



یازدهمین کنفرانس ملی و چهارمین کنفرانس بین‌المللی سازه و فولاد

۲۳ و ۲۴ آذر ماه ۱۴۰۱

هتل المپیک - تهران



برآورد نیروی محوری مورد نیاز طراحی تیرهای دهانه مهاربندی قاب های مهاربندی شده واگرا

*پوریا قمی زاده، سید رسول میرقادری^۱، سید علی رضوی طباطبایی^۲

چکیده

یکی از شاخصه های مؤثر در تعیین ظرفیت برشی تیر پیوند که عضو شکل پذیر سیستم مهاربندی واگرا به حساب می آید، نیروی محوری موجود در این تیر است که به دلایلی از جمله مدل های دیافراگم نامناسب و تحلیل های ساده شده خطی به طور دقیق برآورد نمی شود و ممکن است منجر به طراحی نامناسب و در نتیجه آسیب های قابل توجه در هنگام زلزله شود. تیرهای خارج از ناحیه پیوند نیز متحمل نیروی محوری قابل توجهی می شود که معمولاً در طراحی مورد بی توجهی قرار می گیرد و تأثیر عواملی مانند محل قرارگیری دهانه مهاربندی در روش های ظرفیتی مرسوم در نظر گرفته نمی شوند. در این پژوهش با استفاده از توزیع بار گسترده زلزله در طول قاب و استفاده از تحلیل بر اساس تعادل سازه در ظرفیت نهایی تیر پیوند، روش ها و روابط ساده شده ای جهت برآورد نیروی محوری در تیرهای پیوند و خارج از نواحی پیوند در قاب های مهاربندی شده واگرا با تیر پیوند میانی و انواع اتصالات مجاز ارائه می شود و سپس صحت این روش ها به کمک تحلیل های خطی و غیرخطی استاتیکی سنجیده می شود. نتایج حاصل از تحلیل های تقریبی ارائه شده تطابق خوبی با نتایج تحلیل های غیرخطی خواهند داشت و به طور میانگین با خطایی کمتر از ۱۰ درصد نسبت به تحلیل های عددی برآورد می شوند. عواملی مانند هندسه قاب، دهانه قرارگیری مهاربندها، نوع اتصالات قاب و مقاطع تیرهای پیوند و مهاربندها از مؤثرترین متغیرها در تعیین نیروی محوری تیرها به حساب می آیند. به طوری که هرچه دهانه مهاربندی به کناره های قاب نزدیک تر باشد و اتصالات آزادتر باشند (اتصالات ساده) مقدار نیروی محوری بیشتری در تیرها پدیدار خواهد شد که لزوم توجه در هنگام طراحی را مشخص می کند.

واژگان کلیدی:

عملکرد مهاربندی واگرا، تیر ناحیه پیوند، تیر خارج از ناحیه پیوند، نیروی محوری تیرها، تحلیل بر اساس ظرفیت

^۱ دانشکده مهندسی عمران دانشگاه تهران ، pouria.ghomizade@ut.ac.ir

^۲ دانشکده مهندسی عمران دانشگاه تهران ، rmirghaderi@ut.ac.ir

^۲ دانشکده مهندسی عمران دانشگاه علم و فرهنگ ، srazavi@usc.ac.ir



۱. مقدمه

در یک سیستم باربرجانبی هر عضو وظیفه‌ای بر عهده دارد و مجموعه این اعضا یک سیستم را به وجود می‌آورند، عدم توانایی هر عضو در این ساختار می‌تواند به کلی عملکرد پیش‌بینی شده برای مجموعه را تهدید کند. در یک سازه ساختمانی نیروهای اینرسی در اثر زمین لرزه به مرکز انباشت جرم یعنی دیافراگم‌های سقف اعمال می‌شوند. نیروها برای رسیدن به عضو شکل پذیر مسیری را در اعضای مختلف سازه پیش می‌گیرند و هر عضو با توجه به مشخصات و نقش پیش‌بینی شده متحمل تلاش‌هایی می‌شود. مانند زنجیره‌ای که تحت بار قرار گرفته است و برای ارضای پایداری و باربری باید تمام حلقه‌ها وظیفه خود مبنی بر تحمل و انتقال نیرو را به خوبی انجام دهند. تیرهای دهانه مهاربندی نیز یکی از آخرین مسیرهای انتقال نیرو هستند که ممکن است متحمل نیروهای محوری قابل توجهی شوند. اما در نظرگیری دیافراگم صلب و بارهای متمرکز گره‌ای در نرم افزارهای عمومی تحلیل و طراحی مانع از دیده شدن این نیروها می‌شوند. برای تعیین این نیروها تحلیل‌های غیرخطی و یا اجزا محدود قابل استفاده هستند. لیکن استفاده از چنین تحلیل‌های پیچیده‌ای نیازمند صرف هزینه و زمان زیادی است. از این رو در این پژوهش برآورد نیروی محوری تیرها با هدف دستیابی به رویه‌ای ساده و قابل انجام برای عموم مهندسين و طراحان مد نظر است.

۲.۱. پیشینه تحقیق

از بین انواع سیستم‌های باربرجانبی قاب‌های خمشی دارای بیشترین شکل‌پذیری هستند اما سختی نسبتاً پایینی دارند. در مقابل قاب‌های مهاربندی همگرا سختی مناسب اما شکل‌پذیری نسبتاً پایینی دارند. قاب‌های مهاربندی واگرا ترکیبی مناسب از این دو سیستم هستند که در هر دو شاخصه سختی و شکل‌پذیری رفتار مناسبی دارد (ازهری و میرقادری، ۱۳۹۹). استفاده از انواع مهاربند‌های واگرا در طراحی و مقاوم‌سازی ساختمان‌های فولادی بسیار متداول است. این سیستم مقاوم در برابر زلزله ابتدا توسط فوجیموتو در سال ۱۹۷۲ و تاناباشی در سال ۱۹۷۴ مورد ارزیابی قرار گرفت (صحرای و حدادی، ۱۳۸۹) و سپس از سال ۱۹۷۷ تا ۱۹۸۹ با تلاش‌های پوپوف و همکارانش به صورت ضوابط آیین‌نامه‌ای درآمد (Kasai and Popov, 1986) و به استانداردهای SEAOC و UBC و AISC وارد شد. مطابق با آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای آمریکا (AISC 341-16, 2016) و مبحث دهم مقررات ملی ساختمان در قاب واگرا با تیر پیوند میانی اتصالات تیرهای خارج از ناحیه پیوند به ستون و اتصالات دو سر مهاربند‌ها می‌تواند به صورت ساده یا مقید در برابر دوران طراحی و اجرا شوند. انگل‌هارد و پوپوف در بررسی‌های آزمایشگاهی خود بر این سیستم‌ها به این نتیجه رسیدند که هنگام زلزله نیروی محوری قابل توجهی در تیرهای خارج از نواحی پیوند به وجود می‌آید اما معیار خاصی برای اندازه‌گیری این نیرو ارائه ندادند و نوعی ساختار که در شکل ۱ مشخص است را پیشنهاد دادند تا مقدار این نیروها به حداقل برسد (Engelhardt and Popov, 1989). اما این ساختار دارای یک ایراد اساسی است، در این ساختار تیرهای نواحی پیوند فقط در نیمی از طبقات موجود است و به همین دلیل قابلیت شکل‌پذیری و جذب انرژی سازه کاهش خواهد یافت. به طور خاص در زمینه برآورد نیروی محوری تیرها پژوهشی صورت نگرفته است اما در ادامه به برخی موارد در پژوهش‌ها یا آیین‌نامه‌ها اشاره می‌شود که به نحوی به این نیروها مرتبط هستند. در آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای آمریکا (AISC 341-16, 2016) تیرهای محور مهاربندی جزئی از جمع‌کننده‌ها دانسته شده‌اند. در آیین‌نامه بارگذاری آمریکا (ASCE 7, 2022) جمع‌کننده‌ها در سازه‌های واقع در نواحی لرزه‌ای C، D، E و F باید قادر به تحمل بیشترین بار زلزله تشدید یافته مستخرج از ضوابط آیین‌نامه‌ای از



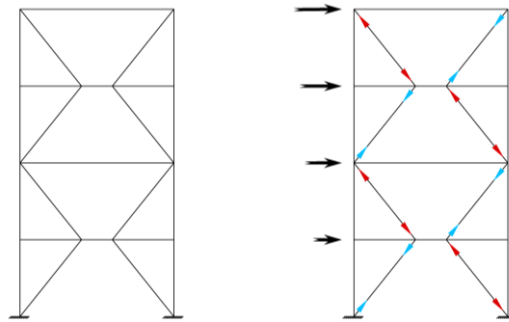
یازدهمین کنفرانس ملی و چهارمین کنفرانس بین‌المللی سازه و فولاد

۲۳ و ۲۴ آذر ماه ۱۴۰۱

هتل المپیک - تهران



جمله بار تشدید یافته نیروی طراحی دیافراگم ها، بار تشدید یافته حاصل از نیروی جانبی وارده به طبقه، بار تشدید یافته روش پاسخ طیفی و بارهای انتقال باشند. همچنین توصیه شده است تیرهای در مجاورت دهانه‌های مهاربندی که در بازشوها واقع شده‌اند و تیرهایی که میان دو دهانه مهاربندی، یکی در طبقه بالا و یکی در طبقه پایین واقع‌اند، توانایی تحمل بارهای انتقال را داشته باشند.

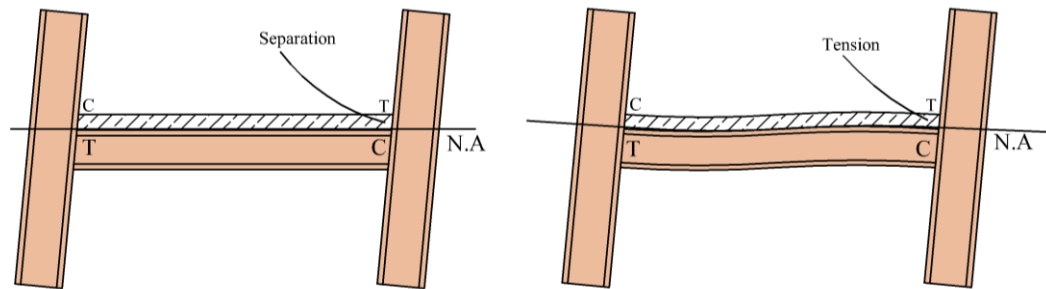


شکل ۱. ساختار مهاربندی پیشنهادی انگلهارد و پوپوف جهت کاهش نیروی محوری در تیرهای خارج از نواحی پیوند [۶]

در استاندارد ۲۸۰۰ (کمپته دائمی بازنگری آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، ۱۳۹۵) نیز نیروهای تشدید یافته زلزله به عنوان نیروهای تقاضا در جمع‌کننده‌ها دانسته شده‌اند. در آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای آمریکا و مبحث دهم مقررات ملی در مورد نیروی طراحی تیرهای خارج از نواحی پیوند، مهاربندها و ستون‌ها استفاده از نیروهای جانبی که موجب رسیدن تیرهای ناحیه پیوند به حداکثر برش قابل انتظار می‌شود توصیه شده است. در پژوهش‌هایی که توسط مکارانه و همکاران (MacRae et al, ۲۰۱۳) و چادهوری و همکاران (Chaudhari et al, 2014) صورت گرفت، تأثیر فاصله ای میان دال بتنی و ستون فولادی تحت عنوان گپ مفید خوانده شد. مکارانه و همکاران (MacRae et al, 2015) بر روی عملکرد تیرها و اتصالاتشان با عدم حضور گپ تحقیقاتی انجام دادند و نتیجه جالبی به دست آمد، حتی اگر دال بتنی و ستون فولادی کاملاً با هم در تماس باشند در اثر تغییر شکل های سازه در این نواحی ترک‌هایی به وجود می‌آید (شکل ۲) و ستون نیروی قابل توجهی از نیروهای اینرسی دیافراگم بتنی سقف را جذب نمی‌کند. نمونه ای از این تغییر شکل ها در مجاورت اتصالات صلب و ساده در شکل ۳ قابل مشاهده است.



شکل ۲. ایجاد ترک در دال مجاور ستون فولادی در اثر تغییر شکل جانبی



شکل ۳. عدم اعمال نیرو توسط دال بتنی به ستون به دلیل دور شدن بتن و فولاد در هنگام زلزله

در پژوهش‌هایی که با هدف تعیین توزیع بار دیافراگم بر تیرها (Alizade et al, 2017; Alizade et al, 2020)، که با روش‌های دقیق عددی و استفاده از تحلیل‌های اجزای محدود صورت گرفت نشان داده شد که توزیع بار گسترده یکنواخت نیروهای دیافراگمی بر طول تیرها می‌تواند به عنوان روشی ساده و در عین حال با دقت مورد استفاده قرار بگیرد. همچنین در تحقیقاتی بر عملکرد دیوارهای برشی فولادی (Moghimi and Driver, 2019)، فرض اعمال بار گسترده و یکنواخت جانبی دیافراگمی بر تیرها در هنگام بررسی نیروی محوری تیرها صورت گرفت.

۳.۱. فرضیات ساده کننده

به دلیل هدف نهایی این پژوهش که ارائه رویه‌ها و روابطی ساده و کارآمد می‌باشد نیاز است از برخی عوامل که تأثیر چشمگیری در متغیرهای نهایی ندارند صرف نظر شود و از درگیری با معادلات پیچیده، اثرات مرتبه دوم و بالاتر و تحلیل سازه‌های نامعین جلوگیری شود. تمام این عوامل در بخش‌های بعدی، یعنی راستی آزمایشی رویه‌ها و روابط در نظر گرفته خواهند شد و اگر تأثیر قابل توجهی داشته باشند در مقایسه‌ها مشخص خواهد شد. می‌توان موارد زیر را از اساسی‌ترین فرضیات این پژوهش دانست.

(۱) صرف نظر از برش ستون در باربری جانبی در مقابل نیروهای قابل توجه مهاربندها.

(۲) فرض توزیع بار جانبی بر تیرها به صورت گسترده و یکنواخت.

۲. روش‌های تحلیل تقریبی

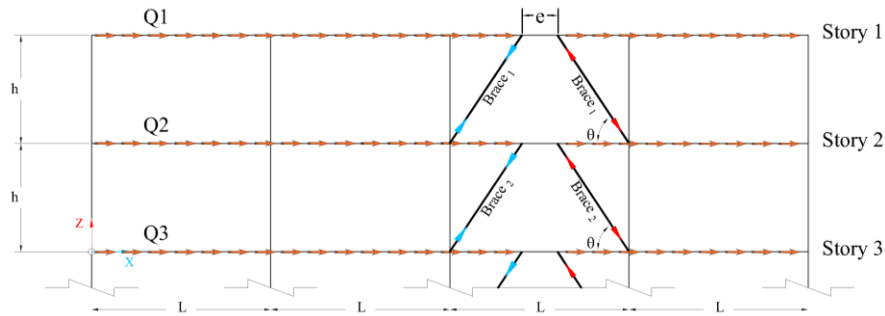
در این بخش روش‌ها و روابطی جهت برآورد نیروی محوری تیرهای دهانه مهاربندی مشتمل بر تیرهای ناحیه پیوند و تیرهای خارج از ناحیه پیوند توسعه می‌یابد. این روش‌ها در دو بخش رفتار کاملاً خطی و رفتار غیرخطی در حد نهایی بررسی می‌شوند.

۱.۲. روش‌های تحلیلی با فرض رفتار کاملاً خطی

در طراحی سازه‌ها استفاده از ظرفیت غیر ارتجاعی مصالح امری رایج است که منجر به طراحی اقتصادی می‌شود. در این بخش فرض رفتار خطی صرفاً به عنوان پیش زمینه‌ای برای ورود به بحث رفتار غیرخطی استفاده می‌شود. در شکل ۴ نمونه‌ای از یک قاب دارای مهاربند و اگر ارائه شده است. فرض می‌شود نیروی جانبی از طریق برش‌گیرها به تیرها منتقل می‌شود. اما در نواحی پیوند که بخش حفاظت شده به حساب می‌آید نباید برش‌گیر به تیرها متصل باشد. زیرا اولاً باید از جوشکاری یا هر فرآیندی که می‌تواند منجر به نقص در مقطع تیر پیوند شود جلوگیری به عمل آید. دوماً در آیین‌نامه‌ها پیشنهاد شده است که جهت بهبود عملکرد تیر ناحیه پیوند بهتر است تیر فولادی در این ناحیه با دال بتنی عملکرد مرکب نداشته باشد. به این ترتیب بار گسترده جانبی ناشی از دیافراگم در نواحی پیوند وارد نمی‌شود.



یازدهمین کنفرانس ملی و چهارمین کنفرانس بین‌المللی سازه و فولاد
 ۲۳ و ۲۴ آذر ماه ۱۴۰۱
 هتل المپیک - تهران

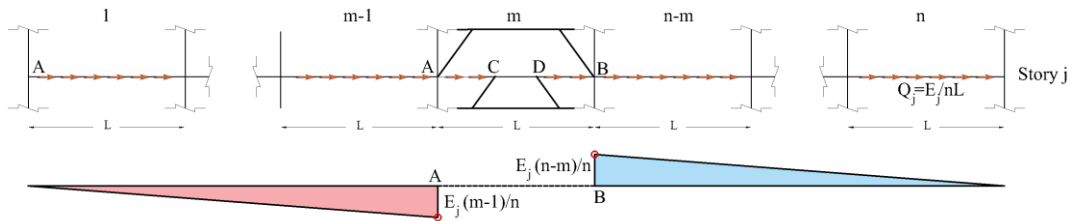


شکل ۴. نحوه اعمال نیروی جانبی بر قاب در روش‌های تحلیلی

در تمامی روش‌های ارائه شده در این پژوهش تعداد کل دهانه‌ها با نماد n ، شماره دهانه مهاربندی که از سمت چپ قاب شماره می‌شود با نماد m ، بار جانبی زلزله طبقه j از بالا با نماد E_j ، طول دهانه مهاربندی با L_b ، طول سایر دهانه‌ها با L و طول ناحیه پیوند با e نشان داده می‌شوند. بنا بر این بار گسترده جانبی Q_j از رابطه (۱) تعیین می‌شود.

$$(1) \quad Q_j = \frac{E_j}{nL}$$

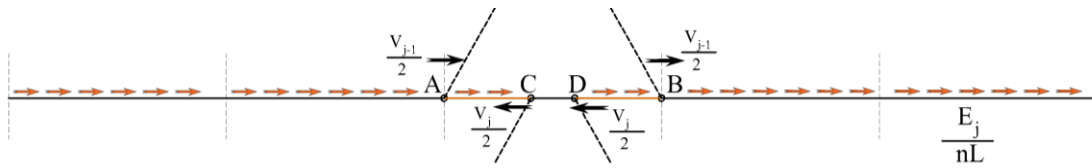
بار گسترده از کناره‌های قاب به صورت تجمعی در تیرها نیروی محوری ایجاد می‌کند که می‌تواند کششی یا فشاری باشد. برای مثال در قاب n دهانه با مهاربندی واگرا در شکل ۵ ارائه شده است، نیروی گسترده در دو سمت قاب به اندازه طول بار گسترده بر تیرهای مجاور دهانه مهاربندی وارد می‌شود و در یک سمت کشش و در سمت دیگر فشار ایجاد می‌کند. طولی که نیروی گسترده به صورت تجمعی از سمت چپ قاب افزایش می‌یابد تا به نقطه A برسد به اندازه طول $m-1$ دهانه است، این طول برای سمت راست نقطه B برابر با طول $n-m$ دهانه است. با فرض طول L برای تمام دهانه‌ها می‌توان حداکثر مقدار نیروی محوری در تیرهای مجاور دهانه مهاربندی را به صورت رابطه (۲) که بیشترین دو مقدار مذکور است محاسبه کرد.



شکل ۵. نیرویی‌های محوری در دهانه‌های مجاور دهانه مهاربندی

$$(2) \quad P_{bo} = \pm \text{Max} \left(\left| \frac{E_j}{n} (n-m) \right|, \left| \frac{E_j}{n} (m-1) \right| \right)$$

مقدار مؤلفه افقی برآیند نیروی هر مهاربند با توجه به تعادل استاتیکی افقی برابر با نیمی از برش جانبی طبقه است. بنا بر این در نقاط A ، B ، C و D مقدار مؤلفه افقی وارده از هر مهاربند برابر با نیمی از برش جانبی طبقه آن مهاربند است. به این ترتیب نمودار پیکره آزاد تیر مورد نظر مانند شکل ۶ خواهد بود.



شکل ۶. نمودار پیکره آزاد بخشی از قاب

به این ترتیب با برقراری تعادل استاتیکی در جهت افقی برای قسمت‌های مختلف می‌توان مقدار نیروی محوری در نقاط مختلف را محاسبه کرد. مقدار حداکثر نیروی محوری در تیر خارج از ناحیه پیوند در نقاط C و D رخ می‌دهد. و مقدار آن از رابطه (۳) محاسبه می‌شود. برای تیر ناحیه پیوند نیز نیروی محوری در تمام طول آن ثابت است و از رابطه (۴) قابل محاسبه است. لازم به ذکر است مقدار E_j سهم قاب مورد بررسی از نیروی خارجی زلزله است.

$$(۳) \quad P_b = \pm \left(\left| \frac{E_j}{nL - e} \text{Max} \left(\left(n - m + \frac{L_b - e}{2} \right), \left(m - 1 + \frac{L_b - e}{2} \right) \right) + \sum_{i=1}^{j-1} \frac{E_i}{2} \right| \right)$$

$$(۴) \quad P_{link} = \pm \left| \frac{E_j}{nL - e} \left(n - m + \frac{L_b - e}{2} \right) - \frac{E_j}{2} \right|$$

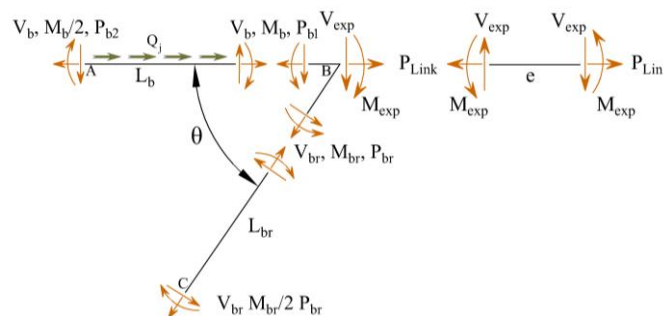
۲.۲. روش‌های تحلیلی با فرض رفتار غیرخطی

همانطور که اشاره شد، آیین‌نامه‌های طراحی استفاده از اتصالات ساده و صلب برای اتصال تیر خارج از ناحیه پیوند به ستون و دو سر مهاربندها را مجاز می‌دانند. از این رو چهار الگوی اتصال برای قاب مهاربندی واگرا قابل تصور است. که عبارتند از:

- ۱) اتصالات تیرهای خارج از ناحیه پیوند به ستون‌ها به صورت صلب و اتصالات مهاربندها به سایر اعضا نیز صلب باشد.
- ۲) اتصالات تیرهای خارج از ناحیه پیوند به ستون‌ها به صورت مفصلی و اتصالات مهاربندها به سایر اعضا صلب باشد.
- ۳) اتصالات تیرهای خارج از ناحیه پیوند به ستون‌ها به صورت صلب و اتصالات مهاربندها به سایر اعضا مفصلی باشد.
- ۴) اتصالات تیرهای خارج از ناحیه پیوند به ستون‌ها به صورت مفصلی و اتصالات مهاربندها به سایر اعضا نیز مفصلی باشد.

۱.۲.۲. قاب واگرا با الگوی اول اتصالات

برای تعیین نیروها ابتدا روشی مشابه کتاب طراحی شکل‌پذیر سازه‌های فولادی (Bruneau, 2011) مورد استفاده قرار می‌گیرد. یک زیر سازه شامل نیمی از تیر دهانه مهاربندی و یکی از مهاربندها تحت نیروهای حداکثر قابل انتظار قرار می‌گیرند که در شکل ۷ نشان داده شده است. در این شکل بار گسترده Q_j همان بار گسترده زلزله است که در ناحیه خارج از پیوند به دلیل وجود برش گیرها، به تیر اعمال شده است. همین نیرو باعث تفاوت در مقادیر نیروهای محوری دو سمت تیر شده است.



شکل ۷. دیاگرام پیکره آزاد بخشی از قاب مهاربندی واگرا با اتصالات تیر و مهاربند صلب



پس از تعیین نیرو و لنگر قابل انتظار برشی و خمشی از مقطع تیر در ناحیه پیوند، با توجه به دیاگرام پیکره آزاد و تعادل لنگر خمشی در گره B سهم تیر خارج از ناحیه پیوند و مهاربند از لنگر اعمال شده با توجه به سختی چرخشی هر یک تعیین می‌شود. لازم به ذکر است سختی تیر خارج از ناحیه پیوند متناسب با $k_b = \frac{4EI_{beam}}{L_{beam}}$ و سختی مهاربند متناسب با $k_{br} = \frac{4EI_{brace}}{L_{brace}}$ می‌باشد و طول تیر خارج از ناحیه پیوند با استفاده از طول دهانه و طول ناحیه پیوند به صورت $L_{beam} = \frac{L_b - e}{2}$ نیز قابل استفاده است. مقدار سهم لنگر تیر خارج از ناحیه پیوند و هر مهاربند از لنگر حداکثر قابل انتظار به ترتیب M_b و M_{br} می‌باشند که با روابط (۵) و (۶) محاسبه می‌شوند. در این روابط چنانچه عملکرد تیر خمشی باشد، مقدار حداکثر لنگر خمشی تیر ناحیه پیوند مستقیماً از مشخصات مقطع تیر پیوند محاسبه می‌شود و چنانچه عملکرد تیر ناحیه پیوند برشی باشد، ابتدا مقدار نیروی حداکثر برشی قابل انتظار تیر پیوند با توجه به مقطع این تیر محاسبه شده و سپس به کمک رابطه (۷) مقدار لنگر خمشی حداکثر قابل انتظار بر حسب نیروی برشی حداکثر قابل انتظار محاسبه می‌شود.

$$(5) \quad M_b = \frac{k_b}{k_{br} + k_b} M_{exp}$$

$$(6) \quad M_{br} = \frac{k_{br}}{k_{br} + k_b} M_{exp}$$

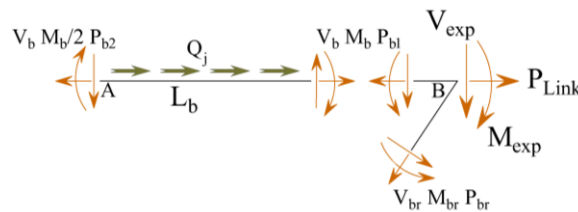
$$(7) \quad V_{exp} \cdot e = 2M_{exp}$$

لنگر انتهایی هر عضو با کمک ضریب انتقال لنگر خمشی محاسبه می‌شود. این ضریب برای انتهای گیردار ۰,۵ است. در قاب با اتصالات صلب، فرض اتصال انتهایی گیردار برای تیر (نقطه A) و مهاربند (نقطه B) نزدیک به واقعیت می‌باشد. سپس با تعادل لنگر حول نقطه B برای تیر (قسمت AB) برش انتهایی تیر نیز بدست می‌آید (رابطه (۸)). با برقراری تعادل لنگر حول نقطه B برای قسمت BC، برش مهاربند نیز قابل دستیابی است (رابطه (۹)). در محاسبه برش انتهایی می‌توان بارهای ثقلی را نیز در نظر گرفت که البته در مقابل نیروهایی که ناشی از حداکثر نیروهای قابل انتظار زلزله ایجاد می‌شوند از آن صرف نظر شده است

$$(8) \quad \sum M_B = 0 \rightarrow V_b = \frac{1.5M_b}{L_b}$$

$$(9) \quad \sum M_B = 0 \rightarrow V_{br} = \frac{1.5M_{br}}{L_{br}}$$

سپس با برقراری تعادل قائم در رابطه (۱۰) برای تیر (قسمت AB) مطابق شکل ۸ نیروی محوری مهاربند متصل به تیر که با نماد P_{br} نمایش داده شده است محاسبه می‌شود.



شکل ۸. دیاگرام پیکره آزاد تیر و نیروهای وارده به آن

$$(10) \quad \sum F_y = 0 \rightarrow -V_b - V_{exp} - P_{br} \sin(\theta) - V_{br} \cos(\theta) = 0 \rightarrow |P_{br}| = \frac{V_b + V_{exp} + V_{br} \cos(\theta)}{\sin(\theta)}$$

با توجه به وجود یک مهاربند دیگر با نیروهایی مشابه در سمت دیگر دهانه مهاربندی، برش طبقه با صرف نظر از برش ستون‌ها



برابر است با جمع مؤلفه‌های افقی نیروی محوری و برش دو مهاربند که در نهایت با رابطه (۱۱) محاسبه می‌شود

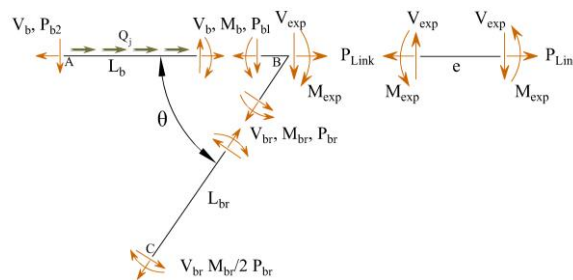
$$(11) \quad |V_j| = 2 \left(\cot(\theta) (V_b + V_{exp}) + \frac{V_{br}}{\sin(\theta)} \right)$$

پس از محاسبه برش زلزله طبقات، برآورد نیروی زلزله طبقه و نیروی محوری تیرها با فرآیندی مشابه حالات خطی به راحتی امکان پذیر است. با ترکیب نیروی برش زلزله طبقه و روابط بخش خطی نیروی محوری تیر خارج از ناحیه پیوند از رابطه (۱۲) بدست می‌آید.

$$(12) \quad P_b = \pm \text{Max} \left(\left| \frac{Ej}{nL-e} \left(n-m + \frac{L-e}{2} \right) + \frac{V_{j-1}}{2} \right|, \left| \frac{Ej}{nL-e} \left(m-1 + \frac{L-e}{2} \right) + \frac{V_{j-1}}{2} \right| \right)$$

۲.۲.۲. قاب واگرا با الگوی دوم اتصالات

در این حالت سختی تیر خارج از ناحیه پیوند متناسب با $\frac{3 \times I_{beam}}{L_{beam}}$ است و لنگر انتهایی تیر در محاسبات صفر لحاظ می‌شود. دیاگرام پیکره آزاد شامل قسمتی از تیر و مهاربند نیز به صورت شکل ۹ خواهد بود. بر اساس تعادل لنگر حول نقطه B برای تیر و



مهاربند بطور جداگانه برش تیر و مهاربند مطابق با روابط (۱۳) و (۱۴) محاسبه می‌شود

شکل ۹. دیاگرام پیکره آزاد بخشی از قاب مهاربندی واگرا با اتصالات تیر مفصلی و مهاربند صلب

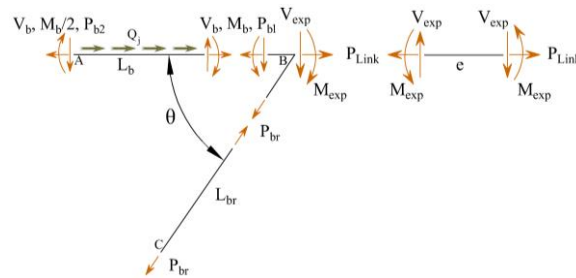
$$(13) \quad \sum M_{B(AB)} = 0 \rightarrow V_b = \frac{M_b}{L_b}$$

$$(14) \quad \sum M_{B(CB)} = 0 \rightarrow V_{br} = \frac{1.5M_{br}}{L_{br}}$$

سپس مطابق رابطه (۱۱) نیروی برش زلزله طبقه و مطابق رابطه (۱۲) نیروی محوری تیر خارج از ناحیه پیوند محاسبه خواهد شد.

۳.۲.۲. قاب واگرا با الگوی سوم اتصالات

در این الگوی اتصال تیر خارج از ناحیه پیوند به ستون به صورت اتصال صلب و اتصالات دو سر مهاربند به صورت اتصال مفصلی می‌باشد. بنابراین مهاربند عملکردی خرابایی دارد و سهمی از لنگر خمشی وارده نخواهد داشت، در مقابل تیر تمام این لنگر خمشی را جذب خواهد کرد. دیاگرام پیکره آزاد قسمتی از سازه در این حالت مطابق شکل (۱۰) خواهد بود



شکل ۱۰. دیاگرام پیکره آزاد بخشی از قاب مهاربندی واگرا با اتصالات تیر صلب و مهاربند مفصلی

در این سازه نیروی برش انتهایی تیر مطابق رابطه (۱۵) بدست می‌آید.

$$(15) \quad \sum M_B = 0 \rightarrow V_b = \frac{1.5M_b}{L_b} = \frac{1.5M_{exp}}{L_b} = \frac{3V_{exp} \cdot e}{4L_b}$$

با برقراری تعادل قائم برای قسمت AB نیروی محوری مهاربند بر حسب برش قابل انتظار و برش انتهایی تیر بیان می‌شود.

$$(16) \quad \sum F_y = 0 \rightarrow -V_b - V_{exp} + P_{br} \sin(\theta) = 0 \rightarrow P_{br} = \frac{V_b + V_{exp}}{\sin(\theta)}$$

با توجه به تعادل افقی و جایگذاری رابطه (۱۵) در آن، برش زلزله طبقه بر حسب برش و یا خمش قابل انتظار تیر پیوند محاسبه

می‌شود (به ترتیب روابط (۱۷) و (۱۸))

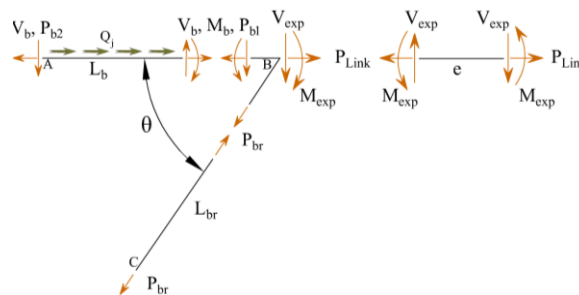
$$(17) \quad V_j = 2P_{br} \cos(\theta) = 2V_{exp} \left(1 + \frac{3e}{4L_b}\right) \cot(\theta)$$

$$(18) \quad V_j = \frac{4M_{exp}}{e} \left(1 + \frac{3e}{4L_b}\right) \cot(\theta)$$

در ادامه به کمک رابطه (۱۲) نیروی محوری تیر خارج از ناحیه پیوند متناسب با دهانه قرارگیری مهاربندها محاسبه می‌شود.

۴.۲.۲. قاب واگرا با الگوی چهارم اتصالات

در صورتی که اتصالات مهاربندها و تیر به ستون به صورت مفصلی اجرا شوند، تیر همچنان علاوه بر نیروی محوری متحمل لنگر خمشی و نیروی برشی نیز می‌شود اما مهاربند کاملاً عملکرد خریدایی دارد. بنابراین دیاگرام آزاد شامل تیر و مهاربند به صورت شکل ۱۱ درخواهد آمد.



شکل ۱۱. دیاگرام پیکره آزاد بخشی از قاب مهاربندی واگرا با اتصالات مفصلی تیر و مهاربند

با برقراری معادله تعادل لنگر حول نقطه B برای قسمت AB برش انتهایی تیر به صورت رابطه (۱۹) به دست می‌آید.



$$(۱۹) \quad \sum M_B = 0 \rightarrow V_b = \frac{M_{exp}}{L_b} = \frac{V_{exp} \cdot e}{2L_b}$$

سپس با برقراری تعادل قائم نیروی محوری مهاربند به راحتی محاسبه می‌شود.

$$(۲۰) \quad \sum F_y = 0 \rightarrow -V_b - V_{exp} + P_{br} \sin(\theta) = 0 \rightarrow P_{br} = \frac{V_b + V_{exp}}{\sin(\theta)}$$

برش طبقه بر حسب برش و لنگر حداکثر قابل انتظار تیر ناحیه پیوند، به ترتیب از روابط (۲۱) و (۲۲) به دست می‌آیند.

$$(۲۱) \quad V_j = 2P_{br} \cos(\theta) = 2V_{exp} \left(1 + \frac{e}{2L_b}\right) \cot(\theta)$$

$$(۲۲) \quad V_j = \frac{4M_{exp}}{e} \left(1 + \frac{e}{2L_b}\right) \cot(\theta)$$

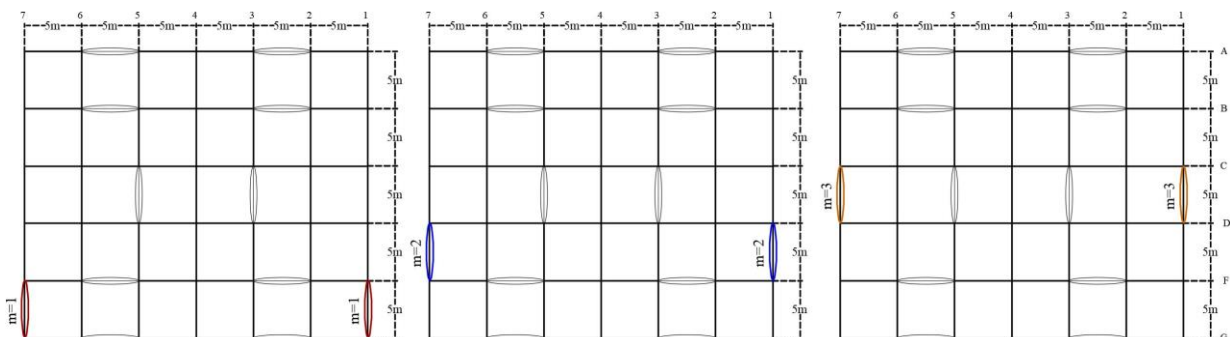
سپس با کمک رابطه (۱۲) نیروی محوری تیر خارج از ناحیه پیوند محاسبه می‌شود.

۳.۲. نیروی محوری در تیر ناحیه پیوند

مهاربندهای سیستم واگرا در تمام طول یک زلزله بزرگ و حتی هنگام تسلیم برشی تیر پیوند رفتار ارتجاعی خطی خواهند داشت. از این رو مقدار نیروی مهاربندهای فشاری و کششی تقریباً یکسان است. بنا بر این در حالت غیرخطی نیز فرضیات شکل ۶ صحیح خواهد بود. و علیرغم رفتار غیرخطی سازه، همچنان مقدار نیروی محوری تیر ناحیه پیوند از رابطه (۴) محاسبه می‌شود. اما مقدار نیروی وارده به سازه در حالت غیرخطی وابسته به ظرفیت سازه است و محاسبه آن بدون تحلیل‌های دقیق میسر نیست. با توجه به رابطه مستقیم نیروی تیر ناحیه پیوند در حالت نهایی با برش طبقه، از فلسفه بار تشدید یافته استفاده می‌شود. بدین ترتیب مقدار نیروی محوری با فرض رفتار خطی و به کمک زلزله آیین‌نامه‌ای (زلزله کاهش یافته) محاسبه می‌شود و سپس به کمک ضریب افزایش مقاومت Ω_2 نیرو تا سطح برش تسلیم سازه (حداکثر برش واقعی) بالا برده می‌شود. مقدار ضریب Ω_2 در استاندارد‌های ASCE 7 و ۲۸۰۰ برای قاب‌های مهاربندی شده واگرا ۲ در نظر گرفته می‌شود.

۳. صحت سنجی عددی

برای بررسی دقت و صحت روابط ارائه شده سازه‌های ساختمانی ده طبقه با پلان منظم و متقارن ۵ دهانه ۵ متری در یک جهت و ۶ دهانه ۵ متری در جهت دیگر (شکل ۱۲) مطابق با آیین‌نامه‌های طراحی و بارگذاری مقررات ملی طراحی شدند. ضوابط لرزه‌ای با آیین‌نامه‌های AISC 341 و ASCE 7 نیز به طور کامل کنترل شدند. تمامی مراحل یک طراحی کامل از جمله کنترل ضوابط بهره‌برداری و تیپ‌بندی مقاطع صورت گرفته است. با توجه به چهار الگوی اتصال مطرح شده و امکان قرارگیری مهاربندها در هر یک از دهانه‌های اول تا سوم (به دلیل تقارن قرارگیری مهاربند در دهانه اول یا دهانه پنجم تفاوتی ندارد و قرارگیری مهاربند در دهانه دوم یا چهارم تفاوتی ندارد) جمعاً ۱۲ سازه ساختمانی بررسی می‌شود.





یازدهمین کنفرانس ملی و چهارمین کنفرانس بین‌المللی سازه و فولاد

۲۳ و ۲۴ آذر ماه ۱۴۰۱

هتل المپیک - تهران

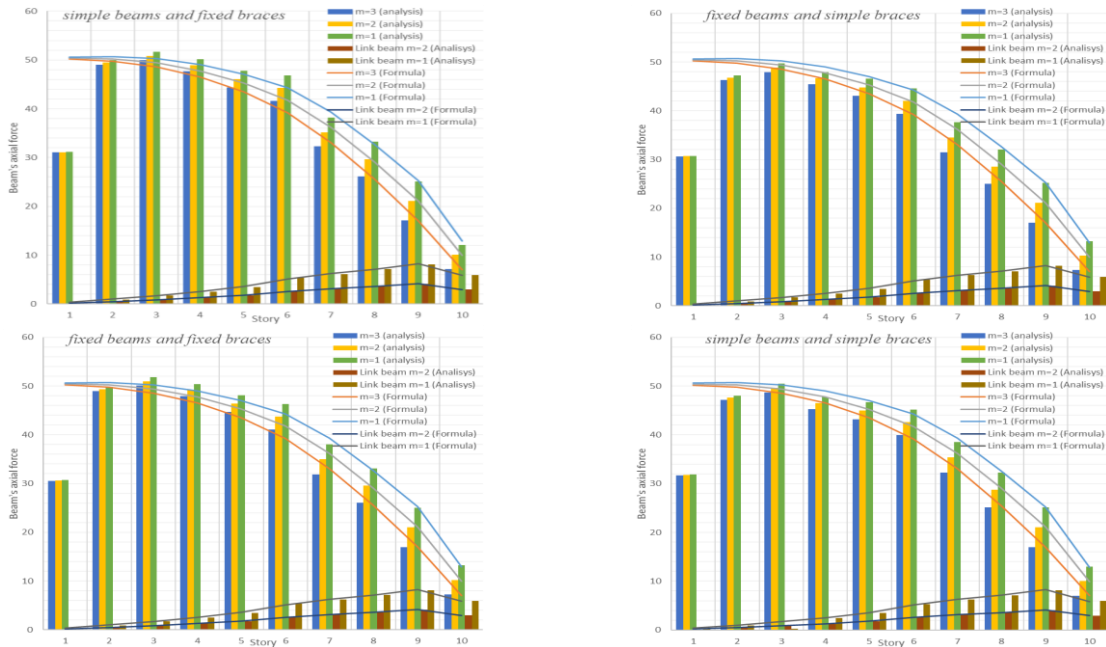


شکل ۱۲. پلان سازه های مورد بررسی (چهار سازه ۱۰ طبقه برای هر پلان)

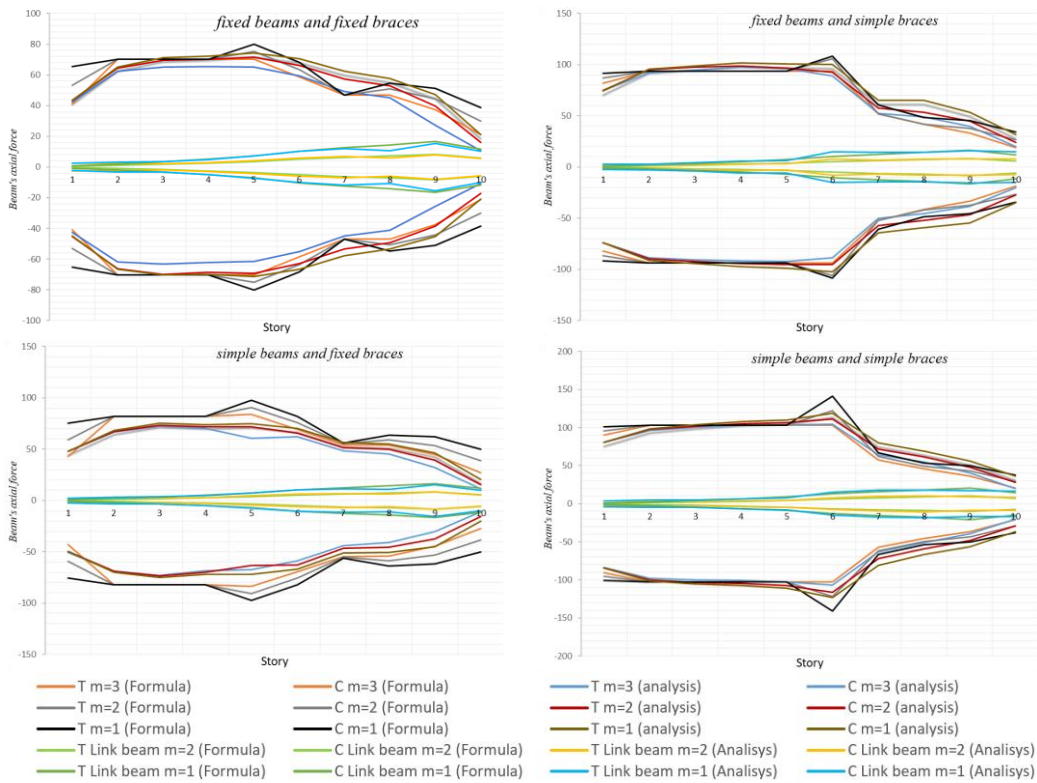
از هر سازه سه بعدی یک قاب (قاب شماره ۱ یا ۷) به طور مجزا و با حفظ تمام جزئیات در نرم‌افزار SAP2000 مدل می‌شود. این مدل‌سازی شامل بارهای معادلی است که رفتار کاملاً مشابه قاب با سازه اصلی را منجر می‌شود. جهت تطابق مؤلفه‌های دینامیکی و آثار سختی دیافراگم بر سختی سازه از دو ردیف ستون مفصلی در کناره قاب استفاده شده است تا با ایجاد جرم معادل زمان تناوب و درصد مشارکت جرمی مدهای مختلف در قاب دو بعدی و جهت متناظر در قاب سه بعدی کاملاً یکسان باشند. سپس قاب دو بعدی به وسیله تحلیل‌های خطی و غیرخطی استاتیکی مورد ارزیابی قرار گرفته است.

۱.۳. مقایسه نتایج روش‌های تحلیلی و نرم‌افزاری

صحت سنجی بخش خطی با هدف اطمینان از مسیر بار مفروض و بی‌تأثیر بودن برش ستون‌ها در مقدار نیروی محوری تیر صورت می‌گیرد. در نمودارهای شکل ۱۳ محور افقی نماد طبقه‌ای است که تیر در آن واقع شده و محور قائم مقدار نیروی محوری بر حسب تُن است. الگوی اتصال هر سیستم در بالای هر نمودار مشخص شده است. در هر یک از این نمودارها نیروهای محوری تیرهای پیوند و خارج از ناحیه پیوند برای سه قاب مختلف با سه جانمایی مختلف مهاربندها به کمک تحلیل خطی و روابط پیشنهادی این پژوهش مشخص شده است. بر روی قاب‌های مورد بررسی، تحلیل غیرخطی استاتیکی بارافزون مطابق با آیین‌نامه‌های (ASCE 41, 2022)، (FEMA 356, 2000)، (FEMA 273, 1997) و (FEMA 440, 2005) صورت گرفته است. علاوه بر مفاصل پلاستیک استاندارد آیین‌نامه‌های مذکور، مفاصلی از نوع محوری در تیرها به کار برده شده است تا تأثیرات احتمالی نیروی محوری تیرها نیز در نظر گرفته شوند. این تحلیل‌ها برای تمام ۱۲ سازه مورد بررسی صورت گرفته است و نتایج حاصل از آن برای هر الگوی اتصال با نتایج حاصل از روش تحلیلی در نمودارهای شکل ۱۴ مقایسه شده است.



شکل ۱۳. مقایسه نتایج روش تحلیلی خطی و عددی خطی برای تیرهای ناحیه پیوند و خارج از ناحیه پیوند



شکل ۱۵. مقایسه نتایج روش تحلیلی غیرخطی و عددی غیرخطی برای تیرهای خارج از ناحیه پیوند



۴. نتیجه گیری

مقایسه‌های صورت گرفته بر صحت و کارایی روش تحلیلی صحنه می‌گذارد. روابط مربوط به رفتار غیرخطی که نتیجه اصلی این پژوهش است، پیش‌بینی با اختلاف به طور میانگین ۸,۵ درصد نسبت به نتایج حاصل از تحلیل‌های غیرخطی دارند. از سوی دیگر عوامل مختلف و متغیرهایی وجود دارند که موجب تغییر در مقدار نیروی محوری می‌شوند. برای مثال هرچه دهانه مهاربندی به کناره‌های سازه منتقل شود، مقدار نیروی محوری در تیرهای ناحیه پیوند و تیرهای خارج از ناحیه پیوند افزایش می‌یابد که در نمودارهای اشکال ۱۳ و ۱۴ قابل مشاهده است. از دیگر متغیرهای مهم می‌توان به تأثیر نوع اتصالات اشاره کرد. به طوری که هرچه اتصالات مقیدتر باشند مقدار نیروی محوری تیرها کاهش می‌یابد و بالعکس. در برآورد نیروها در حالت خطی به دلیل گیرداری پای ستون سهم برش ستون‌های طبقه اول از برش جانبی طبقه قابل توجه است، به همین دلیل پیش‌بینی مقدار نیروی محوری تیرهای خارج از ناحیه پیوند بیشتر از مقدار حاصل از تحلیل عددی است که البته در حالت غیرخطی این خطا چشمگیر نیست. از طبقه پایین به بالا مقدار نیروی محوری تیرهای خارج از ناحیه پیوند کاهش و مقدار نیروی محوری تیرهای ناحیه پیوند افزایش می‌یابد. پیشنهاد می‌شود تیرهای خارج از ناحیه پیوند و اتصالاتشان به دلیل مقدار بالای نیروی محوری در این اعضا، به عنوان تیر-ستون طراحی شوند. همچنین با وجود نیروی محوری بسیار کمتر در ناحیه پیوند به دلیل حساسیت و اهمیت این عضو، می‌توان از نیروی محوری حاصل از روابط پیشنهادی این پژوهش برای برآورد ظرفیت برشی تیر پیوند بهره برد.

منابع

- ۱- ازهری، مجتبی، میرقادر، سیدرسول (۱۳۹۹). جلد هفتم طراحی لرزه ایی سازه های فولادی. اصفهان: ارکان دانش.
- ۲- صحرائی، یوسف، حدادی، امین (۱۳۸۹). مروری بر تاریخچه و مطالعات تحقیقاتی صورت گرفته بر سیستم های با مهاربندی برون محور (واگرا)، دومین کنفرانس بین المللی دستاورد های نوین پژوهشی در عمران، معماری و مدیریت شهری، تهران.
- ۳- دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان (۱۴۰۱). مقررات ملی ساختمان ایران مبحث دهم، طرح و اجرای ساختمان های فولادی، چاپ یازدهم، نشر توسعه ایران.
- ۴- کمیته دائمی بازنگری آئین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (۱۳۹۵) آئین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله، استاندارد ۹۵-۲۸۰۰، ویرایش ۴.

- 5- Kasai, K., Popov, P. (1986). General behavior of WF steel shear link beams. J. Struct. Eng, 112(2) 362-382.
- 6- Engelhardt, M.D., Popov, E.P. (1989). On design of eccentrically braced frames, Earthq. spectra, 5(3) 495-511.
- 7- AISC 341 (2016). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-10," Struct. Anal. Des. Tall Build. 355-410.
- 8- ASCE 7 (2022). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.
- 9- MacRae, G. et al. (2013). Slab Effects on Beam-Column Subassemblies-Beam Strength and Elongation Issues, Int. Conf. Compos. Constr. Steel Concr.77-92
- 10- Chaudhari, T. et al. (2014). Composite slab effects on beam-column subassemblies : Further development.
- 11- Macrae, G.A., Clifton, G. C. (2015). RESEARCH ON SEISMIC PERFORMANCE OF STEEL STRUCTURES.
- 12- Alizadeh, et al. (2017). in-Plane Diaphragm Issues for Steel Buildings in Seismic Zones.
- 13- Alizadeh, et al. (2020). Composite gravity beams subject to slab lateral movement, J. Constr. Steel Res., 171.
- 14- Moghimi, H., Driver, R.G. (2009) Performance-Based Capacity Design of Steel Plate Shear Walls. Development Principles, (ASCE)ST.1943-541X.0001023.
- 15- Bruneau, M., Uang, C.-M, Sabelli, S. E. R. (2011) Ductile design of steel structures. McGraw Hill Professional.