

Investigating the effect of stiffness of non-structural walls consisting of panels with polystyrene core and lightweight concrete coating in infill-steel frame interaction

Keyhan Yasemi¹, S.Mohammad Mirhosseini^{2*}, Farhang Farahbod³, Saied Salehi⁴, Ehsanollah Zeighami²

1- PhD Student, Department of Civil Engineering, Arak Branch, Islamic Azad University, Arak, Iran

2- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Arak Branch, Islamic Azad University, Arak, Iran

3- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, West Tehran Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

4- Assistant Professor, Department of Architectural Engineering, Arak Branch, Islamic Azad University, Arak, Iran

ABSTRACT

This paper investigated the effect of the stiffness of a light panel type with polystyrene core and lightweight concrete coating on the behavior of plain steel frames. An experimental study was performed on two large-scale specimens of one-story single-span. The behavior of panels and determine the effect of their stiffness, an in-plane infill-frame interaction frame, including a steel frame with isolated and non-isolated panels, were investigated. The specimens were tested under controlled displacement to investigate the in-plane infill-frame interaction of steel frames. Both isolated and non-isolated panels were tested under quasi-static One-Way loading. The results show that the proper behavior of this type of panel in isolated and non-isolated frames, the global stiffness of the frames and panels are reduced with a gentle slope, and brittle failure does not occur in the frames and panels. In the isolated specimens, the relative displacement (drift) of 1%, and the stiffness was 1.22 kN/mm. When the drift increased to 2.5%, the stiffness decreased to 0.88 kN/mm. In the non-isolated specimens, the drift of 1%, and the stiffness was 2.49 kN/mm. When the drift increased to 2.5%, the stiffness decreased to 0.89 kN/mm. The behavior of the non-isolated frame after loading is similar to the isolated frame because only the corners of the panel failed. A similar result was obtained in the failure pattern. In other words, the corners of the non-isolated panels attached to the frame failed by increasing the displacement due to in-plane infill-frame interaction. In the subsequent cycles, another part of the corners of the panels failed again. Complete failure was not observed in the panels. Similarly, in the non-isolated specimens, the panels remain without global failure after applying the cyclic load. The behavior of the non-isolated frame is similar to the isolated frame, with a decreased stiffness.

ARTICLE INFO

Receive Date: 07 July 2022

Revise Date: 30 September 2022

Accept Date: 26 October 2022

Keywords:

Frame Stiffness
Isolated and non-Isolated
panels
Infill-Frame Interaction
Quasi-Static One-Way Loading
Failure

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2022.349661.2871>

*Corresponding author: Seyed Mohammad Mirhosseini.
Email address: Mo.Mirhosseini@iau.ac.ir

بررسی تأثیر سختی دیوارهای غیرسازه‌ای متشکل از پانل‌های با هسته پلی‌استایرن و

روکش بتنی سبک در اندرکنش با قاب فولادی ساده

کیهان یاسمی^۱، سید محمد میرحسینی^{۲*}، فرهنگ فرحبد^۳، سعید صالحی^۴، احسان اله ضیغمی^۲.

۱- دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، واحد اراک، دانشگاه آزاد اسلامی، اراک، ایران

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد اراک، دانشگاه آزاد اسلامی، اراک، ایران

۳- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد تهران غرب، دانشگاه آزاد اسلامی، اراک، ایران

۴- استادیار، گروه معماری، واحد اراک، دانشگاه آزاد اسلامی، اراک، ایران

چکیده

در این مقاله، تأثیر سختی یک نوع پانل سبک با هسته پلی‌استایرن و روکش بتنی سبک در قاب‌های فلزی ساده بررسی شد. به منظور یافتن رفتار این نوع پانل و تعیین تأثیر سختی و نحوه تعامل آن با قاب فلزی یک مطالعه تجربی بر روی دو نمونه قاب یک طبقه یک دهانه با مقیاس واقعی به دو صورت جداسازی شده (از بالا و اطراف قاب) و جداسازی نشده انجام شد. از چسب بلوک سیمانی به عنوان ملات در درزهای عمودی پانل‌ها استفاده گردید. نمونه‌ها تحت اثر جابه‌جایی کنترل شده قرار گرفتند تا رفتار داخل صفحه آنها بررسی شود. هر دو نمونه تحت بارگذاری یک‌جهته شبه‌استاتیکی قرار گرفتند. نتایج حاکی از آن است که در هر دو نمونه به دلیل رفتار مناسب بتن پانل‌ها، با افزایش دامنه جابه‌جایی، سختی با شیب ملایم کاهش می‌یابد و کاهش سختی به صورت ناگهانی وجود ندارد. به طوری که در مدل جداسازی شده در جابه‌جایی نسبی ۱٪ سختی پانل $1/2 \text{ kN/mm}$ است. وقتی که جابه‌جایی نسبی به ۲/۵٪ درصد افزایش می‌یابد مقدار سختی به $0/88 \text{ kN/mm}$ کاهش می‌یابد. در مدل جداسازی نشده در جابه‌جایی نسبی ۱٪، سختی پانل $2/49 \text{ kN/mm}$ است. وقتی که جابه‌جایی نسبی به ۲/۵٪ افزایش می‌یابد مقدار سختی به $0/89 \text{ kN/mm}$ کاهش می‌یابد. در الگوی شکست نیز نتیجه‌ای مشابه به دست آمد. بدین معنی که با افزایش جابه‌جایی و تعامل بیشتر بین پانل و قاب، گوشه‌های پانل‌ها تخریب شدند و دوباره تعامل ایجاد و مجدداً قسمت دیگری از گوشه پانل تخریب گردید و شکست کامل در پانل‌ها مشاهده نشد. به همین ترتیب در نمونه جداسازی نشده بدون تخریب کلی و پس از کاهش سختی، به حالت نمونه جداسازی شده می‌رسد و در ادامه بارگذاری، مشابه قاب جداسازی شده عمل می‌کند؛ بنابراین حتی در صورتی که پانل از قاب جداسازی نشود، تخریب ناشی از شکست ترد اتفاق نخواهد افتاد.

کلمات کلیدی: سختی قاب، میان قاب جداسازی شده و جداسازی نشده، تعامل قاب و میان قاب، بارگذاری یک‌جهته استاتیکی، شکست.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2022.349661.2871	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2022.349661.2871	۱۴۰۲/۰۵/۳۱	۱۴۰۱/۰۸/۰۴	۱۴۰۱/۰۸/۰۴	۱۴۰۱/۰۷/۰۸	۱۴۰۱/۰۴/۱۶
سید محمد میرحسینی mo.mirhosseini@iau.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

در تمام ساختمان‌ها، استفاده از دیوارهای خارجی و پارتیشن‌های داخلی به عنوان یک ضرورت برای معماری اجتناب‌ناپذیر است. به دلیل شرایط متغیر تماس میان اجزای میان‌قاب و رفتار پیچیده مصالح میان‌قاب، رفتار حقیقی قاب مرکب به یک مسئله نامعین و پیچیده تبدیل شده است [۱] و پیچیدگی رفتار لرزه‌ای دیوارهای پرکننده و عدم وجود یک مدل معقول و ساده باعث شده است تا اثر چنین عناصری در مراحل ساخت و تحلیل ساختمان نادیده گرفته می‌شود. با این حال، زمین‌لرزه‌های اخیر نشان داده‌اند که نادیده گرفتن تأثیرات دیوارپرکننده همیشه ایمن نیست و ممکن است منجر به تلفات و خسارات زیادی شود و بیشترین هزینه خرابی سازه‌ها در طول زلزله مربوط به آسیب دیدن میان‌قاب‌ها و به دنبال آن تخریب در و پنجره و تأسیسات برقی و... است. یکی از دلایل اصلی خرابی، تعامل بین دیوار پرکننده و عناصر قاب اطراف آن است. تکنیک‌های مختلف برای بهبود رفتار دیوارهای پرکننده که شامل استفاده از شاتکریت تقویت‌شده، پوشش نازک فلزی، استفاده از پلیمرهای تقویت‌شده با الیاف^۱ FRPs، مفتول جوش داده‌شده خارجی، لایه‌های تقویت‌شده با الیاف شیشه^۲ GFRP، افزودن لایه گچ تقویت‌شده با مش به یک یا هر دو طرف دیوار، تقویت دیوارهای پرکننده با عناصر پیش‌ساخته و پیش‌تنیده، باعث بهبود رفتار سازه‌ای آنها می‌شود [۲-۵].

تعامل بین دیوارهای پرکننده و قاب، تأثیرات مثبت و منفی بر روی رفتار کلی مجموعه قاب، دیوار پرکننده و ساختمان دارد. کاهش جابه‌جایی و سهم بار جانبی قاب، افزایش مقاومت و اتلاف انرژی از جمله اثرات مثبت هستند. ایجاد طبقه اول نرم (نامنظمی در ارتفاع)، ایجاد ستون کوتاه (توزیع غیریکنواخت نیرو در ستون‌ها) و پیچش (نامنظمی در پلان) از اثرات منفی آن است. در دهه‌های اخیر دانشمندان بیشتر به اثرات مثبت دیوارهای پرکننده توجه کرده‌اند اما اثرات مخرب آنها را نادیده گرفته‌اند [۶-۷]. جو و همکاران [۸] پیشنهاد کرده‌اند که برای از بین بردن مشکل طبقه نرم ناشی از پیکربندی عمودی نامنظم دیوارهای بتن مسلح^۳ RC، دیوار از قاب خمشی فولادی به وسیله شکاف جدا شود. مارکولاک و دیگران [۹] نوع جدیدی از دیوار بنایی ساختمانی ساخته شده از ترکیب خاک رس و بتن هوادهی اتوکلاو سبک^۴ AAC پیشنهاد کرده‌اند که در جابه‌جایی نسبی خاصی اجازه می‌دهد جداسازی نسبی دیوار بنایی از قاب فولادی صورت گیرد و به نوعی مانع از اثرات مخرب پرکننده شود. موراندی و همکاران [۱۰] نشان دادند که می‌توان با استفاده ترکیبی از اتصالات کشویی در دیوار بنایی و قابلیت تغییر شکل در محل اتصال دیوار و قاب، اثرات مخرب تعامل دیوار و قاب را کاهش داد. همچنین در مورد چگونگی دستیابی به قاب پر شده مهندسی با استفاده از فیوزهای کشویی در دیوار پرکننده، مطالعاتی انجام شده است. محمدی و اکرمی؛ محمدی و همکاران؛ محمدی و محمدی - قاضی؛ هاشمی و همکاران [۱۱-۱۴] از تکنیک جداسازی دیوار پرکننده و قاب برای کاهش تعامل بین آنها استفاده کردند. این تکنیک باعث قابلیت افزایش اتلاف انرژی نمونه در مقایسه با قاب لخت و همچنین افزایش ظرفیت جابه‌جایی نسبی در مقایسه با قاب پر شده با یک اتصال کامل بین پرکننده و قاب می‌شود. عطاری و همکاران چند نوع اتصال بین قاب فلزی و دیوارهای بنایی بررسی و عملکرد آنها را با هم مقایسه نمودند و نشان دادند که به‌کارگیری اتصالات دهنده‌های فلزی T و V شکل می‌تواند زوال سختی و مقاومت را جبران کرد [15]. تحملی رودسری و همکاران نشان دادند که وجود پرکننده بنایی با اتصال مستقیم به قاب باعث افزایش سختی و مقاومت نهایی می‌شود و اتلاف انرژی و کاهش شکل‌پذیری قاب را افزایش می‌دهد [۱۶]. قلهکی و همکاران با استفاده از ورق‌های فولادی نازک به عنوان دیوار برشی مقاوم در برابر بارهای جانبی و در نظر گرفتن سه قاب فلزی یک، سه و پنج طبقه مدلی ساده ارائه کردند که در آن به جای دیوار برشی فلزی نازک از سه نوار صرفاً کششی استفاده شد تا به این طریق حجم محاسبات را کاهش دهند. پس از آنالیز مدل‌ها و انجام آزمایش پوش‌آور با در نظر گرفتن اثر پارامتر نسبت ابعاد و انعطاف پذیری ستون بر دقت رفتار غیرالاستیک مدل سه نوازی پیشنهادی، مشخص گردید که نمودار پوش‌آور به دست آمده از مدل‌های سه نوازی و مدل اصلی تطابق خوبی دارند. اختلاف مقاومت نهایی در مدل اصلی و مدل پیشنهادی ۷٫۵ درصد و اختلاف در سختی اولیه بین ۲٫۵ تا ۲۸٫۵ درصد بود که اختلاف

¹ Fiber Reinforced Polymers

² Glass Fiber Reinforced Polymer

³ Reinforced Concrete

⁴ Autoclave Aerated Concrete

کم مربوط به قاب‌های با طبقات بیشتر می باشد [۱۷]. خیرالدین و همکاران با استفاده از بادبندهای فولادی هم‌مرکز و برون‌محور در قاب‌های ۵ و ۱۰ طبقه بتن مسلح به بررسی تاثیر آنها در عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح دوگانه پرداختند. نتایج نشان داد که بادبندهای هم‌مرکز ظرفیت باربری قاب‌ها را ۲,۳ برابر و بادبندهای برون‌محور ۲ برابر افزایش می‌دهند. همچنین بادبندهای برون‌محور نیروی برش پایه را تا ۷ برابر نسبت به بادبندهای هم‌مرکز کاهش می‌دهند [۱۸]. خاتک و همکاران با انجام آزمایش برش مورب، اثربخشی پلاستر سیمانی تقویت شده با نوعی بافت^۵ بر محدود نمودن آسیب ناشی از برش را انجام دادند. این آزمایش بر روی ۱۶ نمونه بنایی که در آن ضخامت دیوار پرکننده، جنس بافت و تعداد لایه بافت متغیر بودند انجام شد. سه نوع بافت (بازالت، شیشه و کربن) و دو نوع دیوار با ضخامت‌های ۱۵۰ و ۲۰۰ میلی‌متر به عنوان متغیر انتخاب شد. نتایج حاکی از آن بود که تقویت پلاستر سیمانی با بافت حالت شکست را از لغزش شکننده بستر به ترک مورب و یا خرد شدن پاشنه دیوار تغییر داد. همچنین تقویت پلاستر سیمانی با بافت در دیوار به ضخامت ۱۵۰ میلی‌متر، باعث افزایش ۱۰۴ تا ۲۵۸ درصد و در دیوار با ضخامت ۲۰۰ میلی‌متر ۶۹ تا ۱۵۶ درصد در مقاومت برشی گردید. همچنین افزایش قابل توجهی در شکل‌پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی در دیوارهای تقویت شده با بافت نیز مشاهده شد [19]. در کارهای انجام شده قبلی استفاده از مصالح نوین و شکل مناسب در ساخت میان‌قاب که بتواند در صورت تعامل با قاب، علی‌رغم سبک بودن به استحکام سازه نیز کمک کند، بررسی نشده است. در تحقیق حاضر به این دو موضوع هم‌زمان توجه شده تا میان‌قابی سبک، مقاوم و دارای سختی مناسب داشته باشیم و این موضوع بسیار مهم است.

در این تحقیق از کف مقاوم، تجهیزات بارگذاری، ابزار دقیق و دو نمونه قاب که در یکی طبق دستورالعمل (2000) FEMA^۶356 [20] جداسازی قاب و پانل انجام شد و در دیگری بدون جداسازی استفاده گردید. برای آزمایش درون‌صفحه، ستون‌های هر نمونه توسط چهار عدد پیچ M24-HS-10.9 به کف مقاوم متصل شد. این قاب به‌صورت جانبی در دو نقطه پشتیبانی شد تا جابه‌جایی‌های خارج از صفحه را مهار کند. نمونه‌ها در بخش سازه مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی ساخته شده و تحت بارگذاری یک‌جهته آزمایش شدند. برای این منظور، دو محرک هیدرولیکی (۵۰۰ کیلو نیوتن) و دو نیروسنج برای ثبت بار جانبی اعمال شده داخل صفحه در هر دو نقطه بارگذاری نصب و استفاده شد. تغییر مکان با دو LVDT^۷ اندازه‌گیری شد. داده‌های اندازه‌گیری شده در یک ثبت‌کننده اطلاعات ذخیره شدند. در طی بارگذاری جانبی، هیچ بارگذاری عمودی بر روی نمونه‌ها اعمال نشد. پروتکل بارگذاری با نسبت دامنه‌های مشخص شده مطابق با FEMA461 (2007) [21] و سرعت بارگذاری ۲ میلی‌متر بر ثانیه که برای بارگذاری یک‌جهته شبه استاتیک کافی است در نظر گرفته شد. در هر دو نمونه با افزایش دامنه جابه‌جایی، سختی با شیب مناسب کاهش یافت که ناشی از تخریب بتن گوشه‌های پانل در محل تعامل با قاب بود و کاهش سختی به‌صورت ناگهانی رخ نداد. نمونه جداسازی نشده به دلیل تعامل پانل و قاب در ابتدای بارگذاری سختی اولیه قاب را به میزان ۴,۲۶ برابر سختی اولیه نمونه جداسازی شده افزایش داد. نکته مهم اینکه در نمونه جداسازی شده در جابه‌جایی نسبی ۲,۵ درصد سختی قاب و میان‌قاب ۱۲ درصد از نمونه جداسازی نشده بیشتر است که نشان‌دهنده آسیب ندیدن و مقاومت پانل در نمونه جداسازی شده است؛ بنابراین در هر دو نمونه علاوه بر سبک بودن پانل‌ها، مقاومت مجموعه قاب و پانل افزایش یافت و تا جابه‌جایی نسبی ۲,۵ درصد سختی مجموعه با شیب کم کاهش یافت و هیچ شکست تردی رخ نداد.

۲- نمونه‌های آزمایش

دو قاب یک دهانه یک طبقه با مقیاس واقعی و کاملاً یکسان با دهانه آزاد ۲۷۹۰ میلی‌متر و ارتفاع ۲۸۰۰ میلی‌متر که ستون‌ها HE-B120 با مشخصات $A=3400 \text{ mm}^2$, $I=8640000 \text{ mm}^4$ و تیرها IPE200 با مشخصات $A=2850 \text{ mm}^2$, $I=19400000 \text{ mm}^4$ مربوط به طبقه آخر یک ساختمان پنج طبقه فلزی با سیستم اتصالات ساده در شهر تهران با خاک نوع II که بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران و آیین‌نامه فولاد آمریکا (AISC^۸ 360-10) [22] بارگذاری و طراحی شده بود، با معادل‌سازی مقاطع، ستون‌ها از IPE220 با مشخصات

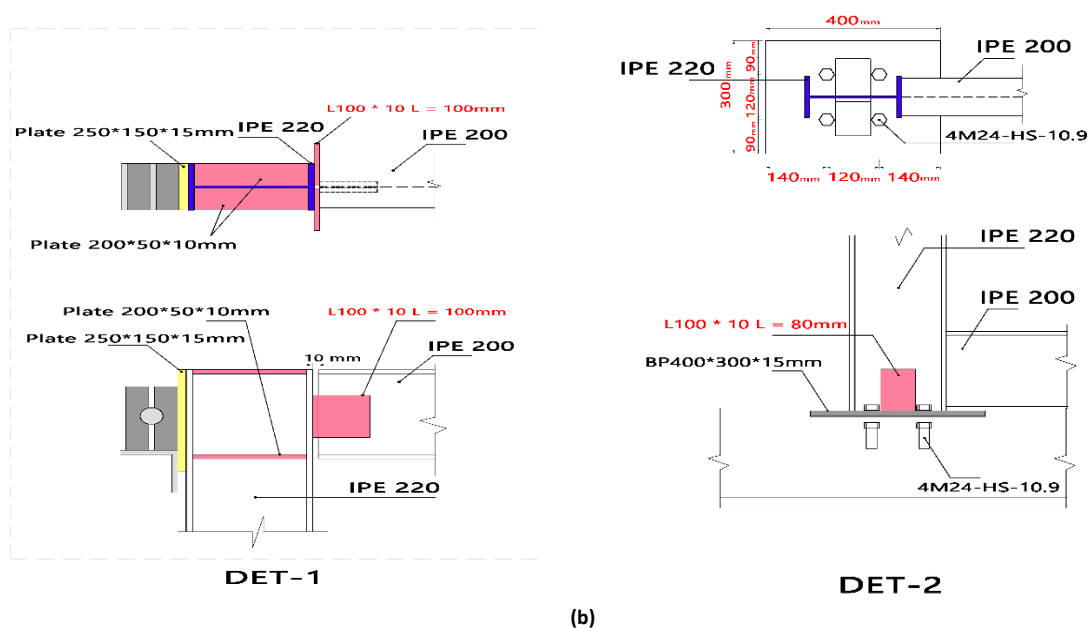
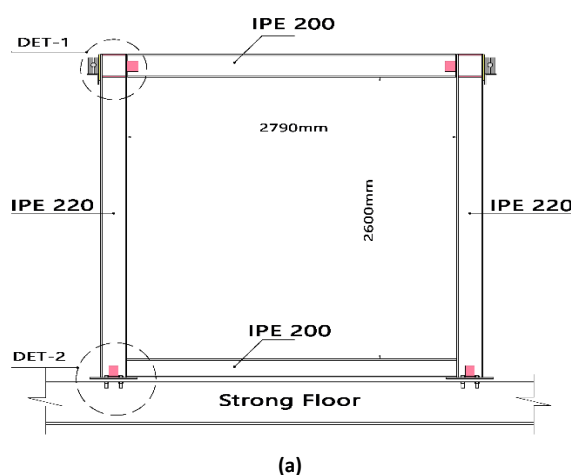
⁵ Fabric

⁶ Federal Emergency Management Agency

⁷ Linear Variable Displacement Transducer

⁸ American Institute of Steel Construction

ساخته شدند. برای اتصال تیر به ستون از اتصال مفصلی استفاده گردید. ستون‌ها بر روی صفحه‌ستون‌هایی به ابعاد 400×300 و ضخامت ۱۵ میلی متر قرار گرفته و هرکدام از صفحه‌ستون‌ها با ۴ عدد پیچ $M24-HS-10.9$ به شاسی صلب متصل گردیدند. برای ایجاد شرایط واقعی اسکلت فلزی و جلوگیری از تغییر فاصله ستون‌ها نسبت به هم و اعمال شرایط سقف، بین دو ستون بر روی شاسی یک تیر فلزی از نوع IPE200 به انتهای دو ستون با جوش کامل متصل و آنها را مهار نموده و حالت گیردار به وجود آمد و شرایط امتداد و اتصال ستون‌های قاب به ستون‌های طبقه پایین حاصل گردید. همچنین در داخل جان ستون‌ها و اتصال به صفحه ستون، جهت کنترل نیروی برشی از ۴ عدد نبشی نمره ۱۰۰ میلی متر به طول ۸۰ میلی متر (۲ عدد نبشی در هر ستون) استفاده شد. به منظور جلوگیری از تغییر شکل بال‌ها و لهیدگی جان ستون‌ها در اثر اعمال بار، در راستای بال تیر بالایی از ۸ عدد سخت‌کننده به ابعاد $1/b/t=200 \times 50 \times 10$ میلی متر استفاده گردید و جهت ایجاد شرایط اتصال مفصلی در اتصال تیر بالایی به ستون‌ها از ۴ عدد نبشی نمره ۱۰۰ میلی متر و به طول ۱۰۰ میلی متر استفاده شد (شکل ۱).



شکل ۱: (a) قاب نمونه‌ها (b) جزئیات اتصالات (اندازه‌ها به میلی‌متر)

پانل‌های مورد مطالعه دارای ابعاد $3000 \times 450 \times 100$ میلی‌متر هستند و برای استفاده در قاب‌ها با ابعاد مختلف قابلیت برش توسط سنگ فرز را دارند. ضخامت دیواره‌های آن ۱۵ میلی‌متر و ضخامت پلی‌استایرن ۷۰ میلی‌متر است. با توجه به اینکه از ۶ رشته کابل فولادی (سیم بکسل) به قطر ۳ میلی‌متر در طول پانل به صورت پیش کشیده با نیروی هر کابل ۸,۳۳۰ کیلو نیوتن استفاده می‌شود، تیغه‌های عرضی پانل به ضخامت ۳۰ میلی‌متر در نظر گرفته شد تا حداقل پوشش بتن روی کابل‌ها رعایت گردد. چسب بلوک بتنی پرین به عنوان ملات برای اتصال پانل‌ها استفاده شد (شکل ۲). جدول ۱ اطلاعات نمونه‌ها را نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل ۲ نشان داده شده است جهت اجرای پانل‌ها، ابتدا نبشی‌های یک طرف قاب (یکی در بالا و یکی در پایین) جوش می‌شود سپس اولین پانل با رعایت فاصله از ستون و تیر بالایی (در نمونه جداسازی شده) به نبشی‌ها تکیه داده می‌شود. سپس لبه داخلی آن با چسب بلوک آغشته می‌شود و پانل بعدی به آن می‌چسبد و بعد از نصب همه پانل‌ها نبشی‌های طرف دیگر نصب می‌گردد.



(a)



(b)



(c)



(d)

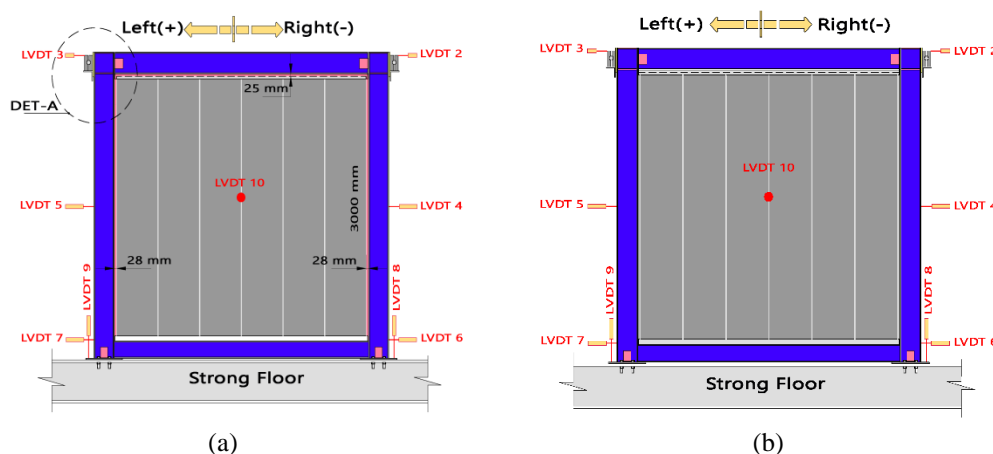
شکل ۲: (a) مقطع طولی و عرضی پانل (b) چسب بلوک بتنی پرین (c) آماده‌سازی چسب (d) استفاده از چسب به‌عنوان ملات

جدول ۱: مشخصات نمونه‌ها

ردیف	نمونه	نوع قاب، میان قاب، ملات بند قائم	تعداد دهانه و طبقه	نوع اتصال تیر به ستون قاب نمونه	نوع اتصال ستون به صفحه ستون	جداسازی میان قاب از قاب	آزمایش داخل صفحه
۱	WCINF	فولادی، پانل بتنی سبک، چسب بلوک پرین	۱	ساده	گیردار	بله	بله
۲	CINF	فولادی، پانل بتنی سبک، چسب بلوک پرین	۱	ساده	گیردار	خیر	بله

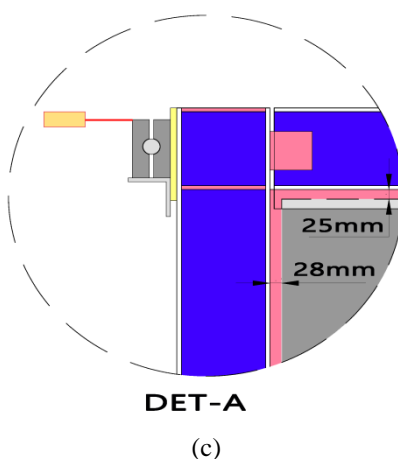
در نمونه WCINF⁹ بین میان قاب و ستون‌ها مطابق دستورالعمل FEMA 356 (2000) [۲۰] به اندازه ۲ درصد ارتفاع طبقه (یک درصد در هر طرف) به منظور عدم تعامل قاب و میان قاب جداسازی و ۲۸ میلی‌متر با سطح داخلی ستون فاصله دارد. همچنین در بالا به اندازه ۲۵ میلی‌متر از بال پایینی تیر فاصله داده شد و میان قاب در بالا و پایین به وسیله نبشی نمره ۵۰ میلی‌متر در دوطرف به گونه‌ای مهار شد که میان قاب بتواند به صورت ریلی بین نبشی‌ها حرکت کند (شکل ۳).

قاب نمونه CINF¹⁰ دقیقاً مشابه نمونه WCINF است با این تفاوت که میان قاب، هم در طرفین و هم در بالا کاملاً به بال پایین تیر فوقانی و بال داخلی ستون‌ها چسبیده و هیچ‌گونه فاصله‌ای ندارد. این نمونه به منظور بررسی و کنترل تعامل بین قاب و میان قاب و مقایسه عملکرد دو نمونه است (شکل ۳).



⁹ Without Connection Infill

¹⁰ Connection Infill

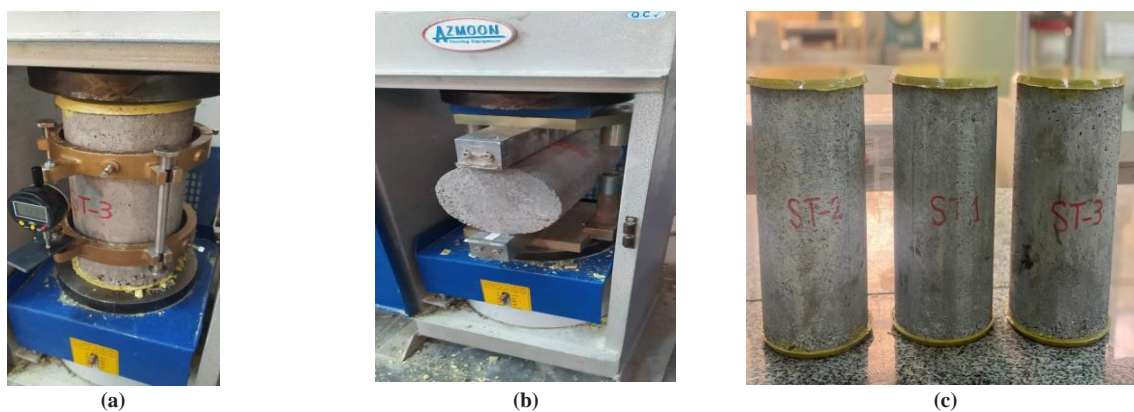


شکل ۳: (a) نمونه جداسازی شده WCINF (b) نمونه جداسازی نشده CINF (c) دتایل A (فواصل جداسازی)

۳- مواد و روش‌ها

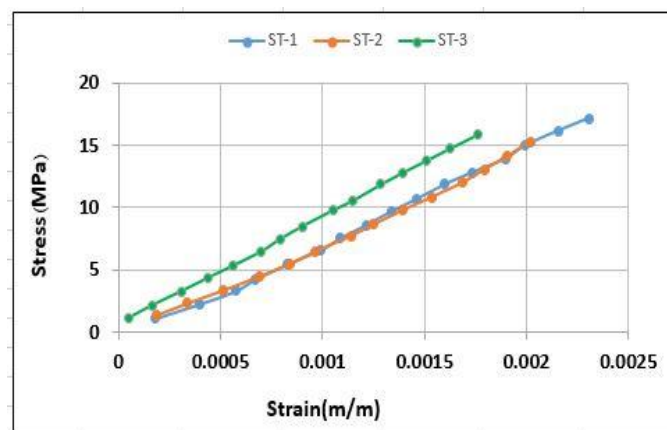
۳-۱- مشخصات بتن پانل‌های میان قاب

برای تعیین مشخصات مکانیکی بتن میان‌قاب‌ها، تعداد پنج نمونه استوانه‌ای به ارتفاع ۳۰۰ و قطر ۱۵۰ میلی‌متر از محل ساخت پانل‌ها تهیه و در آزمایشگاه دانشکده عمران دانشگاه صنعتی پل‌تکنیک تهران آزمایش‌های لازم بر اساس آیین‌نامه بتن آمریکا-ACI 318 [23]^{۱۱} (19) انجام شد (شکل ۴). در این آزمایش‌ها مقاومت فشاری، مدول الاستیسیته و مقاومت کششی بتن به دست آمد و نمودار تنش فشاری - کرنش نمونه‌ها ترسیم گردید (شکل ۵).



شکل ۴: (a) آزمایش نمونه فشاری (b) آزمایش مقاومت کششی (برزیلی) (c) نمونه‌های استوانه‌ای

¹¹ American Concrete Institute



شکل ۵: نمودار تنش فشاری - کرنش نمونه‌ها

جدول ۲: مقاومت فشاری نمونه‌های بتن پانل

Sample no.	Dimensions h(mm) d(mm)		E(MPa)	Area(mm ²)	Ultimate Force (MPa)	Compressive strength (MPa)
Average	۳۰۰	۱۵۰	۸۳۱۴	۱۸۳۷۶	۳۰۴/۷	۱۶

جدول ۳: مقاومت کششی نمونه‌های بتن پانل

Sample no.	Dimensions h(mm) d(mm)		Area(mm ²)	Ultimate Force (MPa)	Compressive strength (MPa)
Average	۳۰۰	۱۵۰	۱۸۳۷۶	۸۱/۴	۱/۱

۲-۳- مشخصات فولاد و چسب بلوک بتنی

ویژگی فولاد و چسب بلوک مصرفی با توجه به داشتن استاندارد و انجام آزمایش‌های لازم توسط کارخانه سازنده، از مشخصات کارخانه تولیدی استفاده شد (جدول ۴ و ۵). چسب بلوک سیمانی یک ملات خشک آماده است که در بسته‌های ۲۵ کیلوگرمی ارائه می‌شود. برای آماده‌سازی چسب، ۲۵ کیلوگرم چسب بلوک به آرامی به ۷٫۵ لیتر آب اضافه کرده و به صورت پیوسته با مخلوط‌کن مکانیکی به هم زده می‌شود. باید ۱۰ دقیقه بعد از اختلاط صبر نمود تا قوام یافته و آماده مصرف شود. عمر مفید چسب بعد از آماده شدن حداقل ۲ ساعت است. در اکثر شرایط آب‌وهوایی، چسب نیاز به عمل‌آوری خاصی ندارد. در شرایط تابش نور شدید خورشید و یا وزش باد که احتمال خشک شدن سریع باشد، پاشش آب توصیه شده است. بعد از تمیز نمودن محل مصرف چسب با برس، یک لایه نازک ۲ تا ۳ میلی‌متری از چسب بر روی سطوح با ماله دندانه‌دار اجرا می‌شود.

جدول ۴: مشخصات چسب بلوک بتنی پرین

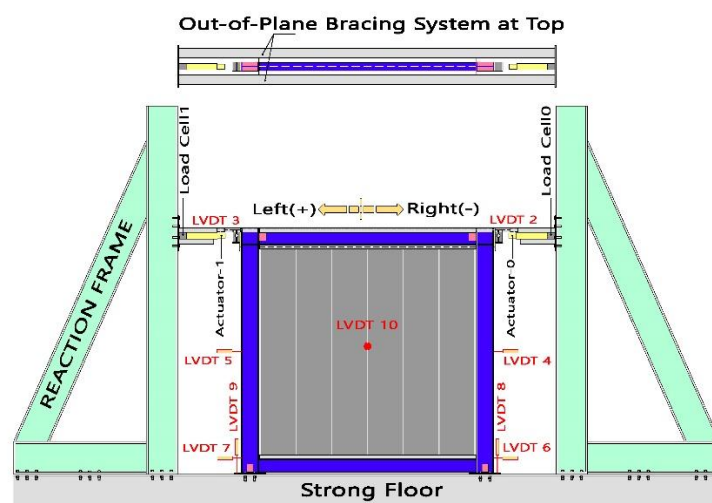
Mortar Type	Tensile Adhesion Strength(MPa)	Adhesion Strength(MPa)	Bending Strength(MPa)	Compressive strength (MPa)
Parin Thin Bed Joint Mortar	۱/۵	۰/۴۲	۱/۲	۴

جدول ۵: مشخصات فولاد مصرفی

Mortar Type	Yielded Stress F_y (MPa)	Ultimate Stress F_u (MPa)	Ultimate Strain (%)	Young's Modulus E (MPa)
St37	۲۴۰۰	۴۲۰۰	۲۲	۲۰۵۰۰۰

۴- راه اندازی آزمایش

راه اندازی و ابزار دقیق آزمایش شامل تنظیم آزمایش درون صفحه قاب واکنش، کف مقاوم، تجهیزات بارگذاری، ابزار دقیق و نمونه به صورت شماتیک در (شکل ۷) نشان داده شده است. این قاب از یک تیر واکنش صلب و سخت تشکیل شده است و محکم به طبقه پیچ شده است. برای آزمایش درون صفحه، ستون‌های هر نمونه توسط چهار عدد پیچ M24-HS-10.9 به کف مقاوم متصل شد. این قاب به صورت جانبی در دو نقطه پشتیبانی شد تا جابه‌جایی‌های خارج از صفحه را مهار کند. نمونه‌ها در بخش سازه مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی تحت بارگذاری یک‌جهته آزمایش شدند. برای این منظور، دو محرک هیدرولیکی (۵۰۰ کیلو نیوتن) و دو نیروسنج برای ثبت بار جانبی اعمال شده در محل نقاط بارگذاری نصب و استفاده شد. تغییر مکان با دو LVDT اندازه‌گیری شد. داده‌های اندازه‌گیری شده در یک ثبت‌کننده اطلاعات ذخیره شدند. در طی بارگذاری افقی، هیچ بارگذاری عمودی بر روی نمونه‌ها اعمال نشد. پروتکل بارگذاری با نسبت دامنه‌های مشخص مطابق با FEMA461 (2007) [21] منظور گردید. سرعت بارگذاری ۲ میلی‌متر بر ثانیه که برای بارگذاری یک‌جهته شبه‌استاتیکی کافی است، در نظر گرفته شد. در این پژوهش طبق جابه‌جایی نسبی معادل سطوح عملکرد برای قاب‌های فولادی ساده، جابه‌جایی نسبی ۲ درصد در نظر گرفته شد.



(a)

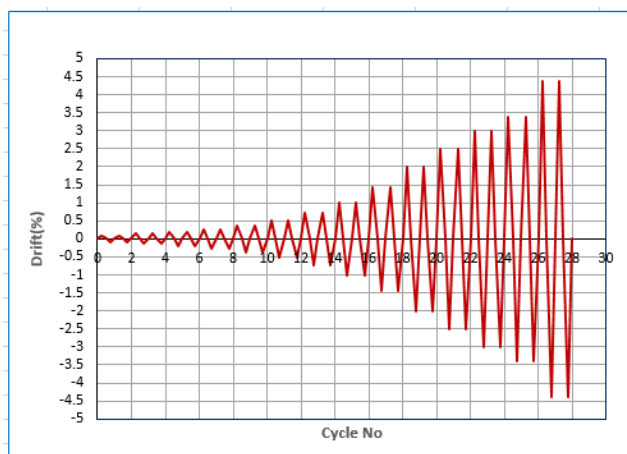


(b)



(c)

شکل ۶: (a) پیکربندی آزمایش و نمای کلی راه اندازی آزمون بارگذاری (b) نمونه ساخته شده آماده برای بارگذاری و نصب محرک های هیدرولیکی و نیروسنج ها در محل های مورد نظر (c) تخریب در گوشه های نمونه بعد از اتمام بارگذاری



شکل ۷: نمودار پروتکل بارگذاری

برای توصیف کاهش سختی، عامل کاهش سختی (K_j) طبق فرمول (۱) محاسبه گردید [۳] که در آن P_j^i و U_j^i به ترتیب حداکثر بار جانبی و جابه جایی متناظر با آن در دامنه بارگذاری i ام هنگامی که جابه جایی انتهای ستون برابر ز است. n تعداد بارگذاری تکراری برای هر دامنه جابه جایی (در صورت لزوم) است. منحنی های کاهش سختی در (شکل ۸) نشان داده شده است. افزایش سختی قاب ها به دلیل وجود میان قاب و کاهش سختی آنها با افزایش دامنه جابه جایی در بارگذاری یک جهته، دو پارامتر قابل توجه در رابطه با نیاز لرزه ای هستند. پارامتر زوال سختی دو نمونه در (جدول ۶) نشان داده شده است.

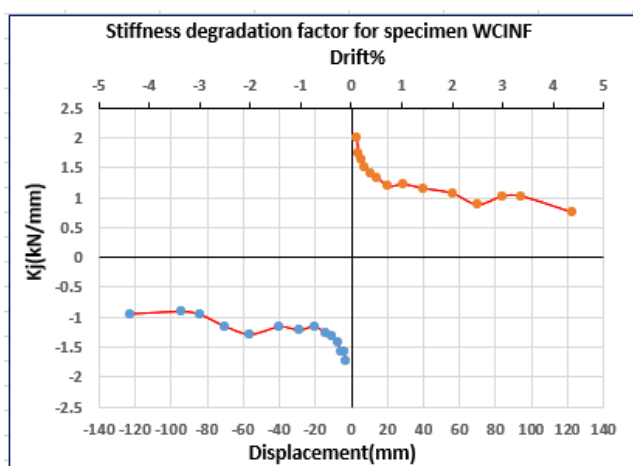
$$K_j = \frac{\sum_{i=1}^n P_j^i}{\sum_{i=1}^n U_j^i} \quad (1)$$

جدول ۶: مقادیر مشخصه بر روی منحنی‌های زوال سختی در جابه‌جایی نسبی‌های ۲.۵ و ۲.۱۰ درصد

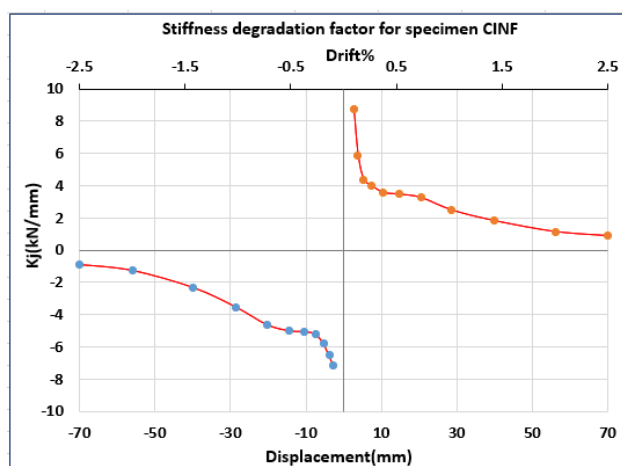
Specimen	Direction Loading	K_{ini} $K_{ini}(\frac{kN}{mm})$	Drift 1% $K_j(\frac{kN}{mm})$	Drift 2% $K_j(\frac{kN}{mm})$	Drift 2.5% $K_j(\frac{kN}{mm})$
WINF	Positive	۲	۱,۲۲	۱,۰۷	۰,۸۸۴
	Negative	۱,۷۳	۱,۲۲	۱,۲۹	۱,۱۵۸
	Average	۱,۸۶	۱,۲۲	۱,۱۸	۱,۰۲
CINF	Positive	۸,۷۴	۲,۴۹	۱,۱۵	۰,۸۹۴
	Negative	۷,۱۲	۳,۵۲	۱,۲۸	۰,۹۱۶
	Average	۷,۹۳	۳	۱,۲۲	۰,۹۱

همان‌طور که در (جدول ۶) مشخص است در هر دو نمونه با افزایش دامنه جابه‌جایی، سختی با شیب مناسب کاهش می‌یابد که ناشی از تخریب بتن گوشه‌های پانل در محل تعامل با قاب است و کاهش سختی به‌صورت ناگهانی وجود ندارد بدین معنی که تخریب یا شکست ترد اتفاق نمی‌افتد. دندانه‌ای بودن هر دو نمودار نشان‌دهنده این موضوع است که پس از هر آسیب جزئی در پانل‌ها، مجدداً تعامل ایجاد می‌شود و سختی افزایش می‌یابد. یکی از دلایل عدم ایجاد آسیب جدی در پانل‌ها، وجود کابل‌های کششی در داخل پانل‌ها است که مقاومت کششی ناشی از برش در پانل‌ها را افزایش داده است و تخریب به صورت موضعی در محل تعامل با قاب و ناشی از خرد شدن بتن تحت فشار گوشه‌ها است.

نمونه CINF سختی اولیه قاب را به میزان ۷,۱۱ برابر سختی اولیه نمونه WCINF افزایش داده است که ناشی از تعامل پانل و قاب در ابتدای بارگذاری و مقاومت مناسب پانل‌ها است. نکته مهم اینکه در نمونه WCINF در جابه‌جایی نسبی ۲,۵ درصد سختی قاب و میان‌قاب ۱۲ درصد از نمونه CINF بیشتر است که نشان‌دهنده تأخیر در تعامل بین قاب و پانل و عدم آسیب جدی در پانل‌ها و همچنین مقاومت پانل در نمونه WCINF در جابه‌جایی نسبی‌های پایین است.



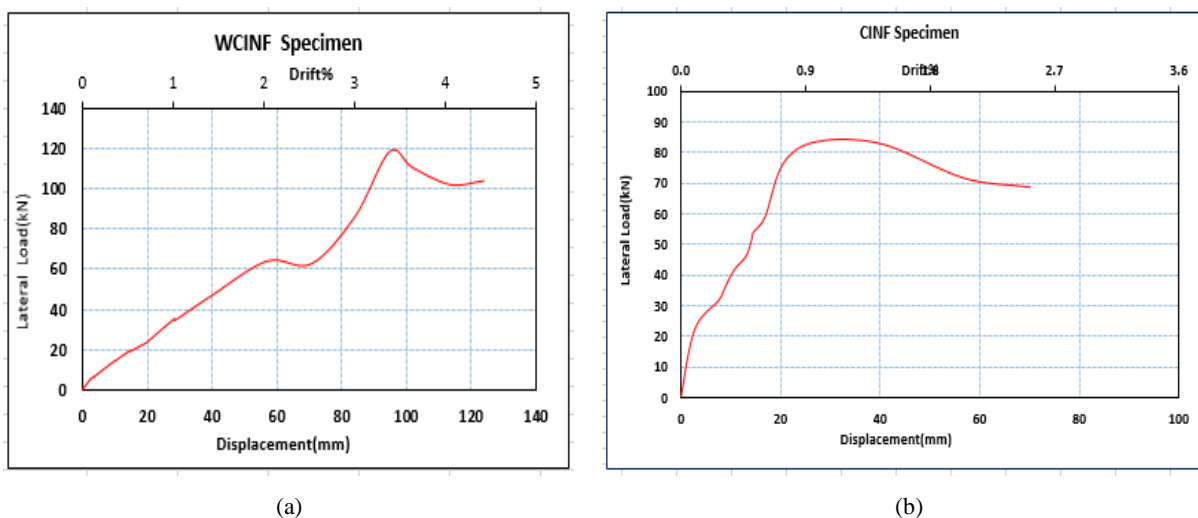
(a)



(b)

شکل ۸: منحنی کاهش سختی نمونه‌ها (a) نمونه WCINF (b) نمونه CINF

نمودارهای نیرو - جابه‌جایی نمونه‌ها (شکل ۹) نشان می‌دهند که در هر دو نمونه پس از تعامل پانل و قاب مقاومت افزایش یافته و آسیب دیدن نمونه‌ها به‌گونه‌ای است که زوال مقاومت با شیب کم اتفاق می‌افتد. در نمونه جداسازی شده مقاومت از ۶۴,۰۶ کیلونیوتن در جابجایی نسبی ۰,۴٪ به ۶۲,۵۹ کیلونیوتن در جابجایی نسبی ۲,۵۲٪ می‌رسد و شکست ناگهانی رخ نمی‌دهد و پس از آسیب اولیه پانل‌ها مجدداً تعامل ایجاد شده و سختی مجموعه قاب و پانل افزایش می‌یابد. در نمونه جداسازی نشده نیز مقاومت از ۸۳,۶۲ کیلونیوتن در جابجایی نسبی ۱٪ به ۶۸,۷۹ کیلونیوتن در جابجایی نسبی ۲,۵۲٪ می‌رسد. نمودار نمونه جداسازی شده نشان می‌دهد که تا جابه‌جایی نسبی ۲,۵ درصد هیچ‌گونه تعاملی بین پانل و قاب وجود ندارد و پس از آن تعامل ایجاد می‌شود و بعد از آسیب جزئی مقاومت افزایش یافته و در جابه‌جایی‌های نسبی مورد انتظار زوال مقاومت اتفاق نخواهد افتاد. سختی اولیه و مقاومت نهایی اولیه نمونه‌ها در (جدول ۷) آمده است.

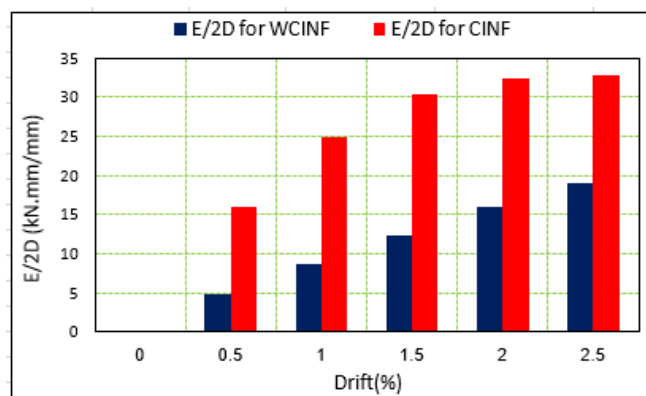


شکل ۹: نمودار نیرو - جابه‌جایی نمونه‌ها (a) نمونه WCINF (b) نمونه CINF

جدول ۷: پارامترهای رفتاری اولیه نمونه‌ها

Specimen	سختی اولیه (kN/mm)	مقاومت نهایی اولیه (kN)
WCINF	۱,۱۲	۶۴,۰۶
CINF	۷,۹۷	۸۳,۶۲

به منظور بررسی و مقایسه توانایی استهلاک انرژی نمونه‌ها در هر سطح جابه‌جایی، رویکرد به کار رفته توسط سایر محققان مورد استفاده قرار گرفت [24]. انرژی مستهلک شده نمونه‌ها (مساحت زیر نمودار نیرو- جابه‌جایی) در تغییر مکان‌های معین که برحسب دو برابر تغییر مکان حداکثر هر دامنه جابه‌جایی نرمال شده است، در شکل ۱۰ نشان داده شده است. با توجه به این که ظرفیت استهلاک انرژی زمانی کارایی مناسب خواهد داشت که میان‌قاب دچار خسارت کلی نشود، لذا در هر دو نمونه به دلیل عدم آسیب جدی پانل‌ها، عملکرد مناسبی دیده می‌شود. در نمونه جداسازی نشده به دلیل تعامل سریع، ظرفیت استهلاک انرژی تا جابه‌جایی نسبی متعارف ۲,۵ درصد بیشتر است.



شکل ۱۰: مقایسه انرژی استهلاک شده در نمونه‌ها

۵- نتیجه گیری

در این تحقیق، رفتار قاب‌های فولادی ساده پرشده با پانل‌های سبک بتنی در دو قاب با پانل‌های جداسازی شده و جداسازی نشده تحت بارگذاری جانبی یک‌جهته مورد مطالعه قرار گرفت. نتایج تجربی به صورت زیر است:

در هر دو نمونه WCINF و CINF پس از تعامل پانل و قاب، مقاومت و سختی مجموعه افزایش می‌یابد و با افزایش دامنه جابه‌جایی، سختی با شیب ملایم کاهش می‌یابد و کاهش سختی به صورت ناگهانی وجود ندارد. الگوی شکست نیز این موضوع را تأیید کرد. نمونه CINF سختی اولیه قاب را به میزان ۷/۱۱ برابر سختی اولیه نمونه WCINF افزایش داده است. در نمونه WCINF در جابه‌جایی نسبی ۲/۵ درصد سختی مجموعه قاب و میان‌قاب ۱۲ درصد از نمونه CINF بیشتر است. در نمونه CINF پس از اعمال بار جانبی با کاهش سختی نهایتاً به حالت نمونه WCINF خواهد رسید و در ادامه بارگذاری مشابه قاب جداسازی شده عمل می‌کند. کاهش مقاومت در هر دو نمونه با شیب کم اتفاق می‌افتد و ظرفیت استهلاک انرژی در نمونه جداسازی نشده بیشتر است.

مراجع

- [1] Hashemi, S. A. (2007). *Seismic evaluation of reinforced concrete buildings including effects of masonry infill walls*, Phd Dissertation, College of Engineering, University of California, Berkeley.
- [2] Albert, M.L., Elwi, A. E, and Cheng, J. J. (2001). Strengthening of unreinforced masonry walls using FRPs. *Journal of Composites for Construction*, 5 (2), 76–84.
- [3] Schwartz J, Mojsilovic´ N, Becker C, et al. (2011) Cyclic shear load tests on seismically strengthened masonry walls. In: Proceedings of the 11th North American masonry conference (NAMC), Minneapolis, MN, 5–8 June, pp. 1331– 1342. Available at: <http://www.schwartz.arch.ethz.ch/Publikationen/Dokumente/mauerwerk.pdf>
- [4] El-Dakhkhni, W., Hamid, A. A., and Elgaaly, M. (2004). Seismic retrofit of concrete-masonry-infilled steel frame with glass fiber-reinforced polymer laminates. *Journal of Structural Engineering*, 130 (9), 1343–1352.
- [5] Altın, S., Anıl, O., Koprman, Y., and Belgin, C.. (2010). Strengthening masonry infill walls with reinforced plaster. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, 163 (5), 331–342.
- [6] Jung, W. Y., and Aref, A. J. (2005). Analytical and numerical studies of polymer matrix composite sandwich infill panels. *Composite Structures*, 68 (3), 359–370.

- [7] Sahota, M. K., and Riddington, J. R. (2001). Experimental investigation into using lead to reduce vertical load transfer in infilled frames. *Engineering Structures*, 23 (1), 94–101.
- [8] Ju, R. S., Lee, H. J., Chen, C. C., and Tao, C. C. (2012). Experimental study on separating reinforced concrete infill walls from steel moment frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 71 (1), 119–128.
- [9] Markulak, D., Radic, I., and Sigmund, V. (2013). Cyclic testing of single bay steel frames with various types of masonry infill. *Engineering Structures*, 51 (1), 267–277.
- [10] Morandi, P., Milanese, R. R., and Magenes, G. (2018). Innovative solution for seismic-resistant masonry infills with sliding joints: in-plane experimental performance. *Engineering Structures*, 176 (1), 719–733.
- [11] Mohammadi, M., and Akrami, V. (2010). An engineered infilled frame: behaviour and calibration. *Journal of Constructional Steel Research*, 66 (6), 842–849.
- [12] Mohammadi, M., Akrami, V., and Mohammadi-Ghazi, R. (2011). Methods to improve infilled frame ductility. *Journal of Structural Engineering*, 137 (6), 646–653.
- [13] Mohammadi, M. and Mohammadi-Ghazi, R. (2012). A new infilled steel frame with engineering properties. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, 165 (1), 15–25.
- [14] Hashemi, S. J., Razzaghi, J., and Moghadam, A. S. (2018). Behaviour of sandwich panel infilled steel frames with different interface conditions. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, 171 (2), 166–177.
- [15] Asadzadeh, S. A., Mohamadi, M., Khajeh Ahmad Attari, N., and Zareei, S. A. (2020). An experimental study on the effect of frame-to-wall connection type on the seismic behavior of steel frames infilled with autoclave-cured aerated concrete blocks. *Advances in Structural Engineering*, 1–15.
- [16] Kahrizi, M., and TahamouliRoudsari, M. (2020). Experimental Study on Properties of Masonry Infill Walls Connected to Steel Frames with Different Connection Details. *Structural Durability & Health Monitoring*, 14 (2), 165–185.
- [17] Pachideh, G., Gholhaki, M., Yadegari, A., and Shiri, M. (2016). Modeling and Analysis of Thin Steel Plate Shear Walls Using the New Method, 2nd international conference on civil engineering, architecture & urban planning elites, London-united kingdom, 124-136
- [18] Kheyroddin, A., Gholhaki, M., and Pachideh., Gh. (2019). Seismic evaluation of reinforced concrete moment frames retrofitted with steel braces using IDA and pushover methods in the near-fault field, *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering* 7 (1), 159-173.
- [19] Ismail. N., El-Maaddawy. T., Khattak. N., and Najmal., A. (2019). In-Plane Shear Strength Improvement of Hollow Concrete Masonry Panels Using a Fabric-Reinforced Cementitious Matrix. *American Society of Civil Engineers*, 22(2), 4-13
- [20] Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2000). *FEMA 356: Prestandard for the seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C, USA.
- [21] Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2007). *FEMA 461: Interim testing protocols for determining the seismic performance characteristics of structural and nonstructural components*. Burlingame, CA, USA.
- [22] American Institute of Steel Constuction (AISC).(2010). *Specification for Structure Steel Buildings (ANSI/AISC318-10)*. Chicago, USA
- [23] American Concrete Institute (ACI).(2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*. USA
- [24] Hashemi. S.J., Razzaghi. J. S., Moghadam. A., Lourenço. P. B. (2018b). Cyclic testing of steel frames infilled with concrete sandwich panels. *Archives of civil and mechanical engineering*, 18: 557–572.