

## ارزیابی عملکرد قاب‌های بتنی مقاوم‌شده با میانقاب‌های بتنی دارای بازشو

ایرج محمودزاده کنی<sup>۱\*</sup>، محمد خان محمدی<sup>۲</sup>، محمد محمدی اصل<sup>۳</sup> و محمد مهدی قریب<sup>۳</sup>

<sup>۱</sup>استاد دانشکده مهندسی عمران - پردیس دانشکده‌های فنی - دانشگاه تهران

<sup>۲</sup>استادیار دانشکده مهندسی عمران - پردیس دانشکده‌های فنی - دانشگاه تهران

<sup>۳</sup>دانش‌آموخته کارشناسی ارشد سازه - دانشکده مهندسی عمران - پردیس دانشکده‌های فنی - دانشگاه تهران

( / / ) ( / / ) ( / / )

### چکیده

یکی از روش‌های متداول مقاوم‌سازی ساختمان‌های بتن مسلح، اضافه کردن میانقاب‌های بتنی درجا است. در زمان مقاوم‌سازی این ساختمان‌ها، قرارگرفتن بازشوه‌های در و یا پنجره در محل میانقاب، اجتناب‌ناپذیر خواهد بود. در این مقاله ابتدا میانقاب‌های دارای بازشویی که تحت بارگذاری چرخه‌ای آزمایش شده بودند، به کمک برنامه کامپیوتری PERFORM-3D مدل می‌شوند. پس از تایید المان استفاده شده و خصوصیات رفتاری در نظر گرفته شده برای آن، اثر این نوع میانقاب‌ها بر رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح بررسی شده است. نتایج این بررسی‌ها نشان می‌دهد که افزودن میانقاب به قاب‌های بتنی، سختی و مقاومت آن‌ها را بطور قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌دهد. همچنین مشخص شده است که حالات مختلف قرارگیری بازشوها در نحوه رفتار قاب‌ها، اثرات قابل توجهی دارد. یکی از قاب‌ها، که شامل میانقاب‌هایی است که بازشوی آن‌ها در وسط دهانه و در کل ارتفاع طبقه قرار دارد، نسبت به سایر قاب‌ها که دارای میانقاب‌هایی با طول مشابه هستند ولی بازشوه‌های آنها در کنار ستون قرار دارد، سختی، مقاومت و شکل‌پذیری بهتری نشان داده است.

**واژه‌های کلیدی:** میانقاب‌های بتنی دارای بازشو، مقاوم‌سازی، رفتار لرزه‌ای، تحلیل بارافزون، قاب‌های بتنی

### مقدمه

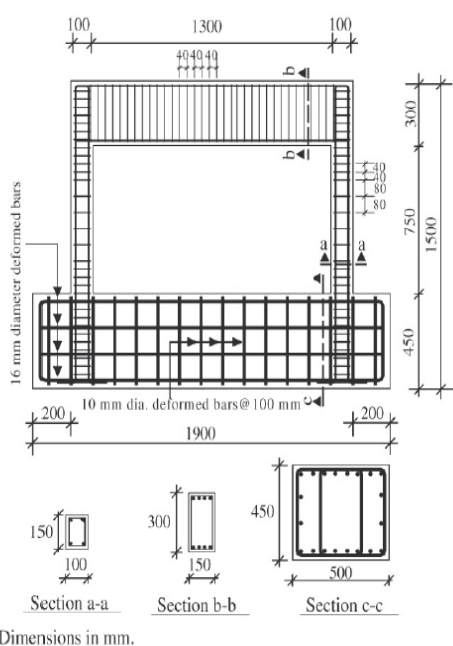
باشد. اما در تعداد زیادی از حالات، اضافه کردن دیوار برشی جدید به سازه می‌تواند مشکلات جدی اجرایی و همچنین معماری به‌وجود آورد. به‌نظر می‌رسد راه‌حل ساده‌تر و اجرایی‌تر که نیازها و محدودیت‌های معماری را نیز برطرف می‌کند، اضافه کردن میانقاب‌های بتن مسلح به قاب‌های موجود باشد. در تصمیم‌گیری در مورد محل قرارگیری میانقاب‌ها، علاوه بر توجه به نیازهای سازه‌ای، می‌توان به الزامات و محدودیت‌های معماری نیز توجه داشت.

در مطالعات گذشته که به قاب‌های تقویت شده با میانقاب پرداخته شده است، انواع مختلفی از میانقاب‌های بتنی و نحوه‌ی چیدمان آن‌ها در سازه بررسی شده است. علاوه بر این، انواع مختلفی از اتصالات میانقاب‌ها به قاب، مانند برشگیرها، پیچ‌ها و ... نیز مورد مطالعه قرار گرفته‌اند. از جمله مطالعات انجام شده در این زمینه می‌توان به مطالعات آلتین [۱] با عنوان "مقاوم‌سازی قاب‌های بتن مسلح با میانقاب‌های بتن مسلح" که در سال ۱۹۹۶ به عنوان رساله دکترا در دانشگاه Middle East ارائه شده است، اشاره کرد. از دیگر مطالعات انجام شده، می‌توان به مقاله شماره ۱۸۹۶ از یازدهمین کنفرانس WCEE در

مقاوم‌سازی ساختمان‌های بتن مسلح برای مقابله با نیروهای لرزه‌ای یکی از مسائل مهم مهندسی عمران به‌شمار می‌رود. بسیاری از ساختمان‌های موجود، زمانی طراحی و اجرا شده‌اند که مبانی و مفاهیم طراحی لرزه‌ای به خوبی شناخته شده نبوده است، لذا این ساختمان‌ها، دارای مقاومت، سختی و شکل‌پذیری کافی برای پاسخ به نیازهای لرزه‌ای نیستند. روش‌های مختلف مقاوم‌سازی، مانند اضافه کردن میانقاب‌های بتنی، اضافه کردن دیوارهای بتنی پیش‌ساخته، استفاده از بادبندهای فلزی و همچنین جاکت کردن تیرها و ستون‌ها، و یا ترکیبی از آن‌ها برای این نوع ساختمان‌ها مورد استفاده قرار می‌گیرد. هدف اساسی این روش‌ها، افزایش مقاومت، سختی و شکل‌پذیری در سطح اعضا و یا در کل سازه می‌باشد. اگر تعداد اعضایی که قرار است تقویت شوند، محدود باشند و نیازهای تغییرشکل کلی سازه نیز برآورده شده باشند، مقاوم‌سازی در سطح اعضا می‌تواند مفید باشد. ولی در ساختمان‌هایی که مشکل سختی و مقاومت دارند، مقاوم‌سازی در سطح اعضا مناسب و کافی نیست، در چنین مواردی افزایش سختی جانبی سازه با اضافه کردن دیوار برشی به سیستم سازه، می‌تواند یک پیشنهاد خوب

به مقاومت حداکثر قاب مرکب، لغزش‌های کلی در سطح اتصال مشاهده نخواهد شد.

بنابراین، علی‌رغم مطالعات انجام شده، هنوز در ادبیات فنی و دستورالعمل‌های موجود، مشخصه‌های رفتاری برای این نوع میانقاب‌ها، جهت استفاده در مدل‌سازی‌هایی که در ارزیابی ساختمان‌های موجود استفاده می‌شود، وجود ندارد. بنابراین، بررسی دقیق رفتار این نوع میانقاب‌ها و ارائه مدل رفتاری برای مدل‌سازی آن‌ها در برنامه‌های رایج تحلیل غیرخطی، اجتناب‌ناپذیر است. لذا در این تحقیق، میانقاب‌هایی که تحت بارگذاری چرخه‌ای آزمایش شده‌اند، به کمک نرم‌افزار تحلیل غیر خطی PERFORM-3D مدل‌سازی می‌شوند و ضمن مقایسه نتایج آزمایشگاهی با نتایج حاصل از تحلیل، دقت مدل و فرضیات در نظر گرفته شده برای تعیین خصوصیات رفتاری المان‌ها ارزیابی می‌گردد. با استفاده از نتایجی که از تایید مدل و خصوصیات رفتاری المان‌ها به دست می‌آید، اثر افزودن این میانقاب‌ها به قاب کناری یک ساختمان پنج طبقه، که به عنوان تیپ ساختمان‌های متداول اجرا شده در شهر تهران انتخاب شده است، مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. ابعاد اعضا و خصوصیات مصالح این ساختمان، بر اساس برداشت‌های میدانی که از ساختمان‌های اجرا شده و یا در حال ساخت شهر تهران صورت گرفته، تعیین شده است [7].



شکل ۱: ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری قاب بدون میانقاب [A].

سال ۱۹۹۶ که توسط فان و لیو [۲]، با عنوان "روش‌های مقاوم‌سازی برای قاب‌های بتن مسلح سبک" ارائه شده‌است، نیز اشاره کرد. آنچه که مسلم است این است که این میانقاب‌ها رفتار قاب‌های بتن مسلح را تحت بارگذاری جانبی به مقدار قابل توجهی بهبود می‌دهند. بررسی امکان‌سنجی این میانقاب‌ها در روش‌های مختلف بهسازی لرزه‌ای نیز انجام شده‌است. میلر و ریولی [۳] این روش را در مدل‌سازی و بهسازی لرزه‌ای هتل تاریخی Utah استفاده کردند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که اگر به تعداد کافی و در محل مناسب از این میانقاب‌ها استفاده شود، نه تنها سختی جانبی سازه به مقدار زیادی افزایش می‌یابد، بلکه از جذب نیروی جانبی زیاد توسط سازه موجود نیز جلوگیری می‌شود.

اکثر مطالعات آزمایشگاهی انجام شده با فرض پر بودن کامل قاب بدون میانقاب با میانقاب انجام شده‌است. اما گاهی میانقاب‌های بتنی به خاطر محدودیت‌های معماری مانند در و پنجره، تمامی فضای خالی قاب را پر نمی‌کنند. در گذشته مطالعاتی در زمینه رفتار دیوارهای بتنی پیش‌ساخته و دیوارهای برشی لاغر با یک بازشو تحت بارهای جانبی انجام شده‌است که از آن جمله می‌توان به مطالعات تیلور، کوت و والاس [۴] با عنوان "طراحی دیوارهای بتن مسلح لاغر دارای بازشو" اشاره کرد. از سایر مطالعات انجام شده در این زمینه می‌توان به مطالعات کاتو و اوتانی [۵] با عنوان "طراحی لرزه‌ای دیوارهای برشی با یک بازشو" اشاره کرد.

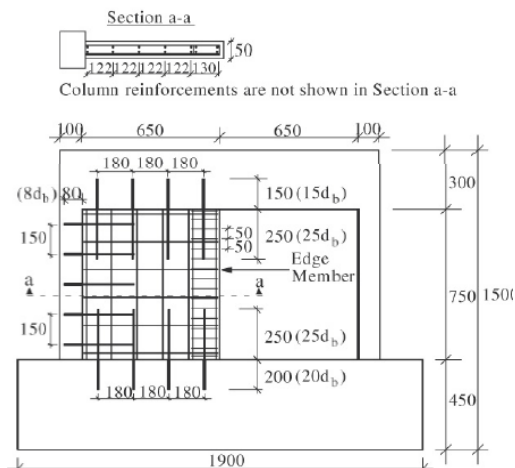
تا قبل از سال ۲۰۰۲، هیچ‌گونه مطالعه‌ی آزمایشگاهی در زمینه عملکرد میانقاب‌های بتن مسلح دارای بازشو در ادبیات فنی وجود نداشت. از معدود کارهای انجام شده در این زمینه می‌توان به رساله‌ی دکتر با عنوان "مقاوم‌سازی قاب‌های بتنی پر شده با میانقاب‌های بتن مسلح دارای بازشو" که توسط آنیل [۶] در سال ۲۰۰۲ انجام شده‌است، اشاره کرد. در این تحقیق، با بررسی آزمایشگاهی، نمونه قاب مقاوم‌شده با میانقاب‌های بتنی دارای بازشو، نتایج زیر حاصل شده‌است:

۱- استفاده از المان‌های لبه در کناره‌های بازشوها، از گسترش ترک‌های برشی در کناره بازشو و همچنین از مودهای غیرمنتظره شکست جلوگیری می‌کند.

۲- اگر میانقاب با درصد آرماتوری برابر با آرماتور مسلح کننده میانقاب به قاب متصل شود، تا زمان رسیدن

## توصیف آزمایش انجام شده

در آزمایشی که به منظور مطالعه در مورد میانقاب‌های بتنی دارای بازشو، توسط آنیل و آلتین [۸] در آزمایشگاه دانشگاه گازی آنکارا آلتین صورت گرفت، تعداد نه نمونه قاب یک طبقه‌ی یک دهانه با مقیاس ۱:۳ ساخته شد و مورد مطالعه قرار گرفت. نمونه‌های این آزمایش شامل یک قاب بدون میانقاب و هشت نمونه قاب دارای میانقاب بودند. هندسه قاب تمام نمونه‌ها یکسان بوده و مشخصات آن در شکل (۱) نشان داده شده‌است.



شکل ۲: جزئیات میانقاب‌ها و نحوه اتصال آن به قاب اصلی [۸].

ضخامت تمامی میانقاب‌های به کاررفته ۵۰ میلی‌متر بوده و از دو شبکه آرماتور ساده با قطر شش میلی‌متر و به فاصله ۱۲۲ میلی‌متر، در دو طرف دیوار برای تسلیح آن استفاده شده‌است. در اطراف بازشوه‌های این میانقاب‌ها از المان‌های لبه استفاده شده‌است. همان‌طور که در شکل (۲) نشان داده شده‌است، عرض این المان‌ها ۱۳۰ میلی‌متر و ضخامت آن‌ها برابر ضخامت میانقاب‌ها یعنی ۵۰ میلی‌متر است. چهار عدد از آرماتورهای انتهایی میانقاب‌ها به‌عنوان آرماتورهای طولی و آرماتورهایی به قطر شش میلی‌متر و فواصل ۵۰ میلی‌متر به‌عنوان خاموت استفاده شده‌اند. اتصال بین قاب و میانقاب با استفاده از آرماتورهایی با قطر ۱۰ میلی‌متر و فواصل ۱۸۰ میلی‌متر که در سطح داخلی قاب کار گذاشته شده‌اند، جهت امکان انتقال کامل نیروها بین قاب و میانقاب که در نرم‌افزار به صورت مستقل و با مشخصات رفتاری و هندسی مختلف تعریف می‌شوند، تامین شده‌است. نسبت مساحت این آرماتورها به مساحت میانقاب تقریباً برابر نسبت

آرماتورهای افقی و قائم میانقاب است. نحوه ساخت نمونه‌ها به این ترتیب بوده است که بعد از ساخت قاب اصلی و عمل‌آوری آن به مدت ۲۸ روز، آرماتورهای اتصال پس از سوراخ‌کاری قاب، با استفاده از چسب اپوکسی در سطح داخلی آن کار گذاشته می‌شوند، و در مرحله بعد میانقاب‌ها به قاب اصلی اضافه شده‌اند. مقاومت بتن قاب‌ها و میانقاب‌های آن در حدود ۲۳ مگاپاسکال است. همچنین خصوصیات آرماتورهای استفاده شده در این نمونه‌ها در جدول (۱) ارائه شده‌است.

جدول ۱: ابعاد و خصوصیات آرماتورها.

نوع میلگرد	fsu (MPa)	fsy (MPa)	قطر (mm) میلگرد
ساده	708	326	4
ساده	489	427	6
آجدار	964	592	8
آجدار	689	475	10
آجدار	683	425	16

در این آزمایش، نمونه‌ها تحت بارگذاری سیکلیک جانبی قرار گرفتند. سطح بار برای چند سیکل اول در محدوده الاستیک حفظ شده و برای سیکل‌های بعدی، نیرو تا نیرویی فراتر از ظرفیت نیرویی نهایی افزایش داده شده‌است. بعد از رسیدن به بیشینه ظرفیت باربری، بارگذاری با گام‌های جابجایی مشابه تا جابجایی نسبی ۴/۴٪ اعمال شده‌است. در نهایت آخرین سیکل بارگذاری برای مشخص کردن مقاومت‌های باقی‌مانده برای تمامی نمونه‌ها تا جابجایی نسبی ۷٪ اعمال شده‌است و در طی انجام آزمایش نمونه‌ها، منحنی‌های هیستریزیس بار-تغییرمکان به دست آمده است. لازم به ذکر است تا زمان رسیدن به بار نهایی، در آرماتورهایی که برای اتصال میانقاب به قاب اصلی استفاده شده‌است، هیچگونه لغزشی مشاهده نشده‌است. این مشاهدات مشخص می‌کند که جزئیات و نحوه اجرای این آرماتورها مناسب بوده است.

## مدل‌سازی نمونه‌ها و مقایسه نتایج

برای مدل‌سازی قاب‌های دارای میانقاب از نرم‌افزار تحلیل غیرخطی PERFORM-3D استفاده شده است. در این نرم‌افزار برای مدل‌سازی میانقاب‌ها از المان دستک فشاری قطری استفاده شده‌است. دلیل انتخاب این المان، نحوه شکست نمونه‌های آزمایش شده می‌باشد. مدل دستک فشاری قطری بر این اساس ارائه شده‌است که

### مقاومت میانقاپها

با توجه به اینکه میانقاپها با دستکهای فشاری قطری مدل شدهاند، مؤلفه افقی نیروی فشاری ایجاد شده در این دستک با مقاومت برشی پانل میانقاپ یکسان در نظر گرفته شده است. مقاومت برشی یک میانقاپ بتنی با توجه به روابط (۲) تا (۴) ارائه شده توسط آیین نامه ACI 318-05 [۱۱] محاسبه شده است.

$$V = V_s + V_c \quad (۲)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (۳)$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} h d \quad (۴)$$

در این روابط،  $s$  فاصله فولادهای برشی افقی،  $A_v$  سطح مقطع فولادهای برشی در هر گام خاموت،  $s$  است،  $h$  ضخامت و  $d$  عمق میانقاپ می باشد. واحد متغیرهای این روابط بر اساس سیستم SI می باشد. البته آیین نامه بیان کرده است که مقاومت برشی در هیچ مقطعی از دیوار نباید از رابطه (۵) بیشتر در نظر گرفته شود.

$$V_{max} = \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} h d \quad (۵)$$

### مقادیر شکل پذیری در نظر گرفته شده

سایر خصوصیات المانهای دستک فشاری با در نظر گرفتن یک رفتار کلی به صورت شکل (۴) به دست آمده است. مقادیر مربوط به شکل پذیری المان و یا به عبارت دیگر نقاط  $C$  و  $D$  با عنایت به این موضوع در نظر گرفته شده اند که تغییرمکان نسبی در نیروی ماکزیمم (چه در جابجایی های مثبت و چه در جابجایی های منفی) به مقادیر آزمایش نزدیک شود.

تغییرمکان نقطه  $E$ ، بر اساس مقایسه شکل منحنی برش پایه - تغییرمکان و چرخه های هیستریزس پایانی حاصل از آزمایش، در نظر گرفته شده است. به عبارت دیگر پس از تعیین مقادیر مقاومت نقاط  $B$  و  $C$  بر اساس بخش قبل، یک مقدار برای  $d$  چنان در نظر گرفته می شود که تغییرمکان نسبی در زمان رسیدن به مقاومت حداکثر، از مقادیر حاصل از آزمایش، تجاوز نکند. مقادیر به دست آمده برای این مقادیر در جدول (۲) آمده است.

میانقاپ در کشش مقاومتی ندارد و تمام نیروی جانبی را قسمتی از میانقاپ که در فشار است تحمل می کند. با افزایش نیرو لحظه ای فرا می رسد که در میانقاپ ترکی در امتداد قطر فشاری ایجاد می شود (ناحیه تحت کشش) و چنانچه جهت نیرو عوض شود، در قطر دیگر هم ترکی مشابه به وجود می آید و این ترکها حالت  $X$  پیدا می کنند. شکست اکثر نمونه های دارای میانقاپ در اثر این مکانیزم بوده است. لذا در ادامه، نحوه محاسبه خصوصیات رفتاری این المان تشریح می گردد. در ادامه و در شکل (۳) تصویر نمونه ها در پایان بارگذاری نشان داده شده است.

### سختی میانقاپها

سختی ارتجاعی درون صفحه یک پانل میانقاپ بتنی بر اساس روشی که ریپینگتون و استافورد اسمیت ارائه کرده اند، محاسبه شده است [۹]. این روش مورد پذیرش FEMA-356 و دستورالعمل بهسازی لرزه ای برای مدل سازی میانقاپهای آجری می باشد و همان طور که در ادامه خواهد آمد، تعیین سختی میانقاپهای بتنی با این روش به نتایج قابل قبولی منجر می شود. این سختی با فرض یک دستک فشاری معادل که گوشه بالایی قاب رو به زلزله را به گوشه پایینی سمت پشت به زلزله ای آن متصل می کند، محاسبه می شود. ضخامت و مدول ارتجاعی دستک معادل با مقادیر میانقاپ یکسان فرض می شود و عرض موثر آن با استفاده از رابطه (۱) محاسبه می شود.

$$\lambda_1 = \left[ \frac{10 E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (۱)$$

که در آن

$$a = 0.254 (\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf}$$

و نیز

$$h_{col} = \text{ارتفاع مرکز تا مرکز ستون، (cm)}$$

$$h_{inf} = \text{ارتفاع پانل میانقاپ، (cm)}$$

$$E_{fe} = \text{ضریب ارتجاعی مصالح قاب، (kg/cm}^2\text{)}$$

$$E_{me} = \text{ضریب ارتجاعی مصالح میانقاپ، (kg/cm}^2\text{)}$$

$$I_{col} = \text{لنگر اینرسی ستون، (cm}^4\text{)}$$

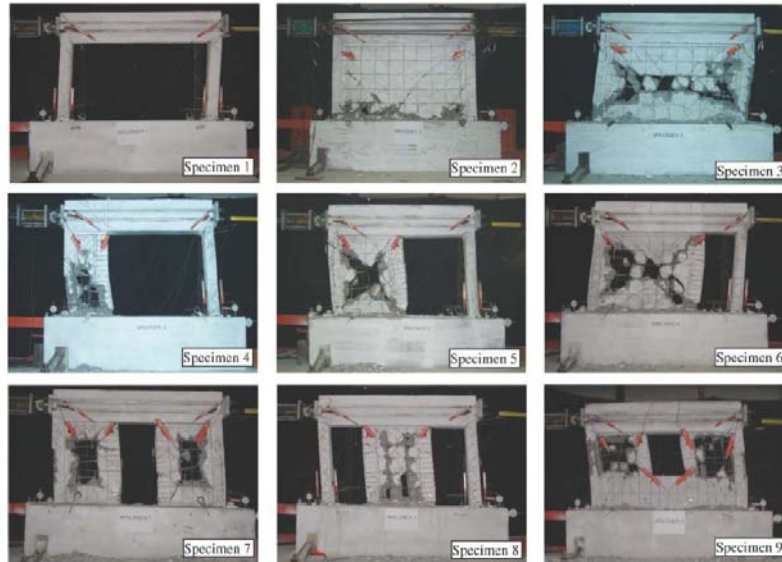
$$r_{inf} = \text{طول قطری پانل میانقاپ، (cm)}$$

$\theta$  = زاویه ای که تانژانت آن برابر ضریب تناسب پانل

(ارتفاع به طول) می باشد،

$\lambda_1$  = ضریبی که برای محاسبه عرض معادل دستک

فشاری پانل به کار می رود.



شکل ۳: تصویر نمونه‌های آزمایش شده بعد از شکست [۸].

شده‌اند.

#### مقایسه سختی‌ها

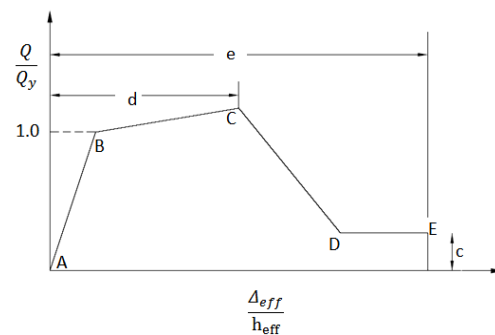
مقادیر سختی به‌دست آمده از آنالیز بارافزون و همچنین مقادیر سختی اولیه حاصل از نتایج آزمایش نمونه‌ها تحت بارگذاری سیکلیک در جدول (۳) آمده است.

جدول ۳: مقایسه مقادیر سختی حاصل از آزمایش و مدل‌سازی.

شماره نمونه	مقادیر سختی (kN/mm)		
	نتایج آزمایشگاهی (۱)	نتایج تحلیلی (۲)	نسبت (۲) به (۱)
1	4.5	5.02	1.11
3	159.6	140.45	0.89
5	49.2	45.26	0.95
6	77.2	70.25	0.92
7	64.8	58.67	0.90
9	91.6	83.36	0.91

سختی‌های به دست آمده در این جدول برای نتایج آزمایشگاهی بر اساس شیب منحنی بار- تغییرمکان در مرحله بارگذاری سیکل اول محاسبه شده‌اند. مشاهده می‌شود که سختی‌های تحلیلی از نتایج آزمایشگاهی کمتر می‌باشند.

این اختلاف با افزایش طول میانقاب، بیشتر می‌شود و برای نمونه شماره سه سختی محاسبه شده، ۱۱٪ کمتر از سختی حاصل از آزمایش می‌باشد. برای نمونه شماره پنج این اختلاف به میزان ۵٪ کاهش می‌یابد.



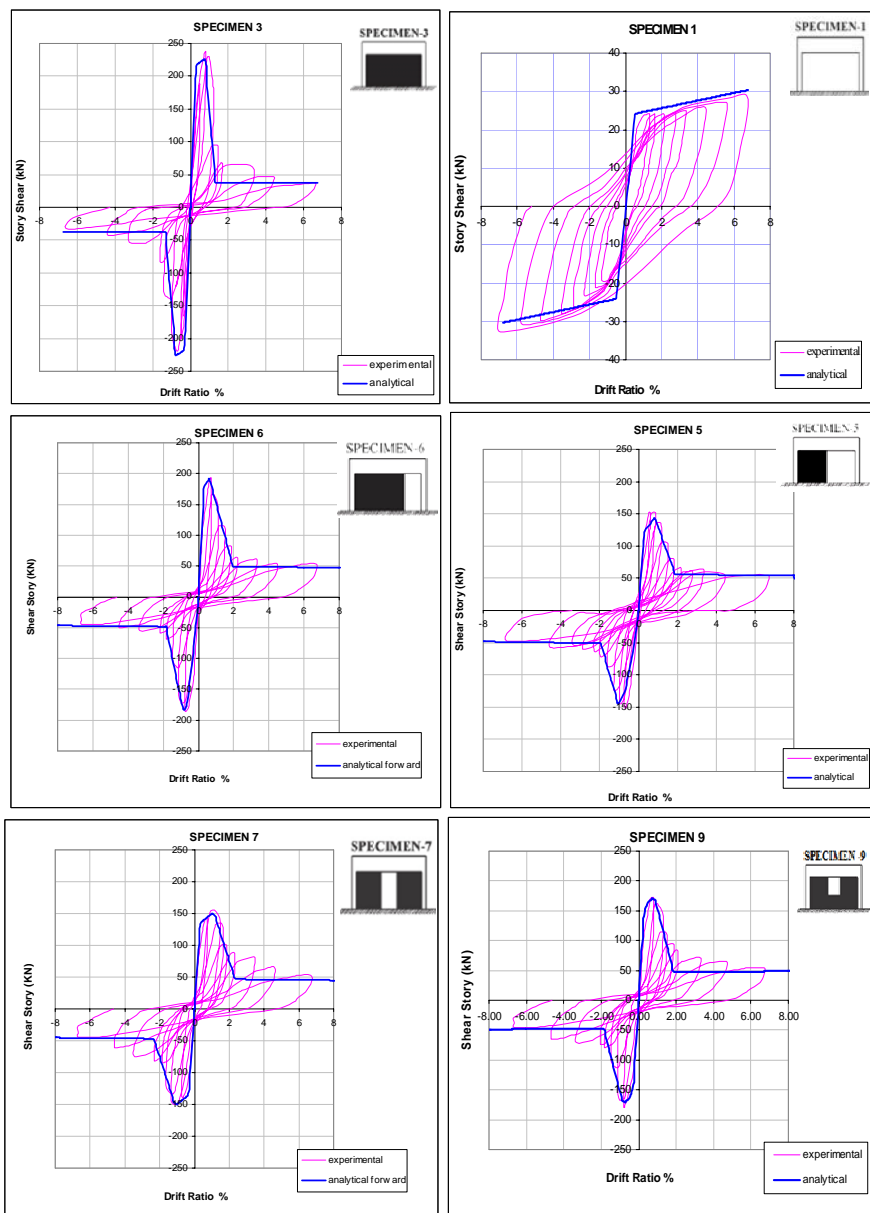
شکل ۴: منحنی کلی رفتار غیرخطی میانقاب‌ها.

جدول ۲: مقایسه مقاومت باقی‌مانده در میانقاب‌ها.

شماره نمونه	تغییرمکان نقطه C	تغییرمکان نقطه D	تغییرمکان نقطه E
3	0.92	1.54	1.8
5	0.82	2.03	2.1
6	0.68	2.03	2.1
7	1.07	2.42	2.5
9	0.42	1.98	2.1

#### مقایسه نتایج آزمایشگاهی و آنالیز بارافزون

با استفاده از فرضیات ذکر شده برای مدل‌سازی میانقاب‌ها و انجام آنالیز بارافزون، منحنی برش پایه در مقابل تغییرمکان بام برای نمونه‌های (۱، ۳، ۵، ۶، ۷ و ۹) ترسیم می‌شوند. در شکل (۵) منحنی‌های هیستریزس به‌دست آمده از آزمایش‌ها و همچنین منحنی‌های برش پایه در مقابل تغییرمکان حاصل از آنالیز بارافزون نیز ارائه



شکل ۵: مقایسه منحنی برش پایه در مقابل تغییر مکان با آنالیز و چرخه‌های هیستریزیس نمونه‌های آزمایش شده [۸].

جدول ۴: مقایسه مقادیر مقاومت نهایی حاصل از آزمایش و مدل‌سازی.

شماره نمونه	بار نهایی (kN) مرحله جابجایی مثبت			بار نهایی (kN) مرحله جابجایی منفی		
	نتایج آزمایش (۱)	نتایج آنالیز (۲)	نسبت (۲) به (۱)	نتایج آزمایش (۱)	نتایج آنالیز (۲)	نسبت (۲) به (۱)
3	247.9	228.7	0.92	226.0	226.0	1.00
5	150.3	143.2	0.95	150.1	145.2	0.97
6	193.8	181.2	0.94	185.4	181.2	0.98
7	155.9	150.0	0.96	150.9	150.0	0.99
9	173.1	171.5	0.99	179.5	171.5	0.96

**- مقایسه مقادیر مقاومت نهایی**

یکی از پارامترهای اساسی که در کالیبراسیون نمونه‌ها مورد توجه قرار گرفته است، مقایسه مقاومت‌های به دست آمده از نتایج آزمایشگاهی با مقاومت‌های حاصل از مدل‌سازی می‌باشد. مقاومت نهایی نمونه‌ها با استفاده از مقاومت نقطه تسلیم و شیب سخت‌شدگی بین ۱/۵٪ تا ۷٪ برای نمونه‌های مختلف در نظر گرفته شده است. مقایسه مقادیر مقاومت حاصل از آزمایش و آنالیز بارافزون در جدول (۴) آمده است.

**- مقایسه مقادیر مقاومت باقی‌مانده**

مقاومت باقی‌مانده در نظر گرفته شده برای میانقاب، با توجه به مقاومت باقی‌مانده در سیکل‌های پایانی بارگذاری و منحنی برش پایه در مقابل تغییر مکان نسبی که بر پوش این منحنی‌ها منطبق شده است، در نظر گرفته شده است. مقادیر این مقاومت‌ها که بعد از مدل‌سازی و کالیبراسیون نمونه‌ها تعیین گردیده، در جدول (۵) آمده است.

نسبت مقاومت‌های باقی‌مانده نشان می‌دهد که میانقاب‌های نمونه‌های سه و نه، که دارای بیشترین طول می‌باشند، دارای کمترین مقاومت باقی‌مانده هستند. به عبارت دیگر با افزایش طول میانقاب، مقاومت باقی‌مانده‌ی پس از شکست، به شدت کاهش می‌یابد. از بین نمونه‌های شش و هفت، نمونه هفت که از دو میانقاب جداگانه تشکیل شده است، افت مقاومت کمتری از خود نشان می‌دهد و در نهایت نمونه‌ی پنج نیز دارای کمترین افت مقاومت در میان تمامی نمونه‌ها می‌باشد.

**جدول ۵: مقایسه مقاومت باقی‌مانده در میانقاب‌ها.**

شماره نمونه	مقاومت نهایی (kN) میانقاب	مقاومت باقی‌مانده (kN)	نسبت مقاومت باقی‌مانده
3	198.3	9.92	0.05
5	116.1	24.4	0.21
6	164.1	21.3	0.13
7	122.4	19.6	0.16
9	170.3	8.52	0.05

**- مقادیر شکل‌پذیری**

تغییر مکان نقاط C، D و E در جدول (۲) آمده است. مقادیر ارائه شده در این جدول، نماینده ظرفیت

تغییر شکل غیرخطی میانقاب است که بر حسب نسبت تغییر مکان نسبی جانبی طبقه به درصد بیان شده است. با توجه به اعداد بدست آمده در این جدول، نمونه شماره سه که دارای میانقاب کامل می‌باشد، از ظرفیت تغییر شکلی بالایی برخوردار است، ولی در میانقاب‌های جزئی، با افزایش طول میانقاب، شکل‌پذیری آن کاهش می‌یابد. مقایسه نمونه‌های شماره شش و هفت نشان می‌دهد که نمونه شماره هفت، که دارای ابعادی مشابه با قاب شماره شش می‌باشد ولی از دو میانقاب جزئی تشکیل شده است، دارای شکل‌پذیری بیشتری به میزان ۵۷ درصد بزرگتر از شکل‌پذیری نمونه شماره شش می‌باشد.

**مدل‌سازی قاب‌های پنج طبقه مقاوم‌شده با میانقاب‌های بتنی دارای بازشو**

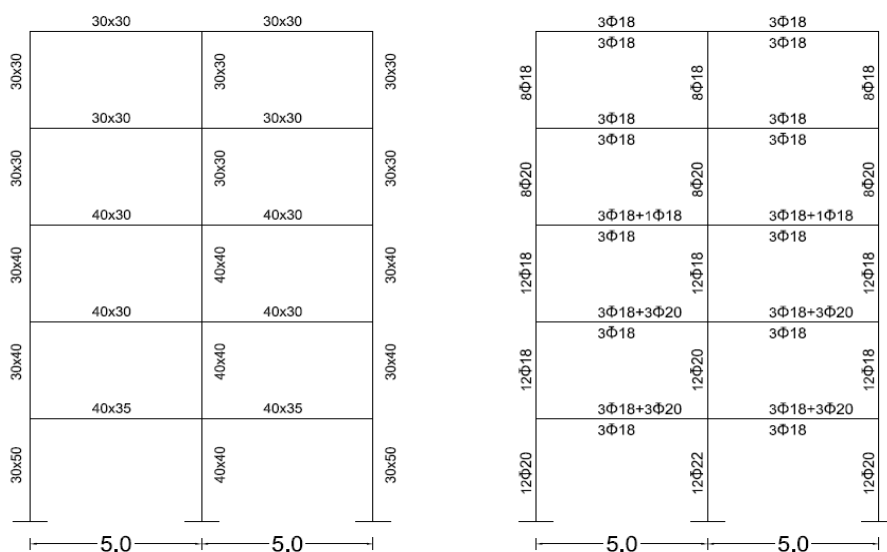
قاب بدون میانقاب (خالی) نمونه‌ها، یک قاب دو دهانه پنج طبقه می‌باشد. که ابعاد و مشخصات اعضای آن در شکل (۶) نشان داده شده است.

علاوه بر قاب اصلی، تعداد شش نمونه قاب دارای میانقاب مورد ارزیابی قرار گرفته است که شمای کلی قاب‌های مدل‌شده، در شکل (۷) آمده است. قاب شماره یک، قاب بدون میانقاب می‌باشد. در قاب شماره دو، با استفاده از میانقاب، یکی از دهانه‌ها و در تمام ارتفاع کاملاً پر شده است. در قاب شماره سه، فرض شده است که نصف یکی از دهانه‌ها و در تمام ارتفاع، با استفاده از میانقاب پر شده است. میانقاب به کار رفته در قاب شماره چهار، مشابه قاب شماره سه می‌باشد، با این تفاوت که در قاب شماره سه میانقاب به ستون کناری و در این قاب، میانقاب به ستون میانی متصل می‌باشد. قاب شماره پنج شامل یک میانقاب است که یک بازشو در میان آن تعبیه شده است. بعبارت دیگر در این قاب از دو میانقاب به طول ۱/۲۵ متر و به ارتفاع ستون در تمام طبقات استفاده شده است. در قاب شماره شش، یک دهانه در تمام ارتفاع توسط میانقاب پر شده است و در میانقاب آن، یک بازشو به ارتفاع ۱/۵ متر و عرض ۲/۵ متر تعبیه شده است و سرانجام قاب شماره هفت نیز با میانقاب‌هایی مشابه میانقاب‌های قاب شماره پنج پر شده است ولی میانقاب آن در طبقه اول بدون بازشو در نظر گرفته شده است.

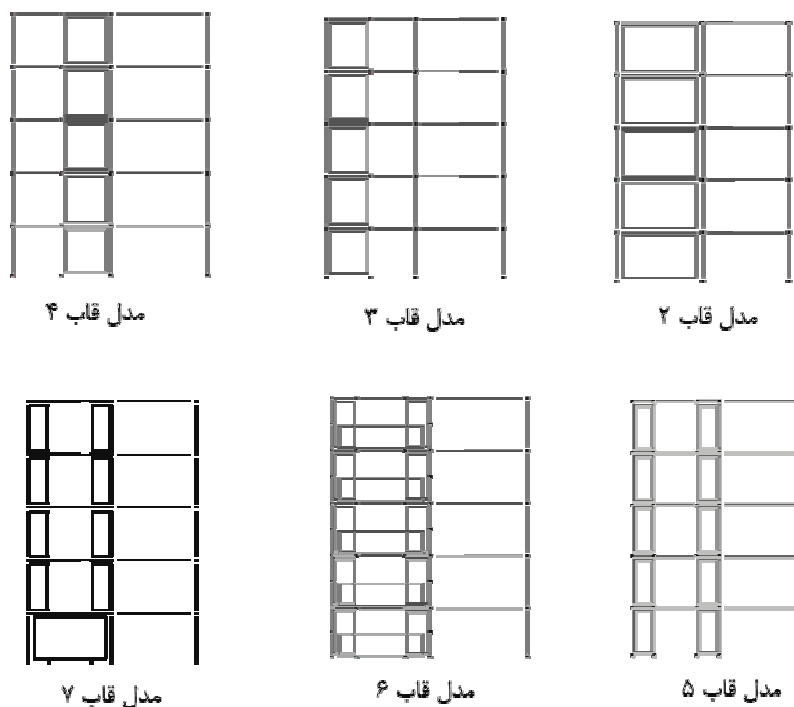
مقاومت فشاری بتن برای اعضای قاب مورد نظر ۱۶۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع فرض شده است. فولاد مصرفی

بعد از کالیبراسیون مدل در نظر گرفته شده و همچنین تعیین مشخصات رفتاری برای این المان در قسمت قبل، قاب‌های پنج طبقه مورد نظر تحت دو الگوی بار مثلثی و یکنواخت پوش شدند. برای مشاهده اثر افزودن هر یک از این میانقاب‌ها، مقایسه‌هایی بین مقاومت، سختی و شکل‌پذیری قاب‌های مقاوم‌شده به صورت زیر انجام گرفته‌است.

نیز برای آرماتورهای طولی تیر و ستون از نوع AIII با تنش تسلیم ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع و AII با تنش تسلیم ۳۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع می‌باشند. همچنین ضخامت تمامی میانقاب‌های به کار رفته ۱۵ سانتی‌متر است که با دو شبکه آرماتور با قطر ۸ میلی‌متر و به فاصله ۲۵ سانتی‌متر مسلح شده‌است.



شکل ۶: ابعاد و مشخصات قاب بدون میانقاب.



شکل ۷: مدل‌های در نظر گرفته شده برای قاب‌های دارای میانقاب.



**– مقایسه مقاومت قابها**

اضافه کردن میانقابهای بتنی به طور قابل ملاحظه‌ای تغییر مکان نسبی را کاهش و سختی و مقاومت نمونه‌ها را افزایش داده است. در جدول (۶) بار نهایی و تغییر مکان نسبی متناظر با این بار در جدول (۷) آمده است. تغییر مکان نسبی در بار نهایی نمونه‌هایی که با میانقاب بتنی پر شده‌اند، از ۰/۵۳ در قاب شماره ۲ تا ۳/۲۵ در قاب شماره ۴ متغیر است. مقاومت نهایی قاب‌های دارای میانقاب نسبت به قاب بدون میانقاب به‌طور قابل ملاحظه‌ای افزایش یافته است. این افزایش مقاومت برای قاب شماره پنج که از میانقاب کامل تشکیل شده است، ۵/۱ برابر و برای قاب شماره ۳ حدود ۳/۱ برابر می‌باشد. قاب شماره چهار که میانقاب آن به ستون میانی متصل است نسبت به مقاومت قاب شماره سه که دارای میانقاب با ابعاد مشابه است ولی میانقاب آن به ستون کناری اتصال دارد، در پوش تحت الگوی بار مثلثی ۰/۱۱٪ و در پوش تحت الگوی بار یکنواخت ۰/۱۵٪ مقاومت بیشتری از خود نشان داده است. قاب شماره شش که دارای بازشویی به صورت پنجره است نسبت به قاب شماره پنج که بازشوی آن بصورت سراسری است، تحت الگوی بار مثلثی ۰/۸٪ و تحت الگوی بار یکنواخت ۰/۴٪ مقاومت بیشتری نشان داده است.

**– مقایسه سختی‌های اولیه**

اضافه کردن میانقابها به قاب‌های بتنی باعث افزایش قابل ملاحظه‌ی سختی این قاب‌ها شده است. مقادیر سختی قاب‌های مقاوم شده با میانقاب در جدول (۷) آمده است. سختی‌های ارائه شده در این جدول بر اساس شیب اولیه منحنی برش پایه در مقابل تغییر مکان قاب‌های مختلف محاسبه شده‌اند. این جدول نشان می‌دهد که مقادیر سختی قاب‌ها نه تنها به اندازه‌ی میانقاب بلکه به محل قرار گیری آن نیز بستگی دارد. مقادیر سختی قاب‌های مختلف از ۱/۹۰ تا ۲۴/۹۶ برابر سختی قاب بدون میانقاب به ترتیب در نمونه‌های ۴ و ۲ متغیر است. در میان این قاب‌ها، قاب شماره دو که دارای میانقاب کامل است دارای بیشترین سختی می‌باشد. سختی این قاب در پوش تحت الگوی بار مثلثی ۲۴/۹۶ و تحت الگوی بار یکنواخت ۱۹/۴۶ برابر سختی قاب بدون میانقاب می‌باشد. سختی قاب شماره سه که میانقاب آن به ستون کناری متصل است نسبت به مقاومت قاب شماره چهار که دارای

میانقابی با ابعاد مشابه است ولی میانقاب آن به ستون میانی قاب اتصال دارد، در پوش تحت هر دو الگوی بار ۰/۵۱٪ بیشتر است. سختی قاب شماره پنج که از دو میانقاب جزئی تشکیل شده است نسبت به قاب شماره سه که از یک میانقاب یکپارچه ولی با همین ابعاد ساخته شده است، تحت هر دو الگوی بار ۰/۳۲٪ بیشتر است. سختی قاب شماره هفت که در طبقه اول آن از میانقاب کامل استفاده شده است نسبت به قاب شماره پنج تحت هر دو الگوی بار تغییر محسوسی ندارد. سختی قاب شماره شش که دارای بازشویی به شکل پنجره می‌باشد حدود دو برابر از قاب شماره پنج که بازشوی آن به صورت سراسری می‌باشد، بیشتر می‌باشد.

**– مقایسه مقادیر شکل پذیری**

مقادیر شکل پذیری قاب‌های مدل شده تحت هر دو الگوی بار مثلثی و یکنواخت در جدول (۸) آمده است. قاب شماره پنج که از یک میانقاب جزئی دو تکه ساخته شده است، با نسبت شکل پذیری ۴/۲۲ در الگوی بار یکنواخت و ۴/۱۵ در الگوی بار مثلثی، از سایر قاب‌های دارای میانقاب رفتار شکل پذیرتری نشان داده است و قاب شماره‌ی هفت هم کمترین شکل پذیری را با نسبت ۲/۰۶ در الگوی بار یکنواخت و ۲/۹۵ در الگوی بار مثلثی از خود نشان داده است؛ این در حالی است که قاب بدون میانقاب بالاترین نسبت شکل پذیری را، ۴/۴۸ در الگوی بار یکنواخت و ۵/۳۵ در الگوی بار مثلثی، داراست.

**– اثرات نامطلوب میانقاب**

در کل اضافه کردن میانقابها به این نوع قاب‌ها باعث کم شدن خسارات وارده به اعضای قاب بدون میانقاب می‌شود. در مورد اثرات نامطلوب مشاهده شده در حین آنالیز این نمونه‌ها می‌توان به عوض شدن برخی مودهای شکست تیرها و ستون‌های قاب‌های تقویت شده با این روش می‌باشد. در آنالیز قاب بدون میانقاب این نمونه‌ها هیچ‌گونه شکست برشی مشاهده نشد. ولی در تیرهای طبقه اول تا سوم قاب‌های شماره سه و چهار و در طبقه اول قاب شماره پنج شکست تیر از نوع شکست برشی است.

جدول ۶: مقاومت نهایی قاب‌ها و تغییر مکان نسبی متناظر با آن.

شماره قاب	پوش تحت الگوی بار مثلثی			پوش تحت الگوی بار یکنواخت		
	بار نهایی (kN)	تغییر مکان نسبی در بار نهایی (%)	نسبت بار نهایی قاب به بار نهایی قاب بدون میانقاب	بار نهایی (kN)	تغییر مکان نسبی در بار نهایی (%)	نسبت بار نهایی قاب به بار نهایی قاب بدون میانقاب
1	176.9	2.30	1.00	213.8	1.66	1.00
2	900	0.53	5.10	1023	0.54	4.78
3	547.2	1.75	3.09	594.1	1.25	2.78
4	606.8	3.25	3.43	681.4	2.7	3.19
5	761.7	2.70	4.31	839	1.9	3.92
6	822	1.00	4.65	869	0.73	4.06
7	805	2.30	4.55	879	1.4	4.11

جدول ۷: مقایسه مقادیر سختی اولیه قاب‌های مدل شده.

ماره نمونه	پوش تحت الگوی بار مثلثی		پوش تحت الگوی بار یکنواخت	
	سختی اولیه (kN/mm)	سختی قاب‌ها به قاب بدون میانقاب	سختی اولیه (kN/mm)	سختی قاب‌ها به قاب بدون میانقاب
1	1.14	1.00	1.61	1.00
2	28.46	24.96	31.34	19.46
3	3.27	2.87	4.32	2.68
4	2.17	1.90	2.86	1.78
5	4.31	3.78	5.68	3.53
6	8.75	7.67	11.89	7.39
7	4.36	3.82	5.87	3.65

جدول ۸: مقایسه مقادیر شکل پذیری قاب‌های مدل شده.

شماره نمونه	پوش تحت الگوی بار مثلثی			پوش تحت الگوی بار یکنواخت		
	تغییر مکان نسبی الاستیک (%)	تغییر مکان نسبی در بار حداکثر (%)	نسبت شکل پذیری	تغییر مکان نسبی الاستیک (%)	تغییر مکان نسبی در بار حداکثر (%)	نسبت شکل پذیری
1	0.43	2.30	5.35	0.37	1.66	4.48
2	0.15	0.53	3.53	0.16	0.54	3.38
3	0.43	1.75	4.07	0.31	1.25	4.03
4	0.82	3.40	4.15	0.65	2.7	4.15
5	0.65	2.70	4.15	0.45	1.9	4.22
6	0.33	1.00	3.03	0.24	0.73	3.04
7	0.78	2.30	2.95	0.68	1.4	2.06

از سایر روش‌های مقاوم سازی، ظرفیت برشی ستون‌های دهانه‌هایی که با میانقاب پر شده‌اند را تقویت کرد. راه حل دیگر که بنظر می‌رسد که با توجه به قاب‌های مدل شده در این پایان‌نامه پیشنهاد می‌شود، این است که در چنین مواقعی به جای استفاده از چنین میانقابی از میانقاب قاب شماره پنج استفاده گردد و قسمت زیر باز شو با مواد پرکننده‌ای که مقاومتی در برابر حرکت جانبی از خود نشان نمی‌دهند، پر شود. با توجه به منحنی‌های برش پایه

برای جلوگیری از اثرات نامطلوب این نوع شکست باید این اجزا به سایر روش‌های مقاوم سازی که به تقویت در سطح اجزا می‌پردازند تقویت شوند. شکست برشی از مودهای شکست خطرناک ستون‌ها به شمار می‌رود. همچنین در ستون‌های طبقه اول تا سوم قاب شماره شش نیز شکست برشی رخ داده‌است. در قاب‌هایی که استفاده از این نوع میانقاب اجتناب ناپذیر باشد به دو روش می‌توان جلوی این مود شکست را گرفت. نخست اینکه با استفاده

الگوی بار مثلثی پتانسیل شکل پذیری بیشتری در سازه ایجاد می نماید.

۳- در آنالیز قاب بدون میانقاب این نمونه ها هیچ گونه شکست برشی مشاهده نشد. ولی در تیرهای طبقه اول تا سوم قاب های شماره سه و چهار و در طبقه اول قاب شماره پنج شکست تیر از نوع شکست برشی است. همچنین در ستون های طبقه اول تا سوم قاب شماره شش شکست برشی رخ داده است. با مقایسه قاب های پنج و شش، به نظر می رسد که در دهانه هایی که بازشوها از نوع پنجره می باشد، به جای استفاده از میانقاب قاب شماره شش، بهتر است از میانقاب قاب شماره پنج استفاده گردد و قسمت زیر بازشو با مواد پرکننده ای که مقاومتی در برابر حرکت جانبی از خود نشان نمی دهند، پر شود.

۴- در قاب شماره هفت که در طبقه اول آن از میانقاب پر استفاده شده است، تغییر قابل ملاحظه ای در مقاومت و سختی قاب نسبت به حالتی که در طبقه اول میانقاب با بازشو در نظر گرفته شده است، دیده نشد. ولی استفاده از میانقاب کامل در طبقه اول از شکست برشی تیر جلوگیری می کند.

در مقابل تغییر مکان نسبی ارائه شده برای این دو نوع میانقاب مشاهده می شود که با استفاده از میانقاب های قاب شماره پنج، مقاومت نهایی تامین شده به میزان کمتر از ۵٪ کاهش می یابد ولی در مقابل این قاب دارای رفتاری شکل پذیرتر می باشد. و نوع شکست برشی ستون های آن نیز حذف شده است.

۱- اضافه کردن میانقاب ها به قاب های بتنی مقاومت این قاب ها را به طور قابل ملاحظه ای افزایش می دهد. این افزایش مقاومت به عوامل مختلفی از قبیل طول میانقاب، موقعیت قرار گیری میانقاب درون قاب و همچنین الگوی باری که قاب تحت آن پوش می شود، بستگی دارد. ولی مدل سازی های انجام شده در این مطالعه نشان دادند که طول میانقاب عامل تعیین کننده تری می باشد.

۲- اضافه کردن میانقاب به قاب بتنی شکل پذیری این قاب ها را کاهش می دهد ولی با این وجود قاب شماره پنج که از یک میانقاب جزئی دوتکه ساخته شده است، از سایر قاب های دارای میانقاب رفتار شکل پذیرتری و نزدیک به قاب بدون میانقاب از خود نشان داده است و قاب شماره هفت هم کمترین شکل پذیری را داراست؛ در مجموع هم

## مراجع

- Altin, S. (1996). *Strengthening of R/C Frames with R/C Infills*. Unpublished Doctoral Dissertation Thesis in Civil Engineering, Middle East Technical University, Ankara, Turkey.
- Phan, L. and Lew H. (1996). "Strengthening methodology for lightly reinforced concrete frames." *Proc., 11th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE)*, Paper No. 1896, PP. 1-8.
- Miller, J. and Reaveley, L. (1996). "Historic Hotel Utah Remodel and seismic upgrade." *American Concrete Institut, Seismic Rehabilitation of Concrete Structures*, SP. 160, PP. 115-30.
- Taylor, C., Cote P. and Wallace, J. (1998). "Design of slender reinforced concrete walls with openings." *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 4, PP. 420-433.
- Kato, D., Kabesayasawa, T., Otani, S. and Aoyama, H. (1995). "Earthquake resistant design of shear walls with one opening." *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 4, PP. 495-500.
- Anil, O. (2002). *Strengthening of Reinforced Concrete Frames by Reinforced Concrete Infill with Openings* [in Turkish]. Doctoral Dissertation Thesis in Civil Engineering, Gazi University, Ankara, Turkey.
- Khanmohammadi, M. (2005). *Deformation Criteria and Damage Index in Performance Based Design of Reinforced Concrete Structures*. Doctoral Dissertation Thesis in Civil Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran.
- Anil, O. and Altin, S. (2006). *An Experimental Study on Reinforced Concrete Partially Infilled Frames*. Department of Civil Engineering, Gazi University, Ankara, Turkey.

- 9 - Riddington, J. and Stafford-Smith, B. (1997). "Analysis of infilled frames subjected to racking with design recommendations." *The Structural Engineer Journal*, Vol. 52, No. 6, PP. 263-268.
- 10 - Moghaddam, H. (2006). *Seismic Design of Masonary Brick Structures.*, Sharif University of Technology, Tehran, Iran.
- 11 - American Concrete Institute. (2005). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)*. Farmington Hills, MI.