

بررسی عملکرد لرزه‌ای پایه‌های پل بتن آرمه تقویت شده با جدار فولادی

مهدی عبادی جامخانه*

دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

مسعود احمدی

دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

علی خیرالدین

استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان و عضو قطب علمی مهندسی و مدیریت زیرساخت‌های عمرانی دانشگاه تهران

چکیده

در این مقاله، رفتار لرزه‌ای ستون‌های بتنی تحت بارهای چرخه‌ای در قالب رفتار نیرو-تغییر مکان، میزان جذب انرژی و شکل پذیری بررسی شد. در این راستا از روش المان محدود در برنامه‌ی اپنسیس استفاده شد. ابتدا از مدل آزمایشگاهی جهت اعتبارسنجی مدل عددی استفاده شد و پس از تطبیق مناسب پاسخ‌های مدل عددی با مدل آزمایشگاهی و اطمینان از اعمال نوع بارگذاری، شرایط مرزی نیرویی و تغییر مکانی و نوع المان‌های بکار گرفته شده، مدل عددی المان محدود بسط داده شد. متغیرهای اصلی در این مطالعات ضخامت روکش‌های فولادی، فاصله‌ی بین خاموت‌های عرضی و مقاومت فشاری بتن بودند. نتایج مطالعات عددی نشان داد که در صورت استفاده از بتن با مقاومت پایین و کمترین ضخامت جدار فولادی، جذب انرژی، شکل پذیری و حداکثر ظرفیت باربری را می‌توان $\frac{4}{4}$ برابر، $\frac{1}{66}$ برابر و $\frac{2}{5}$ برابر نسبت به نمونه‌ی مرجع نمود.

واژه‌های کلیدی: بهسازی، جدار فولادی، شکل پذیری، بارگذاری چرخه‌ای.

* نویسنده مسئول: mehdi.ebadi@semnan.ac.ir

۱- مقدمه

دلیل ماهیت ناگهانی که از خود بروز می‌دهد جزء بدترین نوع شکست‌ها در سازه قلمداد می‌شود. نوع دیگری از شکست در ستون‌ها که قابل توجه می‌باشد، شکست خمشی مفصل پلاستیک است که دلیل این شکست عدم شکل‌پذیری کافی می‌باشد (شکل ۱-ب). در این شکست تغییر شکل پلاستیک قبل از رسیدن به نقطه شکست بسیار زیاد است

تاکنون روش‌های گوناگونی برای مقاوم‌سازی ستون‌های بتن آرمه در برابر نیروهای لرزه‌ای پیشنهاد شدند، که این روش‌ها شامل روکش بتنی، روکش فولادی و روکش کامپوزیت می‌باشند. مطالعات انجام شده بر روی روش روکش فولادی نسبت به کاربرد آن در برابر مطالعات انجام شده بر روی روش‌های دیگر کمتر می‌باشد. استفاده از روش روکش فولادی دارای مزایایی چون ایجاد محصورشدگی سرتاسری در طول ستون، جلوگیری از پکیدگی بتن، سهولت در اجرا و در دسترس بودن مصالح مورد نیاز می‌باشد.

بسیاری از ستون‌های بتن آرمه که براساس ضوابط آیین‌نامه‌های قدیمی طراحی و اجرا شده‌اند، دچار ضعف در عملکرد لرزه‌ای هستند. این امر در زلزله‌های اخیر نظیر زلزله نورث‌ریج در سال ۱۹۹۴ که خسارات قابل توجهی به ستون‌های بتن آرمه، پل‌ها و ساختمان‌ها وارد شد، دیده شد. عمده‌ترین این خسارات در ستون‌هایی که دارای جزئیات آرماتورگذاری ضعیفی بودند، مشاهده شد. ضعف اساسی این ستون‌ها در مقاومت برشی ناکافی و عدم شکل‌پذیری مناسب گزارش شد. شکست ناشی از بارهای زلزله در این ستون‌ها را می‌توان در دو گروه، شکست ناشی از برش و شکست خمشی مفصل پلاستیک طبقه‌بندی کرد. شکست برشی ماهیتی ترد و ناگهانی دارد که نمونه‌ای از این شکست در شکل ۱-الف قابل مشاهده است. در این وضعیت، بتن دچار پکیدگی کامل شده و تمام آرماتورهای طولی دچار کماتش می‌شوند. شکست برشی به



(ب)



(الف)

شکل ۱- (الف) شکست برشی در پایه پل در زلزله Northridge (۱۹۹۴) و (ب) شکست خمشی در پایین پایه پل بزرگراه Hanshin در زلزله Kobe (۱۹۹۵).

به ستون متصل شده‌اند را مورد بررسی قرار داده‌اند و استفاده از این روش را برای ستون‌های مستطیلی توصیه کردند. ژیاوو [۵] با انجام مطالعاتی در سال ۲۰۰۳ استفاده از روکش‌های فولادی سرتاسری با ضخامت کم را توصیه کرده است. ایچینوسه و همکاران در سال ۲۰۰۱ [۶] نمونه‌های ستون بتنی با جدار فولادی به قطر ۱۶۵ میلی‌متر و ارتفاع یک متر را به منظور تاثیر نسبت سطح مقطع فولاد به بتن و شرایط بارگذاری روی خزش بتن، آزمایش نمودند. بارگذاری در حالت‌های مختلف بر ستون بتنی و جدار فولادی و هر دو اعمال

نخستین تحقیق در زمینه بتن محبوس در سال ۱۹۲۸ توسط ریچارد [۱] انجام گرفت. محققان با ارائه نظرات گوناگون روش‌های متفاوتی را برای مقاوم‌سازی ستون‌های بتن آرمه با استفاده از روکش‌های فولادی پیشنهاد کرده‌اند، که در این راستا پرستلی و همکاران در سال ۱۹۹۴ [۲] استفاده از روکش‌های فولادی دایره‌ای و بیضوی شکل را پس از انجام آزمایش‌های مختلف توصیه کردند. ابوطاها و همکاران در سال‌های ۱۹۹۶ و ۱۹۹۹ [۳ و ۴] استفاده از روکش‌های فولادی مستطیلی که توسط پیچ‌های مهاری

فشاری با خروج از محوریت آزمایش شدند. متغیرهای به‌کار رفته در این آزمایش‌ها شامل نسبت عرض به ضخامت جدار فولادی، خروج از محوریت و برشگیرهای بال بودند. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که مقطع فولادی و دفون شده در بتن به دلیل سازگاری دو ماده با هم به خوبی کار می‌کند و برشگیرهای به‌کار رفته در بال در افزایش سختی خمشی و مقاومت محوری تأثیری ندارند. سزن و میلر [۱۳] در سال ۲۰۱۱ به مطالعه آزمایشگاهی رفتار محوری ستون‌های بتن مسلح دایروی مقاوم‌سازی شده با جدار فولادی و روکش الیاف پلیمری پرداختند. نتایج مطالعات نشان از افزایش ظرفیت باربری محوری و سختی ستون بتنی غیرمقاوم‌سازی شده داشت. در این مطالعات مشخص شد که استفاده از جدار فولادی به شکل قفس مشبک بسیار مؤثرتر از استفاده از جدار فولادی کامل است.

نتایج محققین دیگر [۱۴-۱۶] نشان داد که تأثیر محصورشوندگی بتن بر بهبود مقاومت و شکل‌پذیری غیرقابل انکار است که پارامترهایی از قبیل نسبت ضخامت به قطر مقطع، ارتفاع به قطر، خروج از مرکزیت بار و سختی و مقاومت مصالح بر رفتار آن تأثیرگذار می‌باشند. نکته جالب توجه در بین تحقیق‌های پیشین این است که اختلاف بین تفاوت در درجات محصورشوندگی و استفاده از بتن ضعیف در این ستون‌ها کمتر مورد توجه قرار گرفته است.

با توجه به مطالعات پیشین در این تحقیق سعی شده است تا با استفاده از بتن با مقاومت فشاری پایین و بالا و استفاده از جدار فولادی با ضخامت‌های متغیر و تغییر در فاصله بین خاموت‌ها، رفتار این نوع ستون‌ها، شکل‌پذیری و ظرفیت نهایی با استفاده از روش المان محدود در برنامه اپنسیس مورد ارزیابی قرار گیرد. در این مقاله به بررسی استفاده از جدار فولادی سرتاسری با ضخامت‌های ۳، ۵ و ۱۰ میلی‌متر بر روی ستون‌های بتن آرمه به قطر ۲۰۳ میلی‌متر و ارتفاع ۱۵۵۰ میلی‌متر که در آن‌ها از بتن با مقاومت فشاری ۱۶ و ۴۵ مگاپاسکال استفاده شده است و نتایج در قالب نمودارهای ظرفیت و نیرو-تغییر مکان و میزان جذب انرژی با یکدیگر مقایسه و بحث می‌شوند.

۲- رفتار ستون تحت فشار محوری

رفتار ستون‌های بتن مسلح تقویت نشده و تقویت شده با استفاده از جدار را می‌توان به دو گروه ستون بتن مسلح بدون روکش و با روکش فولادی تقسیم نمود. در حالت ستون بتنی بدون روکش،

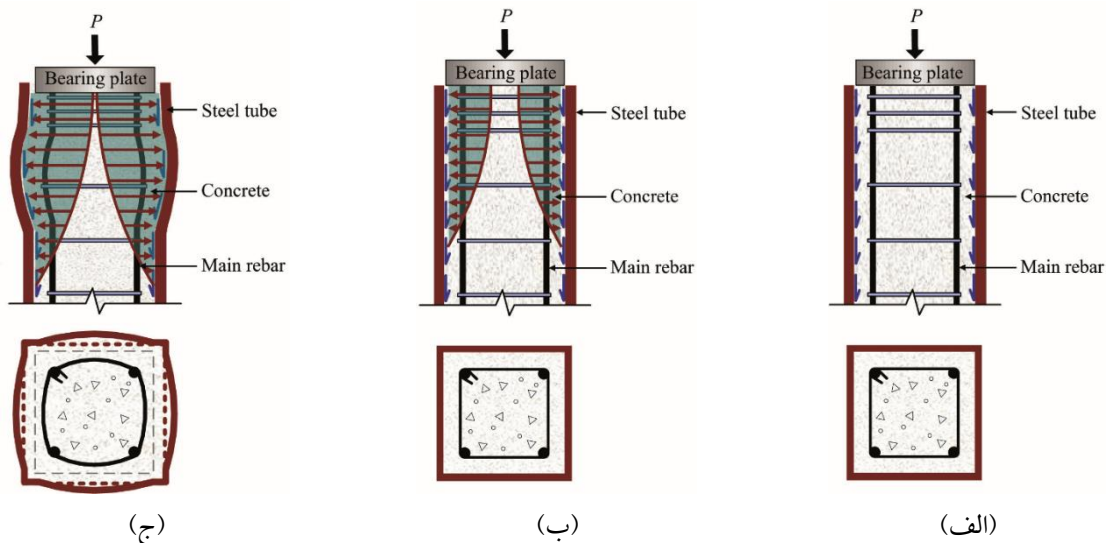
نتایج نشان داد که جمع‌شدگی در این نمونه‌ها قابل اغماض است و کرنش‌های ناشی از خزش در ستون بتنی با جدار فولادی کوچک می‌باشد. هان و یانگ [۷] در سال ۲۰۰۳ بر روی ستون‌های بتنی با جدار فولادی با شکل‌های مستطیلی و دایروی مطالعاتی داشتند. هجار و همکارش [۸] در سال ۲۰۱۲ برای ستون دایروی بتنی محصور در جدار فولادی در تحلیل‌های دینامیکی و استاتیکی غیرخطی به ارائه فرمولاسیون المان تیر پلاستیک پرداختند. تأثیرات محصورشوندگی بتن توسط جدار فولادی در هسته بتنی از جنبه‌های مهم رفتار سازه‌ای این نوع ستون‌ها می‌باشد.

ترمو و حاجی‌رسولی‌ها [۹] در سال ۲۰۱۸ رفتار فشاری ستون‌های بتنی محصور شده با ورق‌های فولادی مورد بررسی قرار دادند. در این تحقیق، ۵۲ ستون مقاوم‌سازی شده و ۱۵ ستون مرجع را تحت بار فشاری خالص قرار دادند. نمونه‌ها با توجه به میزان تأثیرگذاری چگالی لایه‌های شبکه‌های فولادی، تعداد لایه‌ها، طول هم‌پوشانی، میزان چسبندگی و مقاومت بتن طراحی و آزمایش شدند. نتایج آزمایش نشان داد که استفاده از یک و دو لایه از شبکه‌ی توری فولادی موجب افزایش ظرفیت باربری به میزان ۱۲۲ درصد و ۱۹۳ درصد می‌شود. چنگ و همکاران [۱۰] در سال ۲۰۱۸ به مطالعه‌ی رفتار لرزه‌ای ستون‌های فولادی مدفون در بتن مقاوم‌سازی شده با جدار فولادی تحت بارگذاری چرخه‌ای پرداختند. نتایج بررسی‌ها نشان داد که ستون‌های مختلط مقاوم‌سازی شده ضابطه تیر ضعیف و ستون قوی در طراحی را برآورده می‌کنند و مود تسلیم در تمام اینگونه از ستون‌ها از نوع خمشی است.

لی و همکاران در سال ۲۰۱۹ [۱۱] رفتار محوری ستون‌های مستطیلی بتنی لاغر مقاوم‌سازی شده با جدار فولادی را مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها در این آزمایش یک ستون مرجع و هشت ستون مقاوم‌سازی شده را تحت آزمایش بارگذاری یکنوا قرار دادند. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که ظرفیت باربری، سختی و شکل‌پذیری ستون‌های لاغر به‌طور چشمگیری بهبود و ارتقا یافت. افزایش در ظرفیت باربری را در افزایش جزئی سطح باربری و محصورشوندگی بالای هسته بتنی شناسایی کردند. در تحقیقی دیگر در سال ۲۰۱۸، ونگ و همکاران [۱۲] به مطالعه‌ی رفتار و روش طراحی ستون‌های کوتاه مرکب مقاوم‌سازی شده با جدار فولادی تحت بارگذاری خروج از محوریت پرداختند. ۱۲ ستون کوتاه به منظور بررسی ظرفیت باربری و شکل‌پذیری تحت بار

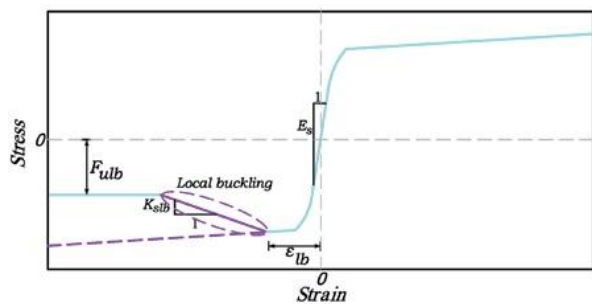
حالت بار به هسته بتنی تنها، بار به جدار فولادی تنها و بار به کل مقطع وارد می‌گردد. در حالتی که بار به هسته بتنی تنها وارد می‌شود، مقاومت ستون با حالتی که بار به کل مقطع اعمال می‌شود، برابر بود. علت این موضوع انتقال بار از هسته بتنی در اثر انبساط جانبی بتن و نقش محدود کنندگی جدار فولادی می‌باشد؛ و درحالتی که بار تنها به جدار فولادی وارد می‌شود، مقاومت ستون کمتر از حالت‌های قبلی است. دلیل این مورد این است که در این حالت هیچ انتقال نیرویی از جدار فولادی به هسته بتنی صورت نمی‌گیرد و جدار فولادی تقریباً تمام بار را تحمل می‌کند و بتن از کماتش جدار فولادی جلوگیری می‌کند و این باعث افزایش مقاومت محوری می‌گردد. در این تحقیق به دلیل ماهیت مقاوم‌سازی، بار به ستون بتن مسلح وارد می‌شود. پس از اعمال بار به ستون بتن مسلح در ابتدای بارگذاری، روکش نقش چندانی در تحمل بار ندارد، دلیل این موضوع بالاتر بودن نسبت پواسون فولاد از بتن و در نتیجه عدم ایجاد محبوس‌شدگی می‌باشد (شکل ۲-الف). سپس با افزایش بار اعمالی و افزایش نسبت پواسون در بتن و رسیدن به نسبت پواسون فولاد، کرنش‌های جانبی توسط جدار مهار می‌شوند (شکل ۲-ب). پس از این که تسلیم در آرماتورهای طولی و ترک خوردگی در بتن آغاز می‌شود، انبساط جانبی بتن به شدت افزایش پیدا می‌کند و نسبت پواسون بتن از جدار فولادی بیشتر می‌شود. این روند فشار جانبی در جدار را افزایش می‌دهد (شکل ۲-ج) و در باری که کمی کمتر از بار نهایی است، تغییر شکل‌هایی به صورت بیرون زدگی در نواحی بالا و پایین ستون ایجاد می‌شود.

هنگامی که ستون تحت فشار قرار می‌گیرد، تا هنگامی که کرنش‌های طولی در هسته ستون و پوشش آن کوچکتر از مقدار کرنش در تنش حداکثر فشاری در حالت غیر محصور هستند، رفتار هسته و پوشش مشابه می‌باشد. هنگامی که کرنش‌های طولی از مقدار مشخص شده فوق بیشتر شوند، اثر نسبت حجمی به شدت افزایش یافته و باعث بالا رفتن تنش در خاموت‌ها و عملکرد محصورشدگی هسته بتنی می‌شود. بدین صورت پوشش بتنی تمایل به جداسدن از هسته را دارد که در اثر خردشدگی از هسته جدا می‌شود. سپس در مراحل آخر بارگذاری هسته ستون شروع به خردشدگی می‌کند، در این هنگام تکه‌های بتن قلوه‌کن می‌شوند و آرماتورهای طولی بین خاموت‌ها دچار کماتش می‌شوند. ستون‌های کوتاه با مقاومت برشی ناکافی تحت بار اعمالی دچار کاهش سختی و مقاومت می‌شوند. پس از ایجاد ترک، انتقال برش در امتداد ترک‌های ایجاد شده به سطح توسعه کرنش در آرماتور-های عرضی وابسته است که با تسلیم شدن آرماتورهای عرضی کاهش عمده‌ای در انتقال برش ایجاد می‌شود. ستون‌هایی که در گذشته طراحی و اجرا شده‌اند اکثراً دارای مقدار کمی آرماتور عرضی می‌باشند. به این ترتیب، هنگامی که کرنش در خاموت‌ها به سطح کرنش تسلیم و یا حتی بیشتر از آن می‌رسد به سرعت کاهش عمده‌ای در مقاومت و سختی ستون اتفاق می‌افتد که زلزله‌های گذشته آسیب‌پذیر بودن چنین اعضایی را به روشنی نشان داده‌اند. در سال ۲۰۰۱، گیلتوف و همکارش [۱۷] آزمایشاتی روی نمونه‌های ستون مرکب تحت بار محوری انجام دادند. در این آزمایشات در سه



شکل ۲- روند تاثیر جدار فولادی در محبوس‌شدگی بتن [۱۷].

در این روابط، Γ و Ω به ترتیب کرنش نرمالایز شده، ضریب پس از بار بیشینه و مدول نرمالایز شده می‌باشند. F_y ، F_c و E_s نیز به ترتیب مقاومت فشاری بتن، تنش تسلیم فولاد و مدول الاستیسیته جدار فولادی است. منحنی پوش تنش کرنش جدار فولادی براساس قانون جریان و سخت‌شوندگی که مطابق با کرنش افزایشی معرفی شده توسط شن و همکاران [۲۲] است، مورد استفاده قرار گرفت. جهت در نظر گرفتن کمانش موضعی و تنش دو محوره در جدار فولادی، رفتار فشاری جدار فولادی مطابق با شکل ۴ اصلاح شد. پارامترهای موجود در منحنی تنش-کرنش اصلاحی مطابق با روابط (۴) تا (۶) محاسبه می‌شوند.



شکل ۴- رابطه‌ی تنش-کرنش اصلاح شده برای در نظر گرفتن تأثیر کمانش موضعی جدار فولادی در فشار

$$\epsilon_{lb} = -3.14 \left(\frac{h}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E_s}} \right)^{-1.48} \frac{F_y}{E_s} \quad (4)$$

$$F_{ulb} = [1 + 7.31(0.08 - R)] F_y \leq F_y \quad (5)$$

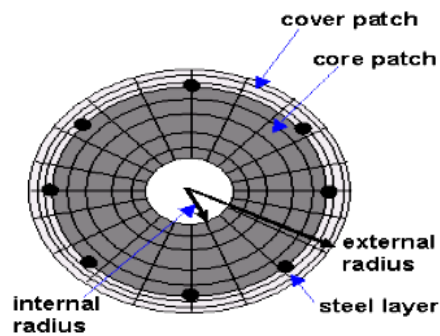
$$K_{slb} = 3.22(0.08 - R) E_s \quad (6)$$

در این روابط، ϵ_{lb} ، F_{ulb} و K_{slb} به ترتیب کرنش در کمانش موضعی، تنش باقیمانده و شیب نرم‌شوندگی می‌باشند.

در نرم‌افزار اپنسیس برای مدل‌سازی بتن از المان Concrete07 استفاده شده است. این دستور یک شیء ماده تک محوری بتنی ایجاد می‌کند که تنش مقاوم کششی برای آن تعریف می‌شود و برای مدل‌سازی بتن با (یا بدون) میلگرد به کار می‌رود. این المان قادر به مدل کردن ترک خوردگی بتن در ناحیه کششی و خردشدگی آن در نواحی فشاری می‌باشد. شکل ۵ نمای کلی از این المان را نشان می‌دهد. شایان ذکر است که این المان قادر به مدل‌سازی رفتار غیرخطی هندسی و ماده می‌باشد [۲۳]. برای مدل‌سازی آرماتورهای طولی، عرضی و جدار فولادی از المان

۳- مدل رفتاری مصالح و المان‌های بکار رفته در مدل عددی

مدل بر پایه فایبر برای ستون‌های بتنی مقاوم‌سازی شده با جدار فولادی توسط تورت و هجار [۱۸] و دنوایت [۱۹] توصیه شد که در این مقاله مورد استفاده قرار گرفت. یک شیء مقطع فایبری از شیء‌های فایبری ساخته می‌شود و دارای یک پیکربندی هندسی عمومی که از زیر قسمت‌های ساده‌تر و کوچک‌تر با شکل‌های منظم‌تر مثل مستطیل، دایره و مثلث تشکیل شده است که به آن‌ها پتچ یا وصله می‌گویند. همچنین یکسری لایه‌ها مثل میلگردهای مسلح‌کننده را هم می‌توان مشخص کرد. از زیر دستوره‌های لایه و پتچ برای گسسته‌سازی، کوچک‌سازی و تبدیل مقطع به فایبر استفاده می‌شود. با این وجود، با دستور فایبر می‌توان فایبرها را به صورت تکی و مستقل ایجاد کرد. برای مشخص کردن پارامترهای هندسی از صفحه مختصات محلی طبق شکل ۳ استفاده می‌شود.



شکل ۳- مقطع فایبر برای ستون بتنی با جدار فولادی [۲۳]

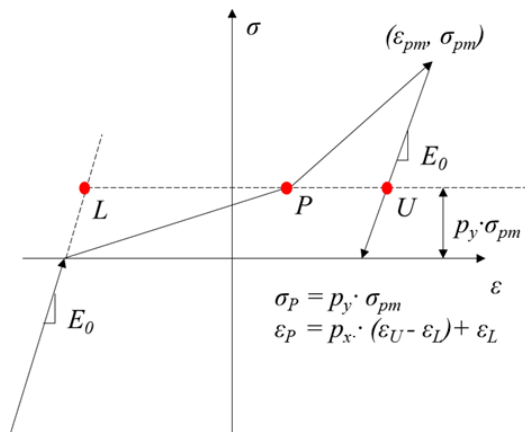
مدل رفتاری بتن براساس مدل رفتاری اصلاحی پیشنهاد شده توسط چانگ و مندر [۲۰] و تسای [۲۱] استفاده شد. روابط (۱) تا (۳) این رفتار را تعریف می‌کنند.

$$\sigma_c(\epsilon_c) = f'_c \frac{nx}{D(x)} \quad (1)$$

$$D(x) = \begin{cases} 1 + \left(n - \frac{r}{r-1} \right) x + \frac{x^r}{r-1} & r \neq 1 \\ 1 + (n-1 + Lnx)x & r = 1 \end{cases} \quad (2)$$

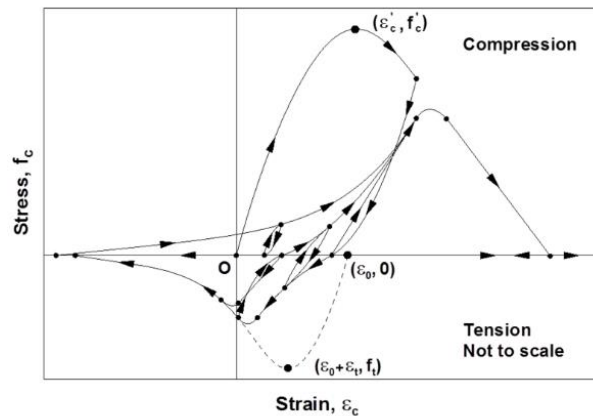
$$r = \begin{cases} \frac{f'_c}{5.2} - 1.9 & \epsilon_c < \epsilon'_c \\ \frac{1.7h}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E_s}} \frac{f'_c}{F_y} & \epsilon_c \geq \epsilon'_c \end{cases} \quad (3)$$

شکل‌های غیر ارتجاعی را داراست. این دستور ماده فولاد را به صورت دوخطی مشخص می‌کند. با این دستور می‌توان سخت شوندگی کینماتیک را مشخص کرد. همچنین سخت‌شوندگی ایزوتروپیک را هم می‌توان با روابط غیرخطی تعریف کرد.



ب) منحنی تنش- کرنش ماده فولاد [۲۳]

Hysteretic استفاده شده است. عموماً این مدل رفتاری برای تعریف مفاصل پلاستیک و کمانش مهاربندها استفاده می‌شود. این المان از نوع خربایی و دو گره‌ای است که هر گره دارای سه درجه آزادی حرکتی می‌باشد (شکل ۵). این المان قابلیت تحمل تغییر



الف) منحنی تنش- کرنش ماده بتن [۲۳]

شکل ۵- منحنی تنش- کرنش بتن و فولاد در برنامه اپنسیس

خطی در طول عضو توزیع می‌شود که به آن dispBeamColumn گفته می‌شود. در مدل‌سازی‌های عددی از المان نوع اول استفاده شده است. دستور الگوریتم اصلاح شده نیوتن که معین‌کننده ترتیب گام‌هایی است که برای حل معادلات غیر خطی استفاده می‌شود در تحلیل استفاده شده است. این دستور باروش نیوتن-رافسون اصلاح شده به گام زمانی بعدی پیش می‌رود. فرق این روش و روش نیوتن-رافسون در این است که در این روش مماس سختی در هر مرحله به روزرسانی نمی‌شود و از محاسبات زمان بر و طولانی به‌ویژه در سیستم‌های چند درجه آزاد بزرگ پرهیز می‌کند. هرچند که ممکن است به تکرارهای بیشتری در هر مرحله برای رسیدن به دقت مورد نظر، احتیاج باشد.

۵- صحت سنجی

برای صحت سنجی مدل ارائه شده از مدل آزمایشگاهی وارما و همکاران [۲۴] (نمونه CBC-48-80-10) استفاده شده است. در این نمونه، ضخامت جدار فولادی برابر با ۶/۱ میلی‌متر و نسبت عرض به ضخامت برابر با ۵۰ می‌باشد. همچنین تنش تسلیم فولاد و مقاومت فشاری بتن به ترتیب برابر با ۶۶۰ مگاپاسکال و ۱۱۰ مگاپاسکال به طول خالص ۱۵۰۰ میلی‌متر می‌باشند. نسبت بار

۴- مشخصات مصالح، شرایط مرزی و مش بندی

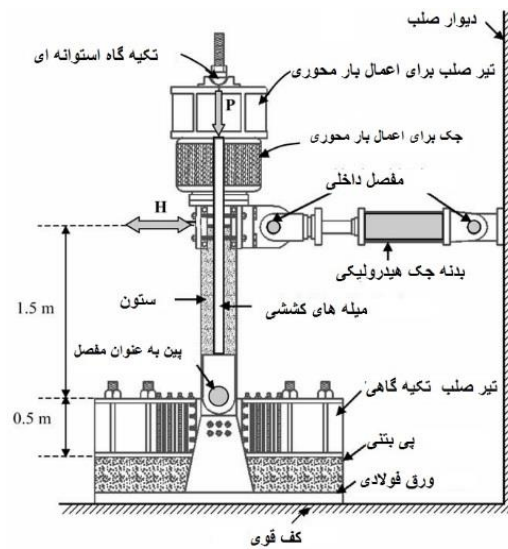
در این تحقیق از دو نوع بتن با مقاومت‌های فشاری ۱۶ و ۴۵ مگاپاسکال استفاده شده است. ورق‌های فولادی در این تحقیق از فولاد با تنش تسلیم ۳۱۷ مگاپاسکال، تنش نهایی ۴۴۰ مگاپاسکال، کرنش نهایی ۰/۰۹۵ و کرنش متناظر با شروع سخت‌شوندگی برابر با ۰/۰۰۶ می‌باشد. میلگردهای طولی و عرضی بکار رفته در مدل‌های عددی از نوع میلگردهای نوع AII و AIII می‌باشند. برای اعمال شرایط مرزی در مدل‌سازی، گره‌های موجود در پای ستون به صورت گیردار کامل در نظر گرفته شدند. بار چرخه‌ای نیز به بالای ستون به روش کنترل تغییر مکان صورت گرفته است. تاریخچه بارگذاری چرخه‌ای مطابق با تاریخچه نمونه مرجع در صحت سنجی اتخاذ شده است. تعداد المان‌ها در طول ستون برابر با ۱۰ و تعداد تقسیمات در هر سطح مقطع برابر با ۱۰ در نظر گرفته شد که مطابق با آنالیز حساسیت بدست آمدند.

به‌طور کلی دو نوع المان تیر-ستون غیرخطی در برنامه اپنسیس وجود دارد. اولین نوع المان بر مبنای نیرو است که پلاستیسیته در طول عضو توزیع می‌شود که اصطلاحاً به آن المان forceBeamColumn اطلاق می‌شود. دومین نوع شامل المان بر مبنای جابجایی می‌شود که در این المان پلاستیسیته با یک منحنی

بررسی عملکرد لرزه‌ای پایه‌های پل بتن آرمه تقویت شده با ...

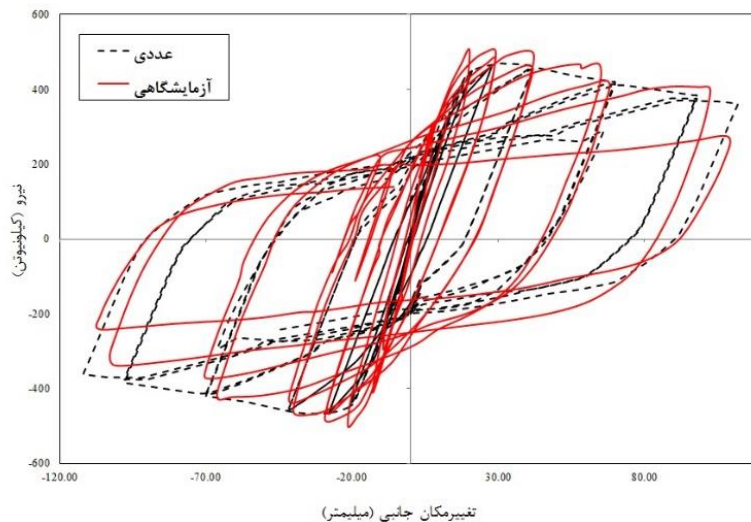
باربری جانبی به نمونه اعمال می‌شود. ظرفیت باربری جانبی با استفاده از تقسیم ظرفیت لنگر خمشی بر طول عضو محاسبه شد. هر سیکل الاستیک در این آزمایش به تعداد دو مرتبه تکرار شد. سیکل‌های غیرالاستیک در سطوح مختلف تغییرمکان جانبی که برابر با ۱، ۱/۵، ۲، ۳، ۵، ۷ و ۸ برابر تغییرمکان تسلیم اعمال شد. در سطوح ۱، ۱/۵ و ۲، هر سیکل به تعداد ۳ مرتبه تکرار و مابقی به تعداد ۲ مرتبه تکرار شدند. آزمایش‌ها تا جایی ادامه پیدا کردند که تسلیم نمونه به دلیل گسیختگی گوشه‌های جدار فولادی یا افت ظرفیت باربری جانبی نمونه تا ۵۰ درصد حداکثر ظرفیت باربری اتفاق بیافتد. در شکل ۷ مقایسه‌ای بین نتیجه‌ی مدل عددی با نمونه-ی آزمایشگاهی در قالب نمودار نیرو-تغییرمکان جانبی انجام شده است. مطابق با این نمودار، حداکثر ظرفیت باربری جانبی نمونه آزمایشگاهی و مدل عددی به ترتیب برابر با ۵۰۸ و ۴۶۹ کیلونیوتن (اختلاف تقریباً ۷ درصدی) بدست آمدند. همچنین سختی اولیه‌ی دو نمونه آزمایشگاهی و عددی نسبت به یکدیگر ۱۱ درصد اختلاف دارند. علاوه بر این، سطح زیر دو منحنی که بیانگر میزان جذب انرژی است برای منحنی آزمایشگاهی برابر با تقریباً ۶۴ کیلوژول و برای نمونه عددی تقریباً برابر با ۶۲/۷ کیلوژول می‌باشد که تقریباً ۲ درصد با یکدیگر اختلاف دارند.

محوری اعمالی به بار نهایی برابر با ۰/۱۱ در نظر گرفته شد. در شکل ۶ جزئیات برپایی نمونه و آزمایش نشان داده شده است.



شکل ۶- جزئیات برپایی آزمایش [۲۴]

در این آزمایش تاریخچه بارگذاری جانبی مطابق با دستورالعمل آئین‌نامه ATC-24 [۲۵] برای آزمایش‌های چرخه‌ای برای اعضای فولادی سازه‌ای در نظر گرفته شد. این تاریخچه شامل سیکل‌های الاستیک و غیرالاستیک می‌شود و سیکل‌های الاستیک با روش کنترل نیرو در سه سطح ۰/۲۵، ۰/۵۰ و ۰/۷۰ برابر ظرفیت



شکل ۷- مقایسه نتیجه مدل عددی و مدل آزمایشگاهی تحت بارگذاری چرخه‌ای

می‌باشند و از سه ضخامت مختلف (۳، ۵ و ۱۰ میلیمتر) برای جدار فولادی استفاده شده است. دو نوع بتن با مقاومت پایین (۱۶ مگاپاسکال) و بتن با مقاومت معمولی (۴۵ مگاپاسکال) برای

۶- معرفی نمونه‌های شبیه‌سازی شده

پس از اعتبارسنجی مدل عددی، مدل عددی برای مطالعات پارامتریک بسط داده می‌شود. تمام نمونه‌ها به بعد ۳۰۵ میلیمتر

دهنده‌ی نمونه‌ای است که فاصله‌ی خاموت برابر با ۳۰ میلیمتر و ضخامت جدار فولادی در آن برابر با ۳ میلیمتر می‌باشد. نمونه‌های مورد آزمایش در جدول ۱ آمده است. در تمام نمونه‌ها از هشت میلگرد طولی با قطر ۱۰ میلیمتر و مدول الاستیسیته ۲۰۰ گیگاپاسکال و با طول کلی ۱۵۰۰ میلیمتر استفاده شده است. هدف اصلی در کلیه‌ی حالات بررسی میزان اثر بخشی پارامترهای اصلی مانند فاصله‌ی خاموت‌ها، مقاومت فشاری مختلف بتن و ضخامت‌های مختلف زره‌پوش فولادی بر میزان شکل‌پذیری و جذب انرژی می‌باشد.

بخش بتنی استفاده شده است. همچنین دو فاصله ۳۰ و ۹۰ میلیمتر برای خاموت‌های عرضی در بتن در نظر گرفته شده است. بدین ترتیب ۱۶ نمونه عددی تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی با بارگذاری جانبی چرخه‌ای قرار داده می‌شوند. حروف اول U و R به ترتیب بیانگر نمونه‌های مرجع و مقاوم‌سازی شده می‌باشند. حروف دوم که با L و M نشان داده شده‌اند بیانگر مقاوم فشاری بتن پایین و معمولی هستند. عدد انتهایی نمونه‌ها مبین فاصله بین خاموت‌ها بر حسب میلیمتر و ضخامت جدار فولادی می‌باشد که به‌عنوان نمونه به صورت ۳-۳۰ نشان داده شده است که نشان

جدول ۱- مشخصات نمونه‌های مورد آزمایش و نتایج تحلیل‌های عددی

شماره	نام نمونه	فاصله‌ی خاموت (میلیمتر)	مقاومت فشاری بتن (مگاپاسکال)	ضخامت ورق (میلیمتر)	حداکثر ظرفیت باربری (کیلونیوتن)	سختی الاستیک (کیلونیوتن بر میلیمتر)	شاخص جذب انرژی (کیلوژول)
۱	UL30	۳۰	۱۶	-	۸۰/۶	۴/۸	۵/۳
۲	UL90	۹۰	۱۶	-	۷۰/۷	۳/۹	۵/۲
۳	UM30	۳۰	۴۵	-	۹۷/۷	۵/۸	۴/۸
۴	UM90	۹۰	۴۵	-	۸۵/۷	۴/۴	۴/۶
۵	RL30-3	۳۰	۱۶	۳	۱۱۴/۳	۱۰/۱	۶/۷
۶	RL30-5	۳۰	۱۶	۵	۱۴۶/۲	۱۱/۷	۷/۶
۷	RL30-10	۳۰	۱۶	۱۰	۱۶۸/۶	۱۶/۰	۷/۷
۸	RM30-3	۳۰	۴۵	۳	۲۴۶/۶	۱۴/۱	۶/۳
۹	RM30-5	۳۰	۴۵	۵	۳۰۷/۸	۲۱/۹	۷/۵
۱۰	RM30-10	۳۰	۴۵	۱۰	۳۷۷/۸	۲۸/۱	۷/۳
۱۱	RL90-3	۹۰	۱۶	۳	۱۰۸/۲	۹/۳	۶/۵
۱۲	RL90-5	۹۰	۱۶	۵	۱۳۱/۳	۹/۱	۷/۵
۱۳	RL90-10	۹۰	۱۶	۱۰	۱۵۸/۰	۱۰/۵	۷/۶
۱۴	RM90-3	۹۰	۴۵	۳	۱۹۶/۷	۱۳/۶	۶/۲
۱۵	RM90-5	۹۰	۴۵	۵	۲۴۰/۸	۲۲/۱	۷/۴
۱۶	RM90-10	۹۰	۴۵	۱۰	۲۹۳/۸	۲۶/۶	۷/۳

۷- نتایج

۷-۱- رفتار نیرو-تغییر مکان

به میزان ۲۸ درصد، ظرفیت باربری جانبی کمتری برخوردار است همچنین میزان جذب انرژی نمونه‌ی UL90 نسبت به نمونه‌ی UM30 به میزان ۲۹ درصد کمتر بدست آمده است. در شکل ۹ مقایسه‌ای بین نمونه‌های دارای فاصله‌ی خاموت ۳۰ میلیمتر با دو نوع بتن کم مقاومت و معمولی انجام گرفته است. بر این اساس مشاهده می‌شود که در صورت استفاده از بتن با مقاومت فشاری ۴۵ مگاپاسکال و فاصله‌ی خاموت ۳۰ میلیمتر که با جدار فولادی به ضخامت ۱۰ میلیمتر مقاوم‌سازی شود، دارای بیشترین ظرفیت باربری به میزان ۳۷۷/۸ کیلونیوتن است که نسبت به نمونه‌ی RL30-10 از

در تمام نمونه‌ها از هشت میلگرد فولادی طولی به قطر ۱۰ میلیمتر و خاموت فولادی به قطر ۶ میلیمتر استفاده شده است. در نمودار شکل ۸ مقایسه‌ای بین رفتار نیرو-تغییر مکان جانبی نمونه‌های مرجع بدون جدار فولادی با دو نوع بتن و فاصله‌ی بین خاموت انجام گرفته است. مطابق با این شکل، نمونه‌ی با بتن کم مقاومت و فاصله‌ی خاموت ۹۰ میلیمتر دارای کمترین ظرفیت باربری (۷۰/۷ کیلونیوتن) در بین نمونه‌های بدون جدار فولادی می‌باشد که نسبت به نمونه‌ی UM30

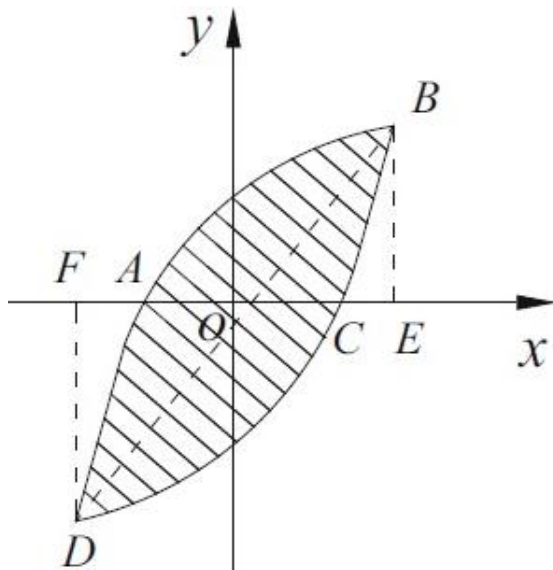
۷-۲- ظرفیت جذب انرژی

ظرفیت جذب انرژی سازه‌ها یا اعضا اغلب با استفاده از ضریب استهلاک انرژی (E) و ضریب میرایی ویسکوز معادل (h_e) اندازه‌گیری می‌شود. این دو پارامتر مطابق با دو رابطه (۷) و (۸) تعریف می‌شوند.

$$E = \frac{S_{(ABC+CDA)}}{S_{(OBE+ODF)}} \quad (۷)$$

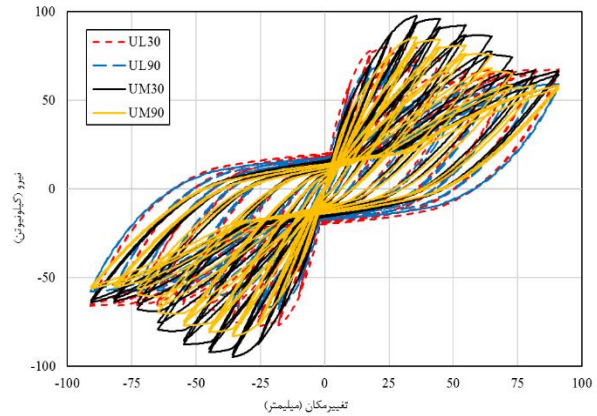
$$h_e = \frac{1}{2\pi} \times \frac{S_{(ABC+CDA)}}{S_{(OBE+ODF)}} \quad (۸)$$

پارامترهای معرفی شده در این دو رابطه در شکل ۱۱ نشان داده شده است. با توجه به شبیه‌سازی‌های عددی، مقادیر جذب انرژی مطابق با روابط بیان شده محاسبه شدند که در جدول ۱ ارائه شدند. بر این اساس کمترین و بیشترین میزان جذب انرژی در نمونه‌های مرجع به ترتیب برابر با ۹/۶ و ۱۴/۳ کیلوژول می‌باشد که به ترتیب مربوط به نمونه‌های UL90 و UM30 می‌باشند. نکته‌ی قابل ذکر در این بخش این است که با افزایش فاصله خاموت از ۳۰ میلیمتر به ۹۰ میلیمتر در نمونه با بتن کم مقاومت، جذب انرژی به میزان ۱۸ درصد کاهش یافته است که این اختلاف در نمونه با بتن با مقاومت ۴۵ مگاپاسکال به ۶ درصد رسید. در بین نمونه‌های با مقاومت کم، بیشترین میزان جذب انرژی مربوط به نمونه‌ی RL30-10 با ۲۵/۸ کیلوژول می‌باشد که با افزایش مقاومت فشاری بتن این مقدار به میزان ۱۱۴ درصد افزایش می‌یابد.

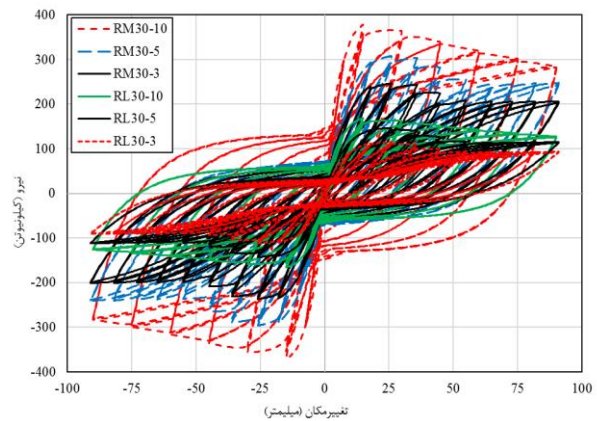


شکل ۱۱- پارامترهای تعریف شده در دو رابطه‌ی (۷) و (۸)

ظرفیت باربری ۲/۲۵ برابر بر خوردار است. با مقایسه‌ی ظرفیت نمونه‌ها در شکل ۱۰ برای نمونه‌های با فاصله‌ی خاموت ۹۰ میلیمتر می‌توان دریافت که با تغییر بتن و افزایش ضخامت جدار فولادی از ۳ میلیمتر به ۱۰ میلیمتر می‌توان افزایش ۲/۷ برابری در ظرفیت باربری نمونه ایجاد نمود.

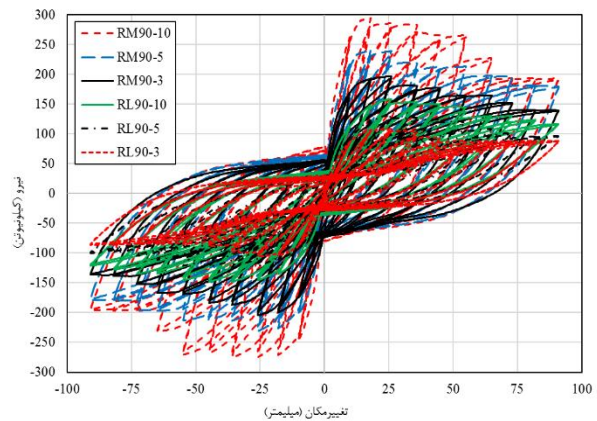


شکل ۸- منحنی نیرو-تغییر مکان نمونه‌های بدون جدار فولادی



شکل ۹- منحنی نیرو-تغییر مکان نمونه‌های با فاصله‌ی خاموت ۳۰

میلیمتر



شکل ۱۰- منحنی نیرو-تغییر مکان نمونه‌های با فاصله‌ی خاموت

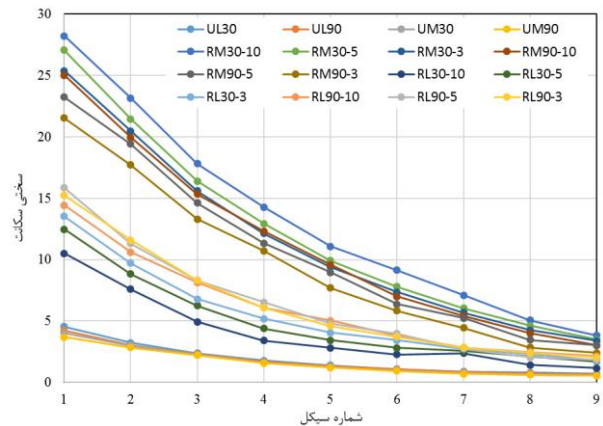
۹۰ میلیمتر

۳-۷- سختی

کاهش سختی می‌تواند در ظرفیت مقاومت تا خرابی عضو که با استفاده از سختی سکانت اندازه‌گیری می‌شود، تأثیرگذار باشد. سختی سکانت در واقع نسبت بار بیشینه در هر سطح از بارگذاری و تغییر مکان‌های متناظر در جهت مثبت و منفی می‌باشند. این سختی با استفاده از رابطه (۹) محاسبه می‌شود.

$$K_i = \frac{|+F_i| + |-F_i|}{|+X_i| + |-X_i|} \quad (9)$$

در این رابطه، F_i و X_i به ترتیب بار بیشینه و تغییر مکان متناظر است. کاهش سختی نمونه‌ها در شکل ۱۲ نشان داده شده است. بر این اساس، با انجام مقاوم‌سازی، سختی در تمام سیکل‌های بارگذاری به مراتب بیشتر از حالت عادی بدون جدار فولادی است. در اکثر نمونه‌ها در طول سه سیکل اول کاهش شیب سختی سکانت بیشترین مقدار را دارد که بتدریج مقدار شیب کاهش سختی سکانت کمتر می‌شود.



شکل ۱۲- تغییرات سختی در سیکل‌های مختلف نمونه‌های عادی و مقاوم‌سازی

۸- نتیجه‌گیری

امروزه به خاطر هزینه‌های بالای ساخت و استفاده ایمن از سازه‌هایی که براساس آیین‌نامه‌های گذشته طراحی و اجرا شده‌اند، تمرکز بیشتری بر مسائل مقاوم‌سازی و ارائه پیشنهادات در این زمینه شده است. از این رو در این تحقیق به بررسی روش استفاده از جدارهای فولادی برای مقاوم‌سازی ستون‌های ضعیف در سازه، تحت نیروی محوری فشاری و برشی پرداخته شده است. در این مطالعه به بررسی تأثیر متغیرهایی نظیر ضخامت جداره فولادی،

فاصله بین خاموت‌ها و مقاومت فشاری بتن پرداخته شده است. ۱۶ مدل عددی در برنامه‌ی المان محدود اپنسیس تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار داده شدند و نتایج در قالب رفتار نیرو-تغییر مکان، جذب انرژی و سختی مورد بررسی و بحث قرار گرفت. مهم‌ترین یافته‌های تحقیق در ادامه ذکر شدند.

الف) در نمونه‌های تحت نیروی محوری استفاده از جدارهای فولادی بیشتر بر روی بهبود شکل‌پذیری ستون بتن مسلح تأثیرگذار خواهد بود و این تأثیر در ستون‌های دارای بتن با مقاومت فشاری کمتر، بیشتر است. این افزایش شکل‌پذیری به دلیل ایجاد محصور-شدگی بتن توسط جدار ایجاد می‌شود، البته این پدیده باعث افزایش مقاومت ستون نیز خواهد شد و در نمونه‌های تحت نیروی برشی، شکل‌پذیری و مقاومت ستون به نحو مناسبی افزایش یافته است.

ب) با روکش کردن مقطع، بتن موجب جلوگیری از کماتش موضعی پوسته فولادی به طرف داخل شده و در نتیجه کماتش موضعی پوسته فولادی را به تعویق می‌اندازد. همچنین به علت محصور نمودن بتن تعداد چرخه‌های پایدار تحت بارگذاری جانبی به مراتب بیشتر از ستون‌های معمولی است.

ج) نمونه با مقاومت فشاری ۱۶ مگاپاسکال نسبت به سایر نمونه‌های این نوع بتن دارای حلقه‌های چرخه‌ای حجیم‌تر و افت کمتر در مقاومت است و سطح زیر منحنی بیشتری داراست که نشانه‌ی شکل‌پذیرتر بودن و جذب انرژی بیشتر آن می‌باشد. همچنین تأثیرگذاری روکش فولادی بر روی بتن‌های کم مقاومت نسبت به سایر بتن‌های با مقاومت فشاری بزرگ‌تر، بیشتر است.

د) تأثیر فاصله خاموت نسبت به مقاومت فشاری بتن در رفتار دوره-ای نمونه کمتر است. به طوری که تغییرات کمتری در جذب انرژی و ظرفیت باربری نسبت به تغییر در مقاومت فشاری بتن در نمونه‌های مقاوم‌سازی شده ایجاد می‌کند.

۹- مراجع

- [1]. Richart, F.E.; Brantzaeg, A.; and Brown, R.L., "A study of the failure of concrete under combined compressive stresses." Bulletin No. 185, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, April, (1928).
- [2]. Priestley, M. J. N., Seible, F., Xiao, Y., Verma, R. "A Steel Jacket Retrofitting of Reinforced Concrete Bridge Columns for Enhanced Shear

- [15]. H. Hu, C. Huang, M. Wu, Y. Wu, "Nonlinear analysis of axially loaded concrete-filled tube columns with confinement effect", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 129, (10), 1322–1329, (2003).
- [16]. G. Giakoumelis, D. Lam, "Axial capacity of circular concrete-filled tube columns", *Journal of Constructional Steel Research*, 60, (7), 1049–1068, (2004).
- [17]. Johansson, M., Gylltoft, K. "Structural Behavior of Slender Circular Steel-Concrete Composite Column Under Various of Load Application", *Steel and Composite Structures*, Vol. 1(4), pp. 393-410, (2001).
- [18] Tort, C., J. F. Hajjar, Mixed finite-element modeling of rectangular concrete-filled steel tube members and frames under static and dynamic loads. *Journal of structural engineering*, 2009. 136(6): pp. 654–664.
- [19] Denavit, M. D., J. F. Hajjar, Characterization of behavior of steel-concrete composite members and frames with applications for design. Newmark Structural Engineering Laboratory. University of Illinois at Urbana-Champaign. 2014.
- [20] Chang, G. A., J. B. Mander, Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns: Part I-Evaluation of seismic capacity. National Center for Earthquake Engineering Research Buffalo, NY. 1994.
- [21] Tsai, W. T. Uniaxial Compressional Stress-Strain Relation of Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 1988. 114(9): pp. 2133–2136.
- [22] Shen, C.P., I. H. Mamaghani, E. Mizuno, T. Usami, Cyclic Behavior of Structural Steels. II: Theory. *Journal of Engineering Mechanics*, 1995. 121(11): pp. 1165–1172.
- [23]. Mazzoni S, McKenna F, Scott MH, Fenves GL. "Open system for earthquake engineering simulation (OpenSEES) command language manual"; (2007).
- [24]. Varma, A.H., J.M. Ricles, R. Sause, and L.W. Lu, Seismic behavior and modeling of high-strength composite concrete-filled steel tube (CFT) beam-columns, *J. Constr. Steel Res*, 2002. 58: p. 725–758.
- [25] ATC-24, guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures. Redwood City (CA): Applied Technology Council, 1992.
- [26]. Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R., "Theoretical stress-strain model for confined concrete." *ASCE Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804-1826, (1988).
- Strength-Part 1: Theoretical Considerations and Test Design", *ACI Structural Journal*, Vol. 91(4), pp. 394–405, (1994).
- [3]. Aboutaha, R. S., Engelhardt, M. D., Jirsa, J.O., Kreger, M.E. "Retrofit of Concrete Columns with Inadequate Lap Splices by the Use of Rectangular Steel Jackets", *Earthquake Spectra*, Vol.12, pp. 693-714, (1996).
- [4]. Aboutaha, R. S., Engelhardt, M. D., Jirsa, J.O., Kreger, M.E. "Rehabilitation of Shear Critical Concrete Columns by Use of Rectangular Steel Jackets", *ACI Structural*, Vol.96, pp. 68-78, (1999).
- [5]. Xiao, Y., Wu H. "Retrofit of Reinforced Concrete Columns Using Partially Stiffened Steel Jackets". *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 129(6), pp. 725-732, (2003).
- [6]. Ichinose, L., Watanabe, E., and Nakai, H. "An experimental study on creep of concrete filled steel pipes." *J. Constr. Steel Res.*, 57(4), 453–466, (2001).
- [7]. Han, L., and Yang, Y. "Analysis of thin-walled steel RHS columns filled with concrete under long-term sustained loads." *Thin-Walled Struct.*, 41(9), 849–870, (2003).
- [8]. Denavit M, Hajjar J. "Nonlinear seismic analysis of circular concrete-filled steel tube members and frames". *Journal of Structural Engineering* 138(9): 1089–1098, (2012).
- [9] Thermou, G.E. and I. Hajirasouliha, Compressive behaviour of concrete columns confined with steel-reinforced grout jackets. *Composites Part B*, 2018. 138: p. 222–231.
- [10] Xu, C., S. Peng, J. Deng and C. Wan, Study on Seismic Behavior of Encased Steel Jacket-strengthened Earthquake-damaged Composite Steel-concrete Columns. *Journal of Building Engineering*, 2018. 17: p. 154-166.
- [11] Li, W., H. Liang, Y. Lu, J. Xue, Z. Liu, Axial behavior of slender RC square columns strengthened with circular steel tube and sandwiched concrete jackets. *Engineering Structures*, 2019. 179: p. 423–437.
- [12] Wang, X.D., J.P. Liu, X.H. Zhou, Behaviour and design method of short square tubed steel-reinforced-concrete columns under eccentric loading. *J Constr Steel Res*, 2016.116: p. 193–203.
- [13] Sezen, H. and E.A. Miller, Experimental evaluation of axial behavior of strengthened circular reinforced-concrete columns. *J Bridge Eng*, 2011.16(2): p. 238–247.
- [14]. C. Huang, Y. Yeh, H. Hu, K. Tsai, Y. Weng, S. Wang, M. Wu, "Axial load behavior of stiffened concrete-filled steel columns", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 128, (9), 1222–1230, (2002).

Investigation of seismic performance of strengthened concrete bridge piers with steel jacketing method

Mehdi Ebadi Jamkhaneh *

Ph.D. graduate, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran.

Masoud Ahmadi

Ph.D. graduate, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran.

Ali Kheyroddin

Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran.

Abstract

One of the most useful methods for improving the seismic performance of concrete columns with insufficient shear strength is the use of a steel plate around the concrete column which by decreasing the crack and direct effect on shear force tolerance lead to improve the seismic performance. In this paper, the seismic behavior of specimens under cyclic loads was investigated in terms of force-displacement behavior, energy absorption and ductility. In this regard, the finite element method was used in OpenSEES program. At first, an experimental specimen was used to validate the numerical model and then, numerical model of the finite element was developed after proper matching of the responses with the experimental model and assurance of the type of loading, displacement boundary conditions, and the type of applied elements. The main parameters in these studies were the thickness of the steel jacketing, the spacing between the stirrups and the compressive strength of the concrete. The results of numerical studies showed that in the case of use of low strength concrete and the minimum thickness of steel plate, energy absorption, ductility and maximum load-bearing capacity can be 4.40, 1.66 and 2.5 times higher than reference model.

Keywords: Rehabilitation, Steel jacket, Ductility, Cyclic Loading.

* Corresponding Author: mehdi.ebadi@semnan.ac.ir