

تأثیر میراگر هیسترسیس در پاسخ لرزه‌های اتصالات تیر پهن - ستون در بتن مسلح

محمد قاسمیان بالف، دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه سمنان*

سلمان قاسمیان بالف، کارشناس ارشد سازه، فارغ التحصیل دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی**

*پست الکترونیکی Moh_Ghasemian@yahoo.com ، تلفن: 09112125114

**پست الکترونیکی Ghasemian1382@yahoo.com ، تلفن: 09126072622

چکیده:

این تحقیق در مورد بررسی عملکرد لرزه ای و ظرفیت نهایی جذب انرژی در اتصال تیر عریض - ستون قاب بتن مسلح با شکل پذیری کم بهسازی شده با میراگرهای هیسترسیس از نوع مهاربند تا مرحله انهدام می باشد. چهار نمونه آزمایشگاهی با مقیاس $\frac{2}{3}$ با اتصالات داخلی و خارجی در دو حالت با میراگر مهاربند و بدون میراگر ساخته شد و با میز لرزان مورد آزمایش قرار گرفت. میراگر هیسترسیس به منظور افزایش ۱۰ درصدی سختی جانبی اتصالات و کاهش حداکثر تغییرمکان نسبی به کمتر از ۰/۷ درصد در طبقات با ارتفاع بیشتر طرح گردید. مدل های آزمایش با افزایش مقدار شتاب زمین به صورت شبیه سازی شده تا حداکثر مقدار و رسیدن به مرحله شکست مورد آزمایش قرار گرفتند. میراگرهای مهاربندی حداکثر تغییرمکان نسبی سازه را ۶۰ تا ۸۰ درصد کاهش دادند و ظرفیت نهایی جذب انرژی را در اتصالات خارجی و داخلی به ترتیب ۱۲ و ۴ برابر افزایش دادند. اعضای بتن مسلح به منظور باقی ماندن در حالت نزدیک الاستیک در اتصالات خود به میراگرهای مهاربندی مجهز شدند تا زمانی که میراگر به حد شکست برسد.

واژه های کلیدی: اتصال تیر عریض - ستون ، ظرفیت نهایی اتلاف انرژی، آزمایش میز لرزان

۱- مقدمه

قاب خمشی بتن مسلح (RCMRFs) با اتصال تیر عریض - ستون و تیرچه ریزی یک طرفه در کشور های با خطر لرزه خیزی متوسط مانند کشورهای حوزه مدیترانه چون اسپانیا، ایتالیا و پرتغال متداول است. دال یک طرفه دارای تیری با عمق موثر کم، عرض تیر (bb) از عرض ستون (bc) تجاوز می کند. عمق تیر برابر با ضخامت دال (حدود ۲۵۰ تا ۳۰۰ میلیمتر) می باشد. در سیستم تیرچه ریزی یک طرفه، دال رفتار یک طرفه دارد. این حالت حدی بین قاب های با اتصال تیر و ستون بدون بیرون زدگی تیر و دال تخت (دال - ستون) می باشد. بسیاری از قاب های خمشی بتن مسلح موجود با اتصال تیر عریض - ستون بر اساس مقاومت در برابر بارهای ثقلی و بدون توجه به دستورالعمل های لرزه ای و طبق آئین نامه های طراحی قدیم طراحی شدند. آنها ظرفیت نهایی اتلاف انرژی مورد نیاز طبق دستورالعمل های لرزه ای موجود را ندارند [۱]. مطالعات و بررسی های اخیر نشان می دهد [۲] که قاب خمشی بتن مسلح با اتصالات تیر عریض - ستون ساخته شده قبل از اواسط دهه ۹۰ در اسپانیا ظرفیت نهایی اتلاف انرژی (UEDC) معدل نیمی از مقدار مورد تقاضای دستورالعمل بین المللی لرزه ای (NCSE-02) را دارا می باشند [۳]. ضریب محدود کننده UEDC موجب انتقال ناکافی برش و لنگر خمشی از تیر عریض به ستون می شود چراکه پیوستگی مناسب بین اعضای اتصال وجود ندارد. ظرفیت خمشی ستون در تراز بالای کف ناکافی می باشد [۴]. علاوه بر ظرفیت نهایی اتلاف انرژی پایین این اتصالات، این سازه ها دارای سختی جانبی کم بوده [۱] و این مورد باعث تحریک بیشتر سازه در زمین لرزه می گردد و تخریب بخش های سازه ای حساس و غیر سازه ای را به همراه دارد و در نهایت اثر لنگر دوم $P-\Delta$ را بیشتر می کند. بهسازی لرزه ای این سازه ها اهمیت زیادی دارد. همچنین با مشکلات حادثتری نسبت به طراحی سازه جدید روبه رو ست [۵]. روش های رایج در بهسازی لرزه ای شامل دو روش معمول و پیشرفته می باشد. در روش معمول در بهسازی لرزه ای از تعمیر و بهسازی تیر و ستون برای افزایش مقاومت و شکل پذیری کمک می گیرد که نیاز مند به زمان و کار زیاد بودن و سازه در مدت زمان بهسازی قابل سرویس نخواهد بود و قطع روند زندگی روزمره و یا کارهای اداری و تجاری را به همراه دارد. روش پیشرفته از تکنولوژی جدیدی در نگهداری و محافظت سازه در برابر زلزله بهره می گیرد، مانند خاصیت جداسازی لرزه ای و اتلاف انرژی. در دهه گذشته استفاده از میراگر های ویسکوز و میراگرهای هیسترسیس مورد توجه قرار گرفت. در آمریکای شمالی و ژاپن، وسایل استفاده شده به عنوان اتلاف کننده انرژی قبل از تدوین آئین نامه های مدرن لرزه ای برای بهسازی لرزه ای سازه های بتن مسلح، همگی در اثر زمین لرزه تخریب شدند [۶]. متخصصین و مهندسان عمران در سراسر دنیا، توجه زیادی به استفاده از میراگرها دارند چراکه نصب آنها کمترین هزینه و کمترین تخریب را در سازه دارد. یکی از اولین موارد استفاده از این روش در حوزه مدیترانه در بهسازی لرزه ای مدرسه ای در ایتالیا صورت گرفت که سازه ای با قاب بتن مسلح بود و در زلزله Umbria-Marche در سال ۱۹۹۷ آسیب دید [۸]. پیش از این، چندین مطالعه آزمایشگاهی بر روی سازه های بتن مسلح طراحی شده با آیین نامه های گذشته که با میراگر ویسکوز و هیسترسیس بهسازی شده بودند صورت گرفت. تمرکز بیشتر این تحقیقات بر روی سازه های دال تخت و قاب های با تیر و ستون هم بعد بوده است [۹-۱۵]. بهر حال تحقیقات آزمایشگاهی کمی در مورد قاب های با اتصالات تیر عریض - ستون صورت گرفته است. ساخت این سازه ها نیز در آن منطقه کاهش یافته است. Sorace [۱۶] آزمایشات لرزه ای مصنوعی روی قاب بتن مسلح با نمونه آزمایشگاهی به مقیاس واقعی با اتصال تیر عریض - ستون که به کمک میراگر ویسکوز بهسازی شده بود انجام داد. میراگر های ویسکوز برای کاهش حداکثر تغییرمکان نسبی به کمتر از مقدار ۱ درصد تحت بزرگترین شتاب زمین لرزه برابر

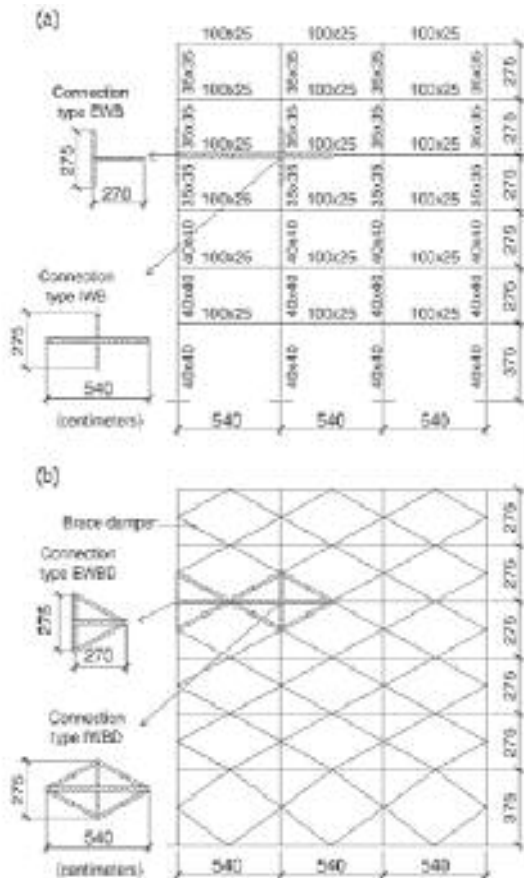
(g ۰/۲۵) طراحی شده بودند. پیش از این هیچ آزمایشی بر روی قاب های بتن مسلح با اتصال تیر عریض _ ستون بهسازی شده با میراگر هیسترسیس انجام نشده بود. تحقیقات انجام شده روی میراگر ویسکوز در قاب بتن مسلح با اتصال تیر عریض _ ستون بوده که نمونه ها تا حد ظرفیت نهایی تغییرشکل بارگذاری نمی شدند (یعنی بارگذاری تا مرز کاهش سختی و مقاومت جانبی صورت می گرفت) چراکه اجازه تغییر مکان محدود به سازه داده می شد و مانع از خرابی سازه نمونه در آزمایش می شدند. در نتیجه ظرفیت نهایی اتلاف انرژی و رفتار هیسترسیس تا مرز شکست ناشناخته باقی ماند. بارگذاری سازه شبه استاتیکی بود تا تاثیر سرعت بارگذاری و مقاومت افزون به دلیل سرعت کرنش قابل ملاحظه نباشد. این تحقیق و بررسی این وجه را در نظر گرفته است. این تحقیق به صورت آزمایشگاهی توانمندی لرزه ای و ظرفیت نهایی اتلاف انرژی قاب بتن مسلح با اتصال تیر عریض _ ستون بهسازی شده با میراگر هیسترسیس را که تحت افزایش نیروی زمین لرزه تا حد خرابی پیش می رود، مورد بررسی قرار می دهد. به این منظور روی دو نمونه آزمایشگاهی به مقیاس $\frac{2}{3}$ شبیه سازی نیروی زلزله توسط میز لرزان انجام شد. دو نوع اتصال خارجی و داخلی قاب بتن مسلح با اتصال تیر عریض _ ستون مورد آزمایش قرار گرفتند. دو مدل یکسان از هر نوع ساخته شد و میراگر پیشرفته هیسترسیس بر روی آنها نصب گردید [۱۷]. به منظور ارزیابی واقعی ظرفیت نهایی اتلاف انرژی، که تحت تاثیر تغییرشکل ایجاد شده در اعضای نمونه و سرعت بارگذاری است، آزمایش میز لرزان با شتاب شبیه سازی شده انجام گرفت. نمونه ها تحت مولفه افقی شمالی-جنوبی شتاب زلزله شبیه سازی شده Campano_Lucano سال ۱۹۸۰ ایتالیا تا حد خرابی قرار گرفتند.

بر پایه نتایج آزمایشگاهی، تاثیر میراگرها، بهبود و افزایش توانمندی لرزه ای اتصالات، کاهش حداکثر تغییر مکان نسبی سازه، افزایش ظرفیت نهایی اتلاف انرژی و کاهش خرابی اعضای بتن مسلح بود. کار ارائه شده در این مقاله موجب بهسازی قاب خمشی بتن مسلح با اتصال تیر عریض _ ستون خواهد شد.

۲- بررسی آزمایشگاهی

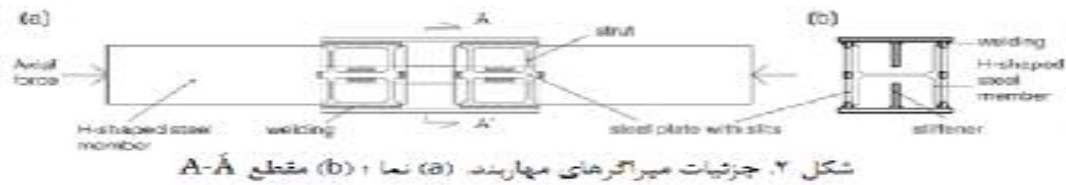
۲-۱- طراحی سازه نمونه آزمایشگاهی و آزمایش آن

نمونه آزمایشگاهی مورد مطالعه یک قاب خمشی بتن مسلح ۶ طبقه و با ۳ دهانه می باشد که در شکل (a) نشان داده شده است. که نمونه ای از سازه های ساخته شده قبل از سال ۱۹۹۴ در اسپانیا را نشان می دهد. در آن سال ها اولین دستورالعمل لرزه ای اسپانیا با جزئیات شکل پذیری مورد نیاز ارائه شده بود. با فرض قرار گیری سازه نمونه آزمایش در منطقه ای با طبقه بندی لرزه خیزی بسیار زیاد در اسپانیا مطابق با آئین نامه سابق لرزه ای اسپانیا PDS-74 [۱۸] سازه طراحی شد. کف سازه از تیرهایی به عمق ۲۵ سانتیمتر و عرض ۱۰۰ سانتیمتر در راستای طولی طرح شده بودند و تیرچه ریزی یک طرفه صورت گرفت. مطابق با سازه های ساخته شده در آن زمان در اسپانیا، از هیچ خاموت ویژه ای برای تقویت مقاومت پیچشی در نواحی انتهایی تیر عریض مجاور ستون استفاده نشد. بار ثقیلی هر کف شامل وزن خود تیر و دال به اضافه 0.8 KN/m^2 بار مرده و 3 KN/m^2 بار زنده و بار باد نیز برابر با 0.9 KN/m^2 در نظر گرفته شد. طراحی بار زلزله بر اساس توزیع مثلثی معکوس معادل با برش پایه ناشی از کل وزن سازه و طبق PDS-74 صورت گرفت. تمامی اعضای بتن مسلح طبق آئین نامه گذشته بتن اسپانیا EH-91 طرح شدند [۱۹]. بر اساس PDS-74 و EH-91 در جزئیات سازه هیچ

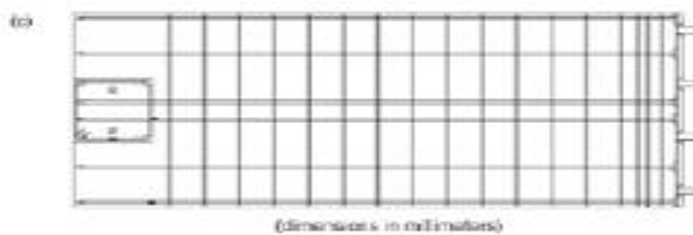
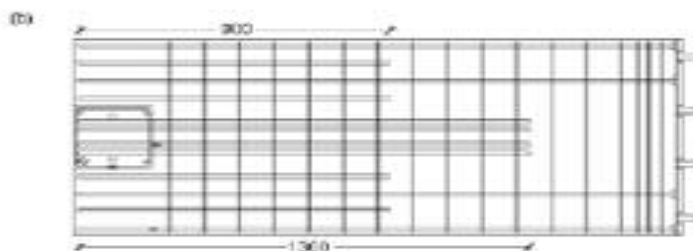
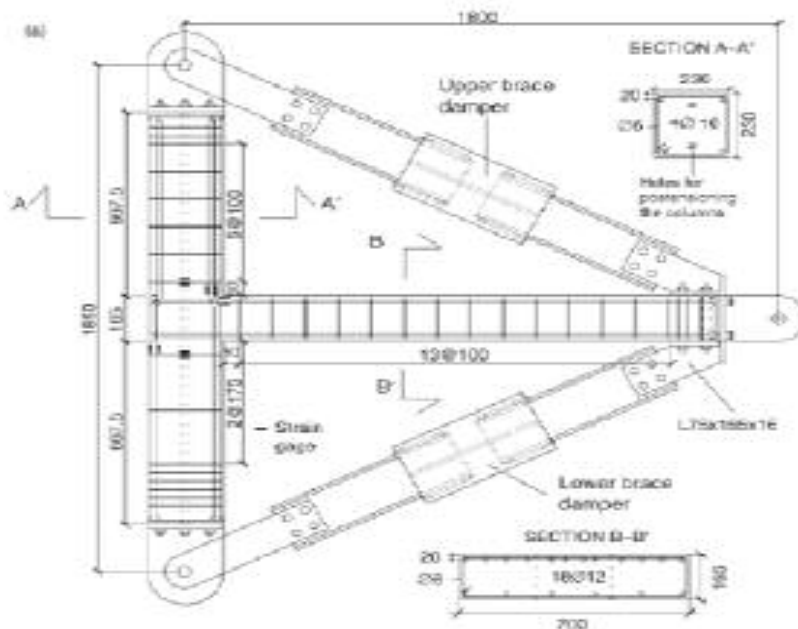


شکل ۱. سازه مدل آزمایش (a) بدون میراگر مهاربند (b) با میراگر مهاربند

تدارک ویژه در دستیابی به شکل پذیری در نظر گرفته نشد. مقاومت ۲۸ روزه بتن نمونه $17/5 \text{ N/mm}^2$ بوده است. تنش نهایی آرماتورها هم 500 N/mm^2 گزارش شد. نمونه آزمایشگاهی با افزایش میراگر هیسترسیس مدل مهاربندی (از این پس برای راحتی بیشتر به آن میراگر مهاربندی اطلاق می شود) توسط Benavent_Climent بهسازی شد [۱۷]. میراگر مهاربندی همان طور که در شکل (b) نشان داده شده است در قاب بتن مسلح توزیع شد. میراگر مهاربندی شامل دو عضو فولادی H شکل بهم متصل شده با بست های فولادی است که در شکل ۲ نشان داده شده است. اعضای میراگر مهاربندی (عضو H شکل) بر اساس الاستیک باقی ماندن تحت بار محوری طرح شدند. انرژی بر اساس تغییرشکل پلاستیک بست های



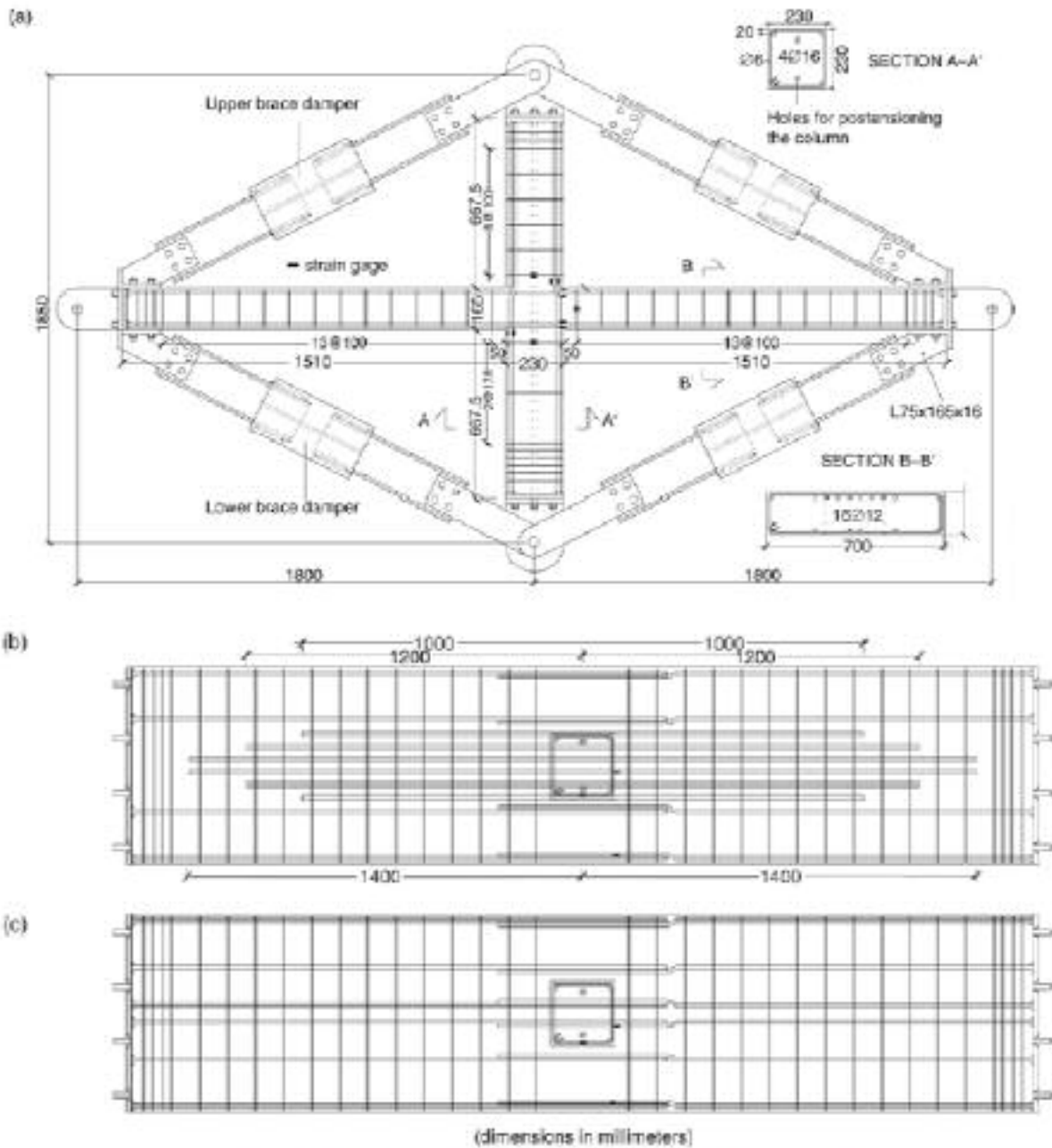
شکل ۲. جزئیات میراگرهای مهاریند. (a) نما + (b) مقطع A-A



شکل ۳. نمونه EWBD (a) نما + (b) آرماتورهای یالا + (c) آرماتورهای پایین

اتصال دهنده اعضای H شکل انرژی اتلاف می گردد. مشخصات مکانیکی میراگر مهاریند با استفاده از روش پایه ای انرژی که توسط Benavent_Climent پیشنهاد شده بود تعیین شد [۱۷]. میراگر هیستریسیس نصب شده در طبقه آم طرح شده بود تا: (الف) سختی جانبی ۱۰ برابر یک قاب بدون مهاریند داشته باشد. $(Ski/fki = 10)$ و (ب) تغییر مکان نسبی به ۰/۷ درصد محدود شود. مقاومت جانبی تامین شده با میراگر مهاریند در طبقه آم بر اساس توزیع مهاریند در طبقات، $sQyi/sQy1$ و مطابق پیشنهاد توزیع بهینه Akiyama تعیین شد [۲۰]. سازه نمونه آزمایش به طوری طرح شده بود که قابلیت اتلاف تمام انرژی تقاضا زلزله که توسط Benavent_Climent پیشنهاد شد [۲۱] را داشته باشد. فرض شد که نقطه پیک طیف شتاب، PGA طرح $g \cdot 0.23$ باشد) بر اساس NCSE-02 تعیین شد [۲۳]. و خاک شرایط متوسط دارد. بخشی از کل انرژی زلزله، E، که

توسط میراگر ها اتلاف نشده بود، ED، بر اساس رابطه پیشنهادی Akiyama تخمین زده شد. فرض شد که نسبت میرایی قاب سازه بتن مسلح ۵ درصد باشد. همه میراگرهای نصب شده در یک طبقه یکسان بودند. شکل نمونه آزمایش، در دو حالت با میراگر مهاریندی وبدون آن و اتصالات آنها در شکل ۱ نشان داده شده است. در مورد مدل یاد شده مقیاس یا نسبت های تشابه $\lambda_L = \frac{2}{3}$ ، $\lambda_a = 1$ و $\lambda_g = 1$ به ترتیب برای هندسه قاب، شتاب و تنش در نظر گرفته شدند. از این نسبت های تشابه، نسبت تشابه زمان، نیرو، جرم و غیره به دست می آید. نسبت های تشابه زمان، نیرو، جرم، چگالی، کرنش و سرعت به ترتیب برابر با $\sqrt{\frac{2}{3}}$ ، $(\frac{2}{3})^2$ ، $(\frac{2}{3})^2$ ، $\frac{3}{2}$ و $1 + \sqrt{\frac{2}{3}}$ در نظر گرفته شدند. شکل ۳ و ۴ هندسه قاب و جزئیات آرماتور گذاری در نمونه های بهسازی شده با میراگر مهاریند را نشان می دهد. نمونه های اتصال خارجی و داخلی با میراگر به ترتیب EWBD و IWBD و همتای بدون میراگر آنها EWB و IWB در نظر گرفته شدند.



شکل ۴. نمونه IWBD. (a) نما؛ (b) آرماتورهای بالا؛ (c) آرماتورهای پایین

۲-۲- ساخت نمونه آزمایش و مشخصات مصالح

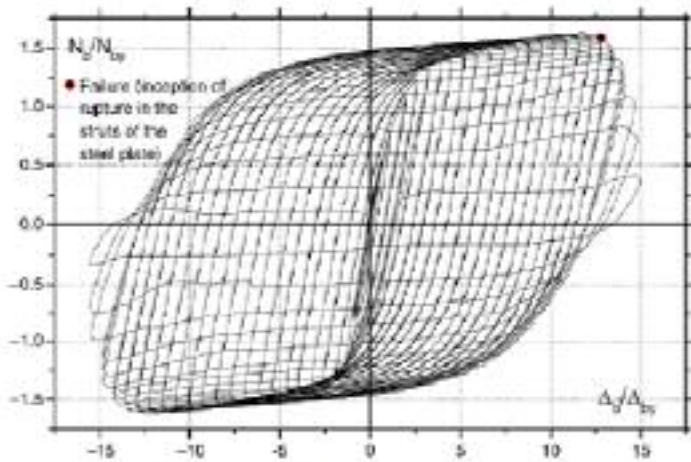
چهار نمونه آماده رفتن به آزمایشگاه شدند. در مورد آنها بتن ریزی و عمل آوری مناسب برای جلوگیری از اتصال سرد (Cold Joint) در پای ستون بالای تیر عریض صورت گرفت. که این مشکل عمده سازه ها در اسپانیاست. دو سیلندر بتن از هر نمونه برای آزمایش مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن برداشته شد. مقاومت فشاری به دست آمده به ترتیب از نمونه های EWB، IWB، EWBD و IWBD، $11/8 \text{ N/mm}^2$ ، $21/05 \text{ N/mm}^2$ ، $14/8 \text{ N/mm}^2$ و $23/05 \text{ N/mm}^2$ بود.

با فرض رفتار خطی برای محاسبه مدول الاستیسیته به صورت ریشه سوم مقاومت فشاری، تفاوت بین مدول الاستیسیته نمونه های خارجی و داخلی EWB و IWB، ۷/۸ درصد است با $\sqrt[3]{\frac{11.48}{11.8}} = 1.078$ و به طور مشابه تفاوت بین مدول الاستیسیته نمونه های خارجی و داخلی EWBD و IWBD، ۳/۱ درصد است $\sqrt[3]{\frac{23.05}{21.05}} = 1.031$ همگی آرماتورهای به کار رفته از فولاد با مقاومت نهایی 500 N/mm^2 می باشد. نیروی محوری ستون برابر با ۱۰۰ KN

بود که به کمک پیش تنیدگی قبل از آزمایش شبیه سازی شد. میراگرهای مهاربندی در وسط ارتفاع ستون و وسط دهانه تیر به آنها وصل شدند، همان طور که در شکل ۳ و ۴ نشان داده شده است. اتصال میراگرهای مهاربندی به تیر به وسیله ورق فولادی به ابعاد ۷۵×۱۶۵×۱۶ و ۴ بلت صورت گرفت. گروت منبسط شونده برای آماده سازی سطح بتن بین ورق فولادی و تیر به منظور اتصال مناسب بلت ها، قرار گرفت.

۳-۲- مشخصات مکانیکی و رفتار هیستریسیس میراگر مهاربندی

قبل از آزمایش میز لرزان، دو نمونه میراگرهای مهاربندی برای بررسی مشخصات مکانیکی و رفتار هیستریسیس شان تحت آزمایش تغییرمکان استاتیکی در قاب استاندارد قرار گرفتند. یکی از میراگرها، میراگر نصب شده در بالای اتصال (از این پس برای راحتی بیشتر به آن میراگر مهاربند بالا اطلاق می شود) و میراگرها دیگر، میراگر نصب شده در پایین اتصال (از این پس برای راحتی بیشتر به آن میراگر مهاربند پایین اطلاق می شود) بودند. هر دو میراگر با کنترل تغییر مکان مورد آزمایش قرار گرفتند. نمونه ها تحت افزایش تناوبی دامنه تغییر مکان (اعمال شرایط بارگذاری) قرار گرفتند تا میراگر مهاربندی نیروی جذب کرده را به طور کامل از دست دهد. شکل ۵ نسبت نیروی محوری N_b/N_{by} در برابر نسبت تغییرمکان $\Delta b/\Delta b_y$ را نشان می دهد. مقادیر N_b و Δb_y نیروی محوری تسلیم و تغییرمکان تسلیم هستند که در آزمایش به ترتیب ۳۰/۴۵KN و ۰/۷۳mm در مورد میراگر مهاربندی بالا و ۲۲ KN و ۰/۶۳mm در مورد میراگر مهاربندی پایین بدست آمدند. نیروی محوری تسلیم در دو میراگر مهاربند بالا و پایین متفاوت است بنابراین توزیع مقاومت جانبی در بین طبقات با پیشنهاد توزیع بهینه Akiyama مناسب است [۲۰]، که در پاراگراف قبل مشخص شدند. چنانچه در شکل ۵ نشان داده شده است، رفتار میراگرها از حالت شروع جذب انرژی به صورت پیوسته تا نقطه شکست ورق فولادی (نشان داده شده با علامت °) مشخص شده است. پس از این نقطه، مقدار مقاومت به تدریج تا از دست دادن کامل نیرو، کاهش می یابد. حلقه پهن هیستریسیس نشان دهنده ظرفیت بالای اتلاف انرژی است.

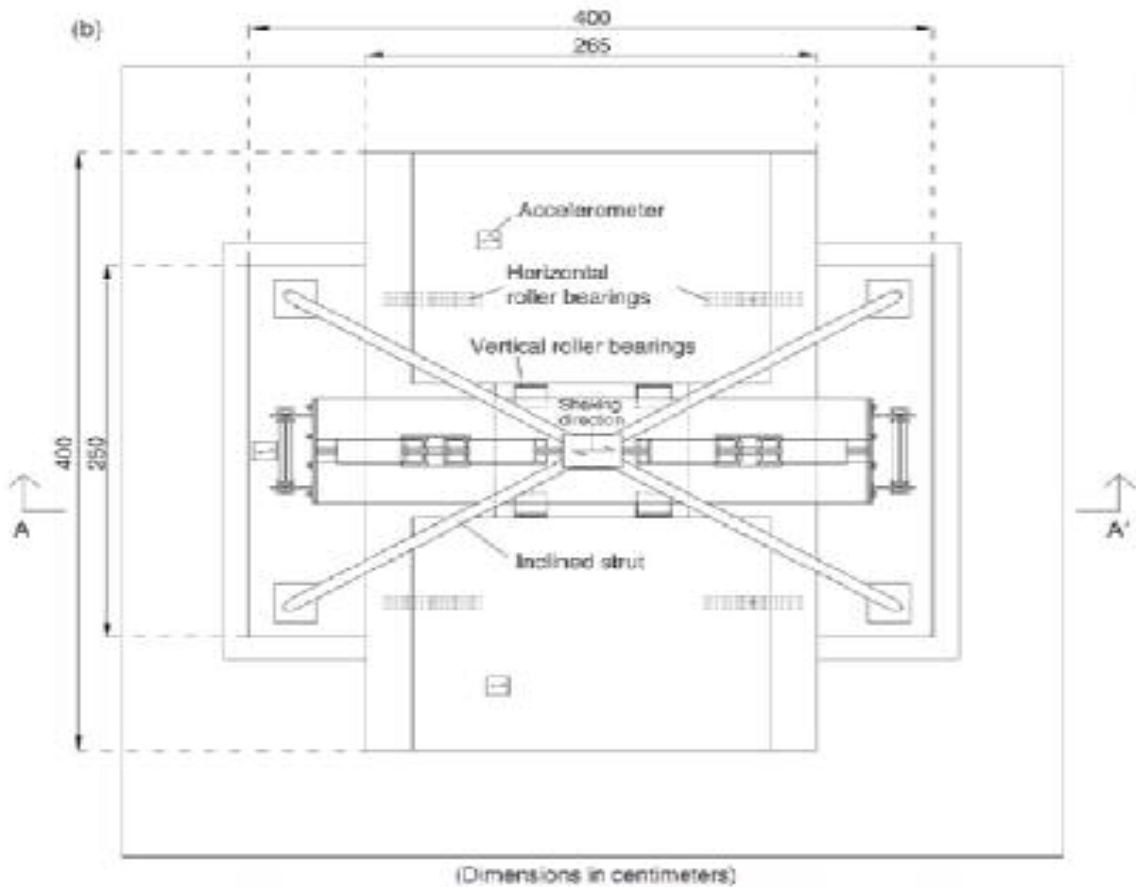
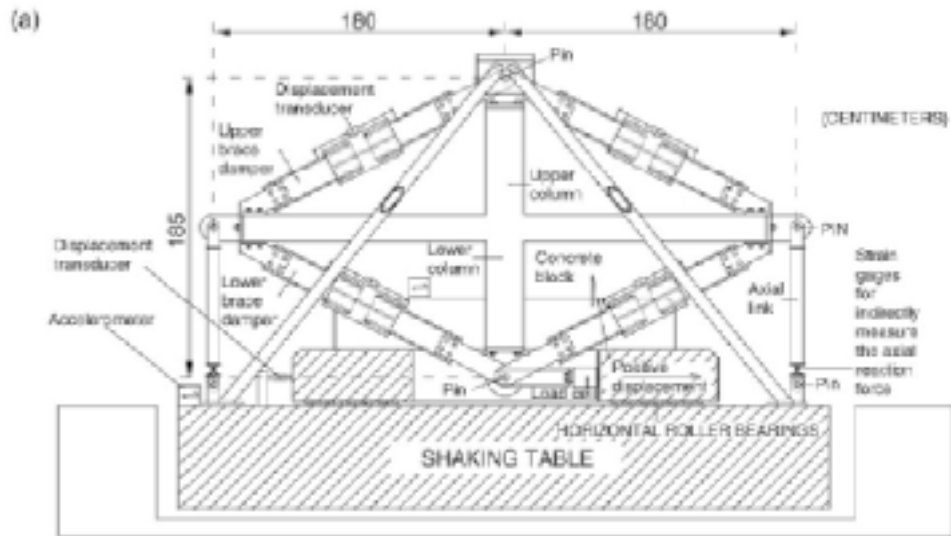


شکل ۵. منحنی هیستریسیس بدست آمده از آزمایش بار محوری میراگر مهاربندی

۳-۴- آماده سازی آزمایش و شبیه سازی زلزله پس از ساخت کامل نمونه ها و عمل آوری بتن، هر نمونه روی میز لرزان در آزمایشگاه EnelHydro-Ismes در Seriate ایتالیا قرار می گیرد و جداگانه آزمایش می شوند. شکل ۶ آماده سازی آزمایش را نشان می دهد. بلوک های بتنی به عنوان تکیه گاه به وزن ۱۱۷/۶ KN بخشی از تجهیزات آزمایش بوده و روی ۴ غلتک قرار می گیرد. در این آزمایش بدون هیچ خطری برای تجهیزات آزمایش، نمونه تا مرحله شکست بررسی می شود. وقتی میز لرزان شتاب می گیرد،

نیروی اینرسی ایجاد شده در بلوک بتنی از طریق load cell به پای ستون منتقل می شود. از تغییرمکان نسبی انتهای ستون بالا نسبت به میز لرزان توسط ۴ تیر مورب جلوگیری شده است. تغییرمکان قائم تیر به وسیله تیرهای قائم محدود شده است. به منظور جلوگیری از حرکت قائم بلوک بتنی ۴ غلتک قائم در نظر گرفته شده است. میز لرزان مولفه شمالی- جنوبی زمین لرزه Campano_Lucano ایتالیا را شبیه سازی کرده و با تیرهای قائم به سازه منتقل می کند. آزمایشات صورت گرفته تا حد شکست بر روی نمونه ها در ستون دوم جدول ۱ نشان داده شده است. در دو نمونه آزمایش بدون میراگر (مدل های EWB و IWB) فرض شد زمانی شکست سازه می یابد که مقاومت جانبی سازه بیش از ۲۵ درصد از مقاومت جانبی حداکثر کاهش یابد. در نمونه های با میراگر (EWBD و IWBD) در نظر گرفته شد که شکست زمانی رخ می دهد که در میراگر مهاربند شکست رخ دهد. در آزمایش اول، همه نمونه ها مورد شبیه سازی لرزه ای (آزمایش EQ1 در جدول ۱) قرار گرفتند، PGA به عمد کوچک انتخاب شد تا پاسخ نزدیک به حد الاستیک باشد. در آزمایشات بعدی PGA به تدریج افزایش می یابد تا میز لرزان به حداکثر ظرفیت اعمال شتاب برسد که در ستون سوم جدول ۱ نشان داده شده است. در نمونه های EWB، IWB و EWBD قبل از آنکه میز لرزان به حداکثر ظرفیت خود برسد شکست اتفاق می افتد و در نمونه IWBD قبل از آنکه نمونه به حد شکست برسد، میز لرزان به حداکثر ظرفیت خود می رسد، پس از آن شبیه سازی لرزه ای در PGA ثابت اعمال می شود تا شکست اتفاق بیفتد. ستون چهارم جدول ۱ شدت لرزش ثبت شده میز لرزان در میرایی ۲۰ درصد پیشنهادی Housner را نشان می دهد [۲۲]. شدت محاسبه شده مساحت زیر منحنی سرعت تیف بین زمان های ۰/۰۸۱ و ۲/۰۴ ثانیه سازه می باشد. این محدوده به پیشنهاد

Housner در محدوده پیروود اصلی سازه انتخاب شده و نسبت تشابه $\sqrt{\frac{2}{3}}$ اعمال گردیده است.



شکل ۶. تجهیزات برپایی و انجام آزمایش. (a) مقطع A-A، (b) پلان

۵-۲- تجهیزات و اندازه گیری

در طول انجام آزمایش، شتاب، نیرو، تغییر مکان و کرنش به صورت همزمان اندازه گیری می شوند. LoadCell متصل به انتهای ستون پایینی که با بلوک بتنی هم در ارتباط است بار اعمالی به نمونه را نشان می دهد. تغییر مکان نسبی δ بین میز لرزان و بلوک بتنی (که همان تغییر مکان پای ستون پایین است) توسط تغییر مکان سنج اندازه گیری می شد. تغییر مکان سنج ها همچنین روی میراگر های موازی نصب شد تا تغییر شکل محوری آنها مشخص

گردد. کرنش سنج های الکتریکی به تیر های قائم نصب شدند تا به صورت غیر مستقیم نیروی عکس العمل را مشخص کنند. کرنش سنج ها قبل از بتن ریزی نمونه ها به آرماتورهای فولادی نیز متصل شدند. شتاب سنج هایی نیز بر روی بلوک بتنی و میز لرزان برای ثبت شتاب در راستای لرزش نصب شدند. در مجموع، با اطلاعات ثبت شده از تجهیزات اندازه گیری بررسی رفتار مدل ها صورت گرفت.

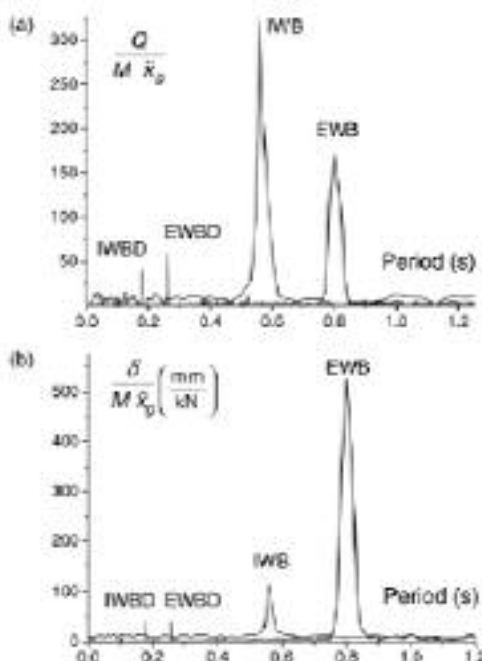
۳- نتایج آزمایش شبیه سازی لرزه ای

۳-۱- رفتار دینامیکی

رفتار دینامیکی ۴ نمونه آزمایش با استفاده از پاسخ نیرو- پاسخ تغییر مکان- براساس توابع انتقالی [۲۳] ناشی از نیروی زلزله حاصل از $\ddot{M}g$ در نمونه ها بررسی شد. (M مجموع جرم نمونه و بلوک بتنی می باشد) همان طور که در شکل ۷ مشاهده می شود. با انجام اولین آزمایش شبیه سازی

جدول ۱. خلاصه برنامه آزمایش و پاسخ های اندازه گیری شده

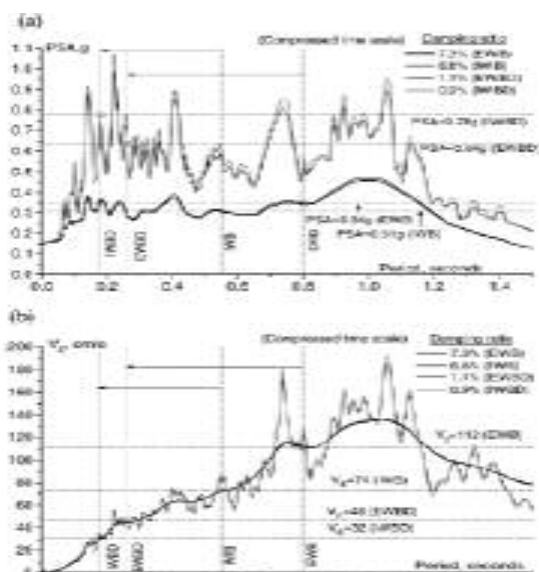
	Seismic input				Seismic response					
	Type	PGA (g)	Horizontal intensity (mm)	V_p (cm/s)	Maximum force (kN)		Energy dissipated by the specimen (kN-cm)		Maximum strain in rebar ϵ/ϵ_y	
					F_{max}^x	F_{max}^y	W_{PT}^x	W_{PT}^y	Beams	Columns
EWB	EQ1	0.08	349	73	14.2	20.0	939		>-6.00	0.55
	EQ2	0.11	493	91	12.8	17.6	1486	5201	>-6.00	0.50
EWBD	EQ3	0.16	694	124	5.1	16.7	2756		>-6.00	0.50
	EQ1	0.08	358	46	16.0	22.9	427	65573	0.10	0.05
	EQ2	0.11	507	64	31.2	32.0	1125		0.12	0.10
	EQ3	0.16	711	93	41.5	42.8	3412		0.44	0.13
	EQ4	0.26	953	160	57.2	60.4	10958		0.91	0.15
IWB	EQ5	0.30	1011	139	60.8	66.0	11223		3.08	0.38
	EQ6	0.44	1442	272	65.8	70.2	38428		3.19	0.32
IWB	EQ1	0.08	363	56	24.8	22.6	756	33445	0.18	0.43
	EQ2	0.22	1002	217	89.3	57.9	18843		2.88	>-6.00
IWB	EQ3	0.25	1113	204	43.0	42.8	13846		>-6.00	>-6.00
	EQ1	0.08	364	39	22.3	36.7	413	134034	0.06	0.02
	EQ2	0.22	1020	126	77.2	95.2	6497		0.41	0.23
	EQ3	0.25	1162	144	89.8	100.6	9561		0.49	0.32
	EQ4	0.44	1509	178	98.0	106.0	15905		0.60	0.42
	EQ5	0.44	1564	162	99.0	107.0	16214		0.63	0.43
	EQ6	0.44	1502	164	100.0	106.8	16832		0.64	0.43
	EQ7	0.44	1500	165	99.3	105.9	17132		0.65	0.43
	EQ8	0.44	1498	164	98.7	104.9	16952		0.65	0.44
	EQ9	0.44	1494	165	98.1	104.6	17266		0.65	0.47
EQ10	0.44	1490	166	95.6	98.0	17264		0.79	0.52	



شکل ۷. تابع انتقالی رفتار دینامیکی، (a) براساس نیرو، (b) براساس تغییر مکان

(آزمایش EQ1 در جدول ۱)، نمونه EWB دچار کمترین تغییر مکان پلاستیک شد و نمونه های IWB، EWBD و IWB رفتار کاملاً خطی و الاستیک از خود نشان دادند. نسبت میرایی اولیه در نمونه های بدون میراگر EWB، IWB، EWBD و IWB، در مقابل نسبت میرایی اولیه در نمونه های بامیراگر EWBD و IWB، ۱/۱ و ۰/۹ درصد بود. پریود اصلی نمونه های بدون میراگر EWB و IWB، ۰/۸ و ۰/۵۵ ثانیه و نمونه های بامیراگر EWBD و IWB، ۰/۲۶ و ۰/۱۸ ثانیه بود. تاثیر تغییرات اضافه شدن میراگر مهاربندی را می توان در پاسخ طیفی مولفه شالی-جنوبی زلزله Calitri نشان داده شده در شکل ۸ مشاهده نمود. شکل ۸ (a) نقاط پیک طیف شتاب (PGA) را نشان می دهد و شکل ۸ (b) تغییرات سرعت VE، که از انرژی دریافت شده و طبق رابطه $VE = \sqrt{\frac{2E}{M}}$ به دست می آید را نشان می دهد. شکل ۸ (a) نشان می دهد که فرض باقی ماندن سازه در حالت الاستیک، در مدت ارتعاش در نمونه های بامیراگر مهاربندی دو برابر است. در مقابل شکل ۸ (b) نشان می دهد که سرعت VE در میراگر ها به نصف کاهش می یابد. این بدین معناست که انرژی ورودی به یک چهارم کاهش می یابد ($0.5^2 = 0.25$).

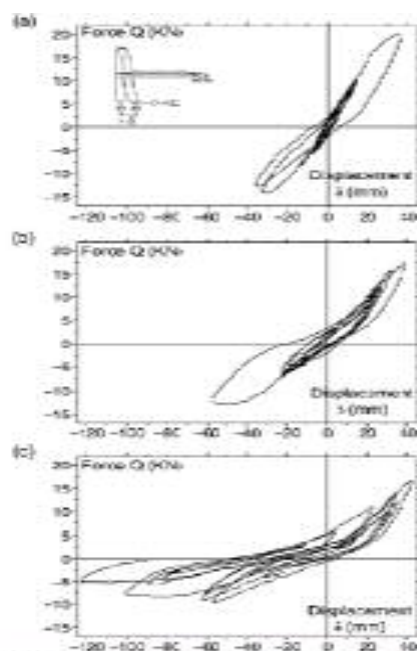
شکل های ۹ تا ۱۲ نشان دهنده رابطه بین بار - تغییر مکان (Q-δ) در نمونه های آزمایش EWB, IWB, EWBD, IWBD می باشد. نمونه های بدون میراگر مهاربند با رسیدن به تغییر مکان ظرفیت خود، با کاهش مقاومت و سختی جانبی مواجه می شوند. در مدت آزمایش EQ1 مقاومت جانبی



شکل ۸ پاسخ الاستیک رکورد Calitri با (PGA=0.16g)

(a) حلقه شتاب حداکثر

(b) انرژی لرزه ای در لحظه های مشخص شده با پارامتر تغییرات سرعت



شکل ۹ نیروی جانبی اندازه گیری شده در مقابل تغییر مکان در حلقه هیستریسیس نمونه EWB شبیه سازی لرزه ای

(a) EQ1, (b) EQ2, (c) EQ3

نمونه EWB به علت ایجاد ترک های پیچشی در محل اتصال تیر به ستون ۱۰ درصد کاهش می یابد. با آزمایشات EQ2 و EQ3، اتصال EWB رفتار تیر ضعیف_ ستون قوی از خود نشان داده و کاهش مقاومت همچنان ادامه دارد. در پایان آزمایش EQ3، مقاومت جانبی با رسیدن بار به حداکثر خود در مدت آزمایش تقریباً ۷۵ درصد کاهش می یابد. نمونه آزمایش IWB در مدت انجام آزمایش EQ1 رفتار کاملاً خطی از خود نشان می دهد و با آغاز آزمایش EQ2، اتصال رفتار تیر ضعیف_ ستون قوی از خود نشان داده و با انجام آزمایش EQ3، ۲۶ درصد از مقاومت جانبی نمونه کاهش می یابد. در مقابل نمونه های دارای میراگر مهاربندی رفتار مناسبی در حین تغییر شکل از خود نشان می دهند و حلقه های پایدار هیستریسیس بدون هیچ کاهش مقاومت جانبی، تا زمانی که اولین میراگر به حد شکست برسد، برقرارند.

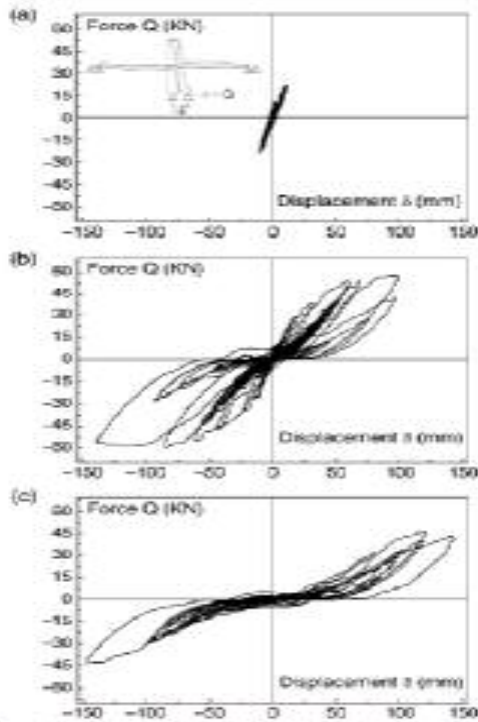
۳-۳- تاثیر میراگر مهاربندی بر روی تغییر مکان

شکل ۱۳ رابطه بین PGA و حداکثر تغییر مکان نسبی در هر نمونه را نشان می دهد. این شکل نشان می دهد که در PGA یکسان، سختی بسیار بالا و ظرفیت اتلاف انرژی نمونه های مجهز به میراگر مهاربندی موجب کاهش تغییر مکان نسبی در نمونه های با اتصالات خارجی به مقدار ۷۰ تا ۸۵ درصد و کاهش تغییر مکان نسبی در نمونه های با اتصالات داخلی به مقدار ۶۰ تا ۸۵ درصد می گردد. کاهش تغییر مکان با افزایش PGA بیشتر خواهد شد. وقتی که پاسخ سازه غیر خطی می شود، PGA به تنهایی شاخص مناسبی برای بررسی رفتار بارگذاری ناشی از زمین لرزه نیست (انتظار تخریب گسترده سازه ها وجود دارد). در این مورد مقدار انرژی دریافت شده [۲۰] بیشتر نشان دهنده شدت حرکت زمین است و به ندرت ناشی از رفتار غیر خطی نمونه است. E به جرم کل و پیوند سازه بستگی دارد [۲۰]. تاثیر سخت کنندگی میراگر مهاربندی، کوتاه کردن پیوند اتصال تیر- ستون است.

در مقابل چنانچه در شکل ۸ (b) با PGA یکسان نشان داده شده است، انرژی دریافت شده، E، با تغییر سرعت VE در نمونه های با میراگر مهاربندی نسبت به نمونه های بدون میراگر مهاربندی کاهش می یابد.

این نتایج در ستون پنجم جدول ۱ مشخص شده است که انرژی دریافت شده E طبق هر آزمایش با تغییرات سرعت VE نشان داده شده می باشد. انرژی دریافتی در هر نمونه و در هر آزمایش از رابطه $E = -\int_0^{te} M \dot{X}g\dot{X} dt$ به دست می آید. که شتاب مطلق ثبت شده میز لرزان \dot{X} ، سرعت نسبی بلوک بتنی و میز لرزان و t مولفه زمان است. بازه زمانی $t = te$ تا $t = 0$ مدت شبیه سازی زلزله است. شکل ۱۴ رابطه بین تغییر مکان نسبی و VE را نشان می دهد. در روشی مشابه با PGA، با VE یکسان، وجود میراگر های مهاربندی باعث کاهش ۷۰ تا ۸۰ درصدی تغییر مکان نسبی در اتصالات خارجی و کاهش ۵۰ تا ۷۵ درصدی تغییر مکان نسبی در اتصالات داخلی می شوند. کاهش تغییر مکان با افزایش سرعت VE بیشتر می شود.

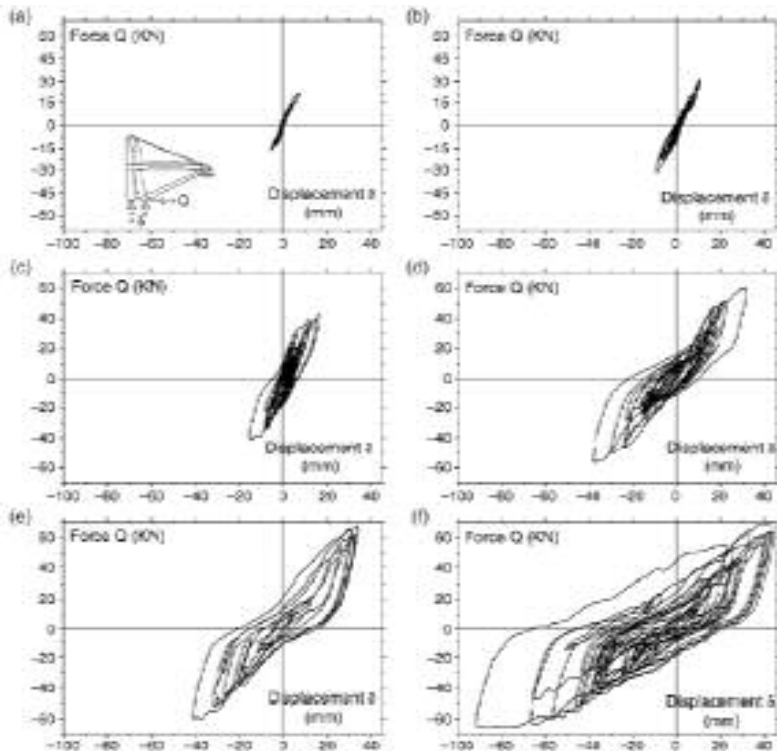
۳-۴- تاثیر میراگر مهاربندی بر روی ظرفیت نهایی اتلاف انرژی



شکل ۱۰. نیروی جایی اندازه گیری شده در مقابل تغییرمکان در حلقه هیستریسیس نمونه IWB. شبیه سازی لرزه ای EQ3 (c) ، EQ2 (b) ، EQ1 (a)

حلقه های هیستریسیس نمونه های با میراگر مهاربندی که در شکل ۱۱ و ۱۲ نشان داده شده است پهنای بیشتری نسبت به نمونه های همتای خود در نمونه های بدون میراگر مهاربندی (که حلقه های هیستریسیس شان در شکل ۹ و ۱۰ نشان داده شده است) دارند، که نشان می دهد اتلاف انرژی در نمونه های با میراگر مهاربندی بیشتر است. در جدول ۱ و ستون های ششم و هفتم، حداکثر نیروی محوری Q_{Max} نمونه ها ، با مقدار منفی Q_{Max} و با مقدار منفی Q_{Max}^+ در دامنه بارگذاری نشان داده شده است. مقدار حداکثر مطلق $|Q_{max}|$ در تمامی نمونه ها به صورت درشت در جدول ۱ نشان داده شده است. اتلاف نیروی توسط هر نمونه در مدت آزمایش شبیه سازی لرزه ای a ، W_{pi} ، در ستون هشتم جدول نشان داده شده است. W_{pi} بر اساس انتگرال منحنی $Q-\delta$ در هر شبیه سازی لرزه ای بدست می آید. در ستون نهم جدول ۱، مجموع نیروهای اتلاف شده در نمونه تا مرحله شکست نشان داده شده است، W_{pT} . این مقدار بر اساس جمع W_{pi} در اتمام سری آزمایش شبیه سازی لرزه ای به کار رفته روی نمونه ها بدست می آید (یعنی $W_{pT} = \sum W_{pi}$). مشاهده می شود که میراگر مهاربندی مقدار ظرفیت نهایی انرژی اتلاف شده UEDC را در اتصالات خارجی و داخلی اتصالات تیر- ستون حدوداً ۱۲ و ۴ برابر می

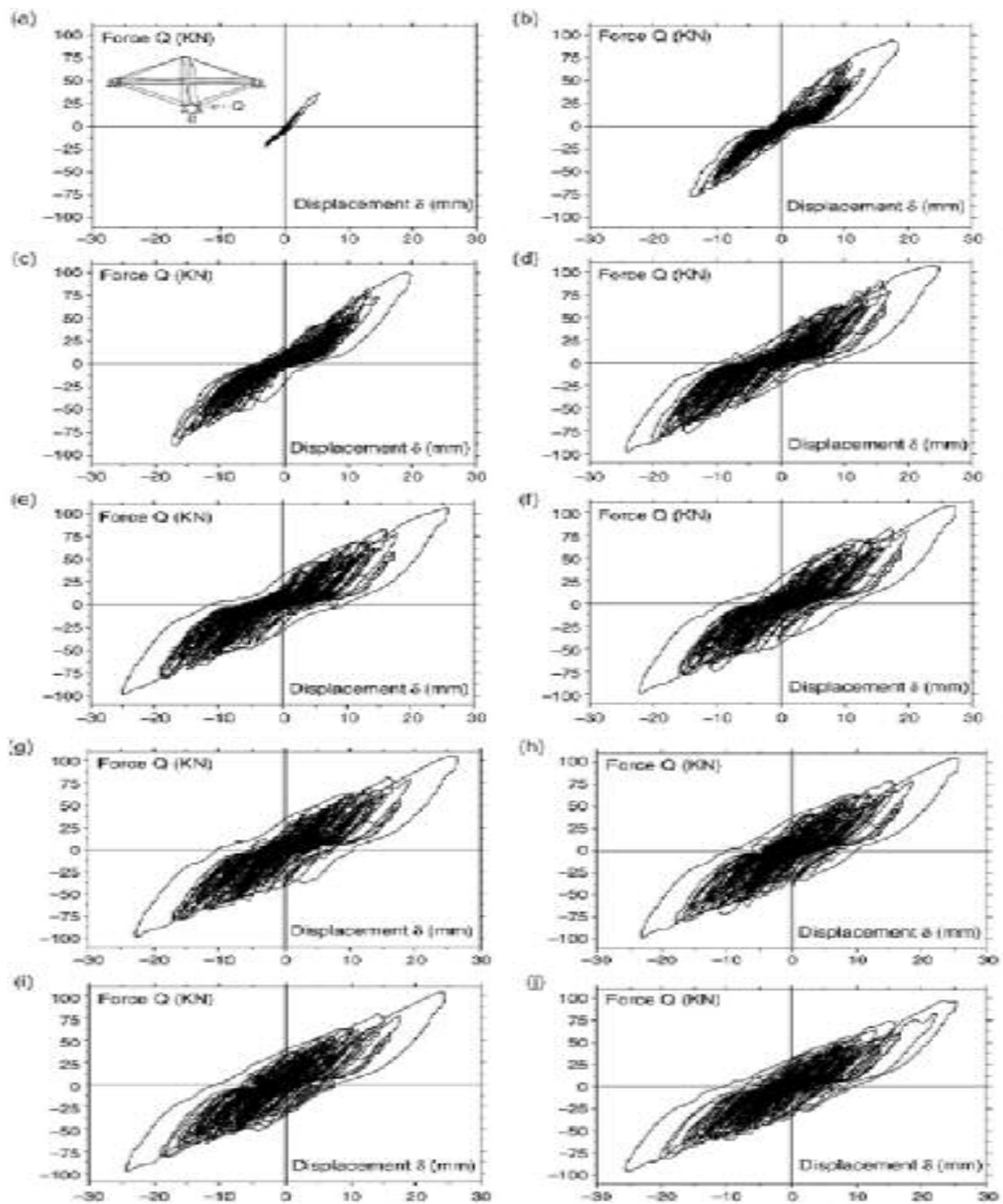
کند. افزایش مقدار $|Q_{max}|$ هم تقریباً ۴ و ۲ برابر است.



شکل ۱۱. نیروی جایی اندازه گیری شده در مقابل تغییرمکان در حلقه هیستریسیس نمونه EWBD. شبیه سازی لرزه ای (a) EQ1 ، (b) EQ2 ، (c) EQ3 ، (d) EQ4 ، (e) EQ5 ، (f) EQ6

۳-۵- تاثیر میراگر مهاربندی بر روی تخریب تیرها و ستون های بتن مسلح مقایسه پاسخ نمونه های بدون میراگر EWB و IWB و نمونه های با میراگر EWBD و IWBD، نشان می دهد که افزایش میراگرها موجب کاهش خرابی تیرها و ستون ها با مقدار یکسان PGA می گردد. شرایط اجزای بتن مسلح در نمونه EWB و IWB وقتی که به حالت خرابی (شکست) می رسند (پایان بارگذاری و تحت EQ3) شامل ایجاد ترک های پیچشی پهن و عمیق و جداسازی بتن در محل اتصالات تیر- ستون و ترک های خمشی با عمق متوسط در تیر و ستون می باشد. ترک های پیچشی در نمونه ی EWB بیشتر از IWB می باشد. در مقایسه تنها ترک های خمشی با عمق کم در اجرای بتن مسلح نمونه های EWBD و IWBD با همان

مقدار PGA قابل مشاهده است. در ستون دهم جدول ۱، ماکسیمم کرنش ϵ آرماتور طول در تیر و ستون در مدت آزمایش ثبت شده است که با ϵ_y کرنش تسلیم نرمال شده است. مقدار حداکثر کرنش برای ثبت در اطلاعات بدست آمده، مقدار ϵ_y 6 اندازه گیری شد. در مقایسه کرنش اندازه گیری شده در نمونه های EWB و IWB و نمونه های EWBD و IWBD با مقدار یکسان PGA، نشان می دهد که میراگر مهاربندی موجب می شود تا



شکل ۱۲. نیروی چایی چایی اندازه گیری شده در مقابل تغییرمکان در حلقه هیستریسیس نمونه EQ1 (a) : EQ2 (b) : EQ3 (c) : EQ4 (d) : EQ5 (e) : EQ6 (f) : EQ7 (g) : EQ8 (h) : EQ9 (i) : EQ10 (j)

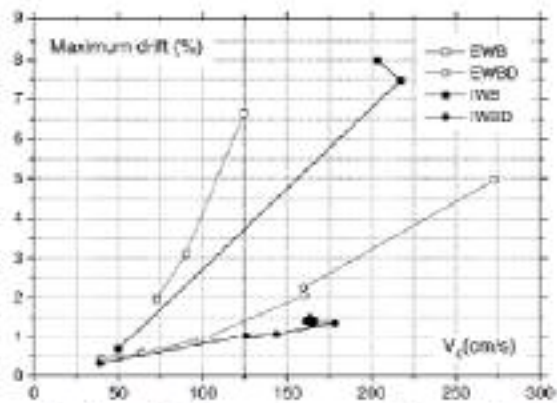
اعضای بتن مسلح در شرایط واقعی الاستیک یعنی $\epsilon < \epsilon_y$ و بماند و کاهش کرنش حداکثر در آرماتورهای طولی بیش از ۷۵ درصد باشد که پیش از این، در نمونه های EWBD و IWBD تنها عمق کم ترک های خمشی در پایان آزمایش قابل مشاهده بود. این بدین معناست که میراگرها در جلوگیری از خرابی اعضای بتنی تیر و ستون بسیار موثر هستند و خرابی تیر و ستون زمانی آغاز می شود که میراگر به مرحله شکست برسد. در نمونه IWBD،

اعضای بتن مسلح در حالت الاستیک باقی می ماند و حداکثر کرنش اندازه گیری شده در آرماتورهای طولی تیر و ستون کمتر از $0.8 \epsilon_y$ می باشد. در نمونه EWBD این کرنش ها به مقدار کمتر از $3 \epsilon_y$ خواهد رسید ولی منجر به ترک در اعضا نخواهد شد.

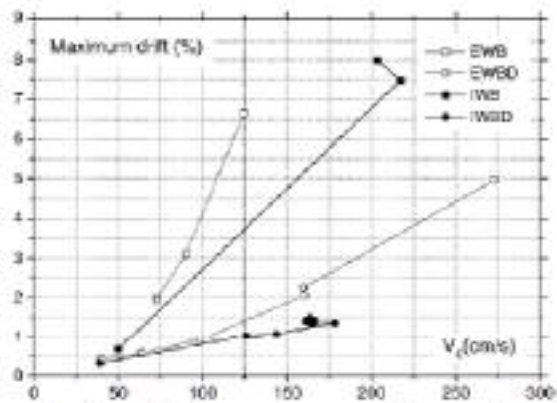
۴- نتیجه گیری

ابتدا نمونه قاب خمشی مقاوم بدون مهاربند در اتصال تیر عریض- ستون و جزئیات مرتبط ثقلی و لرزه ای بر اساس آئین نامه سابق اسپانیا طرح شد، که فاقد شکل پذیری مورد نیاز بود. سپس نمونه بهسازی لرزه ای شده قاب با نصب میراگرهای هیستریسیس نوع مهاربندی طرح گردید. برای اطمینان مقاومت جانبی میراگرها تحت زلزله با شتاب حداکثر زمین برابر با $0.23 g$ تعیین شد و حداکثر تغییر مکان نسبی سازه کمتر از $1/7$ درصد شد. در انتها دو اتصال تیر عریض- ستون، یکی خارجی و دیگری داخلی، از نمونه قاب خمشی و مهاربندی شده با مقیاس $\frac{2}{3}$ ساخته شد. نمونه های آزمایشگاهی در معرض شبیه سازی لرزه ای روی میز لرزان تا حد خرابی و شکست قرار گرفتند. فرض شد سازه زمانی به مرز شکست می رسد که مقاومت جانبی نمونه های بدون میراگر به مقدار ۲۵ درصد از مقاومت جانبی حداکثر کاهش یابد و در مورد نمونه های با میراگر این حالت زمانی در نظر گرفته شد که میراگر به حد شکست برسد. بر اساس حاصل آزمایش نتایج زیر برداشت شد:

شکل ۱۲. حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی در مقابل شتاب حداکثر زمین



شکل ۱۴. حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی در مقابل انرژی لرزه ای دریافتی بیان شده با پارامتر تغییرات سرعت



الف) بر اساس مقدار یکسان حداکثر شتاب زمین (PGA) یا انرژی لرزه ای جذب شده، تغییر مکان نسبی حداکثر میراگرهای هیستریسیس در نمونه های اتصال خارجی ۷۰ تا ۸۵ درصد و در مورد نمونه های اتصال داخلی ۶۰ تا ۸۵ درصد کاهش داشته است و با افزایش شتاب زمین بر مقدار این کاهش افزوده شد.

ب) ظرفیت نهایی اتلاف انرژی با افزودن میراگرهای مهاربندی در اتصالات خارجی و داخلی تیر عریض- ستون تقریباً ۱۲ و ۴ برابر شدند و مقدار نیروی ماکسیمم جانبی تقریباً ۴ و ۲ برابر شد.

ج) با اضافه کردن میراگر مهاربندی شدت خرابی تیر و ستون های بتن مسلح محدود شده و کرنش حداکثر آرماتورهای طولی بیش از ۷۵ درصد کاهش یافت. در سطح یکسان از شتاب زمین، اعضای بتن مسلح در نمونه های دارای میراگر مهاربندی در حالت الاستیک باقی ماندند و در نمونه های مشابه آنها یعنی نمونه های بدون مهاربند شاهد خرابی در اثر ترک های پیچشی و خمشی با عرض و عمق زیاد و جداسازی بتن هستیم.

د) علاوه بر اینها، میراگر مهاربندی خود مانع خرابی اتصالات اعضای بتنی مسلح می شود تا اینکه میراگر به حد شکست برسد. همچنین تنها ترک های خمشی با عمق کم در تیر و ستون مشاهده می شود.

۵- مراجع

[1] Coelho E, Candeias P, Anamateros G, Zaharia R, Taucer F, Pinto AV. Assessment of the seismic behavior of RC flat slab building structures. In: Proceedings of 13th world conference on earthquake engineering. Vancouver (BC): IAEE; 2004.
 [2] Benavent-Climent A, Akiyama H, L'opez-Almansa F, Pujades LG. Prediction of ultimate earthquake resistance of gravity-load designed RC buildings. Engineering Structures 2004;26:1103-13.
 [3] Norma Sismorresistente NCSE-02. Madrid: Ministerio de Fomento; 2002.
 [4] Perno S. Structural Behaviour of RC frames with flat beams. In: Manolis GD, Beskos DE, Brebbia CA, editors. Earthquake resistant engineering structures. Athens: Computational Mechanics Publications; 1996. p. 513-22.
 [5] Shapiro D, Rojahn C, Reaveley LD, Smith JR, Morelli U. NEHRP guidelines and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Earthquake Spectra 2000;16:227-39.

- [6] Kasai K, Fu Y, Watanabe A. Passive control systems for seismic damage mitigation. *Journal of Structural Engineering ASCE* 1998;124(5): 751–765.
- [7] Kitajima K, Chikui H, Ageta H, Yokouchi H. Application to response control retrofit method by means of external damping braces using friction dampers. In: *Proceedings of the 13th world conference on earthquake engineering*. Vancouver (BC): IAEE; 2004.
- [8] Antonucci R, Balducci F, Castellano MG, Ahmadi H, Goodchild I, Fuller K. Viscoelastic dampers for seismic protection of buildings: an application to an existing building. In: *Proceedings of 5th world congress on joints, bearings and seismic system for concrete structures*. 2001.
- [9] Reinhorn AM, Li C, Constantinou MC. Experimental and analytical investigation of seismic retrofit of structures with supplemental damping: Part 1-Fluid viscous damping devices. Technical report NCEER-95-0001. Buffalo: State University of New York; 1995.
- [10] Peckan G, Mander JB, Chen SS. The seismic response of a 1:3 scale model RC structure with elastomeric dampers. *Earthquake Spectra* 1995;11(2): 249–67.
- [11] Kitajima K. Pseudo-dynamic test on reinforced concrete frame retrofitted with damper. *Transactions of the Japan Concrete Institute* 1997;19:203–10.
- [12] Hayes JR, Foutch DA, Wood SL. Influence of viscoelastic dampers on the seismic response of a lightly reinforced concrete flat slab structure. *Earthquake Spectra* 1999;15(4):681–710.
- [13] Noguchi T. A study on friction dampers for response control retrofit of existing RC buildings. *Transactions of the Japan Concrete Institute* 1999;21:439–46.
- [14] Mazzolani F, Della Corte G, Faggiano B. Seismic upgrading of RC buildings by means of advanced techniques: the Ilva-Idem project. In: *Proceedings of the 13th world conference on earthquake engineering*. Vancouver (BC): IAEE; 2004.
- [15] Renzi E, Ranieri N, De Canio G. Experimental verifications of seismic protection of steel and RC structures at Enea-Casaccia shaking tables. In: *Proceedings of the 13th world conference on earthquake engineering*. Vancouver (BC): IAEE; 2004.
- [16] Sorace S, Terenci G. Comparative experimental investigation on a R/C structure with/without damped braces. In: *Proceedings of the 13th world conference on earthquake engineering*. Vancouver (BC): IAEE; 2004.
- [17] Benavent-Climent A. Seismic design of structures by using brace-type hysteretic dampers. Doctoral thesis, Tokyo: University of Tokyo; 1998.
- [18] Norma Sismorresistente PDS-1-Parte A. Madrid: Ministerio de Planificaci ´on del Desarrollo; 1974.
- [19] Proyecto y ejecuci ´on de obras de hormig ´on en masa/armado. Madrid: Ministerio de Fomento; 1991.
- [20] Akiyama H. Earthquake-resistant limit state design for buildings. Tokyo: University of Tokyo Press; 1980.
- [21] Benavent-Climent A, Pujades LG, L ´opez-Almansa F. Design energy input spectra for moderate seismicity regions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2002;31(5):1151–72.
- [22] Housner GW. Limit design of structures to resist earthquakes. In: *Proceedings of the 1st world conference on earthquake engineering*. m1956.
- [23] Ewins DJ. *Modal testing, theory, practice and application*. Baldock: Research Studies Press; 2000.
- [24] Uang C, Bertero VV. Evaluation of seismic energy in structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1990;19:77–90.