

Seismic performance of masonry infilled RC frames provided in the appendix of IS 2800

Payam Shahabi¹, Amin Mohebkah^{2*}

1- M.Sc., Department of Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Malayer University, Malayer, Iran

2- Associate Prof., Department of Civil Engineering, Faculty of Civil Engineering and Architecture, Malayer University, Malayer, Iran

ABSTRACT

Most researches on masonry infill walls have shown that the presence of such walls in framed structures increases their stiffness and resistance. However, the presence of panels is not always beneficial and may lead to a brittle failure in some cases. To quantitatively investigate this issue, it is necessary to consider the infill wall as a structural member and explicitly model it in framed structures. Recently, the Building Design Code against Earthquake (IS 2800) has provided an approach for the explicit analysis and design of infilled frames in its sixth appendix using an equivalent strut model. In this solution, by reducing the response modification factor of the structural frame with infill walls to 3 and modeling the infill walls using the equivalent strut method and redistributing the forces in the equivalent truss system, the structural adequacy of the beams, columns, and infill walls in the entire frame is checked. In the present study, five reinforced concrete moment frames, including one bare frame (with intermediate ductility) and four infilled frames with different infill wall arrangements according to the sixth appendix of IS 2800, are analyzed and designed, and subsequently, the seismic performance of their members is investigated using the nonlinear static analysis method (the coefficient method). The results show that although the addition of masonry panels to the structures increases their stiffness and resistance and improves the performance of the beams, however, the lower columns exceed the life safety performance level and sometimes reach the collapse prevention level. Therefore, considering a response modification factor of 3 for all infilled frames with different infill wall arrangements on the floors does not seem to be accurate.

ARTICLE INFO

Receive Date: 22 August 2023

Revise Date: 26 January 2024

Accept Date: 14 March 2024

Keywords:

Infill panel

Nonlinear static analysis

Performance criteria

RC frame

IS 2800

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2024.407860.3172>

*Corresponding author: Amin Mohebkah

Email address: amoheb@malayeru.ac.ir

عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن مسلح میان‌پر مندرج در پیوست استاندارد ۲۸۰۰

پیام شهبایی^۱، امین محب‌خواه^{۲*}

۱- کارشناس ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران و معماری، دانشگاه ملایر، ملایر، ایران

۲- دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران و معماری، دانشگاه ملایر، ملایر، ایران

چکیده

اغلب تحقیقات انجام‌شده بر روی میانقاب‌ها مبین این حقیقت هستند که وجود میانقاب‌های بنایی در قاب‌های ساختمانی، موجب افزایش سختی و مقاومت آنها می‌گردد. اما وجود پانل‌ها همواره سودمند نبوده و ممکن است سازه را در مواردی به سمت تردشکنی سوق دهند. برای بررسی کمی این موضوع، لازم است میانقاب به عنوان یک عضو سازه‌ای و بصورت صریح در مدل‌سازی قاب‌های ساختمانی مدنظر قرار گیرد. اخیراً آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) در پیوست ششم خود با استفاده از مدل دستک معادل، راهکاری را جهت تحلیل و طراحی صریح قاب‌های میان‌پر ارائه نموده‌است. در این راهکار، با کاهش ضریب رفتار قاب ساختمانی دارای میانقاب به مقدار ۳ و مدل‌سازی میانقاب‌ها با روش دستک معادل و بازتوزیع نیروها در سیستم خرابایی معادل حاصل شده، کفایت سازه‌ای اعضای تیر، ستون و میانقاب در کل قاب کنترل می‌گردد. در پژوهش حاضر، پنج قاب خمشی بتن مسلح، مشتمل بر یک قاب خالی (با شکل‌پذیری متوسط) و چهار قاب میان‌پر با چیدمان‌های مختلف میانقاب طبق ضوابط پیوست ششم استاندارد ۲۸۰۰ تحلیل و طراحی شده و متعاقباً عملکرد لرزه‌ای اعضای آنها به روش تحلیل استاتیکی غیرخطی (روش ضرایب) مورد بررسی قرار گرفت. نتایج بدست آمده نشان داد که هرچند با اضافه شدن پانل‌های بنایی به سازه‌های مورد بررسی، سختی و مقاومت آن افزایش یافته و عملکرد تیرها بهبود می‌یابد؛ اما ستون‌های تحتانی، سطح عملکرد ایمنی جانی را رد نموده و بعضاً در سطح عملکرد آستانه فروریزش قرار می‌گیرند. لذا تعیین ضریب رفتار واحد ۳ برای تمام قاب‌های میان‌پر با چیدمان‌های مختلف میانقاب در طبقات، صحیح به نظر نمی‌رسد.

کلمات کلیدی: پانل میانقاب، تحلیل استاتیکی غیرخطی، ارزیابی عملکرد، قاب بتن مسلح، استاندارد ۲۸۰۰.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2024.407860.3172	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2024.407860.3172	۱۴۰۳/۰۸/۳۰	۱۴۰۲/۱۲/۲۴	۱۴۰۲/۱۲/۲۴	۱۴۰۲/۱۱/۰۶	۱۴۰۲/۰۷/۳۱
امین محب‌خواه amoheb@malayeru.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

امروزه، سازه‌های بتن مسلح، در سراسر جهان، با کاربری و استفاده‌های متنوع ساخته می‌شوند. این ساختمان‌ها هر یک دارای تعدادی قاب بتن مسلح بوده که به منظور پوشاندن دهانه‌ها و تفکیک فضای داخلی از محیط پیرامونی ساختمان، لازم است از انواع مختلف دیوار استفاده شود. دیوارهای داخلی، که جهت جداسازی فضاهای درون ساختمان بکار می‌روند، عموماً تیغه نام دارند. دیوارهای پیرامونی ساختمان، که وظیفه اصلی تعیین حدود و ثغور ساختمان را بر عهده دارند، دهانه‌های قاب‌های ساختمانی را به طور کامل پوشانیده و توسط تیرها و ستون‌های مجاور، محاط می‌شوند. به این دیوارها، میانقاب گفته می‌شود و قابی که توسط پانل میانقاب پوشیده شده‌باشد، قاب میان پر یا قاب مرکب نام دارد.

در کشور ایران، مدل‌سازی و تحلیل دیوارهای میانقاب مرسوم نبوده زیرا که این دیوارها عموماً در دسته اجزاء غیرسازه‌ای قرار گرفته و در طراحی در نظر گرفته نمی‌شوند. اخیراً در پیوست ششم آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) [۱] ذکر گردیده که جهت در نظر گرفتن آثار پانل‌های میانقاب در برابر زلزله، می‌توان با کاهش ضریب رفتار و افزایش نیروهای زلزله، سازه دارای قاب مرکب را در برابر زلزله تحلیل و طراحی نمود. توصیه استاندارد ۲۸۰۰ [۱] جهت در نظر گرفتن میانقاب‌ها در طراحی ساختمان، مدل‌سازی پانل‌های میانقاب به صورت یک عضو خرابی فشاری قطری در داخل دهانه موردنظر است. طبق این استاندارد، حداکثر تعداد طبقات ساختمان جهت در نظر گرفتن عملکرد میانقابی در قاب‌های میان پر، چهار طبقه بوده و حداقل مقاومت مورد نیاز برای مصالح بنایی، برابر ۳/۵ مگاپاسکال است. حداقل ضخامت پانل‌های میانقاب نیز باید برابر ۲۰ سانتی‌متر باشد. نادیده گرفتن پانل‌های میانقاب در فرآیند تحلیل و طراحی ساختمان‌ها، می‌تواند عواقبی نظیر خرابی درون‌صفحه‌ای یا برون‌صفحه‌ای پانل‌ها، شکست برشی ستون‌های قاب احاطه‌کننده پانل میانقاب، تشکیل ستون کوتاه در دهانه‌های میان پر دارای بازشو، ایجاد طبقه نرم معمولاً در طبقات پایین‌تر ساختمان که به علت وجود بازشوی‌های بزرگ و حذف پانل‌های میانقاب، دارای سختی کمتری نسبت به سایر طبقات می‌باشند و غیره داشته باشد [۲]. علی‌رغم بیش از شش دهه تحقیق پیرامون مدل‌سازی پانل‌های میانقاب در قاب‌های سازه‌ای، هنوز روش واحدی برای این امر مدنظر نبوده ولی عموماً پذیرفته شده‌است که می‌توان از یک تا چند دستک^۱ قطری فشاری جهت مدل‌سازی این المان‌های بنایی استفاده نمود. مشخصات مصالح این دستک‌ها مانند مصالح تشکیل‌دهنده پانل بنایی و ضخامت آنها نیز همان ضخامت دیوار بوده اما عرض دستک‌ها با استفاده از روابط مختلف قابل محاسبه است [۳]. بهترین مدل، جهت معادل‌سازی میانقاب‌های بنایی، مدل دوقیدی کریسافولی^۲ است که با وجود سادگی، قادر به پیش‌بینی اندرکنش پانل بنایی با قاب پیرامونی می‌باشد [۴]. مسئله اصلی این مقاله، بررسی اندرکنش پانل میانقاب بنایی با قاب بتن مسلح پیرامونی و تاثیرات آن بر سطوح عملکردی المان‌های مختلف سازه است. این ارزیابی، پس از اجرای تحلیل استاتیکی غیرخطی روی هر یک از قاب‌های موردنظر و بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰ سازمان برنامه و بودجه کشور) [۵] انجام پذیرفته‌است. لازم به ذکر است که کلیه قاب‌ها توسط نرم‌افزار ایتبس^۳ [۶] و بر مبنای مبحث نهم مقررات ملی ساختمان [۷] و استاندارد ۲۸۰۰ [۱] طراحی شده و سپس توسط نرم‌افزار اجزاء محدود سائزمواستراکت^۴ [۸] تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفته‌اند.

¹ Strut

² Crisafulli

³ Etabs

⁴ Seismostruct

رفتارشناسی و مدل‌سازی میانقاب‌ها

اندرکنش میانقاب و قاب پیرامونی

معمولاً پانل‌های میانقاب بنایی در سازه‌های دارای قاب میان‌پر با مصالح بنایی، تحت بار جانبی، به صورت یک دستک فشاری قطری عمل نموده و موجب افزایش چشمگیر سختی و متعاقباً تغییر احتمالی تقاضای لرزه‌ای، به علت کاهش قابل توجه زمان تناوب طبیعی سازه می‌گردد [۹]. مشارکت پانل‌های میانقاب در سختی جانبی قاب‌های مرکب، تحت بار جانبی چرخه‌ای معکوس‌شونده (مانند شرایط بارگذاری زلزله) به سرعت کاهش می‌یابد که این امر ناشی از افت سریع سختی و مقاومت و ظرفیت پایین استهلاک انرژی به دلیل شکست ترد و ناگهانی این پانل‌ها می‌باشد [۱۰]. به دلیل عدم وجود نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی کافی برای تحلیل قاب‌های میان‌پر و همچنین پارامترهای زیاد مرتبط با اندرکنش پانل بنایی با قاب پیرامونی، تاکنون یک رویکرد واحد جهت تحلیل و طراحی قاب‌های مذکور ارائه نشده‌است. اما طبق پژوهش‌های انجام‌شده، مدل‌سازی میانقاب‌های بنایی به صورت یک دستک فشاری قطری که گوشه‌های بارگذاری شده این قاب‌های مرکب را به هم متصل می‌نماید قابل قبول است [۳]. پاسخ قاب‌های میان‌پر تحت بار جانبی، شدیداً غیرخطی بوده که ناشی از اندرکنش بین پانل و قاب پیرامونی است. این امر موجب ایجاد مودهای^۵ مختلف خرابی این سیستم‌های سازه‌ای می‌شود که هر یک از این مودها، بار خرابی و ظرفیت متفاوتی را ارائه می‌نمایند. معمولاً هنگام اعمال بار جانبی، پانل میانقاب از قاب پیرامونی جدا شده و به عنوان یک دستک فشاری قطری عمل می‌کند. در نهایت، با افزایش بار، خرابی در پانل میانقاب یا قاب پیرامونی رخ می‌دهد. به طور کلی، مودهای خرابی قاب‌های میان‌پر به پنج حالت تقسیم‌بندی می‌گردد [۳]: مود خردشدگی گوشه، مود خرابی فشاری قطری، مود لغزش برشی، مود ترک‌خوردگی قطری و مود خرابی قاب. به طور کلی می‌توان بیان کرد که وجود میانقاب در سازه‌های دارای قاب مرکب، منجر به افزایش سختی و مقاومت و افزایش ظرفیت استهلاک انرژی (در صورتی که تحت چرخه‌های غیرخطی بزرگ قرار نگیرند) و کاهش شکل پذیری می‌گردد [۳].

تاثیر پانل میانقاب بر پاسخ لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح

مدت‌ها است که اثرگذاری دیوارهای میانقاب بنایی غیرمسلح در سازه‌های قابی، که در ادبیات موضوعی با عنوان دیوارهای میانقاب بنایی نیز به آن‌ها اشاره می‌گردد، بر مقاومت و سختی سازه‌های قابی دارای میانقاب اثبات شده‌است. در مناطق لرزه‌خیز، نادیده گرفتن اندرکنش قاب-پانل میانقاب، همیشه قابل اطمینان نیست، زیرا دیوارهای میانقاب، تحت بارهای جانبی، با عمل کردن به عنوان یک دستک فشاری قطری، موجب افزایش چشمگیر سختی و در نتیجه، تغییر احتمالی تقاضای لرزه‌ای، به علت کاهش قابل توجه دوره تناوب طبیعی سیستم سازه‌ای مرکب می‌شوند [۹]. از سوی دیگر، شایان ذکر است که زمانی که سازه تحت بارگذاری چرخه‌ای معکوس‌شونده قرار می‌گیرد (درست مانند سازه‌های واقعی، تحت شرایط زمین‌لرزه) و تحت تاثیر چرخه‌های غیرخطی بزرگی واقع می‌شود، سهم دیوار میانقاب در سختی جانبی قاب، تا حد زیادی کاهش می‌یابد. یافته‌های آزمایشگاهی حاکی از کاهش قابل توجه پاسخ قاب‌های دارای میانقاب، تحت بارگذاری چرخه‌ای معکوس بوده‌اند. این رفتار، ناشی از افت سریع سختی، مقاومت و ظرفیت پایین استهلاک انرژی، به علت آسیب ترد و ناگهانی دیوارهای میانقاب است [۱۰] و [۱۱]. منطق پشت‌ناده گرفته دیوارهای میانقاب در فرآیند طراحی، تا حدودی نتیجه آگاهی ناقص از رفتار مصالح نیمه‌ترد و فقدان نتایج آزمایشگاهی و تحلیلی قطعی برای مستندسازی یک روش طراحی قابل اطمینان برای این نوع سازه است. از سوی دیگر، به علت وجود پارامترهای زیاد مرتبط با اندرکنش بین پانل میانقاب و قاب پیرامونی، اگر قرار باشد دیوار میانقاب در مراحل تحلیل و طراحی در نظر گرفته شود، یک مسأله پیچیده مدل‌سازی، به همراه مودهای شکست احتمالی مطرح می‌شود که باید در طراحی ساختمان مد نظر باشد. به همین دلیل است که با وجود گذشت بیش از شش دهه از تحقیقات آزمایشگاهی گسترده، نبود اجماع و توافق برای هدایت به سمت یک رویکرد متحد به منظور طراحی سیستم‌های میانقاب، جای تعجب ندارد. با این حال، عموماً پذیرفته شده‌است که یک دیوار میانقاب، تحت بارهای جانبی، به عنوان یک دستک فشاری قطری که دو گوشه بارگذاری شده را به هم متصل

⁵ Mode

می‌سازد، عمل می‌کند. با این وجود، این موضوع، تنها برای مورد دیوارهای میانقاب، بدون باز شو بر روی قطر پانل میانقاب، صادق است. [۳]. پژوهش‌های اخیر نشان داده است که اندرکنش قوی بین یک دیوار میانقاب بنایی و قاب مجاور وجود دارد که منجر به وقوع موارد زیر می‌شود [۱۲]، [۱۳]، [۱۴]، [۱۵] و [۱۶]:

۱- رفتار قاب مرکب، نه تنها به سختی نسبی قاب و هندسه میانقاب و قاب وابسته است، بلکه تحت تأثیر شدید ویژگی‌های مربوط به مقاومت مصالح بنایی است.

۲- افزایش قابل توجه سختی کلی و ممان اینرسی درون صفحه قاب مرکب، همچنین، افزایش انرژی مستهلک شده، مشروط بر این که آن‌ها تحت چرخه‌های غیرخطی بزرگ قرار نگیرند زیرا این امر، موجب افت مقاومت و سختی می‌شود.

۳- بازتوزیع اثرات کنش‌ها و گاهی اوقات، آسیب غیرقابل پیش‌بینی در اعضای قاب.

حدود ۸۰ درصد از هزینه سازه‌ای حاصل از زلزله‌ها، به آسیب وارده به دیوارهای میانقاب و متعاقباً آسیب وارده به درها، پنجره‌ها و تأسیسات برقی و مکانیکی نسبت داده می‌شود [۱۷]. با وجود کاربرد گسترده و اهمیت اقتصادی، این سیستم، یک سیستم غیرسازه‌ای در نظر گرفته شده و در مدل‌های تحلیلی گنجانده نشده است. در رابطه با دلایل این وضعیت، می‌توان به موارد زیر اشاره نمود:

۱- پیچیدگی محاسباتی: ماهیت گسسته میانقاب بنایی و شرایط تماس متغیر در امتداد فصل مشترک (سطح تماس) آن با قاب مجاور (ساخته شده از مصالح شکل پذیر، مانند فولاد یا مصالح تُرد، نظیر بتن)، حجم محاسبات تحلیلی را افزایش می‌دهند [۳]. رفتار کامپوزیت واقعی قاب دارای میانقاب، یک مسئله پیچیده نامعین از لحاظ استاتیکی محسوب می‌شود [۱۸].

۲- عدم قطعیت‌های سازه‌ای: ویژگی‌های مکانیکی مصالح بنایی و وضعیت اتصال آن به سطح داخلی قاب، به شدت، به شرایط ساخت و ساز در محل وابسته است. [۳].

۳- رفتار غیرخطی قاب‌های میان‌پر، به شرایط فصل مشترک (یکپارچه، غیریکپارچه، وجود شکاف‌ها) بین میانقاب بنایی و قاب مجاور بستگی دارد. [۳].

رفتار قاب‌های میان‌پر

این سازه‌ها تحت بار جانبی زلزله، یک پاسخ شدیداً غیرخطی نشان می‌دهند که ناشی از اندرکنش پانل میانقاب و قاب مجاور است. این امر، منجر به بروز چندین مود شکست می‌شود که هر یک، دارای بار شکست مختلف و در نتیجه، ظرفیت نهایی و رفتار کلی متفاوت است.

در سطوح بارگذاری معمول، پانل میانقاب، از قاب مجاور جدا شده و به عنوان یک دستک فشاری قطری عمل می‌کند. با افزایش بار جانبی، در نهایت، خرابی در قاب یا میانقاب رخ می‌دهد. مود رایج شکست قاب، ناشی از کشش در ستون سمت بار جانبی، یا ناشی از برش در ستون یا تیرها (یا مفصل پلاستیک در ستون‌ها یا تیرها) است. با این حال، اگر قاب، دارای مقاومت کافی برای جلوگیری از خرابی در هر یک از این مودها باشد، افزایش بار جانبی، در نهایت، منجر به خرابی میانقاب می‌شود. در رایج‌ترین وضعیت، مقاومت در برابر بار جانبی درون صفحه که در یکی از گوشه‌های فوقانی اعمال شده است، به وسیله خرپای قطری تشکیل شده که دو انتهای قطری پانل را به متصل می‌نماید تأمین می‌گردد. اعمال تنش در میانقاب، منجر به ایجاد تنش فشاری اصلی در امتداد قطر و تنش کششی اصلی در جهت عمود بر آن می‌شود. در صورتی که میانقاب از بلوک بتنی ساخته شده باشد، شکست‌های متوالی، در ابتدا با ایجاد ترک در امتداد قطر فشاری و سپس، با خردشدگی در نزدیکی یکی از گوشه‌های بارگذاری شده، یا خردشدگی صرف، منجر به فروپاشی و تخریب خواهند شد؛ اگر میانقاب از مصالح بنایی آجری ساخته شده باشد، ممکن است احتمال دیگری، مبنی بر شکست برشی در امتداد درزهای ملات وجود داشته باشد. [۳]

بر اساس نتایج آزمایشگاهی، مودهای خرابی قاب‌های میان‌پر، به پنج گروه اصلی زیر تقسیم می‌شود. [۱۹]، [۲۰]، [۱۶]، [۲۱]، [۲۲]، [۲۳].

۱- مود خردشدگی گوشه که نشان‌دهنده خردشدگی میانقاب در حداقل یکی از گوشه‌های بارگذاری شده آن است. این مود، معمولاً با قاب‌های مرکب متشکل از یک پانل میانقاب بنایی ضعیف که توسط قابی با اتصالات ضعیف و اعضای قوی احاطه شده، مرتبط است. [۱۶]، [۲۳]، [۱۹].

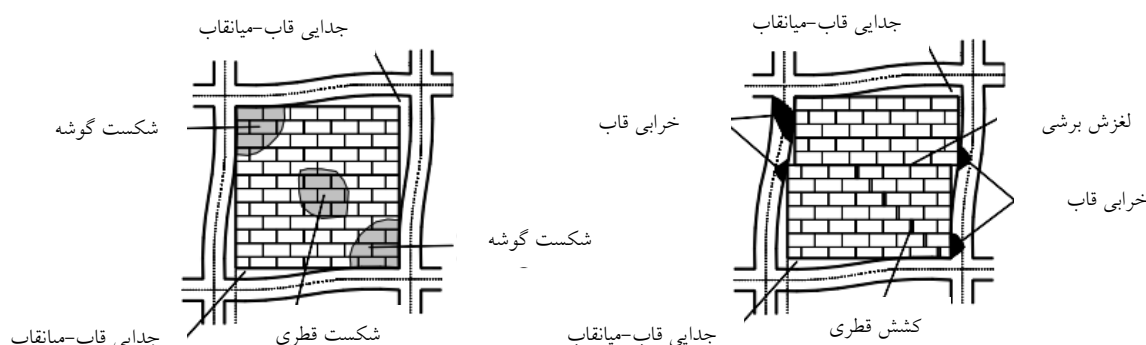
۲- مود فشاری قطری که بیانگر خردشدگی میانقاب در ناحیه مرکزی آن است. این مود مربوط به یک پانل میانقاب نسبتاً باریک است که در آن، شکست از کمانش برون‌صفحه میانقاب ناشی می‌شود [۳].

۳- مود برش لغزشی که نمایانگر شکست لغزشی- برشی افقی در سراسر درزهای افقی میانقاب بنایی است. این مود، با میانقابی با درزهای ملات ضعیف و یک قاب پیرامونی قوی مرتبط است. [۳].

۴- مود ترک خوردگی قطری که به شکل یک ترک در سراسر قطر فشاری پانل میانقاب مشاهده شده و اغلب، همزمان با شروع مود برش لغزشی رخ می‌دهد. این مود، با یک قاب ضعیف یا قابی با اتصالات ضعیف و اعضای قوی و پُر شده با یک میانقاب نسبتاً قوی مرتبط است. [۱۶]، [۱۹].

۵- مود شکست قاب که به شکل توزیع مفاصل خمیری در ستون‌ها یا اتصالات تیر به ستون مشاهده می‌شود. این مود، با یک قاب ضعیف یا قابی با اتصالات ضعیف و اعضای قوی، که با یک میانقاب نسبتاً قوی پر شده مرتبط است. [۳].

مودهای خرابی ارائه شده در فوق، در شکل ۱ قابل مشاهده است.



شکل ۱: مودهای خرابی قاب‌های میان‌پر [۳]

رویکردهای مدل‌سازی قاب‌های میان‌پر

به طور کلی، دو رویکرد متفاوت جهت مدل‌سازی قاب‌های مرکب وجود دارد:

الف - مدل‌های میکرو^۶، که قادر به مدل‌سازی رفتار سازه‌ای با جزئیات قابل توجه بوده و به مجموعه‌ای از المان‌ها نیاز دارند تا آجر، ملات، سطوح تماس بین آجر و ملات و سطوح تماس بین میانقاب و المان‌های قاب احاطه‌کننده را نشان دهند. این مدل‌ها از نظر محاسبات، بسیار حجیم و گسترده هستند و کاربرد آن‌ها در سازه‌های نسبتاً بزرگ دشوار است. لذا در این مقاله از این مدل‌ها استفاده نگردید [۲۴].

⁶ Micro models

ب - مدل‌های ماکرو^۷، این مدل‌ها عموماً میانقاب‌های بنایی را به صورت یک یا چند دستک قطری فشاری که طرفین هم‌جهت با بار جانبی را به یکدیگر متصل نموده مدل می‌کنند. این مدل‌ها در مقایسه با مدل‌های اجزاء محدود میکرو تقریبی بوده اما در عوض، پیچیدگی و حجم محاسبات مدل‌های میکرو را نداشته و از دقت قابل قبولی برخوردار هستند. اولین مدل ماکرو در سال ۱۹۵۷ توسط پولیاکوف^۸ پیشنهاد شد که در آن، پانل میانقاب بنایی توسط یک دستک قطری فشاری معادل مدل‌سازی می‌شود [۲۵]. مدل بعدی، مدل دستک معادل هولمز^۹ در سال ۱۹۶۱ ارائه گردید که جزئیات بیشتری از دستک معادل میانقاب را بیان می‌نمود؛ از جمله این که، ضخامت و جنس دستک معادل، دقیقاً مشابه ضخامت و جنس مصالح پانل بنایی و عرض دستک، برابر یک‌سوم طول قطری پانل میانقاب می‌باشد [۲۶] با انجام پژوهش‌های بیشتر، مشخص گردید که عرض دستک معادل، در محدوده ۱۰٪ تا ۲۵٪ طول قطری پانل قرار دارد [۲۷] رابطه دیگری که عرض دستک معادل را محاسبه می‌کند، توسط مینستون^{۱۰} بیان شده و از دقت مناسبی برخوردار است [۲۸] لازم به ذکر است که در مقاله حاضر نیز، از همین رابطه جهت تعیین عرض دستک معادل استفاده شده است. این رابطه در معادلات (۱) و (۲) ارائه می‌شود.

$$\lambda_h = h^4 \sqrt{\frac{E_m t \sin 2\theta}{4E_c I_c h_m}} \quad (1)$$

$$w = 0.16d_m \lambda_h^{-0.4} \quad (2)$$

در روابط فوق، پارامترهای w عرض دستک معادل، d_m طول قطری پانل میانقاب، h ارتفاع کلی قاب مرکب، E_m مدول ارتجاعی مصالح میانقاب، t ضخامت پانل میانقاب، θ زاویه دستک قطری با امتداد افق، E_c مدول ارتجاعی بتن ستون‌ها و I_c ممان اینرسی مقطع ستون‌های قاب است.

مدل‌های تک‌قیدی، قادر به محاسبه دقیق لنگرهای خمشی و نیروهای برشی در اعضای قاب پیرامونی نیستند؛ لذا با تداوم پژوهش‌ها و توسعه مدل‌ها، مدل‌هایی با چند دستک قطری فشاری ارائه شدند که پیچیدگی بیشتری نسبت به مدل‌های تک‌قیدی داشتند اما در عوض، واکنش‌های المان‌های قاب پیرامونی را بهتر و دقیق‌تر پیش‌بینی می‌نمایند. مدل‌های چندقیدی متنوعی توسط محققین ارائه گردیده که یکی از آن‌ها، مدل ماکروی کریسافولی^{۱۱} است که از دو دستک قطری فشاری موازی جهت مدل‌سازی پانل میانقاب برای بیان رفتار فشاری و یک فنر برشی به منظور ارائه رفتار برشی پانل در هر جهت تشکیل شده است. این مدل، امکان تعیین سختی جانبی و مقاومت قاب‌های مرکب را با دقت مناسبی فراهم آورده و استفاده از آن در سازه‌های بزرگ آسان است. لازم به ذکر است مساحت هر یک از دستک‌ها در این مدل، یکسان بوده و برابر است با نصف مساحت محاسبه شده از طریق رابطه مینستون [۴]. در شکل ۲ تصویر شماتیک مدل دو قیدی کریسافولی نمایش داده شده است.

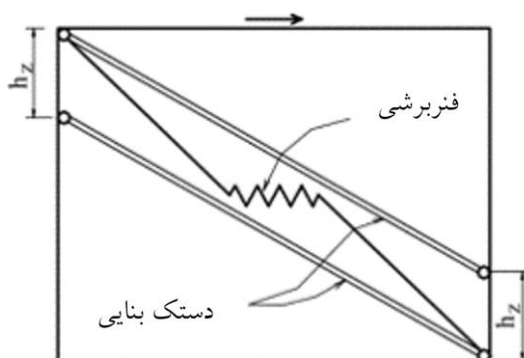
⁷ Macro models

⁸ Polyakov

⁹ Holmes

¹⁰ Mianstone

¹¹ Crisafulli



شکل ۲: مدل دوقیدی و فنر برشی کریسافولی [۴].

روش تحقیق

مشخصات طراحی قاب‌ها

در پیوست ششم استاندارد ۲۸۰۰ [۱]، ذکر گردیده که در طراحی سازه‌های بتن مسلح میان‌پر، لازم است ضریب رفتار کاهش داده شده و برابر ۳ فرض گردد و تبعاً نیروی زلزله در آن‌ها افزایش یابد. ضمناً جهت در نظر گرفتن عملکرد میانقابی، تعداد طبقات ساختمان نباید از چهار طبقه تجاوز نماید. در این پژوهش، مسأله‌ی اصلی، بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتنی میان‌پر طراحی شده طبق ضوابط این پیوست می‌باشد. در مقاله حاضر، پنج قاب بتن مسلح، مشتمل بر یک قاب بتن مسلح خالی (با شکل پذیری متوسط) و چهار قاب بتن مسلح پر شده با میانقاب‌های بنایی با چیدمان‌های مختلف میانقاب (قاب کاملاً پر شده با میانقاب، قاب پر با طبقه پیلوت خالی، قاب نیمه‌پر متقارن و قاب نیمه‌پر نامتقارن) ابتدا توسط نرم‌افزار ایتبس نسخه ۱۵.۲ [۶] و بر اساس مبحث نهم مقررات ملی ساختمان [۷] و استاندارد ۲۸۰۰ [۱] طراحی شده و سپس با استفاده نرم‌افزار اجزاء محدود سازه‌مواستراکت نسخه ۲۰۲۲ [۸] تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفته و سطوح عملکردی المان‌های مختلف این قاب‌ها بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰ سازمان برنامه و بودجه کشور) [۵] ارزیابی گردیده‌اند. جهت مدل‌سازی پانل‌های میانقاب در نرم‌افزار سازه‌مواستراکت [۸]، از مدل دوقیدی کریسافولی به همراه فنر برشی بهره گرفته شده‌است.

مشخصات مصالح قاب‌های طراحی شده در این پژوهش، مطابق جدول ۱ و جدول ۲ می‌باشد.

جدول ۱: مشخصات مصالح بتنی و بنایی قاب‌ها

نوع مصالح	مدول ارتجاعی (Mpa)	مقاومت فشاری (Mpa)	وزن مخصوص (kg/m ³)	ضریب پواسون
بتن	۲۳۵۰۰	۲۵	۲۵۰۰	۰/۲
آجر	۴۴۰۰	۸	۱۸۵۰	۰/۲
ملات	-	۱	۲۱۰۰	۰/۲

جدول ۲: مشخصات مصالح فولادی قاب‌ها

نوع مصالح	مدول ارتجاعی (Gpa)	تنش تسلیم (Mpa)	تنش نهایی (Mpa)	وزن مخصوص (kg/m ³)	ضریب پواسون
میله‌های طولی	۲۰۰	۴۰۰	۵۰۰	۷۸۵۰	۰/۳
میله‌های عرضی	۲۰۰	۳۴۰	۴۲۵	۷۸۵۰	۰/۳

تعداد و ارتفاع همه‌ی طبقات و ابعاد و تعداد دهانه‌های کلیه قاب‌های مدنظر در این مطالعه برابر بوده بدین ترتیب که، هر قاب دارای چهار طبقه با چهار دهانه به ابعاد ۵ متر و ارتفاع ۳/۲ متر می‌باشد. پیکربندی کلی قاب‌های مورد مطالعه در شکل ۳ نشان داده شده‌است.

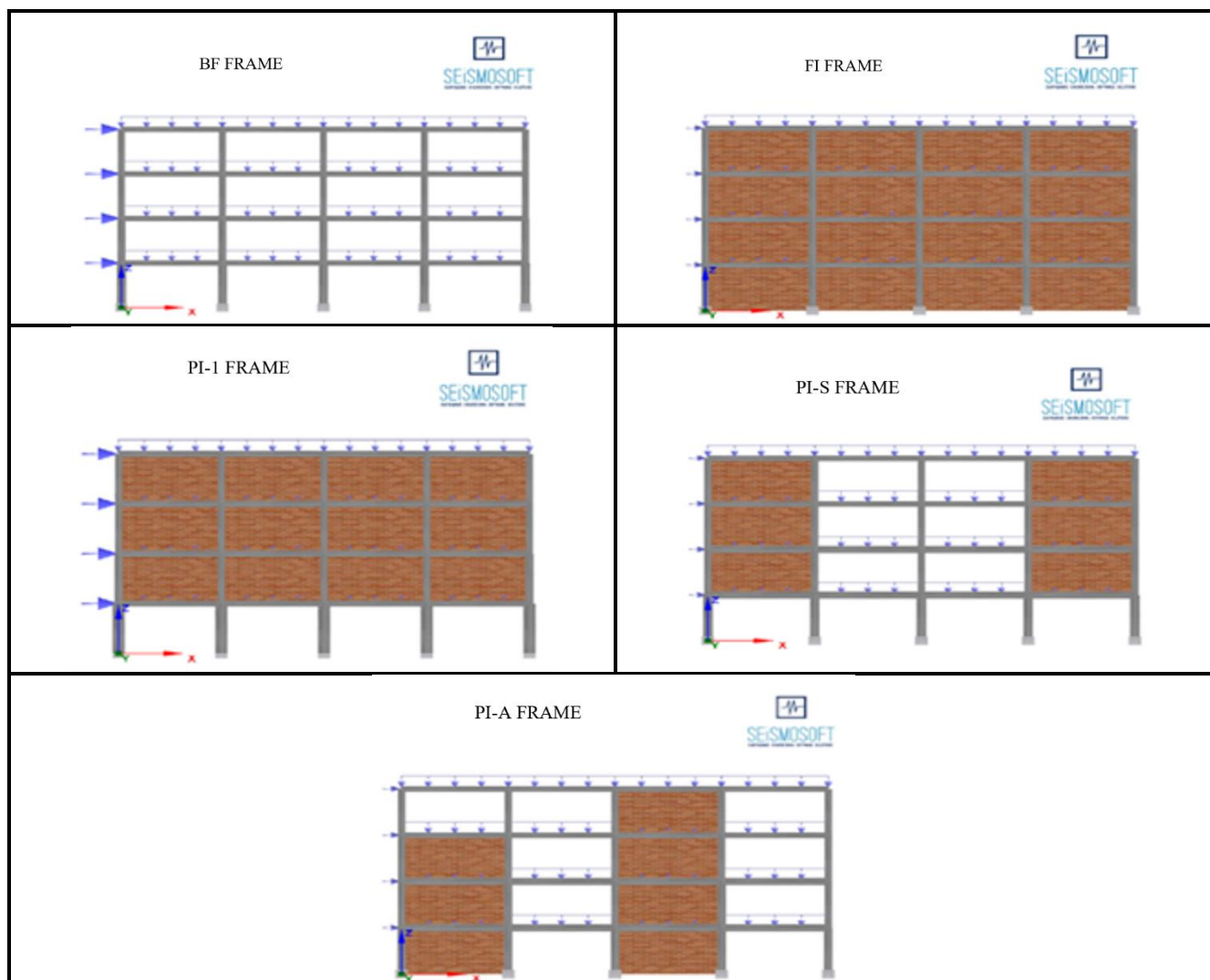


شکل ۳: پیکربندی کلی قاب‌های مورد مطالعه و نامگذاری اجزای مختلف تیر، ستون و پانل میانقاب

لازم به ذکر است که در شکل ۳، تیرها، ستون‌ها و پانل‌های میانقاب، به ترتیب، با نمادهای B، C و P و با شماره مخصوص به خود نشان داده شده تا بتوان به راحتی به هر المان خاص اشاره کرد. همان‌طور که اشاره شد، پانل‌های میانقاب در هر قاب، با چیدمان‌های مختلفی قرار گرفته‌اند تا پیکربندی‌های سازه‌ای مختلف قاب‌های مرکب جهت ارزیابی عملکردی اعضاء در مطالعه مدنظر باشند. لازم به ذکر است که در کلیه قاب‌های مورد مطالعه در این تحقیق، ضخامت پانل‌های میانقاب، بر اساس توصیه استاندارد ۲۸۰۰ [۱] برابر ۲۰ سانتی‌متر مفروض است. شایان ذکر است که در طراحی قاب خالی از ضریب رفتار ۵ و برای طراحی قاب میان‌پیر از ضریب رفتار ۳ استفاده شده‌است.

شکل و چیدمان قاب‌های میان‌پیر مورد بررسی در پژوهش، در قالب جدول ۳ ارائه می‌گردد.

جدول ۳: شکل قاب‌های مدنظر در پژوهش



جزئیات طراحی مقاطع تیرها و ستون‌ها در هر قاب، به صورت جداگانه و به ترتیب جداول ۴ تا ۸ ارائه گردیده است. لازم به ذکر است که کلیه ابعاد مقاطع بر حسب میلی‌متر می‌باشد. و ضخامت پانل‌های میانقاب، برابر ۲۰ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است.

جدول ۴: مقاطع طراحی شده برای قاب خالی BF

نام مقطع	عرض (mm)	ارتفاع (mm)	میلگرد بالا	میلگرد پایین	خاموت
B11,B14,B21,B24	300	400	5φ22	4φ16	φ12@10cm
B12,B13	300	400	5φ22	4φ18	φ12@7cm
B22,B23	300	400	5φ24	4φ20	φ12@7cm
B31,B34	300	400	5φ20	4φ16	φ12@10cm
B32,B33	300	400	5φ22	4φ20	φ12@8cm
B41,B42,B43,B44	300	400	5φ16	4φ14	φ12@20cm
C11,C12,C13,C14,C15	450	450	12φ18		φ10@10cm
C21,C22,C23,C24,C25	400	400	8φ20		φ10@10cm
C31,C32,C33,C34,C35	350	350	12φ18		φ10@10cm
C41,C42,C43,C44,C45	350	350	8φ16		φ10@10cm

جدول ۵: مقاطع طراحی شده برای قاب کاملاً پر FI

نام مقطع	عرض (mm)	ارتفاع (mm)	میلگرد بالا	میلگرد پایین	خاموت
B11,B14,B21,B24	300	400	4φ20	3φ16	φ12@8cm
B12,B13	300	400	4φ20	3φ18	φ12@6cm
B22,B23	300	400	4φ20	3φ20	φ12@6cm
B31,B34	300	400	4φ18	3φ16	φ12@9cm
B32,B33	300	400	4φ20	3φ20	φ12@7cm
B41	300	400	4φ16	3φ16	φ12@17cm
B42,B43	300	400	4φ16	3φ16	φ12@14cm
B44	300	400	4φ14	3φ14	φ12@25cm
All of Columns	350	350	8φ16		φ10@10cm

جدول ۶: مقاطع طراحی شده برای قاب کاملاً پر با پیلوت خالی PI-1

نام مقطع	عرض (mm)	ارتفاع (mm)	میلگرد بالا	میلگرد پایین	خاموت
B11,B14	300	400	5φ22	4φ16	φ12@10cm
B12,B13	300	400	5φ24	4φ18	φ12@5cm
B21,B24,B32,B33	300	400	5φ20	4φ16	φ12@5cm
B22,B23	300	400	5φ22	4φ20	φ12@5cm
B31,B34	300	400	5φ18	4φ16	φ12@5cm
B41,B44	300	400	5φ14	4φ14	φ12@15cm
B42,B43	300	400	5φ16	4φ14	φ12@10cm
C11,C15	600	600	12φ20		φ10@10cm
C12,C13,C14	600	600	12φ22		φ10@10cm

$\phi 10@10\text{cm}$	8 $\phi 20$	400	400	C21,C25
$\phi 10@10\text{cm}$	8 $\phi 16$	350	350	C22,C23,C24,C32,C33,C34,C41,C42,C43,C44,C45
$\phi 10@10\text{cm}$	12 $\phi 18$	350	350	C31,C35

جدول ۷: مقاطع طراحی شده برای قاب نیمه پر متقارن PI-S

نام مقطع	عرض (mm)	ارتفاع (mm)	میلگرد بالا	میلگرد پایین	خاموت
B11,B14	400	500	4 $\phi 20$	3 $\phi 18$	$\phi 12@7\text{cm}$
B12,B13	400	500	4 $\phi 20$	3 $\phi 18$	$\phi 12@16\text{cm}$
B21,B24	300	500	4 $\phi 20$	3 $\phi 16$	$\phi 12@8\text{cm}$
B22,B23	300	500	4 $\phi 18$	4 $\phi 16$	$\phi 12@14\text{cm}$
B31,B34	300	400	4 $\phi 20$	3 $\phi 16$	$\phi 12@8\text{cm}$
B32,B33	300	400	4 $\phi 20$	4 $\phi 20$	$\phi 12@9\text{cm}$
B41,B44	300	400	4 $\phi 16$	3 $\phi 16$	$\phi 12@16\text{cm}$
B42,B43	300	400	4 $\phi 16$	3 $\phi 16$	$\phi 12@25\text{cm}$
C11,C12,C13,C14,C15	600	600		12 $\phi 20$	$\phi 10@10\text{cm}$
C21,C22,C23,C24,C25	600	600		12 $\phi 22$	$\phi 10@10\text{cm}$
C31,C35	400	400		8 $\phi 20$	$\phi 10@10\text{cm}$
C32,C33,C34,C41,C45	350	350		8 $\phi 16$	$\phi 10@10\text{cm}$
C42,C43,C44	350	350		12 $\phi 18$	$\phi 10@10\text{cm}$

جدول ۸: مقاطع طراحی شده برای قاب نیمه پر نامتقارن PI-A

نام مقطع	عرض (mm)	ارتفاع (mm)	میلگرد بالا	میلگرد پایین	خاموت
B11	300	500	4 $\phi 20$	3 $\phi 16$	$\phi 12@10\text{cm}$
B12,B22	300	500	4 $\phi 18$	4 $\phi 16$	$\phi 12@14\text{cm}$
B13	300	500	4 $\phi 20$	3 $\phi 18$	$\phi 12@8\text{cm}$
B14	300	500	3 $\phi 20$	3 $\phi 18$	$\phi 12@20\text{cm}$
B21	300	500	4 $\phi 18$	3 $\phi 16$	$\phi 12@9\text{cm}$
B23	300	500	4 $\phi 20$	3 $\phi 16$	$\phi 12@8\text{cm}$
B24	300	500	4 $\phi 16$	3 $\phi 16$	$\phi 12@20\text{cm}$
B31	300	400	4 $\phi 20$	4 $\phi 16$	$\phi 12@7\text{cm}$
B32	300	400	4 $\phi 20$	4 $\phi 20$	$\phi 12@9\text{cm}$
B33	300	400	4 $\phi 22$	3 $\phi 18$	$\phi 12@6\text{cm}$
B34	300	400	4 $\phi 18$	3 $\phi 18$	$\phi 12@14\text{cm}$
B41,B44	300	400	4 $\phi 16$	3 $\phi 16$	$\phi 12@20\text{cm}$
B42	300	400	4 $\phi 16$	3 $\phi 16$	$\phi 12@25\text{cm}$
B43	300	400	4 $\phi 18$	3 $\phi 16$	$\phi 12@10\text{cm}$
C11,C15,C22,C24	400	400		8 $\phi 18$	$\phi 10@10\text{cm}$

نام مقطع	عرض (mm)	ارتفاع (mm)	میلگرد بالا	میلگرد پایین	خاموت
C12,C13,C14	400	400	8φ25	8φ25	φ10@10cm
C21,C23,C25,C33,C41,C42,C43,C44,C45	350	350	8φ16	8φ16	φ10@10cm
C31,C35	350	350	21φ18	21φ18	φ10@10cm
C32,C34	350	350	8φ22	8φ22	φ10@10cm

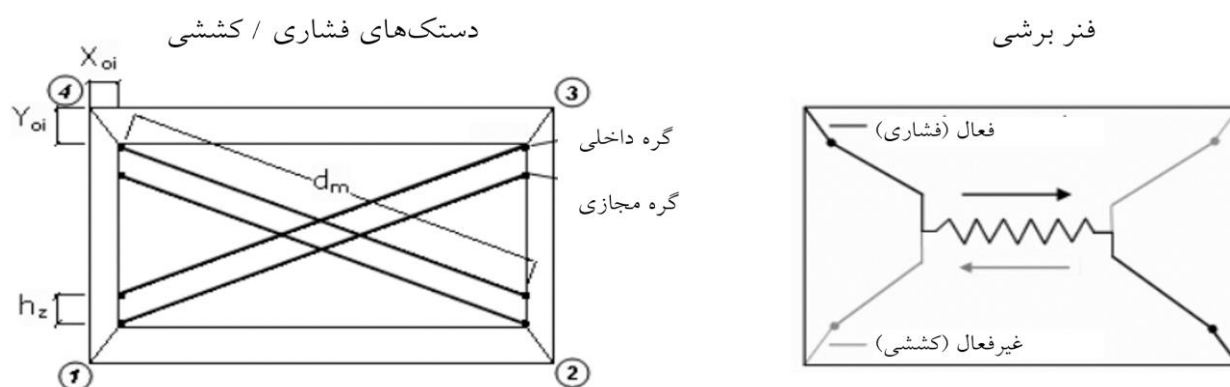
جزئیات بارگذاری ثقلی قاب‌ها جهت طراحی، در جدول ۹ آمده است. لازم به ذکر است که وزن پانل‌های میانقاب در دهانه‌های میان‌پر، در صورت لزوم در محاسبات بارگذاری ثقلی لحاظ شده و پانل‌ها به صورت یک دستک فشاری با استفاده از روابط مینستون [۲۷] در نرم‌افزار ایتبس [۶] مدل گردیده و در طراحی قاب‌های میان‌پر مدنظر بوده‌اند.

جدول ۹: بارگذاری ثقلی قاب‌های مورد مطالعه

نوع بار ثقلی	طبقه	موقعیت	مقدار (tonf/m)
بار مرده	اول تا سوم	همه دهانه‌ها	۲/۲۲۵
بار مرده	بام	همه دهانه‌ها	۲/۲
بار زنده	اول تا سوم	دهانه‌های میانی	۲/۵
بار زنده	اول تا سوم	دهانه‌های کناری	۱
بار زنده	بام	همه دهانه‌ها	۰/۷۵
بار زنده پارتیشن	اول تا سوم	دهانه‌های کناری	۰/۵

نحوه مدل‌سازی اعضای قاب میان‌پر

اجزای تیر و ستون در کلیه قاب‌ها به صورت المان‌های غیر ارتجاعی نیرو کنترل توسط المان‌های فایبر^{۱۲} در نرم‌افزار سائزمواستراکت [۸] تعریف و مدل شده‌اند. این المان، خواص غیرخطی مصالح و نیز خواص غیرخطی هندسی را در نظر می‌گیرد. وضعیت



شکل ۴: مدل دوقیدی کریسافولی جهت مدل‌سازی پانل میانقاب [۸]

تنش-کرنش مقاطع المان‌های تیر یا ستون، از طریق انتگرال پاسخ مصالح تک‌محوری غیرخطی فایبرهای منفرد که مقطع را به المان‌های ریز تقسیم می‌کنند و خواص غیر ارتجاعی را در تمام طول المان و عمق مقطع عرضی توسعه می‌دهند به دست می‌آید. این المان، خواص

¹² Fiber

غیر ارتجاعی را در امتداد تمام طول عضو سازه‌ای تحلیل می‌نماید به طوری که از یک المان برای هر عضو استفاده می‌کند و از دقت زیادی در تحلیل‌ها برخوردار است. جهت مدل‌سازی پانل‌های میانقاب، مدل دوقیدی کریسافولی به کار گرفته شده که از یک المان پانل بنایی چهارگره‌ای جهت مدل‌سازی پاسخ غیرخطی پانل میانقاب در قاب‌های میان‌پر استفاده می‌کند. این المان، دارای شش عضو بوده که شامل دو دستک فشاری و یک فنر برشی (در هر جهت) می‌باشد که این اعضاء، بسته به جهت بار جانبی، در جهت فشاری فعال می‌شوند. دستک‌های محوری، از مدل هیستریزیس^{۱۳} قید بنایی و فنر برشی از قانون هیستریزیس دوخطی ویژه استفاده می‌نماید. چهار گره داخلی جهت در نظر گرفتن نقاط واقعی تماس بین قاب و پانل میانقاب (به اندازه عرض ستون‌ها و عمق تیرها) و چهار گره مجازی با هدف دخالت دادن طول تماس بین قاب و میانقاب بنایی در مدل تعبیه گردیده‌است. این مدل، در شکل ۴ نشان داده شده‌است.

پارامترهای لازم جهت تعریف منحنی هیستریزیس دستک‌های فشاری در جدول ۱۰ ارائه گردیده‌است.

جدول ۱۰: مشخصات مدل‌سازی دستک‌های فشاری

ردیف	پارامتر	مقدار مفروض	محدوده تغییرات	مقدار حدی
۱	مدول ینگ اولیه	۴/۵ Gpa	۴۰۰-۱۰۰۰ fm	
۲	مقاومت فشاری	۸ Mpa	-	
۳	مقاومت کششی	۰	-	
۴	کرنش در تنش ماکزیمم	۰/۰۰۳	۰/۰۰۱-۰/۰۰۵	
۵	کرنش نهایی	۰/۰۲۴	-	
۶	کرنش بسته شدن ترک‌ها	۰/۰۰۳	۰۰/۰۰۳	
۷	کرنش کاهش مساحت دستک	۰/۰۰۰۶	۰/۰۰۰۳-۰/۰۰۰۸	
۸	کرنش مساحت پسماند دستک	۰/۰۰۱	۰/۰۰۰۶-۰/۰۰۱۶	
۹	فاکتور سختی باربرداری اولیه	۲	۱/۵-۲/۵	≥ 1
۱۰	فاکتور کرنش بارگذاری مجدد	۰/۲	۰/۲-۰/۴	≥ 0
۱۱	فاکتور کرنش عطف	۰/۵	۰/۱-۰/۷	
۱۲	فاکتور کرنش باربرداری کامل	۱/۷	۱/۵-۲	≥ 0
۱۳	فاکتور تنش عطف	۰/۸	۰/۵-۰/۹	
۱۴	فاکتور سختی در تنش صفر	۱		۰-۱
۱۵	فاکتور سختی بارگذاری مجدد	۱/۵		≥ 1
۱۶	فاکتور سختی باربرداری خمیری	۳		≥ 0
۱۷	فاکتور کرنش چرخه‌ای تکراری	۱/۴		≥ 0

لازم به ذکر است که منحنی هیستریزیس دستک‌های فشاری مطابق با شکل ۵ می‌باشد. پارامتر مساحت دستک فشاری برای هر دهانه با توجه به خصوصیات آن متفاوت بوده اما به طور کلی از ضرب عرض دستک‌ها (قابل محاسبه از روابط (۱) و (۲)) در ضخامت دیوار بنایی که برابر ۲۰ سانتی‌متر مفروض می‌باشد، به دست می‌آید. پارامتر طول تماس معادل (h_z) نیز برای هر دهانه از قاب‌ها با استفاده از رابطه (۱) معین می‌گردد. آفست‌های افقی و عمودی (X_{oi}) و (Y_{oi}) به ترتیب، به صورت نسبت فاصله بین گره‌های داخلی و خارجی گوشه‌های قاب مرکب (شکل ۴) به طول و ارتفاع تیر و ستون قاب به دست می‌آید.

¹³ Hysteresis

مشخصات مربوط به فنر برشی مدل کریسافولی در جدول ۱۱ ذکر شده است.

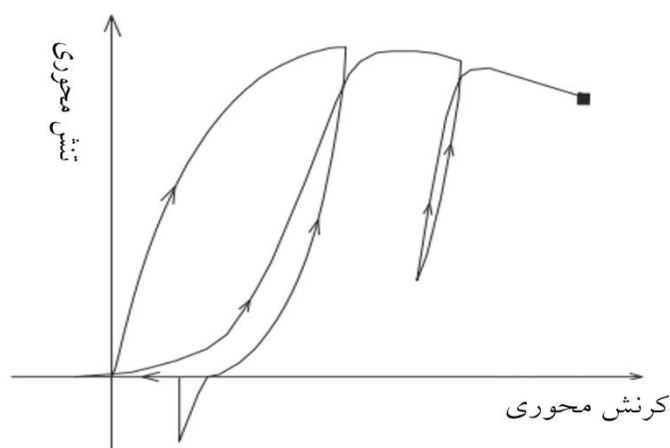
جدول ۱۱: مشخصات مدل سازی فنر برشی مدل دوقیدی کریسافولی

ردیف	پارامتر	مقدار مفروض	محدوده تغییرات
۱	مقاومت برشی چسبندگی	۰/۷ Mpa	۰/۱-۱/۵ Mpa
۲	ضریب اصطکاک	۰/۷	۰/۱-۱/۲
۳	مقاومت برشی ماکزیمم	۱ Mpa	-
۴	فاکتور کاهش برش	۱/۵	۱/۴-۱/۶۵

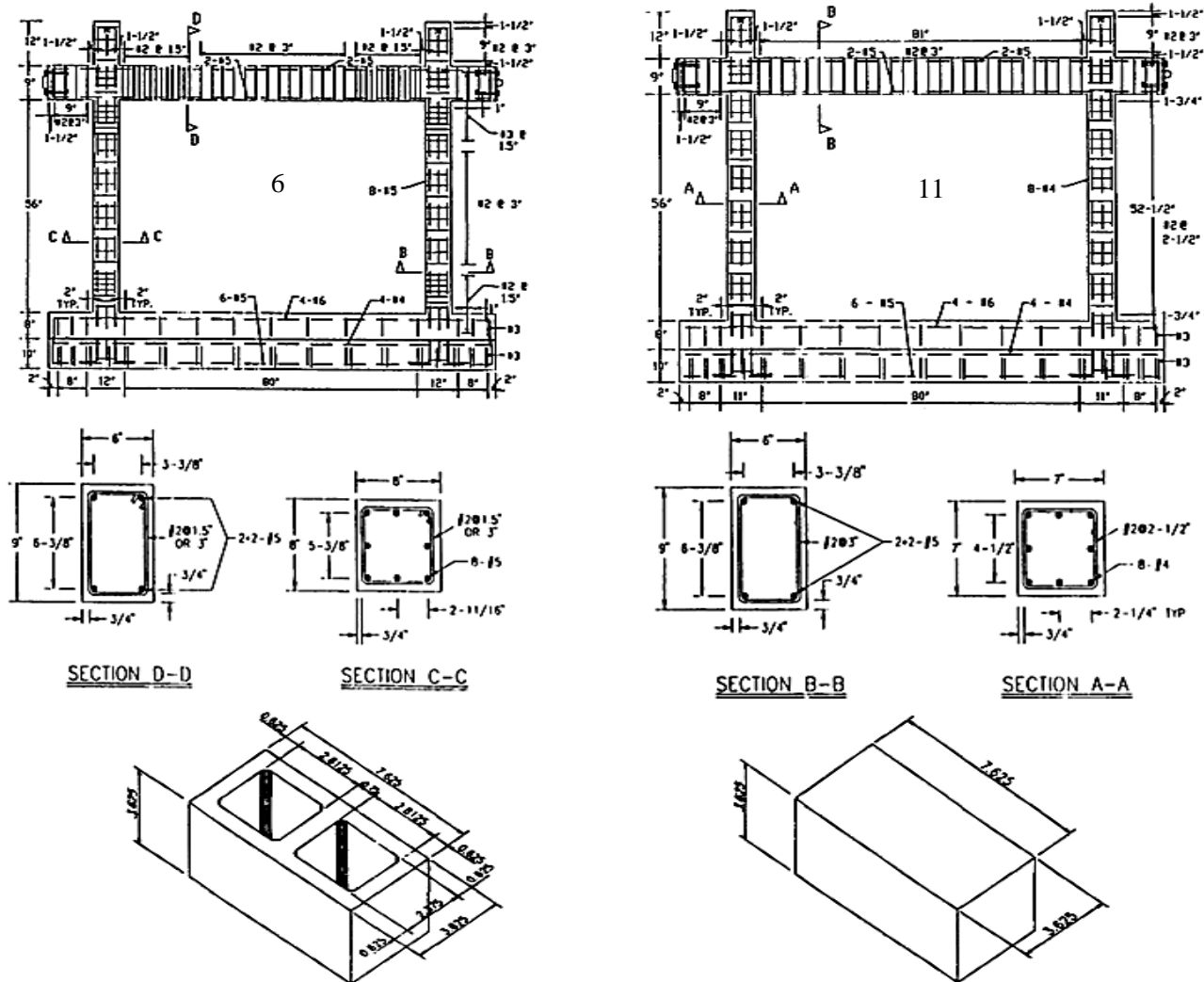
مساحت دستک‌ها در طول بارگذاری جانبی، به علت ترک خوردگی پانل و نیز کاهش طول تماس بین میانقاب و قاب پیرامونی هم‌زمان با افزایش جابجایی جانبی و متعاقباً جابجایی محوری کاهش پیدا کرده که این امر در مدل سازی نرم افزار سایزمواستراکت [۸] مدنظر می‌باشد.

صحت‌سنجی مدل‌های نرم‌افزاری

به منظور راستی‌آزمایی مدل‌های نرم‌افزاری برنامه سایزمواستراکت [۸]، لازم است داده‌های حاصل از نمونه‌های تجربی آزمایشگاهی با نتایج خروجی نرم‌افزار مقایسه گردد. بدین منظور، قاب‌های مرکب یک‌طبقه یک‌دهانه مندرج در مقاله محرابی [۲۸] توسط نرم‌افزار مذکور تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفته و تطابق مناسبی بین نتایج تجربی و تحلیلی به دست آمد. از این مقایسه نتیجه می‌شود که نرم‌افزار سایزمواستراکت [۸]، به خوبی سختی اولیه، ظرفیت باربری جانبی و نیز جابجایی متناظر با نیروی ظرفیت قاب‌های مرکب را برآورد نموده است. لذا نتایج حاصل از این برنامه معتبر خواهد بود. نحوه مدل‌سازی المان‌های تیر و ستون و نیز پانل میانقاب بنایی در برنامه، در بخش روش تحقیق به طور مفصل ارائه خواهد شد. پارامترهایی که بایستی جهت مدل‌سازی در نرم‌افزار تعریف شوند نیز در همان بخش به تفصیل ذکر می‌گردد. مشخصات هندسی نمونه‌های صحت‌سنجی در شکل ۶ ارائه شده است. دو مورد از این مقایسه‌ها (نمونه‌های ۶ و ۱۱) در این مقاله مطرح خواهد شد. مشخصات مصالح استفاده شده در نمونه‌های آزمایشگاهی در جداول ۱۲ تا ۱۴ ذکر گردیده است. لازم به ذکر است که جهت اطلاع بیشتر از جزئیات نمونه‌ها می‌توان به مرجع [۲۸] مراجعه کرد. مقایسه بین نتایج تحلیل بار افزون نرم‌افزاری و نمونه‌های آزمایشگاهی در قالب دو نمودار ارائه شده در شکل ۷ ملاحظه می‌گردد.



شکل ۵: منحنی هیستریزس دستک‌های فشاری بنایی [۳۰]



شکل ۶: مشخصات هندسی نمونه‌های صحت‌سنجی شده [۲۸]

جدول ۱۲: مشخصات مصالح بتنی و بنایی مصرفی در نمونه‌ها [۲۸]

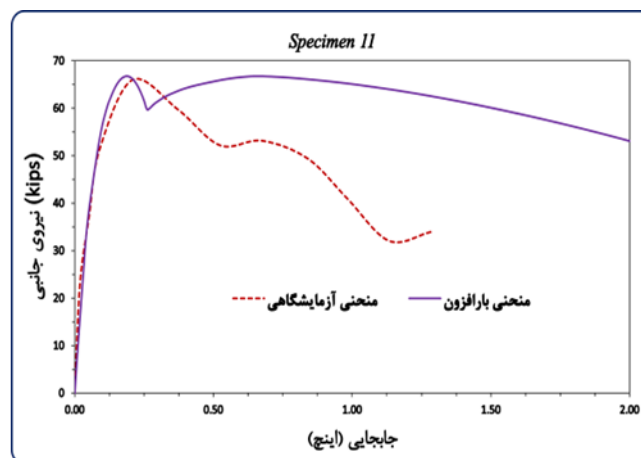
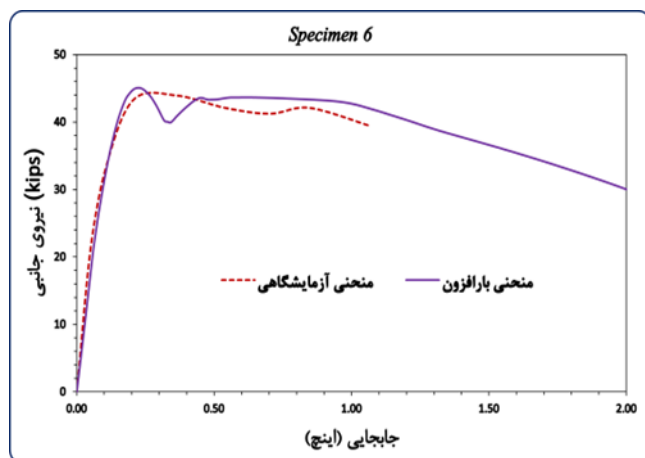
نمونه	مصالح بتنی			مصالح بنایی			آجر	ملاط
	مدول ارتجاعی Mpa	مقاومت فشاری Mpa	کرنش در تنش ماکزیمم	مقاومت فشاری Mpa	کرنش در تنش ماکزیمم	مقاومت فشاری Mpa		
۶	۱۹۸۴۳	۲۶	۰/۰۰۲۴	۱۰	۰/۰۰۳۲	۱۶	مقاومت فشاری Mpa	مقاومت فشاری Mpa
۱۱	۱۸۱۲۱	۲۶	۰/۰۰۲۸	۱۱	۰/۰۰۲۵	۱۶	مقاومت فشاری Mpa	مقاومت فشاری Mpa

جدول ۱۳: مشخصات میلگردهای استفاده شده در نمونه‌ها [۲۸]

مشخصات میلگردها				
سایز میلگرد	نوع میلگرد	قطر اسمی (mm)	تنش تسلیم (Mpa)	تنش نهایی (Mpa)
No.2	ساده	۶	۳۶۷	۴۴۹
No.4	آجدار	۱۴	۴۲۰	۶۶۱
No.5	آجدار	۱۶	۴۱۳	۶۶۱

جدول ۱۴: مشخصات مکانیکی درزهای ملات در واحدهای بنایی مورد استفاده در نمونه‌ها [۲۸]

میانگین مقاومت فشاری درزهای ملات				
نوع واحد بنایی	میانگین مقاومت فشاری ملات (Mpa)	مقاومت فشاری ماکزیمم مقاومت فشاری (Mpa)	مقاومت فشاری پسماند (Mpa)	
سوراخ‌دار	۱۵/۰۴	۰/۸۷	۰/۵۱	
توپر	۱۴/۸۴	۰/۹۱	۰/۵۷	



شکل ۷: مقایسه منحنی بار افزون نرم‌افزاری با نمونه‌های آزمایشگاهی مطرح شده در مرجع [۲۸]

محاسبه تغییر مکان هدف

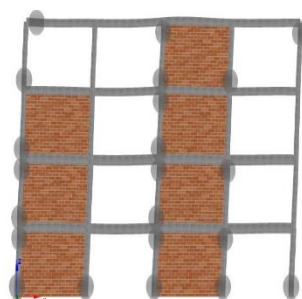
پس از اجرای تحلیل استاتیکی غیرخطی روی قاب‌های مورد مطالعه، تعیین تغییر مکان هدف امکان‌پذیر خواهد بود. با محاسبه تغییر مکان هدف، می‌توان به ارزیابی عملکرد اجزاء سازه‌ای، نظیر تیرها، ستون‌ها و پانل‌های میانقاب پرداخت. این ارزیابی مطابق روابط موجود در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰ سازمان برنامه و بودجه کشور) [۵] انجام پذیرفت. تغییر مکان هدف، از طریق رابطه ۳ قابل محاسبه است.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e}{4\pi^2} g \quad (3)$$

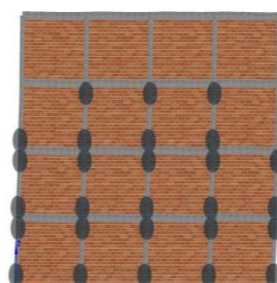
در رابطه ۳ پارامتر C_0 ضریب اصلاح برای ارتباط تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی است. پارامتر C_1 ضریب تصحیح برای اعمال تغییر مکان غیر ارتجاعی سیستم است. ضریب C_2 اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضاء سازه ای را بر تغییر مکانها به دلیل رفتار غیر ارتجاعی آنها منظور می کند. پارامتر C_3 ضریب اصلاحی برای در نظر گرفتن افزایش تغییر مکان ناشی از اثرات دینامیکی $P-\Delta$ است. T_e زمان تناوب اصلی موثر سازه بر حسب ثانیه بوده و ضریب S_a شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی موثر می باشد. پارامتر g شتاب جاذبه بوده در سیستم متریک، برابر $9/81$ متر بر مجذور ثانیه در نظر گرفته شده و در نهایت، مقادیر تغییر مکان هدف برای هر یک از قابها به طور جداگانه محاسبه شده و در جدول ۱۵ قابل مشاهده است. در جابجایی نظیر تغییر مکان هدف، نحوه تشکیل مفاصل خمیری در المانهای تیر و ستون کلیه قابهای مرکب در شکل ۸ ارائه شده است. چنانچه ملاحظه می گردد، حذف میانقاب در طبقه همکف در نمونه های PI-1 و PI-S موجب تشکیل طبقه نرم و تمرکز خسارت در این طبقه شده است. اما در نمونه های با میانقابهای ممتد در ارتفاع، مفاصل خمیری در ارتفاع قاب و در انتهای ستونها توزیع شده است.

جدول ۱۵: محاسبه تغییر مکان هدف برای قابها (بر حسب متر)

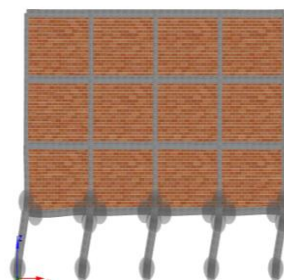
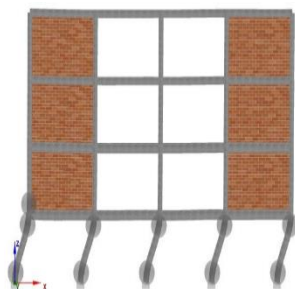
δ_t (m)	T_e (sec)	S_a (m/s ²)	C_3	C_2	C_1	C_0	قاب
۰/۴۰۶	۱/۲۹۴	۰/۷۵	۱	۱	۱	۱/۳	BF
۰/۰۵	۰/۳۶۹	۰/۷۵	۱	۱/۴۹	۱	۱/۳	FI
۰/۰۷۱	۰/۴۵۲	۰/۷۵	۱	۱/۴۲	۱	۱/۳	PI-1
۰/۱۱۶	۰/۵۷۶	۰/۷۵	۱	۱/۴۴	۱	۱/۳	PI-S
۰/۰۶۸	۰/۴۳۴	۰/۷۵	۱	۱/۴۸	۱	۱/۳	PI-A



PI-A



FI



PI-S

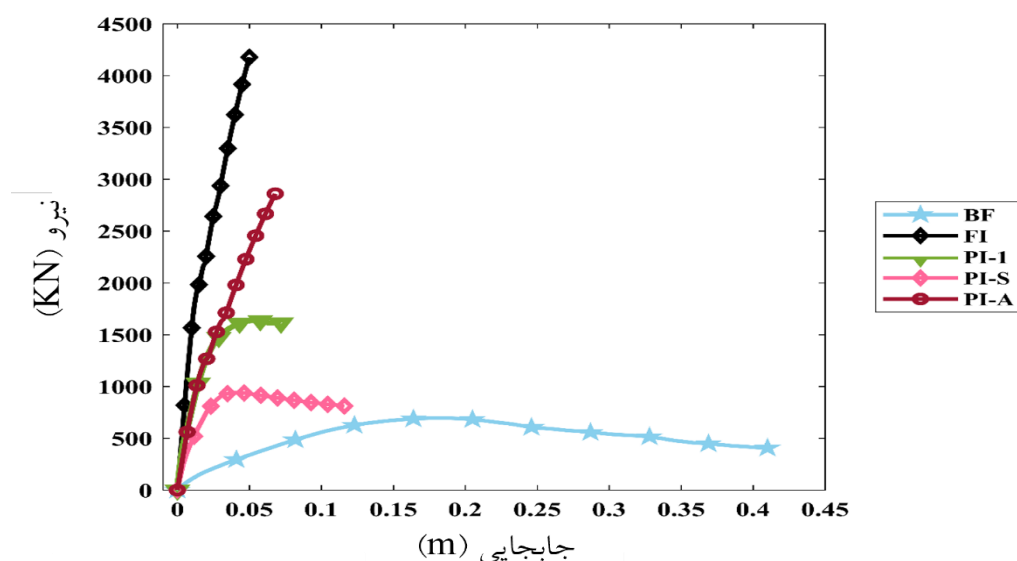
PI-1

شکل ۸: نحوه توزیع مفاصل خمیری در المان‌های تیر و ستون قاب‌های مرکب در تغییر مکان هدف

ارزیابی عملکردی اجزاء سازه‌ای قاب‌های مورد مطالعه

با محاسبه تغییر مکان هدف برای قاب‌ها، ارزیابی عملکردی اجزاء مختلف هر قاب امکان‌پذیر خواهد بود. این ارزیابی بر اساس نشریه ۳۶۰ سازمان برنامه و بودجه کشور [۵] انجام گرفته است. در این مقاله، به جهت رعایت اختصار، از ارائه جزئیات محاسبات ارزیابی عملکرد اجزاء سازه‌ای صرف نظر شده و نتایج ارزیابی به طور خلاصه نمایش داده می‌شود. به عنوان نمونه، جداول ارزیابی عملکرد اجزاء قاب PI-1 در جداول ۱۶ تا ۱۸ درج می‌گردد. سطوح عملکردی این اجزاء، مشتمل بر استفاده بی‌وقفه^{۱۴} (IO)، ایمنی جانی^{۱۵} (LS) و آستانه فروریزش^{۱۶} (CP) می‌باشد. سطح عملکرد مطلوب استاندارد ۲۸۰۰ [۱] سطح عملکرد ایمنی جانی بوده که نباید سطح عملکرد عضو از آن عبور نماید. جهت تعیین خرابی پانل‌های میانقاب بنایی، با ضرب کرنش متناظر با خردشدگی پانل در طول قطری آن، میزان فشردگی متناظر با خرابی میانقاب به دست می‌آید (در این مقاله ۰/۰۱۷ متر). هرگاه میزان فشردگی دستک‌های معادل از این مقدار تجاوز کند، به معنای این است که پانل میانقاب دچار خرابی شده است.

در پارامترهای مربوط به جداول مذکور، p و p' به ترتیب، نسبت فولاد کششی و فشاری و فشاری، ρ_{bal} نسبت آرماتور متوازن مقطع تیر، V برش تیر یا ستون، d و b_w به ترتیب، عرض و عمق مقطع تیر یا ستون، f'_c مقاومت فشاری بتن، P نیروی فشاری محوری ستون و A_g مساحت کل مقطع ستون می‌باشد. لازم به ذکر است در صورتی که در المان‌های تیر و ستون، آرماتور عرضی قادر به تأمین شرایط



شکل ۹: منحنی ظرفیت نمونه‌های قاب‌های مورد مطالعه

محصورشدگی بتن باشد، در ستون مربوطه، داخل جداول ارزیابی سطوح عملکرد اجزاء قاب، با نماد C و در غیر این صورت با نماد NC به نمایش در آمده است. اگر در محدوده مفصل خمشی خمیری در عضو، فاصله تنگ‌ها کمتر یا مساوی یک سوم عمق مقطع عضو باشد و علاوه

¹⁴ Immediate Occupancy performance

¹⁵ Life Safety performance

¹⁶ Collapse Prevention performance

بر این، برای اعضاء با نیاز شکل پذیری متوسط و زیاد، مقاومت تأمین شده توسط تنگ‌ها حداقل برابر ۷۵٪ برش طراحی باشد. در این حالت، عضو، واجد شرایط محصورشدگی بتن فرض می‌گردد. منحنی ظرفیت نمونه‌های ارائه شده در پژوهش، در قالب شکل ۹ ارائه شده است.

جدول ۱۶: ارزیابی عملکردی تیرهای قاب PI-1

$3.77 \frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	شرایط آرماتور عرضی	معیار پذیرش			سطح عملکرد	دوران	شماره تیر	طبقه
			CP	LS	IO				
۱/۷۱۴	۰/۳۲۱	NC	۰/۰۱۳۶	۰/۰۱۰۰	۰/۰۰۵۰	OVER THAN CP	۰/۰۱۷۴	B11	۱
۱/۹۴۴	۰/۳۱۴	C	۰/۰۲۱۹	۰/۰۱۳۷	۰/۰۰۶۹	IO	۰/۰۰۵۹	B12	
۱/۹۲۷	۰/۳۱۰	C	۰/۰۲۱۹	۰/۰۱۳۸	۰/۰۰۶۹	IO	۰/۰۰۶۰	B13	
۱/۶۲۶	۰/۲۶۹	NC	۰/۰۱۴۶	۰/۰۱۰۰	۰/۰۰۵۰	IO-LS	۰/۰۰۹۵	B14	
۱/۱۲۰	۰/۱۹۹	C	۰/۰۲۳۰	۰/۰۱۶۰	۰/۰۰۸۰	IO	۰/۰۰۲۱	B21	۲
۱/۳۵۰	۰/۱۷۳	C	۰/۰۲۳۳	۰/۰۱۶۵	۰/۰۰۸۳	IO	۰/۰۰۱۹	B22	
۱/۳۴۵	۰/۱۸۸	C	۰/۰۲۳۱	۰/۰۱۶۲	۰/۰۰۸۱	IO	۰/۰۰۱۶	B23	
۱/۱۸۱	۰/۲۱۰	C	۰/۰۲۲۹	۰/۰۱۵۸	۰/۰۰۷۹	IO	۰/۰۰۲۱	B24	
۰/۹۷۷	۰/۱۷۷	C	۰/۰۲۳۲	۰/۰۱۶۵	۰/۰۰۸۲	IO	۰/۰۰۰۵	B31	۳
۱/۱۲۶	۰/۲۱۰	C	۰/۰۲۲۹	۰/۰۱۵۸	۰/۰۰۷۹	IO	۰/۰۰۰۳	B32	
۱/۱۲۴	۰/۲۱۴	C	۰/۰۲۲۹	۰/۰۱۵۷	۰/۰۰۷۹	IO	۰/۰۰۰۳	B33	
۰/۹۷۶	۰/۱۴۸	C	۰/۰۲۳۵	۰/۰۱۷۰	۰/۰۰۸۵	IO	۰/۰۰۰۵	B34	
۰/۴۵۹	۰/۰۶۶	NC	۰/۰۱۸۷	۰/۰۱۰۰	۰/۰۰۵۰	IO	۰/۰۰۱۶	B41	۴
۰/۴۵۸	۰/۱۰۷	NC	۰/۰۱۷۹	۰/۰۱۰۰	۰/۰۰۵۰	IO	۰/۰۰۰۴	B42	
۰/۴۵۷	۰/۱۰۰	NC	۰/۰۱۸۰	۰/۰۱۰۰	۰/۰۰۵۰	IO	۰/۰۰۰۳	B43	
۰/۴۳۴	۰/۰۸۹	NC	۰/۰۱۸۲	۰/۰۱۰۰	۰/۰۰۵۰	IO	۰/۰۰۱۹	B44	

جدول ۱۷: ارزیابی عملکردی ستون‌های قاب PI-1

$3.77 \frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	$\frac{P}{A_g f'_c}$	شرایط آرماتور عرضی	معیار پذیرش			سطح عملکرد	دوران	شماره ستون	طبقه
			CP	LS	IO				
۰/۱۵۷	۰/۰۲۲	C	۰/۰۱۹۷۸	۰/۰۱۴۸۷	۰/۰۰۴۹۱	OVER THAN CP	۰/۰۲۰۰	C11	۱
۰/۳۱۲	۰/۱۰۷	C	۰/۰۱۸۹۳	۰/۰۱۴۳۶	۰/۰۰۴۵۷	OVER THAN CP	۰/۰۲۰۰	C12	
۰/۳۳۴	۰/۱۱۸	C	۰/۰۱۸۸۲	۰/۰۱۴۲۹	۰/۰۰۴۵۳	OVER THAN CP	۰/۰۲۰۰	C13	
۰/۳۵۹	۰/۱۰۴	C	۰/۰۱۸۹۶	۰/۰۱۴۳۸	۰/۰۰۴۵۸	OVER THAN CP	۰/۰۲۰۰	C14	
۰/۳۸۹	۰/۰۷۹	C	۰/۰۱۹۲۱	۰/۰۱۴۵۳	۰/۰۰۴۶۹	OVER THAN CP	۰/۰۲۰۰	C15	۲
۰/۰۵۹	۰/۰۱۷	C	۰/۰۰۵۹۰	۰/۰۰۴۹۰	۰/۰۰۴۹۰	OVER THAN CP	۰/۰۱۶۰	C21	
۰/۱۲۳	۰/۱۷۴	C	۰/۰۰۴۹۶	۰/۰۰۳۹۶	۰/۰۰۳۹۶	LS-CP	۰/۰۰۴۶	C22	
۰/۱۶۲	۰/۱۹۴	C	۰/۰۰۴۸۴	۰/۰۰۳۸۴	۰/۰۰۳۸۴	LS-CP	۰/۰۰۴۷	C23	
۰/۱۹۷	۰/۱۶۶	C	۰/۰۰۵۰۰	۰/۰۰۴۰۰	۰/۰۰۴۰۰	LS-CP	۰/۰۰۴۸	C24	۳
۰/۱۸۲	۰/۱۰۷	C	۰/۰۰۵۳۶	۰/۰۰۴۳۶	۰/۰۰۴۳۶	OVER THAN CP	۰/۰۰۸۴	C25	
۰/۰۰۷	۰/۰۲۴	C	۰/۰۰۵۸۶	۰/۰۰۴۸۶	۰/۰۰۴۸۶	IO	۰/۰۰۱۶	C31	
۰/۱۹۴	۰/۱۱۰	C	۰/۰۰۵۳۴	۰/۰۰۴۳۴	۰/۰۰۴۳۴	IO	۰/۰۰۲۷	C32	
۰/۲۴۱	۰/۱۱۸	C	۰/۰۰۵۲۹	۰/۰۰۴۲۹	۰/۰۰۴۲۹	IO	۰/۰۰۲۳	C33	۴
۰/۳۰۴	۰/۰۹۹	C	۰/۰۰۵۴۱	۰/۰۰۴۴۱	۰/۰۰۴۴۱	IO	۰/۰۰۲۴	C34	
۰/۲۶۲	۰/۰۶۴	C	۰/۰۰۵۶۱	۰/۰۰۴۶۱	۰/۰۰۴۶۱	IO	۰/۰۰۲۹	C35	
۰/۰۷۳	۰/۰۱۲	C	۰/۰۰۵۹۳	۰/۰۰۴۹۳	۰/۰۰۴۹۳	IO	۰/۰۰۱۸	C41	

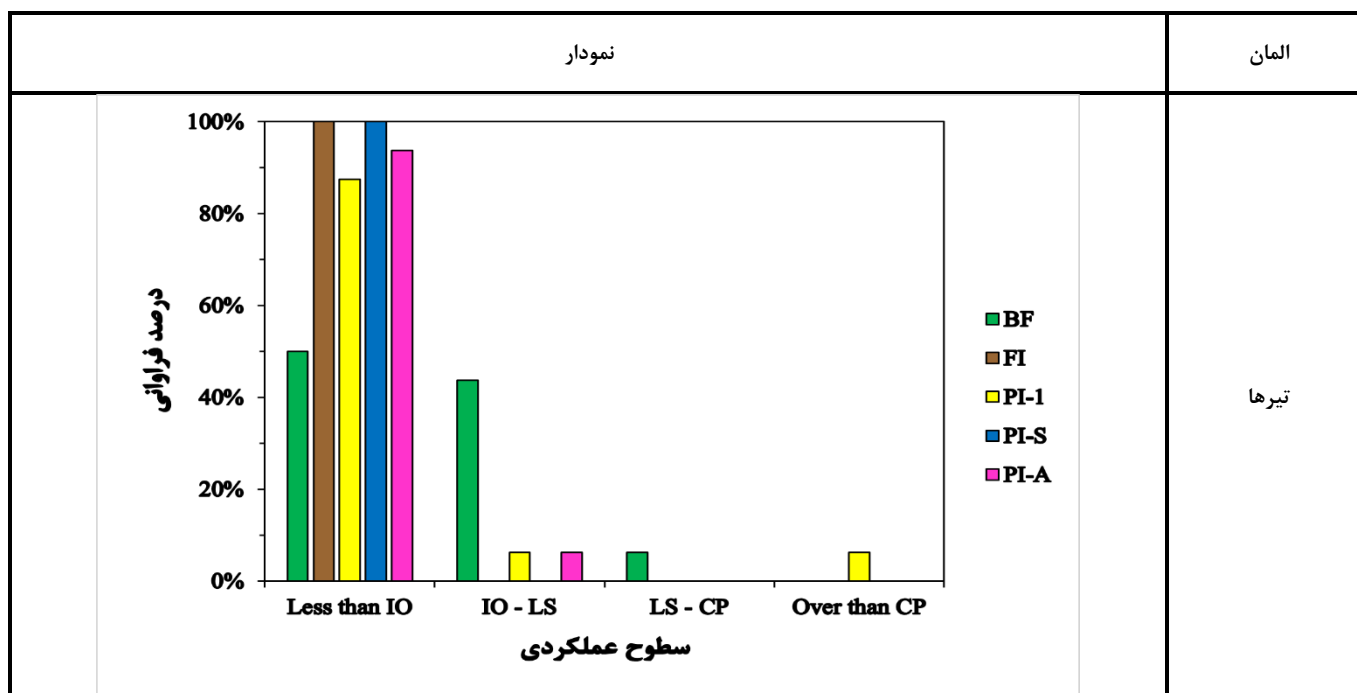
طبقه	شماره ستون	دوران	سطح عملکرد	معیار پذیرش			شرایط آرمانی عرضی	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$3.77 \frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$
				CP	LS	IO			
	C42	+/0009	IO	+/00477	+/00477	+/00577	C	+/039	+/116
	C43	+/0008	IO	+/00477	+/00477	+/00577	C	+/038	+/132
	C44	+/0008	IO	+/00480	+/00480	+/00580	C	+/033	+/182
	C45	+/0025	IO	+/00485	+/00485	+/00585	C	+/026	+/230

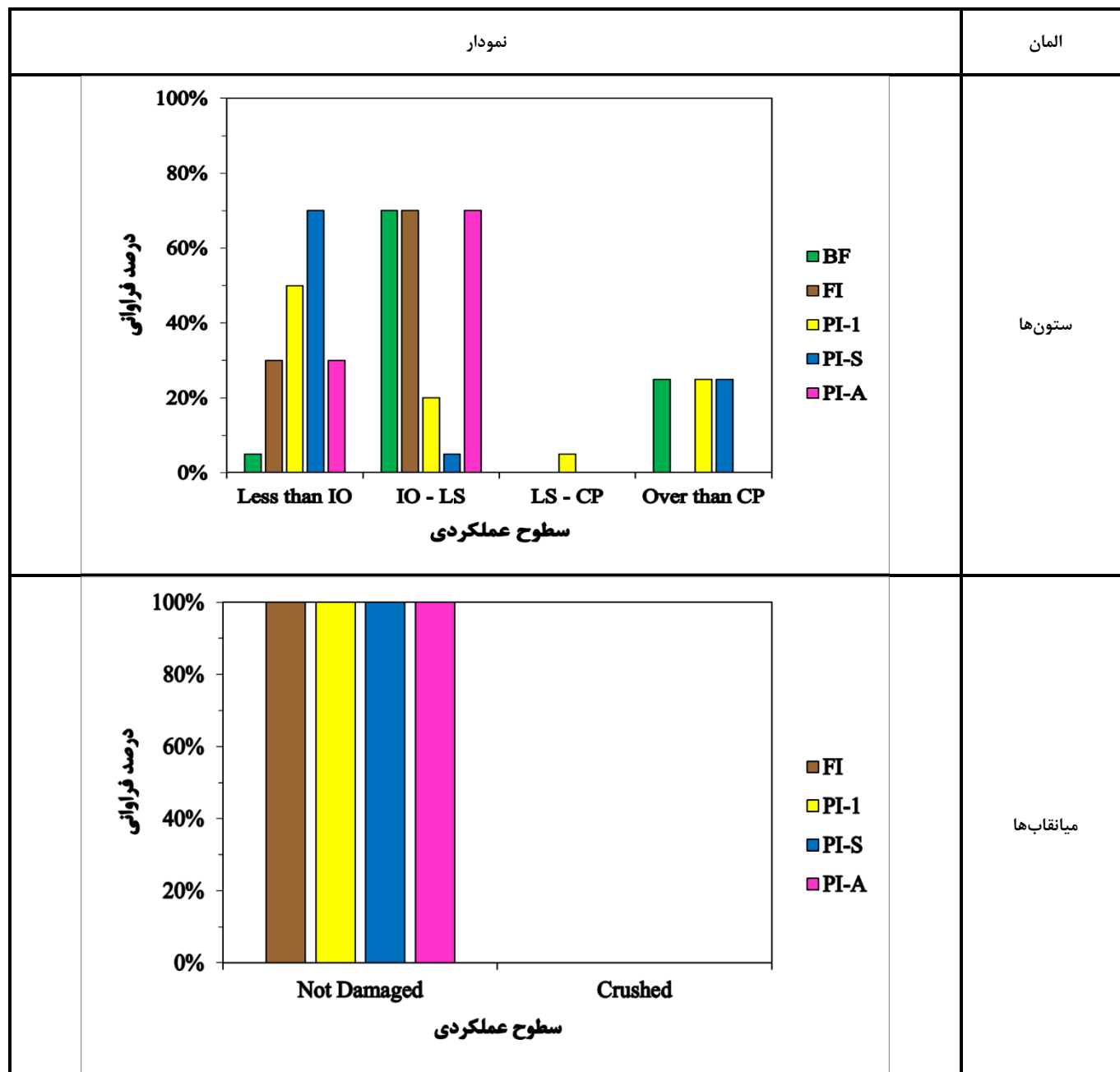
جدول ۱۸: میزان فشردگی دستک‌های معادل پانل‌های میانقاب در قاب PI-1 بر حسب متر

Strut	P21	P22	P23	P24	P31	P32	P33	P34	P41	P42	P43	P44
Strut 1	-/0018	-/0025	-/0027	-/0031	-/0016	-/0018	-/0017	-/0017	-/0007	-/001	-/001	-/0011
Strut 2	-/0017	-/0018	-/0018	-/0014	-/0021	-/0021	-/0021	-/0022	-/0011	-/0012	-/0012	-/0011

این ارزیابی عملکرد اعضاء برای کلیه قاب‌های مورد بحث، انجام پذیرفت. نتایج حاصل از ارزیابی عملکردی قاب خالی بدین نحو بود که به جز ستون‌های طبقه دوم که سطح عملکرد آستانه فروریزش را رد کردند، تیرها و ستون‌های قاب، سطح عملکرد ایمنی جانی را ارضاء نمودند. در قاب کاملاً پر، تقریباً سطح عملکرد تمامی اعضاء تیر و ستون، در محدوده استفاده بی‌وقفه و ایمنی جانی قرار گرفت و هیچ‌یک از پانل‌های میانقاب بنایی دچار خردشدگی نشدند. در قاب نیمه‌پر متقارن، در همه طبقات، به جز طبقه پیلوت که فاقد پانل‌های میانقاب است، المان‌های تیر و ستون، سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه یا بعضاً ایمنی جانی را ارضاء نمودند، اما در طبقه پیلوت، ستون‌ها سطح عملکرد آستانه فروریزش را رد کردند که این امر، مطلوب استاندارد ۲۸۰۰ [۱] نمی‌باشد. در قاب نیمه‌پر نامتقارن، سطح عملکرد تیرها و ستون‌های قاب در محدوده استفاده بی‌وقفه و ایمنی جانی قرار گرفت. شایان ذکر است که در قاب‌های نیمه‌پر نیز پانل‌های میانقاب تخریب نشدند. جهت ارائه بهتر موضوع، وضعیت سطوح عملکردی اجزاء تیر و ستون قاب‌ها بصورت درصد و نیز وضعیت خرابی پانل‌های میانقاب، در قالب نمودارهای میله‌ای در جدول ۱۹ نمایش داده شده‌است.

جدول ۱۹: وضعیت سطوح عملکردی المان‌های تیر و ستون و نیز خرابی پانل‌ها در قاب‌ها





واضح است که تمام تیرها به جز یک مورد (تیر کناری روی پیلوت در قاب (PI-1) سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه را ارضاء نموده‌اند. عملکرد مناسب تیرها در این قبیل قاب‌ها را می‌توان به تبدیل کنش خمشی به کنش خرابایی به واسطه اضافه‌شدن پانل‌های بنایی و کاهش مقدار لنگر خمشی در تیرها نسبت داد. اما در بیشتر قاب‌های مذکور مشاهده می‌شود که سطح عملکرد ستون‌ها در قاب‌های مرکب، به ویژه ستون‌های طبقات تحتانی، به دلیل نیروی فشاری اعمالی از طرف دستک قطری معادل پانل‌های بنایی، از سطح عملکرد ایمنی جانی عبور کرده و حتی بعضاً در سطح عملکرد آستانه فروریزش قرار می‌گیرد. در رابطه با عملکرد پانل‌های بنایی هم ملاحظه می‌گردد که در هیچ‌یک از پانل‌ها، در تغییر مکان هدف محاسباتی، کرنش دستک معادل قطری از کرنش خردشدگی مصالح بنایی مصرفی عبور نکرده و دچار خرابی نشده‌اند.

بحث و نتیجه‌گیری

در این مطالعه، رفتار لرزه‌ای قاب‌های میان‌پر مندرج در استاندارد ۲۸۰۰ [۱] مورد بررسی قرار گرفت. طبق این استاندارد، جهت طراحی ساختمان‌های بتن مسلح دارای میانقاب بنایی تا چهار طبقه، لازم است با کاهش ضریب رفتار به مقدار ۳، نیروهای زلزله و متعاقباً مقاومت تیرها و ستون‌ها افزایش یابد تا از آثار مخرب احتمالی پانل‌های میانقاب در هنگام بارگذاری جانبی جلوگیری به عمل آید. اهم نتایج بدست آمده از این مطالعه به شرح ذیل است:

۱- طبق این مطالعه، مشخص گردید که وجود پانل‌های میانقاب در سازه‌های بتن مسلح، هر چند موجب افزایش سختی و مقاومت جانبی قاب خالی می‌گردد، اما توزیع ناقص پانل‌ها در ارتفاع و خالی ماندن برخی دهانه‌ها و همچنین توزیع نامتقارن آن‌ها در ارتفاع، می‌تواند موجب تردشکنی و کاهش شکل پذیری قاب‌ها گردد این در حالی است که در روش پیشنهادی طراحی قاب‌های مرکب در پیوست ششم استاندارد ۲۸۰۰ [۱] به این موضوع پرداخته نشده و صرفاً به افزایش برش پایه طراحی آن‌ها بسنده شده‌است.

۲- در این قاب‌ها، به علت تبدیل کنش خمشی به کنش خرابایی، تیرها سطح عملکرد ایمنی جانی را ارضاء نموده‌اند. اما ستون‌ها به ویژه ستون‌های طبقات تحتانی، به دلیل نیروی فشاری اعمالی از جانب دستک‌های قطری معادل میانقاب، از سطح عملکرد ایمنی جانی عبور کرده و بعضاً حتی در سطح عملکرد آستانه فروریزش یا فراتر از آن قرار گرفته‌اند.

۳- می‌توان نتیجه گرفت که وضعیت عملکردی قاب بتن مسلح میان‌پر پیشنهادی در پیوست ششم استاندارد ۲۸۰۰ [۱] با چیدمان‌های مختلف پانل‌های میانقاب، با رفتار عملکردی قاب خالی بتن مسلح متفاوت است؛ لذا نمی‌توان این نوع سیستم سازه‌ای مرکب را جایگزین سیستم قاب خمشی بتنی با شکل پذیری متوسط با ضریب رفتار ۵ نمود.

۴- صرفاً در نظر گرفتن ضریب رفتار برابر ۳ برای سیستم‌های قاب بتن مسلح مرکب با هر نوع چیدمان پانل‌های میانقاب در دهانه‌ها و افزایش نیروی جانبی زلزله جهت طراحی اعضاء آن‌ها، لزوماً منجر به طرح یک سازه ایمن با عملکرد مطلوب (ارضاء سطح عملکرد ایمنی جانی) نمی‌گردد.

شایان ذکر است که نتایج فوق از بررسی قاب‌های بتنی دویعدی دارای میانقاب با چند نوع چیدمان مشخص بدست آمده است و قابل تعمیم به رفتار قاب‌های سه‌بعدی دارای میانقاب نیست. بنابراین، لازم است این موضوع بصورت سه بعدی هم بررسی شود تا شناخت جامع‌تری از رفتار قاب‌های میان‌پر پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ بدست آید.

منابع و مراجع

- [۱] Iranian National Standards Organization, Building and Housing Research Center. (2014). *Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings*: Standard no. 2800 (4th ed.). Tehran: Author.
- [۲] Vahidi, E. K., & Malekabadi, M. M. (2009). Conceptual investigation of shortcolumns and masonry infill frames effect in the earthquakes. *International Journal of Civil and Environmental Engineering*, 3 (11) , 472-477.
- [۳] Asteris, P. G., Antoniou, S., Sophianopoulos, D. S., & Chrysostomou, C. Z. (2011). Mathematical macromodeling of infilled frames: state of the art. *Journal of structural engineering*, 137 (12) , 1508-1517.
- [۴] Crisafulli, F. J. & Carr, A. J. (2007). Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures. *Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering*, 40 (2) , 69-77.
- [۵] Organization of Planning and Budgeting of Iran. (2019). *Seismic retrofitting guidelines for existing buildings*. Tehran: Author.
- [۶] ETABS theory manual., (2015). Version 15.2.2. Copyright Computers and Structures, Inc
- [۷] Ministry of Roads and Urban Development. (2019). *Iranian national building code chapter 9: Design and construction of reinforced concrete structures*. Tehran: Author.

- [۸] SeismoStruct user manual., (2022). Version 2022 Release 4- Build 1. Copyright Seismosoft, Ltd.
- [۹] El-Dakhakhni, W., Hamid, A., Hakam, Z., & Elgaaly, M. (2006). Hazard mitigation and strengthening of unreinforced masonry walls using composites. *Composite Structures*, 73 (4) , 458-477.
- [۱۰] Paulay, T., & Priestley, M. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings* (Vol. 768). Wiley New York.
- [۱۱] Vintzeleou, E., & Tassios, T. (1989). Seismic behaviour and design of infilled RC frames. *European Earthquake Engineering*, 3 (2) , 22-28.
- [۱۲] Dolšek, M., & Fajfar, P. (2008). The effect of masonry infills on the seismic response of a four-storey reinforced concrete frame-a deterministic assessment. *Engineering Structures*, 30 (7) , 1991-2001.
- [۱۳] Hashemi, A., & Mosalam, K. M. (2006). Shake?table experiment on reinforced concrete structure containing masonry infill wall. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 35 (14) , 1827-1852.
- [۱۴] Moghaddam, H. A., & Dowling, P. J. (1987). *The state of the art in infilled frames*. Imperial College of Science and Technology, Civil Engineering Department.
- [۱۵] Rodrigues, H., Varum, H., & Costa, A. (2008). A non-linear masonry infill macro-model to represent the global behaviour of buildings under cyclic loading. *International Journal of Mechanics and Materials in Design*, 4 (2) , 123-135.
- [۱۶] Žarnić, R., Gostič, S., Crewe, A. J., & Taylor, C. A. (2001). Shaking table tests of 1: 4 reduced?scale models of masonry infilled reinforced concrete frame buildings. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 30 (6) , 819-834.
- [۱۷] Tiedeman, H. (1980). A statistical evaluation of the importance of non-structural damage to buildings. Proc., 7th World Conf. on Earthquake Engineering,
- [۱۸] Smith, B. S. (1962). Lateral stiffness of infilled frames. *Journal of the structural division*, 88 (6) , 183-199.
- [۱۹] El-Dakhakhni, W. W. (2002). *Experimental and analytical seismic evaluation of concrete masonry-infilled steel frames retrofitted using GFRP laminates*. Drexel University.
- [۲۰] Wood, R. H., & BRS. (1958). The stability of tall buildings. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 11 (1) , 69-102.
- [۲۱] Mainstone, R. (1962). Discussion on steel frames with brickwork and concrete infilling. *Proc., Instn. Civ. Engrs*, 23, 94-99.
- [۲۲] Liauw, T., & Kwan, K. (1983). PLASTIC THEORY OF NON INTEGRAL INFILLED FRAMES. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 75 (3) , 379-396.
- [۲۳] Ghosh, A. K., & Amde, A. M. (2002). Finite element analysis of infilled frames. *Journal of structural engineering*, 128 (7) , 881-889.
- [۲۴] Rodrigues, H., Varum, H., & Costa, A. (2010). Simplified macro-model for infill masonry panels. *Journal of Earthquake Engineering*, 14 (3) , 390-416..
- [۲۵] Polyakov, S. V. (1957). *Masonry in Framed Buildings. An Investigation into the Strength and Stiffness of Masonry Infilling*.
- [۲۶] Holmes, M. (1961). Steel frames with brickwork and concrete infilling. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 19 (4) , 473-478.
- [۲۷] Mainstone, R. J. (1974). Supplementary note on the stiffness and strengths of infilled frames. *Building Research Station*.
- [۲۸] Mehrabi, A. B., Benson Shing, P., Schuller, M. P., & Noland, J. L. (1996). Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames. *Journal of structural engineering*, 122 (3) , 228-237.