پیوند (طبقه اول)، به ترتیب از ۳٤ درصد افزایش الی ۱٤ درصد کاهش می‌گردد.
- تغییرات در طول تیر پیوند نسبت به حداکثر لنگر خمشی تیر پیوند (طبقه اول)، نسبت مستقیم دارد. براین اساس اعمال تغییرات در طول تیر پیوند از ۲۰ درصد کاهش الی ۲۰ درصد افزایش نسبت به نمونه مبنا، منجر به ایجاد تغییر در حداکثر لنگر خمشی تیر پیوند (طبقه اول)، به ترتیب از ۳ درصد کاهش الی ۱ درصد افزایش می‌شود.
- تغییرات در میزان صلبیت اتصال پایه‌های حائل به تیر اصلی نسبت به حداکثر لنگر خمشی تیر پیوند (طبقه اول)، نسبت معکوس دارد. براین اساس اعمال تغییرات در میزان صلبیت اتصال پایه‌های حائل به تیر اصلی از ۵۰ درصد کاهش (اتصال نیمه گیردار) الی ۱۰۰ درصد کاهش (اتصال مفصلی) نسبت به نمونه مبنا، منجر به افزایش در حداکثر لنگر خمشی تیر پیوند (طبقه اول)، به ترتیب ۳ درصد و ۷ درصد می‌شود.
- تغییرات در میزان سختی ستون‌های اصلی اطراف دیوار برشی فولادی نسبت به حداکثر لنگر خمشی تیر پیوند (طبقه اول)، نسبت معکوس دارد. براین اساس اعمال تغییرات در میزان سختی ستون‌های اصلی اطراف دیوار برشی فولادی از ۲۵ درصد کاهش الی ۵۰ درصد افزایش نسبت به نمونه مبنا، منجر به ایجاد تغییر در حداکثر لنگر خمشی تیر پیوند (طبقه اول)، به ترتیب از ۹ درصد افزایش الی ۹ درصد کاهش می‌گردد.

## نتایج قاب های ۸طبقه

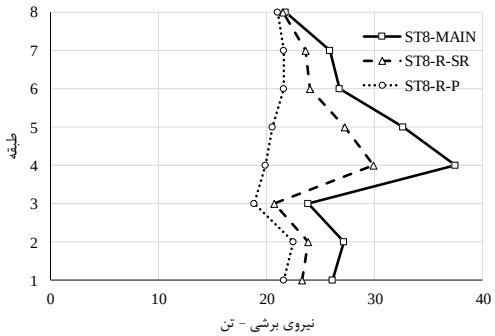
در این قسمت به بررسی حداکثر نیروی برشی و لنگر خمشی به وجود آمده در تیرهای پیوند ناشی متغیرهای ٤ گانه در قاب‌های ۸ طبقه پرداخته می‌شود.



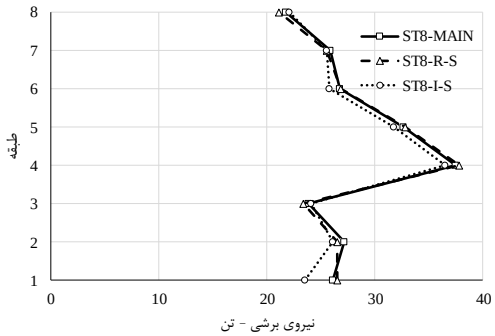

الف: تأثیر افزایش و کاهش ضخامت دیوار برشی فولادی



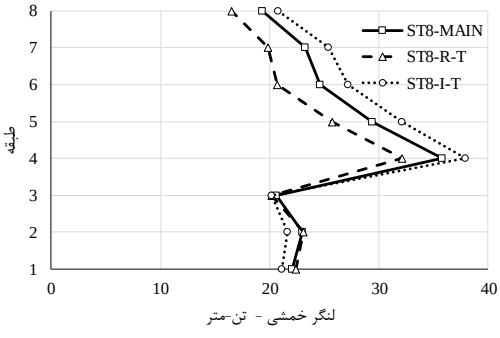

ب: تأثیر افزایش و کاهش طول تیر پیوند



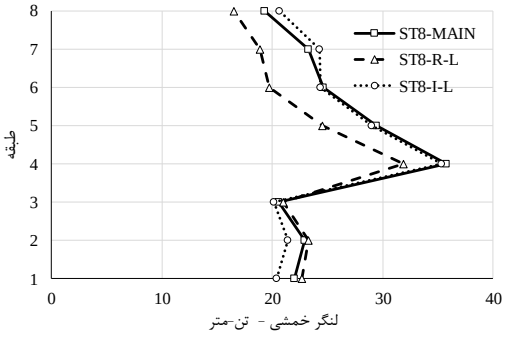

پ: تأثیر اتصال پایه حائل به تیر به‌صورت مفصلی و نیمه گیردار



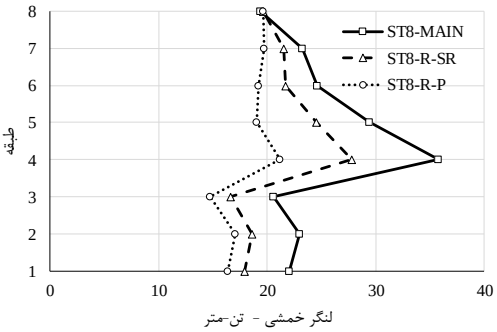

ت: تأثیر افزایش و کاهش سختی ستون‌های اصلی

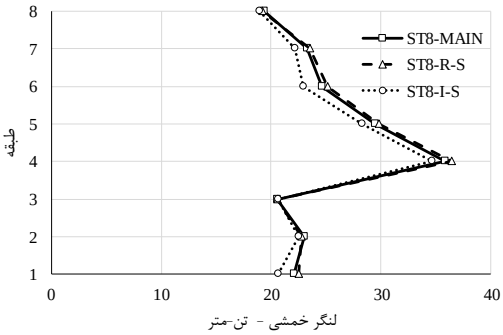



ث: تأثیر افزایش و کاهش ضخامت دیوار برشی فولادی




ج: تأثیر افزایش و کاهش طول تیر پیوند




**ح: تأثیر افزایش و کاهش سختی ستون‌های اصلی  چ: تأثیر اتصال پایه حائل به تیر به‌صورت مفصلی و نیمه گیردار**

**شکل۵: تأثیر پارامترهای متغیر ٤ گانه بر توزیع نیروی برشی و لنگر خمشی تیر پیوند در طبقات در قاب‌های ۸ طبقه**

با بررسی نمودار شکل۵ موارد زیر تشریح می‌گردد.

- تغییرات در ضخامت دیوار برشی فولادی نسبت به حداکثر نیروی برشی تیر پیوند (طبقه چهارم)، نسبت مستقیم دارد. براین اساس اعمال تغییرات در ضخامت دیوار برشی فولادی از ۲۵ درصد کاهش الی ۵۰ درصد افزایش نسبت به نمونه مبنا، منجر به ایجاد تغییر در حداکثر نیروی برشی تیر پیوند (طبقه چهارم)، به ترتیب از ۱۰ درصد کاهش الی ۷ درصد افزایش می‌گردد.
- تغییرات در طول تیر پیوند نسبت به حداکثر نیروی برشی به وجود آمده در این المان (طبقه چهارم)، نسبت معکوس دارد. براین اساس اعمال تغییرات در طول تیر پیوند از ۲۰ درصد کاهش الی ۲۰ درصد افزایش نسبت به نمونه مبنا، منجر به ایجاد تغییر در حداکثر نیروی برشی المان مذکور (طبقه چهارم)، به ترتیب از ۷ درصد افزایش الی ١٤ درصد کاهش می‌گردد.
- تغییرات در میزان صلبیت اتصال پایه‌های حائل به تیر اصلی نسبت به حداکثر نیروی برشی تیر پیوند (طبقه چهارم)، نسبت مستقیم دارد. براین اساس اعمال تغییرات در میزان صلبیت اتصال پایه‌های حائل به تیر اصلی از ۵۰ درصد کاهش (اتصال نیمه گیردار) الی ۱۰۰ درصد کاهش (اتصال مفصلی) نسبت به نمونه مبنا، منجر به ایجاد کاهش در حداکثر نیروی برشی تیر پیوند (طبقه چهارم)، به ترتیب ۲۰ درصد و ٤٧ درصد می‌شود.
- تغییرات در میزان سختی ستون‌های اصلی اطراف دیوار برشی فولادی نسبت به حداکثر نیروی برشی تیر پیوند (طبقه چهارم)، نسبت معکوس دارد. براین اساس اعمال تغییرات در میزان سختی ستون‌های اصلی اطراف دیوار برشی فولادی از ۲۵ درصد کاهش الی ۵۰ درصد افزایش نسبت به نمونه مبنا، منجر به ایجاد تغییر در حداکثر نیروی برشی المان یادشده (طبقه چهارم)، به ترتیب از ۱ درصد افزایش الی ۳ درصد کاهش می‌گردد.

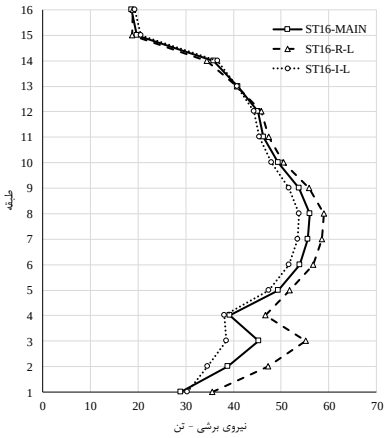
بیشترین تأثیر برافزایش حداکثر نیروی برشی تیر پیوند (طبقه چهارم)، مربوط به افزایش ضخامت دیوار برشی فولادی می‌باشد. همچنین بیشترین تأثیر بر کاهش حداکثر نیروی برشی تیر پیوند (طبقه چهارم)، نیز مربوط به کاهش میزان صلبیت اتصال به‌صورت مفصل در پایه‌های حائل به تیر اصلی است.

- تغییرات در ضخامت دیوار برشی فولادی نسبت به حداکثر لنگر خمشی تیر پیوند (طبقه چهارم)، نسبت مستقیم دارد. براین اساس اعمال تغییرات در ضخامت دیوار برشی فولادی از ۲۵ درصد کاهش الی ۵۰ درصد افزایش نسبت به نمونه مبنا، منجر به ایجاد تغییر در حداکثر لنگر خمشی تیر پیوند (طبقه چهارم)، به ترتیب از ۱۰ درصد کاهش الی ٦ درصد افزایش می‌گردد.
- تغییرات در طول تیر پیوند نسبت به حداکثر لنگر خمشی تیر پیوند (طبقه چهارم)، نسبت مستقیم / معکوس دارد. به‌طوری‌که با کاهش و افزایش طول تیر پیوند حداکثر لنگر خمشی تیر پیوند (طبقه چهارم)، کاهش می‌یابد. براین اساس اعمال تغییرات در طول تیر پیوند از ۲۰ درصد کاهش الی ۲۰ درصد افزایش نسبت به نمونه مبنا، منجر به کاهش در حداکثر لنگر خمشی تیر پیوند (طبقه چهارم)، به ترتیب ۱۱ درصد و ۱ درصد می‌شود.
- تغییرات در میزان صلبیت اتصال پایه‌های حائل به تیر اصلی نسبت به حداکثر لنگر خمشی تیر پیوند (طبقه چهارم)، نسبت مستقیم دارد. براین اساس اعمال تغییرات در میزان صلبیت اتصال پایه‌های حائل به تیر اصلی از ۵۰ درصد کاهش (اتصال نیمه گیردار) الی ۱۰۰ درصد کاهش (اتصال مفصلی) نسبت به نمونه مبنا، منجر به کاهش در حداکثر لنگر خمشی تیر پیوند (طبقه چهارم)، به ترتیب ۲۲ درصد و ٤۱ درصد می‌شود.
- تغییرات در میزان سختی ستون‌های اصلی اطراف دیوار برشی فولادی نسبت به حداکثر لنگر خمشی تیر پیوند (طبقه چهارم)، نسبت معکوس دارد. براین اساس اعمال تغییرات در میزان سختی ستون‌های اصلی اطراف دیوار برشی فولادی از ۲۵ درصد کاهش الی ۵۰ درصد افزایش نسبت به نمونه مبنا، منجر به ایجاد تغییر در حداکثر لنگر خمشی تیر پیوند (طبقه چهارم)، به ترتیب از ۲ درصد افزایش الی ۳ درصد کاهش می‌گردد.

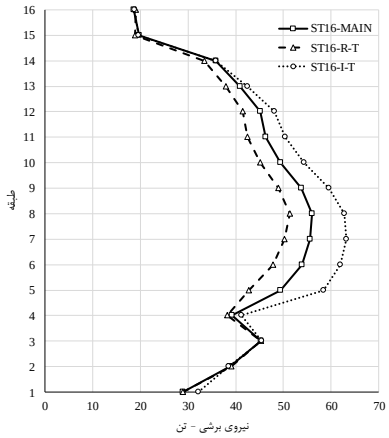
بیشترین تأثیر برافزایش حداکثر لنگر خمشی تیر پیوند (طبقه چهارم)، مربوط به افزایش ضخامت دیوار برشی فولادی می‌باشد. همچنین بیشترین تأثیر بر کاهش حداکثر لنگر خمشی تیر پیوند (طبقه چهارم)، نیز مربوط به کاهش میزان صلبیت اتصال به‌صورت مفصل در پایه‌های حائل به تیر اصلی است.

## نتایج قاب های ١٦طبقه

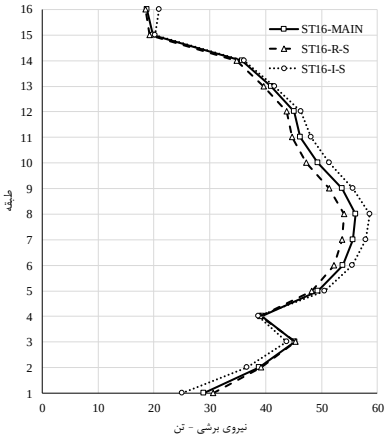
در این قسمت به بررسی حداکثر نیروی برشی به وجود آمده در تیرهای پیوند ناشی متغیرهای ٤ گانه در قاب‌های ١٦ طبقه پرداخته می‌شود.



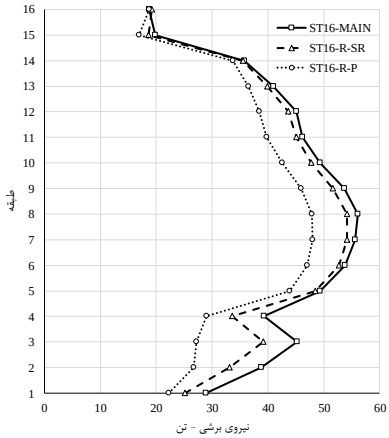

ب: تأثیر افزایش و کاهش طول تیر پیوند



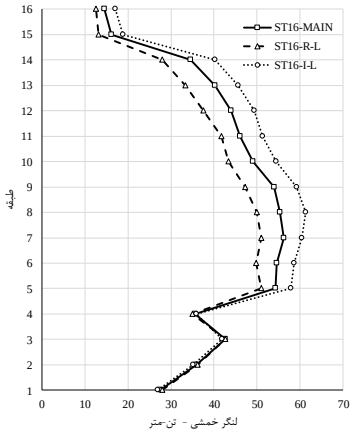

الف: تأثیر افزایش و کاهش ضخامت دیوار برشی فولادی



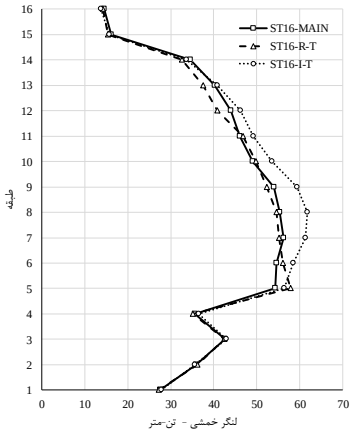

ت: تأثیر افزایش و کاهش سختی ستون‌های اصلی



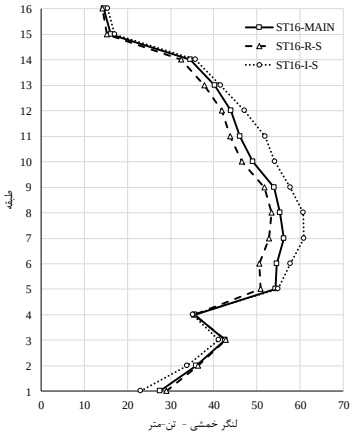

پ: تأثیر اتصال پایه حائل به تیر به‌صورت مفصلی و نیمه گیردار



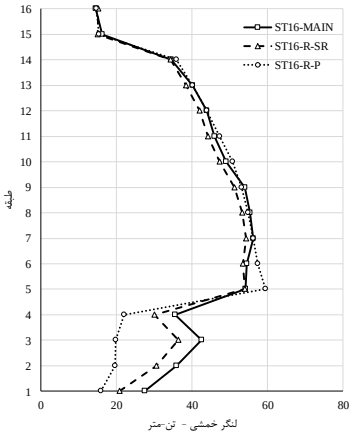

ج: تأثیر افزایش و کاهش طول تیر پیوند




ث: تأثیر افزایش و کاهش ضخامت دیوار برشی فولادی




ح: تأثیر افزایش و کاهش سختی ستون‌های اصلی




چ: تأثیر اتصال پایه حائل به تیر به‌صورت مفصلی و نیمه گیردار

**شکل٦: تأثیر پارامترهای متغیر ٤ گانه بر توزیع نیروی برشی و لنگر خمشی تیر پیوند در طبقات در قاب‌های ١٦ طبقه**

با بررسی نمودار شکل٦ موارد زیر تشریح می‌گردد.

- تغییرات در ضخامت دیوار برشی فولادی نسبت به حداکثر نیروی برشی تیر پیوند (طبقه هشتم)، نسبت مستقیم دارد. براین اساس اعمال تغییرات در ضخامت دیوار برشی فولادی از ۲۵ درصد کاهش الی ۵۰ درصد افزایش نسبت به نمونه مبنا، منجر به ایجاد تغییر در حداکثر نیروی برشی این المان (طبقه هشتم)، به ترتیب از ۸.٤۹ درصد کاهش الی ۱۲.۰٦ درصد افزایش می‌گردد.

- تغییرات در طول تیر پیوند نسبت به حداکثر نیروی برشی ایجادشده در این المان (طبقه هشتم)، نسبت معکوس دارد. براین اساس اعمال تغییرات در طول تیر پیوند از ۲۰ درصد کاهش الی ۲۰ درصد افزایش نسبت به نمونه مبنا، منجر به ایجاد تغییر در حداکثر نیروی برشی تیر پیوند (طبقه هشتم)، به ترتیب از ۵.۱۰ درصد افزایش الی ٤.۰۳ درصد کاهش می‌گردد.
- تغییرات در میزان صلبیت اتصال پایه‌های حائل به تیر اصلی نسبت به حداکثر نیروی برشی تیر پیوند (طبقه هشتم)، نسبت مستقیم دارد. براین اساس اعمال تغییرات در میزان صلبیت اتصال پایه‌های حائل به تیر اصلی از ۵۰ درصد کاهش (اتصال نیمه گیردار) الی ۱۰۰ درصد کاهش (اتصال مفصلی) نسبت به نمونه مبنا، منجر به ایجاد کاهش در حداکثر نیروی برشی تیر پیوند (طبقه هشتم)، به ترتیب ۳.۳۰ درصد و ١٤.٦١ درصد می‌شود.
- تغییرات در میزان سختی ستون‌های اصلی اطراف دیوار برشی فولادی نسبت به حداکثر نیروی برشی تیر پیوند (طبقه هشتم)، نسبت مستقیم دارد. براین اساس اعمال تغییرات در میزان سختی ستون‌های اصلی اطراف دیوار برشی فولادی از ۲۵ درصد کاهش الی ۵۰ درصد افزایش نسبت به نمونه مبنا، منجر به ایجاد تغییر در حداکثر نیروی برشی تیر پیوند (طبقه هشتم)، به ترتیب از ٣.٦٤ درصد کاهش الی ٤.٦٦ درصد افزایش می‌گردد.

بیشترین تأثیر برافزایش حداکثر نیروی برشی تیر پیوند (طبقه هشتم)، مربوط به افزایش ضخامت دیوار برشی فولادی می‌باشد. همچنین بیشترین تأثیر بر کاهش حداکثر نیروی برشی تیر پیوند (طبقه هشتم)، نیز مربوط به کاهش میزان صلبیت اتصال به‌صورت مفصل در پایه‌های حائل به تیر اصلی است.

- تغییرات در ضخامت دیوار برشی فولادی نسبت به حداکثر لنگر خمشی تیر پیوند (طبقه هفتم)، نسبت مستقیم دارد. براین اساس اعمال تغییرات در ضخامت دیوار برشی فولادی از ۲۵ درصد کاهش الی ۵۰ درصد افزایش نسبت به نمونه مبنا، منجر به ایجاد تغییر در حداکثر لنگر خمشی تیر پیوند (طبقه هفتم)، به ترتیب از ۲ درصد کاهش الی ۹ درصد افزایش می‌گردد.
- تغییرات در طول تیر پیوند نسبت به حداکثر لنگر خمشی تیر پیوند (طبقه هفتم)، نسبت مستقیم دارد. براین اساس اعمال تغییرات در طول تیر پیوند از ۲۰ درصد کاهش الی ۲۰ درصد افزایش نسبت به نمونه مبنا، منجر به ایجاد تغییر در حداکثر لنگر خمشی تیر پیوند (طبقه هفتم)، به ترتیب از ۹ درصد کاهش الی ۷ درصد افزایش می‌گردد.
- تغییرات در میزان صلبیت اتصال پایه‌های حائل به تیر اصلی نسبت به حداکثر لنگر خمشی تیر پیوند (طبقه هفتم)، نسبت مستقیم / ثابت دارد. نتایج نشان می دهد اعمال تغییرات در میزان صلبیت اتصال پایه‌های حائل به تیر اصلی از ۵۰ درصد کاهش (اتصال نیمه گیردار) الی ۱۰۰ درصد کاهش (اتصال مفصلی) نسبت به نمونه مبنا تاثیرات ناچیزی برروی قاب ها ایجاد می شود، به این شرح که با کاهش میزان صلبیت اتصال به‌صورت مفصل، در حداکثر لنگر خمشی ایجادشده المان مذکور تغییری حاصل نمی شود این در حالی است که با کاهش میزان صلبیت اتصال به‌صورت نیمه گیردار حداکثر لنگر خمشی ایجادشده در المان تنها ۳ درصد کاهش می‌یابد.
- تغییرات در میزان سختی ستون‌های اصلی اطراف دیوار برشی فولادی نسبت به حداکثر لنگر خمشی تیر پیوند (طبقه هفتم)، نسبت مستقیم دارد. براین اساس اعمال تغییرات در میزان سختی ستون‌های اصلی اطراف دیوار برشی فولادی از ۲۵ درصد

کاهش الی ۵۰ درصد افزایش نسبت به نمونه مبنا، منجر به ایجاد تغییر در حداکثر لنگر خمشی تیر پیوند (طبقه هفتم)، به ترتیب از ٦ درصد کاهش الی ۸ درصد افزایش می‌گردد.

بنابراین بر اساس مطالب ارائه‌شده، در این قسمت می‌توان گفت در قاب‌های ٤، ۸ و ١٦ طبقه، بحرانی‌ترین طبقه ازلحاظ ایجاد نیروی برشی در تیرهای پیوند در نصف ارتفاع کل قاب‌ها اتفاق افتاده است که برای قاب‌های ٤ طبقه در طبقه ۲، برای قاب‌های ۸ طبقه در طبقه ٤ و برای قاب‌های ١٦ طبقه در طبقه ۸ است. همچنین بیشترین تأثیر برافزایش نیروی برشی در تیرهای پیوند مربوط به افزایش ضخامت دیوار برشی فولادی می‌باشد و بیشترین تأثیر بر کاهش حداکثر نیروی برشی این المان در قاب‌های بلندمرتبه (١٦ طبقه) و میان مرتبه (۸ طبقه) مربوط به کاهش میزان صلبیت اتصال پایه‌های حائل به تیر اصلی به‌صورت مفصلی است و در قاب‌های کوتاه مرتبه (٤ طبقه) مربوط به افزایش طول تیر پیوند است. بیشترین تأثیر برافزایش حداکثر لنگر خمشی تیر پیوند (طبقه هفتم)، مربوط به افزایش ضخامت دیوار برشی فولادی می‌باشد. همچنین بیشترین تأثیر بر کاهش حداکثر لنگر خمشی تیر پیوند (طبقه هفتم)، نیز مربوط به کاهش طول تیر پیوند است.

درنتیجه بر اساس مطالب ارائه‌شده، در این قسمت می‌توان گفت بحرانی‌ترین طبقه ازلحاظ ایجاد لنگر خمشی در تیرهای پیوند در قاب‌های کوتاه مرتبه (٤ طبقه) در طبقه اول، قاب‌های میان مرتبه (۸ طبقه) در طبقه چهارم، قاب‌های بلندمرتبه (١٦ طبقه) در طبقه هفتم می‌باشد. همچنین بیشترین تأثیر برافزایش لنگر خمشی در تیرهای پیوند در قاب‌های بلندمرتبه (١٦ طبقه) و قاب‌های میان مرتبه (۸ طبقه) مربوط به افزایش ضخامت دیوار برشی فولادی و در قاب‌های کوتاه مرتبه (٤ طبقه) مربوط به کاهش ضخامت دیوار برشی فولادی است و بیشترین تأثیر بر کاهش حداکثر لنگر خمشی این المان در قاب‌های بلندمرتبه (١٦ طبقه) مربوط به کاهش طول تیر پیوند و در قاب‌های میان مرتبه (۸ طبقه) مربوط به کاهش میزان صلبیت اتصال پایه‌های حائل به تیر اصلی به‌صورت مفصلی و در قاب‌های کوتاه مرتبه (٤ طبقه) مربوط به افزایش ضخامت دیوار برشی فولادی است.

## مراجع

[1] S. A. Razavi, N. Siahpolo, and M. Mahdavi Adeli, "A New Empirical Correlation for Estimation of EBF Steel Frame Behavior Factor under Near-Fault Earthquakes Using the Genetic Algorithm," *Journal of Engineering*, vol. 2020, no. 1, p. 3684678, 2020.

[2] D. Dubina and F. Dinu, "Experimental evaluation of dual frame structures with thin-walled steel panels," *Thin-walled structures*, vol. 78, pp. 57-69, 2014.

[3] M. G. Azandariani, M. Gholhaki, M. A. Kafi, and T. Zirakian, "Study of effects of beam-column connection and column rigidity on the performance of SPSW system," *Journal of Building Engineering*, vol. 33, p. 101821, 2021.

[4] I. Ibrahim Mohammed, P. Shakor, D. N Qader, and A. S Al-Luhybi, "A comprehensive review of recent experimental and numerical investigations on the impact of openings in steel plate shear walls (SPSWs)," *Passer Journal of Basic and Applied Sciences*, vol. 6, no. 2, 2024.

[5] C. Code, "CAN/CSA S6-06," *Canadian Standards Association, Canada*, vol. 734, 2006.

[6] L. Muir and C. J. Duncan, "The AISC 2010 specification and the 14th edition steel construction manual," in *Structures Congress 2011*, 2011, pp. 661-675 .

[7] J. Malley and L. Arber, "An Overview of the Changes to AISC 341—Seismic Provisions for Structural Steel Buildings," in *Structures Congress 2018*, 2018: American Society of Civil Engineers Reston, VA, pp. 208-212 .