

چکیده

مشخصات میانقاب‌ها و نوع اتصال آنها به قاب، می‌تواند اثرات قابل توجهی بر رفتار لرزه‌ای سازه داشته باشد. در این مقاله به منظور بررسی روش‌های متداول مهار دیوارهای میانقاب بنایی در ایران، نتایج آزمایش چهار نمونه قاب فولادی یک طبقه و یک دهانه با مقیاس $\frac{1}{3}$ ، با تمرکز بر جزئیات مختلف اتصال دیوار به قاب ارائه می‌گردد. سه نمونه دارای دیوار میانقاب بنایی ساخته شده با استفاده از مصالح متداول در ایران هستند و یک قاب بدون میانقاب است. تمام نمونه‌ها با اعمال بار جانبی تنها در تراز تیر فوقانی مورد آزمایش قرار گرفتند. جزئیات مختلفی از تماس و اتصال میانقاب و قاب شامل تماس دیوار و قاب بدون مهار، اتصال و مهار میانقاب با استفاده از نبشی‌های جداکننده قائم و میلگردهای مدفون در دیوار بررسی و رفتار آنها در هریک از این موارد بررسی گردید. نتایج نشان می‌دهد جزئیات ذکر شده جهت اتصال و مهار دیوار میانقاب به قاب، ضمن امکان اجرای سریع و آسان، به نحو مطلوبی سبب تأخیر در ترک خوردگی پانل میانقاب، تغییر حالات شکست دیوار، کاهش میزان آسیب دیدگی و حفظ ایستایی دیوار در جابه‌جایی جانبی قاب می‌گردد. همچنین تأثیر قابل توجهی بر الگوی تشکیل ترک‌ها، مدهای شکست، سختی، مقاومت، شکل‌پذیری، تغییر شکل خارج از صفحه و میزان اتلاف انرژی دارد.

واژگان کلیدی: قاب فولادی، میانقاب آجری، اتصال دیوار و قاب، بار جانبی، مطالعه آزمایشگاهی.

مطالعه آزمایشگاهی روش‌های متداول مهار دیوارهای میانقاب بنایی به قاب‌های فولادی در ایران

مهدی کهریزی

دانشجوی دکتری، گروه عمران، واحد کرمانشاه، دانشگاه آزاد اسلامی، کرمانشاه، ایران

مهرزاد تحملی رودسری (نویسنده مسئول)

دانشیار، گروه عمران، واحد کرمانشاه، دانشگاه آزاد اسلامی، کرمانشاه، ایران، Tahamouli@iauksh.ac.ir

۱- مقدمه

ریزش گردیده‌اند و این موضوع در موارد متعددی سبب ایجاد صدمات جانی و مالی به ساکنین ساختمان شده است. ایجاد ترک و یا شکست در دیوارها با توجه به سطح عملکرد سازه طبیعی و اجتناب‌ناپذیر است اما فروریزش دیوار غیرقابل قبول می‌باشد. بنابراین پیش‌بینی راه‌حلی برای مهار دیوارهای میانقاب و جلوگیری از فروریزش آنها به نحوی که سازه نیز عملکرد مطلوب خود را حفظ نماید، ضروری به نظر می‌رسد.

از اواسط قرن بیستم میلادی تاکنون مطالعات عددی و آزمایشگاهی گسترده‌ای بر روی رفتار قاب‌های دارای میانقاب‌های بنایی تحت اثر بارهای جانبی انجام شده و بر اساس آنها روش‌هایی کاربردی برای استفاده عمومی و همچنین توصیه‌ها و پیشنهادهایی برای تعیین ضوابط جدید در آیین‌نامه‌های زلزله ارائه شده است. نمونه‌ای از این پیشنهادها را

در اکثر ساختمان‌ها با قاب‌های فولادی یا بتن مسلح، برای جدا کردن فضاهای داخلی و نیز فضای داخل و خارج ساختمان از دیوارهای با مصالح بنایی در میانقاب‌های ساختمان استفاده می‌شود. وجود دیوارهای میانقاب بنایی باعث اثرات مفید و یا زیان‌آوری بر عملکرد لرزه‌ای قاب‌های ساختمانی می‌گردد. هنگامی که سازه تحت تأثیر نیروی جانبی قرار می‌گیرد، دیوار میانقاب تمایل به ارتباط با قاب اطراف خود دارد که این تعامل می‌تواند منجر به حالات مختلفی از شکست داخل و خارج از صفحه میانقاب گردد. همچنین اثر متقابل میانقاب و قاب سبب افزایش سختی جانبی و تغییر قابل توجه پاسخ دینامیکی سازه می‌شود.

در اغلب زلزله‌های گذشته مشاهده شده است که دیوارهای میانقاب آجری در حین وقوع زلزله ترک خورده و یا دچار

ترک خوردگی شکست برای دیوار با تکیه گاه سه طرف، مشابه دیوار با تکیه گاه چهار طرف می باشد و این موضوع به دلیل سختی و مقاومت قسمت بدون تکیه گاه المان است که به عنوان یک تکیه گاه چهارم عمل نموده است.

با هدف بررسی رفتار و ظرفیت میانقاب های بنایی صلب محصور در قاب های فولادی، توسط لیو و پوریامنش [۱۱] یک برنامه آزمایشی شامل تست ۱۴ نمونه انجام شد. آزمایش ها شامل حالت های بار جانبی تنها، ترکیب بار جانبی و بار محوری، تأثیر پر شدگی سوراخ های آجر و حضور بازشوها بودند. نتایج نشان داد حضور بار محوری سبب افزایش قابل توجهی در مقاومت جانبی میانقاب می گردد. در این پژوهش نتایج آزمایش با مقادیر پیشنهاد شده توسط استاندارد طراحی کانادا و ایالات متحده مقایسه شده است. احمدی جزنی و همکاران [۱۲] نیز در یک مطالعه آزمایشگاهی و تحلیلی به بررسی اثر میانقاب های آجری بر رفتار قاب های دارای مهاربند همگرای ویژه پرداختند. نتایج این مطالعه نشان داد که وجود دیوار میانقاب آجری می تواند سختی جانبی و ظرفیت حمل بار قاب های با مهاربندی همگرای ویژه را به میزان چشمگیری افزایش دهد. مارکولاک و همکاران [۱۳] تعدادی قاب فولادی با سه تیپ مختلف از میانقاب ها شامل بلوک های سوراخ دار رسی، بلوک های سبک و ترکیبی از آنها را مورد آزمایش قرار دادند. پیشنهاد ارائه شده آنها ترکیب دو نوع بلوک در اجرای میانقاب های بنایی بود. نتایج آزمایش نشان داد ترکیب مصالح در اجرای دیوار، سبب جدا شدن دیوار از قاب در مقدار معینی از دررفت شده و تأثیرات مضر میانقاب را کاهش می دهد.

چن و لیو [۱۴] یک مطالعه اجزای محدود جهت بررسی رفتار و مقاومت میانقاب های بلوک بتنی محصور شده توسط قاب های فولادی در صفحه، با تمرکز بر میانقاب های دارای بازشوها ارائه نمودند. در این پژوهش تأثیر اندازه و محل قرارگیری بازشوها بر رفتار و مقاومت قاب های دارای میانقاب مطالعه شد. نتایج نشان داد که حضور بازشوها سبب کاهش سختی و مقاومت میانقاب ها در صفحه می گردد و میزان این کاهش به محل قرارگیری بازشو وابسته است. همچنین بر اساس تحلیل

می توان در دستورالعمل های FEMA 306 و FEMA 356 ملاحظه نمود [۱-۲].

در اواخر قرن بیستم گزارش های متعددی از مطالعات قاب های دارای میانقاب توسط مقدم و داوینگ [۳]، آبرامز [۴]، کالوی و سانتینی [۵] و کریسافولی و همکاران [۶] ارائه شده است. در این گزارش ها مواردی همچون نحوه توزیع تنش و کرنش در میانقاب، حالت های شکست در میانقاب ها، اثر متقابل قاب و میانقاب، تأثیر میانقاب ها بر سختی و مقاومت قاب و تأثیر وجود بازشوها مورد بررسی قرار گرفته است.

به منظور حفظ ایمنی سازه و جلوگیری از آسیب دیدگی ستون ها و یا دیوار میانقاب در هنگام وقوع زلزله، یک سیستم جداساز لرزه ای برای استفاده در قاب های دارای دیوار میانقاب آجری توسط علیاری و معماری [۷] معرفی شده است. این سیستم به منظور کنترل اثر متقابل قاب و میانقاب تحت اثر بارهای جانبی و کاهش دررفت، طوری طراحی شد که مانند یک فیوز برای جلوگیری از شکست دیوار و قاب عمل کند.

محمدی و اکرمی [۸] نتایج حاصل از یک تحقیق تجربی بر روی تعدادی قاب دارای میانقاب های مهندسی با شکل پذیری بالا و مقاومت قابل تنظیم را گزارش نمودند. در این نوع قاب ها یک فیوز کشویی اصطکاکی به میانقاب اضافه شده است که در نتیجه ظرفیت تغییر شکل را افزایش و افت مقاومت را کاهش می دهد.

تسنیمی و محب خواه [۹] در یک برنامه آزمایشی، رفتار لرزه ای قاب های فولادی دارای میانقاب آجری با بازشو را بررسی نمودند. نتایج این تحقیق نشان داد که قاب های با میانقاب دارای بازشو برخلاف تصور، همیشه انعطاف پذیرتر از میانقاب های صلب نیستند و شکل پذیری این نوع قاب ها بستگی به حالات شکست میانقاب ها دارد. در گزارش آزمایشگاهی دیگری، رفتار خارج از صفحه دیوارهای بنایی محدود، تحت فشار یکنواخت توسط وارلا-ریورا و همکاران [۱۰] ارائه شده است. در این گزارش متغیر مورد مطالعه، شرایط تکیه گاهی دیوار بود و تکیه گاه ساده سه طرفه و چهار طرفه برای دیوار در نظر گرفته شد. نتایج نشان داد فشار ماکزیمم و الگوی

ستون انتخاب شود. اتصال تیر به ستون به صورت صلب و با استفاده از جوش نفوذی کامل انجام شده است. قاب دارای دو عدد صفحه ستون به ابعاد $20 \times 250 \times 350$ میلی‌متر جهت اتصال به تکیه‌گاه تختانی می‌باشد. اتصال ستون‌ها به تکیه‌گاه به صورت صلب اجرا شده است. برای این منظور از ورق‌های سخت‌کننده به ارتفاع 100 میلی‌متر و ضخامت 10 میلی‌متر در تمام طول و عرض بیس‌پلیت و نیز جهت اتصال جان و بال ستون به بیس‌پلیت استفاده شده است. در قسمت زیر دیوار و حد فاصل بین ورق‌های بیس‌پلیت، 1 عدد ورق به ابعاد $8 \times 250 \times 1140$ میلی‌متر قرار داده شده و از دو طرف کاملاً به ورق‌های صفحه ستون متصل شده است. یک نمونه قاب بدون دیوار میانقاب، یک نمونه قاب میان‌پیر بدون هرگونه اتصال بین قاب و پانل میانقاب و سایر نمونه‌ها با دو نوع جزئیات متفاوت اتصال قاب و پانل میانقاب مورد آزمایش قرار گرفتند. در جدول (۱) مشخصات و جزئیات نمونه‌های مورد آزمایش نشان داده شده است.

جدول (۱): مشخصات نمونه‌های آزمایش.

شماره نمونه	نام نمونه	مشخصات نمونه
۱	F1	قاب بدون دیوار میانقاب
۲	F2	قاب دارای دیوار میانقاب کامل و بدون هرگونه مهار بین دیوار قاب
۳	F3	قاب دارای دیوار میانقاب مهار شده با نبشی‌های قائم
۴	F4	قاب دارای دیوار میانقاب مهار شده با استفاده از میلگردهای مدفون

در نمونه F3 دیوار با استفاده از چهار عدد نبشی $4 \times 40 \times 40$ L از ستون‌های دو طرف خود کاملاً جدا شده است. فاصله بین نبشی تا ستون در هر طرف 50 میلی‌متر است. نبشی‌ها با استفاده از جوش مناسب از بالا به زیر تیر و از پایین به صفحه ستون متصل شده‌اند. این نبشی‌ها ضمن جدایی دیوار و ستون‌های قاب، از شکست خارج از صفحه دیوار جلوگیری می‌کنند.

قاب نمونه F4 دارای شش عدد میلگرد عصبایی نمره ۸ هر یک به طول کلی 600 میلی‌متر می‌باشد که در دو انتهای آن خم

رگزیون در نتایج المان محدود، یک روش تحلیل ساده برای تعریف رابطه بین کاهش استحکام و مقاومت با اندازه بازشوها و محل آنها ارائه شد.

به علت استفاده زیاد از دیوارهای میانقاب مصالح بنایی در ساختمان‌های متداول، مطالعه اثر دیوار بر رفتار سازه در هنگام زلزله موضوعی کاربردی و مهم است. اگرچه مطالعات زیادی در خصوص تأثیرات دیوار میانقاب بر رفتار قاب صورت گرفته است اما مطالعه بسیار اندکی بر روی تأثیر اتصال بین قاب و میانقاب وجود دارد. به همین دلیل در این تحقیق و در یک برنامه آزمایشی، رفتار دیوارهای میانقاب بنایی محصور در قاب‌های فولادی تحت اثر بار جانبی با حالت‌های مختلف اتصال دیوار به قاب مورد بررسی قرار گرفت. جزئیات مختلفی از تماس و اتصال میانقاب و قب، شمل تماس دیوار و قاب بدون مهار، اتصال دیوار و قاب با استفاده از نبشی‌های جداکننده قائم و نیز میلگردهای مدفون در دیوار مورد بررسی قرار گرفتند. پارامتر اصلی آزمایش نحوه اتصال بین دیوار میانقاب و قاب فلزی بود. نتایج نشان دادند که جزئیات ذکر شده جهت اتصال و مهار دیوار میانقاب به قاب، به نحو مطلوبی سبب تأخیر در ترک خوردگی پانل میانقاب، تغییر حالات شکست دیوار، کاهش میزان آسیب‌دیدگی و حفظ ایستایی دیوار در جابه‌جایی جانبی قاب می‌گردد و تأثیر قابل توجهی بر سختی، مقاومت، شکل‌پذیری، حرکت خارج از صفحه و الگوی ترک خوردگی دیوار دارند.

۲- شرح کار آزمایشگاهی

۲-۱- نمونه‌های آزمایش

چهار قاب فولادی یک طبقه و یک دهانه با مقیاس $\frac{1}{3}$ ساخته شده‌اند و تحت اثر بار جانبی یکنواخت استاتیکی در صفحه قرار گرفتند. همه نمونه‌ها به طول دهانه 1790 میلی‌متر و ارتفاع 1200 میلی‌متر هستند. دیوار میانقاب از آجر رسی توپر به ابعاد $66 \times 110 \times 210$ میلی‌متر اجرا شده و ضخامت پانل در تمام نمونه‌ها 110 میلی‌متر است. ستون‌های قاب از مقطع IPB 120 و تیر قاب از مقطع IPB 100 ساخته شده‌اند و سعی گردیده که تیر ضعیف‌تر از

در شکل (۱) نشان داده شده است. آزمایشگاه سازه در دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرمانشاه قرار دارد. بار جانبی توسط یک محرک هیدرولیکی با ظرفیت ۱۵۰۰ کیلو نیوتن در یک طرف قاب و در تراز تیر فوقانی قاب اعمال شده است. بارگذاری به صورت استاتیکی و یکنواخت انجام و آزمایش با کنترل جابه‌جایی انجام شد. جابه‌جایی جانبی نمونه‌ها با استفاده از چهار عدد حس گر اندازه‌گیری جابه‌جایی خطی (LPT)^۱ که در دو گوشه فوقانی قاب، قسمت میانی ارتفاع ستون سمت راست و پای ستون سمت راست (به منظور کنترل عدم لغزش احتمالی قاب) نصب گردیده‌اند، اندازه‌گیری شده است. به منظور کنترل و اندازه‌گیری کرنش در هنگام اعمال بار به قاب، سه عدد کرنش سنج (YEFLA-5) در قسمت‌های مختلف قاب شامل قسمت انتهایی سمت چپ بال فوقانی تیر، قسمت تحتانی ستون سمت راست و نیز چشمه اتصال نصب شده است.

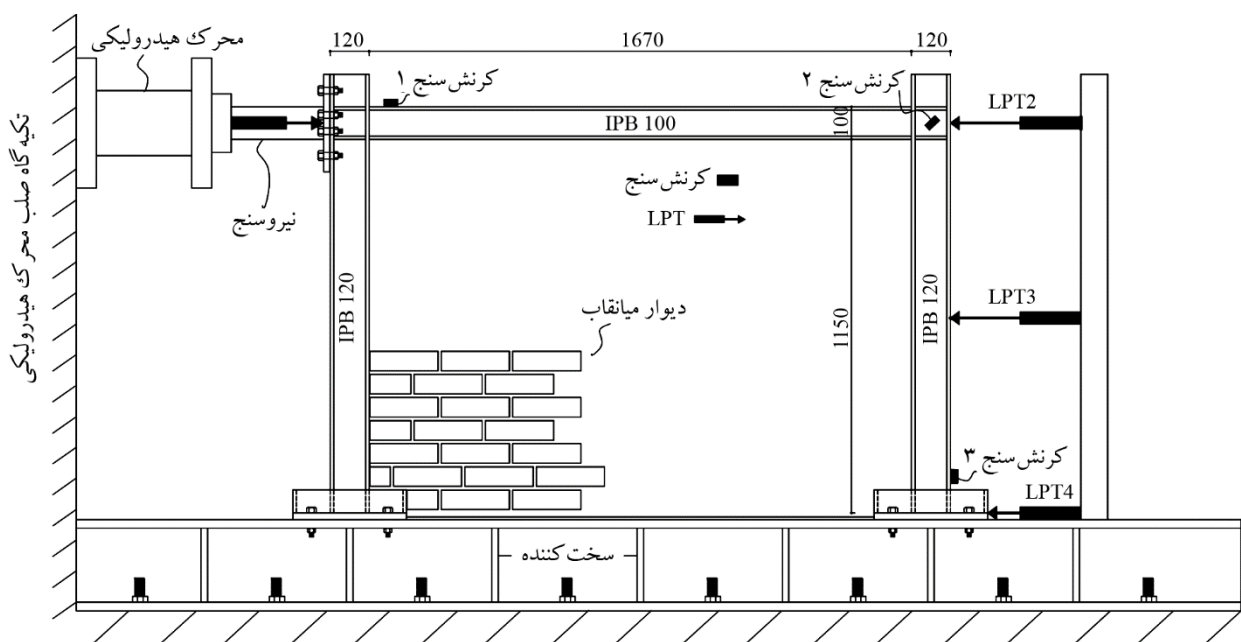
تکیه‌گاه تحتانی قاب یک تیر ورق بسیار قوی می‌باشد که توسط تعداد زیادی میل بولت کاملاً به فونداسیون زیر خود متصل و مهار گردیده است. تمام نمونه‌ها در برابر حرکت خارج از صفحه به وسیله چهار عدد خرپا در دو طرف تیر قاب مهار گردیده‌اند. یک سیستم دریافت داده به صورت مداوم و خودکار جهت ثبت بار و

درجه یکی به طول ۱۰۰ میلی‌متر جهت اتصال به ستون و دیگری به طول ۵۰ میلی‌متر جهت قرار گرفتن در درز قائم ملات ایجاد شده است. این میلگردها جهت ایجاد ثبات در دیوار و جلوگیری از شکست خارج از صفحه، در رجهای پنجم، هشتم و یازدهم دیوار آجری قرار گرفته و با استفاده از جوش، کاملاً به ستون متصل شده‌اند.

برای اجرای دیوارهای میانقاب از استادکار با تجربه استفاده شده است. همه آجرها به صورت کامل زنجاب شده و تمامی درزهای افقی و قائم بین آجرها با استفاده از ملات به صورت کامل پر شده‌اند. همچنین اتصال پانل میانقاب با قاب اصلی و یا فرعی بر حسب مورد کاملاً برقرار گردیده است. آبدهی و عمل‌آوری همه نمونه‌ها در شرایط و دمای مناسب و استاندارد تا حصول مقاومت لازم برای اجرای آزمایش انجام شده است. تمام نمونه‌های دارای میانقاب هفت روز پس از اجرای دیوارچینی مورد آزمایش قرار گرفتند.

۲-۲- تنظیمات آزمایش

جزئیات اجرای آزمایش از جمله سیستم بارگذاری، نحوه مهار قاب و سیستم اندازه‌گیری واکنش‌ها و تغییر شکل‌های قاب



شکل (۱): پیکربندی آزمایش.

مشخصات مصالح دیوار میانقاب در جدول (۲) ارائه شده است. فولاد مقطع IPB دارای تنش تسلیم ۴۰۰ مگاپاسکال، تنش نهایی ۶۰۰ مگاپاسکال و کرنش نهایی ۰/۲۵ است.

جدول (۲): مشخصات مصالح دیوار میانقاب.

مصالح	مقاومت فشاری (مگاپاسکال)	مقاومت کششی (مگاپاسکال)	مدول الاستیسیته (مگاپاسکال)
آجر	۲۴/۷	۲/۴۷	۱۳۵۸۵
ملاط	۱۱	۱/۱	۶۰۵۰
دیوار	۱۱/۶	۱/۶	۶۳۸۰

۳- نتایج آزمایش

۳-۱- رفتار نمونه F1

اولین نمونه‌ای که مورد آزمایش قرار گرفت قاب فولادی بدون میانقاب بود. در شکل (۲) نمونه قاب F1 در حالات مختلف قبل از بارگذاری و نیز در دریفت‌های مختلف ۵، ۱۰ و ۱۵ درصد نشان داده شده است.

نمودار نیرو-جاب‌جایی قاب F1 و نمودار دو خطی معادل آن نیز در شکل (۳) نشان داده شده است. قاب دارای سختی اولیه ۹/۶۹ کیلونیوتن بر میلی‌متر می‌باشد. با اعمال نیروی بیشتر و افزایش جاب‌جایی در قاب، سختی به شدت کاهش یافته و در نقطه شروع تسلیم نمونه به مقدار ۰/۱۵۵ کیلونیوتن بر میلی‌متر می‌رسد. مطابق نمودار نیرو-جاب‌جایی، شروع تسلیم نمونه (Δ_۱) در جاب‌جایی ۱۸/۵ میلی‌متر اتفاق می‌افتد. در این مقدار جاب‌جایی کرنش محلی بال فوقانی تیر در نزدیکی تکیه‌گاه ۷۲×۱۰^{-۵}، کرنش بال فشاری ستون در نزدیکی تکیه‌گاه ۸۸×۱۰^{-۵} و کرنش چشمه اتصال ۱۳۱×۱۰^{-۵} می‌باشد و مقاومت قاب در این حالت ۱۷۹/۲۵ کیلونیوتن است. با شروع تسلیم نمونه، تشکیل و توسعه مفصل پلاستیک در تکیه‌گاه تیر و پای ستون به همراه پوسته شدن رنگ این قسمت‌ها مشاهده شد. ماکزیمم مقدار بار ۲۰۳/۷ کیلونیوتن بود که مربوط به جاب‌جایی ۱۷۶/۵ میلی‌متر (Δ_{۱۱}) بوده و موجب تغییر شکل‌های پلاستیک پایدار در بال تیر و ستون گردید. آزمایش با اعوجاج و کمانش تیر و ستون متوقف شد.

جاب‌جایی مورد استفاده قرار گرفت. پارامترهای اندازه‌گیری شده شامل نیرو، تغییر مکان و کرنش در نقاط مختلف قاب می‌باشد. برای هریک از نمونه‌ها، پس از رسم نمودار نیرو-جاب‌جایی قاب، یک نمودار دو خطی معادل با استفاده از دستورالعمل FEMA 356 [۲] رسم و مقادیر سختی، مقاومت، شکل‌پذیری و سایر پارامترهای مورد مطالعه به وسیله این نمودار محاسبه شده است.

۳-۲- مشخصات مصالح نمونه‌ها

در هنگام ساخت نمونه‌ها کنترل کیفیت مصالح فولادی قاب و مصالح بنایی دیوار با استفاده از دستورالعمل استانداردهای معتبر انجام شده است. آجر مورد استفاده از نوع آجر رسی (بدون سوراخ) متداول در کشور است که با استفاده از دستورالعمل استاندارد ASTM C-67 [۱۵] مورد آزمایش قرار گرفت و میانگین مقاومت فشاری پنج نمونه آجر، ۲۴/۷ مگاپاسکال اندازه‌گیری شد.

ملاط مورد استفاده در دیوارچینی نمونه‌ها نیز با نسبت حجمی ۱:۴ (یک حجم سیمان و چهار حجم ماسه) ساخته شده است. سیمان مورد استفاده از نوع پرتلند می‌باشد. مقاومت فشاری شش نمونه مکعبی ملاط به ابعاد ۵۰ میلی‌متر مطابق دستورالعمل استاندارد ASTM C-109 [۱۶] به صورت میانگین ۱۱ مگاپاسکال بود. مقاومت فشاری مجموعه بنایی آجر و ملاط نیز مطابق دستورالعمل استاندارد ASTM C-1314 [۱۷] اندازه‌گیری و میانگین مقاومت فشاری نمونه‌های منشوری متشکل از سه آجر و دو لایه ملاط ۱۱/۶ مگاپاسکال محاسبه گردید.

مدول الاستیسیته دیوار آجری معمولاً با اندازه‌گیری تنش و کرنش نمونه آجرکاری محاسبه می‌گردد که روش‌های مختلفی نیز برای انجام آزمایش و محاسبه آن پیشنهاد شده است. مطابق دستورالعمل FEMA 306، در صورت عدم انجام آزمایش مدول الاستیسیته مصالح دیوار آجری در فشار را می‌توان ۵۵۰ برابر مقاومت فشاری مصالح در نظر گرفت [۱]. مقاومت کششی آجرکاری نیز در صورت عدم وجود اطلاعات آزمایشگاهی، معمولاً برابر ۱۰ درصد مقاومت فشاری آن فرض می‌شود [۱۸].



(ب)



(الف)



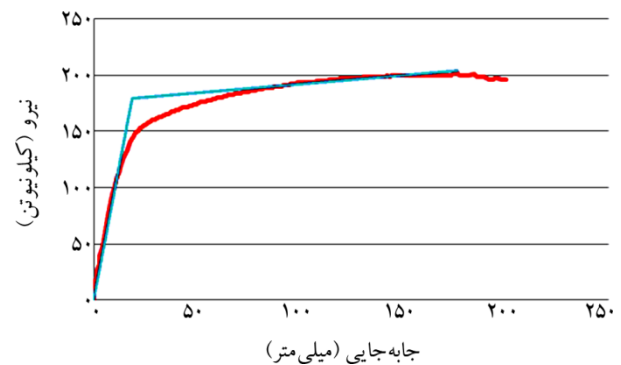
(ت)



(پ)

شکل (۲): قاب F1. (الف) نمای قاب قبل از بارگذاری. (ب) دریفت ۵ درصد. (پ) دریفت ۱۰ درصد. (ت) دریفت ۱۵ درصد.

مقایسه میزان اتلاف انرژی نمونه‌ها در نظر گرفته شد. واضح است هرچه عدد این شاخص بزرگ‌تر باشد بیانگر شکل پذیری بیشتر و نیز قابلیت بیشتر قاب در جذب و اتلاف انرژی خواهد بود. مطابق نمودار بار-جاب‌جایی کل انرژی جذب شده توسط قاب مقدار ۳۵۸۱۹ ژول می‌باشد. جذب انرژی قاب تا لحظه ماکزیمم بار مقدار ۳۱۱۵۷ ژول است، لذا شاخص اتلاف انرژی برای این قاب عدد ۰/۸۷ می‌باشد.



شکل (۳): نمودار نیرو - جابه‌جایی قاب F1.

۳-۲- رفتار نمونه F2

نمونه بعدی که مورد آزمایش قرار گرفت، قاب دارای دیوار میانقاب کامل و بدون هرگونه مهار بین دیوار و قاب بود. شکل‌های مختلف این قاب در مراحل مختلف قبل و بعد از بارگذاری و همچنین الگوی توسعه ترک و حالات شکست دیوار در شکل (۴) نشان داده شده است.

ضریب شکل پذیری ($\frac{\Delta_u}{\Delta_y}$) برای این قاب ۹/۵۴ است. به منظور بررسی قابلیت جذب انرژی و شکل پذیری قاب، مقدار اتلاف انرژی قاب تا لحظه ماکزیمم مقدار بار^۲ (MED) محاسبه و با مقدار اتلاف انرژی قاب تا دریفت نهایی^۳ (TED) مقایسه گردید. نسبت $\frac{MED}{TED}$ به عنوان شاخصی جهت بررسی و



(ب)



(الف)



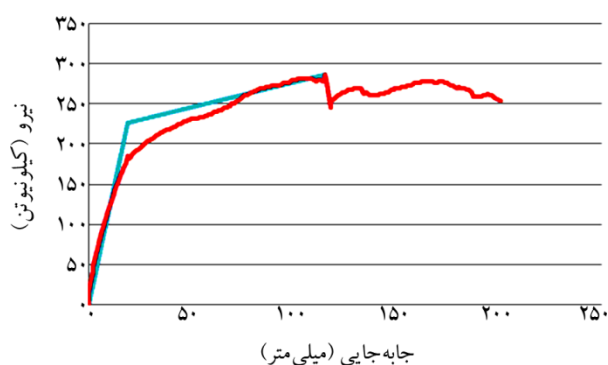
(ت)



(پ)

شکل (۴): قاب F2. (الف) نمای قاب قبل از بارگذاری. (ب) دریفت ۵ درصد. (پ) دریفت ۱۰ درصد. (ت) دریفت ۱۵ درصد.

نمودار بار-جاب‌جایی قاب به همراه نمودار دو خطی معادل آن در شکل (۵) نشان داده شده است. قاب دارای سختی اولیه ۱۲ کیلونیوتن بر میلی‌متر می‌باشد. با افزایش جابه‌جایی قاب، سختی کاهش یافته و در نقطه شروع تسلیم نمونه به مقدار $0/614$ کیلونیوتن بر میلی‌متر کاهش می‌یابد. مطابق نمودار نیرو-جاب‌جایی، شروع تسلیم نمونه در جابه‌جایی $18/9$ میلی‌متر اتفاق می‌افتد. در این مقدار جابه‌جایی کرنش محلی بال فوقانی تیر در نزدیکی تکیه‌گاه $10^{-5} \times 63$ ، کرنش بال فشاری ستون در نزدیکی



شکل (۵): نمودار نیرو-جاب‌جایی قاب F2.

با شروع اعمال بار و در جابه‌جایی ۱۰ میلی‌متر، یک ترک مویی مورب در امتداد قطر فشاری دیوار و در درزهای قائم و افقی ملات به صورت پلکانی به وجود آمد. با افزایش جابه‌جایی، توسعه ترک نیز افزایش یافته و دهانه ترک بزرگ‌تر شد. با ادامه روند افزایش جابه‌جایی و به دلیل اندرکنش قاب و میانقاب، مشاهده شد که قسمت میانی و نیمه سمت راست دیوار به سمت بالا حرکت نموده و با اعمال فشار به تیر، موجب کماتش آن به سمت بالا شد. مشابه این رفتار قبلاً توسط ری‌دینگتون [۱۹] و آچیوتا [۲۰] گزارش شده است. در جابه‌جایی ۴۰ میلی‌متر یک ترک قائم در قسمت سمت راست و از زیر تیر تا امتداد ترک قطری پانل در دیوار تشکیل شد. در نیمه سمت چپ دیوار و امتداد قطر فشاری، انتهای آجرها به سمت پایین متمایل شده و در نیمه سمت راست انتهای آجرها به سمت بالا حرکت نمودند که این موضوع باعث ایجاد یک موج قائم در رج‌های دیوار گردید. به دلیل تمایل میانقاب پر به واکنش با تیر قاب، کماتش قائم تیر شبیه تغییر شکل رج‌های دیوار می‌باشد.

بدون میانقاب، شکل پذیری و اتلاف انرژی به مراتب کمتری دارد.

۳-۳- رفتار نمونه F3

یک ایده بسیار ساده و کاربردی جهت جدایی پانل میانقاب از قاب و مهار میانقاب در مقابل انحراف و ریزش خارج از صفحه، استفاده از نبشی های قائم در دو طرف پانل میانقاب می باشد که در نمونه سوم مورد آزمایش قرار گرفت. چهار نبشی قائم در دو طرف دیوار از پایین به بیس پلیت و از بالا به زیر تیر متصل شدند و به این ترتیب پانل میانقاب از هر طرف با فاصله ای به مقدار ۵۰ میلی متر از ستون جدا گردید. در هر یک از نبشی ها یک بال موجب مهار جابه جایی داخلی صفحه و جدایی قاب و میانقاب گردید و بال دیگر آن برای مهار جابه جایی خارج از صفحه دیوار به کار گرفته شد. حالات مختلف قاب، قبل و بعد از بار گذاری و همچنین الگوی توسعه ترک و حالات شکست دیوار در شکل (۶) و نمودار نیرو جابه جایی قاب و نمودار دو خطی معادل آن در شکل (۷) نشان داده شده است.

تکیه گاه 31×10^{-5} و کرنش چشمه اتصال 32×10^{-5} می باشد. مقاومت قاب در حد تسلیم ۲۲۷ کیلو نیوتن است.

ماکزیم مقدار بار در این قاب ۲۸۶ کیلو نیوتن می باشد که مربوط به جابه جایی ۱۱۴/۷ میلی متر است. در این مقدار جابه جایی، آغاز خرد شدن گوشه بالای سمت چپ پانل میانقاب و افزایش ترک خوردگی های قائم و قطری مشاهده شد که سبب افت شدید مقاومت در نمودار بار جابه جایی نیز گردیده است. همچنین از این مرحله به بعد، به دلیل عدم وجود هرگونه مهار بین دیوار و قاب، انحراف خارج از صفحه پانل میانقاب مشاهده شد. در ادامه و در جابه جایی پس از آن، آجرهای گوشه بالای سمت چپ پوسته شده و خرد شدند. در جابه جایی ۲۰۰ میلی متر گوشه میانقاب به دلیل خردشدگی شدید ریزش نمود و آزمایش متوقف گردید.

ضریب شکل پذیری این قاب ۶/۰۷ است. کل انرژی جذب شده توسط قاب مقدار ۴۸۴۹۵ ژول می باشد. جذب انرژی قاب تا لحظه ماکزیم بار مقدار ۲۵۶۷۵ ژول است لذا شاخص اتلاف انرژی برای این قاب عدد ۰/۵۳ می باشد که در مقایسه با قاب



(ب)



(الف)



(ت)



(پ)

شکل (۶): قاب F3. (الف) نمای قاب قبل از بارگذاری. (ب) دریفت ۵ درصد. (پ) دریفت ۱۰ درصد. (ت) دریفت ۱۵ درصد.

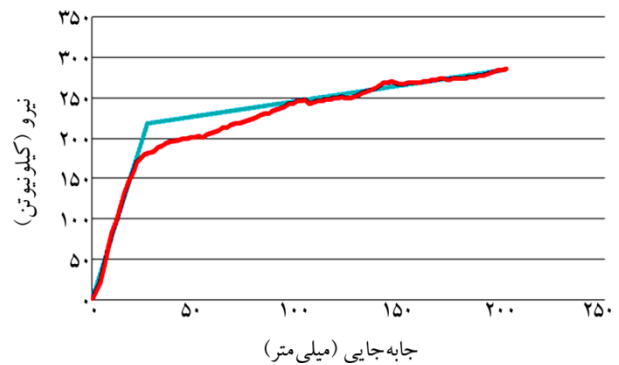
ترک قطری به وجود آمد اما هیچ‌گونه خردشدگی در گوشه‌های پانل میانقاب ایجاد نگردید. قاب دارای سختی اولیه $8/19$ کیلونیوتن بر میلی‌متر می‌باشد. با اعمال نیروی بیشتر و افزایش جابه‌جایی در قاب، سختی کاهش یافته و در نقطه شروع تسلیم نمونه به مقدار $0/385$ کیلونیوتن بر میلی‌متر کاهش یافت. مطابق نمودار نیرو-جابه‌جایی، شروع تسلیم نمونه در جابه‌جایی $26/65$ میلی‌متر اتفاق می‌افتد. در این مقدار جابه‌جایی کرنش محلی بال فوقانی تیر در نزدیکی تکیه‌گاه $10^{-5} \times 139$ ، کرنش بال فشاری ستون در نزدیکی تکیه‌گاه $10^{-5} \times 205$ و کرنش چشمه اتصال $10^{-5} \times 142$ می‌باشد. مقاومت قاب در حد تسلیم $218/2$ کیلو نیوتن است.

ضریب شکل‌پذیری نمونه $7/5$ است. انرژی جذب شده تا لحظه ماکزیمم بار برابر کل انرژی جذب شده توسط قاب و مقدار 44737 ژول می‌باشد. لذا شاخص اتلاف انرژی برای این قاب عدد 1 می‌باشد. آزمایش با شکست جوش‌های اتصال نبشی متوقف گردید.

۳-۴- رفتار نمونه F4

راه‌حل ساده و کاربردی دیگری که می‌توان برای مهار و اتصال دیوار به قاب در نظر گرفت، استفاده از آرماتورهای با خم‌های 90° درجه در دو انتهاست. این ایده در نمونه چهارم مورد آزمایش قرار گرفت که شکل‌های مختلف آن در شکل (۸) نشان داده شده است. آرماتورهای مورد استفاده می‌توانند به‌منظور مهار دیوار در تغییر شکل‌های داخل و خارج از صفحه مؤثر باشند.

در این نمونه تا اعمال جابه‌جایی 36 میلی‌متر هیچ‌گونه ترکی در دیوار ایجاد نگردید. اولین ترک مویی در جابه‌جایی 36 میلی‌متر در پانل میانقاب تشکیل شد. تأخیر تشکیل ترک در دیوار، نسبت به سایر نمونه‌ها، به دلیل وجود میلگردهای اتصال قاب و میانقاب بود که علاوه بر آن موجب تغییر الگوی توسعه ترک و مد شکست دیوار نیز گردید. راستای تشکیل و انتشار این ترک از وسط دیوار در قسمت پایین به سمت گوشه بالای سمت چپ دیوار بود که در آجرها و درزهای قائم ملات تشکیل شد. همچنین بالا آمدن قسمت سمت راست دیوار مشاهده شد که



شکل (۷): نمودار نیرو- جابه‌جایی قاب F3.

در جابه‌جایی 15 میلی‌متر اولین ترک در پانل میانقاب تشکیل شد. این ترک به صورت مورب و پلکانی، در درزهای افقی و قائم ملات، از گوشه بالای سمت چپ پانل با زاویه‌ای نزدیک به 45° درجه به سمت گوشه پایین سمت راست ادامه یافت. با افزایش جابه‌جایی قاب عرض ترک هر لحظه بزرگ‌تر گردید. در جابه‌جایی 30 میلی‌متر یک ترک دیگر به صورت موازی با ترک اول از گوشه سمت چپ فوقانی دیوار به سمت پایین دیوار تشکیل شد. این ترک برخلاف ترک اول که در درزهای افقی و قائم ملات تشکیل گردید، بیشتر در آجرها و درزهای قائم ملات تشکیل شد. با ادامه جابه‌جایی و بزرگ‌تر شدن عرض ترک‌ها نبشی‌های دو طرف به شکل هلالی از قسمت میانی ارتفاع خود تغییر شکل داده و به ستون‌ها نزدیک شدند. در ادامه و در جابه‌جایی 58 میلی‌متر، با افزایش قوس نبشی‌های دو طرف، ترک سوم از نقطه ابتدای فوقانی ترک دوم آغاز و به صورت قائم تا میانه ارتفاع دیوار ادامه یافت.

در این نمونه نیز همانند نمونه قاب F2، بالا آمدگی نیمه سمت راست دیوار مشاهده شد اما مقدار آن کمتر از نمونه قبلی بود که نشان‌دهنده تمایل کمتر دیوار به تقابل با تیر است. بنابراین مقدار کم‌مانش قائم تیر در این نمونه کمتر بود. در این نمونه جابه‌جایی خارج از صفحه دیوار به خوبی توسط نبشی‌ها مهار گردید.

اعمال جابه‌جایی به نمونه تا حد 200 میلی‌متر (دریافت $16/6$ درصد) انجام گردید. تا این جابه‌جایی مقاومت قاب همچنان سیر صعودی داشت. اوج بار در جابه‌جایی 200 میلی‌متر مقدار 285 کیلو نیوتن می‌باشد. در این جابه‌جایی باز شدن بیش از حد عرض

مطابق نمودار بار- جابه‌جایی نشان داده شده در شکل (۹)، قاب دارای سختی اولیه $8/78$ کیلونیوتن بر میلی‌متر می‌باشد. با اعمال جابه‌جایی بیشتر به قاب، سختی کاهش یافته و در نقطه شروع تسلیم نمونه به مقدار $1/02$ کیلونیوتن بر میلی‌متر کاهش می‌یابد. مطابق نمودار نیرو- جابه‌جایی، شروع تسلیم نمونه در این جابه‌جایی $26/7$ میلی‌متر اتفاق می‌افتد. مقاومت قاب در این حالت $234/4$ کیلو نیوتن است. در این مقدار جابه‌جایی کرنش محلی بال فوقانی تیر در نزدیکی تکیه‌گاه 233×10^{-5} ، کرنش بال فشاری ستون در نزدیکی تکیه‌گاه 60×10^{-5} و کرنش چشمه اتصال 148×10^{-5} می‌باشد.

ضریب شکل‌پذیری قاب $2/99$ است که در مقایسه با سایر قاب‌ها از شکل‌پذیری بسیار کمتری برخوردار است. کل انرژی جذب شده توسط قاب مقدار 48579 ژول می‌باشد. جذب انرژی قاب تا لحظه ماکزیمم بار مقدار 16806 ژول است لذا شاخص اتلاف انرژی برای این قاب عدد $0/35$ می‌باشد.

سبب کماتش قائم سمت راست تیر گردید اما بالا آمدگی دیوار کمتر از مقدار سایر نمونه‌ها بود.

با ادامه افزایش جابه‌جایی قاب و در جابه‌جایی 86 میلی‌متر پوسته شدن آجرها در قسمت میانی مسیر تشکیل ترک مشاهده شد و در جابه‌جایی 112 میلی‌متر بخشی از قسمت پوسته شده فرو ریخت. از این مرحله به بعد ترک‌هایی به صورت پراکنده و قائم در تعدادی از آجرهای نیمه سمت راست مشاهده شد اما تمرکز تخریب دیوار در قسمت آجرهای پوسته شده بود که در نهایت منجر به تخریب موضعی و ایجاد سوراخ در دیوار گردید. در این نمونه خرد شدن گوشه دیوار مشاهده نشد. در پایان آزمایش، تغییر مکان خارج از صفحه دیوار در قسمت میانی مقدار 60 میلی‌متر اندازه‌گیری گردید. آزمایش با تخریب موضعی دیوار و تغییر شکل بیش از حد دیوار و قاب متوقف گردید. اوج بار در قاب مقدار $288/7$ کیلو نیوتن بود که در جابه‌جایی 80 میلی‌متر اتفاق افتاد.



(ب)



(الف)



(ت)



(پ)

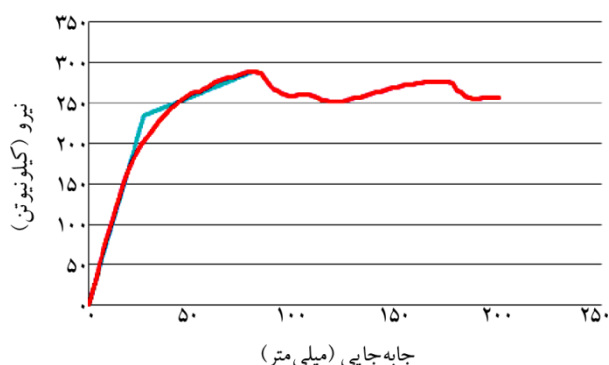
شکل (۸): قاب F4. (الف) نمای قاب قبل از بارگذاری. (ب) دریفت ۵ درصد. (پ) دریفت ۱۰ درصد. (ت) دریفت ۱۵ درصد.

بار نهایی بیشتر می‌باشد. همچنین شکل‌پذیری در قاب میان‌پر ۳۶ درصد و شاخص اتلاف انرژی حدود ۳۹ درصد کمتر از قاب بدون میانقاب است که بیانگر شکل‌پذیری و قابلیت اتلاف انرژی کمتر در این نوع قاب است.

جزئیات اتصال ارائه شده برای نمونه‌های F4 به دلیل عملکرد مناسب میلگردهای مسلح‌کننده دیوار در یکسان‌سازی جابه‌جایی دیوار و قاب و نیز تحمل و انتقال بخشی از نیروهای حاصل از تنش‌های برشی به‌صورت کشش، باعث تأخیر در ایجاد ترک خوردگی دیوار می‌شود. جزئیات اتصال قاب F3 نیز به مقدار کمتری در مقایسه با نمونه قبلی سبب تأخیر در شکست دیوار میانقاب شد.

قاب نمونه F2 دارای بیشترین سختی اولیه نسبت به سایر نمونه‌هاست. لذا در تمام جزئیات اتصال پیشنهادی برای اتصال میانقاب و قاب، کاهش قابل توجه سختی اولیه مشاهده می‌شود. با این وجود و علیرغم کاهش سختی، بار نهایی و مقاومت کاهش نداشته و حتی در مواردی نیز افزایش یافته است. لذا جزئیات ارائه شده از جنبه کاهش سختی و افزایش مقاومت، عملکرد مناسبی از خود نشان دادند.

مقایسه شکل‌پذیری، شاخص اتلاف انرژی قاب‌ها و جابه‌جایی متناظر بار نهایی نشان می‌دهد که جزئیات پیشنهادی قاب F3 به دلیل جدایی کامل پانل میانقاب و قاب و در عین حال مهار کامل دیوار، دارای شکل‌پذیری بیشتری نسبت به سایر نمونه‌ها هستند. و نمونه F4 علیرغم دارا بودن بیشترین مقاومت، به دلیل تسلیح دیوار و محدود نمودن جابه‌جایی دیوار با اتصال به قاب، دارای کمترین مقدار شکل‌پذیری است.

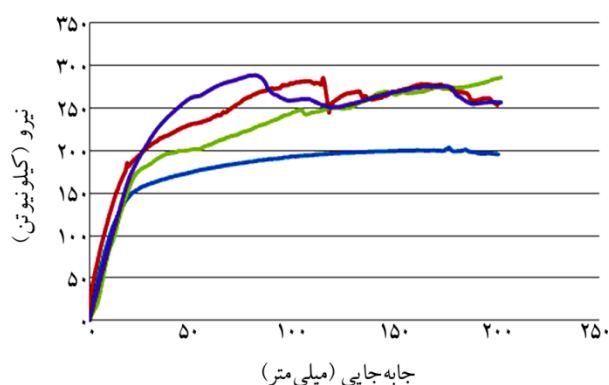


شکل (۹): نمودار نیرو- جابه‌جایی قاب F4.

۴- تحلیل پاسخ‌ها و مقایسه نتایج

در شکل (۱۰) پاسخ تمام نمونه‌ها در قالب یک نمودار نشان داده شده است. پاسخ‌های متناظر با هر نمودار نیز در جدول (۳) ارائه شده است. با مقایسه نمونه‌های F1 و F2 مشخص است که وجود دیوار میانقاب پر، تا حد زیادی سبب افزایش سختی و مقاومت قاب و کاهش شکل‌پذیری آن می‌گردد.

قاب میان‌پر در مقایسه با قاب بدون میانقاب دارای ۱۹ درصد سختی اولیه بیشتر، ۲۱ درصد مقاومت حد تسلیم بیشتر و ۲۹ درصد

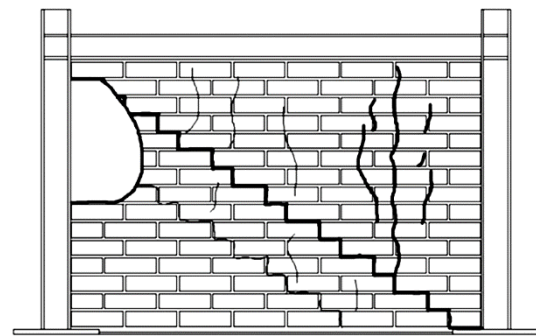


شکل (۱۰): نمودار نیرو- جابه‌جایی کل نمونه‌ها.

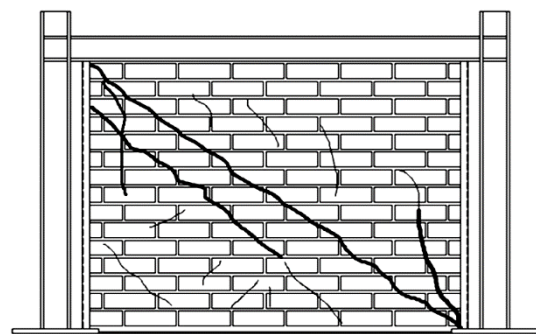
جدول (۳): پاسخ نمونه‌های آزمایش.

نمونه	سختی اولیه (کیلو نیوتن بر میلی‌متر)	جابه‌جایی متناظر با ایجاد اولین ترک در دیوار (میلی‌متر)	مقاومت حد تسلیم (کیلو نیوتن)	بار نهایی (کیلو نیوتن)	جابه‌جایی متناظر بار نهایی (میلی‌متر)	ضریب شکل‌پذیری	شاخص اتلاف انرژی
F1	۹/۶۹	---	۱۷۹/۲۵	۲۰۳/۷	۱۷۶/۵	۹/۵۴	۰/۸۷
F2	۱۲	۱۰	۲۲۷	۲۸۶	۱۱۴/۷	۶/۰۷	۰/۵۳
F3	۸/۱۹	۱۵	۲۱۸/۲	۲۸۵	۲۰۰	۷/۵	۱
F4	۸/۷۸	۳۶	۲۳۴/۴	۲۸۸/۷	۸۰	۲/۹۹	۰/۳۵

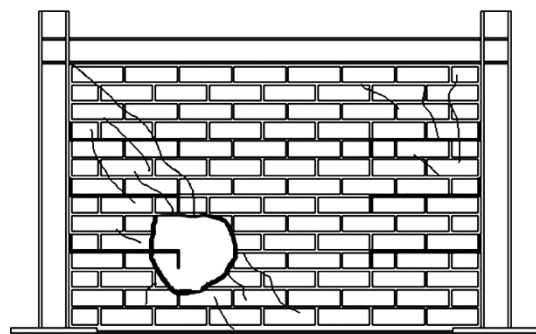
آمدن دیوار رخ داد که این آسیب‌ها توسط سایر محققین نیز گزارش شده است. در نمونه F3 که دیوار توسط نبشی‌های قائم به قاب مهار گردیده است به دلیل مشابهت رفتار نبشی‌ها به ستون در تغییر مکان اولیه، الگوی تشکیل ترک قطری است. اما به دلیل انعطاف‌پذیری نبشی و تغییر شکل آن با افزایش جابه‌جایی قاب، آسیب‌دیدگی گوشه‌ها و تخریب موضعی اتفاق نمی‌افتد. ضمن اینکه نبشی‌ها سبب مهار کامل دیوار برای جابه‌جایی خارج از صفحه می‌شوند. میلگردهای استفاده شده برای مهار دیوار به قاب در نمونه F4 نیز سبب شده است تا الگوی ترک خوردگی از حالت قطر پانل به سمت گوشه سمت چپ و پایین نمونه هدایت شود. در این قاب به دلیل مهار جابه‌جایی داخل صفحه دیوار توسط میلگردها، جابه‌جایی خارج از صفحه دیوار قابل توجه بود. اما تا حد جابه‌جایی اعمال شده در این آزمایش میلگردها به خوبی از فروریزش دیوار جلوگیری نمودند. در شکل (۱۲) نمودارهای مقایسه مقادیر کرنش - جابه‌جایی، در بال فشاری تیر، بال فشاری ستون و چشمه اتصال نشان داده شده است. شکل (۱۲-الف) نشان می‌دهد در قاب بدون میانقاب، ماکزیمم مقدار کرنش ایجاد شده در بال فشاری تیر مقدار ۰/۰۰۲۸ بوده که در جابه‌جایی ۲۸ میلی‌متر اتفاق افتاد و کمتر از سایر نمونه‌ها است. بیشترین مقدار کرنش ایجاد شده بال فشاری تیر، مربوط به نمونه F3 بوده و مقدار ۰/۰۰۳۹۷۹ در جابه‌جایی ۴۴ میلی‌متر می‌باشد. علت اصلی ایجاد ماکزیمم کرنش در تیر این نمونه، اتصال نبشی‌های قائم به تیر است که نیروهای ناشی از مهار دیوار را به تیر منتقل می‌نمایند. بنابراین در این نمونه تقویت تیر در محل اتصال نبشی ضروری به نظر می‌رسد. تغییرات کرنش بال فشاری تیر در نمونه‌های F1 و F2 از نظر شکل مشابه یکدیگر می‌باشد اما مقدار ماکزیمم کرنش ایجاد شده در نمونه F2 بیشتر از F1 است. این موضوع نشان می‌دهد حضور میانقاب، به دلیل افزایش سختی، فقط کرنش را در بال فشاری تیر افزایش می‌دهد و بر نحوه توزیع کرنش اثری ندارد. در نمونه F4 حضور میلگردها، با تغییر الگوی شکست دیوار و جابه‌جایی امتداد تشکیل ترک به سمت پایین دیوار، سبب شده تا کرنش ماکزیمم تیر کاهش یابد.



F2



F3



F4

شکل (۱۱): مقایسه حالات ترک خوردگی و مدهای شکست میانقاب.

در شکل (۱۱) الگوهای ترک خوردگی و مدهای شکست دیوار در هر یک از نمونه‌ها نشان داده شده است. مقایسه حالات شکست در نمونه‌ها نشان می‌دهد که اتصال و یا عدم اتصال بین قاب و میانقاب و همچنین چگونگی برقراری این اتصال بر نحوه شکست دیوار تأثیر فراوانی دارد. در نمونه‌های F2 و F4 که دارای سختی بیشتر و شکل‌پذیری کمتری نسبت به نمونه F3 هستند، آسیب‌دیدگی دیوار بیشتر است و حتی در جابه‌جایی نهایی تخریب موضعی اتفاق افتاد. اما در دو نمونه F3 که شکل‌پذیری بیشتری دارد، سطح آسیب دیوار کمتر می‌باشد. در قاب F2 که فاقد هرگونه اتصال بین قاب و میانقاب است، ترک قطری، خرد شدگی گوشه و ترک‌های قائم ناشی از بالا

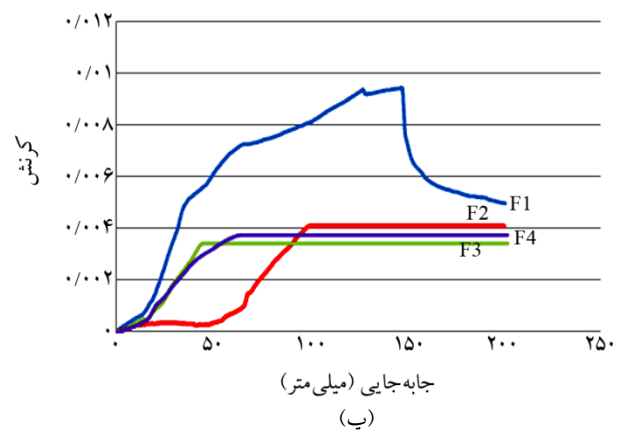
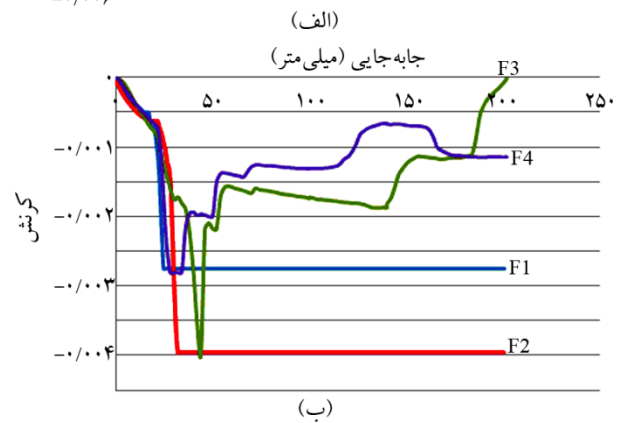
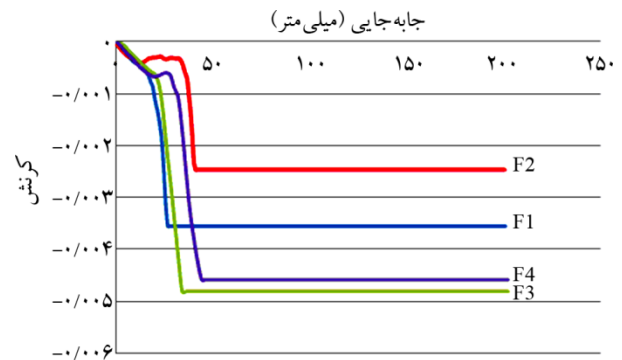
نشان می‌دهد نبشی‌های قائم به‌خوبی نیروهای ناشی از تغییر شکل دیوار را به اعضای قاب منتقل می‌نمایند. میلگردهای مهار دیوار میانقاب در نمونه F4 به دلیل ایجاد اتصال و یکپارچگی بین دیوار و ستون سبب می‌شوند تا مقدار کرنش ایجاد شده در ستون قابل توجه باشد.

با حضور میانقاب، کرنش چشمه اتصال به مقدار بسیار زیادی کاهش می‌یابد. این موضوع در نمودار شکل (۱۲-پ) به‌وضوح نشان داده شده است. چشمه اتصال نمونه قاب F1 دارای بیشترین کرنش و قاب F3 دارای کمترین کرنش می‌باشد. ماکزیمم کرنش چشمه اتصال در نمونه F2، در جابه‌جایی ۹۶ میلی‌متر اتفاق می‌افتد. تا قبل از آسیب قابل توجه دیوار میانقاب، مقدار کرنش بسیار کم است اما با توسعه ترک خوردگی دیوار و کاهش قابل توجه سختی آن، میزان کرنش در این ناحیه به شدت افزایش می‌یابد.

مقایسه رفتار نمونه‌ها و عملکرد انواع مهارها نشان می‌دهد اجرای دیوار میانقاب بدون هرگونه مهار (نمونه F2) دارای عملکرد مطلوبی نیست و میزان آسیب دیدگی دیوار در این حالت، تحت بارگذاری داخل صفحه، بسیار زیاد است. این موضوع در حالی است که با این میزان آسیب دیدگی، اعمال بار زلزله در جهت خارج از صفحه می‌تواند به راحتی باعث ریزش زود هنگام دیوار و بروز خسارت‌های متعدد گردد.

از میان نمونه‌های مورد آزمایش، نمونه F3 به دلیل جدایی قاب و میانقاب دارای مناسب‌ترین عملکرد است. وجود نبشی‌های قائم موجب مهار قابل قبول دیوار میانقاب در تغییر شکل‌های داخل و خارج از صفحه گردید ضمن اینکه در نمودار پوش آن، تا حد دریفت نهایی، هیچ‌گونه افتی مشاهده نشد. در این نمونه انتخاب مناسب ابعاد نبشی می‌تواند تأثیر قابل توجهی بر سختی و مقاومت داشته باشد. با این وجود اثرات موضعی اتصال نبشی به قاب می‌بایست مد نظر قرار گیرد. برتری دتایل نمونه F3 نسبت به سایر نمونه‌ها را می‌توان در موارد زیر دانست:

- افزایش شکل‌پذیری قاب
- عدم وقوع افت در نمودار پوش



شکل (۱۲): نمودارهای کرنش (الف) بال فشاری تیر، (ب) بال فشاری ستون، (پ) چشمه اتصال.

تغییرات کرنش در بال فشاری ستون در شکل (۱۲-ب) نشان داده شده است. کمترین مقدار کرنش بال فشاری ستون مربوط به نمونه F2 با مقدار 0.00324 در جابه‌جایی ۳۸ میلی‌متر می‌باشد. در این نمونه به دلیل توزیع قطری نیروی فشاری در پانل میانقاب، مقدار نیرو در گوشه سمت راست پایین، بین ستون و ورق پایین تقسیم شده و به همین دلیل دارای کمترین مقدار کرنش است. بیشترین مقدار کرنش ستون مربوط به نمونه F3 با مقدار 0.004807 در جابه‌جایی ۳۶ میلی‌متر است. لذا این امر

میانقاب و قاب باعث تغییر در الگوهای ترک خوردگی و مدهای شکست دیوار می‌شود.

۴. جزئیات ذکر شده جهت اتصال و مهار دیوار میانقاب به قاب، ضمن امکان اجرای سریع و آسان، به نحو مطلوبی سبب تأخیر در ترک خوردگی پانل میانقاب، تغییر حالات شکست دیوار، کاهش میزان آسیب دیدگی و حفظ ایستایی دیوار در جابه‌جایی جانبی قاب می‌گردد.

۵. قاب دارای میانقاب مهار شده با نبشی‌های قائم که جزئیات مهار میانقاب آن موجب جدایی دیوار میانقاب از قاب شده است، دارای بیشترین شکل‌پذیری و قابلیت اتلاف انرژی است. لذا استفاده از این جزئیات برای مهار پانل میانقاب در قاب‌های خمشی ویژه در مناطق با لرزه‌خیزی زیاد توصیه می‌گردد.

۶. جزئیات پیشنهادی برای اتصال میانقاب و قاب موجب کاهش قابل توجه کرنش بال فشاری تیر و چشمه اتصال تیر و ستون و افزایش کرنش بال فشاری ستون می‌شوند. بنابراین در نظر گرفتن اثرات موضعی هر یک از این جزئیات اتصال بر روی اعضای قاب ضروری به نظر می‌رسد.

به‌منظور بررسی بیشتر و دقیق‌تر این جزئیات، پیشنهاد می‌شود مدل آزمایشگاهی قاب دارای مهاربند و دیوار میانقاب و همچنین مدل‌سازی عددی نمونه‌های گوناگون این اتصالات مورد بررسی قرار گیرد.

تقدیر و تشکر

از شرکت عمران سازه و نیز آزمایشگاه سازه دانشگاه آزاد واحد کرمانشاه بابت همکاری فراوان در ساخت نمونه‌ها و انجام آزمایش‌ها تقدیر و تشکر می‌گردد.

مراجع

1. Federal Emergency Management Agency (FEMA) (1998) *Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings*. Report no. FEMA 306. Washington (DC).
2. Federal Emergency Management Agency (FEMA) (2000) *Prestandard and Commentary for the*

- استفاده مؤثر از سختی و مقاومت دیوار بدون وقوع آسیب در آن در زلزله‌های خفیف و متوسط

- تمرکز عمده آسیب در نبشی‌ها و جلوگیری از اثرات موضعی مخرب میانقاب بر قاب

در نمونه F4 که دیوار میانقاب با استفاده از آرماتورهای عصبایی به قاب متصل شده‌اند، مهار دیوار به نحو نسبتاً مطلوبی انجام شده است اما به دلیل ارتباط کامل قاب و میانقاب، نمونه دارای سختی زیادی بوده و از شکل‌پذیری به‌مراتب کمتری برخوردار است. در این نمونه با ایجاد آسیب در دیوار میانقاب، افت قابل‌توجهی در نمودار پوش رخ داد و در دررفت نهایی آزمایش تخریب‌های موضعی در دیوار نیز مشاهده گردید.

۵- نتیجه‌گیری

در این مقاله یک برنامه آزمایشی برای بررسی جزئیات روش‌های رایج مهار میانقاب به قاب‌های فولادی در ایران ارائه شد. نمونه‌های آزمایش شامل تماس دیوار و قاب بدون مهار، اتصال دیوار و قاب با استفاده از نبشی‌های جداکننده قائم و استفاده از میلگردهای مدفون در دیوار بودند. همه نمونه‌ها تحت اثر بار جانبی و جابه‌جایی داخل صفحه قرار گرفتند. برخی از مهم‌ترین نتایج قابل استنباط از این آزمایش عبارتند از:

۱. وجود میانقاب آجری سبب می‌شود تا سختی قاب ۱۹ درصد، مقاومت حد تسلیم قاب ۲۱ درصد و بار نهایی قاب ۲۹ درصد افزایش یابد. همچنین حضور میانقاب موجب کاهش شکل‌پذیری به میزان ۳۶ درصد و کاهش اتلاف انرژی به مقدار ۳۹ درصد می‌گردد.
۲. سختی اولیه نمونه‌های دارای نبشی قائم و آرماتور تسلیح‌کننده به ترتیب ۶۸ درصد و ۷۳ درصد میانقاب مهار نشده است با این وجود مقاومت حد تسلیم آنها به ترتیب ۹۶ درصد و ۱۰۳ درصد میانقاب مهار نشده است. بنابراین جزئیات ذکر شده، علیرغم کاهش سختی اولیه، با افزایش شکل‌پذیری، مقاومت قاب را در سطح قابل‌قبولی حفظ می‌کنند.
۳. تجزیه و تحلیل مدل‌ها نشان می‌دهد، تغییر در جزئیات اتصال بین

13. Markulak, D., Radić, I., and Sigmund, V. (2013) Cyclic testing of single bay steel frames with various types of masonry infill. *Engineering Structures*, **51**, 267-277.
14. Chen, X. and Liu, Y. (2015) Numerical study of in-plane behaviour and strength of concrete masonry infills with openings. *Engineering Structures*, **82**, 226-235.
15. ASTM C 67 - 02c (2002) *Standard Test Methods for Sampling and Testing Brick and Structural Clay Tile*. American Society for Testing and Materials.
16. ASTM C 109/C 109M - 07 (2007) *Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or [50-mm] Cube Specimens)*. American Society for Testing and Materials.
17. ASTM C 1314 - 03a (2003). *Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms*. American Society for Testing and Materials.
18. Combescure, D. and Pegon, P. (2000) Application of the local-to-global approach to the study of infilled frame structures under seismic loading. *Nuclear Engineering and Design*, **196**(1), 17-40.
19. Riddington, J.R. (1984) The influence of initial gaps on infilled frame behaviour. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **77**(3), 295-310.
20. Achyutha, H. (1982) Effect of contact between infill and frame on the behaviour of infilled multistorey frames. *Proc. 6th Int. Brick Masonry Con.*, Rome.
3. Moghaddam, H.A. and Dowling, P.J. (1987) *The State of the Art in Infilled Frames*. London: Imperial College of Science and Technology, Civil Engineering Department.
4. Abrams, D.P. (1994) *Proceedings from the NCEER Workshop on Seismic Response of Masonry Infills*. NCEER.
5. Calvi, G.M. and Santini, S. (1996) *Experimental and Numerical Investigations on the Seismic Response of RC Infilled Frames and Recommendations for Code Provisions*.
6. Crisafulli, F.J., Carr, A.J., and Park, R. (2000) Analytical Modelling of Infilled Frame Structures - A General Review. *Bulletin-New Zealand Society for Earthquake Engineering*, **33**(1), 30-47.
7. Aliaari, M. and Memari, A.M. (2005) Analysis of masonry infilled steel frames with seismic isolator subframes. *Engineering Structures*, **27**(4), 487-500.
8. Mohammadi, M. and Akrami, V. (2010) An engineered infilled frame: Behavior and calibration. *Journal of Constructional Steel Research*, **66**(6), 842-849.
9. Tasnimi, A.A. and Mohebkah, A. (2011) Investigation on the behavior of brick-infilled steel frames with openings, experimental and analytical approaches. *Engineering Structures*, **33**(3), 968-980.
10. Varela-Rivera, J.L., Navarrete-Macias, D., Fernandes Baqueiro, L.E., and Moreno, E.I. (2011) Out-of-plane behaviour of confined masonry walls. *Engineering Structures*, **33**(5), 1734-1741.
11. Liu, Y. and Manesh, P. (2013) Concrete masonry infilled steel frames subjected to combined in-plane lateral and axial loading—An experimental study. *Engineering Structures*, **52**, 331-339.
12. Jazany, R.A., Hajirasouliha, I., and Farshchi, H. (2013) Influence of masonry infill on the seismic performance of concentrically braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, **88**, 150-163.

واژه‌نامه

- ۱- حس گر اندازه گیری جابه‌جایی خطی
Linear Potentiometer Transducer (LPT)
- ۲- ماکزیمم مقدار بار
Maximum Energy Dissipation (MED)
- ۳- اتلاف انرژی قاب تا دریفت نهایی
Total Energy Dissipation (TED)

Experimental Investigation of Conventional Methods of Anchoring Masonry Infills to Steel Frames in Iran

Mahdi Kahrizi¹ and Mehrzad Tahamouli Roudsari^{2*}

1. Ph.D. Student, Department of Civil Engineering, College of Engineering, Kermanshah Branch, Islamic Azad University, Kermanshah, Iran
2. Associate Professor, Department of Civil Engineering, College of Engineering, Kermanshah Branch, Islamic Azad University, Kermanshah, Iran, *Corresponding Author, email: tahamouli@iauksh.ac.ir

Depending upon whether or not they are connected to the frame, infill walls display different performances and have varying effects on the structure and the force distribution between building frames. In most of buildings with steel or reinforced concrete frames, to partition the internal space and also to separate the inside of the building from outside, walls with masonry materials are used as infills. Masonry infill walls are composed of small, distinct elements which collectively act as a single unit. Videlicet, the masonry infill wall consists of discrete materials and since discrete materials generally exhibit a brittle behavior, they crack or fail during earthquakes which in most cases results in the loss of lives and capital. Thereupon, predicting solutions for bracing infill walls and preventing them from being destroyed in such a way that the structure can maintain its desirable performance seems necessary. The specifications of infills and the way they are connected to frames can exert considerable influences on the seismic behavior of the structure. In this study, to investigate the conventional methods of anchoring masonry infills to steel frames in Iran, the experimental results of four single-story, single-bay steel frames with the scale of 1:3 are presented, with a special focus on the different details of the connection between the infill wall and the surrounding frame. Three frames with masonry infills and one frame without an infill were constructed using conventional materials in Iran. All of the samples were tested by applying a lateral load on the upper beam. Different details regarding the connection of the infill to the frame including how the infill is connected to an un-anchored frame, connecting the infill to the frame using vertical separating angles, and the use of embedded rebars in the infill. The results showed that using the mentioned details to anchor the infill to the frame is not only quick and convenient, it also suitably delays the cracking of the infill panel, changes the failure modes of the wall, decreases the level of damage and maintains stability in the wall. The employment of these details also exerts a significant influence on the cracking patterns, failure modes, stiffness, strength, ductility, out-of-plane deformations, and energy dissipation.

Keywords: Steel Frame, Masonry Infill Wall, Wall-Frame Connection, Lateral Load, Experimental Study.