

ارائه مدل خرابی هیستریزیس برای سیستم دیوار برشی فولادی

امید بامشاد^۱، مهدی قاسمیه^{۲*}

۱- دانش آموخته ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران

۲- استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تهران

*m.ghassemieh@ut.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۹۸/۶/۱۲

تاریخ دریافت: ۹۷/۵/۹

چکیده

دیوار برشی فولادی به علت مقاومت پس‌کمانشی بالا، شکل‌پذیری قابل توجه، مشخصه‌های هیستریزیس پایدار و سختی اولیه زیاد، در حال حاضر به‌عنوان یک سیستم باربر جانبی مناسب در نظر گرفته می‌شود. جهت بررسی جامع عملکرد دیوار برشی فولادی، نیاز به ارزیابی و پیش‌بینی رفتار غیرخطی آن و مدل‌های هیستریزیس تحلیلی که قابلیت در نظر گرفتن همه‌ی مودهای زوال را داشته باشند، است. یکی از مدل‌های هیستریزیس تحلیلی جامع، مدل ایبارا-کراوینکلر زوال اصلاح شده است. برای تعیین پارامترهای مدل، ابتدا درستی مدل‌سازی عددی با یکی از نمونه‌های آزمایش شده بررسی شد. سپس ۶۰ عدد دیوار برشی فولادی یک طبقه با اتصال تیر به ستون به صورت مفصلی و همچنین با ضخامت ورق میانی و طول دهانه مختلف با دو نوع فولاد مورد استفاده برای ورق میانی، به صورت عددی مدل‌سازی و تحلیل شدند. با استفاده از نتایج تحلیل، پارامترهای مدل زوال کالیبره شده و سپس با استفاده از مشخصات هندسی و مقاومتی تأثیرگذار روی این پارامترها، با تحلیل و رگرسیون، روابطی برای تعیین پارامترهای مدل برای دیوار برشی فولادی پیشنهاد شد. با توجه به نتایج، پارامترهای اصلی تأثیرگذار روی ظرفیت برشی و سختی قبل و بعد از نقطه‌ی تسلیم، ضخامت ورق میانی و نوع فولاد استفاده شده برای آن و نسبت طول دهانه به ارتفاع دیوار برشی فولادی هستند که نسبت طول دهانه به ارتفاع دیوار موثرتر است.

واژه‌های کلیدی: مدل ایبارا-کراوینکلر اصلاح شده، میدان کششی قطری، رفتار پس‌کمانشی، مدل‌سازی نواری

۱- مقدمه

اجزای مرزی با ورق فولادی، مدل «نواری چند زاویه‌ای» را ارائه کرد [3]. الغالی و همکاران برای پیش‌بینی رفتار هیستریزیس دیوار برشی فولادی، مدل «نوارهای متقاطع» را ارائه دادند [4]. صبوری قمی و همکاران روش «اندرکنش ورق میانی و قاب پیرامونی» را با بررسی رفتار ورق میانی و قاب پیرامونی، یک بار به صورت جداگانه و یک بار به صورت اندرکنشی، ارائه کردند [5]. تأثیر مدل اندرکنش از طریق مقایسه نتایج تحلیل با نتایجی که از

مطالعات روی دیوار برشی فولادی از دهه ۷۰ میلادی آغاز شد. میمورا و آکیاما روشی برای پیش‌بینی رفتار دیوار برشی نازک فولادی تحت بار چرخه‌ای (سیکلیک) و یک‌طرفه (مونوتونیک) پیشنهاد دادند [1]. ثوربرن و همکاران دو مدل تحلیلی مدل «نواری» و مدل «مهاربند معادل» برای مطالعه رفتار برشی این سیستم ارائه دادند [2]. رضایی با در نظر گرفتن آثار اندرکنش

شکل ۱. منحنی مرجع مدل ایبارا-کراوینکلر اصلاح شده [23]

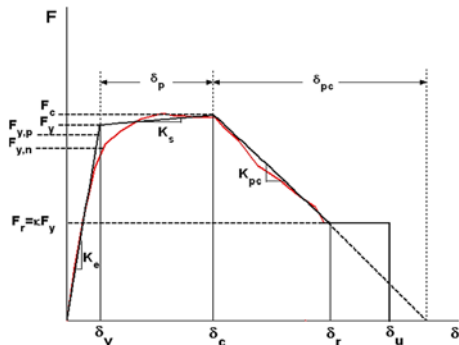


Fig. 1. Backbone curve of modified Ibarra-Krawinkler model [23]

در این مقاله، ابتدا نتایج یکی از آزمایش‌های صورت گرفته روی دیوار برشی فولادی بدون سخت‌کننده، با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS [26]، درستی آزمایشی شد. سپس ۶۰ عدد دیوار برشی فولادی با مشخصات هندسی مختلف با دو نوع فولاد استفاده شده برای ورق میانی در نرم‌افزار اجزای محدود ABAQUS مدل‌سازی شد و تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفت. سپس از نرم‌افزار غیرخطی OpenSees [27] برای کالیبره کردن پارامترهای زوال استفاده شد. برای مدل‌سازی دیوار برشی فولادی، مدل «نوارهای متقاطع» به کار گرفته شده است. سپس پارامترهای مدل زوال با هماهنگی نتایج حاصل از نرم‌افزارهای ABAQUS و OpenSees تعیین شدند. در انتها با بهره‌گیری از نرم‌افزار تحلیل آماری SPSS و انجام تحلیل رگرسیون خطی، روابطی برای تعیین پارامترهای مدل زوال ایبارا-کراوینکلر اصلاح شده ارائه شده است.

۲- درستی آزمایشی مدل‌سازی دیوار برشی فولادی

با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS

به منظور درستی آزمایشی مدل‌سازی عددی، دیوار برشی فولادی آزمایش شده توسط برمن و برونو [28] که یک نمونه‌ی یک طبقه با اتصالات مفصلی تیر به ستون است، مدل‌سازی شده و نتایج با یکدیگر مقایسه شد. ابعاد ورق میانی نمونه، $3334/7$ در $1361/6$ میلی‌متر و مقاطع تیر و ستون استفاده شده به ترتیب مقاطع فولادی آمریکایی $W18 \times 86$ و $W12 \times 96$ است. برای اجزای مرزی و ورق میانی از المان‌های شش وجهی خطی از نوع C3D8 استفاده شد که قابلیت تغییر شکل‌های بزرگ و کمانش خارج از صفحه را دارد.

ارائه مدل خرابی هیستریزیس برای سیستم دیوار برشی فولادی آزمایش‌هایی که در مقالات [8-6] و دیگر نتایج بدست آمده بود، مقایسه شد. خرازی و همکاران با اصلاح مدل اندرکنشی از طریق اعمال تغییرات در نمودار نیرو-تغییر مکان و در نظر گرفتن اثر لنگر واژگونی بر پاسخ دیوار برشی فولادی، مدل «اندرکنش اصلاح شده» را ارائه دادند [9]. همچنین پژوهشگران دیگری بر اساس مدل اجزای محدود، رفتار پس‌کمانشی ورق نازک دیوار برشی فولادی را مورد مطالعه قرار دادند [10-13]. به علاوه، مطالعاتی به منظور بررسی رفتار پس‌کمانشی دیوار برشی فولادی با ورق میانی موج‌دار بر اساس مدل اجزای محدود نیز انجام شده است [14-17].

چوی و پارک بر اساس نتایج روش اجزای محدود ورق میانی تحت بار چرخه‌ای با رفتار دو خطی و سینماتیک مصالح، مدلی هیستریزیس برای آن ارائه دادند [18]. ویستر و برمن با در نظر گرفتن سخت‌شدگی مصالح، زوال سختی، مقاومت پسماند و لاغری ورق در اثر کمانش ورق، مدلی بر پایه نتایج روش اجزای محدود ارائه نمودند [19]. همچنین پرپا و برونو مطالعاتی را برای ارزیابی عملکرد دیوار برشی فولادی با در نظر گرفتن پاره شدگی ورق میانی و گسیختگی خمشی المان‌های مرزی انجام دادند [20]. رهنما و کراوینکلر با در نظر گرفتن سختی باربرداری متغیر، زوال سختی رأس‌گرا در بارگذاری مجدد، واپیچیدگی، زوال چرخه‌ای مقاومت به عنوان تابعی از تقاضای انرژی هیستریزیس و همچنین قابلیت تسریع زوال سختی بارگذاری مجدد، یک مدل هیستریزیس تکه‌ای خطی ارائه دادند [21]. ایبارا و همکاران برای سیستم‌هایی با رفتار دو خطی، راس-گرا و واپیچیده، چهار مود زوال مقاومت پایه، زوال مقاومت پس از نقطه بیشینه، زوال سختی باربرداری و زوال سختی بارگذاری تسریع یافته را ارائه نمودند [22]. این مدل توسط لیگنوس اصلاح شد که مدل «ایبارا-کراوینکلر اصلاح شده» نام دارد. منحنی مرجع مدل ایبارا-کراوینکلر اصلاح شده در شکل (۱) ارائه شده است [23]. جلالی و بنازاده [24] با در نظر گرفتن خرابی چرخه‌ای و درون‌چرخه‌ای و انجام اصلاحاتی روی مدل ارائه شده توسط چوی و پارک [18]، مدل خرابی جدیدی را پیشنهاد نمودند. وانگ و یانگ مدلی ساده شده را بر اساس مدل «نوارهای متقاطع» برای ورق میانی دیوار برشی فولادی ارائه دادند [25].

گونه‌ای در نظر گرفته شود که علاوه بر دارا بودن رفتار شکل-پذیر، مقاطعی که برای المان‌های افقی (تیرها) آن بر اساس اصول طراحی ظرفیتی در نظر گرفته می‌شود، غیر اقتصادی و غیر عملی نباشد. بر این اساس، توصیه شده است که حد بالای نسبت طول دهانه به ارتفاع دیوار برشی فولادی برابر با $2/5$ و حد پایین آن $0/8$ در نظر گرفته شود [30]. بنابراین، در طراحی دیوارهای برشی فولادی مطالعه شده، ۶ مورد با مقادیر $0/9$ ، $1/2$ ، $1/5$ ، $1/8$ ، $2/1$ و $2/4$ برای این نسبت ارتفاع دیوار نیز ثابت و برابر با 3500 میلی‌متر در نظر گرفته شد. بر اساس مطالعات گذشته، معیار کنترل جابه‌جایی نسبی و لاغری ورق میانی دیوار برشی فولادی، باعث تعریف محدوده‌ای برای ضخامت ورق میانی دیوار بود. اما با این وجود، امکان استفاده از ضخامت‌هایی خارج از محدوده تعریف شده نیز وجود دارد [30].

شکل ۲. شبکه‌بندی مدل اجزاء محدود نمونه SPSW-8-1.8-1

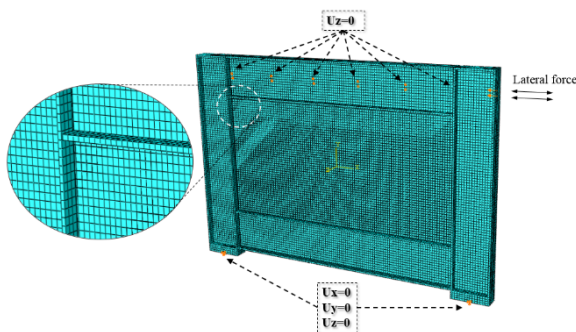


Fig. 2. Mesh of numerical model for SPSW-8-1.8-1

شکل ۳. مقایسه نتیجه آزمایشگاهی و عددی

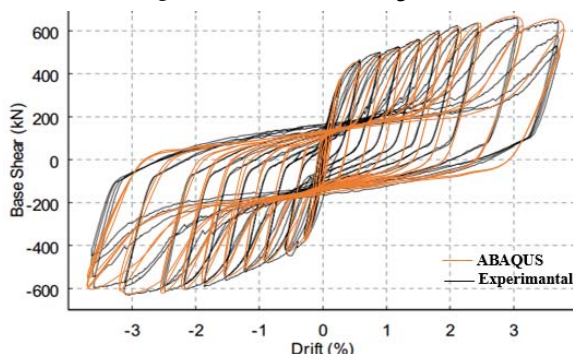


Fig. 3. Comparison of experimental and numerical model results

برای جلوگیری از کمانش خارج از صفحه‌ی المان‌های مرزی در نمونه‌ی آزمایشگاهی، درجات آزادی خارج از صفحه‌ی اجزای مرزی بسته شد. بارگذاری اعمال شده به نمونه مطابق با بارگذاری گزارش شده توسط برمن و برونو [28]، الگوی بارگذاری ATC24 [29] است. همچنین در تحلیل نمونه، رفتار غیرخطی هندسی و مصالح در نظر گرفته شد. ابعاد المان و شبکه‌بندی مدل با سعی و خطا به شکلی به دست آمده است که با تغییر ابعاد شبکه از مقادیر بزرگ به سمت مقادیر کوچک، تغییر قابل توجهی در پاسخ مدل ایجاد نشود. شبکه‌بندی مدل اجزاء محدود نمونه SPSW-8-1.8-1 و همچنین شرایط مرزی آن در شکل (۲) ارائه شده است. در این مدل، تعداد المان‌ها و گره‌ها به ترتیب 43463 و 84288 و ابعاد المان‌ها 20 میلی‌متر است. نتیجه درستی آزمایشی انجام شده برای دیوار برشی فولادی ذکر شده با توجه به نتایج آزمایشگاهی در شکل (۳) و جدول (۱) ارائه شده است. همانطور که در شکل (۳) مشخص است، نتایج مدل‌سازی و آزمایشگاهی هماهنگی مناسبی با یکدیگر دارند. همچنین با توجه به نتایج شکل‌های (۴) و (۵)، اختلاف مقدار بیشینه جابه‌جایی نسبی (دریفت)، برش پایه، سختی باربرداری و سختی بارگذاری بعد از لاغرشدگی در نمونه مدل‌سازی شده و آزمایشگاهی، بسیار ناچیز است. با مقایسه نتایج حاصل از نمونه مدل‌سازی شده و آزمایشگاهی می‌توان دریافت که بیشینه برش پایه، استهلاك انرژی تجمعی و سختی باربرداری در نمونه آزمایشگاهی از نمونه مدل‌سازی شده، کمی بیشتر و سختی بارگذاری بعد از لاغرشدگی آن کمی کمتر است. همچنین، با توجه به اینکه بارگذاری نمونه مدل‌سازی شده به صورت کنترل جابه‌جایی بوده است، جابه‌جایی نسبی نمونه مدل‌سازی شده و آزمایشگاهی بسیار به یکدیگر نزدیک است.

۳- دیوارهای برشی نمونه

در این بخش، دیوارهای برشی نمونه مورد مطالعه و چگونگی مدل‌سازی آن‌ها و همچنین نتایج حاصل از تحلیل آن‌ها ارائه می‌شود. نسبت طول دهانه به ارتفاع دیوار برشی فولادی باید به

شکل ۴. مقایسه نتایج نمونه مدل سازی شده و آزمایشگاهی

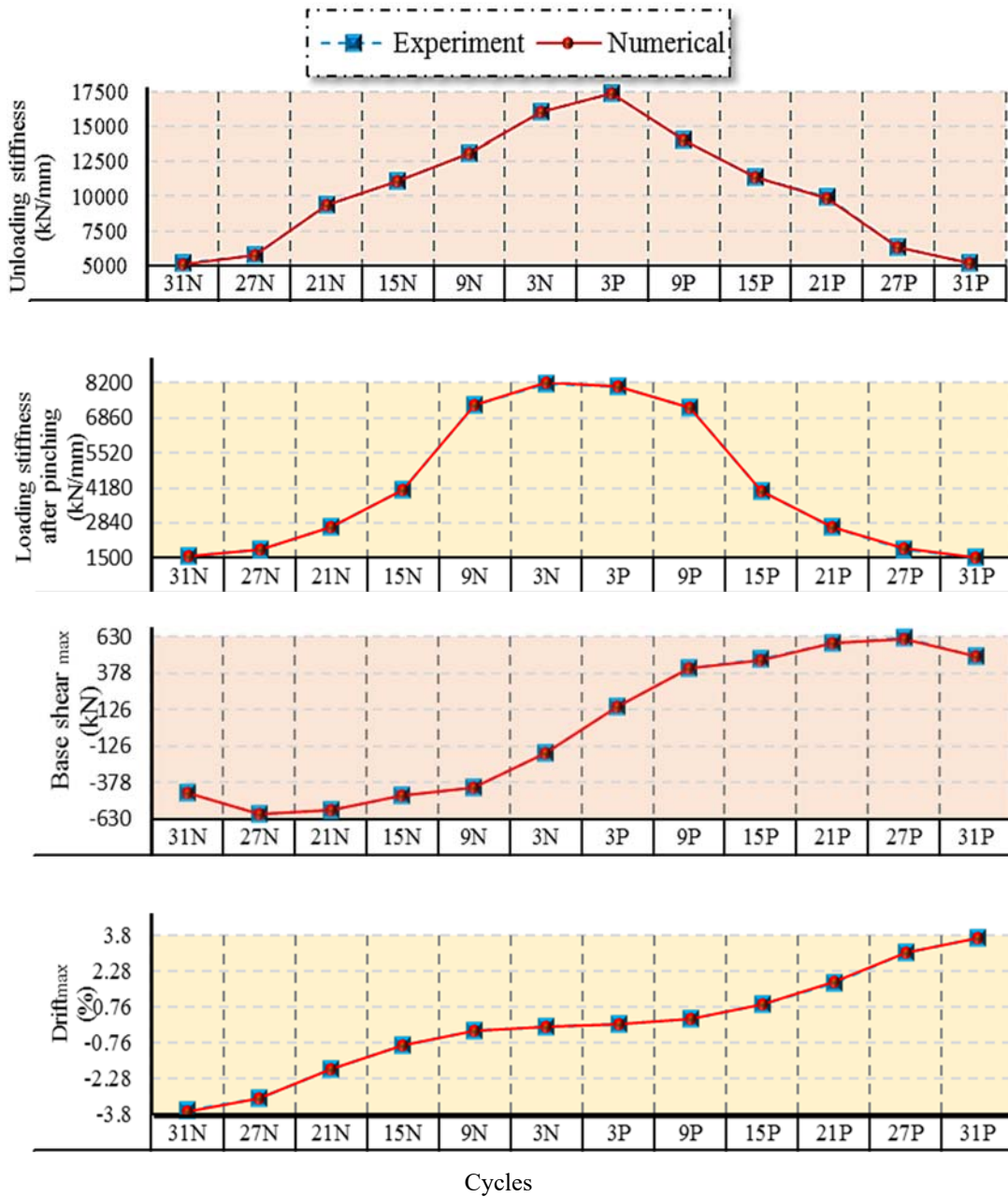


Fig. 4. Comparison of experimental and numerical model results

شکل ۵. مقایسه انرژی تجمعی مستهلک شده در نمونه مدل سازی شده و آزمایشگاهی

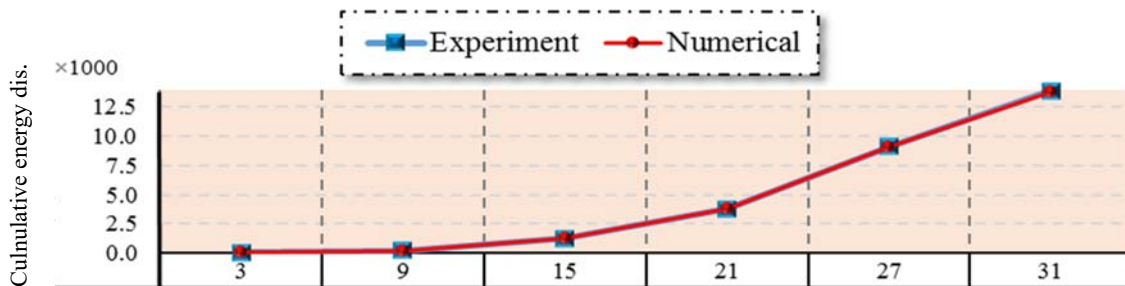


Fig. 5. Comparison of cumulative dissipated energy of experimental and numerical model

۴- مدل سازی نمونه‌ها در نرم‌افزار OpenSees

در این بخش مدل زوال ایبارا-کراوینکلر (IK) اصلاح شده با منحنی‌های عددی به دست آمده از نرم‌افزار ABAQUS، کالیبره شده و پارامترهای مدل زوال برای هر کدام از این منحنی‌ها به دست می‌آید. به دلیل مفصلی بودن اتصالات و بالا بودن اینرسی تیرها و ستون‌ها، هر دو مورد با استفاده از المان تیر ستون الاستیک در نرم‌افزار OpenSees مدل‌سازی شده است. همچنین ورق میانی با استفاده از نوارهای مایل و المان خرپا و ماده ایبارا-کراوینکلر اصلاح شده مدل شده است. زاویه نوارها در نمونه‌ها (α) بر اساس رابطه ذیل [6] محاسبه شده و مقادیر آن بین $40/73$ تا $45/73$ درجه بوده است.

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{Lt}{2A_c}}{1 + ht \left[\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L} \right]} \quad (1)$$

که در رابطه فوق، L طول دهانه دیوار (mm)، t ضخامت ورق میانی (mm)، A_c سطح مقطع ستون (mm^2)، A_b سطح مقطع تیر (mm^2) و I_c ممان اینرسی داخل صفحه ستون (mm^4) است.

بر اساس شکل (۷) حلقه‌های هیستریزس نمونه آزمایشگاهی، به دلیل لاغرشدگی میانی در رفتار هیستریزس دیوار برشی فولادی، از مدل هیستریزس با لاغرشدگی میانی برای مدل‌سازی آن استفاده شده است [23]. پس از بارگذاری نمونه‌ها، بر اساس مشاهدات عینی، پارامترهای مدل به نرم‌افزار معرفی شدند. در نهایت پاسخ‌های حاصل از نرم‌افزارهای OpenSees و ABAQUS با یکدیگر مقایسه شدند. نمونه‌ای از مقایسه پاسخ‌ها نشان داده شده است. پارامترهای کالیبره شده مدل برای همه‌ی نمونه‌ها در جدول (۱) و شکل (۸) ارائه شده است. قابل توجه است که در این جدول، پارامترهای K_1 ، F_u ، F_y (شیب ناحیه خطی) و K_2 (شیب ناحیه غیرخطی)، بر اساس منحنی کالیبره‌شده مرجع IK محاسبه شده‌اند. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، با افزایش ضخامت و تنش تسلیم ورق میانی، ظرفیت کرنش پلاستیک دیوار برشی فولادی کاهش می‌یابد. به عنوان نمونه، با تغییر ضخامت ورق

در این مقاله، با در نظر گرفتن محدوده تعیین شده و مقادیر موجود در بازار، از ضخامت‌های ۸، ۱۰، ۱۲، ۱۵ و ۱۸ میلی‌متر برای ورق میانی دیوارهای برشی فولادی استفاده شد. برای مدل‌سازی ورق میانی دیوار برشی فولادی از دو نوع فولاد ST37 و ST52 و برای قاب پیرامونی از فولاد ASTM A572 Gr.50 استفاده شده است. دیوارهای برشی نمونه به صورت SPSW-8-1.8-1 نام‌گذاری شده‌اند که در آن X ضخامت ورق میانی، Y نسبت طول دهانه به ارتفاع دیوار و Z نوع فولاد استفاده شده برای ورق میانی است که در حالت‌های ST37 و ST52، این عدد به ترتیب برابر با ۱ و ۲ است. همچنین برای بارگذاری نمونه‌ها از الگوی بارگذاری ATC 24 [29] استفاده شده است. مقطع در نظر گرفته شده برای ستون‌ها (H ۸۰۰) و تیرها (H ۹۰۰) بر اساس آیین‌نامه AISC 341-10 [30] به گونه‌ای طراحی شده است که از حرکت داخل صفحه آن‌ها جلوگیری شود. در این نمونه‌ها، ابعاد المان‌ها ۲۰ میلی‌متر است. المان‌های استفاده شده برای نمونه‌ها، المان‌های شش وجهی خطی از نوع C3D8 است که قابلیت تغییر شکل‌های بزرگ و کمانش خارج از صفحه را دارد. به منظور جلوگیری از کمانش خارج از صفحه المان‌های مرزی، درجات آزادی خارج از صفحه تیر بالایی بسته شد. همچنین در تحلیل نمونه، رفتار غیرخطی هندسی و مصالح در نظر گرفته شد. در شکل، چگونگی کمانش ورق میانی و توزیع تنش فون میسز نمونه SPSW-8-1.8-1 مشاهده می‌شود. مطابق شکل، کمانش ورق میانی به گونه‌ای است که می‌توان تشکیل میدان کششی قطری را مشاهده نمود. همچنین با توجه به ابعاد تیرها و ستون‌ها، قاب دیوار برشی فولادی تقریباً در ناحیه الاستیک باقی می‌ماند.

شکل ۶. توزیع تنش فون میسز نمونه SPSW-8-1.8-1

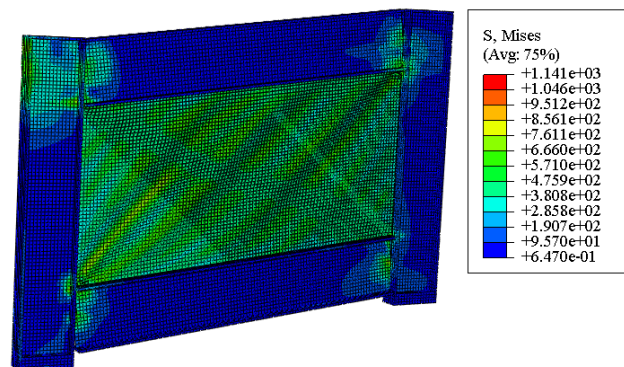
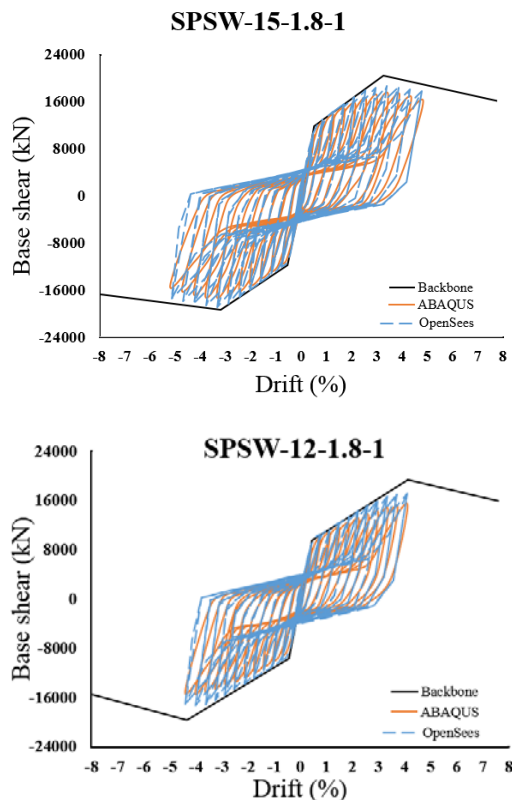


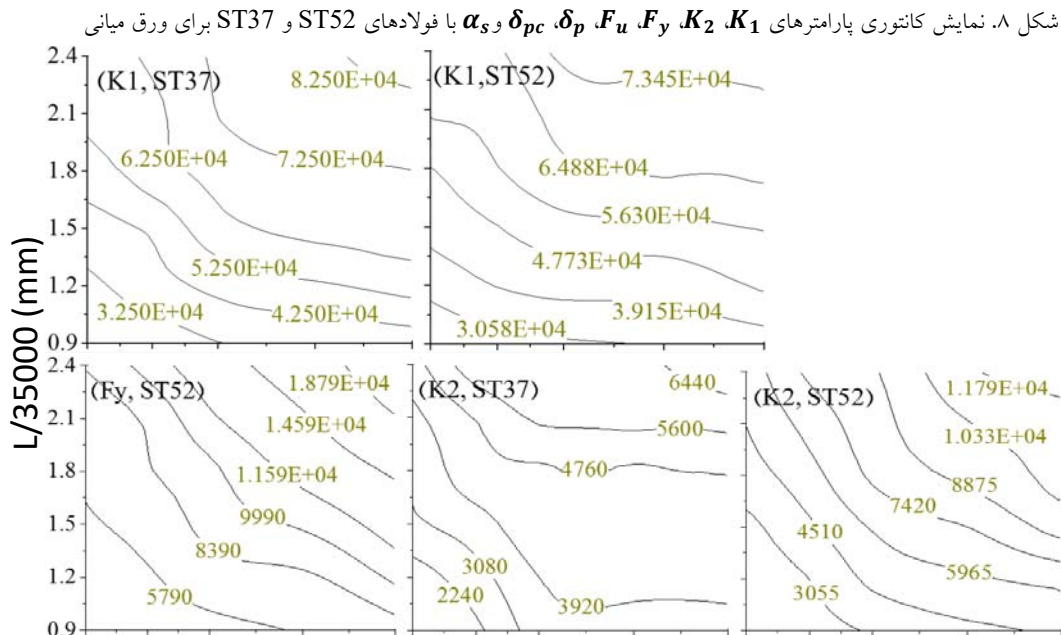
Fig. 6. Von-mises stress distribution of SPSW-8-1.8-1

شکل ۷. پاسخ چرخه‌ای مدل‌های ABAQUS و OpenSees و منحنی مرجع مدل زوال IK برای چند نمونه



میان‌ی از ۸ میلی‌متر به ۱۸ میلی‌متر در دیوارهای با نسبت طول دهانه به ارتفاع ۱/۸، ظرفیت کرنش پلاستیک ۳۶ و ۴۷ درصد به ترتیب برای فولادهای ST37 و ST52 برای ورق میانی، کاهش یافته است. همچنین پارامتر δ_{pc} مانند کرنش پلاستیک، با افزایش ضخامت و تنش تسلیم ورق میانی کاهش پیدا کرده است. به عنوان نمونه، با تغییر ضخامت ورق میانی از ۸ میلی‌متر به ۱۵ میلی‌متر در دیوارهای با نسبت طول دهانه به ارتفاع ۲/۴، پارامتر δ_{pc} ، ۳۲ و ۵۰ درصد به ترتیب برای فولادهای ST37 و ST52 برای ورق میانی، کاهش یافته است. همچنین ملاحظه می‌شود که با تغییر نسبت طول دهانه به ارتفاع دیوار از ۱/۸ به ۲/۴ در حالتی که ضخامت ورق میانی ۱۰ میلی‌متر است، پارامترهای K_1 ، K_2 ، F_y ، F_u و α_s به ترتیب ۱۰، ۴۲، ۲۸، ۳۲ و ۱۰ درصد در حالت استفاده از فولاد ST37 برای ورق میانی، افزایش می‌یابد.

Fig. 7. Hysteresis curves from ABAQUS and OpenSees and backbone curve of modified IK deterioration models



شکل ۸. نمایش کانٹوری پارامترهای K_1 ، K_2 ، F_y ، F_u ، δ_p و δ_{pc} و α_s با فولادهای ST37 و ST52 برای ورق میانی

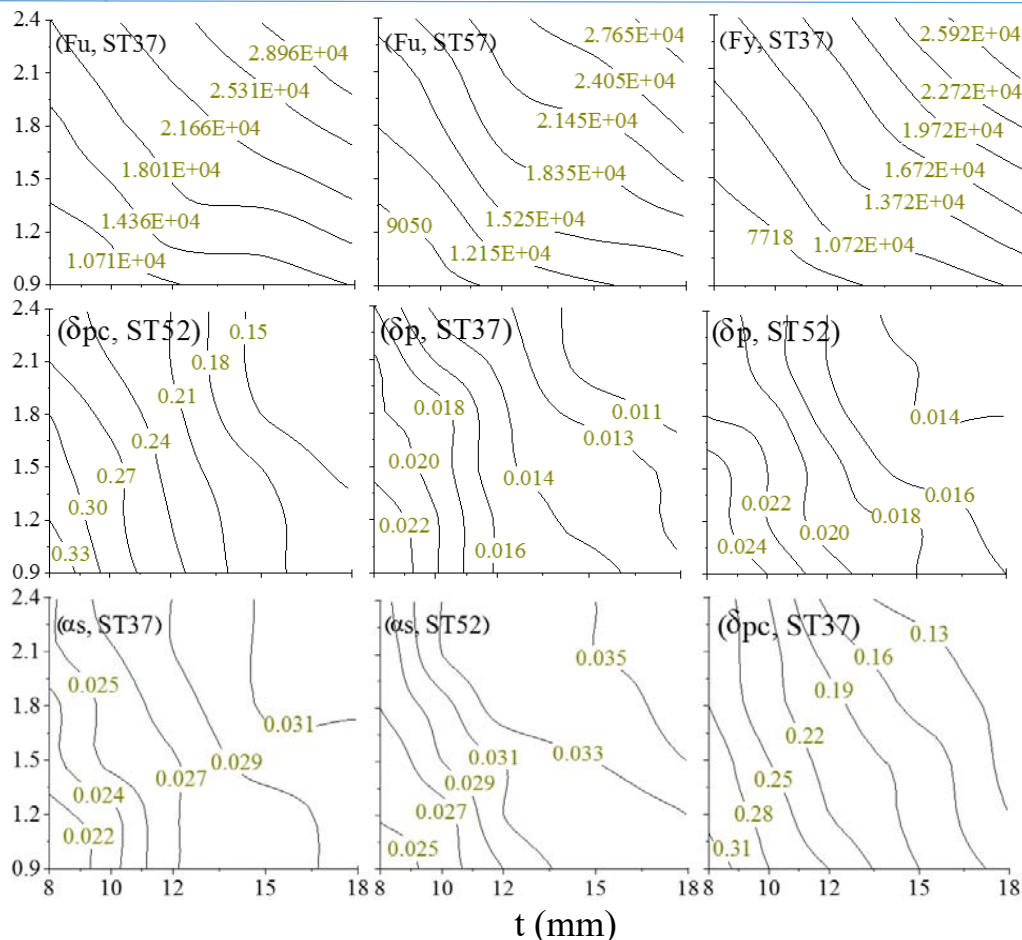


Fig. 8. Contour curve of calibrated parameters of K_1 , K_2 , F_y , F_u , δ_p , δ_{pc} and α_s using ST37 and ST52 for infill plate

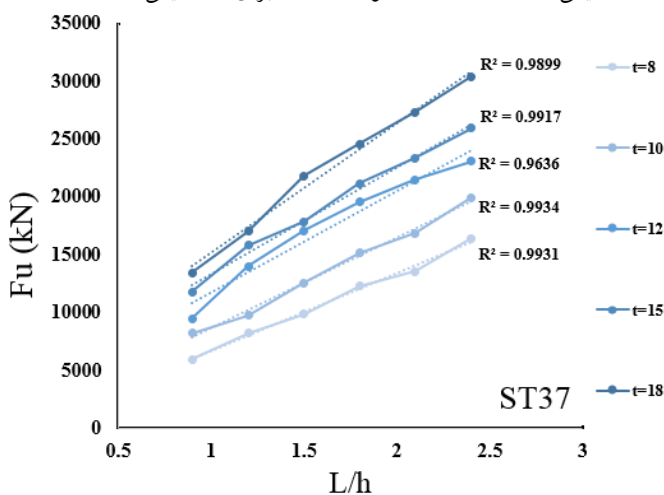
جدول ۱. پارامترهای کالیبره شده مدل زوال برای نمونه‌های با ضخامت ورق میانی مختلف و نسبت طول دهانه به ارتفاع ۱/۸ و ۲/۴

SPSW	K_1 (kN/mm)	K_2 (kN/mm)	F_y (kN)	F_u (kN)	δ_p (rad)	δ_{pc} (rad)	α_s
SPSW-8-1.8-1	47821.9	3853.1	6283	12255	0.022	0.30	0.027
SPSW-10-1.8-1	58619.7	5431.7	8285	15133	0.021	0.26	0.030
SPSW-12-1.8-1	66109.1	7688.5	9602	19516	0.017	0.22	0.034
SPSW-15-1.8-1	70992.7	9018.143	12232	21140	0.014	0.15	0.034
SPSW-18-1.8-1	72439.3	10815.77	15057	24565	0.014	0.13	0.036
SPSW-8-2.4-1	57037.8	5128.4	8537	16385	0.021	0.26	0.028
SPSW-10-2.4-1	64448.9	7726.4	10608	19918	0.019	0.23	0.033
SPSW-12-2.4-1	74078.1	8708.857	13017	23056	0.016	0.21	0.034
SPSW-15-2.4-1	78109.9	11545.6	16630	25350	0.013	0.14	0.035
SPSW-18-2.4-1	87904.8	12699.46	21376	30387	0.012	0.12	0.037
SPSW-8-1.8-2	47530.4	3271.286	9260	13442	0.020	0.28	0.023
SPSW-10-1.8-2	56046.9	4448.771	11827	17251	0.019	0.23	0.026
SPSW-12-1.8-2	63619.4	4628.543	14519	19796	0.015	0.20	0.028
SPSW-15-1.8-2	66567.8	4637.686	19204	23168	0.012	0.15	0.031
SPSW-18-1.8-2	67086.9	4806	23063	26609	0.010	0.12	0.031
SPSW-8-2.4-2	59942.1	4443.543	12871	17998	0.018	0.27	0.025
SPSW-10-2.4-2	63746.9	6116.714	15414	21327	0.014	0.22	0.028
SPSW-12-2.4-2	75891.2	6175.4	18932	24141	0.013	0.15	0.029
SPSW-15-2.4-2	76206.5	6235.714	25201	29193	0.010	0.12	0.031
SPSW-18-2.4-2	80991.6	6939.4	28639	32540	0.009	0.10	0.032

Table 1. Calibrated parameters for steel shear walls with $b/H=1.8$

خطی و با فرض مستقل بودن هرکدام از پارامترهای هندسی و بدون در نظر گرفتن همبستگی بین آنها، روابطی تجربی برای به دست آوردن پارامترهای مدل زوال اصلاح شده ی IK پیشنهاد می شود. در این مقاله با توجه به ثابت بودن مقاطع تیر و ستون، تغییر پارامترهای مدل از جمله δ_p , δ_{PC} , α_s , F_y (مقاومت تسلیم دیوار برشی فولادی)، F_u (مقاومت حداکثر دیوار برشی فولادی)، K_1 (سختی الاستیک دیوار برشی فولادی) و K_2 (سختی پس از نقطه تسلیم دیوار برشی فولادی) بر اساس ضخامت ورق میانی (t) و نسبت دهانه به ارتفاع دیوار برشی فولادی ($L/3500$) برای دو نوع فولاد استفاده شده برای ورق میانی است. برای نمونه، وابستگی پارامتر F_u به ضخامت ورق میانی و نسبت L/h در شکل (۹) ارائه شده است. با توجه به ضریب رگرسیون محاسبه شده، مشاهده شد که روند کلی تغییرات پارامترها به صورت خطی است. روند خطی تغییرات پارامترها باعث تعیین فرم تابع تخمین پارامترها به صورت خطی است (روابط ۲ الی ۸). همچنین با توجه به رابطه بین مقادیر پارامترها با مشخصات هندسی ملاحظه می شود که با افزایش نسبت طول دهانه به ارتفاع دیوار و ضخامت ورق میانی، پارامترهای α_s , F_y , F_u , K_1 و K_2 افزایش و پارامترهای δ_p و δ_{PC} کاهش می یابند. با تخمین فرم تابع به صورت خطی، مشاهده شد که مقادیر پارامترهای تخمین زده شده بسیار نزدیک به مقادیر بدست آمده از مدل سازی است و برای تمام روابط، ضریب رگرسیون بیشتر از $0/88$ است که نشان دهنده دقت بالای روابط ارائه شده است. این دقت تخمین بالا از مقایسه چند نمونه از مقادیر پارامترهای حاصل از کالیبره کردن و مدل سازی در شکل (۱۰) ارائه شده است.

شکل ۹. رابطه ی F_u به نسبت طول دهانه به ارتفاع دیوار و ضخامت ورق میانی در حالت استفاده از فولاد ST37 برای ورق میانی



علاوه بر پارامترهای کالیبره شده، پارامترهای K (نسبت مقاومت پسماند) و δ_u باید تعیین شوند. بر اساس مشاهدات صورت گرفته بر نتایج حاصل از تحلیل در ABAQUS، نسبت مقاومت، $0/35$ در نظر گرفته شد و با هماهنگی نتایج تحلیل حاصل از OpenSees، مشاهده شد که این مقدار مناسب است. به طور کلی برای تعیین نسبت مقاومت پسماند، باید تثبیت چرخه های هیستریزیس در مدل ها مشاهده شود. با توجه به این که در بسیاری از مدل ها بارگذاری پیش از رسیدن به مقاومت پسماند متوقف شد، تعیین این پارامتر همراه با دشواری هایی است. به منظور تعیین دقیق تر این پارامتر نیاز به مدل های عددی با در نظر گرفتن خرابی می باشد که بتوان چرخه های بارگذاری را تا تغییر مکان های نسبی بسیار بالا و مشاهده ی کامل تثبیت مقاومت ادامه داد. برای تعیین پارامتر δ_u ، باید مقاومت نمونه تحت بارگذاری به صورت کامل به صفر برسد. با توجه به این که در مدل های عددی، پارگی در نظر گرفته نشده است، نمی توان در مورد این پارامتر اظهار نظر دقیقی کرد. اما بر اساس آزمایش های انجام شده توسط لوبل، پارگی شکل پذیر تا جابه جایی نسبی حدود $8/3$ درصد مشاهده نشد [31]. بنابراین، با مقایسه ضخامت ورق آزمایش شده توسط لوبل و نمونه های بررسی شده در این مقاله، می توان اظهار نمود که در مدل های عددی پارگی رخ نداده است. بنابراین، با توجه به مشاهدات، مقدار 39 برای پارامتر δ_u در نظر گرفته شد. همچنین در مدل چرخه ای ایبارا-کراوینکلر اصلاح شده (IK)، پارامترهای Λ برای مدل سازی زوال مقاومت پایه، زوال مقاومت پسا-پیک، زوال سختی بارگذاری مجدد و زوال سختی بارگذاری شتاب یافته وجود دارد. همچنین پارامترهای C برای تعیین نرخ زوال های اشاره شده در نظر گرفته شده است. برای لحاظ کردن تمام حالت های زوال اشاره شده، برای همه ی مقادیر Λ یک مقدار بزرگ ثابت فرض شد. همچنین برای پارامتر C بصورت پیش فرض، مقدار 1 در نظر گرفته شد.

۵- ارزیابی آماری پارامترهای زوال

در این بخش ضمن مطالعات آماری روی پارامترهای به دست آمده و ارزیابی وابستگی هر کدام از پارامترها به مشخصات هندسی دیوار برشی فولادی، با استفاده از تحلیل رگرسیون خطی و با توجه به ضریب R^2 برای ارزیابی کفایت تحلیل رگرسیون

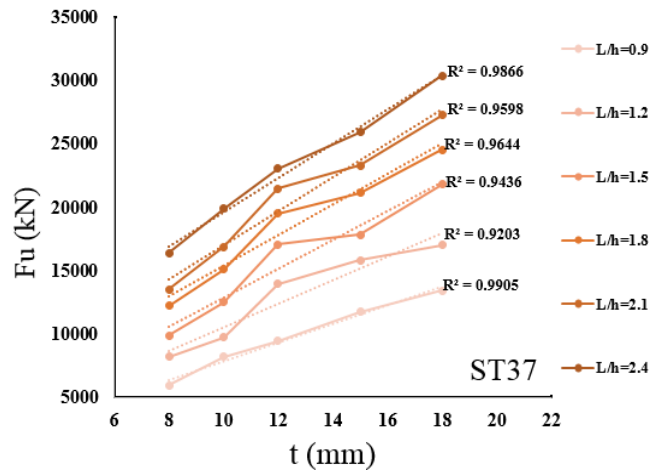


Fig. 9. $F_u - t$ and $F_u - L/h$ relation in the case of using ST37 for infill plate

$$\delta_p = \begin{cases} 0.0361 - 0.00092(t) - 0.0033(L/3500) & \text{for ST37} & (R^2 = 0.946) \\ 0.0333 - 0.00091(t) - 0.0032(L/3500) & \text{for ST52} & (R^2 = 0.928) \end{cases} \quad (2)$$

$$\delta_{pc} = \begin{cases} 0.5015 - 0.0169(t) - 0.0411(L/3500) & \text{for ST37} & (R^2 = 0.9634) \\ 0.4882 - 0.0168(t) - 0.0436(L/3500) & \text{for ST52} & (R^2 = 0.9692) \end{cases} \quad (3)$$

$$\alpha_s = \begin{cases} 0.0146 + 0.0008(t) + 0.0034(L/3500) & \text{for ST37} & (R^2 = 0.884) \\ 0.0134 + 0.0007(t) + 0.0024(L/3500) & \text{for ST52} & (R^2 = 0.899) \end{cases} \quad (4)$$

$$F_y = \begin{cases} -12558.7 + 1090.3(t) + 4913.9(L/3500) & \text{for ST37} & (R^2 = 0.976) \\ -14998.0 + 1224.0(t) + 8337.5(L/3500) & \text{for ST52} & (R^2 = 0.952) \end{cases} \quad (5)$$

$$F_u = \begin{cases} -17168.5 + 1766.3(t) + 6659.5(L/3500) & \text{for ST37} & (R^2 = 0.897) \\ -11948.7 + 1166.6(t) + 9488.3(L/3500) & \text{for ST52} & (R^2 = 0.970) \end{cases} \quad (6)$$

$$K_1 = \begin{cases} -46108.9 + 5410.6(t) + 18476.5(L/3500) & \text{for ST37} & (R^2 = 0.892) \\ -12417.5 + 1541.8(t) + 27861.4(L/3500) & \text{for ST52} & (R^2 = 0.951) \end{cases} \quad (7)$$

$$K_2 = \begin{cases} -878.7 + 744.7(t) + 3471.1(L/3500) & \text{for ST37} & (R^2 = 0.979) \\ -1539.2 + 193.4(t) + 2064.4(L/3500) & \text{for ST52} & (R^2 = 0.888) \end{cases} \quad (8)$$

شکل ۱۰. مقایسه مقادیر کالیبره شده و پیش بینی شده پارامتر F_u در حالات استفاده از فولاد ST52 و ST37 برای ورق میانی

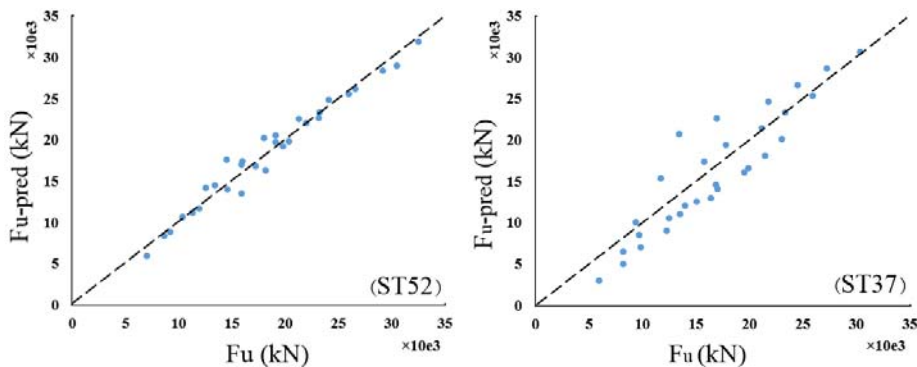


Fig. 10. Comparison of calibrated and predicted of F_y in the cases of using ST37 and ST52 for infill plate

۶- بررسی روابط پیشنهادی

می شود که منحنی های هیستریزیس مدل زوال IK با دقت مناسبی بر منحنی هیستریزیس آزمایشگاهی هماهنگ شده است که نشانگر دقت بالای پاسخ های حاصل از روابط پیشنهادی است. همچنین مشخصات مختلف منحنی هیستریزیس مدل زوال IK در جدول (۳) ارائه شده است.

در این بخش به منظور بررسی درستی روابط پیشنهادی، با استفاده از روابط ارائه شده، پارامترهای مدل زوال IK برای نمونه آزمایشگاهی برمن و برونو [28] تعیین شده (جدول ۲) و سپس نتایج عددی و آزمایشگاهی مقایسه می شود (شکل ۱۱). ملاحظه

جدول ۲. پارامترهای زوال بدست آمده از روابط ارائه شده برای دیوار آزمایش شده توسط برمن و برونو

Specimen	$F_y(kN)$	$F_u(kN)$	$K_1(kN)$	$K_2(kN)$	$\delta_p(rad)$	$\delta_{pc}(rad)$	$\delta_u(rad)$	α_s	κ
F2	456.0	740.9	142092.7	10181.5	0.0271	0.5852	39	0.0236	0.35

Table 2. Predicted modified IK deterioration model parameters

جدول ۳. مقایسه مشخصات منحنی هیستریزیس مدل زوال IK و منحنی آزمایشگاهی

Cycle	Drift _{max} (%)		Base shear _{max} (kN)		Cumulative energy dis. (kJ)		Loading stiffness after pinching (kN/mm)		Unloading stiffness (kN/mm)	
	Num.	Exp.	Num.	Exp.	Num.	Exp.	Num.	Exp.	Num.	Exp.
3	0.063	0.061	174	152	8.0	10.3	11680.83	8041.229	18494.86	17387.19
3	-0.066	-0.069	-181	-171			11735.13	8176.455	17887.9	16089.18
9	0.273	0.265	411	410	215.5	181.3	6519.466	7250.055	15100.45	14096.73
9	-0.281	-0.261	-411	-408			6065.836	7334.044	14806.32	13096.35
15	0.894	0.897	485	473	1363.7	1246.9	3465.223	4073.6	13218.12	11402.07
15	-0.902	-0.882	-485	-468			4244.149	4080.49	12594.82	11114.83
21	1.814	1.809	583	585	4140.5	3756.3	3700.022	2700.569	8500.601	9903.871
21	-1.851	-1.849	-587	-568			3526.247	2682.962	8558.508	9380.468
31	3.686	3.705	673	496	14545.9	13861.6	2502.078	1505.741	5406.769	5194.171
31	-3.598	-3.641	-675	-444			2554.681	1544.838	5362.095	5121.5

Table 3. Comparison of experimental and modified IK deterioration model hysteresis response

نتایج حاصل از نمونه مدل سازی شده و آزمایشگاهی می توان دریافت که به مقدار خیلی کم، بیشینه برش پایه، استهلاک انرژی تجمعی و سختی باربرداری در نمونه آزمایشگاهی از نمونه مدل سازی شده بیشتر و سختی بارگذاری بعد از لاغر شدگی آن کمتر است. همچنین، با توجه به اینکه بارگذاری نمونه مدل سازی شده به صورت کنترل جابه جایی بوده است، جابه جایی نسبی نمونهی مدل سازی شده و آزمایشگاهی بسیار به یکدیگر نزدیک است.

۷- نتیجه گیری

از تحلیل مدل های عددی تحت بارگذاری چرخه ای نتایج زیر حاصل شد:

(۱) پارامترهای اصلی تأثیرگذار روی ظرفیت برشی و سختی قبل و بعد از نقطه ی تسلیم، نسبت طول دهانه به ارتفاع و ضخامت ورق میانی است که با توجه به روابط بدست آمده،

شکل ۱۱. منحنی هیستریزیس مدل زوال و نمونه آزمایشگاهی

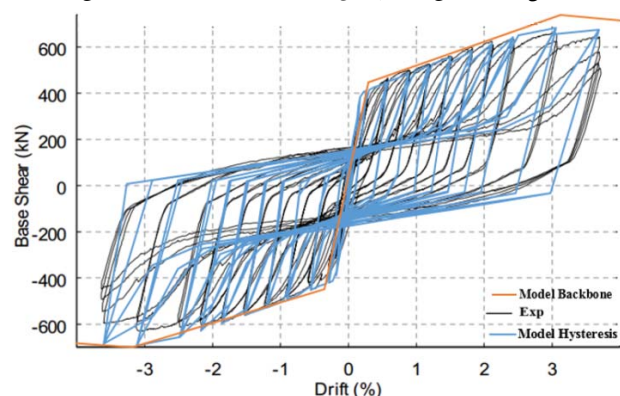


Fig. 11. Comparison of experimental and predicted hysteresis curve

بر اساس نتایج بدست آمده در تمام چرخه های بارگذاری، اختلاف مقدار بیشینه جابه جایی نسبی، برش پایه، سختی باربرداری و سختی بارگذاری بعد از لاغر شدگی در نمونه مدل سازی شده و آزمایشگاهی، کمتر از یک درصد است. با مقایسه

- [8] Driver R. G., Kulak G. L. & Laurie K. D. J. 1997 Seismic behavior of steel plate shear wall, structural engineering report No 215. Department of Civil Engineering University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.
- [9] Kharrazi M. H. K., Prion H. G. L. & Ventura C. E. 2008 Implementation of M-PFI method in design of steel plate walls. *J. Constr. Steel Res.*, **64**, 465-479.
- [10] Behbahanifard M., Grondin G. & Elwi A. 2003 Experimental and Numerical Investigation of Steel Plate Shear Walls: Structural Engineering Report No. 254. Department of Civil Engineering University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.
- [11] Mortazavi S. M. R., Ghassemieh M. & M.S. Ghobadi M. S. 2013 Research on the Behavior of the Steel Plated Shear Wall by Finite Element Method. *J. Struct.*, **1-9**.
- [12] Ghassemieh M. & Heidari N. 2014 Parametric analysis of steel plated shear structures. *J. Cent. South Univ.*, **21**, 2083-2090.
- [13] Rahmzadeh A., Ghassemieh M., Park Y. & Abolmaali A. 2016 Effect of stiffeners on steel plate shear wall systems. *Steel Compos. Struct.*, **20**, 545-569.
- [14] Cao Q. & Huang J. 2018 Experimental study and numerical simulation of corrugated steel plate shear walls subjected to cyclic loads. *Thin Walled Struct.*, **127**, 306-317.
- [15] Tong J. & Guo Y., 2018 Shear resistance of stiffened steel corrugated shear walls. *Thin Walled Struct.*, **127**, 76-89.
- [16] Zhang W., M. Mahdavian M. & Yu C. 2018 Lateral strength and deflection of cold-formed steel shear walls using corrugated sheathing. *J. Constr. Steel Res.*, **148**, 399-408.
- [17] Ashrafi H. R., Beiranvand P., Pouraminian M. & Moayeri M. S. 2018 Examining the impact of sheet placement and changes in waves characteristics on behavior of wavy steel shear wall. *Case Stud. Constr. Mater. J.*, **9**.
- [18] Choi I. & Park H. 2010 Hysteresis Model of Thin Infill Plate for Cyclic Nonlinear Analysis of Steel Plate Shear Walls. *J. Struct. Engineering*, **136**, 1423-1434.
- [19] Webster DJ. 2013 The Inelastic Seismic Response of Steel Plate Shear Wall Web Plates and Their Interaction with The Vertical Boundary Members. Doctoral dissertation. University of Washington.
- [20] Purba R. & Bruneau M. 2014 Seismic Performance of Steel Plate Shear Walls Considering Two Different Design Philosophies of Infill Plates . II : Assessment of Collapse Potential. *J. Struct. Eng.*, **141**, 4014161.
- [21] Rahnama M. & Krawinkler H. 1993 Effects of soft soil and hysteresis model on seismic demands. John A. Blume Earthquake Engineering Center.
- [22] Ibarra L. F., Medina R. A. & Krawinkler H. 2005 Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* **34**, 1489-1511.
- [23] Lignos D. 2009 Sidesway collapse of deteriorating structural systems under seismic excitations. Doctoral dissertation, Stanford University.

- نسبت طول دهانه به ارتفاع دیوار موثرتر است.
- (۲) با توجه به ضریب رگرسیون محاسبه شده برای پارامترها، مشاهده شد که روند کلی تغییرات پارامترها به صورت خطی بوده که باعث تعیین فرم تابع تخمین پارامترها به صورت خطی می‌شود و با توجه به ضرایب رگرسیون روابط، دقت بالای آن‌ها نتیجه‌گیری می‌شود.
- (۳) مقادیر پارامترهای ظرفیت تغییر شکل پلاستیک، ظرفیت تغییر پس از نقطه بیشینه و نسبت سخت‌شدگی کرنش، برای فولاد ST37 در ورق میانی بیشتر از حالتی است که از فولاد ST52 استفاده شود. این نتیجه می‌تواند به دلیل کمتر بودن تغییر شکل تسلیم و تغییر شکل متناظر با مقاومت بیشینه فولاد ST52 نسبت به فولاد ST37 باشد.
- (۴) با افزایش ضخامت ورق میانی، پارامترهای نسبت سخت‌شدگی کرنش، برش تسلیم، برش نهایی، شیب ناحیه خطی و شیب ناحیه غیرخطی، افزایش و ظرفیت تغییر شکل پلاستیک و ظرفیت تغییر شکل پسا-پیک کاهش می‌یابند.

References

۸- مراجع

- [1] Mimura H. & Akiyama H. 1977 Load-deflection relationship of earthquake resistant steel shear walls with a developed diagonal tension field. *Transactions of the Architectural Institute of Japan*, **260**, 109-114
- [2] Thorburn L.J., Kulak G.L. & Montgomery C. J. 1983 Analysis of steel plate shear walls, structural engineering report No. 107. Department of Civil Engineering University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.
- [3] Rezaei M. 1999 Seismic behaviour of steel plate shear walls by shake table testing. Doctoral dissertation, University of British Columbia.
- [4] Elgaaly M., Caccese V. & Du C. 1993 Post-Buckling Behavior of Steel-Plate Shear Walls under Cyclic Loads. *ASCE J. Struct. Eng.*, **119**, 588-605.
- [5] Sabouri-ghomi S., Ventura C. E. & Kharrazi M. H. K. 2005 Shear Analysis and Design of Ductile Steel Plate Walls. *J. Struct. Eng.*, **131**, 878-889.
- [6] Timler P. A. & Kulak G. A., 1983 Experimental study of steel plate shear walls, structural engineering report No. 114. Department of Civil Engineering University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.
- [7] Tromposch E.W. & Kulak G. L. 1987 Cyclic and static behaviour of thin panel steel plate shear walls, structural engineering report No. 145. Department of Civil Engineering University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.

- [28] Berman J. W. & Bruneau M. 2005 Experimental Investigation of Light-Gauge Steel Plate Shear Walls. *J. Struct. Eng.*, **131**, 259–267.
- [29] Applied Technology Council. 1992 Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures. ATC-24, USA.
- [30] American Institute of Steel Construction. 2010 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.
- [31] Lubell S. A. 1995 Performance of unstiffened steel plate shear walls under cyclic quasi-static loading, Master thesis, University of Waterloo.
- [24] Jalali S. A. & Banazadeh M. 2016 Thin-Walled Structures Development of a new deteriorating hysteresis model for seismic collapse assessment of thin steel plate shear walls. *Thin Walled Struct.* **106**, 244–257.
- [25] Wang M. & Yang W. 2018 Equivalent constitutive model of steel plate shear wall structures. *Thin Walled Struct.*, **124**, 415–429.
- [26] ABAQUS, Ver 6.14-1. 2014 Documentation, Dassault systemes simulia corporation.
- [27] Mazzoni S., McKenna F., Scott M. H. & Fenves G. L. 2011 Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees) Software Version 2.2.0, University of California, Berkeley, CA.

Development of a deterioration model for steel plate shear wall

O. Bamshad¹, M. Ghassemieh^{2*}

1. MS in Structural Engineering, School of Civil Engineering, University of Tehran

2. Professor, School of Civil Engineering, University of Tehran

*m.ghassemieh@ut.ac.ir

ABSTRACT

Nowadays, Steel Plate Shear Wall (SPSW) is considered as a suitable alternative to conventional lateral load resisting systems that used for earthquake resistant design of structures, because of high post buckling strength, significant ductility, stable hysteresis characteristics and high initial stiffness. Also, steel plate shear wall has lighter weight of structures, increased floor area, quicker speed of construction, significant economically affordable and high quality control compared to a traditional reinforced concrete shear walls. Study on behavior of steel plate shear wall began in 1970s with the aim of providing an easy method for the analysis and design. The initial experimental and analytical research clarified various aspects of seismic behavior of steel plate shear wall, but it is still unknown, because of its complex behavior and design. Although some researches on steel plate shear wall has been done since the early 1980s, the appropriate performance of structures that had steel plate shear wall as lateral load resisting systems in the Northridge, USA (1994) and Kobe, Japan (1995) earthquakes caused researchers and working engineers to investigate and implement the steel plate shear wall system to a greater extent. Analytical and experimental research works and studies, provided primarily in Canadian, US and UK universities on steel plate shear wall considered different facets of the seismic behavior of steel plate shear wall and flourished the essential procedures for its application as an effective lateral load resisting system. However, in order to investigate the performance of steel plate shear wall comprehensively, wide range of nonlinear behavior has to be assessed and predicted and it requires hysteresis models that are capable to consider all deterioration modes. One of the comprehensive analytical hysteresis models is the modified Ibarra-Krawinkler (IK) deterioration model that provides four deterioration models including basic strength deterioration, post-cap strength deterioration, unloading stiffness deterioration and accelerated reloading stiffness deterioration for systems with bilinear, peak oriented and pinching behavior. In this study, by calibrating the modified Ibarra-Krawinkler deterioration model parameters for steel plate shear walls with different properties, some equations are proposed to determine modified Ibarra-Krawinkler deterioration model parameters. First, one of the experimental specimens was modeled and analyzed in ABAQUS software and accuracy of results was measured. Then, 60 number of pinned joints-one story steel plate shear walls with different infill plate thickness and bay length, using two types of steel for infill plate are numerically modeled and analyzed by ABAQUS software. Also, the height of steel plate shear walls was kept constant equal to 3500 mm. Using OpenSees software numerical analysis results, the modified Ibarra-Krawinkler deterioration model parameters are calibrated. Then, by identifying the effective and pertinent factors, some statistical equations are suggested. According to the results, effective parameters on lateral load resisting capacity, elastic stiffness and post capping stiffness were thickness of infill plate and its steel type and ratio of bay length to height of steel plate shear wall. Also according to the results, ratio of bay length to height of steel plate shear wall had more influence on modified Ibarra-Krawinkler deterioration model parameters.

Keywords: Modified Ibarra-Krawinkler deterioration model, Diagonal tension field, Post-buckling behavior, strip model.