

ارزیابی آزمایشگاهی سیستم دیوار همبسته‌ی بتنی با تیر همبند فولادی پس‌کشیده

محمدسجاد زارعیان (دانشجوی دکتری)

محمدرضا اصفهانی* (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد

عبدالله حسینی (دانشیار)

دانشکده‌ی فنی و مهندسی عمران، دانشگاه تهران

مهندسی عمران شریف، زمستان (۱۳۹۹)
دوره‌ی ۲ - شماره ۱/۴، ص. ۱۰۵-۹۳

سیستم دیوار برشی همبسته‌ی پس‌کشیده، ویژگی‌های لرزه‌یی مطلوبی، همچون: قابلیت مرکزگرایی و تحمل تغییرمکان‌های غیرخطی بزرگ با خسارت محدود دارد. در پژوهش حاضر، رفتار سیستم دیوار همبسته‌ی بتنی با تیر همبند فولادی پس‌کشیده به صورت آزمایشگاهی ارزیابی شده است. به منظور استهلاک انرژی زلزله و کاهش تغییرمکان‌های سیستم، از میراگرهای اصطکاکی در ناحیه‌ی اتصال تیر به دیوار استفاده می‌شود. به این منظور، ابتدا یک میراگر اصطکاکی تحت بسامدهای مختلف بارگذاری آزمایش شد؛ سپس ۴ زیرسازه با مقیاس $\frac{1}{4}$ از سیستم دیوار همبسته‌ی دوگانه‌ی پس‌کشیده، تحت بار جانبی چرخه‌یی شبه‌استاتیکی آزمایش شدند. نمونه‌ها شامل یک نمونه‌ی کنترلی فاقد میراگر و ۳ نمونه‌ی مجهز به میراگرهای اصطکاکی با سطوح مختلف کشش اولیه‌ی کابل‌ها و مقادیر مختلف پیش‌تنیدگی میراگرها بودند. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که سیستم سختی جانبی، مقاومت و شکل‌پذیری عالی و خسارت ناچیز تا جابه‌جایی نسبی ۸٪ دارد و میراگرهای اصطکاکی می‌توانند ظرفیت استهلاک انرژی قابل توجهی را در سیستم ایجاد کنند، در حالی که قابلیت مرکزگرایی سیستم محفوظ می‌ماند.

واژگان کلیدی: دیوار همبسته‌ی دوگانه، تیر همبند فولادی، پس‌کشیدگی، میراگر اصطکاکی، مرکزگرایی.

۱. مقدمه

بر اساس تجربیات گذشته، دیوارهای سازه‌یی بتنی (که یکی از اولین سیستم‌های مقاوم جانبی در برابر زلزله هستند)، عملکرد لرزه‌یی بسیار خوبی را از خود نشان داده‌اند.^[۱] وقتی دو دیوار با هم همبسته می‌شوند، مقاومت و سختی جانبی بیشتری از خود نشان می‌دهند و این امر اجازه می‌دهد که طول دیوارها کوتاه‌تر شود و یا تعداد آن‌ها برای رسیدن به سختی و مقاومت مورد نظر کمتر شود. تیر همبند باعث انتقال نیروی برشی بین دو دیوار و همچنین استهلاک انرژی می‌شود. از این رو به دیوارهای برشی همبسته به‌عنوان گزینه‌یی نسبتاً بهینه در تأمین مقاومت، سختی و شکل‌پذیری مناسب برای سازه‌ها توجه شده است.^[۲] مطالعات پیشین در باره‌ی سیستم دیوار برشی همبسته، بر روی تیر همبند بتن مسلح یکپارچه شده با دیوار،^[۳-۸] تیر همبند فولادی فرورفته در دیوار،^[۹-۱۶] تیر همبند کامپوزیت،^[۱۷-۲۰] تیر همبند فیوزشونده^[۲۱] و تیر همبند ساخته شده از بتن الیافی و مصالح توانمند HPFRCC،^[۲۲-۲۶] تمرکز داشته‌اند. در تمامی موارد اخیر، تیر همبند در داخل دیوار فرو رفته و با دیوار یکپارچه

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۸/۶/۲۴، اصلاحیه ۱۳۹۸/۹/۲۴، پذیرش ۱۳۹۸/۱۰/۲۳

DOI:10.24200/J30.2020.54221.2621

zareian@mail.um.ac.ir
esfahani@um.ac.ir
hosseiniaby@ut.ac.ir

می‌شود. کابل‌های اشاره شده از میان دیوارها و تیر همبند عبور می‌کنند و فقط در دو سر انتهایی دیوارها مهار می‌شوند. تغییر شکل‌های غیرخطی در سیستم دیوار همبسته بتنی با تیر همبند پس‌کشیده در درجه‌ی اول در اثر بازشدگی^۶ در سطح تماس تیر به دیوار رخ می‌دهد و در آن، نبشی‌های فوقانی و تحتانی که در محل اتصال تیر به دیوار نصب می‌شوند، تحت جابه‌جایی‌های بزرگ به حد تسلیم می‌رسند و سبب استهلاک انرژی زلزله می‌شوند. نبشی‌های ذکر شده علاوه بر استهلاک انرژی، در افزایش ظرفیت باربری سیستم و همچنین پایداری تیر نیز مؤثرند.^[۳۳،۳۴]

مزیت تیرهای همبند پس‌کشیده بدون چسبندگی نسبت به سیستم‌های مرسوم با تیر یکپارچه بتنی و تیر فولادی فرورفته در دیوار عبارت است از: ۱. جزئیات ساده‌تر برای تیر و دیوارها؛ ۲. توانایی تحمل تغییر مکان‌های غیرخطی بزرگ بدون خسارت سازه‌یی قابل توجه؛ ۳. قابلیت مرکزگرایی، که باعث کاهش تغییر مکان ماندگار سازه پس از زلزله‌های بزرگ می‌شود؛ ۴. امکان تعمیر سریع‌تر و راحت‌تر سیستم پس از زلزله.

۲. هدف پژوهش

مطالعات پیشین انجام شده در زمینه‌ی سیستم دیوار همبسته‌ی پس‌کشیده بسیار محدود است. به علاوه در مطالعات پیشین، به منظور استهلاک انرژی از نبشی‌هایی که در ناحیه‌ی اتصال تیر به دیوار نصب می‌شوند، استفاده شده است. نبشی‌های مذکور علی‌رغم سادگی، به دلیل سختی اولیه‌ی کم و جابه‌جایی تسلیم زیاد، ظرفیت استهلاک انرژی محدودی دارند و پس از چند سیکل بارگذاری، در اثر پدیده‌ی خستگی با تعداد چرخه‌ی کم^۷ دچار شکست می‌شوند. این موضوع می‌تواند عملکرد مطلوب سیستم دیوار همبسته‌ی پس‌کشیده در زلزله‌های بزرگ و پس لرزه‌ها را مختل کند. برخلاف نبشی‌ها، میراگرهای اصطکاکی، رفتار هیستریزیس قابل اطمینان و قابل تکرار و همچنین ظرفیت استهلاک انرژی قابل توجهی دارند و تحت تأثیر پدیده‌ی خستگی قرار نمی‌گیرند. به این منظور، در پژوهش حاضر، با استفاده از میراگرهای اصطکاکی به جای نبشی‌ها، رفتار سیستم دیوار همبسته‌ی پس‌کشیده مجهز به میراگرهای اصطکاکی به صورت آزمایشگاهی ارزیابی شده است. همچنین به منظور کاهش خسارت‌های وارده به تیر همبند و حفظ قابلیت مرکزگرایی سیستم در طول مدت بارگذاری جانبی، استفاده از تیر همبند فولادی به جای تیر بتنی بررسی شده است. هدف اصلی پژوهش حاضر، ارزیابی آزمایشگاهی رفتار میراگرهای اصطکاکی و تأثیر میراگرهای اشاره شده در عملکرد سیستم دیوار همبسته‌ی بتنی با تیر همبند فولادی پس‌کشیده است. به این منظور، ابتدا یک میراگر اصطکاکی تحت بسامدهای مختلف بارگذاری آزمایش شده است؛ و سپس با آزمایش ۴ زیرسازه^۸ با مقیاس ۱/۳ از سیستم دیوار همبسته‌ی دوگانه‌ی پس‌کشیده مجهز به میراگرهای اصطکاکی، تحت بار چرخه‌یی شبه‌استاتیکی، نتایج به دست آمده بررسی و مقایسه شدند.

۳. برنامه‌ی آزمایشگاهی

۱.۳. ساخت و آزمایش میراگر اصطکاکی

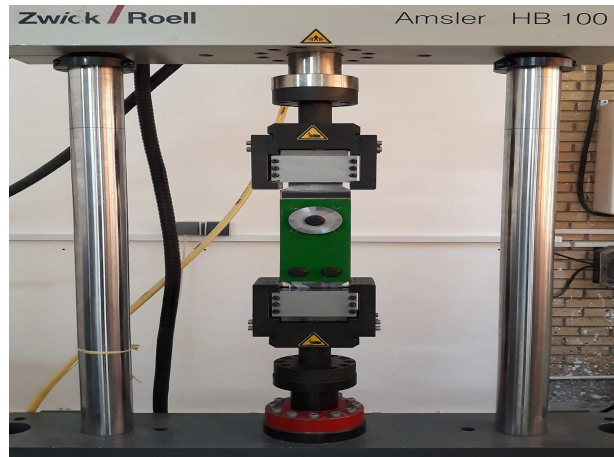
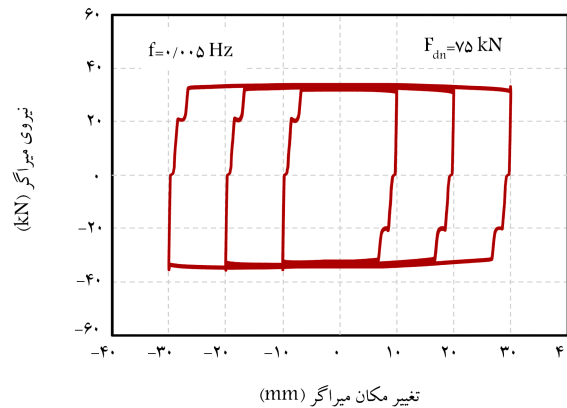
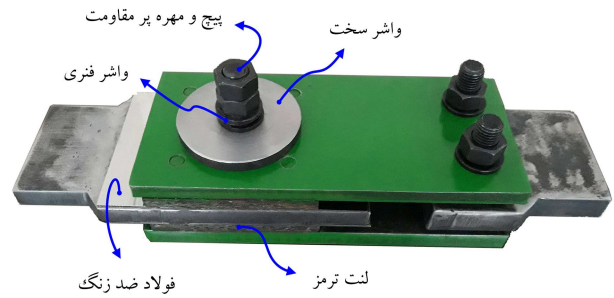
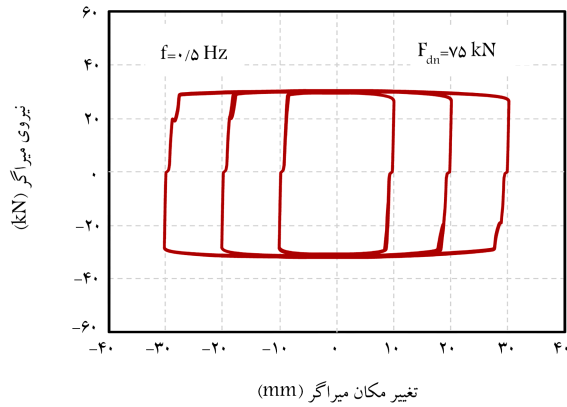
میراگرهای اصطکاکی برای کاربردهای لرزه‌یی از زمان ابداع میراگرهای اصطکاکی در اواخر دهه‌ی ۱۹۷۰، پیشرفت چشمگیری داشته‌اند. مطالعات پیشین در زمینه‌ی توسعه و استفاده از میراگرهای اصطکاکی در کاربردهای لرزه‌یی، گسترده است و مرور همه‌ی تاریخچه‌ی مطالعات موجود، خارج از موضوع نوشتار حاضر است. مهم‌ترین پارامتر

در ساخت میراگرهای اصطکاکی، انتخاب مصالحی مناسب برای سطوح اصطکاکی در تماس با یکدیگر است، به گونه‌یی که انتخاب مناسب مصالح، در دست‌یابی به رفتار لغزشی پایدار در درازمدت بسیار مؤثر است. مطالعات پیشین نشان داده است که سطح لغزش فولاد در مقابل فولاد، مستعد رفتار چسبندگی - لغزش^۹ شدیدی است و رفتار سخت‌شوندگی قابل توجه و نرم‌شوندگی ناگهانی دارد.^[۲۵-۲۷] به این منظور، پژوهش‌گران برای دست‌یابی رفتار لغزشی پایدار با ویژگی‌های کشسان‌خمیری عالی، زوج مصالح مختلفی را بررسی و آزمایش کرده‌اند. از جمله سطوح اصطکاکی مطالعه شده توسط پژوهش‌گران مختلف، شامل سطح تماس برنج در مقابل فولاد نرمه^[۳۵،۳۸]، سطح تماس فولاد ضدسایش در مقابل فولاد نرمه^[۳۹،۴۰]، سطح تماس برنز - سرب^{۱۰} در مقابل فولاد نرمه^[۴۱] و سطح تماس لنت ترمز^{۱۱} در مقابل فولاد نرمه^[۳۷،۴۱،۴۲] است.

در مطالعه‌ی حاضر از صفحات اصطکاکی از جنس لنت ترمز استفاده شده است، که استفاده از آن در تماس با فولاد ضد زنگ^{۱۲} سبب می‌شود که سطح خود-روان^{۱۳} باشد. در نتیجه، پدیده‌ی چسبندگی - لغزش کاهش می‌یابد و یک ضریب اصطکاک ثابت و مستقل از سرعت بارگذاری به دست می‌آید.^[۴۱] همچنین سطح لغزش در برابر زنگ‌زدگی مقاوم است و می‌تواند رفتار پایداری را در درازمدت ارائه کند. مزایای استفاده از میراگرهای اصطکاکی به عنوان یک سیستم استهلاک انرژی الحاقی برای محافظت لرزه‌یی سازه‌ها عبارت است از: ۱. رفتار هیستریزیس قابل اطمینان و قابل تکرار میراگر، که تقریباً مستقل از سرعت و دامنه‌ی جابه‌جایی است؛ ۲. رفتار نیرو - جابه‌جایی تقریباً مستطیلی میراگر، که ظرفیت استهلاک انرژی قابل توجهی را فراهم می‌سازد؛ ۳. سختی اولیه‌ی زیاد، که سبب لغزش میراگر در اوایل بارگذاری می‌شود و در نتیجه‌ی آن، استهلاک انرژی از تغییر مکان‌های جانبی کوچک آغاز می‌شود. به منظور بررسی رفتار میراگر اصطکاکی و سطوح اصطکاکی مورد مطالعه، ابتدا یک میراگر اصطکاکی با سطوح مختلف پیش‌تنیدگی، تحت بسامدهای مختلف آزمایش شد. میراگر مذکور از چند قطعه‌ی فلزی تشکیل شده است، که پدهای اصطکاکی از جنس لنت ترمز بین آن‌ها قرار گرفته است. به منظور فراهم کردن امکان لغزش میراگر، یک شیار لویبایی شکل بر روی قطعه‌ی قرار گرفته مابین پدهای اصطکاکی برش‌کاری شد. همچنین ورق‌هایی از جنس استیل ضد زنگ پولیش زده شد و با استفاده از چسب اپوکسی دوجزئی بر روی قطعه‌ی ذکر شده چسبانیده شد تا سطوح لغزش در مقابل زنگ‌زدگی مقاوم شوند و رفتار پایداری را در دراز مدت ارائه کنند. سطوح اصطکاکی با یک پیچ پرمقاومت از نوع ASTM - A490 و تعدادی واشر فنری به یکدیگر متصل شدند و تحت نیروی پیش‌تنیدگی قرار گرفتند. واشر فنری به حفظ یک نیروی عمود بر سطح ثابت در سطوح اصطکاکی در هنگام لغزش کمک می‌کند.^[۴۳،۴۴] قبل از محکم کردن پیچ، سطح تماس پیچ، مهره، و واشرها با استفاده از گریس دی‌سولفید مولیبدن پایه گرافیتی (MoS₂) روان‌کاری شد. سپس گشتاور موردنظر با استفاده از یک دستگاه آچار ترکمتر کالیبره شده‌ی مدل Force به پیچ اعمال شد. در شکل ۱، جزئیات میراگر اصطکاکی مطالعه شده نشان داده شده است.

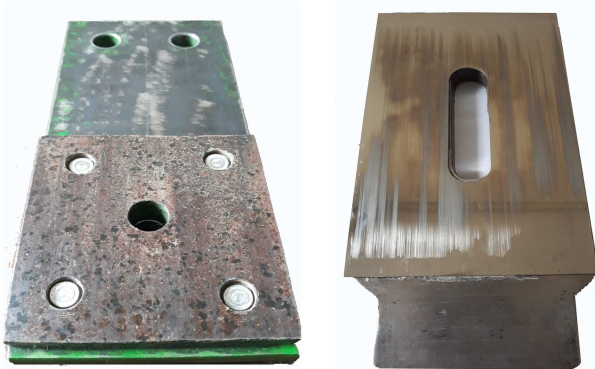
بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌ی بارگذاری ۱۶ - ASCEV^[۴۵] و دستورالعمل بهسازی لرزه‌یی ۱۷-۴۱، ASCE^[۴۶]، هر میراگر باید تحت این الگوی بارگذاری، در بسامدی برابر با عکس دوره‌ی تناوب اصلی سیستم آزمایش شود:

۱. ده چرخه‌ی رفت و برگشتی کامل در تغییر مکانی برابر با ۳۳٪ تغییر مکان میراگر در زلزله‌ی سطح خطر II یا ۶۷٪ تغییر مکان میراگر در زلزله‌ی سطح خطر I؛
۲. پنج چرخه‌ی رفت و برگشتی کامل در تغییر مکانی برابر با ۶۷٪ تغییر مکان میراگر



شکل ۳. منحنی نیرو - تغییر مکان میراگر.

شکل ۲. میراگر اصطکاکی در حین آزمایش چرخه‌یی رفت و برگشتی.



شکل ۴. وضعیت میراگر اصطکاکی پس از انجام آزمایش‌ها.

در زلزله‌ی سطح خطر II یا ۱۳۳٪ تغییر مکان میراگر در زلزله‌ی سطح خطر I؛

۳. سه چرخه‌ی رفت و برگشتی کامل در تغییر مکانی برابر با ۱۰۰٪ تغییر مکان میراگر در زلزله‌ی سطح خطر II یا ۲۰۰٪ تغییر مکان میراگر در زلزله‌ی سطح خطر I.

میراگر مطابق الگوی بارگذاری اخیر و تحت نیروی عمود بر سطح (F_{dn}) برابر ۷۵ کیلونیوتن و بسامدهای بارگذاری ۰/۵ و ۰/۰۵ هرتز آزمایش شد. به‌منظور آزمایش میراگر، مطابق شکل ۲ از دستگاه آزمایش Zwick آزمایشگاه مکانیک شکست دانشگاه فردوسی مشهد استفاده شده است. هدف از انجام آزمایش‌های اشاره شده، تعیین ضریب اصطکاک ایستایی و جنبشی سطوح لغزش، تعیین منحنی نیرو - تغییر مکان میراگر و ارزیابی توانایی میراگر در تحمل ارتعاش‌های شدید ناشی از زلزله بوده است.

در شکل ۳، منحنی نیرو - تغییر مکان میراگر تحت آزمایش‌های انجام شده مشاهده می‌شود، که مطابق آن رفتار نیرو - تغییر مکان میراگر، کشسان خمیری کامل

بدون سخت‌شوندگی است و حلقه‌های هیستریزس تقریباً مستطیلی شکل هستند. فرورفتگی‌های مشاهده شده در گوشه‌ی حلقه‌های هیستریزس، ناشی از وجود لقی در مسیر انتقال بار از جک به میراگر هستند. بر اساس نتایج به دست آمده، ضریب اصطکاک ایستایی و جنبشی سطوح لغزش استفاده شده، به ترتیب حدود ۰/۲۲ و ۰/۲ محاسبه شده است، که در طراحی میراگرهای استفاده شده در سیستم دیوار همبسته‌ی پس‌کشیده استفاده شده است.

میراگرهای اصطکاکی استفاده شده در پژوهش حاضر، در ناحیه‌ی اتصال تیر به دیوار در سیستم دیوار همبسته‌ی پس‌کشیده قرار می‌گیرند و برای نصب نیازی به مهاربند ندارند. با توجه به موقعیت قرار گرفتن میراگرهای اصطکاکی، تغییراتی در هندسه‌ی آن‌ها نسبت به میراگر آزمایش شده انجام شد. با این حال، از لحاظ عملکردی، تغییری در رفتار میراگرها ایجاد نخواهد شد و این میراگرها نیز جهت استهلاک انرژی، از اصطکاک سطح تماس فولاد ضد زنگ با لنت ترمز بهره می‌برند. در شکل ۵، ساختار میراگر اصطکاکی استفاده شده در سیستم دیوار همبسته‌ی پس‌کشیده و اجزاء تشکیل‌دهنده‌ی آن نشان داده شده است. به‌منظور فراهم کردن

بر اساس مشاهده‌های آزمایشگاهی، میراگر در طول آزمایش رفتاری کاملاً پایدار، بدون سر و صدا و آسیب را ارائه کرده است. وضعیت میراگر پس از انجام آزمایش‌ها

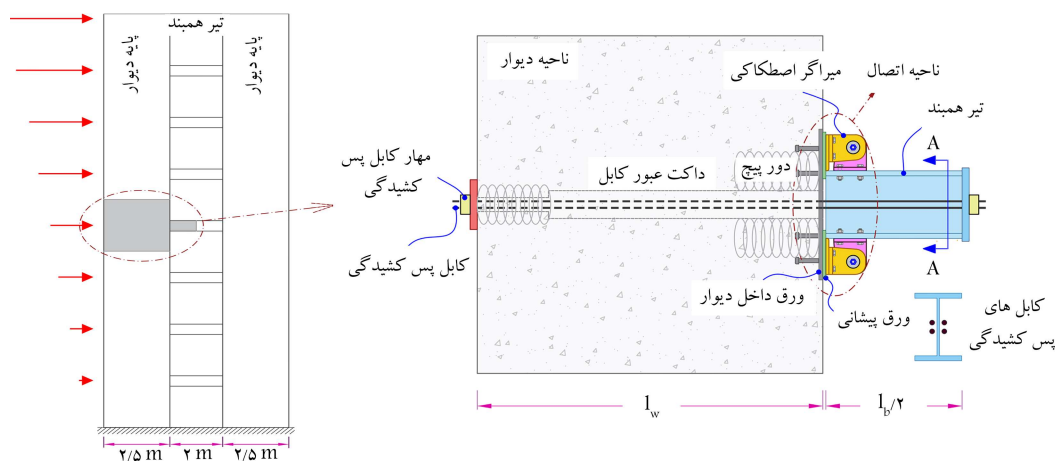


شکل ۵. ساختار میراگر اصطکاکی استفاده شده در سیستم دیوار همبسته‌ی پس کشیده و اجزاء تشکیل دهنده‌ی آن.

جدول ۱. مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی.

شماره‌ی آزمایش	ابعاد تیر همبند (mm)			وسایله‌ی استهلاک انرژی	مساحت استرندهای پس کشیدگی (mm ²)	نسبت تنش اولیه‌ی استرندها f_{pi}/f_{pu}	نسبت لنگر طراحی κ_d	نیروی عمود بر سطح میراگرها (F _{dn} (kN))
	d_b	b_b	$\frac{I_b}{I_p}$					
۱	۳۴۰	۲۳۰	۶۷۰	-	۵۶۰	۰٫۳۱	-	-
۲	۳۴۰	۲۳۰	۶۷۰	میراگر اصطکاکی	۵۶۰	۰٫۳۰	۰٫۸۵	۸۶
۳	۳۴۰	۲۳۰	۶۷۰	میراگر اصطکاکی	۵۶۰	۰٫۳۱	۱٫۱۰	۱۱۲
۴	۳۴۰	۲۳۰	۶۷۰	میراگر اصطکاکی	۵۶۰	۰٫۴۰	۰٫۸۵	۱۱۲

نسبت تنش اولیه‌ی استرندها، که در آن، f_{pi} متوسط تنش پس کشیدگی اولیه‌ی استرندها و f_{pu} مقاومت طراحی بیشینه‌ی استرندها (۱۸۶۰ مگاپاسکال) هستند. نسبت لنگر طراحی میراگرها، که در آن M_{bs} و M_{bp} به ترتیب سهم میراگرهای اصطکاکی و کابل‌های پس کشیدگی در لنگر انتهایی تیر هستند. $\kappa_d = M_{bs}/M_{bp}$



شکل ۶. استخراج زیرسازه‌ی تیر همبند پس کشیده از یک سازه‌ی دیوار همبسته‌ی ۸ طبقه.

همبسته‌ی ۸ طبقه و زیرسازه‌ی استخراج شده از آن در تراز طبقه نشان داده شده است. نمونه‌های آزمایش شده شامل یک نمونه‌ی کنترلی فاقد میراگر و ۳ نمونه‌ی مجهز به میراگرهای اصطکاکی بودند. پارامترهای آزمایش، عبارت از میزان کشش اولیه‌ی کابل‌ها و میزان پیش‌تنیدگی میراگرهای اصطکاکی بودند. میراگرهای اصطکاکی در ناحیه‌ی اتصال تیر به دیوار و به منظور استهلاک انرژی زلزله استفاده شده است. مقیاس نمونه‌ها بر اساس ظرفیت جک و نیروسنج^{۱۵} و برپایش آزمایشگاهی^{۱۶} برابر $\frac{1}{3}$ انتخاب شد. در جدول ۱، مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی ارائه شده است. لازم به ذکر است که نسبت لنگر طراحی میراگرها به لنگر کابل‌ها (κ_d)، بر اساس نتایج به دست آمده از مدل تحلیلی انتخاب شد. پس از انتخاب پارامتر (κ_d)، میزان کشش اولیه‌ی کابل‌ها و نیروی لغزش میراگرها به گونه‌ی انتخاب شد که ظرفیت برشی موردنظر برای تیر همبند تأمین شود. پس از تعیین نیروی لغزش

امکان لغزش میراگر، یک شیار در قطعه‌ی متصل شونده به تیر همبند برشکاری شده است. شکل شیار بر اساس نتایج مدل تحلیلی زیرسازه تعیین شده است.

۲.۳. طراحی و استخراج زیرسازه‌ها

چهار زیرسازه از یک سیستم دیوار همبسته‌ی بتنی با تیر همبند فولادی پس کشیده در آزمایشگاه سازه‌ی دانشگاه فردوسی مشهد ساخته و تحت بار چرخه‌ی شبه‌استاتیکی با دامنه‌ی افزایشده آزمایش شدند. نمونه‌های آزمایشگاهی از یک سازه‌ی دیوار همبسته‌ی بتنی ۸ طبقه، با فرض نقطه‌ی عطف خمش^{۱۴} در وسط تیر همبند و در وسط ارتفاع طبقه استخراج شدند. هر زیرسازه شامل یک تیر همبند فولادی نصف شده و دیوار بتنی مجاور آن در تراز طبقه است. در شکل ۶، سیستم دیوار

جدول ۲. مشخصات مکانیکی استرندهای پس کشیدگی، میلگردهای دیوار، و ورق بال و جان تیر به دست آمده از آزمون کشش.

نمونه‌ی کششی	مقاومت تسلیم (مگاپاسکال)	کرنش تسلیم (%)	مقاومت بیشینه (مگاپاسکال)	کرنش متناظر با مقاومت بیشینه (%)	کرنش نهایی (%)
استرند ۷ رشته‌یی ۱۵/۲ (mm)	-	-	۱۸۹۸/۵	۲/۵۸	۲/۷۰
میلگرد عرضی ۱۰Φ دیوار	۴۴۰/۵	۰/۲	۶۹۸/۴	۱۲/۴	۲۴/۴
میلگرد طولی ۱۲Φ دیوار	۴۰۵/۴	۰/۲	۶۵۹/۸	۱۴/۵	۲۷/۵
ورق ۱۲ (mm) جان تیر	۲۹۰/۸	۰/۲	۴۱۳/۹	۱۸/۸	۳۵/۳
ورق ۲۵ (mm) بال تیر	۲۴۸/۸	۰/۲	۴۱۶/۵	۱۹/۵	۳۷/۹



شکل ۷. نمونه‌های کششی استاندارد تهیه شده از ورق بال و جان تیر.



شکل ۸. نمونه‌ی کششی استاندارد در حین آزمون کشش.

فولادی دیوار و همچنین نمونه‌های کششی استاندارد تهیه شده از ورق بال و جان تیر، که از آزمون کشش مصالح به دست آمده‌اند، در جدول ۲ ارائه شده‌اند.

۴.۳. برپایش آزمایش و تاریخچه‌ی بارگذاری

پس از استخراج زیرسازه و ساخت نمونه‌ها، به منظور اعمال بارگذاری جانبی، نمونه‌ها به محل قاب صلب انتقال داده شدند. همچنین به منظور اتصال دیوار بتنی به کف صلب، پایه‌ی بتنی ساخته شده در پایین دیوار، با استفاده از ۸ پیچ پرمقاومت به کف صلب متصل شد. برای کشش کابل‌های پس کشیدگی نیز از یک دستگاه پمپ و جک مولتی‌استرند با ظرفیت ۱۵۰۰ کیلونیوتن استفاده شد. کابل‌ها در طول مسیر به وسیله‌ی داکت‌هایی از بتن جدا شده‌اند و برخلاف ساختار چسبیده، داکت‌ها با دوغاب پُر نمی‌شوند. در نتیجه کابل‌ها به بتن نچسبیده و فقط در انتهای دیوار و تیر مهار شده‌اند. استفاده از کابل‌های پس کشیده بدون چسبیدگی سبب می‌شود کرنش در کابل‌ها کوچک بماند و کرنش غیرخطی کابل‌ها به تأخیر بیفتد.^[۳۳] بنابراین تا زمانی که ناحیه‌ی مهاری کابل‌ها خراب نشود، عمده‌ی نیروی پس کشیدگی اولیه در حین جابه‌جایی چرخه‌ی باقی خواهد ماند. قبل از سفت کردن پیچ‌های اتصال میراگر به

میراگرها، با توجه به ضریب اصطکاک به دست آمده از آزمایش نمونه‌ی اولیه‌ی میراگر و با استفاده از رابطه‌ی $F_s = \mu \times N$ نیروی عمود بر سطح میراگرها تعیین شد.

نحوه‌ی اجرای سیستم مذکور در سازه‌ی واقعی به این شرح است:

پایه‌های دیوار به صورت پیش‌ساخته و یا درجا ریز قابل اجراست و فقط لازم است داکت‌هایی برای عبور کابل‌ها از داخل دیوار تعبیه شود و جزئیات لازم در محل اتصال تیر به دیوار و محل مهار کابل‌ها در انتهای دیوار در نظر گرفته شود. پس از اجرای دیوارها، تیرهای همبند فولادی در موقعیت تعیین شده بین دیوارها قرار می‌گیرند و میراگرهای اصطکاکی با استفاده از پیچ به تیر و دیوار متصل می‌شوند. پس از آن، کابل‌های پرمقاومت فولادی از داخل دیوارها و همچنین تیر همبند عبور داده می‌شوند. سپس کابل‌ها از یک سر مهار می‌شوند و از سر دیگر، با استفاده از جک تحت کشش قرار می‌گیرند. به این ترتیب نیروی بازگرداندگی لازم در سیستم ایجاد خواهد شد.

۳.۳. مشخصات مصالح

به منظور آزمایش و تعیین مشخصات مکانیکی مصالح استفاده شده، شامل: فولاد ورق تیر، کابل‌های پس کشیدگی، بتن دیوار و میلگردهای آن از استانداردهای ASTM استفاده شده است. با توجه به تراکم میلگردها در ناحیه‌ی اتصال تیر به دیوار، به منظور ساخت بلوک دیوار از بتن خودتراکم (SCC) با اندازه‌ی بیشینه‌ی سنگ‌دانه‌ی ۱۰ میلی‌متر و برای آزمون فشاری نمونه‌های بتنی استوانه‌یی،^[۳۷] از دستگاه بتن‌شکن با ظرفیت ۳۰۰ تن استفاده شده است. متوسط مقاومت فشاری نمونه‌های استوانه‌یی در روز آزمایش برابر ۷۸/۶ مگاپاسکال به دست آمد. به منظور تعیین مشخصات مکانیکی ورق‌های فولادی استفاده شده در ساخت تیر، مطابق شکل ۷، نمونه‌های استاندارد دمبلی‌شکل از ورق بال و جان تیر بریده شدند و هندسه‌ی آن‌ها مطابق استاندارد ASTM – A ۳۷۰ ماشین‌کاری شد. سپس نمونه‌ها با استفاده از دستگاه استحکام‌سنج یونیورسال Zwick آزمایشگاه خواص مکانیکی دانشگاه فردوسی مشهد تحت آزمون کشش،^[۳۸] قرار گرفتند. همچنین نمونه‌هایی از میلگردهای ۱۰Φ و ۱۲Φ استفاده شده در دیوار، در دستگاه اخیر تحت آزمون کشش قرار گرفتند. به منظور تعیین مشخصات مکانیکی استرندهای فولادی ۷ رشته‌یی استفاده شده (با قطر ۱۵/۲ میلی‌متر و سطح مقطع خالص ۱۴۰ میلی‌متر مربع)، سه نمونه از استرندهای ذکر شده با استفاده از دستگاه استحکام‌سنج یونیورسال Zwick پارک علم و فناوری خراسان تحت آزمون کشش،^[۳۹] قرار گرفتند.

در شکل ۸، یک نمونه‌ی کششی استاندارد در حین آزمون کشش نشان داده شده است. میانگین مشخصات مکانیکی استرندهای فولادی پس کشیدگی، میلگردهای

±۹۰ میلی‌متر به نقطه‌ی عطف تیر اعمال شد. مقدار بار وارده بر نمونه‌ها توسط یک نیروسنج S شکل با ظرفیت ۳۰۰ کیلو نیوتن، که توانایی ثبت نیروی کششی و فشاری را داشت، اندازه‌گیری شد. نیروسنج مذکور به انتهای جک هیدرولیکی متصل شد و در هر لحظه قادر به اندازه‌گیری مقدار نیروی وارده در جهت مثبت و منفی بارگذاری بود. تغییرمکان تیر در محل اعمال بار، توسط یک تغییرمکان‌سنج (LVDT) ^{۱۷} لیزری اندازه‌گیری شد. به منظور اندازه‌گیری میزان بازشدگی در محل اتصال تیر به دیوار، از ۳ تغییرمکان‌سنج در تراز بالا، وسط و پایین ارتفاع تیر استفاده شد. در شکل ۱۲، موقعیت نصب نیروسنج S شکل و تغییرمکان‌سنج‌ها نشان داده شده است. اطلاعات دریافتی از نیروسنج و تغییرمکان‌سنج‌ها به کمک سیستم ثبت و پردازش اطلاعات ^{۱۸} دریافت و به رایانه ارسال شد.

پارامتر دوران وتری تیر (زاویه‌ی دریافت) با استفاده از تقسیم تغییرمکان قائم تیر در محل اعمال بار بر فاصله‌ی محل اعمال بار تا برد دیوار محاسبه می‌شود. مطابق شکل ۱۱، فاصله‌ی محل اعمال نیروی برشی به تیر تا برد دیوار برابر ۶۷۰ میلی‌متر است. تاریخچه‌ی بارگذاری برای تمامی نمونه‌ها براساس آیین‌نامه‌ی ۱۳ - ACI 318^{۱۹} و بر مبنای کنترل جابه‌جایی تعریف و در هر جابه‌جایی نسبی، دو چرخه‌ی رفت و برگشتی به نمونه‌ها اعمال شد. با توجه به این‌که جابه‌جایی تسلیم زیرسازه‌های تیر همبند پس‌کشیده‌ی مورد مطالعه در جابه‌جایی نسبی حدود ۰/۵٪ رخ می‌دهد، شروع بارگذاری از جابه‌جایی نسبی ۰/۲۵٪ در نظر گرفته شد، تا پاسخ نمونه در محدوده‌ی کشسان تعیین شود. سپس بارگذاری چرخه‌ی جابه‌جایی نسبی ۰/۵٪ تا ۰/۴٪ با افزایش ۰/۵٪ در هر چرخه و از جابه‌جایی نسبی ۰/۴٪ تا ۰/۸٪ با افزایش ۰/۱٪ در هر چرخه ادامه یافت و در مجموع ۲۶ چرخه‌ی کامل بارگذاری به هر زیرسازه اعمال شد. تاریخچه‌ی بارگذاری چرخه‌ی افزایشی در شکل ۱۳ نشان داده شده است.

۴. بحث و بررسی نتایج

۴.۱. مشاهدات آزمایشگاهی

در بخش کنونی، مشاهده‌های آزمایشگاهی زیرسازه‌های تیر همبند پس‌کشیده‌ی مطالعه شده ارائه شده است. به منظور بررسی و مقایسه‌ی رفتار سیستم دیوار همبسته‌ی کشیده با و بدون میراگر اصطکاکی، یک زیرسازه از تیر همبند پس‌کشیده بدون میراگر اصطکاکی آزمایش شد. در نمونه‌ی ذکر شده، نیروی پس‌کشیدگی باعث توسعه‌ی نیروی اصطکاک بین سطح تیر و دیوار و انتقال بخشی از نیروهای برشی می‌شود. بنابراین به منظور انتقال تمام نیروی برشی و جلوگیری از لغزش تیر همبند، صفحات نگهدارنده‌ی با ضخامت ۱۲ میلی‌متر در بالا و پایین تیر بر روی ورق پیشانی نصب شدند. وظیفه‌ی صفحات نگهدارنده‌ی اخیر، جلوگیری از لغزش تیر نسبت به دیوار است و این صفحات هیچ تأثیری در رفتار نیرو - تغییرمکان نمونه ندارند. افزایش نیروی برشی اعمالی به تیر، سبب شروع بازشدگی در سطح تماس تیر به دیوار شده و در اثر آن تغییرشکل‌های غیرخطی در سیستم رخ داده است. در شکل ۱۴، بازشدگی در ناحیه‌ی اتصال تیر به دیوار در دوران ۰/۷٪ تیر در جهت مثبت و منفی بارگذاری برای نمونه‌ی ۱٪ نشان داده شده است. به دلیل استفاده از کابل‌های پس‌کشیده‌ی بدون چسبندگی، کرنش در کابل‌ها کوچک باقی ماند و کابل‌ها وارد ناحیه‌ی غیرخطی نشدند. براساس مشاهده‌های آزمایشگاهی، کابل‌ها در طول آزمایش پاره نشدند و آزمایش بدون گسیختگی، پس از باربرداری در چرخه‌ی دوم جابه‌جایی نسبی ۰/۸٪ متوقف شد. در پایان آزمایش، خسارت محسوسی در دیوار مشاهده نشد. بنابراین، همین بلوک دیوار در آزمایش‌های بعدی مجدداً استفاده شد.

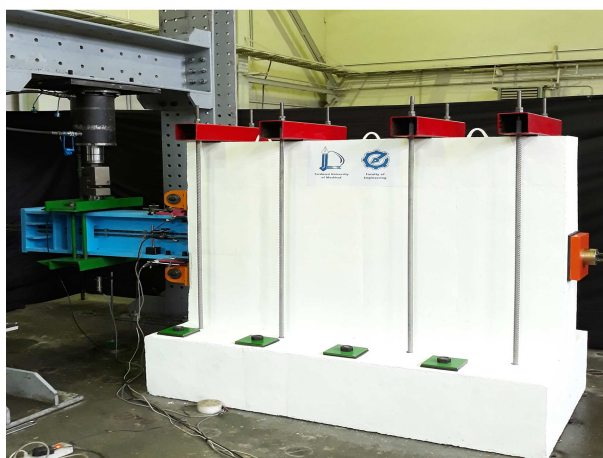
دیوار و تیر همبند، گشتاور مورد نیاز میراگرهای اصطکاکی مطابق شکل ۹ با استفاده از یک آچار ترکمتر کالیبره‌شده‌ی مدل Force به میراگرها اعمال شد. سپس پیچ‌های اتصال میراگر به تیر و دیوار سفت شدند.

با توجه به استخراج زیرسازه‌ها از نقطه‌ی عطف خمشی در تیر همبند، لنگر خمشی در محل اعمال بار وجود ندارد و فقط نیروی برشی به صورت رفت و برگشتی به نقطه‌ی عطف تیر اعمال خواهد شد. به همین دلیل در محل اعمال بار جک به تیر، غلتک‌هایی قرار داده شدند تا لنگر خمشی به تیر منتقل نشود و شرایط اتصال غلتکی تأمین شود. برپایش آزمایش زیرسازه‌های تیر همبند پس‌کشیده در شکل ۱۰ نشان داده شده است. ابعاد، جزئیات آرماتورگذاری، شرایط تکیه‌گاهی و نحوه‌ی اعمال بارگذاری زیرسازه‌ها به صورت شماتیک در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود.

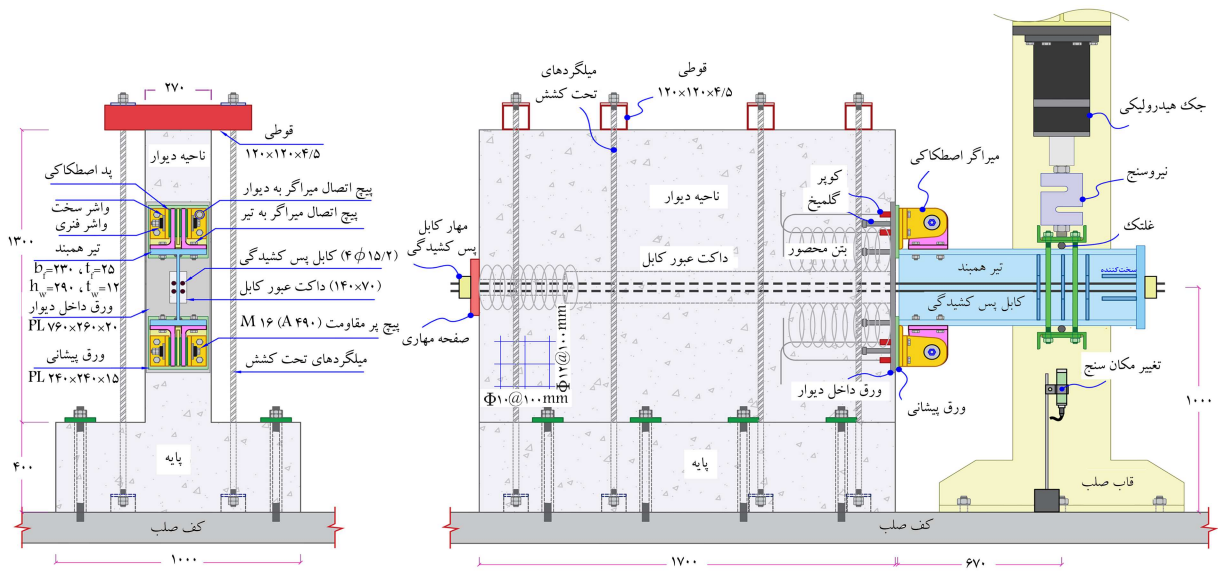
مطابق شکل ۱۱، میلگردهای طولی و عرضی دیوار به ترتیب شامل دو شبکه‌ی میلگرد ۱۲Φ@۱۰۰ و ۱۰Φ@۱۰۰ اجرا شدند. ضمناً ضخامت دیوار برابر ۲۷۰ میلی‌متر در نظر گرفته شد. میلگردهای طولی پایه برابر ۱۶Φ8 در بالا و پایین و میلگردهای عرضی پایه برابر ۱۲Φ@۱۴۰ اجرا شد. میزان بار نقلی کل اعمال شده روی دیوار ناشی از طبقات در حدود ۲۰۰ کیلو نیوتن لحاظ شد. این بارهای نقلی با استفاده از ۴ عدد قوطی و ۴ جفت میلگرد تحت کشش، در ۴ نقطه بر روی دیوار اعمال شد. بار جانبی رفت و برگشتی به صورت شبه استاتیکی و با استفاده از یک جک هیدرولیکی با ظرفیت کششی و فشاری ۶۰۰ کیلو نیوتن و دامنه‌ی رفت و برگشت



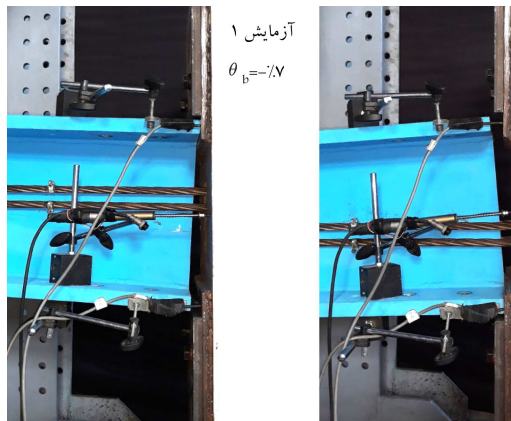
شکل ۹. اعمال گشتاور میراگرهای اصطکاکی با آچار ترکمتر.



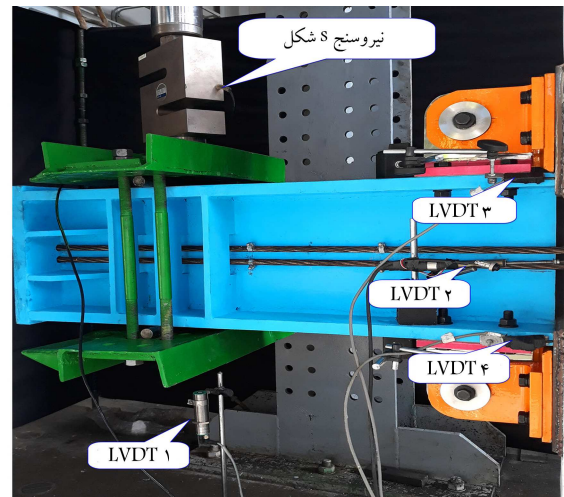
شکل ۱۰. نمایی از برپایش آزمایش.



شکل ۱۱. ابعاد، جزئیات آرماتورگذاری، شرایط تکیه‌گاهی و نحوه بارگذاری زیرسازه‌ها (ابعاد بر حسب میلی‌متر).



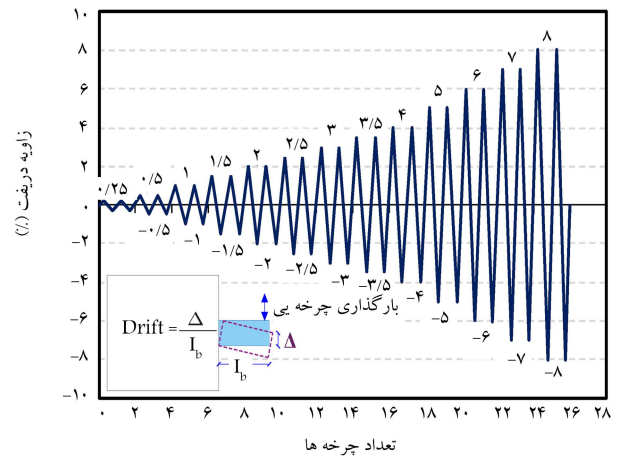
شکل ۱۴. وضعیت تغییر شکل یافته‌ی ناحیه‌ی اتصال در آزمایش ۱.



شکل ۱۲. موقعیت نصب نیرو سنج و تغییر مکان سنج‌ها.

تیر همبند نیز متحمل آسیبی نشد، به جز مقدار کوچکی تسلیم شدن بال فشاری، که مقدار آن قابل چشم‌پوشی بوده است.

پس از آزمایش نمونه‌ی فاقد میراگر، ۳ نمونه‌ی دیگر به میراگرهای اصطکاکی مجهز شدند و تأثیر میزان کشش اولیه‌ی کابل‌ها و میزان پیش‌تنیدگی میراگرهای اصطکاکی در آن‌ها بررسی شد. در آزمایش ۲، تأثیر افزودن میراگرهای اصطکاکی در رفتار سیستم دیوار همبسته‌ی پس‌کشیده مطالعه شد. در آزمایش ۳، تأثیر افزایش نیروی عمود بر سطح میراگرهای اصطکاکی در رفتار سیستم بررسی و در آزمایش ۴، تأثیر افزایش کشش اولیه‌ی کابل‌ها ارزیابی شد. در نمونه‌های مجهز به میراگر اصطکاکی، نیروی اصطکاک بین تیر و دیوار که در اثر نیروهای پس‌کشیدگی به وجود می‌آید و همچنین نیروی اصطکاک بین قطعات میراگر اصطکاکی، سبب انتقال نیروی برشی می‌شود. با این حال در نمونه‌های اخیر به منظور اطمینان از عدم لغزش تیر نسبت به دیوار، ورق قطعه‌ی میانی متصل‌شونده به دیوار، مطابق شکل ۵ تا روی بال تیر ادامه یافت. بر اساس مشاهده‌های آزمایشگاهی، مکانیسم رفتاری کلی در نمونه‌های مذکور، مشابه یکدیگر بود و عمده‌ی دوران غیرخطی تیر در محل بازشدگی رخ داده است. دوران تیر نسبت به دیوار سبب لغزش سطوح اصطکاکی بر



شکل ۱۳. تاریخچه‌ی بارگذاری اعمال‌شده به نمونه‌ها.

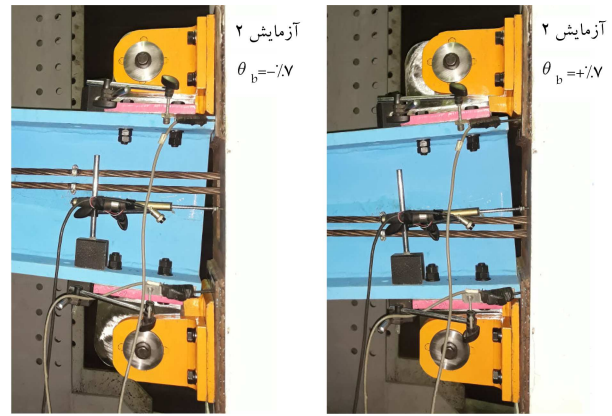
خود برگردد. به دلیل عدم وجود مکانیسم مشخصی جهت استهلاک انرژی، نمونهی اخیر فاقد ظرفیت استهلاک انرژی مناسب است. در نمونه‌های مجهز به میراگرهای اصطکاکی، بازشدگی سبب می‌شود اجزاء میراگرهای اصطکاکی بر روی یکدیگر لغزیده و انرژی زلزله را مستهلک کنند. حلقه‌های هیستریزس نمونه‌های مذکور، بیان‌گر رفتار لرزه‌ی پایدار تا جابه‌جایی نسبی ۸٪ و استهلاک انرژی مناسب است. ملاحظه می‌شود نمونه‌های مجهز به میراگرهای اصطکاکی، حلقه‌های هیستریزس پرچمی شکل با جابه‌جایی ماندگار ناچیز دارند. از مقایسه‌ی پاسخ نمونه‌های مجهز به میراگر اصطکاکی با نمونه‌ی فاقد میراگر ملاحظه می‌شود که نمونه‌های مجهز به میراگر ظرفیت باربری بیشتر و نیز ظرفیت استهلاک انرژی قابل توجهی دارند، در نتیجه تغییرمکان جانبی سیستم در زلزله کاهش می‌یابد، در حالی که خاصیت مرکزگرایی و تحمل تغییرمکان غیرخطی بزرگ از بین نمی‌رود.

خاصیت مرکزگرایی سیستم وابسته به میزان جابه‌جایی ماندگار (میزان جابه‌جایی در نیروی صفر) نمونه‌هاست. به‌گونه‌ی که با افزایش جابه‌جایی ماندگار، قابلیت مرکزگرایی کاهش و با کاهش جابه‌جایی ماندگار، قابلیت مرکزگرایی افزایش می‌یابد. از مقایسه‌ی نتایج آزمایش ۲ با آزمایش ۳ ملاحظه می‌شود که افزایش نیروی عمود بر سطح میراگرهای اصطکاکی، سبب افزایش نیروی لغزش میراگرها می‌شود و در نتیجه‌ی آن، حلقه‌های هیستریزس بزرگ‌تر می‌شوند و ظرفیت استهلاک انرژی سیستم افزایش می‌یابد؛ با این حال تغییر شکل ماندگار را افزایش و قابلیت مرکزگرایی سیستم را کاهش می‌دهد. از مقایسه‌ی نتایج آزمایش ۳ با آزمایش ۴ نتیجه می‌شود که افزایش کشش اولیه‌ی کابل‌ها سبب افزایش قابلیت مرکزگرایی، افزایش ظرفیت باربری و کاهش جابه‌جایی ماندگار سیستم می‌شود. از مقایسه‌ی نتایج آزمایش ۲ با آزمایش ۴ مشاهده می‌شود که با افزایش هم‌زمان کشش اولیه‌ی کابل‌ها و نیروی لغزش میراگرها، می‌توان به قابلیت مرکزگرایی مشابهی دست یافت. از نتایج به دست آمده نتیجه می‌شود که به‌منظور حفظ قابلیت مرکزگرایی و همچنین وجود ظرفیت استهلاک انرژی مناسب در سیستم، باید تناسبی منطقی بین نیروی لغزش میراگرها و میزان پس‌کشیدگی کابل‌ها وجود داشته باشد.

رفتار ایده‌آل شده‌ی لنگر خمشی در انتهای تیر همبند پس‌کشیده‌ی مجهز به میراگر اصطکاکی (M_b) در مقابل دوران و تری تیر (θ_b) در شکل ۱۷ نشان داده شده است. پارامتر $M_{b,d}$ لنگر طراحی تیر و پارامترهای $M_{b,s}$ و $M_{b,p}$ به ترتیب سهم کابل‌های پس‌کشیدگی و میراگرهای اصطکاکی در لنگر انتهایی تیر است. ملاحظه می‌شود رفتار سیستم از ترکیب رفتار کابل‌های پس‌کشیدگی و میراگرهای اصطکاکی تشکیل می‌شود و رفتار کابل‌های پس‌کشیدگی کشسان دوخطی است و کابل‌ها، نقش مرکزگرایی سیستم را ایفا می‌کنند. رفتار میراگرهای اصطکاکی کشسان - خمیری کامل است و میراگرها نقش استهلاک انرژی را در سیستم بر عهده دارند.

۳.۴. نسبت استهلاک انرژی نسبی

در آیین‌نامه‌ی ۵/۸ ACI ITG^[۱۱]، معیارهای پذیرشی برای سیستم دیوار پس‌کشیده در مناطق لرزه‌خیز ارائه شده است، که از جمله‌ی آن‌ها، نسبت استهلاک انرژی نسبی (β) است، که بیان‌گر ظرفیت استهلاک انرژی سیستم است. بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌ی ۵/۸ ACI ITG، نسبت استهلاک انرژی نسبی برای سومین چرخه‌ی هیستریزس در تغییرمکانی که اعتبار سازه مدنظر است، نباید کمتر از $\frac{1}{8}$ باشد.^[۱۱] زیرا اگر استهلاک انرژی نسبی زیر سازه کمتر از مقدار $\frac{1}{8}$ باشد، ممکن است میرایی کافی در کل سازه وجود نداشته باشد و ظرفیت استهلاک انرژی سازه در حین زلزله، ناکافی باشد. در نتیجه ارتعاش‌ها ممکن است تا مدتی پس از زلزله ادامه یابند و



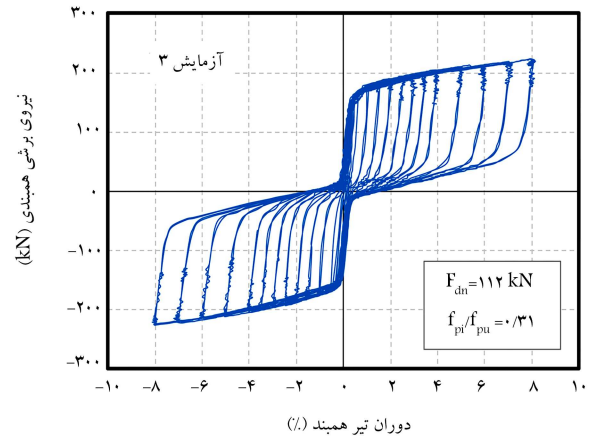
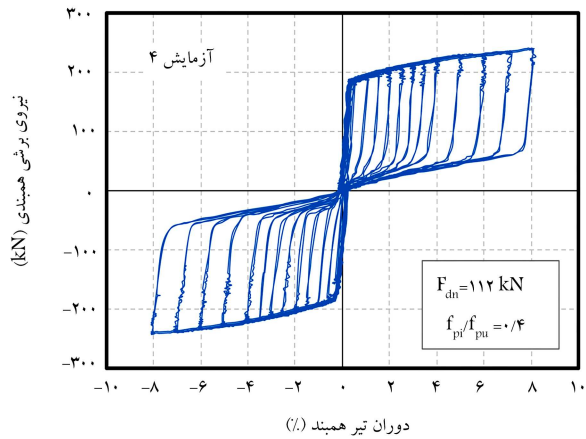
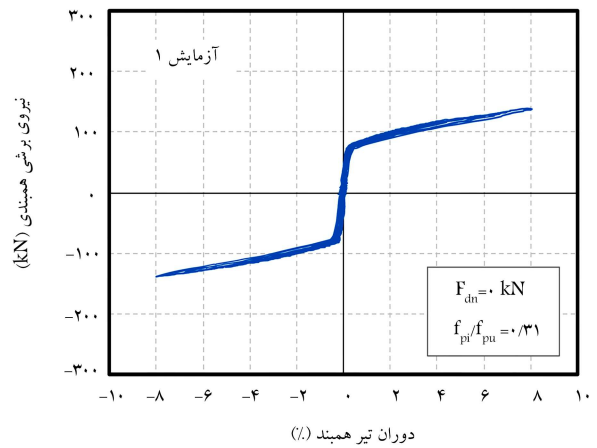
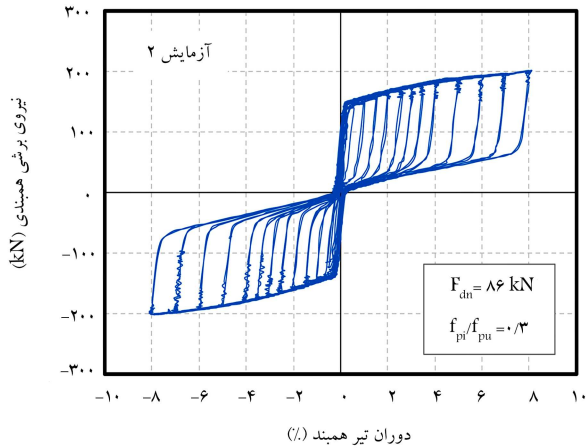
شکل ۱۵. وضعیت تغییرشکل یافته‌ی ناحیه‌ی اتصال در آزمایش ۲.

روی یکدیگر و استهلاک انرژی شده است. در شکل ۱۵، وضعیت تغییرشکل یافته‌ی تیر و میراگرها و بازشدگی در بر اتصال تیر به دیوار در جابه‌جایی نسبی ۷٪ برای نمونه‌ی مجهز به میراگر اصطکاکی نشان داده شده است. آزمایش نمونه‌های مجهز به میراگر اصطکاکی تا جابه‌جایی نسبی ۸٪ ادامه یافت و بدون وقوع خسارت قابل مشاهده در تیر، دیوار، میراگرهای اصطکاکی و کابل‌ها، بارگذاری در چرخه‌ی دوم جابه‌جایی نسبی ۸٪ متوقف شد. مشاهده‌های آزمایشگاهی نشان داد که اتصال تیر همبند فولادی پس‌کشیده به دیوار بتنی با میراگرهای اصطکاکی، توانایی تحمل تغییرشکل‌های غیرخطی بزرگ، بدون تغییرشکل ماندگار و بدون خسارت قابل توجه به تیر و دیوار را دارد و این سیستم می‌تواند به‌عنوان گزینه‌ی مطلوب برای مناطق لرزه‌خیز استفاده شود.

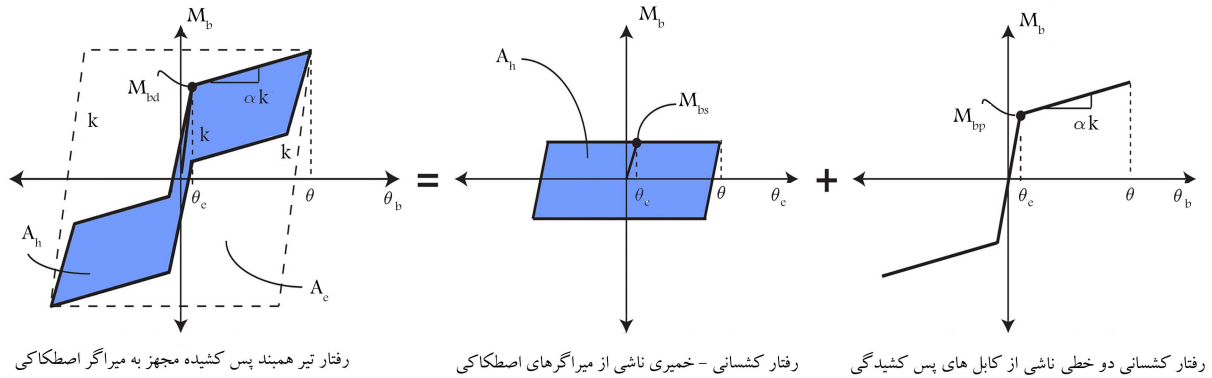
۲.۴. منحنی‌های هیستریزس نیرو - تغییرمکان

پاسخ هیستریزس نیروی برشی در مقابل دوران تیر همبند تحت بارگذاری جانبی چرخه‌ی، برای نمونه‌های آزمایش شده در شکل ۱۶ نشان داده شده است. مقدار نیروی برشی همبندی از طریق نیروسنج نصب شده در انتهای جک هیدرولیکی به دست می‌آید و میزان دوران تیر همبند از تقسیم تغییرمکان ثبت شده توسط تغییرمکان سنج نصب شده در زیر تیر همبند بر طول تیر همبند از نقطه‌ی اعمال بار تا بر اتصال تیر به دیوار تعیین می‌شود.

مطابق نتایج به دست آمده، رفتار نمونه‌ی فاقد میراگر اصطکاکی به دو بخش قبل از بازشدگی و بعد از بازشدگی تقسیم می‌شود. با شروع بارگذاری، نیروی برشی به‌صورت خطی افزایش می‌یابد. قبل از اولین بازشدگی، سختی اولیه زیاد و مشابه سختی اولیه‌ی تیر همبند فولادی فورورفته در دیوار بوده است. با افزایش نیروی اعمالی، در بر اتصال تیر به دیوار، بازشدگی رخ می‌دهد. بازشدگی سبب کاهش هندسی در سختی جانبی تیر می‌شود، که در نتیجه‌ی آن، سیستم نرم‌تر می‌شود و تحت دوران‌های غیرخطی بزرگی قرار می‌گیرد. توجه شود تا زمانی که بازشدگی تا عمق قابل توجهی از تیرگسترش نیابد، آثار بازشدگی در سختی جانبی تیر کم است. با افزایش بازشدگی، نیروی کششی در کابل‌های پس‌کشیدگی افزایش می‌یابد، که این افزایش نیرو با بازشدگی مقابله می‌کند. در حین باربرداری، نیروی پس‌کشیدگی مذکور سبب بسته شدن شکاف بین تیر و دیوار می‌شود و تیر را به موقعیت اولش برمی‌گرداند، که این موضوع بیان‌گر خاصیت مرکزگرایی در سیستم اشاره شده است. بنابراین رفتار نمونه‌ی فاقد میراگر، اساساً کشسان دوخطی است و نمونه‌ی مذکور قادر خواهد بود در حین بارگذاری رفتار غیرخطی را تجربه کند و در حین باربرداری به موقعیت اولیه‌ی



شکل ۱۶. منحنی هیستریزیس نیروی برشی در مقابل تیر همبند برای نمونه‌های آزمایش شده.



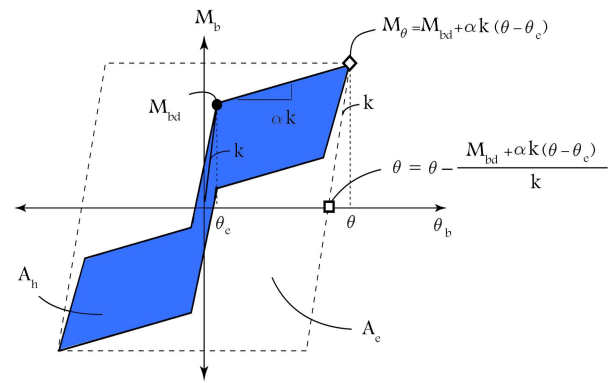
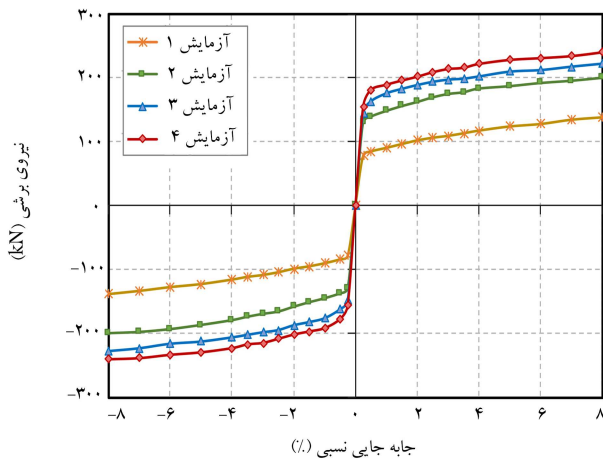
شکل ۱۷. رفتار ایده‌آل شده‌ی لنگر - دوران در انتهای تیر همبند پس‌کشیده‌ی مجهز به میراگر اصطکاکی.

در شکل ۱۹، نسبت استهلاک انرژی نسبی در مقادیر مختلف جابه‌جایی نسبی برای نمونه‌های آزمایش شده مشاهده می‌شود، که مطابق آن مقدار ضریب β برای آزمایش ۱، که فاقد میراگر اصطکاکی است، کمتر از مقدار مجاز است. بنابراین استفاده از سیستم دیوار همبسته‌ی پس‌کشیده بدون ادوات استهلاک انرژی در مناطق لرزه‌خیز مجاز نیست. در حالی که در نمونه‌های مجهز به میراگرهای اصطکاکی، استهلاک انرژی نسبی افزایش قابل توجهی یافته و مقدار آن در تمام مقادیر جابه‌جایی نسبی از مقدار کمیته‌ی مجاز آیین‌نامه بیشتر بوده است.

از مقایسه‌ی نتایج آزمایش‌های ۲ و ۳ ملاحظه می‌شود که افزایش نیروی لغزش

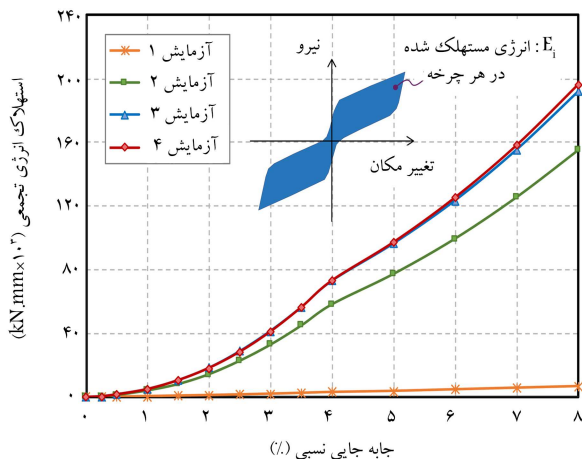
سبب خستگی کم چرخه‌ی و جابه‌جایی بیش از حد شوند. نسبت استهلاک انرژی نسبی بر اساس نسبت مساحت محصور با حلقه‌ی هیستریزیس (A_h) در تغییر مکان نسبی مورد نظر، به مساحت متوازی‌الاضلاع محصورکننده (A_e) به دست می‌آید. برای سیستم تیر همبند پس‌کشیده‌ی مجهز به میراگرهای اصطکاکی، با فرض رفتار ایده‌آل مطابق شکل ۱۸، نسبت استهلاک انرژی نسبی بر اساس رابطه‌ی ۱ محاسبه می‌شود:

$$\beta = \frac{A_h}{A_e} = \frac{4 M_{bs} (\theta - \theta_e)}{4 [M_{bd} + \alpha k (\theta - \theta_e)] [(\lambda - \alpha)(\theta - \theta_e)]} \quad (1)$$



شکل ۱۸. محاسبه‌ی نسبت استهلاک انرژی نسبی.

شکل ۲۰. منحنی پوش نیرو - جابه‌جایی نمونه‌ها.



شکل ۲۱. نمودار استهلاک انرژی تجمعی - جابه‌جایی نسبی نمونه‌ها.

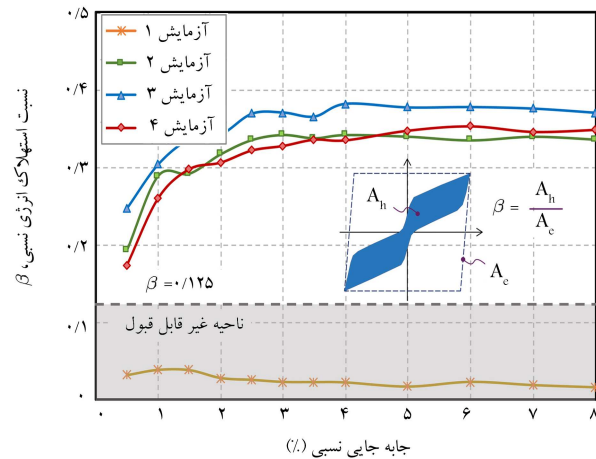
جدول ۳. نیروی برشی بیشینه در جهت مثبت و منفی بارگذاری.

آزمایش	بار بیشینه (kN)		متوسط ظرفیت		افزایش ظرفیت باربری
	فشار (+)	کشش (-)	باربری (kN)	ظرفیت	
۱	۱۳۸٫۵	۱۳۸٫۱	۱۳۸٫۳	۱۳۸٫۳	۱٫۰
۲	۲۰۰٫۴	۱۹۹٫۴	۱۹۹٫۹	۱۹۹٫۹	۱٫۴۵
۳	۲۲۲٫۵	۲۲۷٫۵	۲۲۵٫۰	۲۲۵٫۰	۱٫۶۳
۴	۲۴۰٫۲	۲۴۰٫۴	۲۴۰٫۳	۲۴۰٫۳	۱٫۷۴

باربری سیستم رابطه‌ی مستقیمی با نیروی لغزش میراگرهای اصطکاکی و میزان کشش اولیه‌ی کابل‌ها دارد؛ به‌گونه‌ی که با افزایش هر کدام از دو پارامتر اخیر، می‌توان به ظرفیت باربری بالاتری برای سیستم دیوار همبسته‌ی پس‌کشیده دست یافت.

۵.۴. ظرفیت استهلاک انرژی هیستریزیس تجمعی

مساحت محصور شده توسط یک حلقه‌ی هیستریزیس در هر چرخه‌ی بارگذاری، بیانگر میزان انرژی مستهلک شده توسط نمونه در آن چرخه (E_i) است و ظرفیت استهلاک انرژی هیستریزیس تجمعی از جمع مساحت‌های محصور شده توسط منحنی‌های هیستریزیس نیرو - تغییر مکان ($\sum E_i$) محاسبه می‌شود. پارامتر ظرفیت استهلاک انرژی هیستریزیس تجمعی، معیاری مهم برای ارزیابی عملکرد اجزاء تحت بارهای لرزه‌یی است. در شکل ۲۱، انرژی مستهلک شده‌ی تجمعی در برابر جابه‌جایی نسبی



شکل ۱۹. نمودار نسبت استهلاک انرژی نسبی در مقابل جابه‌جایی نسبی.

میراگر، سبب افزایش میزان استهلاک انرژی نسبی سیستم می‌شود. از مقایسه‌ی نتایج آزمایش‌های ۳ و ۴ نیز مشاهده می‌شود که با افزایش میزان کشش اولیه‌ی کابل‌ها، نسبت استهلاک انرژی نسبی کاهش می‌یابد. ملاحظه می‌شود مقادیر نسبت استهلاک انرژی نمونه‌های ۲ و ۴ به یکدیگر نزدیک است. این موضوع نشان می‌دهد که با افزایش هم‌زمان نیروی لغزش میراگر و کشش اولیه‌ی کابل‌ها، علی‌رغم افزایش ظرفیت باربری سیستم، می‌توان به مقادیر استهلاک انرژی نسبی تقریباً برابری دست یافت.

۴.۴. منحنی‌های پوش نیرو - جابه‌جایی

منحنی پوش نیرو - جابه‌جایی بر اساس پاسخ هیستریزیس نمونه‌ها و از اتصال نقطه‌ی بیشینه‌ی جابه‌جایی برای چرخه‌ی اول هر سیکل بارگذاری استخراج می‌شود. در شکل ۲۰، منحنی پوش نیروی برشی در مقابل جابه‌جایی نسبی برای نمونه‌های آزمایش شده نشان داده شده است. به دلیل رفتار کشسان خمیری کامل میراگرهای اصطکاکی، الگوی کلی منحنی پوش برای نمونه‌های مختلف تقریباً مشابه یکدیگر است و تفاوت منحنی‌ها، عمدتاً در ظرفیت باربری آنهاست.

مقادیر نیروی برشی بیشینه در جهت مثبت و منفی بارگذاری و میانگین میزان افزایش ظرفیت باربری نمونه‌ها نسبت به نمونه‌ی فاقد میراگر اصطکاکی در جدول ۳ ارائه شده است.

نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که افزودن میراگرهای اصطکاکی سبب افزایش ظرفیت باربری سیستم می‌شود. بر اساس نتایج به دست آمده، ظرفیت

حالی که با افزودن میراگرهای اصطکاکی به سیستم، نسبت استهلاک انرژی نسبی افزایش قابل توجهی یافت و مقدار آن در تمام سطوح جابه‌جایی نسبی از کمینه‌ی مقدار مجاز فراتر رفت؛

۵. خاصیت مرکزگرایی سیستم، که وابسته به میزان جابه‌جایی ماندگار (جابه‌جایی در نیروی صفر) است، با کشش اولیه‌ی کابل‌ها، رابطه‌ی مستقیم و با نیروی عمود بر سطح میراگرها، رابطه‌ی عکس داشت. به‌گونه‌ی که افزایش نیروی عمود بر سطح میراگرها سبب افزایش تغییرشکل ماندگار و کاهش قابلیت مرکزگرایی سیستم شد. در حالی که افزایش کشش اولیه‌ی کابل‌ها سبب کاهش جابه‌جایی ماندگار و افزایش قابلیت مرکزگرایی سیستم شد. بنابراین با افزایش هم‌زمان کشش اولیه‌ی کابل‌ها و نیروی عمود بر سطح میراگرها، می‌توان به قابلیت مرکزگرایی مشابهی دست یافت؛

۶. ظرفیت استهلاک انرژی نمونه‌ها، رابطه‌ی مستقیمی با نیروی عمود بر سطح میراگرها داشت. در حالی که کشش اولیه‌ی کابل‌ها، تأثیر محسوسی در ظرفیت استهلاک انرژی سیستم نداشت؛

۷. نسبت استهلاک انرژی نسبی سیستم، با نیروی لغزش میراگرها رابطه‌ی مستقیم و با کشش اولیه‌ی کابل‌ها رابطه‌ی معکوس داشت. به‌گونه‌ی که با 30% افزایش در نیروی لغزش میراگرها و میزان کشش اولیه‌ی کابل‌ها، میانگین نسبت استهلاک انرژی نسبی به ترتیب حدود 11% افزایش و 10% کاهش یافت. بنابراین با افزایش هم‌زمان نیروی لغزش میراگر و کشش اولیه‌ی کابل‌ها، علی‌رغم افزایش ظرفیت باربری سیستم، می‌توان به مقادیر استهلاک انرژی نسبی تقریباً یکسانی دست یافت؛

۸. ظرفیت باربری سیستم، رابطه‌ی مستقیمی با نیروی لغزش میراگرها و میزان کشش اولیه‌ی کابل‌ها داشت؛ به‌گونه‌ی که با 30% افزایش در نیروی عمود بر سطح میراگرها و میزان کشش اولیه‌ی کابل‌ها، میانگین ظرفیت باربری به ترتیب حدود 13% و 20% افزایش یافت. بنابراین با افزایش هرکدام از دو پارامتر مذکور، می‌توان به ظرفیت باربری بالاتری برای سیستم دیوار همبسته‌ی پس‌کشیده دست یافت.

تقدیر و تشکر

نویسندگان نوشتار حاضر از گروه مهندسی عمران دانشگاه فردوسی مشهد، بابت تأمین مالی پژوهش حاضر و شرکت مات بتن پایا و پژوهشکده‌ی مهندسان عمران خراسان، بابت تأمین بتن و کابل‌های موردنیاز برای ساخت نمونه‌ها تشکر و قدردانی می‌کنند.

برای نمونه‌های آزمایش شده مشاهده می‌شود، که مطابق آن میراگرهای اصطکاکی سبب افزایش قابل ملاحظه‌ی ظرفیت استهلاک انرژی نمونه‌های مجهز به میراگر شده‌اند. از مقایسه‌ی نتایج به دست آمده ملاحظه می‌شود که افزایش میزان کشش اولیه‌ی کابل‌ها، تأثیر محسوسی در افزایش ظرفیت استهلاک انرژی نمونه‌ها ندارد و فقط با افزایش نیروی عمود بر سطح میراگرها می‌توان ظرفیت استهلاک انرژی سیستم را افزایش داد.

۵. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، رفتار سیستم دیوار همبسته‌ی بتنی با تیر همبند فولادی پس‌کشیده به‌صورت آزمایشگاهی مطالعه شده است. به‌منظور استهلاک انرژی زلزله، از میراگرهای اصطکاکی در ناحیه‌ی اتصال تیر به دیوار استفاده شده است. به‌منظور بررسی رفتار سیستم مطالعه شده، ابتدا یک میراگر اصطکاکی تحت دو بسامد مختلف بارگذاری آزمایش شد؛ سپس ۴ زیرسازه با مقیاس $\frac{1}{4}$ از سیستم دیوار همبسته‌ی دوگانه‌ی پس‌کشیده، تحت بار جانبی چرخه‌ی شبه‌استاتیکی آزمایش شدند. نمونه‌ها شامل یک نمونه‌ی کنترلی فاقد میراگر و ۳ نمونه‌ی مجهز به میراگرهای اصطکاکی بودند و تأثیر پارامترهای کشش اولیه‌ی کابل‌ها و نیروی عمود بر سطح میراگرها در رفتار و عملکرد لرزه‌ی سیستم ارزیابی شد. نتایج کلیدی پژوهش حاضر، به این صورت خلاصه شده است:

۱. براساس نتایج به دست آمده از آزمایش میراگر اصطکاکی، سطح تماس لنت ترمز در مقابل فولاد ضدزنگ، رفتار لغزشی کشسان‌خمیری کامل بدون سخت‌شوندگی داشت و حلقه‌های هیستریزیس آن تقریباً مستطیلی شکل بودند. همچنین میراگر در طول آزمایش رفتاری کاملاً پایدار، بدون هیچ‌گونه سر و صدا و آسیب را ارائه کرد؛

۲. براساس نتایج به دست آمده از آزمایش زیرسازه‌ها، نمونه‌ی کنترلی فاقد میراگر، تحت بارگذاری چرخه‌ی رفتار بار - تغییرمکان کشسان دوخطی از خود نشان داد. در حالی که نمونه‌های مجهز به میراگر اصطکاکی، حلقه‌های هیستریزیس پرچمی‌شکل با جابه‌جایی ماندگار ناچیز را ارائه کردند؛

۳. نمونه‌های مجهز به میراگر اصطکاکی، سختی جانبی، مقاومت و شکل‌پذیری عالی و استهلاک انرژی قابل‌توجه تحت بارهای چرخه‌ی داشتند و توانایی تحمل تغییرشکل‌های غیرخطی بزرگ تا جابه‌جایی نسبی 8% ، بدون خسارت قابل ملاحظه در تیر، دیوار و میراگر اصطکاکی را داشتند؛

۴. سیستم دیوار همبسته‌ی پس‌کشیده‌ی بدون میراگر، نسبت استهلاک انرژی نسبی کمتر از $12/5\%$ داشت و استفاده از آن در مناطق لرزه‌خیز مجاز نیست. در

پانویس‌ها

1. residual displacements
2. self-centering systems
3. post-tensioned coupled shear wall system

4. Kurama
5. unbonded posttensioning strands
6. gap opening
7. low cycle fatigue
8. subassemblages
9. stick-slip

10. Leaded-Bronze
11. brake lining pad
12. stainless steel
13. self-lubricate
14. contraflexure point
15. load cell
16. test setup
17. linear variable displacement transducers
18. data logger

منابع (References)

1. Park, R. and Paulay, T., *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons, Inc (1975).
2. Paulay, T. and Priestley, M.J.N., *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley & Sons, Inc. (1992).
3. Paulay, T. "Ductility of reinforced concrete shear walls for seismic areas", *Spec. Publ*, **53**, pp. 127-148 (1977).
4. Paulay, T. and Binney, J.R. "Diagonally reinforced coupling beams of shear walls", *Spec. Publ*, **42**, pp. 579-598 (1974).
5. Harries, K.A. "Ductility and deformability of coupling beams in reinforced concrete coupled walls", *Earthq. Spectra*, **17**(3), pp. 457-478 (2001).
6. Harries, K.A., Fortney, P., Shahrooz, B. M. and et al. "Design of practical diagonally reinforced concrete coupling beams", *A Crit. Rev., ACI*, **318**, pp. 876-882 (2005).
7. Breña, S.F. and Ihtiyar, O. "Performance of conventionally reinforced coupling beams subjected to cyclic loading", *J. Struct. Eng*, **137**(6), pp. 665-676 (2010).
8. Han, S.W., Lee, C.S., Shin, M. and et al. "Cyclic performance of precast coupling beams with bundled diagonal reinforcement", *Eng. Struct.*, **93**, pp. 142-151 (2015).
9. El-Tawil, Sh., Kuenzli, C.M. and Hassan, M. "Pushover of hybrid coupled walls. I: design and modeling", *J. Struct. Eng.*, **128**(10), pp. 1272-1281 (2002).
10. El-Tawil, Sh., Fortney, P., Harries, K. and et al. "Recommendations for seismic design of hybrid coupled wall systems", American Society of Civil Engineers, (2007).
11. El-Tawil, Sh., Harries, K.A., Fortney, P.J. and et al. "Seismic design of hybrid coupled wall systems: state of the art", *J. Struct. Eng*, **136**(7), pp. 755-769 (2010).
12. Park, W.-S. and Yun, H.-D. "Seismic behaviour of steel coupling beams linking reinforced concrete shear walls", *Eng. Struct*, **27**(7), pp. 1024-1039 (2005).
13. Park, W.-S. and Yun, H.-D. "Seismic behaviour and design of steel coupling beams in a hybrid coupled shear wall systems", *Nucl. Eng. Des*, **236**(23), pp. 2474-2484 (2006).
14. Farsi, A., Keshavarzi, F., Pouladi, P. and et al. "Experimental study of a replaceable steel coupling beam with an end-plate connection", *J. Constr. Steel Res*, **122**, pp. 138-150 (2016).
15. Chairunnisa, N., Satyarno, I. and Aminullah, A. "Various existing methods of coupling beams and a new alternative hybrid method", *Procedia Eng*, **95**, pp. 139-149 (2014).
16. Cheng, M.Y., Fikri, R. and Chen, C.C. "Experimental study of reinforced concrete and hybrid coupled shear wall systems", *Eng. Struct*, **82**, pp. 214-225 (2015).
17. Gong, B. and Shahrooz, B.M. "Concrete-steel composite coupling beams. I: component testing", *J. Struct. Eng*, **127**(6), pp. 625-631 (2001).
18. Gong, B. and Shahrooz, B.M. "Concrete-steel composite coupling beams. II: subassembly testing and design verification", *J. Struct. Eng*, **127**(6), pp. 632-638 (2001).
19. Su, R.K.L. and Zhu, Y. "Experimental and numerical studies of external steel plate strengthened reinforced concrete coupling beams", *Eng. Struct.* **27**(10), pp. 1537-1550 (2005).
20. Nie, J.-G., Hu, H.-S. and Eatherton, M.R. "Concrete filled steel plate composite coupling beams: experimental study", *J. Constr. Steel Res*, **94**, pp. 49-63 (2014).
21. Fortney, P.J., Shahrooz, B.M. and Rassati, G.A. "Large-scale testing of a replaceable "fuse" steel coupling beam", *J. Struct. Eng*, **133**(12), pp. 1801-1807 (2007).
22. Montgomery, M. and Christopoulos, C. "Experimental validation of viscoelastic coupling dampers for enhanced dynamic performance of high-rise buildings", *J. Struct. Eng*, **141**(5), 04014145 (2014).
23. Shin, M., Gwon, S.-W., Lee, K. and et al. "Effectiveness of high performance fiber-reinforced cement composites in slender coupling beams", *Constr. Build. Mater*, **68**, pp. 476-490 (2014).
24. Cai, G., Zhao, J., Degée, H. and et al. "Shear capacity of steel fibre reinforced concrete coupling beams using conventional reinforcements", *Eng. Struct*, **128**, pp. 428-440 (2016).
25. Hung, C.-C. and El-Tawil, S. "Seismic behavior of a coupled wall system with HPRFC materials in critical regions", *J. Struct. Eng*, **137**(12), pp. 1499-1507 (2011).
26. Canbolat, B.A., Parra-Montesinos, G.J. and Wight, J.K. "Experimental study on seismic behavior of high-performance fiber-reinforced cement composite coupling beams", *ACI Struct. J*, **102**(1), pp. 159 (2005).
27. Ruiz-garcã, J. and Miranda, E. "Residual displacement ratios for assessment of existing structures", *Earthq. Eng. Struct. Dyn*, **35**(3), pp. 315-336 (2006).
28. Ramirez, C.M. and Miranda, E. "Significance of residual drifts in building earthquake loss estimation", *Earthq. Eng. Struct. Dyn*, **41**(11), pp. 1477-1493 (2012).
29. Morgen, B.G. and Kurama, Y.C. "A Friction damper for post-tensioned precast concrete moment frames", *PCI J*, **49**, pp. 112-133 (2004).
30. Ricles, J. M., Sause, R., Peng, S.W. and et al. "Experimental evaluation of earthquake resistant posttensioned steel connections", *J. Struct. Eng*, **128**(7), pp. 850-859 (2002).
31. Restrepo, J.I. and Rahman, A. "Seismic performance of self-centering structural walls incorporating energy dissipators", *J. Struct. Eng*, **133**(11), pp. 1560-1570 (2007).
32. Smith, B.J., Kurama, Y.C. and McGinnis, M.J. "Behavior of precast concrete shear walls for seismic regions: comparison of hybrid and emulative specimens", *J. Struct. Eng*, **139**(11), pp. 1917-1927 (2013).

33. Kurama, Y.C., Weldon, B.D. and Shen, Q. "Experimental evaluation of posttensioned hybrid coupled wall subassemblages", *J. Struct. Eng.*, **132**(7), pp. 1017-1029 (2006).
34. Weldon, B.D. and Kurama, Y.C. "Experimental evaluation of posttensioned precast concrete coupling beams", *J. Struct. Eng.*, **136**(9), pp. 1066-1077 (2010).
35. Grigorian, C.E., Yang, T.-S. and Popov, E.P. "Slotted bolted connection energy dissipators", *Earthq. Spectra*, **9**(3), pp. 491-504 (1993).
36. Loo, W.Y., Quenneville, P. and Chouw, N. "A new type of symmetric slip-friction connector", *J. Constr. Steel Res.*, **94**, pp. 11-22 (2014).
37. Loo, W.Y., Quenneville, P. and Chouw, N. "The influence of surface preparation and the lubricating effect of mill scale on the performance of slip-friction connectors", *Constr. Build. Mater.*, **155**, pp. 1025-1038 (2017).
38. Popov, E.P., Grigorian, C.E. and Yang, T.-S. "Developments in seismic structural analysis and design", *Eng. Struct.*, **17**(3), pp. 187-197 (1995).
39. Khoo, H.H., Clifton, C., Butterworth, J. and et al. "Influence of steel shim hardness on the sliding hinge joint performance", *J. Constr. Steel Res.*, **72**, pp. 119-129 (2012).
40. Golondrino, J.C., MacRae, G.A. and Clifton, C.G. "Behaviour of asymmetrical friction connections using different shim materials", in *Proceedings of the New Zealand Society for Earthquake Engineering Conference* (2012).
41. Pall, A.S. and Marsh, C. "Response of friction damped braced frames", *J. Struct. Eng.*, **108**, pp. 1313-1323 (1982).
42. Latour, M., Piluso, V. and Rizzano, G. "Free from damage beam-to-column joints: testing and design of DST connections with friction pads", *Eng. Struct.*, **85**, pp. 219-233 (2015).
43. Grigorian, C.E. and Popov, E.P., *Energy Dissipation With Slotted Bolted Connections*, *Earthquake Engineering Research Center*, University of California, p. 234 (1994).
44. Morgen, B.G. and Kurama, Y.C. "Seismic design of friction-damped precast concrete frame structures", *J. Struct. Eng.*, **133**(11), pp. 1501-1511 (2007).
45. ASCE Standard "Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures", Standard ASCE/SEI 7-16, American Society of Civil Engineers (ASCE) (2017).
46. ASCE Standard. "Seismic evaluation and retrofit of existing buildings (ASCE/SEI 41-17)", American Society of Civil Engineers (ASCE) (2017).
47. ASTM Standard-C39/C39M. "Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens", American Society for Testing and Materials (2014).
48. ASTM Standard-A370. "Standard test methods and definitions for mechanical testing of steel products", ASTM International (2010).
49. Subcommittee, A. ASTM A416/A416M-18 "Standard specification for low-relaxation, seven-Wire steel strand for prestressed concrete", ASTM A416/A416M-16, West Conshohocken, PA: ASTM International.
50. ACI Committee 374. "Guide for testing reinforced concrete structural elements under slowly applied simulated seismic loads (ACI 374.2R-13)", American Concrete Institute (ACI) (2013).
51. ITG, A.C.I. "Acceptance criteria for special unbonded post-tensioned precast structural walls based on validation testing", ACI ITG-5.1-07, American Concrete Institute: Farmington Hills, MI (2007).