

بررسی عملکرد طول تیر پیوند تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی در سیستم دیوار برشی فولادی کوپله با اتصال صلب*

مجید قلهکی^(۱)محمدباقر قدکساز^(۲)

چکیده در سال‌های اخیر از سیستم دیوار برشی فولادی به دلیل مزایای رفتاری مناسب همچون سختی و مقاومت بالا، اقتصادی بودن و قابلیت جذب انرژی زیاد در سازه‌های بلند استفاده شده است. به دلایل معماری استفاده از دهانه‌های بزرگ معمول می‌باشد و لذا چنانچه در این دهانه‌ها نیاز به استفاده از دیوار برشی فولادی باشد، معمولاً از نوع کوپله (مزدوج) آن استفاده می‌شود. دیوار برشی فولادی کوپله از دو دیوار برشی فولادی تشکیل شده است که توسط تیر پیوند فولادی در تراز هر طبقه به یکدیگر متصل شده‌اند. در این مقاله قاب‌های ۳، ۱۰ و ۱۵ طبقه دیوار برشی فولادی کوپله دارای اتصال صلب با سه طول مختلف تیر پیوند ۱/۲۵، ۲/۵ و ۳/۷۵ متر و تیرهای پیوند دارای مدول مقطع پلاستیک ۱۰۰ درصد نسبت به تیر پانل با استفاده از سه زوج شتاب‌نگاشت تحت تحلیل دینامیکی غیرخطی با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS قرار گرفته و عملکرد دیوارها و تیر پیوند در برش پایه، دررفت، پریود سازه و درجه کوپلگی (DC) مورد ارزیابی واقع شده است. نتایج نشان می‌دهد که در سیستم دیوار برشی فولادی کوپله با کاهش طول تیر پیوند، برش پایه افزایش و دررفت و پریود اصلی سازه کاهش می‌یابد. همچنین تغییرات طول تیر پیوند اثرات متفاوتی در پارامتر درجه کوپلگی دارد.

واژه‌های کلیدی دیوار برشی فولادی کوپله، تیر پیوند، تحلیل دینامیکی غیرخطی، مدول مقطع پلاستیک.

Investigation of Operation of Link Beam Length in Nonlinear Dynamic Analysis of Steel Plate Shear Walls with Coupling with Rigid Joint

M. Gholhaki

M. B. Ghadaksaz

Abstract In recent years, Steel Plate Shear Wall system is used in tall buildings because of its advantages such as high initial stiffness and resistance, energy-dissipation capability and economic feasibility. Due to architectural requirements, using of big bays is usual and so if the usage of steel plate shear wall is needs in these bays; its couple type is used. The Steel Plate Shear Wall with Coupling (SPSW-WC) consist of a pair of planar spsws linked together with coupling beams at the floor levels. In this research, various frames (SPSW-WC) in 3, 10, 15 stories with rigid joint with three different length link beam 1.25, 2.5 and 3.75 meter which were proportioned to have a plastic section modulus 100% of the HBE (CB/HBE ratio) at each floor level and were put by using three acceleration mapping with nonlinear dynamic analysis and ABAQUS software and the performance of the walls and link beam in base shear, drift and DC (degree of coupling) were investigated. The results show that with reduction of link beam length in Steel Plate Shear Walls with Coupling system, base shear increase and drift and period of structure decrease, also the link beam length changing has different effects on coupling degree.

Key Words Steel Plate Shear Walls with Coupling, Link Beam, Plastic Section Modulus, Nonlinear Dynamic Analysis.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۳/۱۰/۸ تاریخ پذیرش آن ۹۶/۷/۲۹ می‌باشد.

Email: mgholhaki@semnan.ac.ir

(۱) نویسنده مسئول: دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.

(۲) دانش آموخته کارشناس ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.

مقدمه

آزمایشگاهی بود.

در سال ۲۰۱۱، فاهنستوک و بورلو [3] چند قاب دیوار برشی فولادی کوپله ۶ طبقه، طراحی کردند و در نرم‌افزار انسیس تحت تحلیل بارافزون قرار دادند. همچنین نمونه‌های آزمایشگاهی ۳ طبقه از مدل‌های بررسی شده ۶ طبقه ساخته شد. در این تحقیق مقاطع تیر-های پیوند نمونه‌ها ۱۰۰٪، ۲۰۰٪ و ۴۰۰٪ ظرفیت پلاستیک تیرهای طبقات را داشتند و نتایج نشان داد که با افزایش مدول مقطع پلاستیک تیر پیوند نسبت به تیر طبقات، برش پایه افزایش می‌یابد و همچنین دررفت در طبقات پایین‌تر بیشتر می‌شود.

در سال ۲۰۱۲، فاهنستوک و بورلو [4] مطالعه دیگری انجام دادند و به بررسی رفتار و مکانیسم دیوار برشی کوپله فولادی پرداختند. در این پژوهش به ارائه روابطی برای درجه کوپلینگ (DC) اشاره شد. در این پژوهش ۳۲ ساختمان ۶ و ۱۲ طبقه با پلانی براساس الگوی ساختمانی ۹ طبقه و دو نوع طول تیر پیوند ۱/۸ و ۲/۸ متر با نسبت ۲۵٪ تا ۶۰۰٪ مقطع پلاستیک طبقات مدل‌سازی شد. نتایج نشان داد که با افزایش طول تیر پیوند، همیشه درجه کوپلینگ افزایش نمی‌یابد.

باتوجه به بررسی مطالعات انجام شده قبلی، نیاز به تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف و با طول تیرهای پیوند متنوع برای محدوده‌های ارتفاعی مختلف از ساختمان‌ها و ارتباط بین درجه کوپلینگ و برش پایه و همچنین دررفت طبقات حس می‌گردد. لذا در این مقاله، نمونه‌هایی از دیوارهای برشی فولادی کوپله ۳، ۱۰ و ۱۵ طبقه که نماد ساختمان‌های کوتاه، میان و بلندمرتبه در ایران می‌باشد، در نرم‌افزار ABAQUS مدل شدند و در نمونه‌های مورد بررسی از سه طول تیر پیوند مختلف ۱/۲۵، ۲/۵ و ۳/۷۵ متر با ظرفیت پلاستیک ۱۰۰ درصد نسبت به تیر طبقات استفاده شد و نمونه‌ها تحت سه شتاب‌نگاشت مختلف مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفتند. هدف از انتخاب سه محدوده ارتفاعی از ساختمان‌ها، بررسی تغییرات

دیوار برشی فولادی در چهار دهه اخیر در آمریکای شمالی، کانادا و ژاپن به‌عنوان یک سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی در ساخت ساختمان‌های جدید و تقویت ساختمان‌های موجود (به‌خصوص در ساختمان‌های بلندمرتبه) مورد استفاده قرار گرفته است. این سیستم دارای سختی مناسب برای کنترل تغییر شکل سازه است و در آن به دلیل وجود مکانیزم شکست شکل‌پذیر، اتلاف انرژی بالاست. به دلیل ملاحظات معماری، سیستم دیوار برشی فولادی به‌طور معمول در اطراف هسته قرار می‌گیرد و بعضاً به دلیل وجود بازشو در هسته، دو سیستم دیوار برشی فولادی در کنار یکدیگر قرار می‌گیرند. از طرف دیگر باتوجه به این‌که آیین‌نامه آمریکا نسبت طول به ارتفاع دیوار برشی فولادی را به عدد ۲/۵ محدود کرده است، طراحان آمریکایی به استفاده از یک دهانه ساده در کنار دو دیوار برشی فولادی سوق یافته‌اند، به همین ترتیب این دو دیوار توسط یک تیر پیوند در تراز هر طبقه به یکدیگر متصل می‌شوند.

در سال‌های اخیر محققان مطالعاتی در ارتباط با دیوار برشی فولادی کوپله انجام داده‌اند که می‌توان به پژوهش آستانه اصل و همکاران [1] در دانشگاه برکلی اشاره نمود. در این پژوهش نمونه‌های ۲ و ۳ طبقه با مقیاس یک‌دوم ساخته شد و ستون‌های کناری اطراف دیوار از تیوب‌های استوانه‌ای فولادی پر شده با بتن، ساخته شدند. مقطع تیر پیوند استفاده شده با مقطع تیرهای طبقات یکسان در نظر گرفته شد و بارگذاری از نوع چرخه‌ای بود. هر دو نمونه رفتار شکل‌پذیر از خود نشان دادند و در هر دوی آنها، شکست سیستم در قسمت تیر کوپله فوقانی رخ داد.

در سال ۲۰۱۱، لی و همکارانش [2] آزمایشی تحت بار چرخه‌ای با مقیاس نمونه ۴۰٪ (۲/۵ طبقه) براساس الگوی اصلی یک ساختمان ۶ طبقه انجام دادند و نتایج آن با تحلیل‌های عددی با استفاده از نرم‌افزار آباکوس مقایسه گردید که حاکی از تطبیق مناسب پاسخ‌ها با نمونه

از فولاد ST37 با نسبت پواسون ۰/۳ و مدول الاستیسیته ۲۱۰ گیگا پاسکال استفاده شده است.

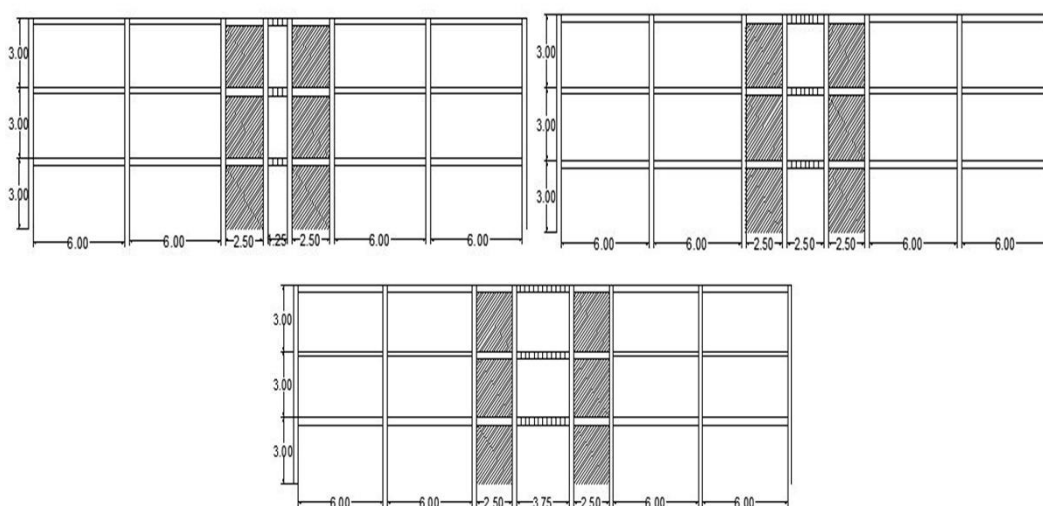
روش طراحی مدل‌های دیوار برشی فولادی در این مقاله، شبیه روشی است که در آیین‌نامه فولاد کانادا [7] (CAN/CSA S16-01) و آیین‌نامه فولاد امریکا (AISC 2005) [8]، به آن اشاره شده است. در این آیین‌نامه‌ها به منظور طراحی دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک، ابتدا طراحی اولیه مقاطع تیر، ستون و ورق دیوارها مشابه یک خرابای قائم با مهاربندهای صرفاً کششی انجام می‌شود. در واقع به جای هر ورق فولادی، یک مهاربند معادل در نظر گرفته می‌شود. پس از تعیین سطح مقطع هر مهاربند (براساس روابط انرژی کرنشی الاستیک)، ضخامت ورق فولادی به دست می‌آید. همچنین طرح تیر پیوند و طول آن به گونه‌ای صورت پذیرفته که هر دو حالت رفتار خمشی و برشی در مدل‌ها در نظر گرفته شود. لازم به ذکر است که مقاطع ستون‌ها از قوطی، مقاطع تیرها از تیر ورق و مقاطع مهاربندهای معادل از ناودانی دویل انتخاب شده است. جداول (۱) تا (۳) خلاصه مقاطع طراحی را برای مدل‌های ۳، ۱۰ و ۱۵ طبقه نشان می‌دهد.

درجه کوبلینگ با ارتفاع ساختمان و دررفت و برش پایه می‌باشد.

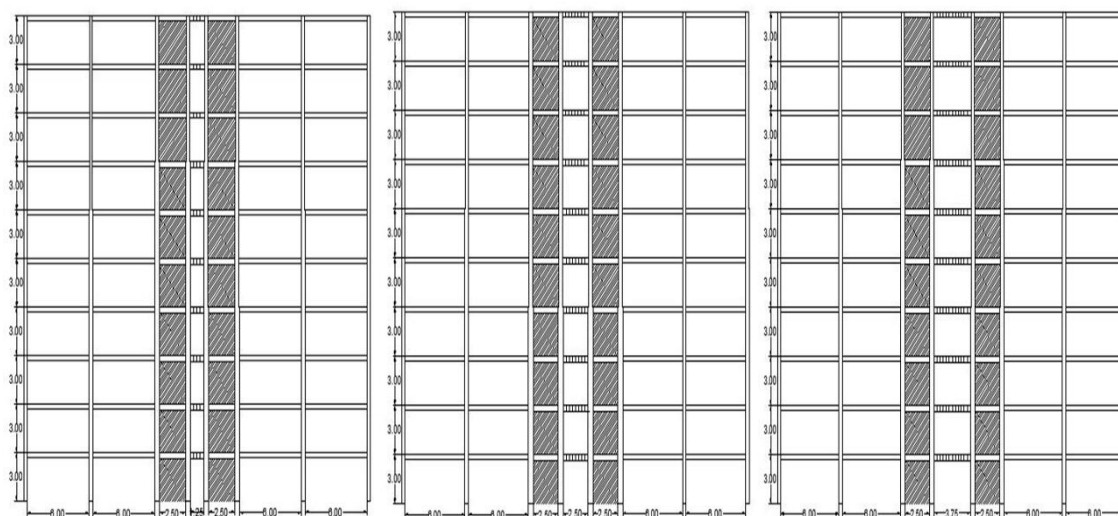
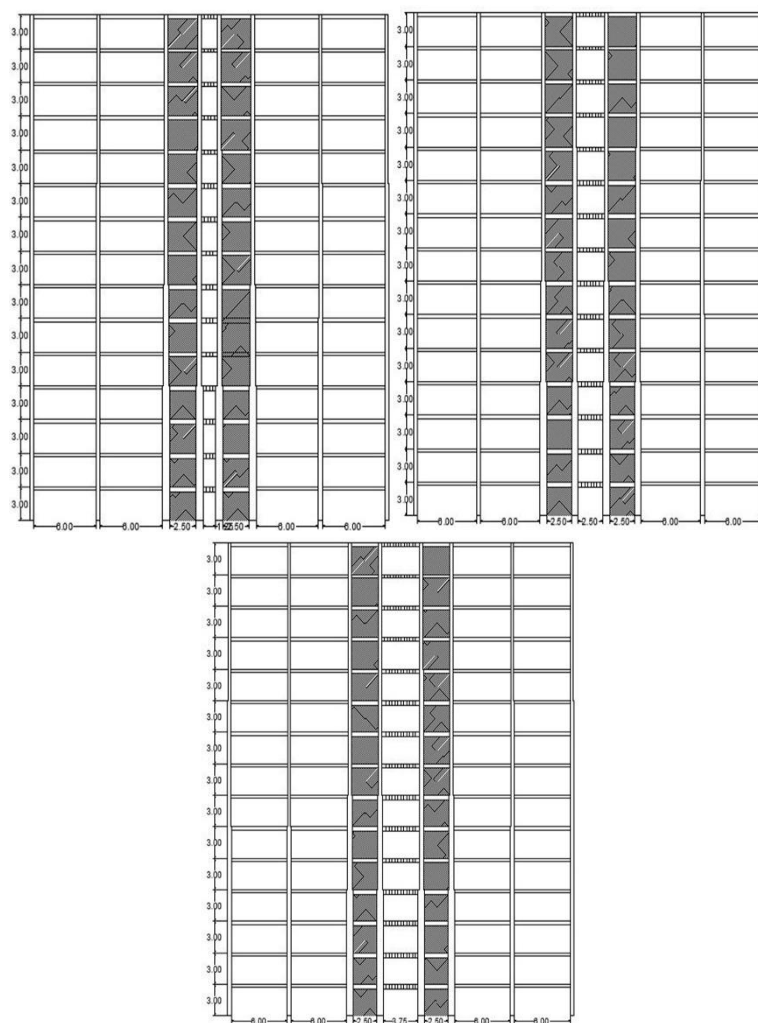
فرضیات تحلیل و مدل‌های سازه‌ای

نه قاب دیوار برشی فولادی کوبله با اتصال صلب دارای ورق نازک که هر کدام دارای هفت دهانه هستند و طول تیر پیوند در آنها متفاوت است، با استفاده از روش نواری مدل‌سازی شدند. در این نمونه‌ها عرض پانل‌های برشی برابر ۲/۵ متر و طول تیر پیوند برابر ۱/۲۵، ۲/۵ و ۳/۷۵ متر متغیر است و عرض دهانه‌های کناری هر یک ۶ متر می‌باشد. قاب‌ها در سه ساختمان ۳، ۱۰ و ۱۵ طبقه فرض شده‌اند که در تمامی آنها ارتفاع طبقات برابر ۳ متر است (شکل‌های ۱ تا ۳).

بارگذاری نمونه‌ها مطابق با مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۵] صورت پذیرفته و کاربری ساختمان‌ها مسکونی فرض شده است. شدت بار مرده طبقات و بام، بار زنده طبقات و بام به ترتیب ۶۰۰، ۵۰۰، ۲۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شده و توزیع نیروی جانبی ساختمان براساس استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران، ویرایش سوم و با فرض نوع زمین تیپ ۳، شتاب مبنای طرح ۰/۳۵، صورت پذیرفته است [6]. در مدل‌سازی‌ها



شکل ۱ مدل ۳ طبقه با طول تیر پیوند ۱/۲۵، ۲/۵ و ۳/۷۵ متر

شکل ۲ مدل ۱۰ طبقه با طول تیر پیوند $۳/۷۵$ و $۲/۵$ ، $۱/۲۵$ مترشکل ۳ مدل ۱۵ طبقه با طول تیر پیوند $۳/۷۵$ و $۲/۵$ ، $۱/۲۵$ متر

جدول ۱ مقاطع تیر پانل و اطراف، ستون پانل و اطراف، تیر پیوند و ضخامت ورق دیوار برشی فولادی کوبله مدل ۳ طبقه

طبقه	مقاطع ستون‌ها	t(mm) (ضخامت ورق)	مقاطع تیرهای پانل	مقاطع ستون‌های اطراف	مقاطع تیرهای اطراف	مقاطع تیر پیوند
۱	Box۳۰x۲	۱/۷۱	PI۳۰x۰/۸-۱۵x۰/۸	Box۳۰x۱/۵	PI۳۰x۰/۸-۱۵x۰/۸	PI۳۰x۰/۸-۱۵x۰/۸
۲	Box۳۰x۲	۱/۷۱	PI۳۰x۰/۸-۱۵x۰/۸	Box۳۰x۱/۵	PI۳۰x۰/۸-۱۵x۰/۸	PI۳۰x۰/۸-۱۵x۰/۸
۳	Box۳۰x۱/۵	۱/۱۱	PI۳۰x۰/۸-۱۵x۰/۸	Box۳۰x۱/۵	PI۳۰x۰/۸-۱۵x۰/۸	PI۳۰x۰/۸-۱۵x۰/۸

جدول ۲ مقاطع تیر پانل و اطراف، ستون پانل و اطراف، تیر پیوند و ضخامت ورق دیوار برشی فولادی کوبله مدل ۱۰ طبقه

طبقه	مقاطع ستون‌ها	t(mm) (ضخامت ورق)	مقاطع تیرهای پانل	مقاطع ستون‌های اطراف	مقاطع تیرهای اطراف	مقاطع تیر پیوند
۱	Box۵۰x۳	۵/۳۸	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴	Box۴۰x۲	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴
۲	Box ۵۰x۳	۵/۳۸	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴	Box۴۰x۲	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴
۳	Box۴۰x۳	۴/۸۶	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴	Box۴۰x۲	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴
۴	Box۴۰x۳	۴/۸۶	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴	Box۴۰x۲	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴
۵	Box۴۰x۲	۳/۷۷	PI۴۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲	Box۴۰x۲	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲
۶	Box۴۰x۲	۳/۲۴	PI۴۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲	Box۳۵x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲
۷	Box۴۰x۲	۳/۲۴	PI۴۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲	Box۳۵x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲
۸	Box۳۵x۲	۲/۴۲	PI۳۴x۲-۱۵x۲	Box۳۵x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۳۴x۲-۱۵x۲
۹	Box۳۵x۲	۱/۷۱	PI۳۴x۲-۱۵x۲	Box۳۵x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۳۴x۲-۱۵x۲
۱۰	Box۳۵x۲	۱/۱۱	PI۳۴x۲-۱۵x۲	Box۳۵x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۳۴x۲-۱۵x۲

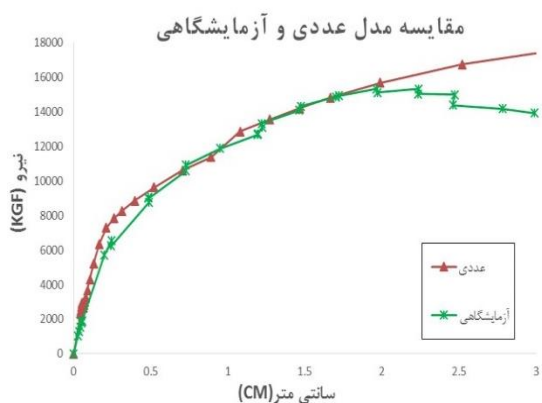
جدول ۳ مقاطع تیر پانل و اطراف، ستون پانل و اطراف، تیر پیوند و ضخامت ورق دیوار برشی فولادی کوبله مدل ۱۵ طبقه

طبقه	مقاطع ستون‌ها	t(mm) (ضخامت ورق)	مقاطع تیرهای پانل	مقاطع ستون‌های اطراف	مقاطع تیرهای اطراف	مقاطع تیر پیوند
۱	Box۷۰x۳	۵/۳۸	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴	Box۴۰x۲	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴
۲	Box۷۰x۳	۵/۳۸	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴	Box۴۰x۲	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴
۳	Box۷۰x۳	۴/۸۶	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴	Box۴۰x۲	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴
۴	Box۷۰x۳	۴/۸۶	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴	Box۴۰x۲	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴
۵	Box۵۰x۲	۴/۲۶	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴	Box۴۰x۲	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴
۶	Box۵۰x۲	۴/۲۶	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴	Box۳۵x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴
۷	Box۵۰x۲	۳/۷۷	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴	Box۳۵x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۸x۲/۳-۲۸/۹x۴
۸	Box۴۰x۲	۳/۲۴	PI۴۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲	Box۳۵x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲
۹	Box۴۰x۲	۲/۰۵	PI۴۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲	Box۳۵x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲
۱۰	Box۴۰x۲	۱/۷۱	PI۴۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲	Box۳۵x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲
۱۱	Box۴۰x۲	۱/۷۱	PI۴۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲	Box۳۰x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۴۲/۷x۱/۲-۲۸/۲x۲
۱۲	Box۳۵x۲	۱/۳۶	PI۳۴x۲-۱۵x۲	Box۳۰x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۳۴x۲-۱۵x۲
۱۳	Box۳۵x۲	۱/۳۶	PI۳۴x۲-۱۵x۲	Box۳۰x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۳۴x۲-۱۵x۲
۱۴	Box۳۵x۲	۱/۱۱	PI۳۴x۲-۱۵x۲	Box۳۰x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۳۴x۲-۱۵x۲
۱۵	Box۳۵x۲	۱/۱۱	PI۳۴x۲-۱۵x۲	Box۳۰x۱/۵	PI۳۰x۱/۵-۱۵x۱/۵	PI۳۴x۲-۱۵x۲

صحت‌سنجی و کالیبره کردن مدل

به منظور کالیبره کردن مدل‌های اجزای محدود دیوار برشی فولادی ۳ طبقه دارای ورق نازک که در سال ۲۰۰۷ توسط قلهکی [۹] مورد آزمایش قرار گرفته بود، استفاده شد (شکل ۴). دیوار مذکور دارای اتصال صلب در ورق پانل‌ها و ستون‌ها می‌باشد و به ترتیب از فولاد نرم و پر-مقاومت در ورق‌ها و ستون‌های آن استفاده شده است. نمای کلی و ابعاد تیر و ستون دیوار برشی فولادی در شکل (۴) و خصوصیات مکانیکی اجزای مورد استفاده در جدول (۴) نشان داده شده است.

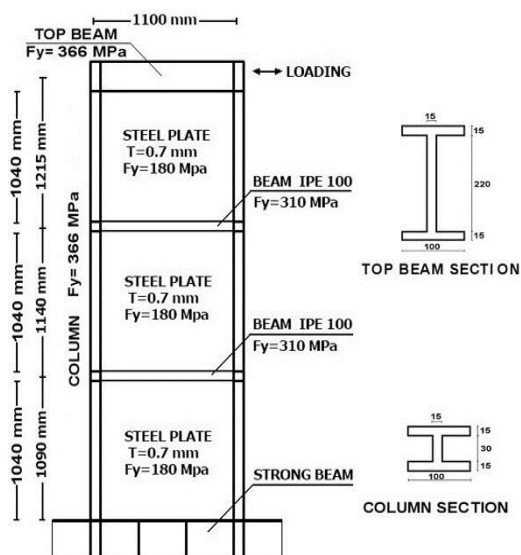
پس از انجام آنالیز حساسیت نسبت به ابعاد مش-بندی، از مش ۱۰ سانتی‌متر استفاده شد. همچنین از المان‌های Shell S4R در مدل‌سازی استفاده گردید. برای سادگی از مدل پلاستیسیته دو خطی با سخت‌شوندگی سینماتیکی و تابع فون میسر استفاده گردید. شیب قسمت سخت‌شوندگی در نمودار تنش-کرنش برابر ۳ درصد قسمت الاستیک در نظر گرفته شد و همچنین با استفاده از آنالیز حساسیت و به منظور شروع کمانش میدان کششی قطری ۳ میلی‌متر اعوجاج اولیه به وسط ورق اعمال گردید. شکل (۵) مقایسه نتایج رفتاری نمونه آزمایشگاهی و اجزای محدود را که در آن از مش ۱۰ سانتی‌متری استفاده شده است نشان می‌دهد.



شکل ۵ مقایسه نتایج عددی با نتایج آزمایشگاهی با استفاده از مش ۱۰ سانتی‌متر

مدل‌سازی نمونه‌ها در نرم‌افزار اجزای محدود

هر سیستم، مطابق با اجزای تشکیل‌دهنده آن، می‌تواند انواع مختلفی از المان‌ها را دارا باشد. در مدل‌سازی‌ها اگرچه اعضای مرزی را می‌توان با المان خطی Beam مدل کرد، ولی با توجه به امکان وقوع کمانش موضعی در آنها، ورق و اعضای مرزی با المان Shell که یک المان چهارگره‌ای دوانحنایی با انتگرال‌گیری کاهش یافته است، مدل‌سازی شده‌اند. هر گره از این المان ۶ درجه آزادی، ۳ درجه انتقالی و ۳ درجه دورانی دارد. مدل رفتاری شامل



شکل ۴ نمای کلی و جزئیات نمونه آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی [۹]

جدول ۴ خصوصیات مکانیکی اجزای نمونه‌های دیوار برشی فولادی [۹]

اعضا	σ_0 (N/mm ²)	E (kN/mm ²)
ورق	۱۸۰	۲۰۶
ستون	۳۶۶	۲۰۶
تیرهای میانی	۳۱۰	۲۰۶
تیر فوقانی	۳۶۶	۲۰۶

σ_0 و E به ترتیب تنش تسلیم و مدول الاستیسیته مصالح می‌باشند

[6] و با فرض نوع خاک ۳ و بررسی شتاب‌نگاشت‌ها، در نهایت سه زلزله نورث‌ریچ، طبس (ایران) و لوما پریتا (کالیفرنیا آمریکا) انتخاب شده و همه نگاشت‌ها به 0.35g مقیاس شده‌اند و مشخصات این زلزله‌ها در جدول (۵) قابل مشاهده است.

برای مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها، مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران [6] عمل شده است. بدین صورت که پس از مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها به مقدار حداکثر خود، طیف پاسخ شتاب هر یک از زوج شتاب‌نگاشت‌های افقی مقیاس شده با منظور کردن نسبت میرایی ۵ درصد توسط نرم‌افزار سیموسیگنال به دست آمده و بعد از ترکیب طیف پاسخ هر زوج شتاب‌نگاشت با روش جذر مربعات، متوسط‌گیری شده و باید در محدوده زمان‌های تناوب 0.2T و 1.5T با طیف طرح استاندارد مقایسه شود. برای بررسی محدوده بازه دوره تناوب باید پرپود اصلی سازه را به دست آورد، که با استفاده از آنالیز مودال پرپود اصلی سازه به دست آمده و در جدول (۶) قابل مشاهده است.

از جدول (۶) می‌توان متوجه شد که با افزایش طول تیر پیوند در سیستم دیوار برشی کوپله فولادی، پرپود سازه افزایش می‌یابد. از طرف دیگر برای مقیاس کردن، در هر سازه با طول تیر پیوندهای متفاوت، پرپود بزرگ‌تر ملاک عمل قرار می‌گیرد تا در نهایت ضریب مقیاس و بارگذاری سازه‌ها یکسان شوند.

رفتار غیرخطی هندسی و مصالح، مبتنی بر منحنی دوخطی الاستوپلاستیک است که در آن فولاد مصرفی ST37 و میزان سخت‌شوندگی ۳ درصد می‌باشد و اندازه مش ۱۰ سانتی‌متر است.

مطالعه پاسخ دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی)

در تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی، رفتار سازه به صورت جزئی در طول زمان زلزله مشاهده می‌گردد و این رفتار بیانگر رفتار واقعی تر سازه در طول زلزله نسبت به تحلیل‌های دیگر می‌باشد. در این نوع تحلیل، اثر محتوای فرکانسی، شتاب حداکثر و زمان تأثیر زلزله (مدت زمان مؤثر زلزله) به خوبی مشاهده شده و مشخص می‌شود که چگونه دو زلزله با شتاب حداکثر یکسان اثر تخریبی متفاوتی را بر سازه دارند.

شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده. مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران [6]، شتاب‌نگاشت‌هایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا در هنگام وقوع زلزله باشند. مدت زمان حرکت شدید زمین در شتاب‌نگاشت‌ها نیز حداقل برابر ۱۰ ثانیه یا سه برابر زمان تناوب اصلی سازه، هر کدام بیشتر است، انتخاب می‌شود. در این مقاله با توجه به آیین‌نامه ۲۸۰۰ زلزله ایران

جدول ۵ مشخصات زلزله‌های انتخاب شده

ردیف	نام زلزله	سال	ایستگاه	خاک	فاصله	PGA (m/s ²)	Δt	مدت زمان مؤثر	بازه زمانی انتخاب شده
۱	Northridge	۱۹۹۴	13122 CDMG	۳	۸۲/۳	۰/۱۰۴	۰/۰۲	۱۰	۲۱-۱۱
۲	LomaPrieta	۱۹۸۹	58223 CDMG	۳	۷۲/۲	۰/۳۲۹	۰/۰۰۵	۱۱	۲۰-۹
۳	Tabas	۱۹۷۸	71 FERDOWS	۳	۹۱/۱	۰/۱۰۷	۰/۰۲	۲۶	۳۶-۱۰

جدول ۶. پیوند اصلی هر سازه براساس آنالیز مودال مدل‌های ۱۰، ۳ و ۱۵ طبقه

ردیف	مدل-طول تیر پیوند	دوره تناوب	0.2T	1.5T
۱	۳ طبقه-۱/۲۵	۰/۳۰۳۵	۰/۰۶۰۷	۰/۴۵۵
۲	۳ طبقه-۲/۵	۰/۳۱۲۷	۰/۰۶۳	۰/۴۶۹
۳	۳ طبقه-۳/۷۵	۰/۳۲۶۱	۰/۰۶۵	۰/۴۸۹
۴	۱۰ طبقه-۱/۲۵	۰/۷۲۲	۰/۱۴۴	۱/۰۸۳
۵	۱۰ طبقه-۲/۵	۰/۷۵۹	۰/۱۵۲	۱/۱۳۸
۶	۱۰ طبقه-۳/۷۵	۰/۸۳۷۸	۰/۱۶۸	۱/۲۵۷
۷	۱۵ طبقه-۱/۲۵	۱/۱۶۷	۰/۲۳۳	۱/۷۵۱
۸	۱۵ طبقه-۲/۵	۱/۲۷	۰/۲۵۴	۱/۹۰۵
۹	۱۵ طبقه-۳/۷۵	۱/۳۸	۰/۲۷۶	۲/۰۷

بررسی تحلیل دینامیکی غیرخطی

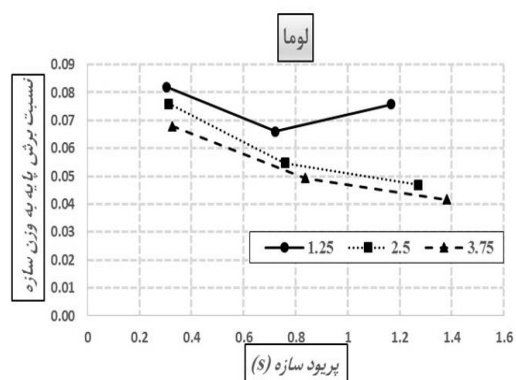
بعد از ساخت مدل‌ها در نرم‌افزار ABAQUS، مدل‌ها تحت نگاشت‌ها، مورد تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفتند و برش‌ها و نسبت جابه‌جایی‌ها و DC مدل‌ها به دست آمد. بر این اساس ابتدا برش پایه محاسبه و سپس نتایج دررفت طبقات و در انتها DC مورد مطالعه قرار گرفت.

برش پایه. شکل (۶) نمودار حداکثر برش طبقات در ارتفاع مدل‌های ۳، ۱۰ و ۱۵ طبقه را به تفکیک نگاشت‌ها نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در مدل ۳ طبقه حداکثر برش پایه حاصل از زلزله نورث‌ریچ در طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر به ترتیب ۱۳٪ و ۲۰٪ بیشتر از طول تیر پیوند ۲/۵ و ۳/۷۵ متر است و حداکثر برش پایه حاصل از زلزله لوما پریتا در طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر به ترتیب ۴٪ و ۱۳٪ بیشتر از طول تیر پیوند ۲/۵ و ۳/۷۵ متر و حداکثر برش پایه حاصل از زلزله طبس در طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر به ترتیب ۳٪ و ۴٪ بیشتر از طول تیر پیوند ۲/۵ و ۳/۷۵ متر است. در مدل ۱۰ طبقه، حداکثر برش پایه حاصل از زلزله نورث‌ریچ در طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر به ترتیب ۱۰٪ و ۳۳٪ بیشتر از طول تیر پیوند ۲/۵ و ۳/۷۵ متر است و حداکثر برش پایه حاصل از زلزله لوما پریتا در طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر به ترتیب ۱۳٪ و ۱۹٪

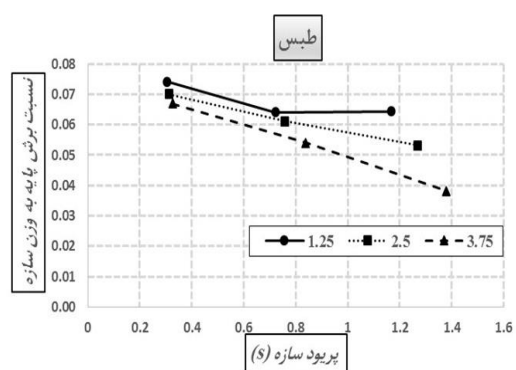
بیشتر از طول تیر پیوند ۲/۵ و ۳/۷۵ متر است و حداکثر برش پایه حاصل از زلزله طبس در طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر با طول تیر پیوند ۲/۵ متر تقریباً برابر است. در مدل ۱۵ طبقه حداکثر برش پایه حاصل از زلزله نورث‌ریچ در طول تیر پیوند ۲/۵ متر به ترتیب ۳٪ و ۶٪ بیشتر از طول تیر پیوند ۱/۲۵ و ۳/۷۵ متر است و حداکثر برش پایه حاصل از زلزله لوما پریتا در طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر به ترتیب ۵۰٪ و ۵۷٪ بیشتر از طول تیر پیوند ۲/۵ و ۳/۷۵ متر است و حداکثر برش پایه حاصل از زلزله طبس در طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر به ترتیب ۱۲٪ و ۴۵٪ بیشتر از طول تیر پیوند ۲/۵ و ۳/۷۵ متر است.

نتایج فوق نشان می‌دهد که با افزایش طول تیر پیوند و فارغ از نوع شتاب‌نگاشت، در تمامی مدل‌ها برش پایه کاهش می‌یابد.

همان‌گونه که در شکل (۷) مشاهده می‌شود در زلزله نورث‌ریچ، لوما پریتا و طبس در محدوده ۰/۳۰۳۵ تا ۱/۳۸ ثانیه نسبت برش به وزن سازه یا ضریب برش پایه (C) در طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر نسبت به ۲/۵ و ۳/۷۵ متر بیشتر است. به عبارت دیگر، در تمامی مدل‌ها و فارغ از نوع شتاب‌نگاشت، افزایش پیوند سازه (به دلیل افزایش طول تیر پیوند) ضریب C کاهش می‌یابد.



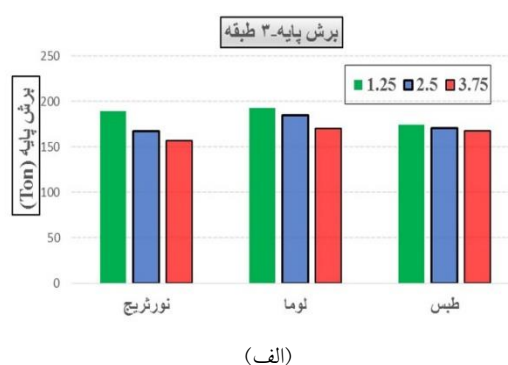
(ب)



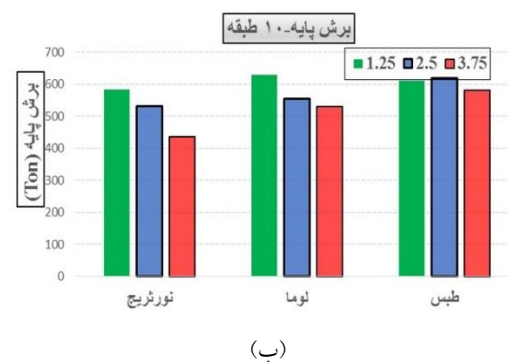
(ج)

شکل ۷ نمودار نسبت برش پایه به وزن کل سازه در برابر پریود طبیعی سازه به تفکیک زلزله‌ها در مدل‌های ۳، ۱۰ و ۱۵ طبقه، (الف) زلزله نورث‌ریج، (ب) زلزله لوما پریتا، (ج) زلزله طبس

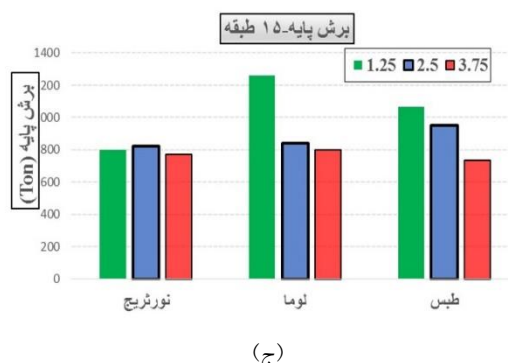
دریفت. شکل (۸) نمودار حداکثر دریفت طبقات در هر پریود سازه به تفکیک برای هر نگاشت زلزله را نشان می‌دهد. دریفت به‌عنوان فاکتوری مهم و قابل ارزیابی در طراحی سازه کاربرد فراوان دارد. باتوجه به شکل (۸) می‌توان مقادیر بیشترین دریفت طبقه در قاب‌های مختلف حاصل از نگاشت‌ها را در بازه پریودی ۰/۳۰۳۵ تا ۱/۳۸ ثانیه که پریود طبیعی قاب‌های دیوار برشی فولادی کوپله می‌باشد مورد بررسی قرار داد و همان‌طور که مشاهده می‌شود با افزایش پریود سازه (یا به‌عبارت دیگر با افزایش طول تیر پیوند) و افزایش تعداد طبقات، در دیوارهای برشی فولادی کوپله، دریفت افزایش می‌یابد.



(الف)

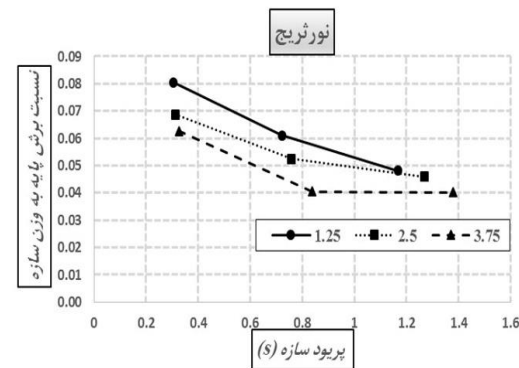


(ب)

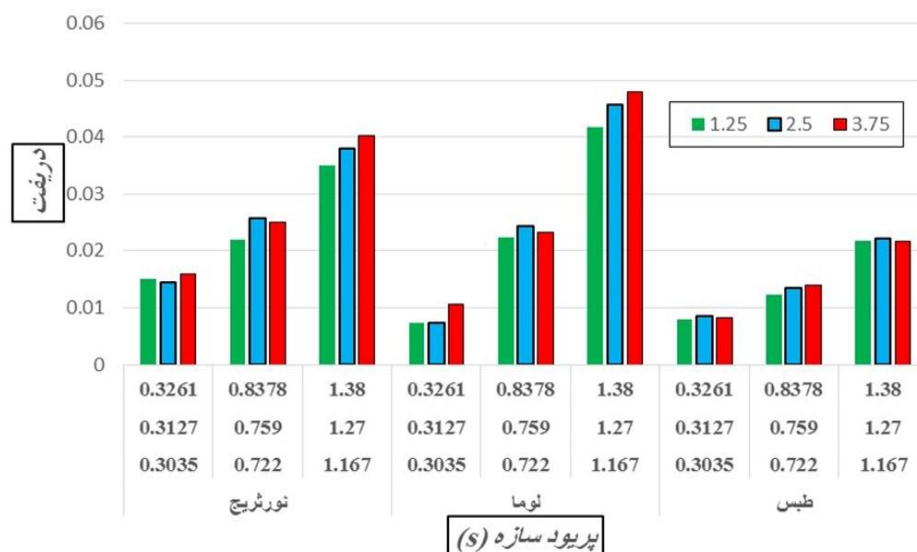


(ج)

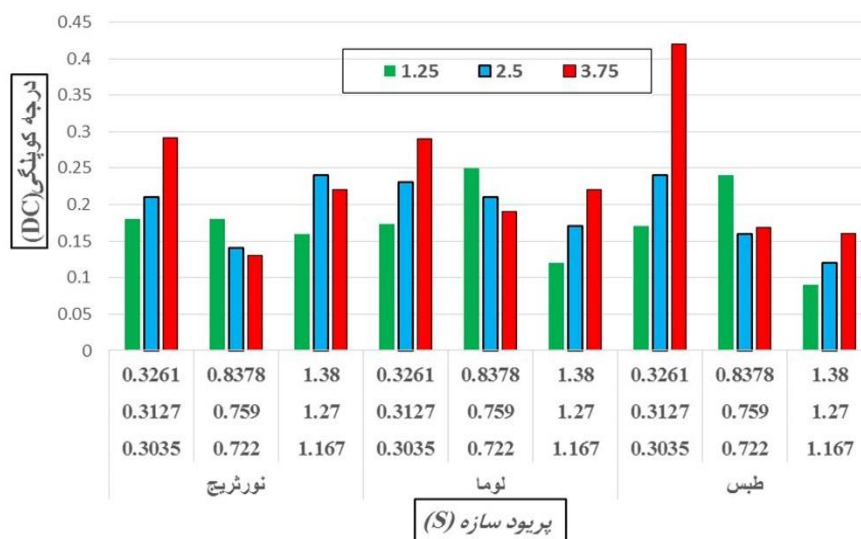
شکل ۶ نمودار حداکثر برش پایه به تفکیک شتاب‌نگاشت‌ها، (الف) مدل ۳ طبقه، (ب) مدل ۱۰ طبقه، (ج) مدل ۱۵ طبقه



(الف)



شکل ۸ نمودار حداکثر دریفت طبقات در هر پیوند سازه به تفکیک نگاهت‌ها



شکل ۹ نمودار درجه کوپلگی پایه در هر پیوند سازه به تفکیک نگاهت‌ها

M_{VBE} لنگر پای هر ستون (نیوتن متر)،
 M_{PIER} لنگر کوپله در هر پانل دیوار برشی فولادی
 (نیوتن متر) می‌باشند.

شکل (۹) نمودار حداکثر درجه کوپلگی پایه
 برحسب پیوند سازه به تفکیک برای نگاهت‌ها و مقادیر
 درجه کوپلگی (DC) پایه در قاب‌های مختلف حاصل از
 نگاهت‌ها را مطابق با بازه پیوندی ۰/۳۰۳۵ تا ۱/۳۸ ثانیه
 (که پیوند طبیعی قاب‌های دیوار برشی فولادی کوپله

درجه کوپلگی (DC). با استفاده از پژوهش فاهنستوک و
 بورلو [4] مقدار درجه کوپلگی طبق رابطه (۱) بیان می-
 شود.

$$DC = \frac{M_{COUP}}{M_{TOTAL}} = \frac{M_{COUP}}{\sum M_{VBE} + \sum M_{PIER} + M_{COUP}} \quad (1)$$

که در آن:

M_{COUP} لنگر کوپله ناشی از تیر پیوند (نیوتن متر)،

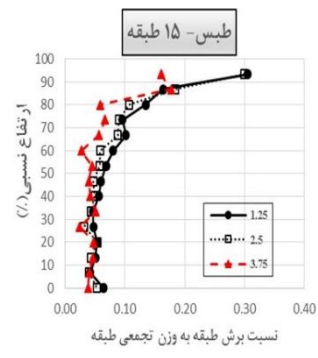
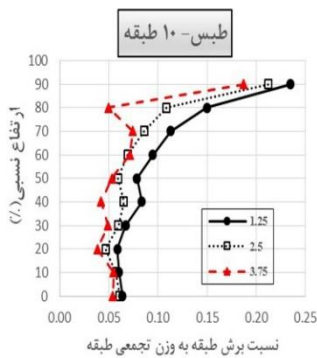
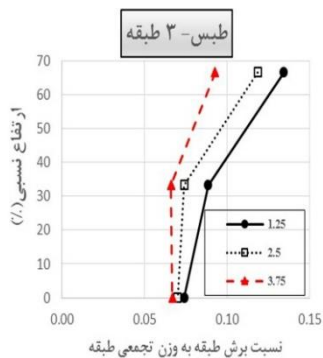
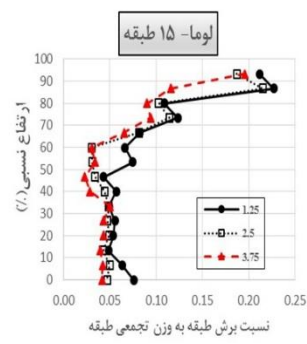
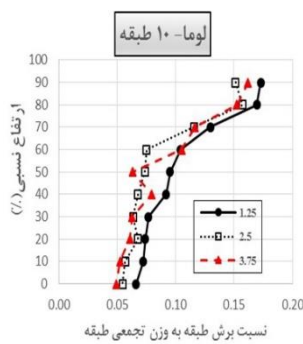
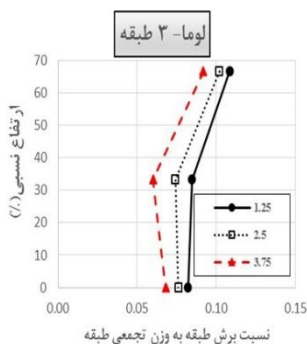
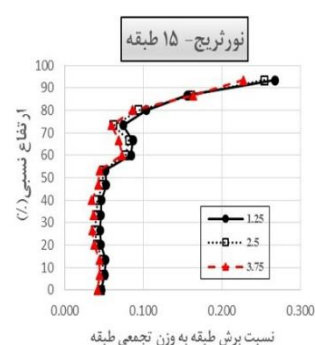
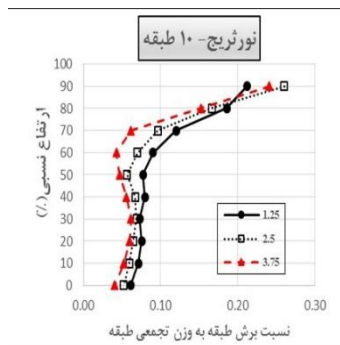
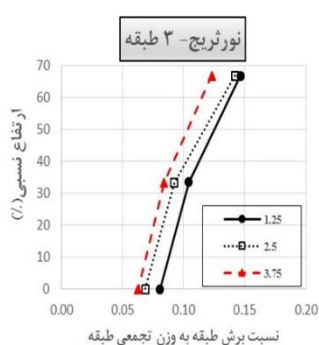
پریود ۰/۷۲۲، ۰/۷۵۹ و ۰/۸۳۷۸ که نشان‌دهنده قاب ۱۰ طبقه، به ترتیب با طول تیر پیوند ۱/۲۵، ۲/۵ و ۳/۷۵ متر می‌باشد، با افزایش طول تیر پیوند درجه کویلگی کاهش یافته است. براین اساس افزایش طول تیر پیوند در دیوار برشی فولادی کوپله، اثرات مثبت و منفی متفاوت بر درجه کویلگی دارد.

می‌باشد) نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود در پریود ۰/۳۰۳۵، ۰/۳۱۲۷ و ۰/۳۲۶۱ که نشان‌دهنده قاب ۳ طبقه، به ترتیب با طول تیر پیوند ۱/۲۵، ۲/۵ و ۳/۷۵ متر و همچنین در پریود ۰/۱۱۶۷، ۱/۲۷ و ۱/۳۸ که نشان‌دهنده قاب ۱۵ طبقه، به ترتیب با طول تیر پیوند ۱/۲۵، ۲/۵ و ۳/۷۵ متر است، در تمام نگاهت‌های موجود با افزایش طول تیر پیوند درجه کویلگی افزایش یافته درحالی‌که در

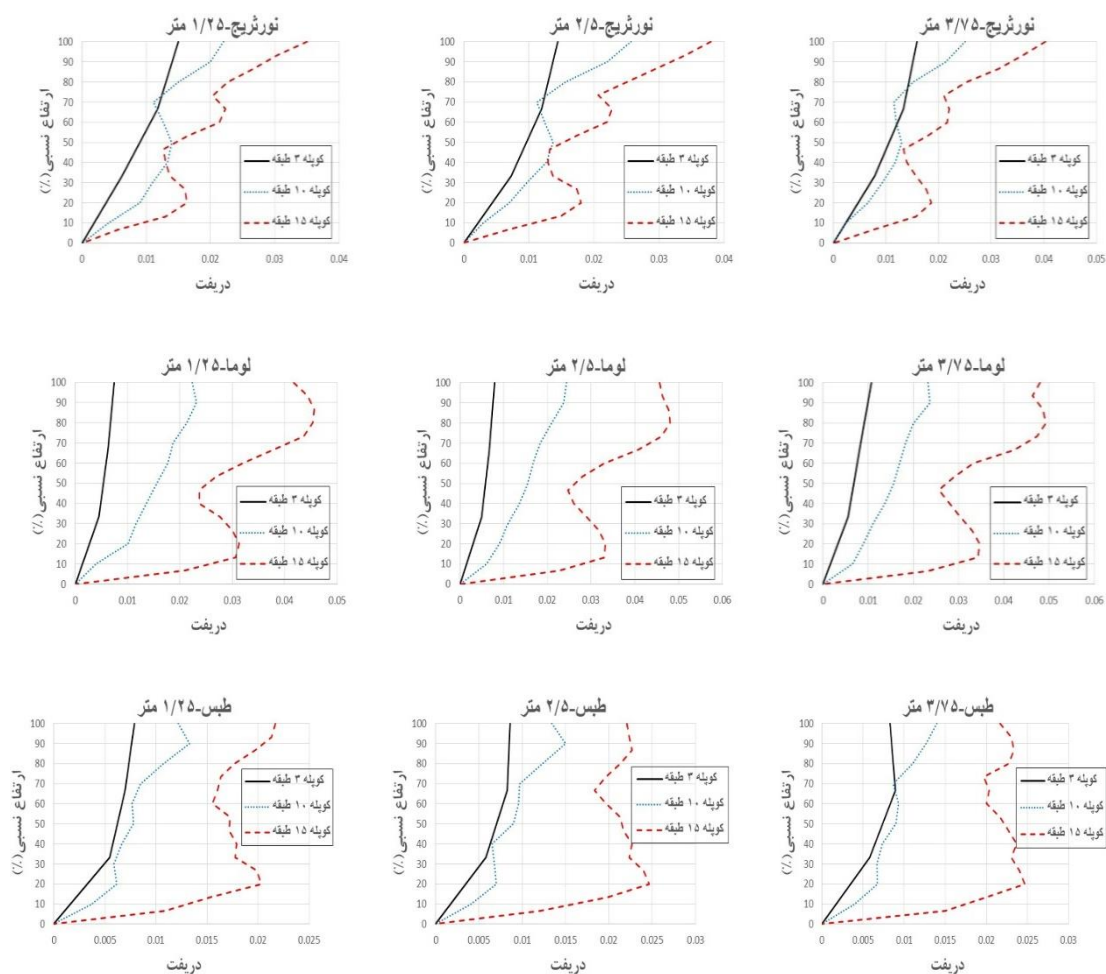
دیوار برشی فولادی کوپله - ۳ طبقه

دیوار برشی فولادی کوپله - ۱۰ طبقه

دیوار برشی فولادی کوپله - ۱۵ طبقه



شکل ۱۰ نمودار نسبت بیشینه برش طبقه به وزن تجمعی سازه برای مدل های ۳، ۱۰ و ۱۵ طبقه به تفکیک نگاهت‌ها



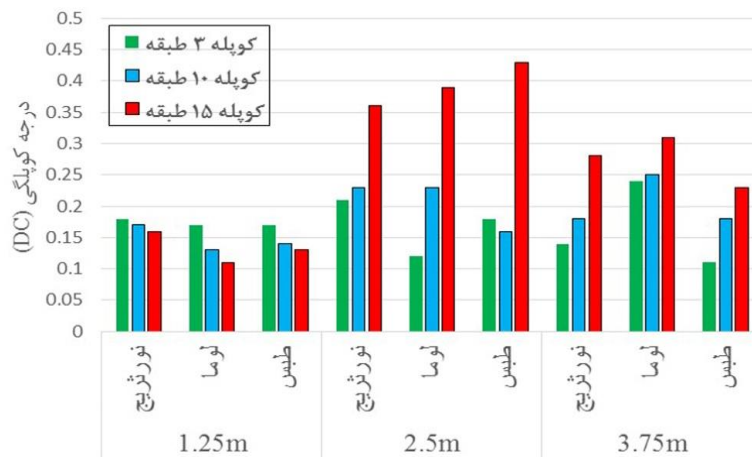
شکل ۱۱ نمودار توزیع ارتفاعی دررفت در مدل‌های ۳، ۱۰ و ۱۵ طبقه به تفکیک نگاشت‌ها

ثابت این نمودارها بیان‌کننده توزیع ثابت برش طبقات به نسبت وزن مؤثر طبقات در دیوار برشی‌های فولادی کوبله با این ارتفاع می‌باشد.

توزیع ارتفاعی پارامترهای پاسخ سازه

به منظور بررسی اثر ارتفاع بر پارامترهای پاسخ سازه از ارتفاع نسبی استفاده شده است تا بتوان پارامترهای پاسخ سازه‌ای هر سه سازه با طول تیر پیوندهای مختلف را با یکدیگر مقایسه کرد. شکل‌های (۱۰) و (۱۱) به ترتیب توزیع ارتفاعی حداکثر برش و دررفت مدل‌ها و شکل (۱۲) توزیع ارتفاعی DC پایه را نشان می‌دهد.

شکل (۱۰) نمودار نسبت بیشینه برش طبقه به وزن تجمعی سازه ناشی از تحلیل دینامیکی غیرخطی برای سه شتاب‌نگاشت همپایه شده در برابر درصد ارتفاع سازه در مدل‌های ۳، ۱۰ و ۱۵ طبقه را نشان می‌دهد. همان‌گونه که در نمودارهای شکل (۱۰) مشاهده می‌شود، توزیع برش طبقات به نسبت وزن مؤثر سازه همچنان، در طبقات بالاتر با افزایش همراه خواهد بود. مطابق با شکل (۱۰) در مدل ۳، ۱۰ و ۱۵ طبقه نسبت بیشینه برش طبقه به وزن تجمعی سازه در تمامی نگاشت‌ها با طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر از ۲/۵ متر و ۳/۷۵ متر بیشتر است و همچنین در طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر نسبت به ۲/۵ و ۳/۷۵ متر با شبی نسبتاً موازی نسبت به هم افزایش خواهد داشت که شیب



شکل ۱۲ نمودار توزیع ارتفاعی درجه کوبلگی پایه در طول دهانه ۱/۲۵، ۲/۵ و ۳/۷۵ متر به تفکیک نگاهت‌ها

نتیجه‌گیری

در این تحقیق رفتار سیستم دیوار برشی فولادی کوبله با اتصالات تیر به ستون صلب با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی بررسی شده است. بدین منظور سه قاب خمشی با تعداد طبقات ۳، ۱۰ و ۱۵ با سه طول تیر پیوند در مدل‌ها ۱/۲۵، ۲/۵ و ۳/۷۵ متر مورد بررسی قرار گرفت. نمونه‌ها تحت سه زلزله نورتریج، لوما پریتا و طیس آنالیز شدند و برش پایه، دررفت، پیوند سازه و درجه کوبلگی تحت زلزله‌ها مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج نشان داد که:

۱. افزایش طول تیر پیوند در دیوار برشی فولادی کوبله، باعث افزایش پیوند سازه و کاهش برش پایه می‌شود و در عوض باعث افزایش دررفت سازه می‌گردد.
۲. افزایش طول تیر پیوند اثرات افزایشی و کاهش بر

درجه کوبلگی خواهد داشت.

۳. با افزایش طول تیر پیوند، در یک‌سوم میانی ارتفاع سازه‌ها از سازه میان‌مرتبه به بلندمرتبه، برش کاهش می‌یابد و با افزایش ارتفاع در سازه‌ها برش زیاد می‌شود.
۴. در زلزله نورتریج در ۶۵٪ تا ۸۰٪ ارتفاع سازه با تغییر ارتفاع سازه از کوتاه به میان‌مرتبه دررفت کم و در ۴۰٪ تا ۵۰٪ ارتفاع سازه با تغییر سازه از میان به بلندمرتبه، دررفت افزایش می‌یابد. همچنین با افزایش ارتفاع سازه‌ها دررفت افزایش می‌یابد.
۴. با افزایش تعداد طبقات در سازه، در طول تیر پیوند ۱/۲۵ متر، ۲/۵ متر و ۳/۷۵ متر درجه کوبلگی به ترتیب کاهش، افزایش و افزایش می‌یابد.

مراجع

1. Zhao, Q., Astaneh-Asl, A., "Cyclic Behavior of an Innovative Steel Shear Wall System", *13th World Conference on Earthquake Engineering*, August 1-6 (2004).
2. Li, C.H., Tsai, K.C., Chang, J.T., Lin., "Cyclic Test of a Coupled Steel Plate Shear Wall Substructure", *Procedia Engineering* 14, PP. 582-589, (2011).
3. Borello, Dj., Fahnestock, La., "Design and Testing of Coupled Steel Plate Shear Walls", *Structures Congress*, (2011).
4. Borello, Dj., Fahnestock, La., "Behavior and Mechanisms of Steel Plate Shear Walls with Coupling", *Journal of Constructional Steel Research* 74, PP. 8-16, (2012).

۵. مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران، بارهای وارد بر ساختمان، (۱۳۸۸).
۶. آئین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش ۳، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
7. Canadian Standards Association (CSA), "Limit States Design of Steel Structures", CAN/CSA S16-01. Willowdale, (Ontario, Canada): CSA, (2001).
8. Seismic Provisions for Structural Steel Building, American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago, IL, (2005).
۹. قلهکی، مجید، «بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی شکل‌پذیر و اثر نوع اتصال تیر به ستون بر آنها»، رساله دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، (۱۳۸۶).