

بهسازی لرزه‌ی ساختمان‌های بتن مسلح با تغییر محل تشکیل مفصل خمیری به کمک دستک فولادی

علی خیرالدین (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

علیرضا مرتضایی* (دانشیار)

گروه مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان، ایران

رسول محمودی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد ناکستان

مهندسی عمران شریف، (تابستان ۱۳۹۵)
دور ۲ - ۳۲، شماره ۱/۲، ص. ۱۷-۳

بسته به شدت نیروی زلزله، نواحی با تغییرشکل غیرکشسان یا به بیان دیگر، مفاصل خمیری در تیرها و ستون‌های بتن مسلح شکل می‌گیرند. بعد از زلزله، به منظور حفظ یک پارچگی سازه و عملکرد مورد انتظار از سازه، این اجزاء سازه‌یی باید ترمیم و یا تعویض شوند. به دلیل هزینه بالای تعویض، معمولاً گزینه‌ی ترمیم انتخاب می‌شود. سیستم مهاربند فولادی می‌تواند به‌طور مؤثر در ترمیم ساختمان‌های بتن مسلح آسیب‌دیده و بهسازی سازه‌های موجود مورد استفاده قرار گیرد. در این پژوهش، به‌صورت تحلیلی و عددی به بررسی پارامترهای مختلف تأثیر دستک فولادی در مقاوم سازی و ترمیم قاب‌های خمشی بتن مسلح از قبیل: درصد جذب برش، تغییرمکان جانبی نسبی، و محل تشکیل مفاصل خمیری پرداخته شده است. همچنین تأثیر محل قرارگیری دستک فولادی، سطح مقطع دستک و اندازه‌ی دهانه‌ها در مدل‌های مختلف با تحلیل دینامیکی طیفی و تحلیل بارافزون مورد مطالعه قرار گرفته است. نتایج تحلیل نشان می‌دهند که روش پیشنهادی تغییر محل تشکیل مفصل خمیری به کمک دستک فولادی، مشکلات ضعف سختی، کاهش مقاومت و ظرفیت تغییرمکان سازه‌های ضعیف و آسیب‌دیده را در حین زلزله جبران می‌کند.

واژگان کلیدی: مفصل خمیری، دستک فولادی، مقاوم‌سازی، ترمیم، ساختمان بتن مسلح.

۱. مقدمه

ممکن است به‌صورت مستقیم یا غیرمستقیم به قاب بتن مسلح متصل شوند. در مهاربندهای داخلی غیرمستقیم، موقعیت مهاربندهای فولادی در درون قاب بتن مسلح است که انتقال بار بین مهاربند فولادی و قاب بتنی به‌طور غیرمستقیم و از طریق رابط فولادی انجام می‌شود،^[۱] ولی در مهاربندهای داخلی مستقیم، انتقال نیرو مستقیماً از مهاربند فلزی به قاب بتنی صورت می‌گیرد.

برخی پژوهشگران در پژوهش خود (۱۹۹۰)^[۲] عملکرد سیستم باندنی فولادی برای افزایش مقاومت لرزه‌ی قاب‌های بتن مسلح را به روش آزمایشگاهی مطالعه کرده و نتایج آن‌ها نشان داده است که مهاربندهای قطری برای تأمین مقاومت و سختی ساختمان‌های موجود در برابر بارهای جانبی بسیار خوب عمل می‌کنند. در پژوهش دیگری نیز (۲۰۰۳)،^[۳] ۶ نمونه با مقیاس یک سوم که یک قسمت از یک قاب ۴ طبقه با ۳ دهانه بوده است، در حالت قاب خمشی شکل‌پذیر و قاب خمشی با مهاربند ضرب‌دري و مهاربند زانویی با اتصال مستقیم، مورد آزمایش قرار گرفته و نتایج نشان داده است که با مهاربندی می‌توان ظرفیت تسلیم و مقاومت نهایی قاب خمشی را افزایش و تغییرمکان آن را کاهش داد. مهاربند ضرب‌دري سختی

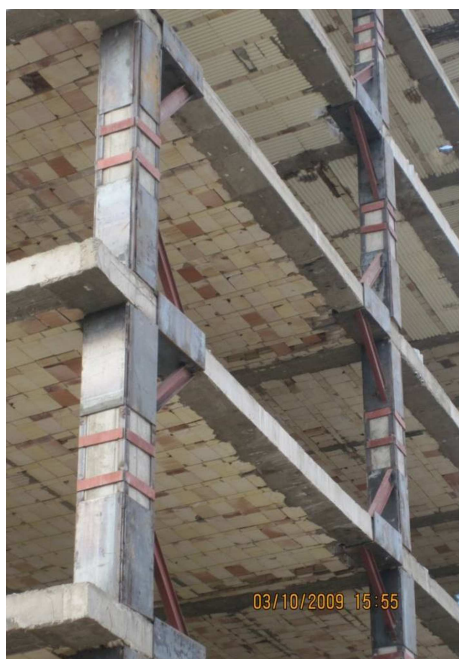
معمولاً در سازه‌های فولادی، سیستم مهاربند فولادی به‌منظور افزایش مقاومت و سختی در برابر بارهای جانبی مورد استفاده قرار می‌گیرد. در سال‌های اخیر، مفهوم مهاربند فولادی برای تقویت قاب‌های بتنی مسلح هم به‌کار برده شده است. افزایش انعطاف‌پذیری در طراحی معماری، کاهش وزن سازه، آسانی و سرعت ساخت و ساز و قابلیت انتخاب چندین سیستم را می‌توان از اصلی‌ترین مزیت‌های مهاربند فولادی در مقایسه با سیستم دیوار برشی قاب‌های بتن مسلح دانست.

معمولاً دو نوع سیستم مهاربندی‌شده مورد استفاده قرار می‌گیرد: خارجی و داخلی. در مهاربندهای خارجی، خرپاهای فولادی و قاب‌ها به هم متصل می‌شوند و به‌عنوان یک تکیه‌گاه سراسری در سازه‌ی خارجی و یا به‌صورت موضعی به‌عنوان فقط قاب سازه‌یی عمل می‌کند. در مهاربندهای داخلی، اعضاء فولادی مهاربند در جاهای خالی میان ستون‌ها و تیرهای قاب بتن مسلح قرار می‌گیرند. مهاربندها

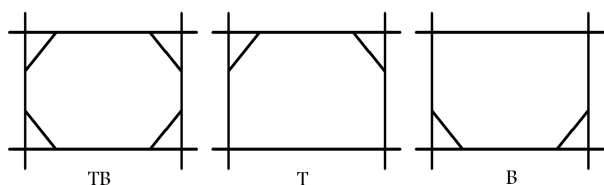
* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۲/۶/۲۳، اصلاحیه ۱۳۹۳/۳/۷، پذیرش ۱۳۹۳/۷/۲.

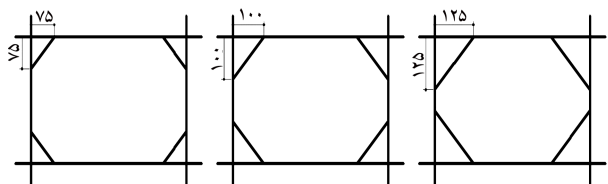
kheyroddin@semnan.ac.ir
a.mortezaei@semnaniau.ac.ir
rm_mahmoudi@yahoo.com



شکل ۱. عکس‌های اجرایی از سیستم مورد مطالعه.



شکل ۲. سه نوع چیدمان دستک در قاب.



شکل ۳. فاصله‌های متفاوت محل اتصال دستک به تیر یا ستون از مرکز اتصال تیر و ستون.

ب) به منظور بررسی تأثیر فاصله‌ی اتصال دستک با تیر و ستون از محل اتصال تیر و ستون، فاصله‌های ۷۵، ۱۰۰ و ۱۲۵ سانتی‌متر استفاده شده است (شکل ۳).

ج) به منظور بررسی تأثیر سطح مقطع دستک در رفتار سازه از دستک‌های با مساحت A، ۳A و A/۳ استفاده شده است.

ابتدا به منظور بررسی تفاوت‌های ویرایش‌های مختلف آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ایران)^[۷۶] سازه‌های بدون دستک مدل و مقایسه شده‌اند. نام‌گذاری فایل‌ها طبق جدول ۱ صورت گرفته و معنای حروف و اعداد موجود در نام فایل‌ها در جدول ۲ مشخص شده است. مثلاً فایل KTB۷۵ALV۳ مربوط به ساختمان با سیستم مقاوم جانبی قاب خمشی بتن مسلح است، که با دستک فولادی تقویت شده (K)، دستک در بالا و پایین مدل شده (TB)، و فاصله‌ی محل اتصال آن با تیر یا ستون ۷۵ سانتی‌متر تا مرکز اتصال تیر و ستون است. سطح مقطع دستک برابر A، یعنی همان مقطع اولیه‌ی طراحی شده و از نوع تحلیل خطی (L) است.

سازه را افزایش، و شکل‌پذیری آن را کاهش می‌دهد. ظرفیت باربری با اضافه‌شدن مهاربند ضربدری، ۳/۵ برابر و با اضافه‌شدن مهاربند زائویی، ۲/۵ برابر افزایش می‌یابد.

برخی پژوهشگران نیز در سال ۲۰۱۰^[۴] به بررسی آزمایشگاهی ۵ نوع مهاربند در قاب خمشی بتن مسلح، که با مقیاس یک سوم ساخته شده بودند، پرداختند و آنها را تحت بارگذاری چرخه‌یی قرار دادند. نتایج این پژوهش نشان داده است که ظرفیت نهایی سازه‌های قاب خمشی بتن مسلح ضعیف طراحی شده یا ضعیف اجرا شده را می‌توان به کمک مهاربندی فولادی ساده ارتقاء داد و مقاومت جانبی سازه را می‌توان به راحتی تا رسیدن به ۲۰٪ مقاومت نهایی و ۵٪ تغییرمکان جانبی نسبی طبقات نگه داشت و میزان اتلاف انرژی سازه با به‌کارگیری مهاربندهای ساده‌ی فولادی به طور قابل ملاحظه‌یی افزایش می‌یابد. در پژوهش دیگری نیز در سال ۲۰۱۲^[۵] به مطالعه در رابطه با تقویت اتصال تیر و ستون بتن مسلح با دستک فولادی پرداخته شده است.

در این پژوهش ۲ نمونه‌ی آزمایشگاهی اتصال تیر و ستون با ارتفاع تیر متفاوت مورد مطالعه و تا حد مقاومت نهایی آنها، تحت بارگذاری چرخه‌یی قرار گرفته‌اند. سپس ۲ نمونه ترمیم و با دستک فولادی تقویت شده و مجدداً با همان شرایط نمونه‌های اول مورد آزمایش قرار گرفته‌اند. نتایج نشان داده است که کاهش ۲۵٪ ارتفاع تیر موجب افزایش خیز تیر، کاهش شکل‌پذیری، ۳۳٪ کاهش در ظرفیت نهایی، ۲۶٪ کاهش در اتلاف انرژی می‌شود. با تقویت اتصال با دستک فولادی بار نهایی تا ۸۰٪ افزایش یافته، اتلاف انرژی افزایش یافته و ترک‌ها به میزان کمینه می‌رسند. در این پژوهش، ۲ گروه سازه‌های آسیب‌دیده در حین زلزله و سازه‌های ضعیف مجدداً تحلیل شده‌اند و نتایج نشان داده است که طبق ضوابط موجود، سازه‌های مذکور معیارهای عملکرد را برآورده نمی‌کنند و ضعیف تلقی می‌شوند. سپس به منظور ترمیم و مقاوم‌سازی از دستک‌های فلزی در حالت‌های مختلف استفاده و به صورت تحلیلی و عددی به بررسی تغییرات در پارامترهای مختلف سازه‌هایی که به کمک دستک‌های فولادی ترمیم و تقویت شده‌اند، پرداخته شده است. لازم به یادآوری است که سیستم مقاوم‌سازی پیشنهادی مورد مطالعه از نوع مهاربندی داخلی با اتصال مستقیم است. این تحلیل‌ها بر روی مدل‌های با شرایط متفاوت انجام شده و به بررسی پارامترهایی از قبیل درصد جذب برش، تغییرمکان جانبی و نسبی، تنش، نمودارهای برشی و خمشی در محدوده‌ی خطی سازه‌ها و همچنین روند و محل تشکیل مفاصل خمیری و میزان اتلاف انرژی در محدوده‌ی غیرخطی سازه‌ها پرداخته و منحنی‌های بارافزون ارائه شده است. همچنین تأثیر عواملی چون محل قرارگیری دستک فولادی، تغییر در سطح مقطع دستک، اندازه‌ی دهانه‌ها روی پارامترهای مذکور با تحلیل دینامیکی طیفی و تحلیل بارافزون مورد مطالعه قرار گرفته است.

۲. معرفی سیستم مورد مطالعه و فرضیات تحلیل

سیستم مورد مطالعه از نوع مهاربندی داخلی با اتصال مستقیم است (شکل ۱). برای رسیدن به اهداف پژوهش از ۱۵ مدل سازه‌یی استفاده شده است، که این مدل‌ها به صورت کلی به این شرح هستند:

الف) به منظور بررسی تأثیر محل قرارگیری دستک‌ها در قاب، از سه نوع چیدمان یک‌طرفه در بالا (T)، یک‌طرفه در پایین (B)، و دو طرفه در بالا و پایین (TB) طبق شکل ۲ استفاده شده است.

جدول ۱. نام‌گذاری سازه‌های تحلیل‌شده.

نام سازه	نوع سیستم مقاوم جانبی	محل قرارگیری دستک	فاصله‌ی محل اتصال دستک با تیر یا ستون تا مرکز اتصال تیر و ستون (cm)	سطح مقطع دستک بر حسب فرض اولیه‌ی طراحی A	نوع تحلیل	استاندارد تحلیل مورد استفاده	شکل ۵
M ^{۰۰۰} LV ^۲	قاب خمشی بتن مسلح	بدون دستک	بدون دستک	بدون دستک	خطی	۲ – ۲۸۰۰	a
M ^{۰۰۰} LV ^۳	قاب خمشی بتن مسلح	بدون دستک	بدون دستک	بدون دستک	خطی	۳ – ۲۸۰۰	a
KT ^{B۱۰۰} ALV ^۳	قاب خمشی با دستک فولادی	بالا و پایین	۱۰۰	مساحت A	خطی	۳ – ۲۸۰۰	b
KT ^{۱۰۰} ALV ^۳	قاب خمشی با دستک فولادی	بالا	۱۰۰	مساحت A	خطی	۳ – ۲۸۰۰	c
KB ^{۱۰۰} ALV ^۳	قاب خمشی با دستک فولادی	پایین	۱۰۰	مساحت A	خطی	۳ – ۲۸۰۰	d
KT ^{B۷۵} ALV ^۳	قاب خمشی با دستک فولادی	بالا و پایین	۷۵	مساحت A	خطی	۳ – ۲۸۰۰	c
KT ^{B۱۲۵} ALV ^۳	قاب خمشی با دستک فولادی	بالا و پایین	۱۲۵	مساحت A	خطی	۳ – ۲۸۰۰	b
KT ^{B۱۰۰} A ^۳ LV ^۳	قاب خمشی با دستک فولادی	بالا و پایین	۱۰۰	مساحت ۳A	خطی	۳ – ۲۸۰۰	b
KT ^{B۱۰۰} Ad ^۳ LV ^۳	قاب خمشی با دستک فولادی	بالا و پایین	۱۰۰	مساحت A/۳	خطی	۳ – ۲۸۰۰	b
M ^{۰۰۰} N ^{۳۶۰}	قاب خمشی بتن مسلح	بدون دستک	بدون دستک	بدون دستک	غیرخطی	نشریه ۳۶۰	a
KT ^{B۱۰۰} AN ^{۳۶۰}	قاب خمشی با دستک فولادی	بالا و پایین	۱۰۰	مساحت A	غیرخطی	نشریه ۳۶۰	b
KT ^{۱۰۰} AN ^{۳۶۰}	قاب خمشی با دستک فولادی	بالا	۱۰۰	مساحت A	غیرخطی	نشریه ۳۶۰	c
KB ^{۱۰۰} AN ^{۳۶۰}	قاب خمشی با دستک فولادی	پایین	۱۰۰	مساحت A	غیرخطی	نشریه ۳۶۰	d
KT ^{B۷۵} AN ^{۳۶۰}	قاب خمشی با دستک فولادی	بالا و پایین	۷۵	مساحت A	غیرخطی	نشریه ۳۶۰	b
KT ^{B۱۲۵} AN ^{۳۶۰}	قاب خمشی با دستک فولادی	بالا و پایین	۱۲۵	مساحت A	غیرخطی	نشریه ۳۶۰	b

جدول ۲. معنای حروف و اعداد در نام‌گذاری فایل‌ها.

قسمت ۱	قسمت ۲	قسمت ۳	قسمت ۴	قسمت ۵	قسمت ۶
نوع سیستم مقاوم جانبی	محل قرارگیری دستک	فاصله‌ی محل اتصال دستک با تیر یا ستون تا مرکز اتصال تیر و ستون	سطح مقطع دستک بر حسب فرض اولیه‌ی طراحی A	نوع تحلیل	استاندارد تحلیل مورد استفاده
قاب خمشی بتن مسلح با دستک فولادی	بالا و پایین بالا پایین	۷۵ (cm) ۱۰۰ (cm) ۱۲۵ (cm)	بدون دستک مساحت A/۳ مساحت A مساحت ۳A	خطی غیرخطی	استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۲ استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۳ ۳۶۰ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی
K M	B T TB	° ° °	° A۳ A Ad۳	L N °	V۳ V۲ ۳۶۰

مقدار نیروی زلزله وارد بر ساختمان براساس آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ایران، ویرایش ۲ و ۳)^[۷۶] و به روش تحلیل دینامیکی طیفی محاسبه شده است. نوع خاک تیپ II در نظر گرفته شده است. ضریب رفتار R در محاسبه‌ی ضریب C زلزله برای سازه‌های قاب خمشی بتنی متوسط طبق استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۲، برابر ۸ و در ویرایش ۳، برابر ۷ در نظر گرفته شده است و چون برای سازه‌های قاب خمشی بتن مسلح، که با دستک فولادی تقویت شده است، مقدار ضریب R مشخص نیست، همان ضریب ۷ در نظر گرفته شده است. سازه‌ها در مناطقی با لرزه‌خیزی بسیار زیاد با نسبت شتاب مبثای طرح $A = ۰/۳۵$ و زمان تناوب از روش فرمول تجربی و تحلیل مودال و همچنین ضریب برش پایه‌ی زلزله (C)، زلزله برای کلیه‌ی سازه‌ها در جدول ۳ محاسبه شده است. ابعاد ستون‌ها و تیرها به گونه‌ی تعیین شده‌اند که کلیه‌ی ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۲ را پاسخگو باشد و در طراحی اجزاء ساختمان از مبحث نهم مقررات ملی ساختمان^[۹] و آیین‌نامه‌ی ۸-۱۸-۱۸ ACI^[۱۰] استفاده شده است. نمونه‌ی از مشخصات سازه‌ی تیرها در جدول ۴ ارائه شده است.

۳. تحلیل خطی

تحلیل خطی سازه‌ها به روش تحلیل دینامیکی طیفی اطلاعاتی درباره‌ی مقدار برش جذب‌شده توسط ستون‌های متصل به دستک و سایر ستون‌ها، تغییرمکان جانبی کلی و نسبی طبقات، تنش‌های ایجادشده در اجزاء سازه‌ی، و نیروی طبقات ارائه می‌دهد. زمان تناوب سازه با استفاده از فرمول تجربی بند ۲-۴-۵- استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۲ یا بند ۳-۶- ویرایش ۳ برای سازه‌های بدون دستک به صورت رابطه‌ی ۱ محاسبه شده است:

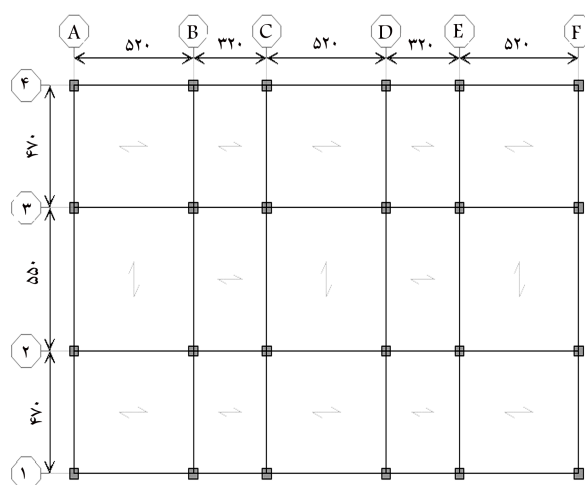
$$T = ۰/۰۷(H)^{۲/۴} = ۰/۰۷(۱۳/۱)^{۲/۴} = ۰/۴۸۲ \text{ sec} \quad (۱)$$

زمان تناوب سازه با دستک نیز به صورت رابطه‌ی ۲ است:

$$T = ۰/۰۵(H)^{۲/۴} = ۰/۰۵(۱۳/۱)^{۲/۴} = ۰/۳۴۴ \text{ sec} \quad (۲)$$

پلان ساختمان‌ها با ابعاد $۱۴/۹۰ \times ۲۲$ متر است (شکل ۴). به علت کاربردی بودن طرح، ابعاد و دهانه‌ها به صورت واقعی و سازه به صورت متقارن در نظر گرفته شده است. انتخاب دهانه‌هایی با چنین ابعادی به این دلیل است که تأثیر دستک‌ها در دهانه‌های کوچک‌تر و بزرگ‌تر بررسی و از دهانه‌های معمول در ساختمان‌های مسکونی استفاده شود. در جهت X، ۲ دهانه‌ی ۳/۲۰ متری، ۳ دهانه‌ی ۵/۲۰ متری، و در جهت Y، ۲ دهانه‌ی ۴/۷۰ متری و یک دهانه‌ی ۵/۵۰ متری وجود دارد. به منظور بارگذاری ثقلی از میحث ششم مقررات ملی استفاده شده است.^[۸] کاربری ساختمان، مسکونی و بار زنده‌ی طبقات برابر $۲۰۰ \text{ kg/m}^۲$ و بار برف بام برابر $۱۵۰ \text{ kg/m}^۲$ منظور شده است. نوع سقف ساختمان‌ها از جنس تیرچه و بلوک و جهت قرارگیری آنها مطابق شکل ۴ است. بار مرده‌ی طبقات، $۵۴۰ \text{ kg/m}^۲$ و بار معادل تیغه‌ها، $۱۰۰ \text{ kg/m}^۲$ است. ارتفاع طبقه‌ی همکف ۳/۵۰ متر و سایر طبقات ۳/۲۰ متر است.

مقاومت نمونه‌ی استوانه‌ی بتنی $f'_c = ۲۱۰ \text{ kg/cm}^۲$ و آرماتورهای طولی با $f_y = ۴۰۰۰ \text{ kg/cm}^۲$ و آرماتور عرضی با $f_y = ۳۰۰۰ \text{ kg/cm}^۲$ و فولاد دستک‌ها با $f_u = ۳۷۰۰ \text{ kg/cm}^۲$ و $f_y = ۲۴۰۰ \text{ kg/cm}^۲$ در نظر گرفته شده‌اند.



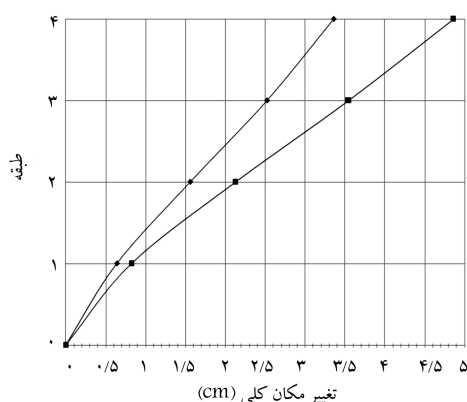
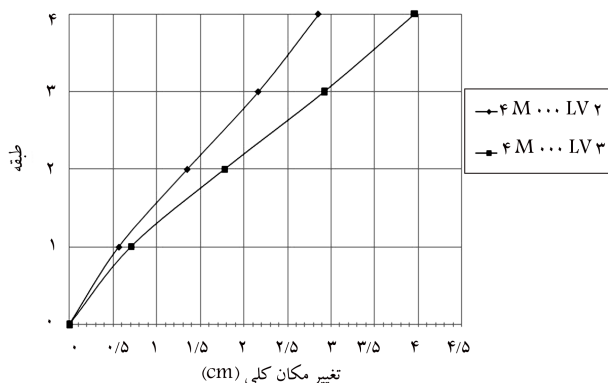
شکل ۴. پلان سازه‌های مدل‌شده.

جدول ۳. پارامترهای مربوط به زمان تناوب و ضریب برش پایهی زلزله.

نام سازه	ارتفاع سازه H(m)	زمان تناوب از فرمول تجربی T	زمان تناوب تحلیل مودال T		ضریب بازتاب B	نسبت شتاب مبنای طرح A	ضریب رفتار R	ضریب زلزله C
			Y	X				
M ^{۰۰۰} LV ^۲	۱۳/۱۰	۰/۴۸۲	۱/۰۵۶	۰/۹۶۱	۲/۵	۰/۳۵	۸	۰/۱۰۹۴
M ^{۰۰۰} LV ^۳	۱۳/۱۰	۰/۴۸۲			۲/۵	۰/۳۵	۷	۰/۱۲۵
KT ^{B۱۰۰} ALV ^۳	۱۳/۱۰	۰/۳۴۴	۰/۷۵۱	۰/۹۰۲	۲/۵	۰/۳۵	۷	۰/۱۲۵
KT ^{۱۰۰} ALV ^۳	۱۳/۱۰	۰/۳۴۴	۰/۸۲۲	۰/۹۵۶	۲/۵	۰/۳۵	۷	۰/۱۲۵
KB ^{۱۰۰} ALV ^۳	۱۳/۱۰	۰/۳۴۴	۰/۸۱۸	۰/۹۵۵	۲/۵	۰/۳۵	۷	۰/۱۲۵
KT ^{B۷۵} ALV ^۳	۱۳/۱۰	۰/۳۴۴	۰/۸۴۶	۰/۹۷۳	۲/۵	۰/۳۵	۷	۰/۱۲۵
KT ^{B۱۲۵} ALV ^۳	۱۳/۱۰	۰/۳۴۴	۰/۶۴۵	۰/۸۱۸	۲/۵	۰/۳۵	۷	۰/۱۲۵
KT ^{B۱۰۰} A ^۳ LV ^۳	۱۳/۱۰	۰/۳۴۴	۰/۷۰۳	۰/۸۷۴	۲/۵	۰/۳۵	۷	۰/۱۲۵
KT ^{B۱۰۰} Ad ^۳ LV ^۳	۱۳/۱۰	۰/۳۴۴	۰/۸۲۳	۰/۹۵۲	۲/۵	۰/۳۵	۷	۰/۱۲۵

جدول ۴. مشخصات سازه‌ی تیرها.

طبقه	ابعاد	ابتدا و انتهای تیر		وسط تیر	
		فولاد طولی پایین	فولاد طولی بالا	فولاد طولی پایین	فولاد طولی بالا
۱	۴۰ × ۴۰	۶T۲۰	۸T۲۰	۳T۲۰	۳T۲۰@۱۷/۵
۲	۴۰ × ۴۰	۶T۲۰	۸T۲۰	۳T۲۰	۳T۲۰@۱۷/۵
۳	۳۵ × ۳۵	۴T۲۰	۶T۲۰	۳T۲۰	۳T۲۰@۱۵
۴	۳۰ × ۳۰	۴T۱۶	۷T۱۶	۳T۱۶	۳T۱۶@۱۲/۵



۱.۳. بررسی تفاوت ویرایش‌های ۲ و ۳ استاندارد ۲۸۰۰ در سازه‌ی مورد مطالعه (مقایسه‌ی نتایج تحلیل خطی سازه‌های M^{۰۰۰}LV^۲ و M^{۰۰۰}LV^۳)

- از لحاظ تنش‌های ایجادشده در ستون‌ها، ۸۷٪ ستون‌هایی که تحت نیروهای ایجادشده طبق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ و ویرایش ۲ (سازه‌ی M^{۰۰۰}LV^۲) طراحی شده‌اند، در ویرایش ۳ (سازه‌ی M^{۰۰۰}LV^۳) به‌طور متوسط در حدود ۲۰٪ ضعیف هستند و نسبت تنش موجود به مجاز آن‌ها تا ۱/۲۵ می‌رسد.
- تغییرمکان جانبی مشخص‌شده‌ی سازه در شکل ۵ نشان می‌دهد که در سازه‌ی M^{۰۰۰}LV^۳ تغییرمکان طبقات نسبت به سازه‌ی M^{۰۰۰}LV^۲ افزایش یافته و در طبقه‌ی بام در جهت x از ۲/۸۵ cm به ۳/۳۶ cm و در جهت y از ۳/۹۶ cm به ۴/۸۶ cm افزایش یافته است.
- تغییرمکان جانبی مشخص‌شده‌ی نسبی طبقات در شکل ۶ نشان می‌دهد که در جهت x هیچ‌یک از سازه‌ها از حد مجاز تجاوز نمی‌کنند، ولی در جهت y در سازه‌ی M^{۰۰۰}LV^۳، تغییرمکان جانبی نسبی طبقه‌ی سوم از حد مجاز فراتر رفته و به ۴۴٪ رسیده است، در صورتی که مقدار مجاز تغییرمکان جانبی نسبی ۴۱٪ است.
- برش طبقات مشخص‌شده در شکل ۷ نشان می‌دهد که مقدار برش طبقات در سازه‌ی M^{۰۰۰}LV^۳ از سازه‌ی M^{۰۰۰}LV^۲ در سطح بالاتری است (در حدود ۱/۲۸ برابر)، در نتیجه نیروی بیشتری به سازه وارد می‌شود.

شکل ۵. تغییرمکان جانبی نسبی طبقات در جهت X و Y سازه‌های M^{۰۰۰}ALV^۲ و M^{۰۰۰}ALV^۳.

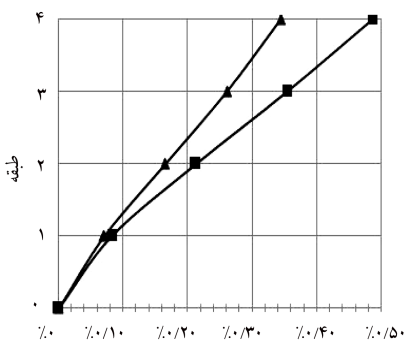
۲.۳. بررسی تأثیر مدل دستک در سازه‌ی مورد مطالعه (مقایسه‌ی

نتایج تحلیل خطی سازه‌های $M^{000}LV^3$ و $KTB^{100}ALV^3$)

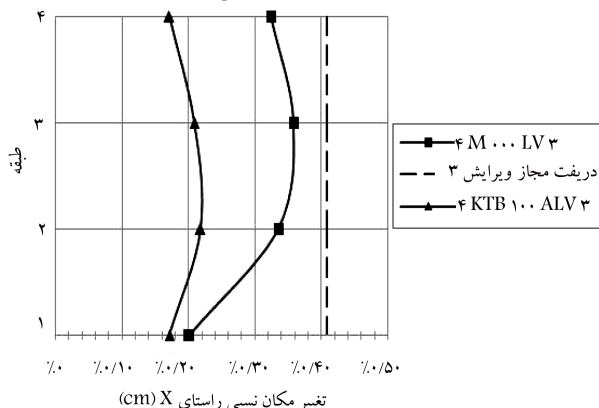
- از لحاظ تنش‌های ایجاد شده در ستون‌ها، کلیه‌ی ستون‌ها در سازه‌ی $KTB^{100}ALV^3$ به استثناء طبقه‌ی همکف، نسبت تنش زیر ۱ دارند، که این امر نشان می‌دهد وضعیت آنها بعد از مدل دستک‌ها بهتر شده است. ضعف در ستون‌های طبقه‌ی همکف کمتر از ۹٪ است. فقط ستون‌های ۴ گوشه‌ی ساختمان در طبقه‌ی همکف، که از دو جهت متصل به دستک هستند، با نسبت تنش ۱/۲۴ هستند و بحرانی‌ترند. این مسئله به این دلیل است که ستون‌های طبقه‌ی همکف فقط در قسمت بالایی به دستک متصل می‌شوند، زیرا به لحاظ اجرایی در قسمت پایین، اتصال دستک به شالوده کار ساده‌ی نیست و امکان دارد برای دسترسی به پی سازه نیاز به تخریب‌های زیاد باشد و در صورت دسترسی نیز نیاز به کاشت آرماتور داخل شالوده است. در جدول ۵، مقایسه‌ی کاملی از تغییرات در نسبت تنش ستون‌ها ارائه شده است.

- تغییرمکان کلی مشخص‌شده‌ی سازه در شکل ۸ نشان می‌دهد که در سازه‌ی $KTB^{100}ALV^3$ به دلیل مدل‌کردن دستک‌های فولادی، تغییرمکان طبقات کاهش یافته است، که این کاهش در طبقه‌ی بام در جهت x از ۳/۹۵ cm به ۲/۵۱ cm و در جهت y از ۴/۸۶ cm به ۳/۴۴ cm است و در حدود ۳۷٪ در جهت x و ۲۹٪ در جهت y کاهش می‌یابد.

- مطابق شکل ۹، تغییرمکان طبقات به واسطه‌ی دستک‌های فولادی به مقدار زیادی کاهش یافته است و مقدار آن در بحرانی‌ترین طبقه یعنی طبقه‌ی سوم در

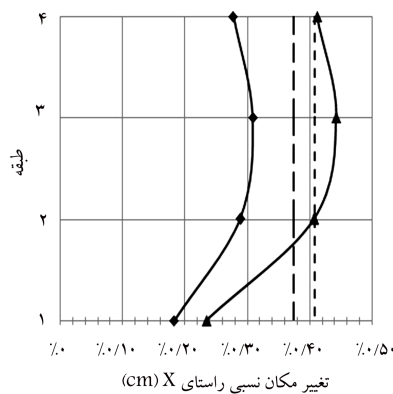


تغییر مکان نسبی راستای Y (cm)

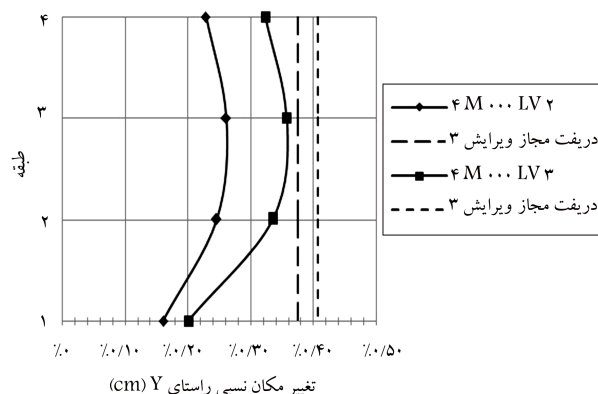


تغییر مکان نسبی راستای X (cm)

شکل ۸. تغییرمکان جانبی نسبی طبقات در جهات X و Y سازه‌های ALV^3 و $KTB^{100}ALV^3$.

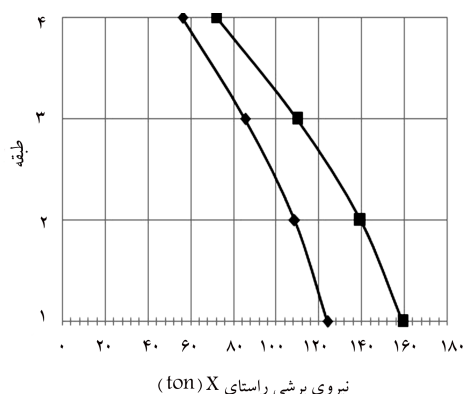


تغییر مکان نسبی راستای X (cm)

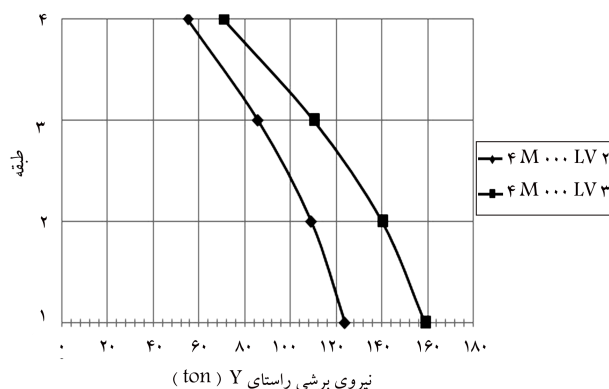


تغییر مکان نسبی راستای Y (cm)

شکل ۶. تغییرمکان جانبی طبقات در جهت X و Y سازه‌های ALV^3 و $M^{000}ALV^3$.



نیروی برشی راستای X (ton)

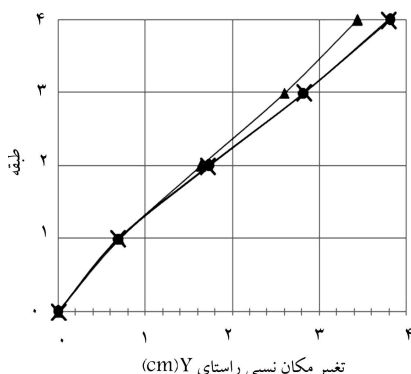
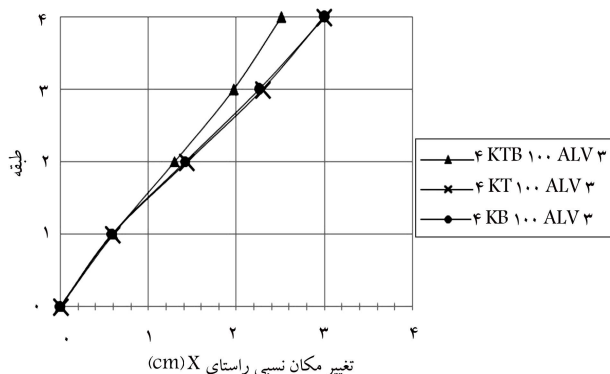


نیروی برشی راستای Y (ton)

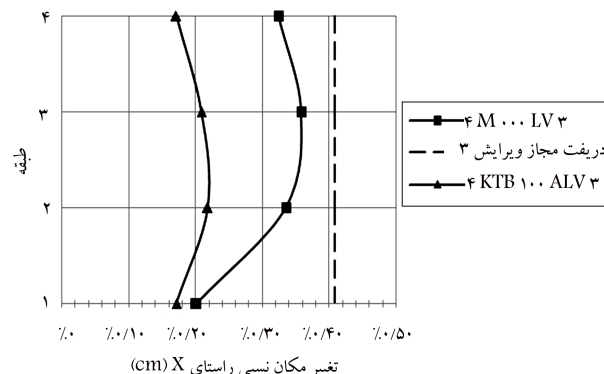
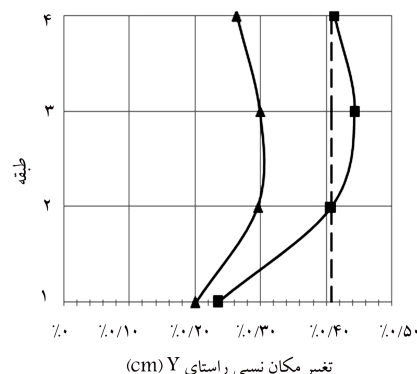
شکل ۷. برش طبقات در جهت X و Y سازه‌های ALV^3 و $M^{000}ALV^3$.

جدول ۵. مقایسه‌ی نسبت تنش ستون‌های سازه‌های مورد مطالعه.

نام سازه	با در نظر گرفتن کلیه‌ی طبقات			طبقه‌ی همکف			بدون در نظر گرفتن طبقه‌ی همکف (سایر طبقات)		
	درصد تنش بیشترین ستون‌ها	نسبت تنش بیشترین ستون‌ها با نسبت تنش بیشترین ستون‌ها در متوسط	درصد تنش بیشترین ستون‌ها	درصد تنش بیشترین ستون‌ها	نسبت تنش بیشترین ستون‌ها	نسبت تنش بیشترین ستون‌ها	درصد تنش بیشترین ستون‌ها	نسبت تنش بیشترین ستون‌ها	نسبت تنش بیشترین ستون‌ها
۴KTB۱۰۰ALV۳	۲۵	۲۸/۳۲	۶۲/۵	۱۰۰	۱/۲۴	۱/۱	۰	۰/۸۲	۰/۷۲
۴M۰۰۰LV۳	۸۷/۵	۱/۱۳	۱/۲۶	۱/۱۳	۱/۲۶	۱/۲۶	۱/۱۳	۱/۲۶	۱/۲۶



شکل ۱۰. تغییر مکان طبقات در جهات X و Y سازه‌های ۴KTB۱۰۰ALV۳، ۴KT۱۰۰ALV۳ و ۴KB۱۰۰ALV۳.



شکل ۹. تغییر مکان طبقات در جهات X و Y سازه‌های ۴KTB۱۰۰ALV۳ و ۴M۰۰۰LV۳.

که در سازه‌ی ۴KB۱۰۰ALV۳ ۳۳٪ ستون‌ها با نصب دستک در پایین قاب‌ها، نسبت تنش بالای ۱ دارند و در سازه‌ی ۴KTB۱۰۰ALV۳ ۲۵٪ آنها یعنی فقط ستون‌های طبقه‌ی همکف از لحاظ طراحی و نسبت تنش پاسخگو نیستند. در نتیجه مدل کردن دستک در پایین قاب از این لحاظ بهتر از مدل کردن در بالای قاب است.

• از لحاظ تغییر مکان کلی و نسبی جانبی طبق شکل‌های ۱۱ و ۱۲، در سازه‌ی ۴KTB۱۰۰ALV۳ به دلیل وجود دستک در دو طرف (بالا و پایین) و بیشتر بودن تعداد دستک‌ها، تغییر مکان کمتری نسبت به سازه‌های ۴KT۱۰۰ALV۳ و ۴KB۱۰۰ALV۳ مشاهده می‌شود و دو سازه‌ی مذکور تقریباً تغییر مکان مساوی دارند.

• از لحاظ درصد جذب برش ستون‌های متصل به دستک، همان‌طور که در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود، در سازه‌ی ۴KTB۱۰۰ALV۳ در جهت X بیش

جهت x از ۳۶٪ به ۲۱٪ و در جهت y از ۴۴٪ به ۳٪ درصد کاهش یافته است، که در حدود ۴۲٪ در جهت x و ۳۲٪ در جهت y کاهش داشته است. یکی از عللی که جهت x نسبت به جهت y کاهش بیشتری در تغییر مکان جانبی نسبی و تغییر مکان داشته است، این است که تعداد دستک‌های مدل شده در جهت x، ۱۱۲ عدد، ولی در جهت y، ۸۴ عدد است.

۳.۳. بررسی تأثیر محل قرارگیری دستک‌ها در بالا، پایین و یا هر دو حالت (مقایسه‌ی نتایج سازه‌های ۴KTB۱۰۰ALV۳ و ۴KT۱۰۰ALV۳)

• از لحاظ نسبت تنش ستون، در حدود ۶۳٪ ستون‌های سازه‌ی ۴KT۱۰۰ALV۳ با مدل کردن دستک فقط در بالای قاب‌ها، نسبت تنش بالای ۱ دارند، در حالی

از ۶۰٪ برش طبقه به ستون‌های متصل به دستک وارد می‌شود و این در حالی است که ۵۰٪ ستون‌ها به دستک متصل هستند و همچنین در جهت Y در حدود ۵۰٪ برش طبقه به ستون‌های متصل به دستک وارد می‌شود، در حالی که ۳۳٪ ستون‌ها به دستک متصل هستند.

در سازه‌ی $KB100ALV3$ ، تغییرات در جذب برش طبقات یکنواخت‌تر از دو سازه‌ی دیگر است، ولی مقدار آن به سازه‌ی $KT100ALV3$ نزدیک است. با اضافه شدن دستک در بالا و پایین (سازه‌ی $KB100ALV3$)، برش بیشتری توسط ستون‌های متصل به دستک جذب شده است.

۴.۳. بررسی تأثیر فاصله‌ی محل اتصال دستک با تیر یا ستون تا مرکز اتصال تیر و ستون (مقایسه‌ی نتایج سازه‌های

$KTB100ALV3$ ، $KTB75ALV3$ و $KTB125ALV3$)

- از لحاظ تنش‌های ایجاد شده در ستون‌ها، در سازه‌ی $KTB75ALV3$ تا حدود ۲۰٪ نسبت تنش در ستون‌ها نسبت به سازه‌ی $KB100ALV3$ افزایش یافته است. با وجود این، همچنان ستون‌های طبقات پاسخگو هستند و به مرز نسبت تنش ۱ رسیده‌اند و فقط ستون‌های طبقه‌ی همکف پاسخگو نیستند. در سازه‌ی $KTB125ALV3$ تا حدود ۲۰٪ نسبت تنش در ستون‌ها نسبت به سازه‌ی $KB100ALV3$ کاهش یافته است و تقریباً کلیه‌ی ستون‌ها به جز ۴ ستون گوشه در طبقه‌ی همکف پاسخگو هستند.

- از لحاظ تغییرمکان جانبی نسبی و کلی، تغییرمکان بام در جهت X در سازه‌ی $KB100ALV3$ برابر ۲٫۵ cm، در سازه‌ی $KTB75ALV3$ با ۲۴٪ افزایش برابر ۳٫۱ cm، و در سازه‌ی $KTB125ALV3$ با ۲۴٪ کاهش برابر ۱٫۹ cm است و در جهت Y در سازه‌ی $KB100ALV3$ برابر ۳٫۴ cm، در سازه‌ی $KTB75ALV3$ با ۱۴٪ افزایش برابر ۳٫۹ cm، و در سازه‌ی $KTB125ALV3$ با ۱۴٪ کاهش برابر ۲٫۹ cm است. هر چه فاصله‌ی اتصال دستک با تیر یا ستون از محل اتصال تیر و ستون بیشتر باشد، میزان سختی سازه بالا می‌رود و زمان تناوب سازه کمتر می‌شود، در نتیجه تغییرمکان جانبی کاهش می‌یابد (شکل‌های ۱۳ و ۱۴).

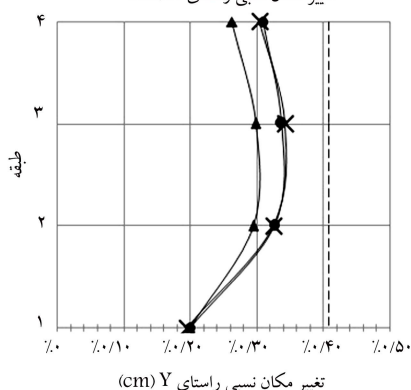
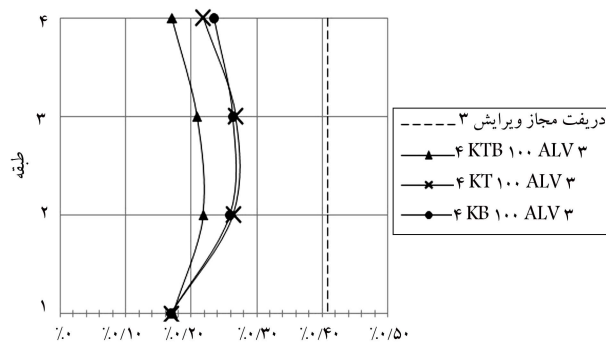
- از لحاظ میزان درصد جذب برش، ستون‌های متصل به دستک طبق شکل ۱۵ به ترتیب در سازه‌های $KTB75ALV3$ و $KTB125ALV3$ در حدود ۱۰٪ کاهش و نسبت به سازه‌ی $KB100ALV3$ افزایش داشته‌اند.

۵.۳. بررسی تأثیر سطح مقطع دستک (مقایسه‌ی نتایج سازه‌های

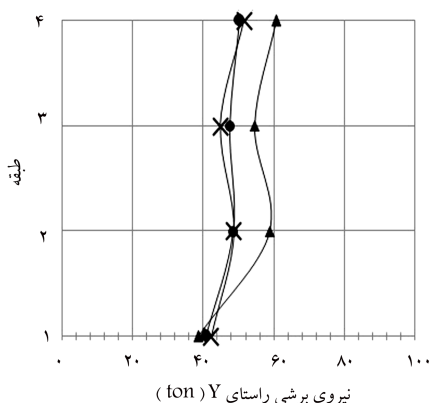
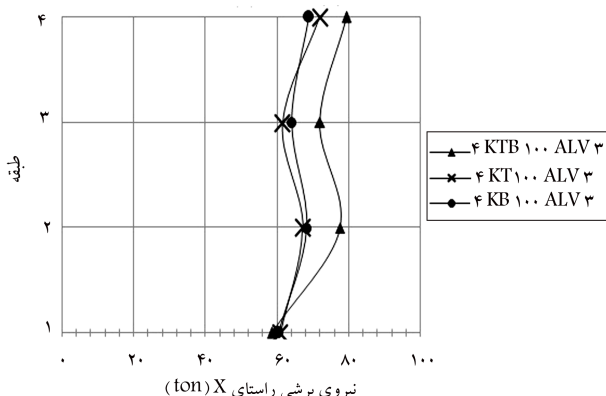
$KTB100ALV3$ ، $KTB100A3LV3$ و

$KTB100Ad3LV3$)

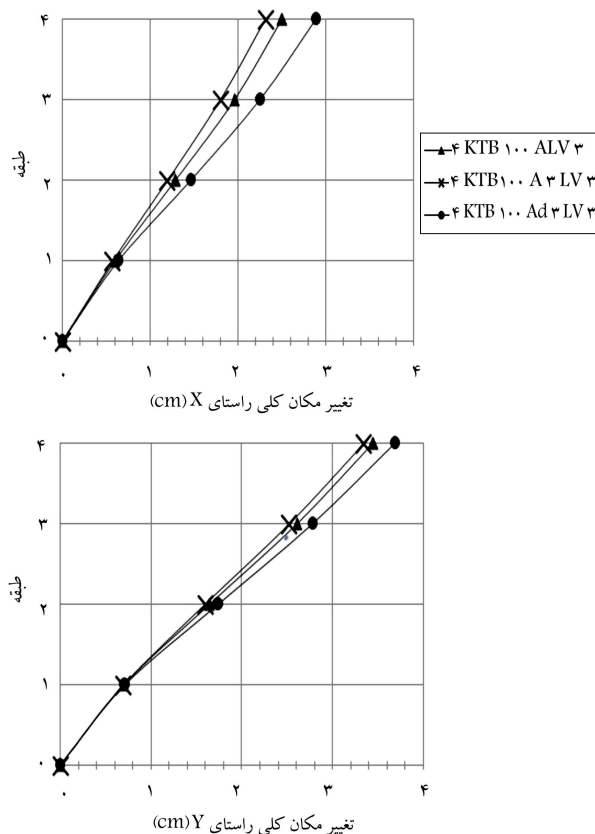
- از لحاظ تنش‌های ایجاد شده در ستون‌ها در سازه‌ی $KTB100A3LV3$ در جهت X در ستون‌های متصل به دستک به طور متوسط در حدود ۵٪ نسبت به سازه‌ی $KB100ALV3$ افزایش یافته و بحرانی‌تر شده است و بالعکس در سایر ستون‌ها ۵٪ کاهش نسبت تنش داشته است. همچنین در سازه‌ی $KTB100Ad3LV3$ در ستون‌های متصل به دستک در محورهای C و D افزایش تنش و در محورهای دیگر کاهش تنش و در سایر ستون‌ها به طور متوسط در حدود ۱۰٪ افزایش تنش داشته است. در جهت Y نیز شرایطی مشابه دارد.



شکل ۱۱. تغییرمکان جانبی نسبی طبقات در جهت X و Y سازه‌های $KB100ALV3$ و $KT100ALV3$ ، $KTB100ALV3$



شکل ۱۲. درصد جذب برش ستون‌های متصل به دستک در طبقات در جهت X و Y سازه‌های $KT100ALV3$ و $KTB100ALV3$

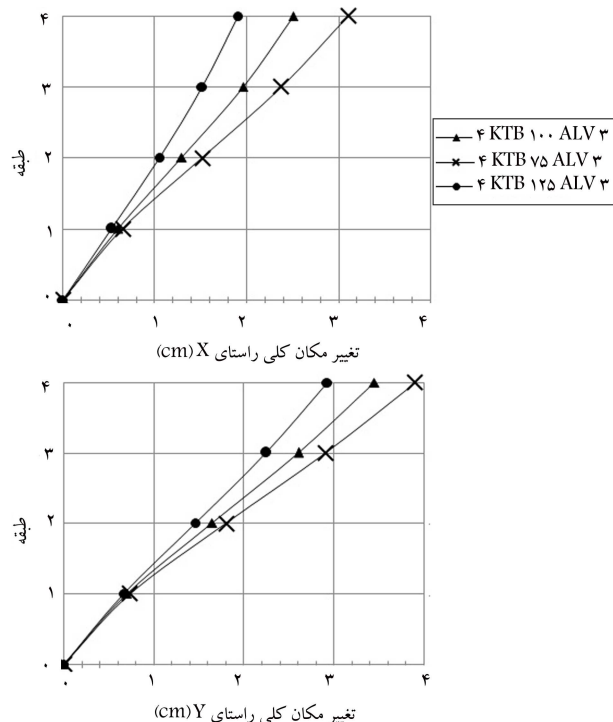


شکل ۱۶. تغییر مکان طبقات در جهات X و Y سازه‌های KTB 100 ALV 3، KTB 100 A 3 LV 3 و KTB 100 Ad 3 LV 3.

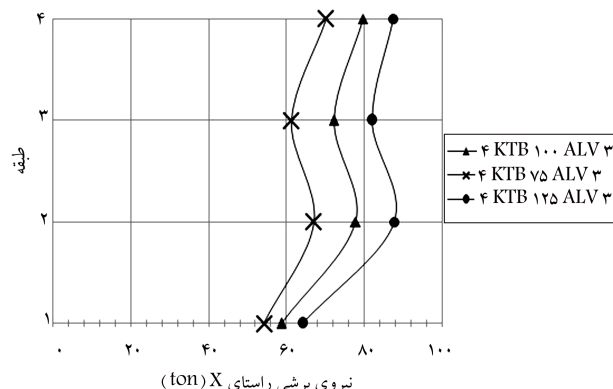
• از لحاظ تغییر مکان مطابق شکل ۱۶، سازه‌ی KTB 100 A 3 LV 3 با ۲/۳ cm تغییر مکان در بام در مقایسه با سازه‌ی KTB 100 ALV 3 با ۲/۵ cm تغییر مکان در حدود ۸/۷٪ کاهش داشته است، در حالی که در سازه‌ی KTB 100 Ad 3 LV 3 با ۲/۹ cm تغییر مکان در بام در حدود ۲۶٪ افزایش داشته است. این حالت نشان می‌دهد که از لحاظ تغییر مکان، تغییر در مساحت دستک‌ها از A/۳ به A، سه برابر مؤثرتر از A به ۳A است. این موضوع برای تغییر مکان جانبی نسبی طبقات نیز که در شکل ۱۷ مشاهده می‌شود، صادق است.

• از لحاظ درصد جذب برش مطابق شکل ۱۸، سازه‌های KTB 100 A 3 LV 3، KTB 100 ALV 3 و KTB 100 Ad 3 LV 3 به ترتیب با ۷۲، ۷۵ و ۶۵ درصد جذب برش توسط ستون‌های متصل به دستک داشته‌اند. همچنین مشاهده می‌شود که با تغییر مساحت از A/۳ به A، در حدود ۷٪ افزایش جذب برش و از A به ۳A در حدود ۳٪ افزایش جذب برش ستون‌های متصل به دستک است، و این نشان می‌دهد که افزایش سطح مقطع دستک از A/۳ به A تأثیر بیشتری در سازه از لحاظ جذب برش گذاشته است.

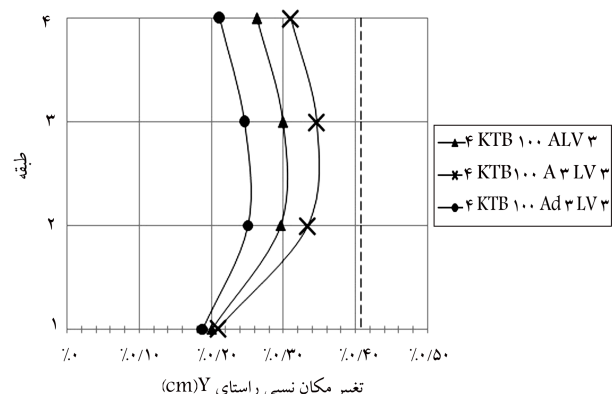
با مشاهده‌ی تغییرات می‌توان نتیجه گرفت هنگامی که سطح مقطع دستک‌ها از A/۳ به A تغییر می‌یابد، با اینکه از نظر نسبت تنش تأثیر کمتری دارد، ولی از لحاظ تغییر مکان کلی و نسبی و جذب برش اثر بیشتری در سازه دارد.



شکل ۱۳. تغییر مکان طبقات در جهات X و Y سازه‌های KTB 100 ALV 3، KTB 75 ALV 3 و KTB 125 ALV 3.



شکل ۱۴. درصد جذب برش ستون‌های متصل به دستک در جهات X سازه‌های KTB 100 ALV 3، KTB 75 ALV 3 و KTB 125 ALV 3.



شکل ۱۵. تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در جهات Y سازه‌های KTB 100 ALV 3، KTB 75 ALV 3 و KTB 125 ALV 3.

۴. تحلیل غیرخطی

کلیه‌ی تحلیل‌های غیرخطی در سطح خطر ۱ مورد بررسی قرار می‌گیرند و محاسبه‌ی زمان تناوب سازه طبق روش تجربی دستورالعمل بهسازی لرزه‌ی ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰) است. حالت‌های بار ثقلی و جانبی غیرخطی نیز در برنامه‌ی SAP۲۰۰۰ طبق این دستورالعمل وارد شده است. برای محاسبه‌ی تغییرمکان هدف با فرض اینکه ساختمان با دافراگم صلب است، طبق بند ۳-۳-۲-۱ دستورالعمل مذکور عمل می‌شود. [۱۱]

۱.۴. نحوه‌ی اختصاص مفاصل غیرخطی قاب خمشی در نرم‌افزار SAP

در قاب‌های خمشی بتن مسلح، مفاصل در تیرها و ستون‌ها طبق شکل ۱۹ اختصاص می‌یابند [۱۲] این تذکر لازم است که مفصل خمشی در تیر بتنی و حالت اندرکش خمش و بار محوری در ستون بتنی کنترل‌شونده توسط تغییرشکل و مفصل برشی در تیر و ستون بتنی کنترل‌شونده توسط نیرو است.

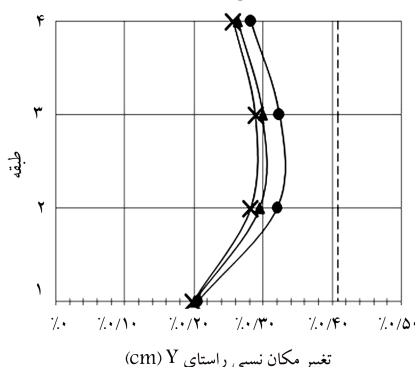
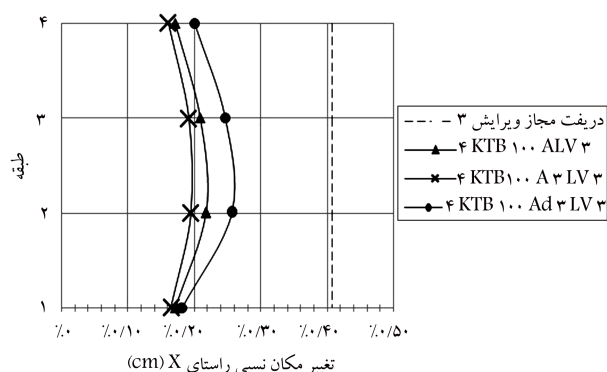
۲.۴. نحوه‌ی اختصاص مفاصل غیرخطی قاب خمشی تقویت‌شده با دستک فولادی در نرم‌افزار SAP

هنگامی که دستک فولادی مدل می‌شود، در تیرهای متصل به دستک، لنگر خمشی در محل اتصال دستک به تیر بیشترین مقدار را دارد (شکل ۲۰)، لذا مفاصل خمشی در این موقعیت‌ها نیز تعریف شده‌اند، ولی مقدار نیروی برشی در این تیرها و ستون‌ها متفاوت است. به‌طور کلی، در بیشتر تیرهای متصل به دستک، مطابق شکل ۲۱ مشخص است که محل برخورد دستک با تیر بحرانی است و در ابتدا و انتهای برخی از تیرها مقدار بیشینه وجود دارد. لذا مفاصل برشی هم در ابتدا و هم در انتهای تیر و هم در محل اتصال با دستک تعریف شده‌اند. در بیشتر ستون‌های متصل به دستک لنگر خمشی در محل اتصال دستک بیشینه است و در تعدادی از ستون‌ها در بالا و پایین مقدار لنگر بحرانی تر است. نیروی برشی ستون‌هایی که از دو طرف دستک دارند، در قسمت میانی بحرانی است و در ستون‌هایی که از یک طرف دستک دارند، در بالا و پایین بحرانی هستند، لذا مفاصل برشی ۷۲ و ۷۳ در ۳ قسمت ستون معرفی شده است. مفاصل PMM هم در ابتدا و انتهای ستون و هم در محل اتصال ستون با دستک معرفی شده‌اند. در دستک‌های فولادی، مفصل نیروی محوری P کنترل‌شونده از طریق نیرو معرفی شده است.

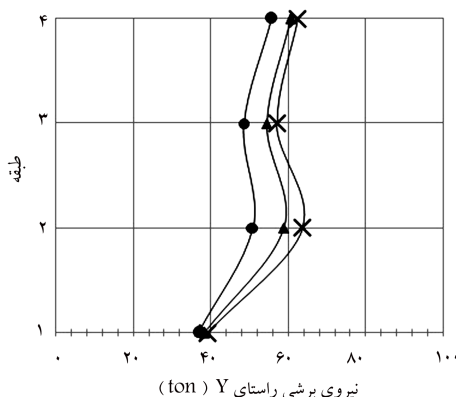
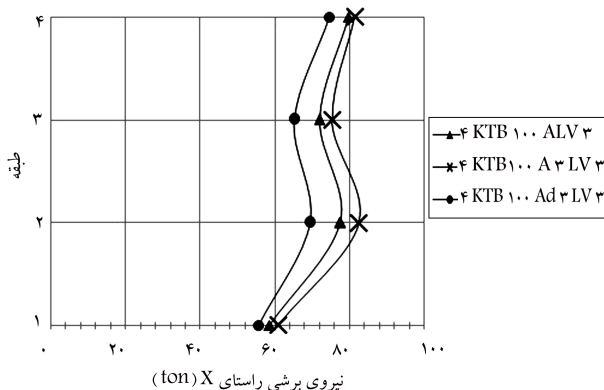
۳.۴. بررسی تأثیر دستک در سازه‌ی مورد مطالعه (مقایسه‌ی نتایج

سازه‌های $M^{0.00}N^{3.60}$ با $KTB^{1.00}AN^{3.60}$)

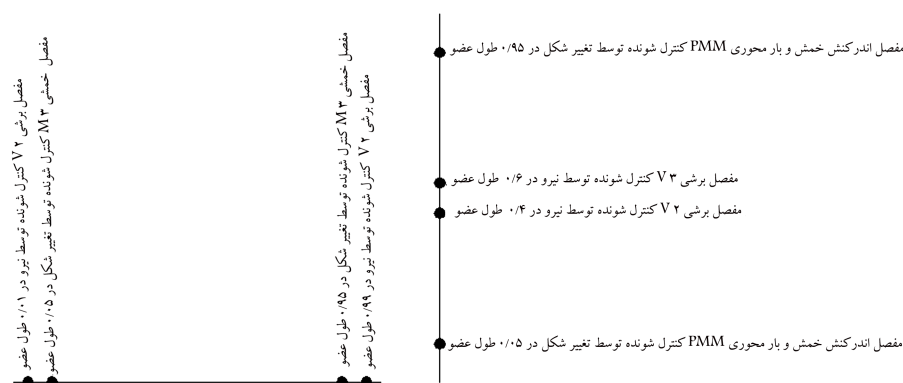
سازه‌ی $M^{0.00}N^{3.60}$ پس از پوش به تغییرمکان هدف می‌رسد و در سطح خطر ۱ در سطح عملکرد ایمنی جانی قرار می‌گیرد. اولین مفاصلی که وارد محدوده‌ی غیرخطی می‌شوند، در جهت X مفاصل M^3 تیرهای سقف اول با دهانه‌ی ۵/۲۰ m هستند و در تغییرمکان هدف بیشتر مفاصل تیرها وارد محدوده‌ی LS شده و مفاصل PMM ستون‌ها در پای ستون طبقه‌ی همکف وارد محدوده‌ی غیرخطی IO شده‌اند. در جهت Y اولین مفاصلی که وارد محدوده‌ی غیرخطی می‌شوند، مفاصل M^3 تیرهای با دهانه‌ی ۵/۵۰ m در طبقه‌ی اول هستند و در تغییرمکان



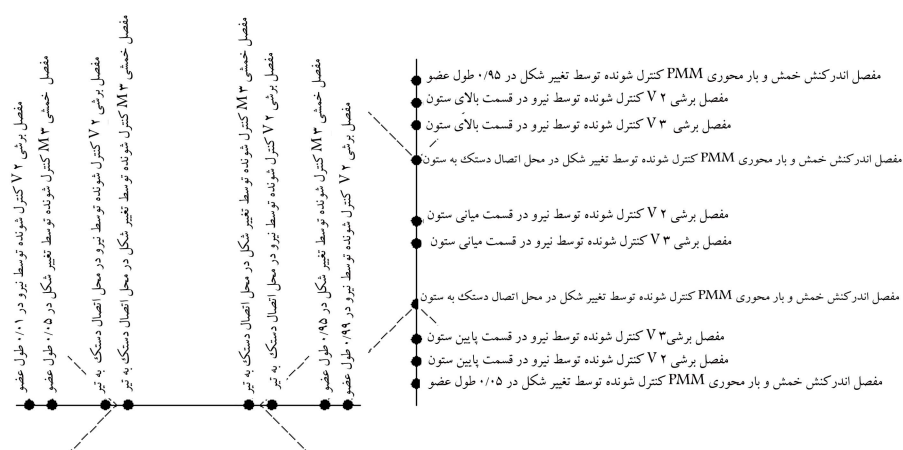
شکل ۱۷. تغییرمکان جانبی نسبی طبقات در جهات X و Y سازه‌های $KTB^{1.00}ALV^3$ ، $KTB^{1.00}A^3LV^3$ و $KTB^{1.00}Ad^3LV^3$.



شکل ۱۸. درصد جذب برش ستون‌های متصل به دستک در جهات X و Y سازه‌های $KTB^{1.00}ALV^3$ ، $KTB^{1.00}A^3LV^3$ و $KTB^{1.00}Ad^3LV^3$.



شکل ۱۹. نحوه‌ی اختصاص مفاصل در تیر و ستون قاب خمشی بتن مسلح.



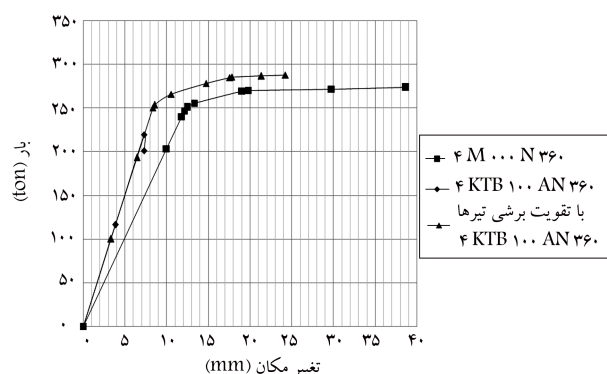
شکل ۲۰. نحوه‌ی اختصاص دادن مفاصل در تیر و ستون قاب خمشی بتن مسلح تقویت‌شده با دستک فولادی.

هدف محاسبه‌شده توسط برنامه، بیشتر مفاصل تیرها به محدوده‌ی L_s می‌رسند و مفصل PMM پای ستون‌های طبقه‌ی همکف نیز به L_s می‌رسد. پس از پوش تا ۱/۵ برابر تغییرمکان هدف سازه‌ی $M^{000}N^{360}$ (تغییرمکان جانبی نسبی ۲/۵٪)، تعداد زیادی از مفاصل به سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش می‌رسند و سازه در سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش قرار می‌گیرد. پس از مدل کردن دستک در سازه‌ی $KT^{100}AN^{360}$ ، مفاصل برشی سازه به سرعت و قبل از رسیدن مفاصل تغییرشکلی به حالت غیرخطی، در تیرها با دهانه‌ی $m/3/20$ در جهت X و تیرهای با دهانه‌ی $m/4/70$ در جهت Y گسیخته و پوش سازه متوقف می‌شود. با این تفاوت که در جهت X، مفاصل برشی در محل اتصال دستک به تیر گسیخته می‌شوند، ولی در جهت Y در ابتدا و انتهای تیر گسیختگی برشی رخ می‌دهد. سپس مفاصل برشی تقویت و مجدداً سازه پوش شده است. سازه قبل از رسیدن به تغییرمکان هدف گسیخته می‌شود و مفاصل خمشی M^3 تیرهای با دهانه‌ی $m/3/20$ در جهت X در محل اتصال دستک به تیر، به خصوص در طبقات فوقانی که ارتفاع تیر کمتر است، گسیخته می‌شوند (شکل ۲۲). در جهت Y، سازه به تغییرمکان هدف رسیده و هیچ‌یک از مفاصل تغییرشکلی گسیخته نشده‌اند، ولی تعداد زیادی از مفاصلی که در محل اتصال دستک به تیر قرار دارند، وارد سطح عملکرد CP (آستانه فرو ریزش) و پس از آن شده‌اند.

شکل ۲۳، منحنی ظرفیت سازه‌های $M^{000}N^{360}$ و $KT^{100}AN^{360}$ در حالت بدون تقویت برشی و با تقویت برشی در جهت X را نمایش می‌دهد، که در آن سازه‌ی $KT^{100}AN^{360}$ سختی بیشتری دارد و تحمل نیروی جانبی تا

۴.۴. بررسی تأثیر محل قرارگیری دستک‌ها در بالا، پایین و یا هر دو حالت (مقایسه‌ی نتایج سازه‌های $KT^{100}AN^{360}$ ، $KB^{100}AN^{360}$ و $KT^{100}AN^{360}$)

در جهت X در سازه‌های $KT^{100}AN^{360}$ و $KB^{100}AN^{360}$ ، اولین مفاصل غیرخطی کنترل‌شونده توسط تغییرشکل در سازه‌ها پس از تقویت سازه برای برش، در محل اتصال دستک به تیر با دهانه‌ی $m/3/20$ در طبقات اول و دوم تشکیل می‌شود. در سازه‌ی $KB^{100}AN^{360}$ ، تعدادی از مفاصل تشکیل شده در ابتدا و انتهای تیر و تعدادی از آن‌ها در محل اتصال دستک با تیر تشکیل شده‌اند. هر ۳ سازه قبل از رسیدن به تغییرمکان هدف گسیخته می‌شوند. در هر ۳ سازه، اولین مفاصلی که به حد گسیختگی می‌رسند، مفاصل M^3 تیرهای با دهانه‌ی



شکل ۲۴. منحنی ظرفیت سازه‌های $M^{000}AN^{360}$ و $KTB^{100}AN^{360}$ در جهت Y برای حالت بار TRIYPG1.

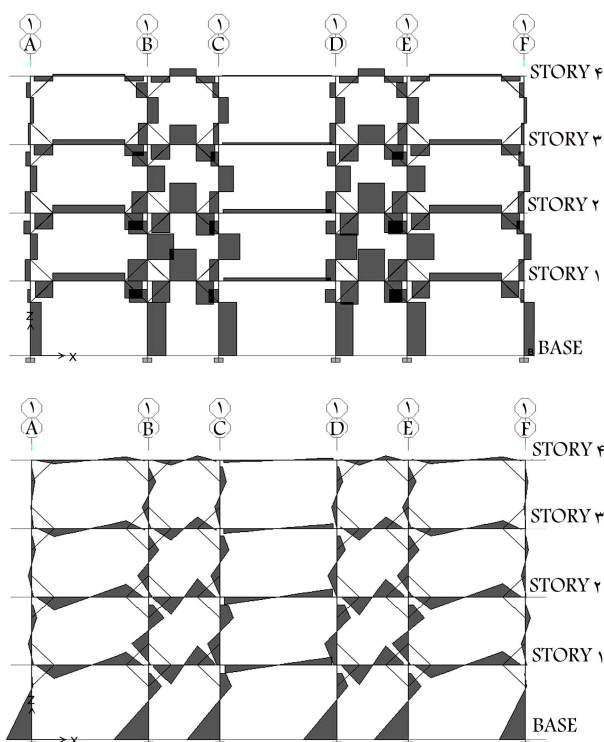
۳/۲۰ m در محل اتصال دستک به تیر است و در نهایت پس از گسیختگی کل سازه، وضعیت مفاصل به صورت شکل ۲۲ است.

- در جهت Y مانند جهت X در هر ۳ سازه اولین مفاصل تشکیل شده‌اند و مفاصل M^3 تیرها در محل اتصال دستک به تیر است، با این تفاوت که در سازه‌ی $KT^{100}AN^{360}$ ، ابتدا در محل اتصال دستک فشاری با تیر، مفاصل تشکیل می‌شوند.

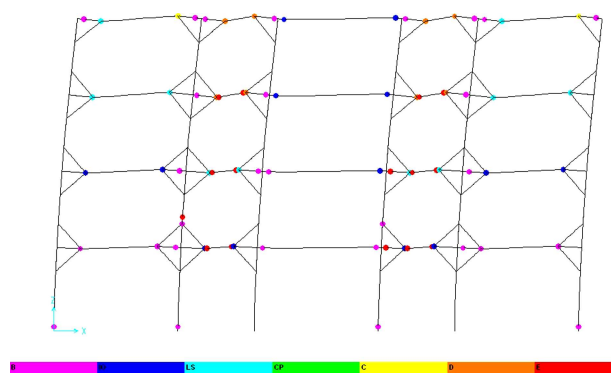
سازه‌ی $KTB^{100}AN^{360}$ در تغییر مکان هدف در سطح عملکرد CP قرار می‌گیرد و در ۹/۱ برابر تغییر مکان هدف گسیخته می‌شود. سازه‌ی $KT^{100}AN^{360}$ در تغییر مکان هدف در سطح عملکرد CP قرار می‌گیرد و در ۴/۱ برابر تغییر مکان هدف گسیخته می‌شود و سازه‌ی $KB^{100}AN^{360}$ قبل از رسیدن به تغییر مکان هدف گسیخته می‌شود. اولین مفاصلی که در هر ۳ سازه گسیخته می‌شوند، مطابق شکل‌های ۲۵ تا ۲۷، مفاصل M^3 تیر با دهانه‌ی کوچک‌تر $m = 4/7$ در محل اتصال دستک به تیر است. با این تفاوت که در سازه‌ی $KT^{100}AN^{360}$ ، ابتدا مفاصلی که در محل اتصال دستک فشاری است، گسیخته می‌شود؛ ولی در سازه‌ی $KB^{100}AN^{360}$ ، هر دو مفصل در محل دستک‌ها، شرایط تقریباً یکسان دارند. منحنی ظرفیت هر ۳ سازه در جهت‌های X و Y به ترتیب در شکل‌های ۲۸ و ۲۹ نشان داده شده است. دو سازه‌ی $KT^{100}AN^{360}$ و $KB^{100}AN^{360}$ رفتاری مشابه دارند و منحنی ظرفیت آنها تقریباً منطبق است، ولی سازه‌ی $KTB^{100}AN^{360}$ سختی بیشتری دارد.

۵.۴. بررسی تأثیر فاصله‌ی اتصال دستک با تیر یا ستون تا مرکز اتصال تیر و ستون (مقایسه‌ی نتایج سازه‌های $KTB^{100}AN^{360}$ ، $KTB^{125}AN^{360}$ و $KTB^{150}AN^{360}$)

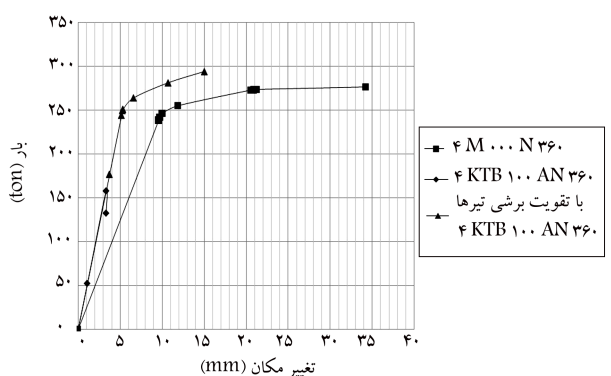
در جهت X در سازه‌ی $KTB^{100}AN^{360}$ ، همان‌طور که قبلاً بیان شده است، اولین مفاصل کنترل‌شونده توسط تغییر شکل که وارد ناحیه‌ی غیرخطی می‌شوند، مفاصل M^3 در تیرهای با دهانه‌ی $m = 3/20$ در طبقات اول و دوم در محل برخورد دستک با تیر ایجاد می‌شود. در سازه‌ی $KTB^{150}AN^{360}$ ، ابتدا مفاصل M^3 در ابتدا و انتهای تیرهای با دهانه‌ی $m = 5/20$ در طبقات ۳ و ۴ وارد ناحیه‌ی غیرخطی می‌شود و در سازه‌ی $KTB^{125}AN^{360}$ ، ابتدا مفاصل M^3 در تیرهای با دهانه‌ی $m = 3/20$ در محل برخورد دستک با تیر تشکیل می‌شود، با این تفاوت که این مفاصل زودتر از دو سازه‌ی دیگر وارد ناحیه‌ی غیرخطی می‌شوند.



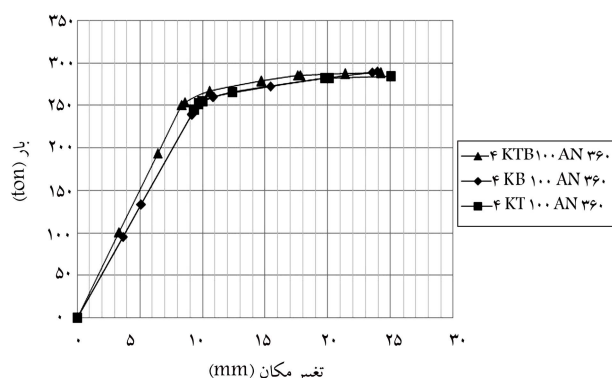
شکل ۲۱. نمودار برش و خمش در تیر و ستون قاب خمشی تقویت‌شده با دستک فولادی تحت بار جانبی.



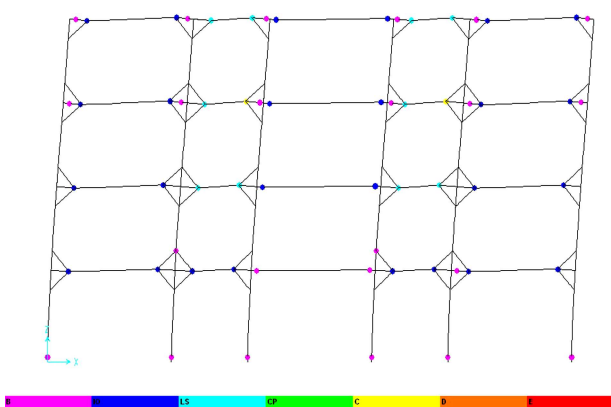
شکل ۲۲. مفاصل در جهت X در سازه‌ی $KTB^{100}AN^{360}$ در حالت بار TRIYPG1 پس از تقویت برشی المان‌ها.



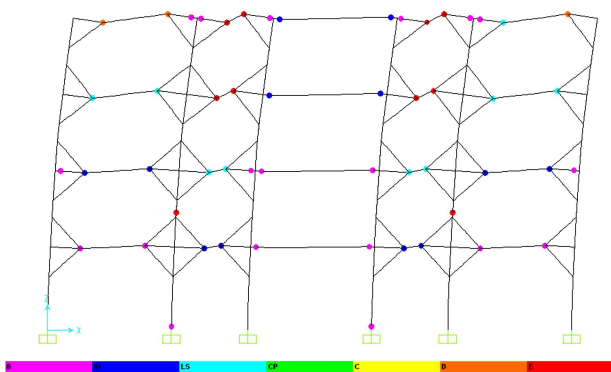
شکل ۲۳. منحنی ظرفیت سازه‌های $M^{000}AN^{360}$ و $KTB^{100}AN^{360}$ در جهت X برای حالت بار TRIYPG1.



شکل ۲۹. منحنی ظرفیت سازه‌های $KTB100AN360$ ، $KB100AN360$ و $KT100AN360$ در جهت Y برای حالت بار TRIYPG1.

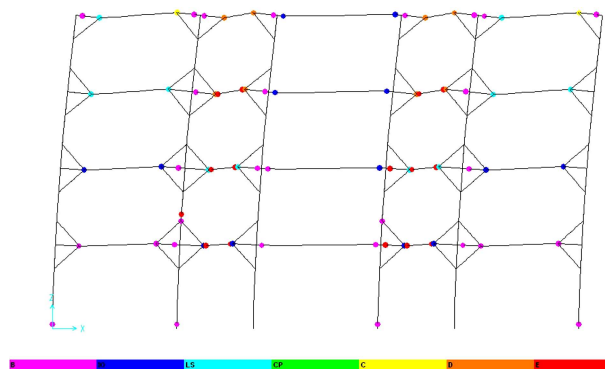


شکل ۳۰. مفاصل تشکیل شده در جهت X در سازه‌ی $KTB75AN360$ در حالت بار TRIYPG1 در هنگام گسیختگی سازه.

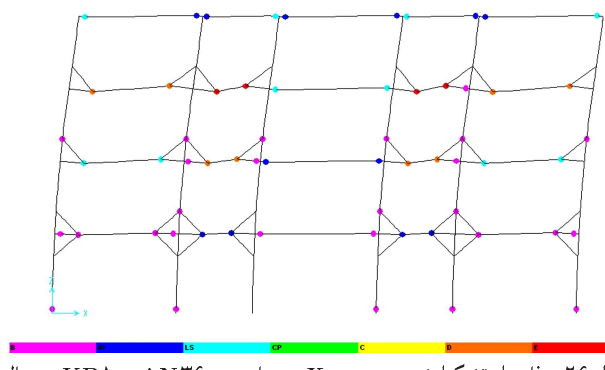


شکل ۳۱. مفاصل تشکیل شده در جهت X در سازه‌ی $KTB125AN360$ در حالت بار TRIYPG1 در هنگام گسیختگی سازه.

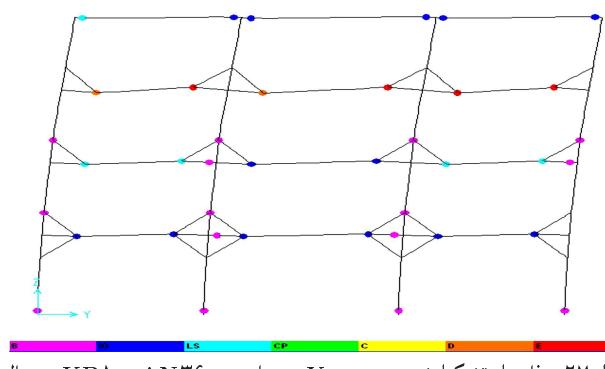
اولین مفاصل کنترل‌شونده توسط تغییرشکل که به حد گسیختگی می‌رسند، در سازه‌ی $KTB100AN360$ ، همان‌طور که قبلاً بیان شده است، مفاصل $M3$ تیرهای با دهانه‌ی $3/20$ m در طبقات ۳ و ۴ در محل برخورد دستک با تیر است (شکل ۳۰). و در سازه‌های $KTB75AN360$ و $KTB125AN360$ نیز به صورت مشابه است (شکل‌های ۳۱ و ۳۲). در این ۳ سازه فقط $KTB75AN360$ به تغییرمکان هدف رسیده است و در $1/5$ تغییرمکان هدف گسیخته می‌شود و سازه‌ی $KTB100AN360$ در 57° تغییرمکان هدف و سازه‌ی $KTB125AN360$ در 66° تغییرمکان هدف گسیخته شده‌اند.



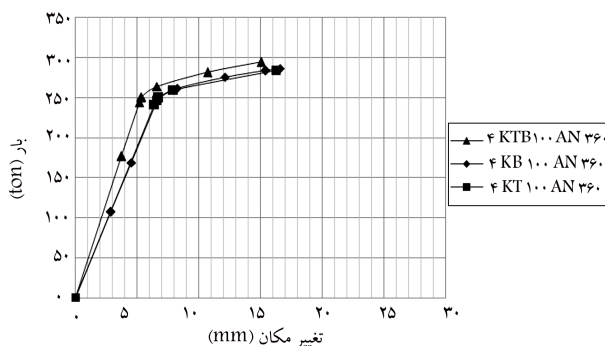
شکل ۲۵. مفاصل تشکیل شده در جهت X در سازه‌ی $KTB100AN360$ در حالت بار TRIYPG1 در هنگام گسیختگی سازه.



شکل ۲۶. مفاصل تشکیل شده در جهت X در سازه‌ی $KB100AN360$ در حالت بار TRIYPG1 در هنگام گسیختگی سازه.



شکل ۲۷. مفاصل تشکیل شده در جهت Y در سازه‌ی $KB100AN360$ در حالت بار TRIYPG1 در هنگام گسیختگی سازه.



شکل ۲۸. منحنی ظرفیت سازه‌های $KTB100AN360$ ، $KB100AN360$ و $KT100AN360$ در جهت Y برای حالت بار TRIYPG1.

۵. نتیجه‌گیری

با توجه به نتایج حاصل از تحلیل سازه‌های مورد مطالعه و همچنین جدول‌ها و نمودارهای ارائه‌شده، خلاصه‌ی نتایج در مورد رفتار خطی سازه‌های با قاب خمشی بتن مسلح تقویت‌شده با دستک فولادی بدین شرح ارائه شده است:

-- پس از کنترل سازه‌ی طراحی‌شده طبق ضوابط ویرایش ۲ استاندارد ۲۸۰۰ با ویرایش ۳، مشاهده شده است که با توجه به افزایش نیروی جانبی در ویرایش ۳ استاندارد ۲۸۰۰ تا ۲۹٪ نسبت به ویرایش ۲، نسبت تنش‌های المان‌ها به طور متوسط در حدود ۱۱ تا ۱۳ درصد از حد مجاز فراتر رفته و ضعیف تلقی شده و در بحرانی‌ترین حالت، تا ۲۶٪ ضعیف است. همچنین تغییرمکان جانبی نسبی طبقات افزایش یافته و از حد مجاز فراتر رفته است.

-- پس از مدل‌کردن دستک‌های فولادی در سازه‌های قاب خمشی بتن مسلح، میزان تغییرمکان و تغییرمکان جانبی نسبی سازه به مقدار قابل توجهی کاهش یافته است که تا حدود ۱۲٪ رسیده است.

-- بیشتر ستون‌هایی که در سازه‌های بدون دستک طبق ضوابط طراحی پاسخ‌گو نبوده و نسبت تنش بالای ۱ داشته‌اند، با مدل‌کردن دستک‌های فولادی نسبت تنش آن‌ها کاهش یافته و به زیر عدد ۱ رسیده و در شرایط بهتری قرار گرفته‌اند.

-- با مقایسه‌ی نحوه‌ی چیدمان دستک‌ها در بالا یا پایین و یا هر دو (بالا و پایین)، مشاهده شده است که بهترین حالت از لحاظ نسبت تنش به ترتیب بدین شرح است: ۱. سازه با نصب دستک در هر دو حالت بالا و پایین، که ۲۵٪ ستون‌ها نسبت تنش بالای ۱ دارد؛ ۲. سازه با نصب دستک در پایین، که ۳۳٪ ستون‌ها نسبت تنش بالای ۱ دارند؛ ۳. سازه با نصب دستک در بالا، که ۶۳٪ ستون‌ها نسبت تنش بالای ۱ دارند.

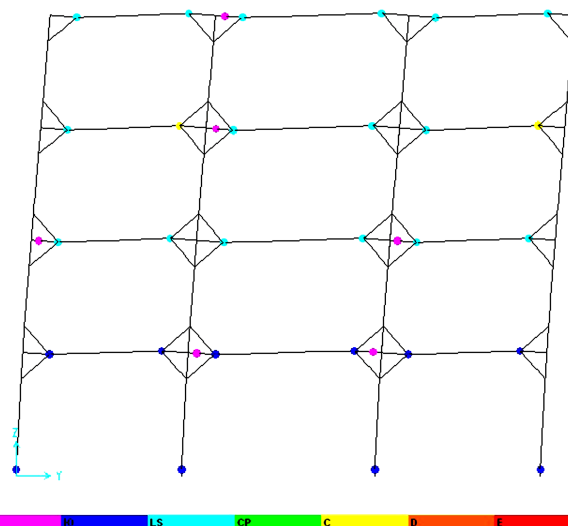
-- با افزایش فاصله‌ی اتصال دستک با تیر یا ستون نسبت به مرکز اتصال تیر و ستون مشخص شده است که سختی سازه افزایش و تغییرمکان و تغییرمکان جانبی نسبی سازه کاهش یافته و جذب برش توسط ستون‌های متصل به دستک بیشتر شده است و از لحاظ نسبت تنش نیز با افزایش فاصله نسبت تنش ستون‌ها کاهش یافته است، که این تغییرات تقریباً به صورت خطی است.

-- تغییر در سطح مقطع دستک‌های فولادی در حالت تغییر از $A/3$ به A در کاهش نسبت تنش ستون‌ها حدود ۲ برابر، در کاهش تغییرمکان حدود ۳ برابر، و در افزایش جذب برش ستون‌های متصل به دستک در حدود ۲/۵ برابر مؤثرتر از حالت A به $3A$ بوده است.

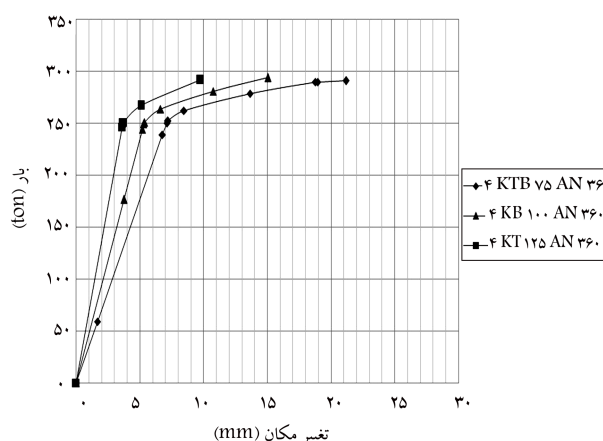
خلاصه‌ی نتایج حاصل از رفتار غیرخطی سازه‌های با سیستم قاب خمشی بتن مسلح تقویت‌شده با دستک فولادی به این صورت بیان می‌شود:

-- با مدل‌کردن دستک در کلیه‌ی سازه‌ها، محل تشکیل مفاصل غیرخطی و قسمت بحرانی المان‌های خمشی از بر اتصال تیر و ستون به محل اتصال دستک به تیر یا ستون منتقل می‌شود و بیشتر مفاصل در قاب‌هایی که دستک دارند، تشکیل می‌شود.

-- با مدل‌کردن دستک در کلیه‌ی سازه‌ها، نیروی برشی زیادی به اجزاء تیر و ستون بتن مسلح وارد می‌شود و این اعضا به سرعت و قبل از تشکیل اولین مفاصل کنترل‌شونده توسط تغییرشکل، دچار گسیختگی تحت نیروی برشی می‌شوند و شکست سازه کاملاً ترد است، لذا حتماً باید برای برش تقویت شوند.



شکل ۳۲. مفاصل تشکیل‌شده در جهت Y در سازه‌ی KTB۷۵AN۳۶۰ در حالت بار TRIYPG۱ در هنگام گسیختگی سازه.



شکل ۳۳. منحنی ظرفیت سازه‌های KTB۷۵AN۳۶۰، KTB۱۰۰AN۳۶۰ و KTB۱۲۵AN۳۶۰ در جهت X برای حالت بار TRIYPG۱.

در جهت Y در سازه‌های KTB۱۲۵AN۳۶۰ و KTB۱۰۰AN۳۶۰، ابتدا مفاصل M۳ تیرها در محل برخورد دستک به تیر و بیشتر در طبقات پایین وارد محدوده‌ی غیرخطی شده و در سازه‌ی KTB۷۵AN۳۶۰ علاوه بر این مفاصل، برخی از مفاصل ابتدا و انتهای تیرها نیز وارد محدوده‌ی غیرخطی شده‌اند.

در هر ۳ سازه اولین مفاصلی که به حد گسیختگی رسیده‌اند، مفاصل M۳ تیرهای با دهانه‌ی ۴/۷ m و در محل اتصال دستک با تیر هستند و سازه‌های KTB۷۵AN۳۶۰، KTB۱۰۰AN۳۶۰ و KTB۱۲۵AN۳۶۰ به ترتیب در ۱/۱۹، ۱/۰۹ و ۰/۸۹ تغییرمکان هدف گسیخته شده‌اند.

منحنی ظرفیت ۳ سازه که در شکل ۳۳ نمایش داده شده است، نشان می‌دهد هر چه فاصله‌ی محل اتصال دستک با تیر یا ستون تا مرکز اتصال تیر ستون بیشتر می‌شود، سختی سازه بیشتر می‌شود؛ ولی سازه در محدوده‌ی غیرخطی تغییرمکان کمتری از خود نشان می‌دهد.

همان‌گونه که در جدول ۶ مشخص است، با مقایسه‌ی تغییرمکان و مقاومت نهایی سازه‌ها، نتایجی حاصل می‌شود که در قسمت نتیجه‌گیری ارائه شده است.

جدول ۶. مقایسه‌ی تغییرمکان و مقاومت سازه‌ها.

سازه	تغییرمکان نهایی		مقاومت نهایی		درصد تغییرمکان جانبی نسبی نهایی		درصد کاهش در تغییرمکان نهایی سازه		درصد افزایش در مقاومت سازه پس از مدل دستک	
	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X
M000N360	34,2	38,7	276,1	273,5	2,6	3,0	0	0	0	0
KTBN00AN360	15,0	24,2	293,8	287,9	1,1	1,8	56,1	37,4	6,4	5,3
KT100AN360	16,2	25	283,6	283,9	1,2	1,9	119,9	56,4	2,6	3,6
KB100AN360	16,6	23,5	285,9	288,7	1,3	1,8	108,8	60,6	3,5	5,4
KTBN50AN360	21,1	29,3	290,8	279,5	1,6	2,2	79,0	39,8	5,1	2,1
KTBN25AN360	9,8	17,3	291,8	297,1	0,7	1,3	115,7	72,9	5,4	8,4

— هر چه فاصله‌ی محل اتصال دستک فولادی به تیر یا ستون از مرکز اتصال تیر و ستون بیشتر باشد، سختی سازه افزایش می‌یابد، و شکست آن تردتر می‌شود. با توجه به برش پایه‌ی نهایی ثابت در سازه‌های مختلف، تغییرمکان نهایی با افزایش این فاصله، کاهش می‌یابد.

— مدل‌کردن دستک فولادی در قاب خمشی بتن مسلح، طبق منحنی‌های ظرفیت ارائه‌شده، در مقاومت سازه‌های کوتاه‌مرتبه تأثیر چندانی نداشته است و به میزان بیشینه تا ۸,۴٪ افزایش و در مقابل تغییرمکان نهایی کاهش چشمگیر تا حدود ۱۲٪ داشته است.

— با مدل‌کردن دستک‌ها در دهانه‌های بزرگ‌تر سازه می‌توان نتایج بهتری داشت و همچنین مفاصل در دهانه‌های بزرگ‌تر دیرتر به حد گسیختگی می‌رسند.

— سازه‌ی قاب خمشی بتن مسلح بدون دستک فولادی در تغییرمکان هدف در سطح عملکرد ایمنی جانی (LS) قرار می‌گیرد، ولی سازه‌ی قاب خمشی بتن مسلح تقویت‌شده با دستک فولادی و پس از تقویت اجزاء برای نیروهای برشی وارده در تغییرمکان هدف، در سطح عملکرد پایین‌تر یعنی آستانه‌ی فروریزش (CP) قرار می‌گیرند و حتی در برخی موارد به تغییرمکان هدف نمی‌رسد و قبل از تغییرمکان هدف فرو می‌ریزد.

— در کلیه‌ی سازه‌ها با مدل‌کردن دستک، سختی سازه افزایش یافته است.

— در بررسی تأثیر محل مدل‌کردن دستک در بالا و پایین، فقط بالا و فقط پایین با توجه به منحنی‌های پوش ارائه‌شده تفاوت محسوسی در ۳ نوع سازه، به جز تفاوت‌های جزئی در روند تشکیل مفاصل خمیری، مشاهده نشده است.

منابع (References)

1. Maheri, M.R. and Ghaffarzadeh, H. "Connection over-strength in steel-braced RC frames", *Engineering Structures*, **30**(7), pp. 1938-1948 (July 2008).
2. Badux, M. and Jirsa, J.O. "Steel bracing of RC frames for seismic retrofitting", *Journal of Structural Engineering*, *ASCE*, **116**(1), pp. 55-74 (1990).
3. Maheri, M.R., Kousari, R. and Razazan, M. "Pushover tests on steel X-braced and knee-braced RC frames", *Engineering Structures*, **25**(13), pp. 1697-1705 (2003).
4. Taskin, K., Karadogan, H.F., Yardimci, N., Yorgun, C. and Yuksel, E. "Experimental work on retrofitting of 1/3 scale RC frames with simple steel braces", *14th European Conference on Earthquake Engineering*, Ohrid, Republic of Macedonia, (August 30- September 03 2010).
5. Sharbatdar, M.K., Kheyroddin, A. and Emami, E. "Cyclic performance of retrofitted reinforced concrete beam-column joints using prop", *Construction and Building Materials*, **36**, pp. 287-294 (2012).
6. *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, (2nd Edition), Standard No. 2800-99, Building and Housing Research Center of Iran (BHRC).
7. *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, (3rd Edition), Standard No. 2800-05, Building and Housing Research Center of Iran (BHRC).
8. *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, Chapter 6, Building and Housing Research Centre, Tehran, Iran (2005).
9. *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, Chapter 6, Building and Housing Research Centre, Tehran, Iran (2005).
10. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich. (1999).
11. *Management and Planning Organization, Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings: No. 360*, Office of Deputy for Technical Affairs, Technical Criteria Codification & Earthquake Risk Reduction Affairs Bureau (2007).
12. Kheyroddin, A. and Mortezaei, A. "The effect of element size and plastic hinge characteristics on nonlinear analysis of RC frames", *Iranian Journal of Science & Technology, Transaction B, Engineering*, **32**(B5), pp. 451-470 (2008).