

بررسی آزمایشگاهی - عددی رفتار چرخه‌ای قاب مهاربندی شده با میانقاب مصالح بنایی و بدون میانقاب

حمیدرضا فرشچی^۱ و عبدالرضا سروقدمقدم^۲

۱- کارشناس ارشد پژوهشکده سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران، Email: h.farshchi@iiees.ac.ir

۲- استادیار پژوهشکده سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

چکیده: قاب مهاربندی شده دارای میانقاب مصالح بنایی یکی از فرم‌های متداول اجرای سازه‌های فولادی در ایران می‌باشد. از آنجا که عضو مهاربند در داخل دیوار مصالح بنایی قرار می‌گیرد، عملاً رفتار لرزه‌ای این نوع قاب با قاب مهاربندی شده بدون میانقاب متفاوت می‌باشد. معمولاً از اثر سازه‌ای این دیوارها در روش‌های طرح و آنالیز رایج در کشورمان صرف‌نظر می‌شود، درحالی‌که اغماض از اثر متقابل دیوار و مهاربندی و تأثیر دیوار بر مهاربند لزوماً همیشه در جهت اطمینان نمی‌باشد. تاکنون کار آزمایشگاهی روی این نوع قاب‌های مهاربند مرکب گزارش نشده است، لذا در این تحقیق رفتار آزمایشگاهی قاب‌های فولادی مهاربندی دارای میانقاب با مقیاس ۰/۵ تحت بارگذاری چرخه‌ای بررسی می‌گردد. نتایج نشان می‌دهد که اندرکنش میانقاب و مهاربند در قاب‌های مهاربندی شده مورد مطالعه موجب افزایش سختی، مقاومت و ظرفیت استهلاک انرژی مدل گردیده است.

کلیدواژه‌ها: میانقاب، مهاربند، مصالح بنایی، بارگذاری چرخه‌ای.

Experimental and Theoretical Studies on Cyclic Behavior of Braced Frame with Infill and without Infill

Abstract: Braced frames with infills are a common steel construction in Iran. In many cases infill panels are also used. As braces are placed inside masonry wall, it seems that their seismic behavior is different in comparison with braced frame without infill. The effects of infill panels in structures are usually neglected in design. However, it is not always safe to neglect the infills. There is not any experimental study on these frames, therefore in this research, behavior of half scale frames with cross-bracing and infill are investigated. The tests are done using cyclic loadings. According to the results, interaction between infill and bracing in steel frames may increase stiffness, strength and energy absorption.

۱- مقدمه

می‌رود ضریب لاغری آن کمتر شده و مقاومت فشاری آن افزایش یابد. همچنین وجود دیوار باعث بالا رفتن سختی و مقاومت مهاربند می‌شود، که این عامل نیز به نوبه خود می‌تواند باعث تقلیل تغییرشکل نسبی طبقات و زمان تناوب ساختمان شود. در این مقاله، ابتدا رفتار قاب‌های مهاربندی شده دارای میانقاب در برخی زلزله‌های ایران مورد بررسی قرار گرفته، و مروری بر برخی مبانی طراحی قاب‌های مرکب فلزی انجام می‌شود، سپس نکات بارز تحقیقات آزمایشگاهی گذشته در زمینه‌های مرتبط با این تحقیق فهرست و ارائه می‌شود. در نهایت فرضیات و مشخصات مدل‌ها و آزمایش‌های انجام گرفته و برخی نتایج حاصله و مقایسه آن با روابط تئوری نشان داده می‌شود.

روش‌های رایج در طرح و آنالیز ساختمان‌ها معمولاً بر این پایه استوار است که یک اسکلت مشتمل بر قاب‌های فولادی یا بتنی وظیفه حمل بارهای قائم را بر عهده داشته و نیروهای افقی مثل باد یا زلزله توسط مهاربند، دیوار برشی و یا سیستم‌های مشابه تحمل می‌گردد. معمولاً در دهانه‌هایی که به صورت ضربدری مهاربندی شده‌اند، امکان گذاشتن درب و احتمالاً پنجره‌های بزرگ از بین می‌رود و اکثر این دهانه‌ها توسط مصالح بنایی پر می‌گردند. از آنجا که عضو مهاربند در داخل دیوار مصالح بنایی قرار می‌گیرد، لذا به نظر می‌رسد که عملاً رفتار لرزه‌ای این نوع قاب مهاربندی شده متفاوت از قاب مهاربند شده بدون میانقاب داخل آن باشد. از آنجاکه مهاربند در داخل دیوار بنایی مستقر می‌باشد، لذا انتظار

۲- عملکرد میانقابها در زلزله‌های ایران

بهترین آزمایشگاه برای بررسی رفتار سیستم‌های مختلف ساختمانی، مناطق زلزله‌زده است. در این مناطق، ساختمان‌های مختلفی عملاً تحت اثر زمین‌لرزه قرار گرفته که با مطالعه اثرات ناشی از زلزله روی این ساختمان‌ها می‌توان به نتایج سودمند و آموزنده دست یافت.

در زلزله رودبار - منجیل ۳۱ خرداد ماه ۱۳۶۹ [۱-۲] گروهی از ساختمان‌های فولادی شهرهای منجیل و رودبار دارای اسکلت‌های فولادی با مهاربندی یا قاب‌های دارای میانقاب مصالح بنایی یا ترکیب این دو سیستم بوده‌اند و از نظر کیفیت اجرایی این ساختمان‌ها تفاوتی با دیگر ساختمان‌ها نداشتند، ولی رفتار متفاوتی نشان داده‌اند. در شکل (۱) ملاحظه می‌شود که ساختمان با عملکرد مشترک قاب- میانقاب همچنان پا برجا است، در حالی که برخی ساختمان‌های مشابه بدون میانقاب فرو ریخته‌اند.



مرجع: پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

شکل ۲. نمونه عملکرد مرکب قاب- مهاربند- میانقاب در زلزله بم.

۳- مبانی طراحی قاب‌های با میانقاب

۳-۱- رفتار عمومی لرزه‌های قاب‌های دارای میانقاب

مقاومت فشاری مصالح بنایی بستگی به عوامل زیادی از جمله به مقاومت فشاری واحد مصالح بنایی، مقاومت فشاری ملات مصرفی و چسبندگی ملات به واحدهای مصالح بنایی دارد. مقاومت کششی و برشی آجرکاری به طور کلی به چسبندگی ملات بستگی دارد. همچنین ضریب ارتجاعی مصالح بنایی بستگی زیادی به وزن مخصوص و سختی آجر و نیز به مشخصات ملات دارد [۴].

دیوارهای مصالح بنایی می‌بایست دارای مشخصاتی از قبیل مقاومت فشاری و برشی، شکل‌پذیری و میرایی مناسب باشند. بخشی از این مشخصات با استفاده از مصالح مرغوب و مناسب تأمین می‌گردد و بخش مهم‌تر در تأمین پارامترهای فوق مهارت بنا و کیفیت اجرا می‌باشد [۴].

قاب‌های فولادی متداول نیز عموماً با اتصالات ساده نبشی در بالا و پائین تیر به ستون تشکیل می‌گردد. این قاب‌ها برای باربری ثقلی طرح می‌شوند و برای بار جانبی سختی اندکی دارند [۵].

به علت وجود اندرکنش قاب و میانقاب در هنگام زلزله، رفتار قاب همراه میانقاب با رفتار قاب یا میانقاب تک کاملاً متفاوت خواهد بود. شاید ساده‌ترین توضیحی که برای رفتار قاب‌های به‌همراه میانقاب بتوان یافت، تبدیل رفتار خمشی به رفتار خریایی



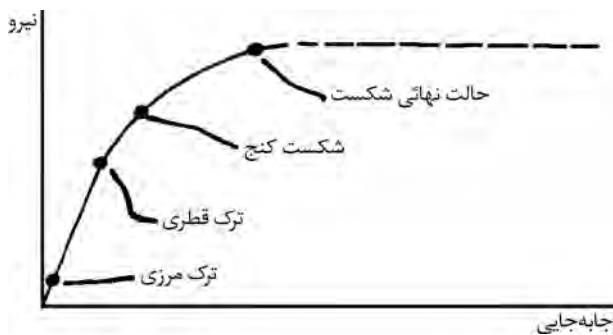
مرجع: پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

شکل ۱. نمونه عملکرد مرکب قاب- میانقاب در زلزله رودبار - منجیل.

در زلزله بم ۵ دی ماه ۱۳۸۲ [۳] موارد متعددی از ساختمان‌های مهاربندی شده دارای میانقاب مشاهده شد. دیوارهایی که مهاربندی را در خود جای داده‌اند، دو اثر مهم داشته‌اند: اولاً مهاربندها به پایداری و ایستایی دیوارها کمک

۳-۲- حالات‌های شکست میانقاب [۵]

هنگامی که یک قاب مرکب در صفحه خود تحت نیرویی جانبی قرار می‌گیرد ابتدا قاب و میانقاب همانند مجموعه‌ای یکپارچه عمل می‌کنند و میانقاب در کنج‌های فشاری تحت فشار و در کنج‌های کششی تحت کشش قرار می‌گیرد. با افزایش نیرو، بین قاب و میانقاب در کنج‌های کششی جدایی می‌افتد و ترکی ایجاد می‌شود که به ترک مرزی موسوم است. با افزایش نیرو، ترکی در امتداد قطر فشاری به علت نیروی کششی عمود بر آن جهت ایجاد می‌شود و چنانچه جهت نیرو عوض شود در قطر دیگر هم ترکی مشابه بوجود می‌آید، که حالت ضربدری را پیدا می‌کند. ترک قطری نقطه پایان رفتار خطی است. در مرحله بعدی نیرو به حدی می‌رسد که تنش‌ها در کنج فشاری میانقاب را خرد می‌کنند که این حالت را شکست کنج می‌نامند. رفتار قاب مرکب قبل و بعد از شکست کنج غیرخطی است. پس از شکست کنج، سختی به شدت کاهش می‌یابد اما صفر نمی‌شود، ولی هنوز مقاومت قاب مرکب به حالت حدی نرسیده است. پس از رسیدن به مقاومت حدی، اعمال هر مقدار جابه‌جایی صرفاً موجب خرد شدن میانقاب و گسترش ترک‌ها می‌شود، بدون آنکه مقاومت افزایش یابد، شکل (۵).



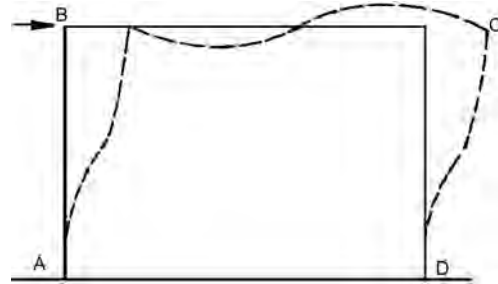
شکل ۵. نمودار نیرو- جابه‌جایی.

۳-۳- محاسبه مقاومت و سختی با استفاده از روابط تجربی

قاب مرکب [۵]

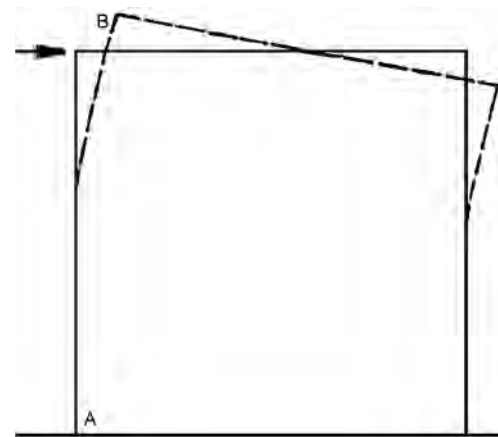
در طراحی ساختمان‌های مهاربندی شده به نظر می‌رسد تأثیر میانقاب‌ها بر سختی را باید حتی‌المقدور در نظر گرفت، اما می‌توان مقاومت میانقاب را نادیده گرفت و به مقاومت مهاربند اکتفا کرد. این بدان جهت است که سختی، تأثیر قابل ملاحظه‌ای در ایجاد خروج از مرکزیت و القای پیچش به هنگام زلزله دارد و معلوم نیست که اغماض سختی در جهت اطمینان باشد. از سوی دیگر افزایش سختی موجب می‌شود که زمان تناوب سازه کاهش یافته، نیروی زلزله‌ای که از آئین‌نامه به دست می‌آید

باشد. در قاب تنها، تحت نیروهای جانبی کنش خمشی پدید می‌آید که قاب به کمک تغییرشکل خمشی اعضای خود، نیروهای برشی ناشی از بار جانبی را جذب می‌کند، شکل (۳) [۵].



شکل ۳. قاب با کنش خمشی خود نیروهای جانبی را تحمل می‌کند.

به هنگام تغییرشکل خمشی قاب نقطه‌های B و D به هم نزدیک و A و C از هم دور می‌شوند و هیچ مانعی در راه دور شدن و نزدیک شدن این نقاط وجود ندارد. از سوی دیگر دیوار بدون قاب تحت نیروهای جانبی همانند تیر طره‌ای خم می‌شود، و خط AB بلندتر می‌شود و در نتیجه چون مقاومت کششی آجر ناچیز است، دیوار در نقطه A ترک خورده و مقاومت خود را از دست می‌دهد، شکل (۴).



شکل ۴. دیوار تحت بار جانبی خمیده شده، در نقطه A ترک می‌خورد.

حال اگر دیوار را در داخل قاب قرار دهیم وجود دیوار مانع نزدیک شدن نقطه B به D می‌شود و مانند تیر فشاری عمل می‌کند. در این حالت جابه‌جایی افقی بسیار کمتر از سابق شده، اعضای قاب مجالی برای کنش خمشی نمی‌یابند بلکه بخش عمده انرژی کشسان به صورت تغییرشکل محوری اعضای قاب و قید فشاری یعنی دیوار ذخیره می‌شود و بنابراین رفتار قاب مرکب از این نظر بسیار مشابه به رفتار خرابایی است [۵].

$$A_b = \frac{E_t}{E_s} A_e \Rightarrow A_b = 0.000216td \quad (9)$$

$$K = \frac{AE}{L} \cos^2 \theta \quad (10)$$

در رابطه‌های (۹) و (۱۰) d طول قطر دیوار و t ضخامت آن، K سختی قاب معادل، A_b سطح مقطع میانقاب معادل مهاربند و A سطح مقطع کل مهاربند و میانقاب معادل می‌باشد.

۴- آزمایش‌های انجام شده بر روی میانقاب‌های مصالح بنایی

تاکنون آزمایش‌های زیادی در مورد میانقاب‌ها انجام شده است. پارامترهای مورد بررسی در این تحقیقات در موضوعات زیر می‌باشد [۸-۱۳].

- ۱- مصالح دیوارها با مقاومت‌های مختلف (بلوک‌ها و ملات‌ها) بررسی و با مقیاس نمودن آنها در مدل‌ها، مد شکست هر یک.
- ۲- مقاومت‌سازی دیوارهای صدمه دیده با استفاده از شبکه سیمی و شاتکریت.
- ۳- نوع ترک‌خوردگی و الگوی آن در میانقاب‌ها با اشکال هندسی متفاوت.
- ۴- اثر افزایش بار ثقیلی روی میانقاب‌ها.
- ۵- اثر تعداد دهانه‌های میانقاب‌ها روی مقاومت نهایی این قاب‌ها.
- ۶- نوع اجرای اتصال آجرها و استفاده از دوغاب‌کاری در این دیوارها.
- ۷- حالت‌های مختلف سطح تماس میانقاب با قاب.
- ۸- کنترل باز و بسته شدن ترکها در بارگذاری چرخه‌ای.
- ۹- روابط هیستریزیس.
- ۱۰- تغییرشکل و عملکرد کرنشی در ستون‌های خارجی و میانی.
- ۱۱- تغییرشکل‌های میانقاب‌ها و مدل مهاربندی معادل.
- ۱۲- شروع ترک خوردگی و نحوه توسعه آن.
- ۱۳- انرژی مستهلک شده در آزمایش‌ها.
- ۱۴- تأثیرات بازشوها با روش اجزای محدود.
- ۱۵- میزان جذب انرژی در حالت الاستیک و غیرالاستیک.
- ۱۶- قوانین مدلسازی و مقیاس‌بندی آنها.

بنابراین با اینکه مسائل مختلفی در مورد میانقاب‌ها بررسی شده است، ولی هیچگونه مطالعه آزمایشگاهی در مورد قاب‌های مهاربندی شده به همراه میانقاب و اثر میانقاب بر قاب مهاربندی توسط نگارندگان پیدا نشد. لذا در این مطالعه به این موضوع پرداخته می‌شود.

۵- ساخت و نصب مدل

برای به دست آوردن ابعاد قاب و مقاطع مورد نیاز براساس نیروهای

افزایش یابد. لیکن نادیده گرفتن اثر میانقاب بر مقاومت تقریباً همیشه در جهت اطمینان است. با تقریب می‌توان از رابطه (۱) برای به دست آوردن مقاومت قاب مهاربندی شده به همراه میانقاب استفاده نمود.

$$H = 0.22 H_{cc} + H_b \quad (1)$$

H_{cc} مقاومت شکست کنج است و از رابطه (۲) به دست می‌آید و H_b مقاومت مجاز قاب مهاربندی است که با در نظر گرفتن 0.33 افزایش تنش در محاسبه برای $H_{cc} = m f_c t h$ نیروهای زلزله حاصل می‌شود.

محاسبه مقاومت نهایی قاب مرکب با استفاده از رابطه‌های

تقریبی روش لیا [۶] قابل انجام است:

$$H_{cc} = m f_c t h \quad (2)$$

$$m = m_{\min}(m_1, m_2, m_3, m_4)$$

$$m_1 = \sqrt{\frac{2(M_{pj} + M_{pc})}{f_c t h^2}} \quad (3)$$

$$m_2 = \frac{1}{\tan \theta} \sqrt{\frac{2(M_{pj} + M_{pb})}{f_c t h^2}} \quad (4)$$

$$m_3 = \frac{4M_{pj}}{f_c t h^2} + \frac{1}{6} \quad (5)$$

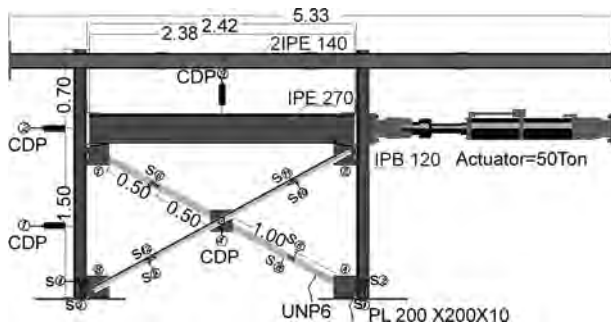
$$m_4 = \frac{4M_{pj}}{f_c t h^2} + \frac{1}{6 \tan^2 \theta} \quad (6)$$

در این رابطه‌ها H_{cc} مقاومت نهایی قاب مرکب، θ زاویه بین ارتفاع و طول دیوار، M_{pj} و M_{pc} و M_{pb} لنگر پلاستیک اتصال و ستون و تیر، f_c مقاومت فشاری مصالح میانقاب و h و t ارتفاع و ضخامت میانقاب می‌باشد. کمترین مقدار m حاصل از روابط (۳) تا (۶) به عنوان m در رابطه (۲) قرار می‌گیرد.

در قاب فولادی، میانقاب به صورت قیدی فشاری عمل می‌کند و نمی‌گذارد سختی قاب وارد میدان شود. در قاب‌های مهاربندی شده به همراه میانقاب دیگر چنین نقشی وجود ندارد، زیرا رفتار خرپایی است؛ بنابراین میانقاب می‌تواند به عنوان مهاربند کمکی در نظر گرفته شود و برای محاسبه سختی می‌توان میانقاب را به عنوان قید فشاری در نظر گرفت و مساحت آن را از رابطه (۷) و ضریب کشسانی را از رابطه (۸) با فرض $f_m = 120t / m^2$ (مقاومت آجرچینی بر اساس استاندارد ۵۱۹ [۷]) به دست آورد. پس مشخصات مهاربند معادل برابر است با:

$$A_e = 0.09 t \times d \quad (7)$$

$$E_i = 400 f_c \quad (8)$$

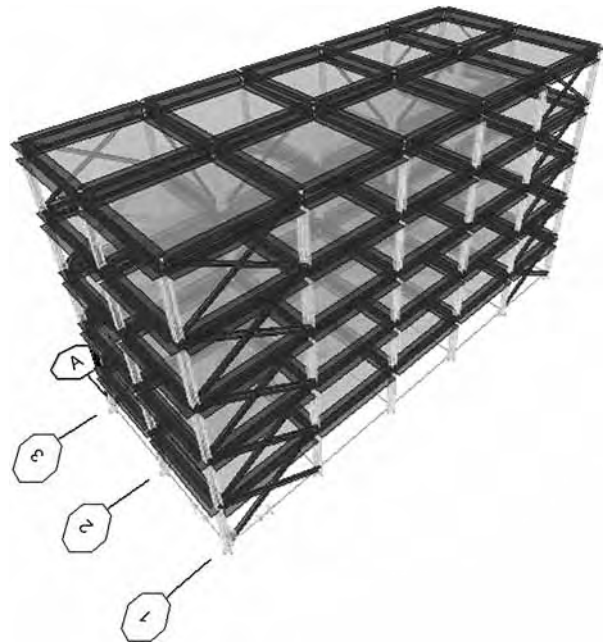


شکل ۷. نمای کلی نصب تجهیزات اندازه‌گیری.

واقعی، در ابتدا یک مدل‌سازی ساده انجام شد. با استفاده از نرم‌افزار ETABS یک ساختمان فولادی با مهاربند در ۵ طبقه، هر طبقه با ارتفاع ۳ متر و با تعداد دهانه ۲ و ۵ در دو جهت، و طول دهانه ۵ متر با مقیاس و بارگذاری واقعی [۷] مدل‌سازی شد. تحلیل و طراحی این سازه با استفاده از روش آنالیز طیفی و با پارامترهای $R = 6$ ، $T_o = 0.7$ ، $F_y = 240 \cdot kg/cm^2$ و $F_u = 360 \cdot kg/cm^2$ با استفاده از استاندارد AISC-ASD89 انجام شد، شکل (۶).



شکل ۸. نمای کلی قاب و مدل آزمایشی.



شکل ۶. نمای کلی سازه تحلیل شده.

۶- انجام آزمایش‌ها و نتایج

این آزمایش‌ها با میانقاب و بدون میانقاب به صورت زیر انجام شد:

۶-۱- آزمایش قاب فولادی با مهاربند ضربدری بدون میانقاب

مهاربندها از دو پروفیل با مقطع ناودانی پشت به پشت تشکیل شده بود. ورق اتصال وسط دو مهاربند به دو ناودانی جوش شده بود.

بارگذاری با سرعت 4 mm/s و با دامنه 4 mm ، 8 mm ، 12 mm ، 16 mm ، 20 mm ، 28 mm ، 36 mm ، 48 mm ... و تکرار دو بار در هر گام در نظر گرفته شد.

تغییر شکل پلاستیک مهاربندها در محل اتصال و در طول آنها رخ داد. آزمایش در تغییر مکان $2/8$ سانتی‌متر در کشش به اتمام رسید و بارگذاری متوقف شد.

خروجی‌های دریافتی، از تجهیزات اندازه‌گیری، به منحنی‌های متعددی تبدیل شده است، که در شکل (۹) با ترکیب مقادیر تغییر مکان- بار، منحنی هیستریزس ترسیم شده‌اند. منحنی بالایی میزان تغییر مکان جک را نشان می‌دهد که در ۶ گام، با سرعت 4 mm/s ، تغییر مکان حداکثر ۲۸ میلی‌متر را به سازه اعمال نموده است.

بعد از طرح این سازه، یک قاب از بالاترین طبقه و دارای مهاربند با مقطع متقارن به عنوان مدل اولیه انتخاب گردید و میزان باربری جانبی آن کنترل شد تا در محدوده توانایی جک‌های (Actuator) موجود باشد.

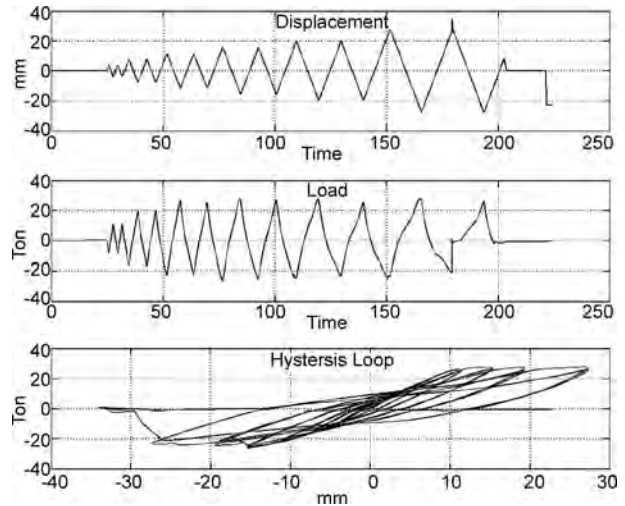
از مقطع $IPB120$ برای ستون‌ها و مقطع $IPE270$ برای تیر و از ناودانی مقطع $U65 \times 42$ برای مهاربندها استفاده شد و برای سازه نگهدارنده خارج از صفحه از مقطع $2IPE140$ استفاده شد. میانقاب به صورت دیوار ۱۰ سانتی‌متری در داخل قاب اجرا شد. اتصالات نیز که می‌بایست مفصلی اجرا می‌شدند، با دو نبشی در بالا و پایین تیر و جوشکاری جان ستون به صفحه کف اجرا شدند. موقعیت کلیه اندازه‌گیرها و اعضا در شکل (۷) نشان داده شده است. در کامل‌ترین حالت آزمایش از ۴ تغییر مکان سنج (CDP) و ۱۲ کرنش‌سنج استفاده شد.

اولین آزمایش روی یک قاب فولادی دارای مهاربند ضربدری و بدون میانقاب انجام شد، شکل (۸).

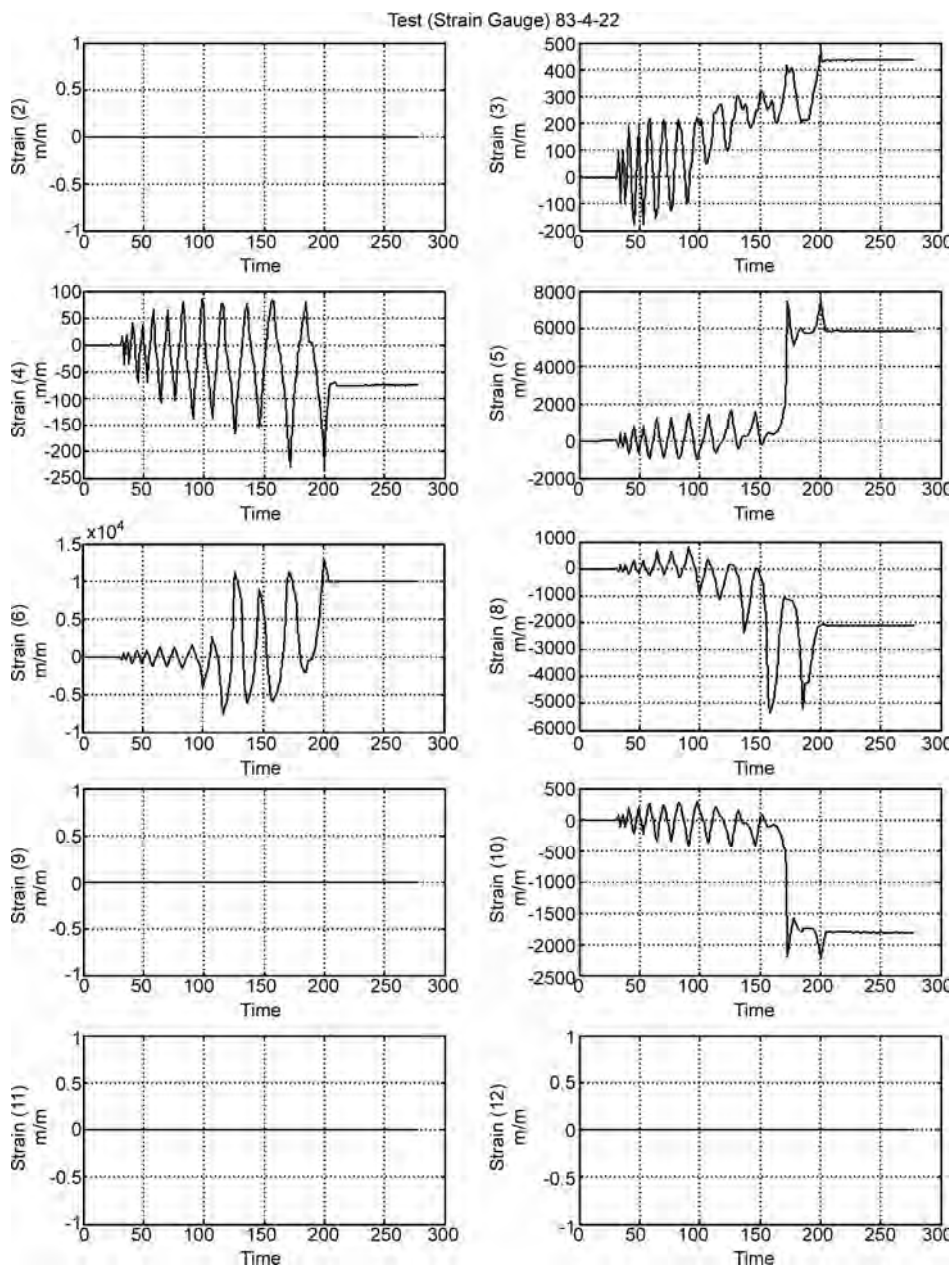
در منحنی وسط تغییرات نیروی اعمالی جک ملاحظه می‌شود. مقدار نیرو سریعاً افزایش یافته ولی پس از گام سوم تقریباً ثابت می‌ماند.

از ۱۰ کرنش‌سنج نصب شده در این آزمایش فقط ۶ عدد از آنها فعال بوده‌اند، که مقادیر آنها در شکل (۱۰) نشان داده شده است. از آنجایی که احتمال بروز مشکلات و خطاهایی در نحوه استفاده از کرنش‌سنج‌ها می‌رود، توصیه می‌شود که در آزمایش‌های مشابه حتماً پیش تست انجام شود و حتی المقدور در نقاط حساس از دو کرنش‌سنج (در دو طرف مقطع) استفاده شود.

در جدول (۱) خصوصیات منحنی‌های هیستریزیس را نشان می‌دهد. در این جدول، اطلاعاتی از قبیل شیب حلقه‌ها در



شکل ۹. منحنی اطلاعات خروجی جک.

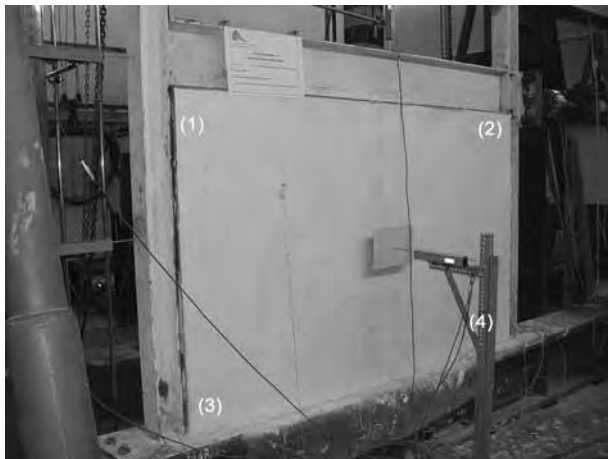


شکل ۱۰. منحنی‌های مربوط به کرنش‌سنج‌ها (Actuators).

در شکل (۱۴) اطلاعات خروجی جک و منحنی هیستریزس ترسیم شده است. در منحنی فوقانی تغییرمکان جک ملاحظه می‌شود که در ۶ گام با سرعت 4 mm/s و تا حداکثر تغییرمکان ۲۸ میلی‌متر به ثبت رسیده است.



شکل ۱۱. نمایی از دیوار چینی داخل قاب قبل از نازک‌کاری.



شکل ۱۲. نمایی از مدل کامل شده و آماده آزمایش.



شکل ۱۳. نمایی بعد از آزمایش نمونه از طرف گچ‌کاری شده.

حین بارگذاری و باربرداری و شیب کل حلقه، همچنین انرژی جذب شده توسط هر حلقه، مقدار بارگذاری فشاری و کششی و در نهایت انرژی جذب شده کل ارائه شده است. از این جدول برای مقایسه با نتایج آزمایش‌های بعدی استفاده می‌شود.

جدول ۱: نتایج به دست آمده از اطلاعات خروجی جک (Actuator).

حلقه	شیب بارگذاری درجه	شیب باربرداری درجه	شیب کل حلقه درجه	انرژی جذب شده (N.m)J	بارگذاری فشاری (Ton)	بارگذاری کششی (Ton)
۱	۸۷/۸	۸۷/۹	۸۷/۷	۵۶۰	۱۱/۳	۷/۶
۲	۸۷/۸	۸۷/۹	۸۷/۷	۴۵۵	۱۱/۳	۷/۷
۳	۸۷/۶	۸۷/۵	۸۷/۵	۴۶۶۰	۲۰/۲	۱۵/۷
۴	۸۷/۲	۸۷/۵	۸۷/۵	۴۲۶۵	۲۰/۱	۱۶
۵	۸۷	۸۷/۱	۸۷/۲	۱۲۳۰۰	۲۷	۲۲
۶	۸۶/۷	۸۷/۱	۸۷/۱	۱۰۶۰۰	۲۶/۲	۲۲
۷	۸۶/۲	۸۵/۹	۸۶/۶	۲۶۷۰۰	۲۸	۲۵/۶
۸	۸۵/۳	۸۵/۸	۸۶/۴	۲۴۶۰۰	۲۷	۲۴/۸
۹	۸۳/۸	۸۳/۸	۸۵/۵	۴۳۷۰۰	۲۸	۲۴/۱
۱۰	۸۲/۲	۸۳/۵	۸۴/۹	۳۵۴۰۰	۲۶	۲۲/۷
۱۱	۷۹/۲	۷۹/۳	۸۳/۳	۷۷۴۰۰	۲۸/۳	۲۳/۷
۱۲	۶۱/۷	۷۶/۸	۷۹/۹	۷۹۵۰۰	۲۶/۵	۲۰/۷
۱۳	-	-	-	-	-	-
نهایی	-	-	۸۴/۳	۳۲۲۰۰۰	-	-

۶-۲- آزمایش قاب فولادی با مهاربند ضربدری دارای میانقاب

این آزمایش بر روی قاب فولادی با مهاربند ضربدری که داخل آن دیوار مصالح بنایی اجرا شده است، انجام گرفت. قاب مزبور همان قاب آزمایش‌های گذشته است. دو پروفیل ناودانی جدید مطابق مهاربند قبلی نصب شد و کرنش‌سنج‌ها و تغییرمکان‌سنج‌ها نیز در همان موقعیت‌های آزمایش اول نصب شده بودند. از آجرهای فشاری و ملات ماسه و سیمان رایج برای دیوار چینی استفاده و دیوار با تکنیک صحیح آجرچینی اجرا گردید. بعد از ساخت دیوار یک طرف آن به ضخامت ۳ سانتی‌متر گچ‌کاری گردید و در طرف دیگر دیوار یک لایه سیمان‌کاری به ضخامت ۱ سانتی‌متر انجام شد، شکل (۱۱).

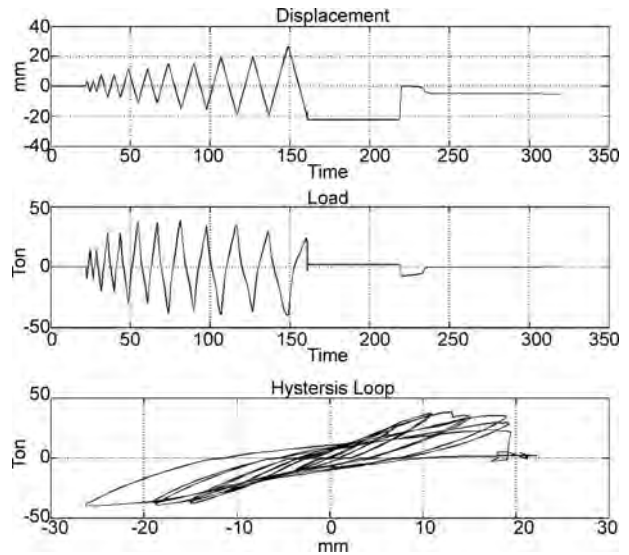
تصویر نمونه از طرف گچ‌کاری شده، با تجهیزات اندازه‌گیری قبل از شروع آزمایش در شکل (۱۲) نشان داده شده است.

بیشترین تخریب در قسمت پایین قاب و اعضاء پایین مهاربندها بود. اولین تخریب به علت کماتش خارج از صفحه مهاربند در راستای منتهی به نقاط ۳، ۴ و متعاقب آن شکست فشاری در کنج رخ داد، شکل (۱۳). همچنین هیچ قسمتی از دیوار فرو نریخت و فقط مسیرهای عبور مهاربند و گوشه‌های قاب تخریب شده‌اند.

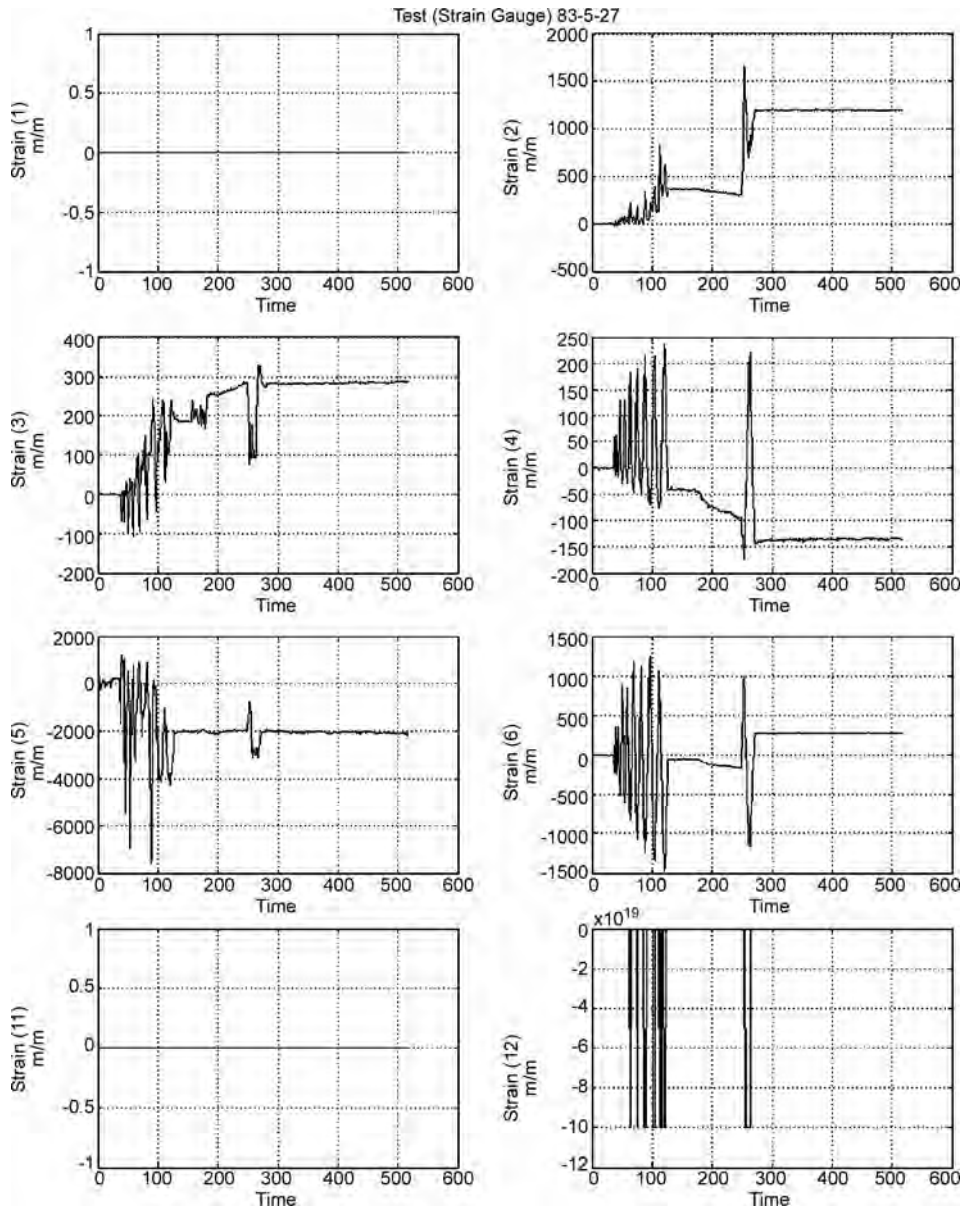
در تغییرات نیروی اعمالی جک در منحنی بعدی ملاحظه می‌شود که نیرو بعد از رسیدن به ۳۸ تن تقریباً ثابت مانده و سپس سیر نزولی داشته است. در نهایت با ترکیب خروجی تغییرمکان - بار منحنی‌های هیستریزس قاب ترسیم گردید که جذب انرژی در آن قابل بررسی است.

از ۸ کرنش‌سنج نصب شده در این آزمایش فقط ۵ عدد از آنها فعال بوده‌اند، شکل (۱۵).

در جدول (۲) به بررسی منحنی‌های هیستریزس پرداخته می‌شود. در این جدول اطلاعاتی از قبیل شیب حلقه‌ها هنگام باربرداری و بارگذاری، مقدار بارگذاری فشاری و کششی و همچنین انرژی جذب شده توسط هر حلقه و حداکثر نیروی اعمالی در هر حلقه و در نهایت انرژی جذب شده کل ارائه شده است.



شکل ۱۴. منحنی اطلاعات خروجی جک.

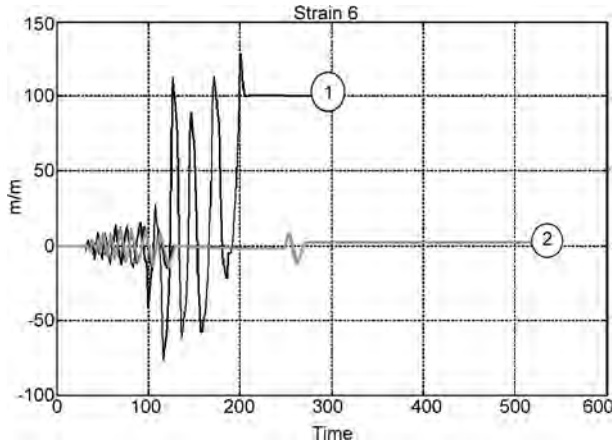


شکل ۱۵. منحنی‌های مربوط به کرنش‌سنج‌ها.

جدول ۲: نتایج به دست آمده از اطلاعات خروجی جک (Actuator).

حلقه	شیب بارگذاری درجه	شیب باربرداری درجه	شیب کل حلقه درجه	انرژی جذب شده (N.m)J	بارگذاری فشاری (Ton)	بارگذاری کششی (Ton)
۱	۸۸/۱	۸۸/۵	۸۸/۱	۶۹۰	۱۴/۱	۹/۸
۲	۸۸/۲	۸۸/۵	۸۸/۱	۵۳۰	۱۴	۱۰
۳	۸۸	۸۸	۸۸/۱	۷۸۶۰	۲۸/۳	۱۶/۳
۴	۸۷/۸	۸۸	۸۸/۱	۷۳۸۰	۲۹	۱۹/۳
۵	۸۷/۸	۸۸	۸۷/۵	۱۷۶۰۰	۳۷/۳	۳۰
۶	۸۷/۵	۸۸	۸۷/۹	۱۶۶۰۰	۳۶/۵	۳۰
۷	۸۷/۵	۸۷	۸۷/۶	۳۵۴۰۰	۳۸/۵	۳۸
۸	۸۷	۸۶/۶	۸۷/۳	۳۰۰۰۰	۳۴	۳۶
۹	۸۶/۷	۸۵/۳	۸۶/۹	۵۲۸۰۰	۳۶	۳۹
۱۰	۸۵/۵	۸۴/۱	۸۶/۳	۵۰۸۰۰	۳۰	۳۷
۱۱	۸۴/۳	۸۲/۶	۸۶	۹۲۰۰۰	۲۴	۴۰
۱۲	--	--	۸۶	۲۴۰۰	--	۷
۱۳	--	--	--	--	--	--
نهایی	--	--	۸۷/۲۳	۳۱۵۰۰۰	--	--

همچنین مطابق شکل (۱۷) مقادیر کرنش نقطه ۶، در فشار و کشش در آزمایش اول به ترتیب ۵ و ۸/۳ برابر مقادیر آزمایش دوم می‌باشد. به وضوح می‌توان گفت که میانقاب باعث کاهش کرنش و تنش در اعضاء مهاربندها شده است.



شکل ۱۷. منحنی‌های کرنش سنج‌ها در گره ۶ در آزمایش‌های ۱- آزمایش قاب فولادی با مهاربند بدون میانقاب، ۲- آزمایش قاب فولادی با مهاربند دارای میانقاب.

۷- مقایسه نتایج آزمایش‌ها با روابط تئوری

پس از انجام آزمایش‌ها با روابط تئوری اطلاعات نتایج آنها مورد مقایسه قرار گرفت که در این بخش به برخی از این مقایسه‌ها اشاره می‌شود. منحنی هیستریزیس دو آزمایش، قاب فولادی با مهاربند ضربدری بدون میانقاب و با میانقاب، در شکل (۱۶) نشان داده شده است. در این شکل تغییر سختی و مقاومت قاب مهاربندی شده در هنگامی که میانقاب به مجموعه اضافه شده است، به خوبی دیده می‌شود.

مقایسه سختی و مقاومت حاصله از آزمایش و روابط تجربی به صورت زیر است. با استفاده از رابطه (۹) سطح مقطع مهاربند معادل برای میانقاب برابر است با:

$$A_b = 0.000216 \times 290 \times 11 = 0.69 \text{ cm}^2$$

$$A = 34 \text{ cm}^2 \quad \text{سطح مقطع ستون } IPB120$$

$$A = 9 \text{ cm}^2 \quad \text{سطح مقطع مهاربند } U65 \times 42$$

می‌توان از رابطه (۱۰) سختی مهاربند، مهاربند معادل را محاسبه نمود:

$$K = \frac{AE}{L} \cos^2 \theta$$

$$A = 0.69 + 9 = 9.69 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{9.69 \times 2 \times 10^6}{290} \times (0.83)^2 = 46037 \text{ kg/cm}$$

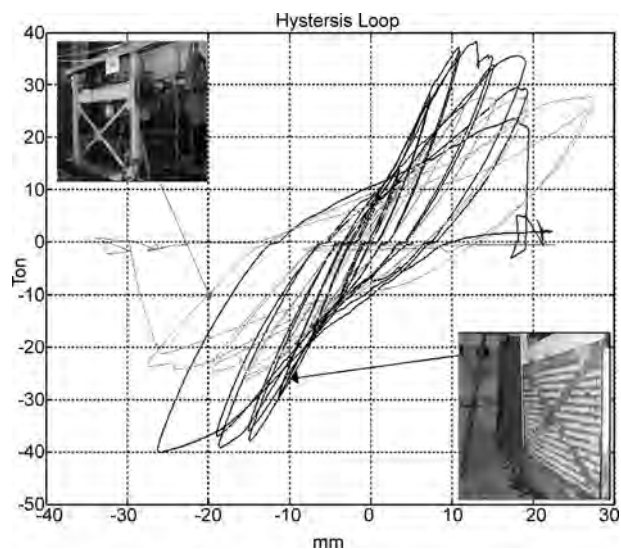
که در این روابط A مجموع مساحت مهاربند، سطح مقطع معادل میانقاب A_b ، ضریب کشسانی فولاد (معمولاً $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$)، d قطر قاب و θ زاویه قطر با افق است. سختی به دست آمده از رابطه تئوری با سختی آزمایشگاهی مدل قاب مهاربندی شده به همراه میانقاب در جدول (۳) مقایسه شده‌اند.

با استفاده از رابطه (۲) مقاومت مدل آزمایشی به صورت

زیر محاسبه می‌گردد:

$$H = 0.22H_{cc} + H_b$$

$$H_{cc} = m f_c t h$$



شکل ۱۶. منحنی هیستریزیس دو آزمایش ۱- قاب فولادی با مهاربند ضربدری بدون میانقاب؛ ۲- قاب فولادی با مهاربند دارای میانقاب.

جدول ۳: سختی نمونه‌های مورد آزمایش.

حلقه	تغییر مکان cm	سختی قاب	سختی قاب	سختی قاب	سختی قاب
		مهاربندی به همراه میانقاب در فشار kg/cm	مهاربندی به همراه میانقاب در فشار kg/cm	مهاربندی در کشش kg/cm	مهاربندی در فشار kg/cm
۱	۰/۴	۲۴۵۷۵	۳۵۳۲۵	۱۸۹۵۰	۲۸۲۵۰
۲	۰/۴	۲۵۱۲۵	۳۴۹۸۰	۱۹۲۵۰	۲۸۳۲۵
۳	۰/۸	۲۰۳۸۸	۳۵۳۲۵	۱۹۶۲۵	۲۵۲۵۰
۴	۰/۸	۲۴۱۳۸	۳۵۸۳۸	۲۰۰۷۵	۲۵۱۵۰
۵	۱/۲	۲۴۶۸۵	۳۱۱۲۵	۱۸۳۳۰	۲۲۴۶۷
۶	۱/۲	۲۴۶۸۵	۳۰۳۳۳	۱۸۳۸۴	۲۱۸۰۸
۷	۱/۶	۲۳۵۶۳	۲۴۰۰۰	۱۶۰۱۸	۱۷۴۳۷
۸	۱/۶	۲۲۴۳۰	۲۱۲۵۰	۱۵۴۹۴	۱۶۸۹۴
۹	۲/۰	۱۹۵۰۰	۱۷۸۵۰	۱۲۰۶۵	۱۴۰۴۵
۱۰	۲/۰	۱۸۴۲۵	۱۴۷۰۰	۱۱۳۴۰	۱۲۹۷۵
۱۱	۲/۸	۱۴۲۵۰	۸۴۶۴	۸۴۵۸	۱۰۱۱۴
۱۲	۲/۸	۲۵۰۷	-	۷۳۹۷	۹۴۵۰

$$m_4 = \frac{4 \times (0)}{120 \times 0.1 \times 1.5^2} + \frac{1}{6(0.625)^2} = 0.427$$

ملاحظه می‌گردد کمترین m به دست آمده (کمترین مقدار) m_3 می‌باشد که باید در رابطه نهایی قرار داده شود. ضمناً بر اساس استاندارد ۵۱۹، $[V]$ $f_m = 120 t / m^2$ می‌باشد.

$$H_{cc} = (0.1667 \times 120 \times 0.1 \times 1.5) + 3.1 = 6.1 \text{Ton}$$

(مقاومت اتصالات قاب، به دست آمده از آزمایش قاب)

H_b با استفاده از نرم‌افزار ETABS و با در نظر گرفتن ۳۳٪ افزایش تنش برای نیروهای زلزله به دست آمده است:

$$H_b = 7.5 \times 1.33 = 9.98 \text{Ton}$$

با توجه به رابطه (۲) مجموع مقاومت قاب مهاربندی به همراه میانقاب برابر است با:

$$H = 0.22 \times 6.1 + 9.98 = 11.32 \text{Ton}$$

که در زیر به مقایسه این نتایج پرداخته خواهد شد.

۸- نتیجه‌گیری و پیشنهادات

آزمایش میانقاب فولادی به همراه پرکننده مصالح بنایی و مهاربند ضربه‌داری تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای ظاهراً برای اولین بار با خصوصیات ذکر شده، انجام گرفته است. انتظار می‌رود سری اول آزمایش‌ها، بیشتر به بررسی عملکرد کلی نمونه بپردازد. هر چند در انتخاب مدل‌های آزمایشی مقیاس حدود ۰/۵، بدون بار ثقلی و با کنترل نیروهای خارج از صفحه در نظر گرفته شد ولی باید توجه داشت هدف از این آزمایش‌ها مقایسه پاسخ‌های نمونه‌ها نسبت به یکدیگر بوده است و نه تعمیم نتایج به سازه با مقیاس کامل. اهم نتایج به دست آمده از این سری آزمایش در جدول (۴) آمده است.

جدول ۴: نتایج آزمایش‌ها نسبت به یکدیگر.

آزمایش	قاب فولادی با مهاربند ضربه‌داری بدون میانقاب (نسبی)	قاب فولادی با مهاربند ضربه‌داری دارای میانقاب (نسبی)
شیب بارگذاری	۰/۹۹۵	۱
شیب باربرداری	۰/۹۹۴	۱
شیب کل حلقه	۰/۹۹۵	۱
سرعت کاهش سختی در طول آزمایش	۲/۱۳	۱
انرژی جذب شده	۰/۷۷۵	۱
بارگذاری فشاری	۰/۶۷۵	۱
تغییر مکان گره ۴	۱/۸۴	۱
تغییر مکان گره ۲	۱	۱
تغییر شکل ماندگار	۳	۱
کرنش سنج در فشار گره ۶	۸/۴	۱
کرنش سنج در کشش گره ۶	۵/۱۴	۱

از آنجایی که برای به دست آوردن مقاومت اتصالات، قاب به تنهایی مورد آزمایش قرار گرفته و مقدار مقاومت کل قاب برابر ۳/۱ تن بوده است، این مقاومت را خارج از روابط ارائه شده در انتها به مقاومت کل، اضافه می‌نماییم. زیرا فرض اولیه اجرای اتصال به صورت مفصلی می‌باشد، در حالی که به علت مسائل اجرایی اتصالات دارای مقاومتی برابر ۳/۱ تن می‌باشند.

در اتصال مفصل $M_{PJ} = 0$

$$F_y = 2400 \text{kg} / \text{cm}^2 \quad W_{x(IPB120)} = 144 \text{cm}^2$$

$$F_y = 2400 \text{kg} / \text{cm}^2 \quad W_{x(IPE270)} = 429 \text{cm}^2$$

$$M_{Pc} = 2400 \times 144 \times 10^{-5} = 3.45 \text{Tm}$$

$$M_{Pb} = 2400 \times 429 \times 10^{-5} = 10.3 \text{Tm}$$

$$\text{tag} \theta = \frac{1.5}{2.4} = 0.625 \Rightarrow \text{tag} \theta = \frac{h}{L}$$

جای‌گذاری در فرمول‌ها برای مقادیر:

$$m = m_{\min}(m_1, m_2, m_3, m_4)$$

$$m_1 = \sqrt{\frac{2(0 + 3.45)}{120 \times 0.1 \times 1.5^2}} = 0.506$$

$$m_2 = \frac{1}{0.625} \sqrt{\frac{2(0 + 10.3)}{120 \times 0.1 \times 1.5^2}} = 1.39$$

$$m_3 = \frac{4 \times (0)}{120 \times 0.1 \times 1.5^2} + \frac{1}{6} = 0.16667$$

مراجع

۱. "کنفرانس آزاد (زلزله ۳۱ خرداد ماه ۱۳۶۹ منجیل)" (۱۳۶۹). مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
۲. "زلزله ۳۱ خرداد ۱۳۶۹ گیلان و زنجان" (۱۳۶۹). دانشگاه شهید بهشتی، دانشکده معماری و شهرسازی.
۳. گزارش فوری مقدماتی زمین‌لرزه بم پنجم دی‌ماه ۱۳۸۲ (۱۳۸۲). مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، گزارش شماره ۱ و ۲.
۴. تسنیمی، عباسعلی (۱۳۸۳). "رفتار دیوارهای آجری مندرج در استاندارد ۲۸۰۰"، گزارش شماره ۴۰۴، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
۵. مقدم، حسن (۱۳۷۷). "طرح لرزه‌ای ساختمان‌های آجری".
6. Liauw, T.C. and Kwan, K.H. (1983). "Plastic Theory of Infilled Frames with Finite Interface Shear Strength", *Proc. ICE, Part 2, 75, 707-723*.
۷. "استاندارد حداقل بار وارده بر ساختمان‌ها و ابنیه فن، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، استاندارد ۵۱۹"، وزارت مسکن و شهرسازی.
8. Mosalam, Kh., White, M., Richard, N., and Gergely, P. (1997). "Seismic Evaluation of Frames with Infill Walls Using Quasi-Static Experiments", Buffalo, N.Y, National Center for Earthquake Engineering Research , 98p.
9. Mosalam, Kh., White, M., Richard, N., and Gergely, P. (1997). "Seismic Evaluation of Frames with Infill Walls Using Pseudo-Dynamic Experiments", Buffalo, N.Y, National Center for Earthquake Engineering Research, NCEER 97-0020.
10. Mosalam, Kh., White, M., Richard, N., and Syala, G. (1998). "Response of Infilled Frames Using Pseudo-Dynamic Experimentation", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **27**, 589-608 .
11. Mosalam, K.M. et al (1996). "Effect of Geometrical Configuration on the Seismic Response of Infilled Frames", Pergamon Elsevier Science Ltd. (Oxford, England), *11th World Conf. Earthquake Engineering*, Paper 1675 .
12. Mosalam, K.M. (1996). "EERI Student Paper

قابل توجه است که در این آزمایش‌ها رفتار و عملکرد قاب فولادی با مهاربند ضربدری به همراه میانقاب نسبت به قاب فولادی با مهاربند ضربدری بدون میانقاب، ارتقاء یافته است. همانطور که در قسمت قبل ملاحظه گردید با استفاده از روابط تئوریک میزان سختی و مقاومت این قاب مرکب به دست آمد. در یک جمع‌بندی کلی، حدود ۳۰٪ سختی تئوریک بیش از آزمایش را نشان می‌دهد و حدود ۷۰٪ مقاومت تئوریک کمتر از آزمایش را نشان می‌دهد که می‌توان ارتباط این مقادیر را در جدول (۵) ملاحظه نمود.

برای بررسی بیشتر اختلاف نتایج آزمایشگاهی و تئوریک نیاز به انجام آزمایش‌های بیشتر در حالت‌های مختلف می‌باشد. لذا پیشنهاد می‌گردد با تعداد نمونه‌های بیشتر و تنوع در مهاربند، میانقاپها، اتصالات، ابعاد و غیره آزمایش‌های مختلف انجام گردد و بررسی تحلیلی فراتری صورت پذیرد. از طرف دیگر پیشنهاد می‌گردد یک قاب تمام مقیاس با دیوار حداقل 22 cm نیز آزمایش شود، زیرا استفاده از دیوار با ضخامت کم احتمال به وجود آمدن تقریب‌هایی را دامن می‌زند.

جدول ۵. نتایج تئوری و آزمایشگاهی.

حلقه	تغییر مکان cm	بارگذاری فشاری (Ton)	بارگذاری کششی (Ton)	سختی قاب مهاربندی به همراه میانقاب در کشش kg/cm	سختی قاب مهاربندی به همراه میانقاب در فشار kg/cm
۱	۰/۴	۱۴/۱۳	۹/۸۳	۲۴۵۷۵	۳۵۳۲۵
۲	۰/۴	۱۳/۹۹	۱۰/۰۵	۲۵۱۲۵	۳۴۹۸۰
۳	۰/۸	۲۸/۲۶	۱۶/۳۱	۲۰۳۸۸	۳۵۳۲۵
۴	۰/۸	۲۸/۶۷	۱۹/۳۱	۲۴۱۳۸	۳۵۸۳۸
۵	۱/۲	۳۷/۳۵	۲۹/۶۲	۲۴۶۸۵	۳۱۱۲۵
۶	۱/۲	۳۶/۴	۲۹/۶۲	۲۴۶۸۵	۳۰۳۳۳
۷	۱/۶	۳۸/۴	۳۷/۷	۲۳۵۶۳	۲۴۰۰۰
۸	۱/۶	۳۴	۳۵/۹	۲۲۴۳۰	۲۱۲۵۰
۹	۲/۰	۳۵/۷	۳۹	۱۹۵۰۰	۱۷۸۵۰
۱۰	۲/۰	۲۹/۴	۳۶/۸۵	۱۸۴۲۵	۱۴۷۰۰
۱۱	۲/۸	۲۳/۷	۳۹/۹	۱۴۲۵۰	۸۴۶۴
۱۲	۲/۸	--	۷/۰۲	۲۵۰۷	-
مقاومت تئوریک		۱۱/۳۲		--	
سختی تئوریک		--		۴۶۰۳۷	

C.A. (2001). "Shaking Table of 1:4 Reduced-Scale Models of Masonry Infilled Reinforced Concrete Frame Buildings", *Earth-quake Engineering and Structural Dynamics*, **30**, 819-834 .

Award; Modeling of Nonlinear Seismic Behavior of Gravity Load Designed Frames", *Earthquake Spectra*, **12**, 479 -492 .

13. Zarnic, R., Gostic, S., Adamj, C., and Taylor,