



بررسی تغییرات ضخامت ورق فولادی بر رفتار دیوار برشی مرکب

فرزاد حاتمی^۱، سید مجیدرضا صهری^۲

چکیده

دیوارهای برشی مرکب که از یک لایه ورق فولادی نازک به همراه پوششی از بتن آرمه در یک و یا دو طرف ورق فولادی ساخته می‌شود، نسل سوم دیوارهای برشی مقاوم در برابر بارهای جانبی محسوب شده که علاوه بر افزایش مقاومت، شکل‌پذیری و جذب انرژی، بسیار اقتصادی و مقرون به صرفه بوده و در ساخت ساختمان‌های بلندمرتبه، مقاوم‌سازی ابنیه و نیز مخازن مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این مقاله سعی شده است تا اثر تغییر ضخامت صفحه فولادی بر رفتار دیوار برشی مرکب در حالت‌های مختلف قرارگیری برش گیرها مورد بررسی قرار گیرد. بدین منظور چندین مدل مختلف شامل قاب خمشی و دیوار برشی فولادی و مرکب توسط مدل‌های عددی و آزمایشگاهی ساخته و تحلیل گردید. در دیوار برشی مرکب، تعداد لایه‌های پوشش بتن آرمه، فاصله بین برش گیرها و نسبت ضخامت ورق فولادی به ضخامت لایه بتنی به عنوان متغیر در نظر گرفته شد. افزایش نسبت ضخامت ورق فولادی به لایه بتنی تا حد ضخامت بهینه منجر به کاهش میزان تغییر مکان خارج از صفحه ورق فولادی شده و بیش از آن تأثیری در عملکرد دیوار برشی مرکب نخواهد داشت. همچنین استفاده از دو لایه پوشش بتنی در دو سمت ورق فولادی اثرات خمش ثانویه را تا حدودی کاهش می‌دهد.

کلمات کلیدی:

دیوار برشی فولادی، دیوار برشی مرکب، پس کمانش، برشگیر، پوشش بتنی، ضخامت ورق فولادی

Evaluation of Steel Plate Thickness on Composite Steel Plate Shear Wall Farzad Hatami, Majid Sehri

ABSTRACT

Composite Steel plate shear walls (C.S.S.W.) have been used in structures as a lateral resisting system that it's building by concrete cover on one or both sides of steel plate. This system that identified as the 3rd version of the shear walls, by increasing of stiffness, ductility & energy absorption is widely used in tall building, retrofitting of structures and tanks.

In this paper, evaluation of concrete layer to steel plate thickness ratio has been investigated on C.S.S.W. behavior. In this regard, some experimental and analytical specimens involved of flexible steel frame, steel shear wall & steel plate shear wall composited with reinforced concrete layer are built and tested using a rigid frame and actuator. The variable parameters on composite shear wall were the number of concrete layer, distance between studs and ratio of steel plate to of concrete layer thickness. The results show that the stiffness of composite shear wall has direct proportion to concrete layer thickness and has inverse proportion to distance between studs. Increasing on proportion of thickness of steel plate to thickness of concrete layer until optimum thickness reduced the displacement of out of plate and beyond which there would be no merit. On the other hand, usage of two concrete layers on two side of steel plate was reduced effect of secondary bending.

Key words:

Steel Shear Wall, Composite Shear Wall, Post Buckling, Stud, Reinforced Concrete Layer, Steel Plate Thickness

۱. دکتری مهندسی سازه، عضو هیات علمی پژوهشگاه صنعت نفت hatamif@ripi.ir

۲. کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر (پلی تکنیک) sehrimajid@yahoo.com

۱- مقدمه

استفاده از دیوار برشی به اشکال گوناگون بتن مسلح، فلزی و یا ترکیب این دو به عنوان سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی روشی متداول در سازه‌ها می‌باشد.

تا حدود ۳۰ سال تنها دیواربرشی بتن مسلح مورد استفاده قرار می‌گرفت، اما در طی سه دهه اخیر مطالعات و تحقیقات گسترده‌ای روی دیوارهای برشی فلزی صورت گرفته است که منجر به استفاده روزافزون این سیستم ابتکاری هم در سازه‌های نوساز و هم برای مقاوم سازی سازه‌های موجود شده است.

یک دیوار برشی با هسته مرکزی ورق فولادی، مشابه یک تیر ورق طره‌ای است که به صورت یک سیستم مقاوم در برابر بار جانبی برای ساختمان‌های با ارتفاع متوسط یا بلند به کار می‌رود. سیستم شامل پانل‌های مجزاست که هر پانل در داخل دو تیر و ستون جانبی محاط شده است. مقاومت مجموعه نیز از طریق عمل میدان کشش قطری (Diagonal tension field) به وجود آمده در ورق فلزی در ترکیب با عمل خمشی قباب انجام می‌شود. آیین‌نامه کانادائی ضوابط طراحی سازه‌های فولادی (CAN/CSA - S 16.1 - 1994) این سیستم را تأیید کرده و راهنمائی‌های لازم را برای آنالیز و طراحی ارائه می‌دهد.

این سیستم نوین در عین حال که قابلیت سایر سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی مانند قباب خمشی، مهاربندی هم‌محور و مهاربندی برون‌محور را دارا می‌باشد به لحاظ میزان مصرف فولاد و همچنین اجرای ساده‌تر و سطح تمام شده تمیزتر برتر از سایر سیستم‌ها می‌باشد.

بررسی‌های انجام شده نشانگر آنست که این سیستم تا حدود ۵۰ درصد در میزان فولاد مصرفی نسبت به قباب خمشی فولادی به‌صرفه‌تر بوده و این نسبت در مورد مهاربندی‌های هم‌محور حدود ۱۵ درصد می‌باشد.

در مقایسه این نوع سیستم با دیوارهای بتن‌مسلح نیز به لحاظ کاهش وزن سازه و به دنبال آن کاهش میزان نیروی زلزله موثر بر سازه، اقتصادی‌تر بودن آن را توجیه می‌کند.

دیوار برشی فلزی از نظر سختی برشی از انواع سیستم‌های

مهاربندی از جمله X شکل - سخت‌تر می‌باشد و با توجه به امکان ایجاد بازشو در هر نقطه از آن، کارائی همه سیستم‌های مهاربندی را از این نظر دارا می‌باشد. همچنین رفتار سیستم در محیط پلاستیک و میزان جذب انرژی آن نسبت به سیستم‌های مهاربندی بهتر است. در این سیستم به علت یکپارچگی بیشتر به ویژه در مقایسه با سیستم مهاربندی، توزیع تنش‌ها یکنواخت‌تر شده که رفتار همگن و مطلوب تری در محیط پلاستیک به دنبال خواهد داشت. یکی از مسایل مرتبط با این نوع سیستم‌ها، کماتش خارج از صفحه ورق فولادی می‌باشد که باعث ایجاد خطوط قطری در صفحه فلزی می‌گردد، افزایش و توزیع یکنواخت‌تر این خطوط باعث بالا رفتن ظرفیت برشی سیستم می‌شود. استفاده از این قابلیت به دو شیوه کلی امکان‌پذیر است:

- استفاده از شبکه‌های فلزی به عنوان سخت‌کننده که به ورق فلزی متصل می‌شود (SSW).

- استفاده از پوشش بتنی پیش ساخته یا درجا که با برش گیر به ورق فلزی متصل می‌شود (CSSW).

دیوار برشی مرکب (CSSW)، شامل یک صفحه فولادی است که معمولاً در طرفین آن از پوشش بتنی استفاده می‌شود، البته این پوشش می‌تواند فقط در یک طرف صفحه فولادی نیز قرار گرفته و اتصال بتن پوشش به صفحه فولادی با زائده‌های برشی (برش گیرها) مانند گل میخ و ... برقرار گردد.

دیوارهای برشی مرکب نیز خود به دو نوع دیوار برشی مرکب بدون درز و دیوار برشی مرکب با درز تقسیم می‌گردند. استفاده از این نوع سیستم‌ها باعث افزایش سختی و شکل‌پذیری و کاهش وزن ساختمان نیز می‌شود. همچنین این سیستم‌ها در مقابل بارهای لرزه‌ای نیز رفتار بسیار مناسبی از خود نشان می‌دهند.

در هر دو سیستم دیوار برشی فولادی و مرکب پدیده پس کماتش وجود خواهد داشت با این تفاوت که در حالت دیوار برشی فولادی، کماتش به صورت کلی است و از مقاومت ناحیه محدودی از سطح ورق فولادی استفاده

دانشگاه UBC کانادا یک سری از آزمایشات بارگذاری چرخه‌ای توسط میز لرزان روی نمونه‌های دیوار برشی فولادی را تکمیل کرده‌اند (لوبل ۱۹۹۷ و ۲۰۰۰)، (رضائی ۱۹۹۹) و (رضائی و همکاران ۱۹۹۸ و ۲۰۰۰) [۶]، [۷]، [۸]. در این مطالعات، بارهای برشی چرخه‌ای به دو نمونه یک طبقه اعمال شده‌اند. این نمونه‌ها در ترکیب با قاب خمشی اطراف خود یک سیستم دوگانه تشکیل می‌دادند. دو نمونه تنها در جزئیات صفحه اتصال پایه و تیر بالایی اختلاف داشتند. برای نمونه دوم، اتصال پایه و تیر فوقانی قوی تری، استفاده شده بود. نمونه‌های یک طبقه تغییر شکل غیرخطی بالا با شکل‌پذیری حدود ۶ داشتند و اضافه مقاومت حدود ۱/۵ بود. محققان استنباط کردند که نتایج این دو نمونه یک طبقه نشانگر آن است که صفحات فولادی دیوار از طریق ایجاد مهارهای قطری طبقه که منجر به کم شدن دوران در محل اتصال تیر به ستون می‌شود، نیاز به استفاده از عملکرد مقاومتی قاب خمشی را کاهش می‌دهد.

- تحقیقات در ژاپن

تاکاناشی و همکاران (۱۹۷۳) و میمورا و آکیاما (۱۹۷۷) [۹]، [۱۰]، ۱۲ نمونه یک طبقه و ۲ نمونه دو طبقه را آزمایش کردند. ۱۲ نمونه یک طبقه حدود ۲/۱ متر عرض و ۰/۹ متر ارتفاع داشتند. آنها صفحات فولادی با ضخامت‌های حدود ۲/۳، ۳/۲ و ۴/۵ میلیمتر را استفاده کردند. با مقایسه ابعاد نمونه‌ها با ابعاد متعارف در ساختمان‌ها، نمونه‌ها دارای مقیاس ۴ به ۱ بودند. با استثناء یک نمونه، همه نمونه‌ها سخت‌کننده‌های جوش شده قائم یا قائم و افقی در یک یا هر دو طرف صفحه فولادی داشتند. قابهای مرزی از نوع بسیار سخت با اتصالات پیچی بودند. نمونه‌ها در امتداد مورب برای ایجاد بیشترین برش خالص در پانل بارگذاری شده بودند. رفتار نمونه‌ها خیلی شکل‌پذیر بود و رانندگی زوایا در بعضی قسمت‌ها متجاوز از ۰/۱ رادیان بود. مقاومت برشی نمونه با دقت مناسب بوسیله حدتسلیم فون میزس برای

برش خالص به صورت $V_y = \frac{AF_y}{\sqrt{3}}$ به دست می‌آمد.

می‌گردد. در حالی که در دیوار برشی مرکب کماتش از حالت کلی به موضعی تبدیل شده و بدین ترتیب از تمام مقاومت صفحه فولادی استفاده می‌گردد.

۲- مطالعات پیشین

طی بیست سال اخیر، درصد قابل ملاحظه‌ای از تحقیقات در امریکای شمالی و ژاپن بر روی رفتار این دیوارها حین بارهای رفت و برگشتی و مدل‌های تحلیلی این دیوارها متمرکز شده است.

با وجود اینکه داده‌های تحقیقاتی با ارزشی از این نوع سیستم در دسترس بوده و ضمن اینکه تعداد زیادی از ساختمان‌های مهم نیز بر مبنای این سیستم سازه‌ای بنا شده است، اطلاعات مربوط به طراحی لرزه‌ای این سیستم در آئین‌نامه‌های لرزه‌ای موجود بسیار محدود می‌باشد.

- تحقیقات در کانادا

محققان دانشگاه آلبرتا (تیملر و کولاک ۱۹۸۷)، (کولاک ۱۹۹۱) و (دراپور و همکاران ۱۹۹۸) [۱]، [۲]، [۳]، [۴] آزمایشاتی را با بارگذاری یکنواخت و چرخه‌ای بر روی دیوارهای برشی بدون سخت‌کننده انجام دادند. نتایج این آزمایش‌ها نشانگر شکل‌پذیری زیاد و اضافه مقاومت بالای این سیستم بود. توربون و همکاران (۱۹۸۳) [۵] بر مبنای مطالعات سایر محققان، معادله‌ای را برای زاویه تمایل میدان کششی پیشنهاد کردند. آزمایش نشان می‌داد که معادله پیشنهاد شده به قدر کافی دقیق است. دراپور و همکاران (۱۹۹۶ و ۱۹۹۸) گزارشی از نتایج آزمایش بارگذاری چرخه‌ای نمونه دیوار برشی چهار طبقه ارائه دادند. نمونه آزمایش در در مقیاس ۱ به ۲ ساخته شده بود که از طریق اتصال جوشی صفحه فولادی دیوار برشی با یک قاب خمشی ویژه، سیستم دوگانه تشکیل شده بود. پاسخ هیستریزس پانل طبقه اول از دیوار برشی نشانگر آن بود که در چرخه بیستم، به دلیل فزونی تغییر شکل‌های بزرگ، کماتش موضعی در بال ستون ایجاد شده که در ادامه باعث شکست نمونه شده است با این وجود رفتار نمونه پیش از شکست بسیار شکل‌پذیر بوده است. محققان

دو نمونه آزمایش شده دو طبقه به وسیله تاکاناشی و همکاران (۱۹۷۳)، برای نشان دادن عملکرد دیوارهای برشی فولادی برای ساختمان های بلند، طراحی شده بودند. این نمونه‌ها در مقیاس واقعی آزمایش شدند. یک نمونه با بازشو و دیگری بدون بازشو بود. نمونه با بازشو دارای ضخامت حدود ۶ میلیمتر بود در حالی که ضخامت نمونه بدون بازشو حدود ۴/۵ میلیمتر بود. برای این نمونه‌ها نیز نتایج رابطه فون میزس و نتایج آزمایشگاه بسیار نزدیک به یکدیگر بودند. محققان به این نتیجه رسیدند که روابط مرسوم تیورورق می‌تواند برای محاسبه سختی و مقاومت سخت‌کننده دیوار برشی استفاده شود.

ساگی و یامادا (۱۹۹۶) [۱۱] نتایج آزمایشات چرخه‌ای و یکنواخت را روی ۱۴ دیوار برشی فولادی ارائه دادند. نمونه‌ها در مقیاس ۱۰ به ۱ و در دو طبقه بودند. قاب‌های مرزی، قاب‌های مرکب با مقطع فولادی I شکل - که در مقاطع بتن‌آرمه مستطیل شکل - بودند، بود. نتایج بیانگر آن بود که همه نمونه‌ها در پاسخ هیستریزس خود به دلیل کماتش فشاری قطری شاهد افت در نمودار هیستریزس خود بودند. توری و همکاران (۱۹۹۶) [۱۲] مطالعاتی را تحت عنوان کاربرد فولاد با حد تسلیم پائین در دیوارهای برشی فولادی برای سازه‌های بلند مرتبه انجام داده‌اند.

از تجربیات با ارزشی که بر روی دیوارهای برشی فولادی با تنش حد تسلیم پایین (LYP) انجام شده آزمایشهای انجام شده در سال ۲۰۰۶ توسط شنگ جین چن و چوان جانگ بود. [۱۳] آنها بر روی رفتار چرخه‌ای فولاد با تنش حد تسلیم پایین در دیوارهای برشی فولادی تحقیق کردند. همچنین اثر نسبت عرض به ضخامت صفحه فولادی و طرح اتصال تیر به ستون در قاب‌های مرزی نیز مورد آزمایش قرار گرفت. نتیجه مهم گرفته شده این بود که نوع اتصال تیر به ستون در قاب‌های مرزی تأثیر چندانی بر شکل‌پذیری نخواهد داشت [۱۴].

در ضمن این محققان پیشنهاد کردند که بهتر است تا نسبت عرض به ضخامت و یا ارتفاع به ضخامت در جهت اطمینان زیر عدد ۱۰۰ باشد تا محدوده الاستیک و

غیرالاستیک بودن بهتر نمایان شود [۱۵].

در سال ۲۰۰۶ جین چن و جانگ، یک مدل نواری دو نیرویی که دارای مقاومت در برابر نیروهای کششی و فشاری بود را پیشنهاد کردند تا رفتار الاستیک و همچنین غیرالاستیک سیستم دیوار برشی فولادی را بتوانند شبیه‌سازی نمایند. بر پایه این مدل تحلیلی ساده، مدل‌های عددی تحلیل گردید و ارتباط بسیار خوبی بین نتایج تحلیل مدل‌های عددی و مدل‌های آزمایشگاهی به دست آمد [۱۶].

- تحقیقات در انگلستان

صبوری و روبرتز (۱۹۹۲) و روبرتز (۱۹۹۵) [۱۷]، [۱۸] نتایج ۱۶ آزمایش پانل برشی فولادی با بارگذاری قطری را گزارش داده‌اند. نمونه‌ها در این آزمایشات شامل صفحات فولادی بودند که در درون یک قاب چهار مفصلی قرار گرفته و متصل شده بودند. بعضی از پانل‌ها نیز دارای سوراخ بودند. آزمایشات نشان داد که همه پانل‌ها شکل‌پذیری کافی را دارا بوده و چهار تکیه‌گاه، بارهای غیرخطی بزرگ را تحمل می‌کنند. حلقه‌های هیستریزس در مقاله روبرتز (۱۹۹۲) نشان می‌دهد که بدون کمترین کاهش در مقاومت، شکل‌پذیری نمونه‌ها به بیش از ۷ می‌رسد. یکی از جنبه‌های جالب این برنامه آزمایشی تحقیق اثر سوراخ در مقاومت و سختی دیوار بود. محققان به این نتیجه رسیدند که مقاومت و سختی با افزایش ابعاد سوراخ به طور خطی کاهش می‌یابد.

- تحقیقات در ایالات متحده

الغالی و تیم محققین او، (کاسسه و همکاران ۱۹۹۳)، (الغالی و کاسسه ۱۹۹۳)، و (الغالی ۱۹۹۸) [۱۹]، [۲۰]، [۲۱]، [۲۲] یک سری از مطالعات را روی دیوارهای برشی صفحه فولادی انجام دادند. بخش تجربی این تحقیقات شامل آزمایش چرخه‌ای، ۶ نمونه ۳ طبقه و یک دهانه بود که بار چرخه‌ای در تراز بام به صورت افقی وارد می‌شد. نمونه‌ها حدوداً در مقیاس ۱ به ۴ و دیوارهای برشی فولادی بدون سخت‌کننده بودند.

در سال ۲۰۰۱ تا ۲۰۰۳ نیز دو بررسی جداگانه نیز در

دانشگاه برکلی توسط آقای دکتر آستانه و همکارش بر روی رفتار دیوارهای برشی فولادی معمولی و دیوارهای برشی مرکب صورت گرفته است که دو سازه ۳ طبقه با مقیاس ۱ به ۲ تحت بارهای چرخه‌ای قرار گرفتند، که هدف آن تعیین و تبیین توصیه‌های طراحی لرزه‌ای در این زمینه بود [۲۴]، [۲۵].

- تحقیقات در ایران:

علی‌نیا و همکاران در سال ۲۰۰۴ تا ۲۰۰۶ بررسی‌هایی به صورت عددی بر روی رفتار دیوارهای برشی فولادی نازک انجام دادند. نتایج نشان داد که سختی پیچشی اعضای مرزی به عنوان قاب محیطی بسیار تأثیر گذار بر افزایش بار کمانشی الاستیک است اما این سختی پیچشی در مقاومت پس‌کمانش ورق فولادی تأثیر گذار نیست و افزایش سختی ورق فولادی با کمک سخت‌کننده‌ها، یا افزایش ضخامت ورق، تأثیر کمی بر روی افزایش مقاومت نهایی ورق دارد [۲۶]، [۲۷]، [۲۸].

همچنین نتایج مطالعات انجام شده توسط حاتمی و صبوری (سال ۲۰۰۵)، نشان می‌دهد که نوع اتصال تیر به ستون تأثیر مهمی بر روی رفتار صفحات ندارد. [۲۹] در سال ۲۰۰۸ نیز یک سری آزمایشات بسیار متنوع و گسترده توسط حاتمی و رهایی بر روی رفتار دیوارهای برشی مرکب ساخته شده از بتن و فولاد و یا بتن و الیاف پلیمری کربن در مرکز تحقیقات سازه و زلزله دانشگاه صنعتی امیرکبیر انجام گردید که نتایج آن در حال تکمیل و انتشار می‌باشد [۳۰].

۳- معرفی قسمت های مختلف سیستم دیوار برشی مرکب از نظر عملکردی

ورق فولادی به عنوان یک المان اصلی و پایه در دیوارهای برشی مرکب عمل می‌کند. بهتر است این ورق از نوع فولادهای با تنش حد تسلیم پایین تر انتخاب شود به عنوان مثال استفاده از فولاد نرمه (ST37) نسبت به فولادهای با مقاومت بالا ارجح است. زیرا فولادهای با تنش حد تسلیم

پایین تر تمایل بیشتری به تسلیم داشته و زودتر به نقطه تسلیم برشی می‌رسند.

عملکرد لایه‌های بتنی در یک یا دو طرف ورق فولادی برای تحمل برش طبقه با تشکیل میدان فشار قطری امکان پذیر می‌باشد و می‌تواند باعث افزایش سختی و مقاومت گردد. البته عملکرد اصلی لایه بتنی بر روی ورق فولادی جلوگیری از کمانش خارج از صفحه ورق فولادی است تا ورق فولادی بتواند به حد تسلیم برشی خود برسد. وظیفه برش گیرها، اتصال لایه بتنی به ورق فولادی است تا بتن بتواند مانع از کمانش خارج از صفحه ورق فولادی شود. البته امکان دارد در بعضی موارد برش گیرها علاوه بر تحمل برش، وظیفه تحمل کشش ناشی از کمانش موضعی ورق فولادی را نیز بر عهده داشته باشند. برای بتنی که در محل اجرا می‌شود از برش گیرهای جوش شده و برای بتن پیش ساخته از بولت برای وصل کردن صفحات فولادی به بتن استفاده می‌شود.

۴- مشخصات مدل ها و پارامترهای بررسی شده

در جدول (۱) مشخصات مدل‌های ساخته شده از نظر ضخامت پوشش بتنی و آرایش برش گیرها و ضخامت ورق فولادی ارائه گردیده است.

جدول (۱): نامگذاری مدل‌ها (مقادیر بر حسب میلیمتر)

| نام مدل | ضخامت لایه بتنی | تعداد برشگیر | ضخامت ورق فولادی |
|-----------------------|-----------------|--------------|------------------|
| MRF قاب خمشی | — | — | — |
| SSW دیوار برشی فولادی | — | — | ۳ |
| 5-3x3 CSW | ۵۰ | ۹ | ۳ |
| 5-3x8CSW | ۵۰ | ۲۴ | ۳ |
| 5-3x3CSW | ۵۰ | ۹ | ۵ |
| 5-3x8CSW | ۵۰ | ۲۴ | ۵ |
| 5-3x3CSW (10) | ۵۰ | ۹ | ۱۰ |
| 5-3x8CSW (10) | ۵۰ | ۲۴ | ۱۰ |



۵- مشخصات هندسی مدل‌ها

طول دهانه قاب که فاصله مرکز تا مرکز ستون‌های دو طرف است، ۲۰۰۰ میلی‌متر و ارتفاع نیز بین ۱۰۰۰ تا ۲۰۰۰ میلی‌متر می‌باشد که فاصله مرکز تا مرکز تیرهای بالا و پایین است. مقطع تیرها و ستون‌ها نیز از دابل نیم‌رخ IPE200 انتخاب شده که توسط دو ورق تقویتی به ابعاد ۱۲×۱۵۰ میلی‌متر که بر روی بال‌ها قرار می‌گیرد، تقویت شده است. ورق فولادی در داخل قاب مرزی محاط شده و دارای طول و عرض ۱۷۷۶×۱۷۷۶ و ۱۷۷۶×۱۷۷۶ میلی‌متر بوده و همچنین ضخامت این ورق فولادی نیز ۳ و ۵ و ۱۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است.

ضخامت لایه بتنی که به عنوان پوشش بتنی بر روی ورق فولادی قرار گرفته، دو مقدار ۵۰ و ۱۰۰ میلی‌متر می‌باشد. این لایه از اطراف ۳۰ میلی‌متر با قاب مرزی فاصله داشته و دارای طول و عرض ۱۷۱۶×۷۱۶ و ۱۷۱۶×۱۷۱۶ میلی‌متر می‌باشد.

برای برش گیرها از پیچهایی به قطر ۷mm و طول ۱۰۰mm برای اتصال لایه بتنی به ضخامت ۵۰mm به ورق فولادی و از پیچهایی به قطر ۱۰mm و طول ۱۲۰mm برای اتصال لایه بتنی به ضخامت ۱۰۰mm به ورق فولادی استفاده گردید.

برای مسلح نمودن بتن در داخل لایه بتنی به ضخامت ۵۰mm از میلگردهایی به قطر ۶/۵mm با فاصله مرکز به مرکز ۶۰mm و در داخل لایه بتنی به ضخامت ۱۰۰mm از میلگردهایی به قطر ۸mm با فاصله مرکز به مرکز ۸۵mm استفاده شد.

۶- مشخصات مکانیکی مدل‌ها

در تمامی مدل‌ها، فولاد مصرفی در قاب (شامل تیرها و ستون‌ها)، ورق فولادی و برش گیرها از نوع فولاد نرمه (St 37) با تنش حد تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال و تنش حدنهایی ۳۷۰ مگاپاسکال می‌باشد و مدل رفتاری فولاد نیز به صورت دو خطی الاستوپلاستیک است. بتن نیز دارای مقاومت فشاری نمونه استوانه‌ای ۲۸ روزه

۴۵ مگاپاسکال بوده و مقاومت کششی آن نیز معادل ۳ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است.

۷- فرضیات مدل سازی

به منظور تحلیل مدل‌ها فرضیات زیر در نظر گرفته شد:
- نمونه‌ها در تراز تحتانی خود در همه جهات چه از نظر انتقالی و چه از نظر دورانی مقید شده‌اند.
- رفتار فولاد مصرفی اعم از ورق فولادی، تیرها، ستون‌ها و میلگردهای درون بتن به صورت دو خطی فرض شده است. مش بندی مدل‌ها نیز بدین صورت انتخاب شده است که اتصال بال به جان در پروفیل‌های تیرها و ستون‌ها و همچنین اتصال ورق فولادی به المانهای مرزی شامل تیرها و ستون‌ها به صورت صلب می‌باشد. ابعاد مش‌ها نیز حداکثر به صورت ۵۰×۵۰ میلی‌متر است.
المان‌های مورد استفاده در این تحقیق، شامل solid 65 برای مدل نمودن بتن مسلح و در نظر گرفتن ترک خوردگی آن و shell 143 برای ورق فولادی و تیرها و ستون‌ها و Beam 188 برای برش گیرها بود.

۸- بارگذاری

بار اعمال شده بر مدل‌ها به دو صورت زیر منظور شده است.

الف- بارگذاری استاتیکی

الف-۱- بارگذاری استاتیکی تا حد ۶۰۰ کیلونیوتن.
الف-۲- بارگذاری استاتیکی تا حدی که منجر به تخریب مدل گردد.

ب- بارگذاری هارمونیک- با فرکانس $\frac{1}{۶۰}$ هرتز و با دامنه ۶۰۰ کیلونیوتن.

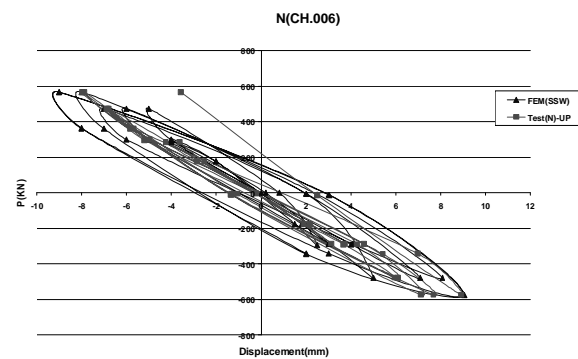
در بارگذاری هارمونیک نحوه اعمال بار بدین صورت است که بار به صورت رفت و برگشتی تغییر جهت داده و میزان فرکانس بارگذاری هارمونیک $\frac{1}{۶۰}$ هرتز است و دامنه آن نیز همان ۶۰۰ کیلونیوتن می‌باشد که به مدت ۵۴۰ ثانیه ادامه می‌یابد.

۹- مقایسه نتایج به دست آمده از مدل عددی و مدل آزمایشگاهی

برای اعتبار سنجی مدل تحلیلی یک نمونه دیوار برشی مرکب به ابعاد 2000×1000 میلیمتر که در آن ضخامت ورق فولادی و لایه بتنی به ترتیب ۳ و ۵۰ میلیمتر و نسبت ارتفاع به دهانه معادل $\frac{1}{4}$ است، تحت بارگذاری هارمونیک قرار گرفت و نمودار بار- تغییر شکل آن ترسیم و با نتایج تحلیل مدل عددی مشابه مقایسه گردید، شکل (۱). این مدل آزمایشگاهی در شکل (۲) به تصویر در آمده است. همانطور که مشاهده می شود اختلاف سطح زیر منحنی هیستریسیس برای مدل های عددی و آزمایشگاهی کمتر از ۸٪ است.



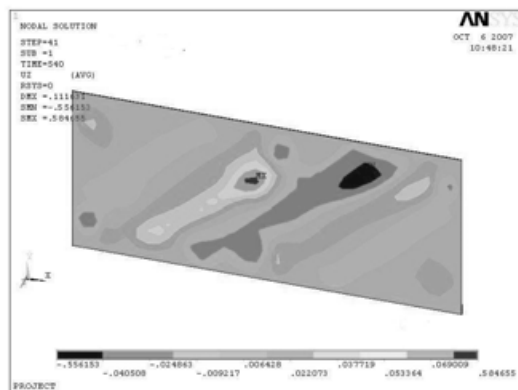
شکل (۲): مدل آزمایشگاهی مقایسه شده



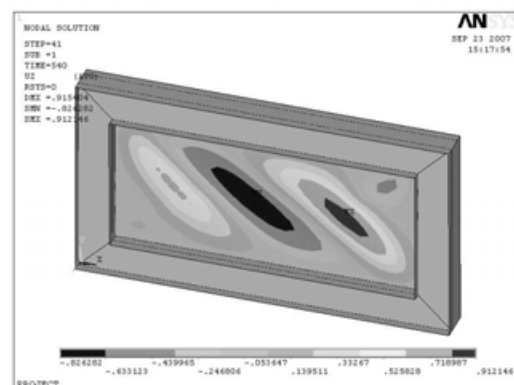
شکل (۱): مقایسه نتایج بار - جابجایی تحلیل عددی و مدل آزمایشگاهی برای نمونه SSW

۱۰- نتایج خروجی نرم افزار در حالت بارگذاری هارمونیک

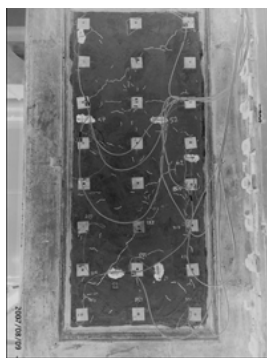
در آخرین گام بارگذاری هارمونیک یعنی در گام بارگذاری ۴۱ که زمان بارگذاری ۵۴۰ ثانیه پس از شروع می باشد، نتایج خروجی نرم افزار و مطالعات آزمایشگاهی به صورت گرافیکی در اشکال (۳) تا (۶) ارائه می گردد تا بتوان مقادیر تغییر مکانهای خارج از صفحه دیوار برشی فولادی، مرکب و نیز نحوه تشکیل ترکها را در نمونه های مختلف آزمایشگاهی و نیز عددی مشاهده و مقایسه نمود.



شکل (۴): تغییر مکان خارج از صفحه دیوار برشی مرکب CSW-5-3x3



شکل (۳): تغییر مکان خارج از صفحه دیوار برشی فولادی SSW

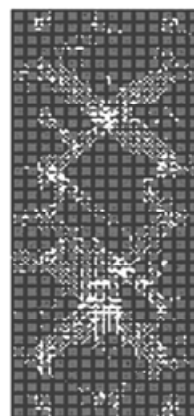
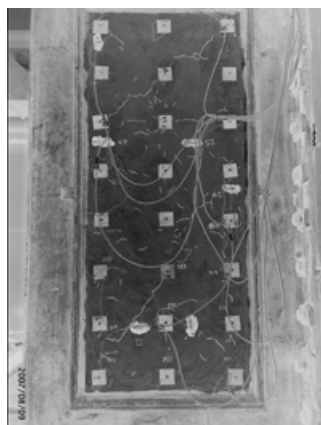


CS-5-3x3



CS-5-3x8

شکل (۵) : مقایسه ترکهای نهایی ایجاد شده در نمونه‌ای مورد آزمایش



شکل (۶) : مقایسه ترکهای ناشی از بارگذاری مدل آزمایشگاهی با تحلیل عددی (نمونه CS-5-3x8)

۱۱- مقایسه نتایج به دست آمده از تحلیل مدل‌های عددی

میزان تغییر مکان جانبی ۲۵ الی ۳۰ درصد کاهش و میزان

۱۱-۱ اثر تغییر فاصله برش گیرها:

سختی ۳۰ الی ۳۵ درصد افزایش یافته است.

همان گونه که از جداول (۲) و (۳) مشاهده می‌شود با

افزایش تعداد برش گیرها (یا کاهش فاصله بین برش گیرها)

جدول (۲): نسبت افزایش سختی و کاهش تغییر مکان جانبی برای مدل‌ها در حالت هارمونیک

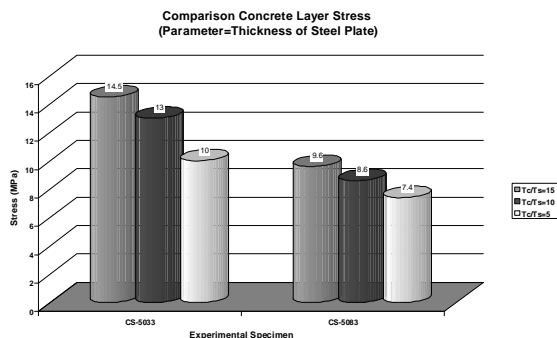
| FRAME (MRF) | SSW | CSW-5-3-3 | CSW-5-3-8 | نام مدل |
|-------------|------|-----------|-----------|----------------------------|
| 1 | 2.43 | 3.03 | 3.7 | نسبت افزایش سختی |
| 1 | 0.41 | 0.33 | 0.27 | نسبت کاهش تغییر مکان جانبی |

جدول (۳): نسبت تغییرات تغییر مکان خارج از صفحه برای مدل‌ها در حالت هارمونیک

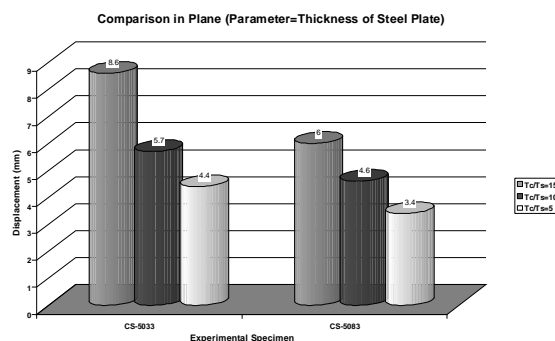
| SSW | CSW-5-3-3 | CSW-5-3-8 | نام مدل |
|-----|-----------|-----------|-----------------------------------|
| 1 | 0.63 | 0.37 | نسبت کاهش تغییر مکان خارج از صفحه |

۱۱-۲- اثر تغییر نسبت ضخامت بتن به فولاد

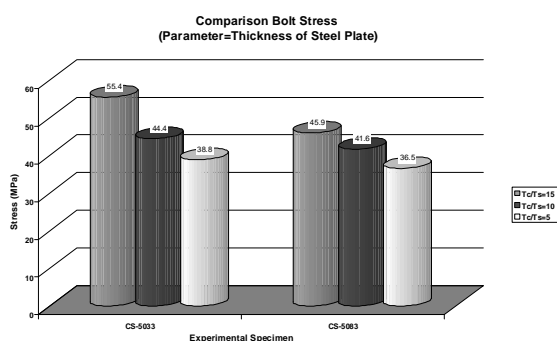
در اشکال (۷) تا (۱۱)، اثر تغییر ضخامت بتن به فولاد (با ثابت ماندن ضخامت بتن) مورد بررسی قرار گرفته است. این بررسی شامل تغییر شکل‌های داخلی صفحه، خارج از صفحه، تنش فولاد، تنش بتن و تنش بولت‌ها می‌باشد.



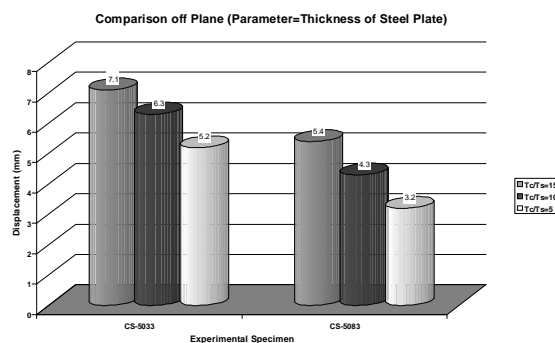
شکل (۱۰): مقایسه تنش ماکزیمم صفحه بتنی بر اساس تغییر ضخامت صفحه فولادی



شکل (۷): مقایسه تغییر شکل‌های داخلی صفحه بر اساس تغییر ضخامت صفحه فولادی



شکل (۱۱): مقایسه تنش ماکزیمم برش گیر بر اساس تغییر ضخامت صفحه فولادی

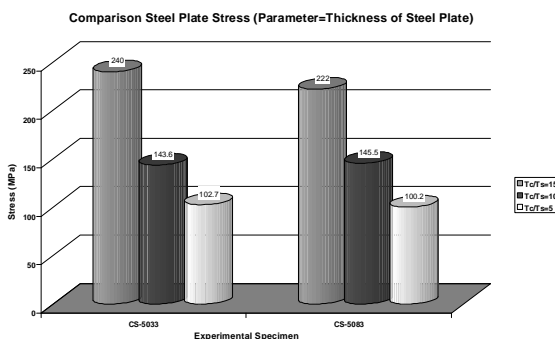


شکل (۸): مقایسه تغییر شکل‌های خارج صفحه بر اساس تغییر ضخامت صفحه فولادی

همان گونه که از جدول (۴) نیز مشاهده می‌شود در اثر افزایش ضخامت ورق فولادی از ۳mm به ۵mm میزان تغییر مکان‌های جانبی داخلی صفحه و همچنین خارج از صفحه به شدت کاهش یافته به طوری که این میزان کاهش تقریباً ۳۵ الی ۴۰ درصد بوده است.

ولی هنگامی که ضخامت ورق فولادی از ۵mm به ۱۰mm افزایش یافته است، کاهش تغییر مکان‌های داخلی صفحه و خارج از صفحه چندان قابل توجه نیست و تقریباً این مقدار کاهش ۱۰ الی ۱۵ درصد می‌باشد.

بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که به ازای یک ضخامت مشخص تغییر مکان خارج از صفحه دیوار به حداقل رسیده و افزایش ضخامت بیش از آن تأثیر بسیار محدودی بر کاهش تغییر مکان دارد.



شکل (۹): مقایسه تنش ماکزیمم صفحه فولادی بر اساس تغییر ضخامت صفحه فولادی

جدول (۴): نسبت تغییرات پارامترهای مورد مطالعه در اثر تغییر نسبت ضخامت ورق فولادی به لایه بتنی در مدل 3-3-50

| نام مدل | حداکثر تنش ایجاد شده در فولاد | حداکثر تنش ایجاد شده در بتن | تغییر مکان خارج از صفحه | تغییر مکان جانبی داخلی صفحه |
|------------|-------------------------------|-----------------------------|-------------------------|-----------------------------|
| ۵۰-۳×۳(۳) | ۱ | ۱ | ۱ | ۱ |
| ۵۰-۳×۳(۵) | ۰,۵۹ | ۰,۸۹ | ۰,۶ | ۰,۶۶ |
| ۵۰-۳×۳(۱۰) | ۰,۴۲ | ۰,۶۸ | ۰,۴۹ | ۰,۵۱ |

همان گونه که از جدول (۵) مشاهده می شود در اثر استفاده از دو لایه بتنی در دو طرف فولادی میزان تغییر مکان های جانبی داخل صفحه فقط به میزان ۴ درصد نسبت به حالت یک لایه بتنی در یک طرف کاهش یافته است که این مقدار چندان قابل توجه نیست، در حالی که مقدار تغییر مکان های خارج از صفحه تقریباً ۲۲ درصد کاهش یافته است. در نتیجه در حالتی که فقط یک لایه بتنی در یک طرف ورق فولادی وجود دارد اثر $P-\Delta$ یا همان خمش ثانویه

نیز مطرح خواهد شد و مقدار این اثر با مقدار تغییر مکان خارج از صفحه ناشی از پدیده کماتش جمع خواهد شد. در حالی که با استفاده از دو لایه بتنی در دو طرف ورق فولادی مقدار اثر $P-\Delta$ از بین رفته و مقدار تغییر مکان خارج صفحه فقط به علت کماتش ورق خواهد بود. وجود یک لایه بتنی در یک طرف ورق فولادی با ضخامتی معادل دو برابر ضخامت هر لایه بتنی در دو طرف ورق فولادی، میزان تغییر مکان و تنش ها را کاهش می دهد.

جدول (۵): نسبت کاهش تغییرات پارامترهای مورد مطالعه در اثر استفاده از دو لایه بتنی در طرفین

| نام مدل | حداکثر تنش ایجاد شده در برشگیرها | حداکثر تنش ایجاد شده در لایه بتنی | حداکثر تنش ایجاد شده در ورق فولادی | تغییر مکان خارج از صفحه | تغییر مکان جانبی داخلی صفحه |
|----------|----------------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|-------------------------|-----------------------------|
| 50-3×8 | ۱ | ۱ | ۱ | ۱ | ۱ |
| 2*50-3×8 | ۰,۹۷ | ۰,۹۳ | ۰,۹۷ | ۰,۷۸ | ۰,۹۶ |
| 100-3×8 | ۰,۸۸ | ۰,۶۷ | ۰,۹۵ | ۰,۶۸ | ۰,۸۳ |

۱۲- نتیجه گیری و جمع بندی

در صورت استفاده از دو لایه بتنی در دو طرف ورق فولادی میزان تغییر مکان های جانبی داخل صفحه تغییر چندانی پیدا نمی کند. دیوار برشی مرکب قابلیت بیشتری در جذب انرژی، گسترش تنش های ایجاد شده به نقاط بیشتری از صفحه فولادی و شکل پذیری نسبت به دیوار برشی فولادی دارد.

افزایش نسبت ضخامت پوشش بتن آرمه به ضخامت صفحه فولادی، موجب افزایش سختی و شکل پذیری دیوار برشی مرکب می گردد. این افزایش سختی و شکل پذیری با توجه به ابعاد و هندسه پانل، تا حد مشخصی

صورت یافته و بیش از آن تاثیر چندانی نخواهد داشت. تغییر فاصله بین برش گیرها، موجب تغییر شکل پذیری دیوار برشی مرکب و میزان جذب انرژی می گردد. (به عنوان مثال، با تغییر فاصله مابین برشگیرها از ۴۴۰ به ۱۹۵ میلیمتر (۵۶٪ کاهش)، تنش توزیع شده به برش گیرها بیش از ۲ برابر افزایش، تنش صفحه فولادی تا حدود ۲۱٪ کاهش و تنش صفحه بتنی تا حدود ۳۳٪ افزایش یافته است که نشان دهنده افزایش انتقال بخشی از تنش های صفحه فولادی به لایه بتن آرمه بوده و باعث افزایش میزان جذب انرژی دیوار برشی مرکب شده است.) تغییر نسبت ضخامت پوشش بتن آرمه به صفحه فولادی

صفحه فولادی، در حدود ۵۰ میلیمتر در حالت بارگذاری سیکلی و یکنواخت و با لحاظ نمودن ۱٪ آرماتور حجمی در یک طرف صفحه فولادی مشخص گردید. فاصله بین برش گیرها در دیوار برشی مرکب تا مقدار مشخصی توانایی تاثیر در بهبود رفتار سیستم خواهد داشت.

در دیوار برشی مرکب، تا مقدار مشخصی توانایی افزایش سختی، شکل پذیری و جذب انرژی خواهد داشت. این نسبت با توجه به تحلیل‌های صورت یافته، برای دیوار برشی مرکب با مقیاس ۱:۱ و ۱:۳ به ترتیب معادل ۷/۷۴ و ۱۶/۴ به دست آمده که در هر دو حالت ضخامت بهینه پوشش بتن آرمه، با توجه به ضخامت ۷ و ۳/۵ میلیمتری

مراجع

References

- 1- Driver RG, Kulak GL, Kennedy DJL, Elwi AE. Cyclic test of fourstory steel plate shear wall. J Struct Eng ASCE 1997;124(2):112-20.
- 2- Driver RG, Kulak GLDJ, Elwi AE, Kennedy L. FE and simplified models of steel plate shear wall. J Struct Eng ASCE 1997;124(2): 121-30.
- 3- Driver RG, Kulak GL, Elwi AE, Kennedy DJL. FE and simplified models of steel plate shear wall. Journal of Structural Engineering ASCE 1998; 124(2):121-30.
- 4-Kulak GL. Unstiffened steel plate shear walls. In: Narayanan R, Roberts TM, editors. Structures subjected to repeated loading. New York: Elsevier; 1991. p. 237-76 [chapter 9].
- 5-Thorburn L.J.; Kulak G.L.; Montgomery C.J.; "Analysis of steel plate shear walls"; Structural Engineering report No. 107; 1983; University of Alberta; Canada.
- 6- Lubell AS, Prion HGL, Ventura CE, Rezai M. Unstiffened steel plate shear wall performance under cyclic loading. J Struct Eng ASCE 2000; 16(4):453-60.
- 7- Rezai M.; Ventura C.E.; Prion H.G.L.; "Numerical investigation of thin unstiffened steel plate shear walls"; Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering; 2000.
- 8- Rezai M.; Ventura C.; Prion H.; "Simplified and detailed finite element models of steel plate shear walls"; Proc. 13th world conference on earthquake engineering; Vancouver; B.C.; Canada.
- 9- Takanashi Y.; Takemoto T.; Tagaki M.; "Experimental Study on Thin Steel Shear Walls and Particular Bracing under Alternative Horizontal Load"; Preliminary Report, IABSE, Symp. On Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-defined Repeated Loads, Lisbon, Portugal.; 1973.
- 10- Mimura H.; Akiyama H.; " Load-Deflection Relationship of Earthquake -Resistant Steel Shear Walls with a developed Diagonal Tension Field"; Transactions of AIJ; 260; October; 1977. (in Japanese)
- 11- Sugii K.; Yamada M.; " Steel Panel Shear Walls with and Without Concrete Covering"; Proceedings on CD-Rom, 11th World Conference on Earthquake Engineering; Acapulco; Mexico; 1996.
- 12- Torii S.; Teramoto T.; Kihara H.; Kitamura H.; "The Response Control Design of High-rise Building With Low Yield Steel Wall"; Proceedings on CD-Rom; 11th World Conference on Earthquake Engineering; Acapulco; Mexico; 1996.
- 13- Chen SJ, Yen CZ. Application of L YP steel shear damper for seismic resistance. Struct Eng 2000;15(1):3-21.
- 14- Chen SJ, Yeh CH. Enhancement of ductility of steel beam-to-column connections for seismic resistance.

- Proceedings of the SSRC 1994 technical session, Structural Stability Research Council. Lehigh University, PA.
- 15- Chen SJ, Yeh CH, Chu JM. Ductile steel beam-to-column connections for seismic resistance. J Struct Eng ASCE 1996;122(11):1292-9.
- 16- Chen Sheng- Jin, Jhang Chyuan. Cyclic behavior of low yield point steel shear walls. Thin-Walled Structures 44(2006) 730-738.
- 17- Sabouri-Ghomi S, Roberts TM. Nonlinear dynamic analysis of steel plate shear walls including shear and bending deformations. Engineering Structures 1992;14(5):309-17.
- 18-Sabouri-Ghomi S, Ventura CE, Kharrazi MHK. Shear analysis and design of ductile steel plate walls. J Struct Eng ASCE 2005;131(6): 878-89.
- 19- Roberts T.M.; "Seismic Resistance of Steel Plate Shear Walls"; Engineering Structures 17 (1995),344-351.
- 20- Caccese V, Elgaaly M, Chen R. Experimental study of thin steel-plate shear walls under cyclic load. J Struct Eng ASCE 1991; 119(2): 573-88.
- 21- Elgaaly M, Caccse V, Du C. Postbuckling behavior of steel-plate shear walls under cyclic loads. J Struct Eng ASCE 1993;119(2): 588-605.
- 22- Elgaaly M, Liu Y. Analysis of thin steel plate shear walls. Journal of Structural Engineering ASCE 1997;123(11):1487-96.
- 23-Elgaaly M. Thin steel plate shear walls behaviour and analysis. ThinWalled Structures 1998;32:151-80.
- 24- Zhao Q, Astaneh-Asl A. Cyclic behavior of traditional and innovative composite shear walls. J Struct Eng ASCE 2004.
- 25- Astaneh-Asl A. Seismic behaviour and design of steel shear walls. Steel TIPS report. Moraga (CA): Structural steel educational council; 2001.
- 26- Alinia MM. A study into optimization of stiffeners in plates subjected to in-plane shear loads. Thin-Walled Structures 2005;43(4):845-60.
- 27- Alinia MM, Dastfan M. Effect of surrounding members on shear buckling of panels. Thin-Walled Structures 2004
- 28- Alinia MM, Dastfan M. Behavior of thin steel plate shear walls regarding frame members. Journal of Constructional Steel Research 62 (2006), 730-738.
- 29- Hatami, F. & Sabouri, S., Behavior of Steel Plate Shear Walls in Earthquake Due to Change of Rigidity of the Internal Storey Beams. Amirkabir Journal, Vol. 15, No 60-2, Civil Engineering, Tehran, IRAN, Fall & Winter 2004-2005.
- 30-Hatami, F, Rahai, A. Performance Evaluation and Optimization of Composite Shear Wall. Ph.D. Dissertation, Amirkabir University of Technology, January 2008.

