

بررسی عددی رفتار لرزه‌ای قاب مهاربندی با سیستم نوین دوسطحی ترکیب میراگرهای اتصال پیچی اصطکاکی و تیر پیوند برشی افقی

مهرداد درج^۱، علی محمد روستا^{۲*}

۱. دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، گروه عمران، دانشگاه یاسوج

۲. استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه یاسوج

*arousta@yu.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۱۴۰۰/۰۴/۰۹

تاریخ دریافت: ۱۴۰۰/۰۱/۱۶

چکیده

در این مقاله، یک پیکربندی ابتکاری برای مهاربندی قاب‌های فولادی با بکارگیری استهلا کننده‌های انرژی ارائه شده است. قاب مهاربندی دو سطحی پیشنهادی شامل میراگرهای اتصال پیچی شکافدار (SBC) با عملکرد اصطکاکی و سیستم تیر پیوند برشی افقی (H-SPS) یا قاب مهاربندی واگرا (EBF) است که تحت عنوان قاب مهاربندی واگرا با لغزش کنترل شونده (CS+EBF) نامیده شد. سیستم SBC با حرکت اصطکاکی انتهای مهاربند در سوراخ لوبیایی و سیستم H-SPS با تسلیم برشی می‌توانند به ترتیب در سطوح پایین و متوسط تا شدید زلزله استهلاک انرژی کنند و مانع از کماتش عضو مهاربندی یا به تعویق انداختن آن شوند. فیوز SBC به عنوان فیوز کمکی در این سیستم دو سطحی در نظر گرفته شده است تا در زلزله‌های خفیف مانع از وارد عمل شدن فیوز اصلی شود. همچنین فیوز SBC بر خلاف فیوزهای تسلیمی بعد از زلزله نیاز به تعویض ندارد و با اعمال پیش تنیدگی مجدد در پیچ‌های اتصال ترمیم می‌شود که این ویژگی سبب متمایز شدن سیستم دو سطحی پیشنهادی با سایر سیستم‌های مشابه شده است. جهت بررسی رفتار این سیستم، مطالعات عددی با نرم افزار کاربردی ABAQUS انجام شده است. مدل‌ها با مقیاس ۱ به ۲ و با المان‌های محیط پیوسته سه بعدی (Solid) برای دستیابی به نتایج دقیق، مدل‌سازی شده‌اند. نتایج بدست آمده در این بررسی حاکی از این است که سیستم دو سطحی قابلیت اتلاف انرژی بیشتری نسبت به سیستم‌های تک سطحی مشابه داشته و همچنین نشان می‌دهد که با افزایش ضخامت جان تیر پیوند برشی، استهلاک انرژی و مقاومت نهایی قاب مهاربندی افزایش یافته است. اتلاف انرژی پیکربندی پیشنهادی نسبت به سیستم‌های تک سطحی SCBF و EBF به ترتیب ۸۸ درصد و ۳۳ درصد بیشتر شده است و سهم اتلاف انرژی فیوز اول (SBC) و فیوز دوم (H-SPS) به ترتیب برابر با ۳۳ درصد و ۳۰ درصد از کل انرژی استهلاک شده توسط قاب مهاربندی CS+EBF2 است.

واژگان کلیدی: اتصال پیچی اصطکاکی، سیستم دو سطحی، تیر پیوند برشی افقی، استهلاک انرژی

۱. مقدمه

زلزله‌های اخیر سبب افزایش اطلاعات و چالش‌هایی در زمینه مهندسی و چگونگی بهبود رفتار ساختمان‌ها شده است. اما از طرفی در مورد بسیاری از ساختمان‌های موجود و در حال ساخت کشور که در معرض زلزله‌های خفیف و شدید هستند، نگرانی‌هایی ایجاد شده است. از همین رو بحث جدیدی که در میان مهندسین طراح سازه‌ها مطرح شده است، طراحی نوع جدیدی از ساختمان‌ها است که شامل یک سیستم مهاربندی با مناسب‌ترین عملکرد باشد. در این روش‌های طراحی، ساختمان باید دو معیار را برآورده کند. اول، تحت وقوع مکرر زلزله‌های پایین و متوسط، ساختمان باید مقاومت کافی و سختی برای جلوگیری از هر خسارت سازه‌ای را داشته باشد. دوم، تحت زلزله‌های شدید و نادر باید شکل‌پذیری کافی برای جلوگیری از فروریختن را داشته باشد [1]. از رایج‌ترین سیستم‌های ساختمانی مقاوم در برابر بار جانبی، قاب خمشی (MRF) و قاب مهاربندی همگرا (CBF) است. در MRF سیستم اتلاف انرژی عالی است، اما مقاطع تیر و ستون این سیستم برای ایجاد سختی برای کنترل جابه‌جایی، با ابعاد بزرگ‌تر طراحی می‌شوند. معمولاً CBF سخت‌تر از قاب مقاومت خمشی با مقطع مشابه هست اما قابلیت اتلاف انرژی و شکل‌پذیری به علت کماتش مهاربند، ضعیف‌تر است. پس از آن جایی که MRF برای شکل‌پذیری و CBF برای سختی مناسب است، می‌توان با ترکیب ویژگی‌های خوب این دو سیستم در یک سیستم که با تعریف اعضای جدیدی در سازه با نام میراگر لرزه‌ای (Damper) همراه است به هدف مورد نظر دست یافت.

در سال ۲۰۰۸ تهرانی‌زاده و خالقیان نوعی میراگر اصطکاکی با سوراخ‌های لوبیایی بلند به همراه لنت ترمز در قاب با مهاربندی شورون را به صورت عددی و آزمایشگاهی مورد بررسی قرار دادند و مشخص شد که هم تغییر مکان و هم برش پایه قاب، با اضافه کردن میراگر اصطکاکی کاهش می‌یابد [2]. گل‌افشانی و قلی‌زاد در سال ۲۰۰۹ بکارگیری میراگرهای اصطکاکی برای

کاهش ارتعاشات ناشی از امواج دریایی در سکوه‌های ژاکت فولادی فراساحلی را مورد مطالعه قرار دادند [3]. قلی‌زاد و کامرانی مقدم در سال ۲۰۱۳ تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی روی قاب‌های مهاربندی زانویی مجهز به میراگرهای اصطکاکی را به منظور بهبود رفتار کماتشی عضو قطری زانویی و افزایش استهلاک انرژی این مهاربندی‌ها بررسی کردند [4].

منصور و همکاران نوع جدیدی از قاب‌های مهاربندی واگرا با پیوند قابل تعویض را بررسی کردند. پیوندهای این سیستم رفتار غیر ارتجاعی بسیار خوب، عملکرد پایدار و قابل تکرار از خود نشان دادند [5]. دانشمند و حسینی هاشمی در سال ۲۰۱۲ با مدل کردن ۶۸ نمونه از تیرهای پیوند با طول‌های متفاوت، مواردی از قبیل نسبت لاغری ۳ جان، وجود یا عدم وجود سخت‌کننده‌های دو طرفه یا یک طرفه، فاصله سخت‌کننده‌ها و ضخامت جان را مورد مطالعه قرار دادند [6]. دیوید و سریف در سال ۲۰۲۰ مقایسه‌ای بین قاب‌های مهاربندی واگرا و قاب‌های خمشی ویژه به روش تحلیل غیرخطی انجام دادند. در این مقایسه مشخص شد که قاب مهاربندی واگرا دارای شکل‌پذیری بیشتر و رفتار مناسب‌تر نسبت به قاب‌های خمشی ویژه است [7]. سیستم جدیدی را بالندرا و همکارانش به صورت آزمایشگاهی برای عملکرد در دو سطح متفاوت نیرو بررسی کردند. این سیستم متشکل از اتصال پیچی شکاف‌دار با عملکرد اصطکاکی به عنوان فیوز اول و المان زانویی به عنوان فیوز دوم در دو انتهای مهاربند قطری است [1]. بزاز و همکاران در سال ۲۰۱۴ نتایج مطالعاتی روی میراگر حلقوی را به صورت عددی و آزمایشگاهی توسعه دادند [8]. چراغی و زهرایی یک سیستم دو سطحی لوله‌ای را با روش المان محدود بررسی کردند و نتایج بدست آمده نشان داد که این سیستم چند سطحی می‌تواند با اطمینان اتلاف انرژی را در سطوح مختلف زلزله انجام دهد و منجر به افزایش شکل‌پذیری حدود ۱۵ درصد تا ۳۷ درصد شود [9]. علیرضایی و حسینی هاشمی در سال ۲۰۱۶ سیستم دو سطحی ترکیب المان زانویی و تیر پیوند افقی را به صورت آزمایشگاهی و عددی

سیستم دو سطحی پیشنهادی، فیوز اول می‌تواند برای زلزله‌های خفیف طراحی شده تا مانع از ایجاد خسارت در فیوز دوم شود و فیوز دوم بتواند در زلزله‌های شدید، شکل‌پذیری کافی را ایجاد نماید. با بکارگیری این قاب مهاربندی شده ابتکاری در ساختمان‌ها می‌توانیم یک ساختمان بهینه سازی شده در مقابل انواع بارهای دینامیکی مانند زلزله و باد طراحی کرد که رفتاری مناسب و مطلوبی از خود ارائه دهد.

۲. معرفی سیستم

در این مقاله پیکربندی جدیدی از ترکیب سیستم اتصال پیچی شکاف‌دار و پیوند برشی افقی به صورت دو سطحی با عنوان Controlled Slip + Eccentrically Braced Frame مورد بررسی و مطالعه قرار گرفت که پیکربندی و جزئیات آن مطابق شکل (۱) است. این سیستم مهاربندی در برابر بارهای جانبی به گونه‌ای عمل می‌کند که ابتدا سیستم اتصال پیچی شکاف‌دار با عملکرد اصطکاکی در زلزله‌های خفیف شروع به لغزش کرده و استهلاک انرژی وارد شده را انجام می‌دهد و بعد از برخورد مهاربند به انتهای سوراخ لوبیایی، حرکت سیستم اصطکاکی متوقف می‌شود. در مرحله دوم، در زلزله‌های متوسط و شدید سیستم پیوند برشی افقی تسلیم شده و با استهلاک انرژی مانع از کمانش مهاربند یا به تعویق انداختن آن می‌شود. لازم به ذکر است که طول سوراخ لوبیایی و میزان پیش‌تیدگی در پیچ‌های اتصال پیچی شکاف‌دار متناسب با هدف طراحی، می‌تواند متغیر باشد. همچنین ضخامت جان، فاصله سخت‌کننده‌های جان و طول تیر پیوند برشی افقی، متناسب با جابه‌جایی هدف در نظر گرفته می‌شود. در سیستم پیشنهادی مطابق شکل (۱)، اتصال تیر پیوند برشی افقی به صورت گیردار یا خمشی در نظر گرفته شده است و اتصال تیر خارج از پیوند و پای ستون‌ها به صورت مفصلی است. در این بررسی در طول بارگذاری‌ها، اجزاء اصلی شامل تیر خارج از پیوند، ستون و مهاربند به صورت الاستیک باقی می‌مانند و در

بررسی کردند و به نتایج مطلوبی نسبت به سیستم‌های تک سطحی زانویی و تیر پیوند رسیدند [10]. روستا و زهرایی در سال ۲۰۱۷ سیستم قاب مهاربندی دو سطحی با ترکیب سیستم تیر پیوند برشی قائم (VLB^۱) با زانویی (KE^۲) در قاب مهاربندی شون را مورد بررسی قرار دادند که در سیستم پیشنهادی مذکور، با اعمال پیچ شکاف‌دار در پشت المان زانویی از تغییر شکل زیاد زانویی جلوگیری شده است و همچنین سبب عملکرد مناسب‌تر فیوز دوم شد [11]. در مطالعه دیگری روستا و زهرایی اثر افزایش ضخامت جان را در سیستم KE+VLB^۳ مورد مطالعه قرار دادند و نتایج نشان داد که با افزایش ضخامت جان تیر پیوند از ۵ میلی‌متر به ۱۵ میلی‌متر، ظرفیت سیستم دو سطحی حدود ۱۶ درصد بهبود می‌یابد [12]. گرجی و همکاران در سال ۲۰۲۱، سیستم جذب انرژی دو سطحی میراگر دو حلقه‌ای فولادی (SDRD^۴) را ارائه و بهبود دادند و رفتار حلقوی آن را به صورت تحلیلی و عددی بررسی کردند. سازوکار اتلاف انرژی SDRD از طریق تشکیل مفصل‌های پلاستیک خمشی در حلقه‌های فولادی رخ می‌دهد [13].

در این مقاله، قاب مهاربندی پیشنهادی با سیستم نوین دو سطحی در چند بخش بررسی می‌شود:

الف) بررسی رفتار چرخه‌ای سیستم ترکیبی CS+EBF^۵ با سیستم‌های تک سطحی SCBF^۶ و تک سطحی EBF^۷.

ب) بررسی اثر ضخامت جان تیر پیوند برشی افقی در استهلاک انرژی سیستم مهاربندی پیشنهادی.

ج) محاسبه سهم اتلاف انرژی سیستم SBC^۸ و سیستم H-SPS^۹ به صورت جداگانه، از کل اتلاف انرژی انجام شده توسط سیستم قاب مهاربندی شده دو سطحی CS+EBF^۲. بطور کلی در زلزله‌های گذشته مشخص شد که فیوزهای موجود در سازه، با زلزله‌های خفیف‌تر از زلزله شدید و متوسط نیز وارد ناحیه غیر خطی می‌شوند و برای استهلاک انرژی در زلزله‌های متوسط و شدید با مشکل مواجه می‌شوند. پس با انجام مطالعات روی

۶. Slippery Connection Braced Frame

۷. Eccentrically Braced Frame

۸. Slotted Bolted Connection

۹. Horizontal Shear Panel System

۱. Vertical Link Beam

۲. Knee Element

۳. Knee Element + Vertical Link Beam.

۴. Steel Dual-Ring Dampers

۵. Controlled Slip + Eccentrically Braced Frame

شدت پایین و متوسط این امکان را برای قاب مهاربندی فراهم می‌سازد تا در عین صرفه اقتصادی، به عنوان یک فیوز کمکی فرایند جذب و استهلاک انرژی را نیز زودتر آغاز کند. بنابراین در طراحی این قاب مهاربندی، سطح عملکرد سیستم SBC به عنوان فیوز اول برابر 0.3% ارتفاع و کمتر از سطح عملکرد LS در نظر گرفته شد و سطح عملکرد سیستم EBF به عنوان فیوز دوم برابر 0.8% ارتفاع لحاظ شد تا در سطح عملکردی بالاتر از سطح عملکرد LS جاری شده و تا سطح عملکرد CP و بالاتر استهلاک انرژی نماید. طراحی ابعاد پیکربندی پیشنهادی که در شکل (۲) شماتیکی از آن نشان داده شده است، به شرح زیر است:

۳-۱- طراحی اتصال پیچی لغزشی (SBC) با عملکرد اصطکاکی

انتهای مهاربند هنگامی در اتصال پیچی شکافدار شروع به لغزش می‌کند که مطابق رابطه (۱)، نیروی مهاربند از نیروی اصطکاک بین صفحات ثابت اتصال و صفحه‌ی لغزنده متصل شده به مهاربند بیشتر شود.

$$P_b = 2\mu_s * N_b \quad (1)$$

که در این رابطه، P_b نیروی محوری مهاربند، μ_s ضریب اصطکاک ایستایی و N_b جمع نیروی پس‌تنیدگی در پیچ‌ها است. میزان لغزش انتهای مهاربند در سوراخ‌های لویبایی از رابطه (۲) قابل محاسبه است. با توجه به تغییر شکل محوری ناچیز مهاربند، میزان این تغییر شکل در رابطه (۲) لحاظ نشده است.

$$\delta = \Delta_1 \cos \alpha \quad (2)$$

که δ میزان لغزش انتهای مهاربند در سوراخ‌های لویبایی اتصال، Δ_1 میزان جابه‌جایی افقی تراز بام قاب مهاربندی و α زاویه بین مهاربند و محور افقی است. جابه‌جایی افقی بام از رابطه زیر بدست می‌آید:

$$\Delta_1 = L \tan \theta \quad (3)$$

محل چشمه‌های اتصال از ورق‌های پرکننده استفاده شده است تا از تسلیم این محل‌ها در طول بارگذاری جلوگیری شود.

شکل ۱. پیکربندی سیستم ابتکاری دو سطحی پیشنهادی CS+EBF

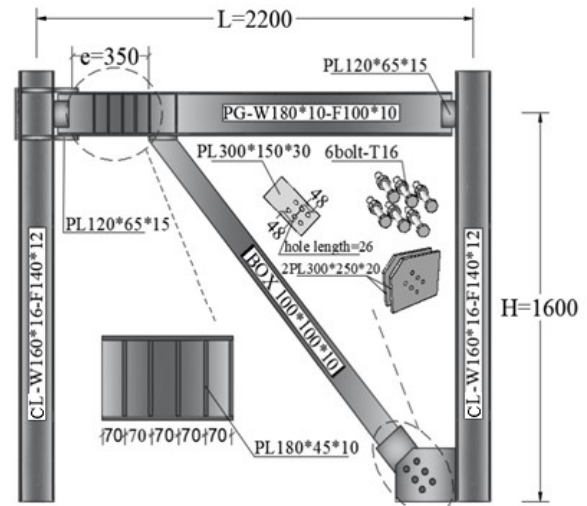


Fig. 1. Configuration of Innovative two-level proposed system (CS+EBF)

۳. فرایند طراحی سیستم

در این پیکربندی ابتدا با انتخاب یک سطح جابه‌جایی به عنوان سطح خطر پایین‌تر برای سازه، اتصال پیچی شکافدار با عملکرد اصطکاکی به گونه‌ای طراحی می‌شود که شروع به لغزش کند و درانتها، تیر پیوند برشی افقی برای زلزله متوسط تا شدید کنترل می‌شود. بدین منظور از جدول C1-3 آیین‌نامه FEMA356 استفاده شده است [14]. در تحلیل‌های غیرخطی انجام شده روی سیستم به جای استفاده از نیروی هدف از تغییر مکان هدف استفاده شد و سازه این تغییر مکان را که به تراز بام قاب وارد می‌شود، بدون زیان اعضای اصلی تحمل می‌کند. مقدار نسبت تغییر مکان طبقه برای ساختمان‌های مهاربندی شده بر اساس FEMA356 برابر 0.5% به صورت ماندگار در سطح عملکرد LS₁ و 2% به صورت ماندگار در سطح عملکرد CP₂ است [14]. عملکرد فیوز اول سیستم پیشنهادی از نوع تسلیمی نیست و با لغزش در اجزای اتصال همراه است که سبب حذف هزینه تعویض فیوز می‌شود و فقط با ترمیم آن فیوز، سیستم مجدداً قابلیت استفاده را دارد. پس بکارگیری این فیوز در زلزله‌های با

چنانچه خمش در تیر پیوند برشی افقی به لنگر پلاستیک مقطع برسد، این فیوز در خمش تسلیم می‌شود:

$$M_p = ZF_y \quad (۶)$$

Z اساس مقطع پلاستیک و M_p لنگر پلاستیک تیر پیوند برشی افقی است. آئین نامه AISC 341-10، سه مود پاسخ که با ρ نمایش داده می‌شود برای طول پیوند ارائه داده است:

(الف) برای ρ کمتر از $1/6$ ، کنترل شونده با تسلیم برشی (لینک برشی).

(ب) برای ρ بیشتر از $2/6$ ، کنترل شونده با تسلیم خمشی (لینک خمشی).

(ج) برای ρ بتر از $1/6$ و کمتر از $2/6$ ، کنترل شونده با تسلیم ترکیبی برشی و خمشی (لینک حد واسط) [16].

در طراحی تیر پیوند برای اطمینان از عملکرد تسلیم برشی آن، $\rho = 1/4$ در نظر گرفته شد. آئین نامه AISC (2010) دوران برای تیر پیوند خمشی و برشی را به ترتیب به 0.2 و 0.8 رادین محدود می‌کند [16]. با استفاده از رابطه (۷) طول تیر پیوند انتخاب شد.

$$\rho = \frac{eV_p}{M_p} \quad (۷)$$

۳-۳. طراحی مهاربند، ستون‌ها، تیر خارج از پیوند و اتصالات مربوط به آن‌ها

پس از این که تیر پیوند وارد ناحیه غیر خطی شد و به ظرفیت نهایی خود رسید، مهاربند قطری باید به گونه‌ای طراحی شود که بتواند در صورت امکان به عنوان فیوز سوم کمانش کند و سپس تیر خارج از پیوند و ستون‌ها وارد ناحیه غیر خطی شوند. بنابراین بر اساس ظرفیت تیر پیوند برشی افقی سایر اعضای اصلی قاب طراحی می‌شوند. از مهم‌ترین پارامترهای موثر در طراحی تیر پیوند، ضخامت جان تیر پیوند است. پس سیستم قاب مهاربندی پیشنهادی با ضخامت‌های متفاوت جان تیر پیوند برشی تحت عنوان‌های CS+EBF1، CS+EBF2 و CS+EBF3 که مشخصات آن‌ها مطابق جدول (۱) است، برای مشخص شدن میزان تاثیر پارامتر مذکور بررسی می‌شوند.

θ زاویه دوران قاب مهاربندی است که از رابطه (۴) قابل محاسبه می‌باشد:

$$\theta = \gamma_1 \frac{e}{L} \quad (۴)$$

γ_1 دوران تیر پیوند و e طول تیر پیوند است. بنابراین در این طراحی، بر اساس نیروی محوری مهاربند ۶ پیچ پرمقاومت به قطر ۱۶ میلی‌متر پیش‌تنیده شده تا اصطکاک لازم را بین ورق‌های گاست و ورق انتهایی مهاربند ایجاد کنند. مطابق آیین نامه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ویرایش ۱۳۹۲، میزان بیشینه لغزش مجاز در سوراخ لوبیایی بلند با پیچ به قطر ۱۶ میلی‌متر، ± 12 میلی‌متر است [15]. در این پیکربندی میزان لغزش در سوراخ لوبیایی ۵ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. برای طراحی تیر خارج از تیر پیوند، عضو قطری و ستون‌ها از مفهوم طراحی ظرفیتی و تنش تسلیم مورد انتظار فیوزهای سازه‌ای استفاده شده است.

شکل ۲. تغییر شکل معمول و تلاش‌های داخلی قاب پیشنهادی (CS+EBF)

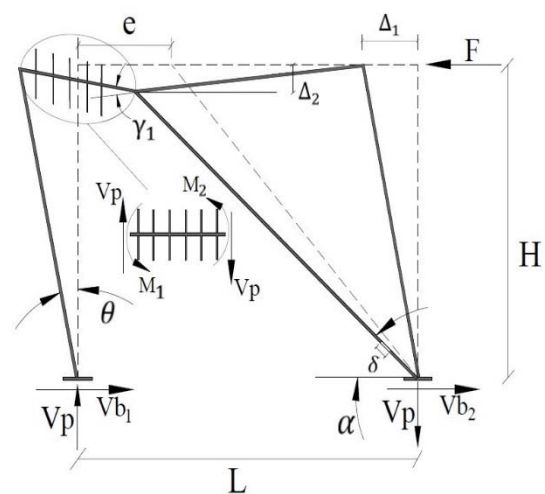


Fig. 2. Common deformation and internal efforts of the proposed frame (CS+EBF)

۳-۲. طراحی المان تیر پیوند برشی افقی (H-SPS)

تیر پیوند، هنگامی در برش تسلیم خواهد شد که مطابق رابطه (۵)، برش در آن‌ها از برش بر اساس معیار تسلیم وون مایسز بیشتر شود:

$$V = V_p = 0.6F_y(d - 2t_f)t_w \quad (۵)$$

که در این رابطه، d عمق مقطع تیر پیوند، t_f ضخامت بال، t_w ضخامت جان و F_y تنش تسلیم حداقل فولاد است [16].

جدول ۱. ابعاد و مقاطع نمونه‌ها در مطالعات عددی

Sample	Slotted bolted connection	Link beam	Brace	Columns
CS+EBF1	Tow fixed sheets and one sliding sheet (2PL 300x250x20 and PL 300x120x30)	H shaped b=100mm, d=200mm t _f =10mm, t _w =8mm	Square can (BOX 100x100x10mm)	H shaped b=160mm, d=172mm t _f =16mm, t _w =12mm
CS+EBF2	Tow fixed sheets and one sliding sheet PL 300x250x20) and PL 300x120x30)	H shaped b=100mm, d=200mm t _f =10mm, t _w =10mm	Square can (BOX 100x100x10mm)	H shaped b=160mm, d=172mm t _f =16mm, t _w =12mm
CS+EBF3	Tow fixed sheets and one sliding sheet PL 300x250x20) and PL 300x120x30)	H shaped b=100mm, d=200mm t _f =10mm, t _w =12mm	Square can (BOX 100x100x10mm)	H shaped b=160mm, d=172mm t _f =16mm, t _w =12mm
SCBF	Tow fixed sheets and one sliding sheet (2PL 300x250x20 and PL 300x120x30)	-	Square can (BOX 100x100x10mm)	H shaped b=160mm, d=172mm t _f =16mm, t _w =12mm
EBF	-	H shaped b=100mm, d=200mm t _f =10mm, t _w =10mm	Square can BOX 100x100x10mm	H shaped b=160mm, d=172mm t _f =16mm, t _w =12mm

Table 1. Dimensions and sections of samples in numerical studies

وجود داشت در سال (۲۰۰۰) پروتکل SAC جایگزین ATC-24 در آئین نامه AISC-341 شد [17]. بنابراین در این بررسی از دستورالعمل SAC برای بارگذاری چرخه‌ای استفاده شد. در شکل (۳) چرخه بارگذاری نمونه نشان داده شده است.

شکل ۳. چرخه بارگذاری نمونه بر اساس پروتکل SAC

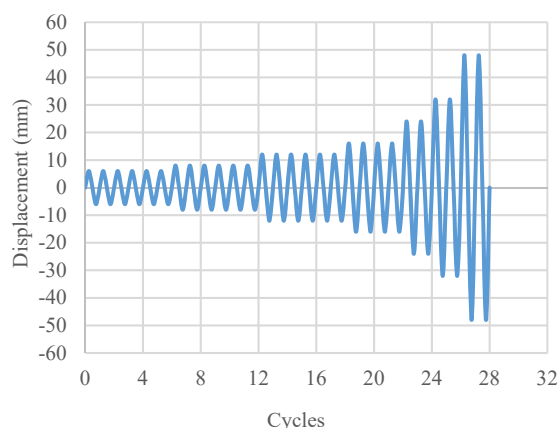


Fig. 3. Sample loading cycle based on SAC protocol

۵. مطالعه عددی

برای بررسی تاثیر قاب مهاربندی دو سطحی CS+EBF در بهبود عملکرد ساختمان و مقایسه آن با قاب‌های مهاربندی تک سطحی EBF و SCBF، مطالعات عددی با استفاده از نرم افزار قدرتمند ABAQUS انجام شده است. در شکل‌های (۴ تا ۶)، مدل‌سازی و

برش پایه قاب مهاربندی می‌تواند بر اساس مقاومت برشی پلاستیک تیر پیوند برشی افقی مطابق روابط (۸ و ۹) نوشته شود:

$$V_b = V_p \frac{L}{H} \quad (8)$$

$$V_b = V_{b1} + V_{b2} \quad (9)$$

که L طول دهانه قاب، H ارتفاع قاب، V_p مقاومت برشی پلاستیک تیر پیوند افقی و V_b برش پایه قاب است.

بر اساس تلاش‌های بدست آمده و انجام تحلیل و طراحی دستی، ابعاد و اندازه‌های اعضای مهاربندی مطابق با جدول (۱) بدست آمد.

۴. پروتکل بارگذاری

بارگذاری نمونه در دو مرحله صورت می‌گیرد که در مرحله اول، پیچ‌های اتصال اصطکاکی به روش Bolt Load پیش تنیده می‌شوند تا اصطکاک کافی را بین سطوح اتصال ایجاد کنند و در مرحله دوم، با اعمال بار چرخه‌ای به صورت Static General به تراز بام قاب، پیکربندی پیشنهادی تحت بارگذاری قرار می‌گیرد. از جمله دستورالعمل‌های چرخه‌ای می‌توان به دو دستورالعمل ATC-24 و SAC اشاره نمود. در ATC-24 از جا به جایی تسلیم (Δ_{yield}) به عنوان معیاری برای دامنه بارگذاری استفاده می‌شود. به دلیل ابهاماتی که در تعیین

دوره بیست و یک، شماره ۶، سال ۱۴۰۰

شکل ۴. مدل‌سازی قاب مهاربندی واگرا با لغزش کنترل شونده (CS+EBF)

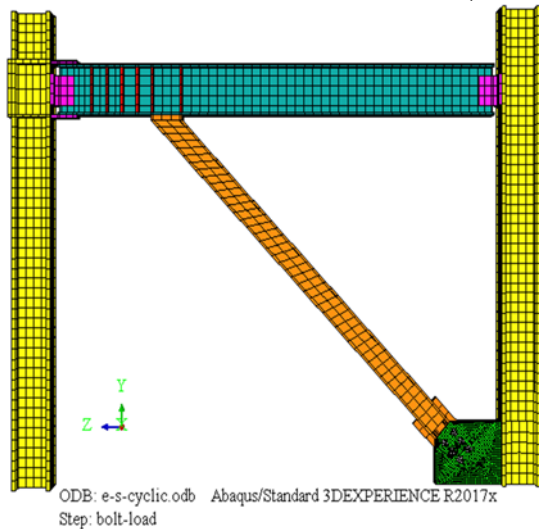


Fig. 4. Modeling of eccentrically braced frame with controlled slip (CS+EBF)

شکل ۵. سیستم اتصال پیچی شکاف‌دار (SBC) در قاب مهاربندی

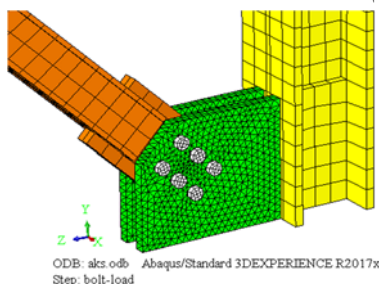


Fig. 5. Slotted bolted connection (SBC) system in the braced frame

شکل ۶. مدل‌سازی قاب مهاربندی با اتصال لغزشی (SCBF)

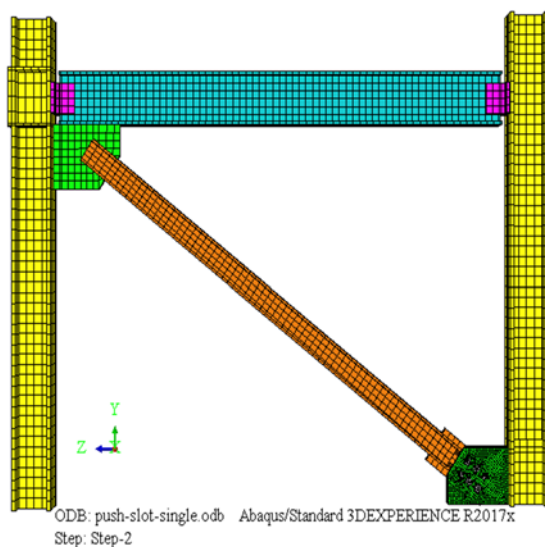


Fig. 6. Modeling of braced frame with sliding connection (SCBF)

توزیع تنش وون مایسز پیکربندی پیشنهادی نشان داده شده است. همچنین به منظور بررسی اثر ضخامت جان تیر پیوند، سه قاب دو سطحی CS+EBF با تیر پیوند و ضخامت‌های جان ۰/۸، ۱ و ۱/۲ سانتی متر مدل‌سازی شدند. در تمامی مدل‌سازی‌های عددی از فولاد ST52 با مدول یانگ $2.1 \times 10^6 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ ، تنش تسلیم $3600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ و تنش نهایی $5200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ استفاده شده است. رفتار این نوع فولاد به صورت همسانگرد (Isotropic) لحاظ شده و به منظور درک رفتار واقعی قاب‌ها، همه المان‌ها به صورت محیط پیوسته سه بعدی (Solid) و از نوع C3D8R و C3D10 برای همه اجزا قاب در نظر گرفته شده است. از مهمترین ویژگی‌های این المان کاربرد در محدوده خطی و غیر خطی، در نظر گرفتن آثار تغییر شکل‌های و دوران‌های خیلی کوچک و همچنین در نظر گرفتن اثر کمانش جانبی پیچشی و موضعی اعضا است. آثار سخت شوندگی کرنشی پس از تسلیم در این مدل‌سازی‌ها نیز در نظر گرفته شده است. در مدل‌سازی اتصال پیچی شکاف‌دار، پیچ-های اتصال به روش Bolt Load پس تنیده شده تا با تعریف قید Tangential Behavior از نوع فشاری و اصطکاکی بین ورق-های اتصال و ورق انتهای مهاربند، اصطکاک لازم و مقاومت فشاری را بین این صفحات ایجاد کنند. اتصال سخت کننده‌های جان تیر پیوند، اتصال ورق‌های پرکننده جان ستون، اتصال ورق زیرسری و روسری به تیر پیوند و اتصال نبشی‌های برشی به جان تیر بصورت جوش از نوع Merge در نظر گرفته شده است. اتصال ورق‌های زیرسری و روسری به ستون، اتصال نبشی‌های برشی به بال ستون‌ها و اتصال مهاربند به تیر به صورت جوش و با اعمال قید Tie است. در اعمال شرایط مرزی سیستم پیشنهادی، پایین هر یک از ستون‌ها به مرکز تقارن سطح مقطع ستون Couple شده و سپس قید تکیه‌گاه مفصلی به مرکز تقارن ستون‌ها اعمال شد. مش‌بندی اجزای پیکربندی طوری بوده که با کوچک-تر کردن آن، تغییر خاصی در میزان استهلاک انرژی، میزان مقاومت و سختی نمونه‌ها ایجاد نمی‌شود.

شکل ۱۰. نمونه عددی قاب مهاربندی دو سطحی ترکیب SBC و KBF.

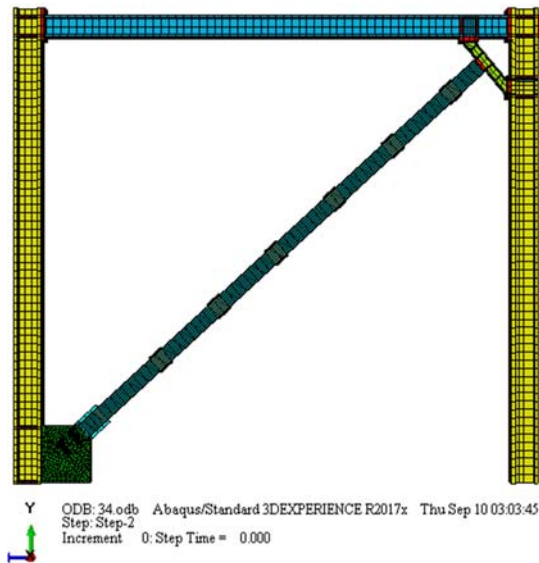


Fig. 10. Numerical example of a two-level bracing frame combining SBC and KBF.

شکل ۷. مدلسازی قاب مهاربندی واگرا EBF

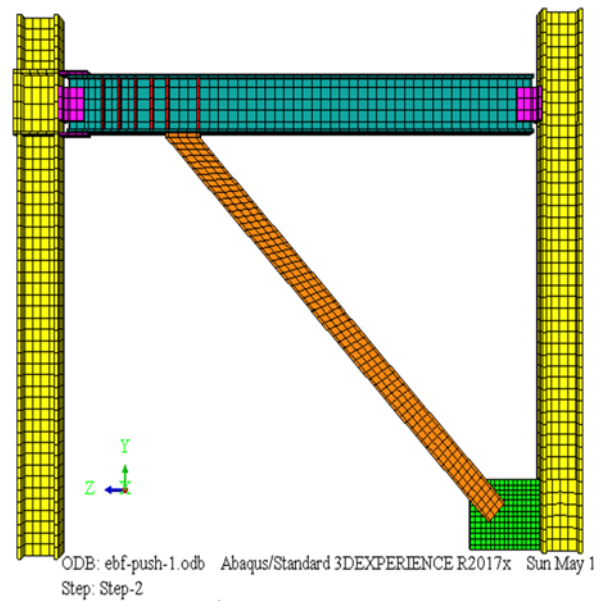


Fig. 7. Modeling of eccentrically braced frame (EBF)

شکل ۱۱. نمودار هیستریزیس مدل عددی و مدل آزمایشگاهی قاب مهاربندی دو سطحی ترکیب SBC و KBF

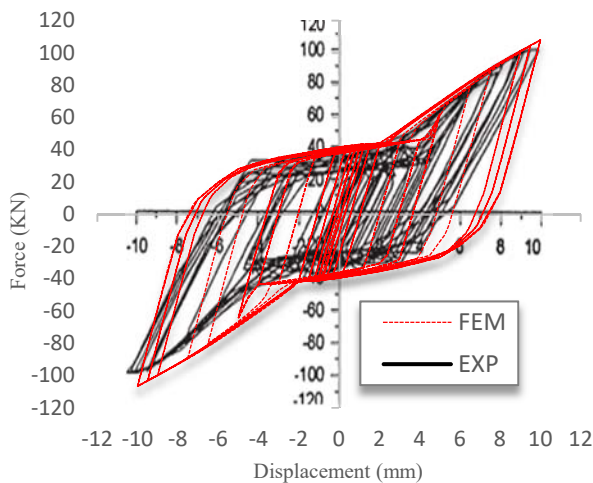


Fig. 11. Hysteresis diagram of Numerical model and experimental model of two-level bracing frame combination of SBC and KBF

در شکل (۱۱) کاملاً مشخص است که نتایج نمونه عددی با نتایج آزمایشگاهی آن هماهنگی مناسبی دارد. اختلاف‌های نمودار هیستریزیس به صورت جزئی و بیشتر در مقدار سطح نیروی لغزش و میزان سختی در هنگام بار برداری است که این اختلاف‌های جزئی باعث افزایش استهلاک انرژی نمونه عددی حدود ۷/۹ درصد بیشتر از نمونه آزمایشگاهی شد. تفاوت‌های بین نمونه عددی و آزمایشگاهی می‌تواند ناشی از نواقص

۶. درستی آزمایی

مدل آزمایشگاهی قاب مهاربندی دو سطحی ترکیب SBC و KBF توسط بالندرا، که در شکل (۹) پیکربندی آن نشان داده شده است، به عنوان مبنای تصدیق مدلسازی عددی این پیکربندی در محیط نرم افزار ABAQUS مطابق شکل (۱۰) در نظر گرفته شده است. در این درستی آزمایی، نمودار هیستریزیس بار وارده به تغییر مکان برای نمونه آزمایشگاهی و عددی روی هم قرار داده شدند.

شکل ۹. پیکربندی قاب مهاربندی دو سطحی ترکیب SBC و KBF [1]

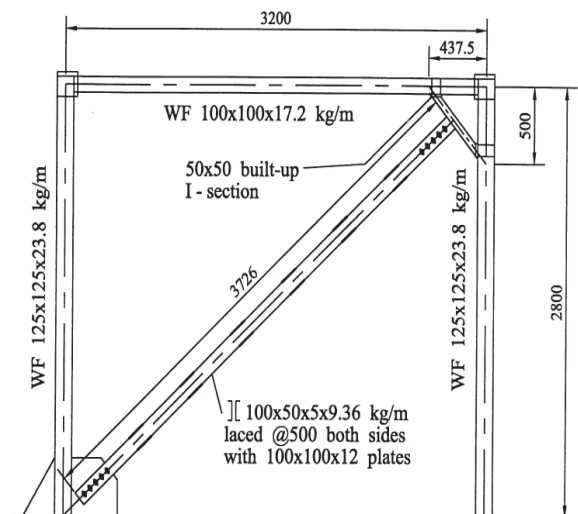


Fig. 9. Configuration of two-level bracing frame combining SBC and KBF [1]

موجود در مدل آزمایشگاهی، اضافه مقاومت مصالح، رفتار مصالح در واقعیت، برابر نشدن تغییر مکان رفت و برگشت نمونه آزمایشگاهی مطابق نمودار و تقریب سازی عددی باشد.

۷. مقایسه نمونه‌های عددی

۷-۱. مقایسه رفتار قاب مهاربندی دو سطحی CS+EBF2 با قاب‌های مهاربندی تک سطحی SCBF و EBF

نمونه‌ها مطابق شکل (۱۲) تحت تحلیل بار افزون متناسب با جابه‌جایی‌های یک سطح عملکرد قرار گرفتند. برای هر کدام از نمونه‌ها، تغییر مکان هدف همان تغییر مکان قاب قبل از کماتش مهاربند در نظر گرفته شده است. ولی در نمونه EBF قبل از کماتش مهاربند قطری، دوران پلاستیک تیر پیوند برشی افقی از حد مجاز مذکور مطابق آئین نامه AISC (2010) [16] بیشتر می‌شود و تغییر مکان هدف نمونه مذکور به تغییر مکان مربوط به حداکثر دوران مجاز تیر پیوند برشی افقی محدود می‌شود.

شکل ۱۲. نمودار تحلیل بار افزون سه نمونه CS+EBF، EBF و SCBF

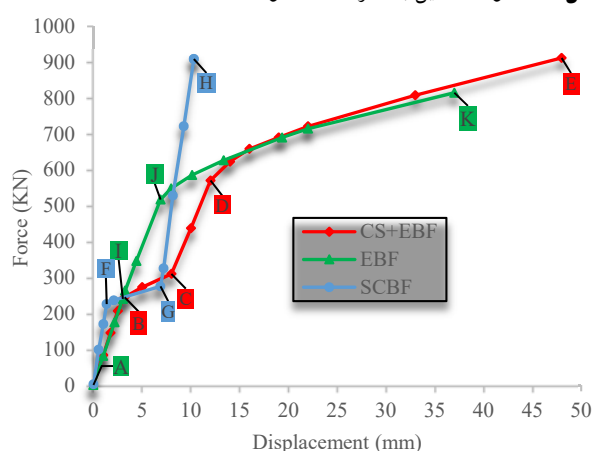


Fig. 12. Push over analysis diagram of three samples CS+EBF, EBF and SCBF

می‌توان رفتار این نمونه‌ها را در چند مرحله بررسی کرد:

(الف) در مرحله اول و ابتدای بارگذاری، نمونه SCBF دارای سختی و مقاومت اولیه بیشتری نسبت به سایر نمونه‌ها است، ولی نمونه‌های EBF و CS+EBF2 در این مرحله سختی و مقاومت یکسانی دارند.

(ب) در مرحله دوم، وقتی انتهای مهاربند نمونه‌های SCBF و CS+EBF2 در سوراخ‌های لوبیایی اتصال اصطکاکی شروع به لغزش می‌کند تا به انتهای سوراخ‌های لوبیایی برخورد کند، افزایش مقاومت در نمونه‌های SCBF و CS+EBF2 در این ناحیه (B تا C نمودار CS+EBF2 و F تا G نمودار SCBF) فقط ناشی از اتصال خمشی تیر پیوند به ستون است.

(ج) در مرحله سوم، نمونه SCBF در ناحیه G تا H از نمونه CS+EBF2 در ناحیه C تا D و از نمونه EBF در ناحیه I تا J، مقاومت و سختی بیشتری دارد.

(د) در مرحله چهارم و انتهای بارگذاری، تیر پیوند افقی نمونه EBF در نقطه J و نمونه CS+EBF2 در نقطه D شروع به تسلیم می‌کند. مطابق حداکثر دوران تیر پیوند در آئین نامه AISC، نمونه

شکل (۱۵) منحنی چرخه‌ای این سه نمونه نشان داده شده است. سطح زیر نمودار نمونه CS+EBF3 نسبت به نمونه‌های CS+EBF1 و CS+EBF2 به ترتیب ۶ و ۷/۵ درصد بیشتر شده که استهلاک انرژی تجمعی این نمونه‌ها در شکل (۱۶) نیز مشخص شده است. بر اساس شکل (۱۵) می‌توان نتیجه گرفت که افزایش ضخامت جان علاوه بر افزایش استهلاک انرژی و افزایش مقاومت نهایی، در جابه‌جایی مربوط به تسلیم فیوزها نیز اثر دارد.

شکل ۱۵. نمودار چرخه‌ای نیرو- جابه‌جایی CS+EBF1، CS+EBF2 و CS+EBF3

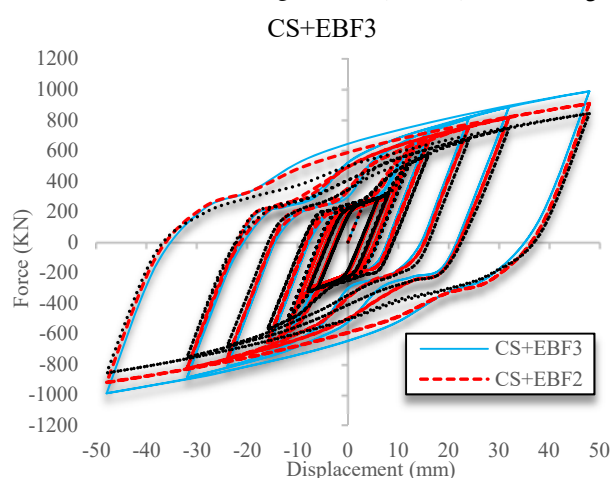


Fig. 15. Cyclic diagram of force-displacement CS+EBF1, CS+EBF2 and CS+EBF3

شکل ۱۶. نمودار تجمعی استهلاک انرژی CS+EBF1، CS+EBF2 و CS+EBF3

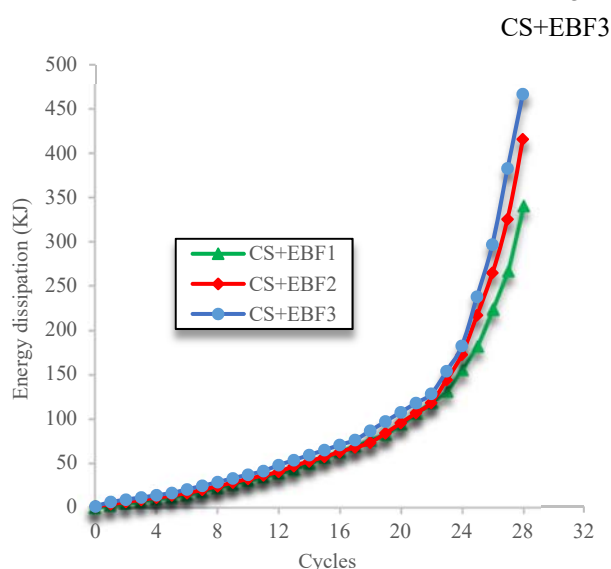


Fig. 16. Cumulative diagram of CS+EBF1, CS+EBF2 and CS+EBF3 energy dissipation

شکل ۱۳. نمودار چرخه‌ای نیرو- جابه‌جایی SCBF، CS+EBF2 و EBF.

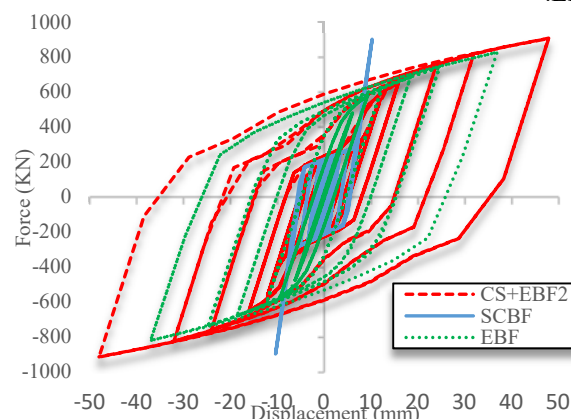


Fig. 13. Cyclic force-displacement diagram of SCBF, CS+EBF2 and EBF

در شکل (۱۳) منحنی چرخه‌ای نیرو- جابه‌جایی برای قاب‌های مهاربندی CS+EBF2، EBF و SCBF با هم نشان داده شده است تا رفتار و استهلاک انرژی این قاب‌های مهاربندی نسبت به هم مشخص شود. از شکل‌ها مشاهده می‌شود که قاب مهاربندی شده CS+EBF2 نسبت به نمونه‌های تک سطحی، مساحت زیر منحنی نیرو- جابه‌جایی بیشتری دارد. انرژی استهلاک شده تجمعی برای این نمونه‌ها مطابق شکل (۱۴) نشان داده شده است.

شکل ۱۴. نمودار تجمعی استهلاک انرژی SCBF، CS+EBF2 و EBF

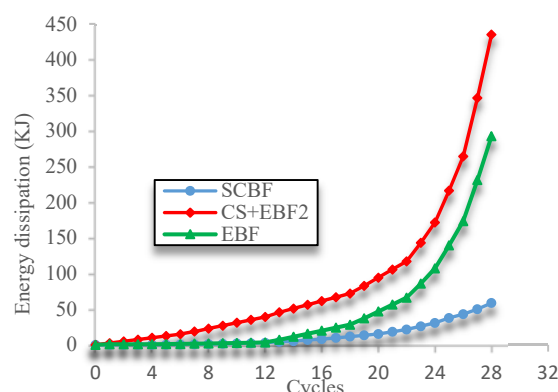


Fig. 14. Cumulative diagram of SCBF, CS+EBF2 and EBF energy dissipation

۷-۲- مقایسه رفتار سه قاب مهاربندی CS+EBF با

ضخامت‌های جان متفاوت تیر پیوند

برای بررسی اثر ضخامت جان تیر پیوند، سه نمونه قاب مهاربندی با مشخصات مقاطع جدول (۱)، تحت عنوان‌های CS+EBF1، CS+EBF2 و CS+EBF3 مدل‌سازی شدند. در

شکل ۱۹. نمودار تجمعی استهلاک انرژی برای فیوز اول (SBC)، فیوز دوم (H-SPS) و قاب مهاربندی CS+EBF.

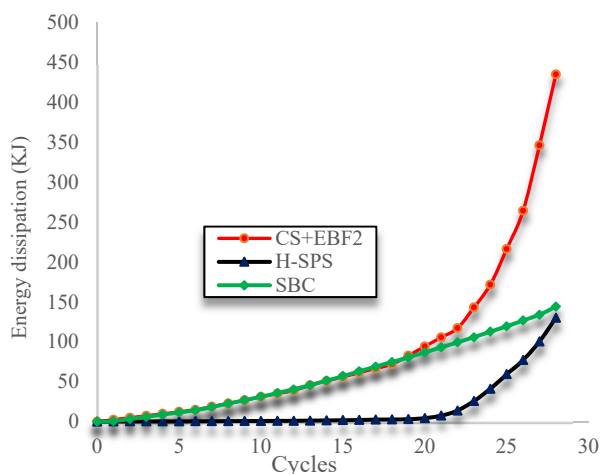


Fig. 19. Cumulative diagram of energy dissipation for first fuse (SBC), second fuse (H-SPS) and CS+EBF bracing frame

شکل ۲۰. تنش وون مایسز برای قاب مهاربندی شده پیشنهادی

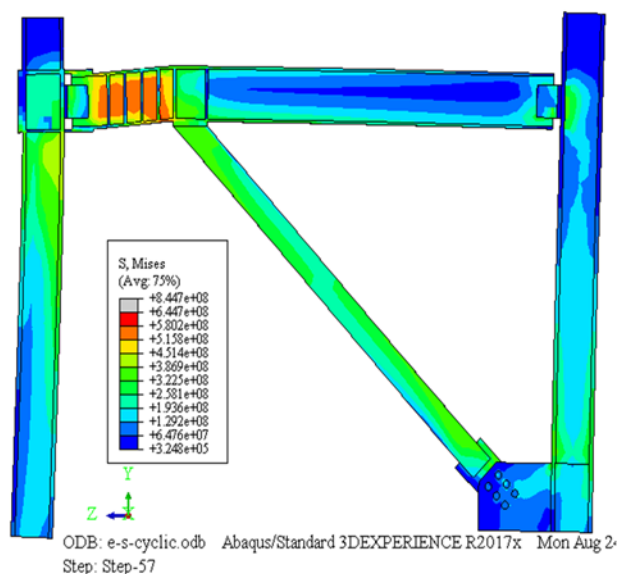


Fig. 20. von-mises stress for proposed braced frame

۸. نتیجه گیری

در این بررسی با استفاده از تحلیل اجزاء محدود، قابلیت استهلاک انرژی توسط سیستم نوین پیکربندی پیشنهادی در دو سطح لرزه‌ای متفاوت مشخص شد و به اثبات رسید که با کنترل میزان لغزش فیوز اول، ترکیب سری فیوزها امکان‌پذیر است. همچنین مدلسازی قاب‌های مهاربندی این مطالعه با المان‌های Solid منجر به حفظ درستی نتایج با توجه به نمونه آزمایشگاهی بالندرا شده است. مقایسه منحنی هیستریزیس سیستم قاب مهاربندی CS+EBF2 با قاب‌های مهاربندی تک سطحی EBF و SCBF،

۳-۷. میزان سهم استهلاک انرژی هر یک از فیوزها از کل انرژی استهلاک شده توسط قاب مهاربندی شده

منحنی نیرو-جابجایی فیوز اول و دوم به ترتیب در شکل‌های (۱۷ و ۱۸) نشان داده شده است. سطح زیر نمودار این فیوزها و سطح زیر نمودار قاب مهاربندی CS+EBF2 به صورت تجمعی مطابق شکل (۱۹) محاسبه شده است و توزیع تنش وون مایسز آن مطابق شکل (۲۰) است. میزان تقریبی اتلاف انرژی فیوز اول و فیوز دوم از کل انرژی استهلاک شده توسط قاب مهاربندی شده CS+EBF2 به ترتیب برابر ۳۳ درصد و ۳۰ درصد است.

شکل ۱۷. نمودار چرخه‌ای نیرو-جابجایی فیوز اول (SBC)

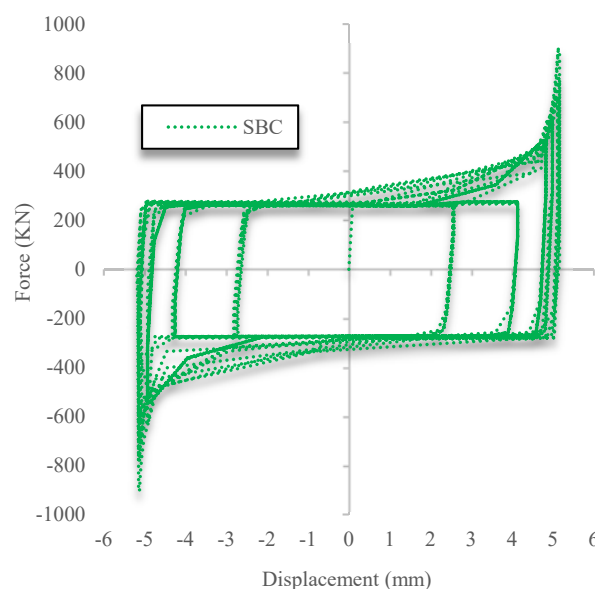


Fig. 17. Cyclic force-displacement diagram of first fuse (SBC)

شکل ۱۸. نمودار چرخه‌ای نیرو-جابجایی فیوز دوم (H-SPS).

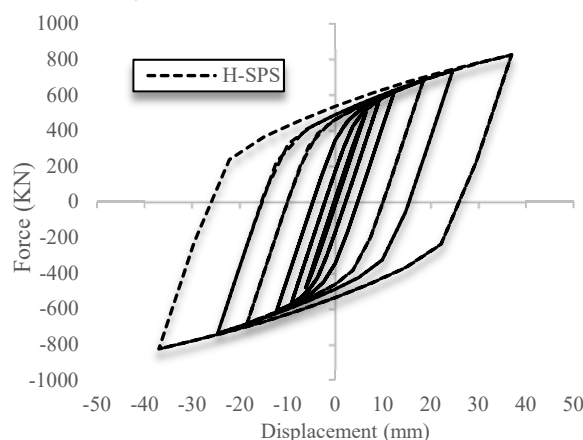


Fig. 18. Cyclic force-displacement diagram of Second fuse (H-SPS)

منابع

- گویای شکل‌پذیری بالا و رفتار مناسب قاب CS+EBF2 است، بطوری که استهلاک انرژی نمونه CS+EBF2 از نمونه SCBF و EBF به ترتیب ۸۰ درصد و ۳۳ درصد بیشتر است.
- نمودارهای نیرو-جابجایی سه نمونه قاب مهاربندی شده CS+EBF1، CS+EBF2 و CS+EBF3 نشان می‌دهد که افزایش ضخامت جان تیر پیوند علاوه بر افزایش قابل ملاحظه میزان استهلاک انرژی و مقاومت نهایی، در جابجایی مربوط به تسلیم فیزوها نیز اثر دارد. بر طبق منحنی‌های بدست آمده در این بررسی، سهم اتلاف انرژی فیزو اول (SBC) و فیزو دوم (EBF) به ترتیب حدود ۳۳ و ۳۰ درصد از اتلاف انرژی کل قاب مهاربندی CS+EBF2 است. بنابراین در سیستم مهاربندی پیشنهادی با تغییر طول سوراخ‌های لوبیایی، تغییر ضخامت جان و طراحی مهاربند بر اساس تیر پیوند می‌توان میزان استهلاک انرژی و شکل‌پذیری در هر سطح را متناسب با تغییر مکان مجاز و نوع کاربری سازه تعیین نمود. یکی از بارزترین تفاوت سیستم مهاربندی پیشنهادی با سایر سیستم‌های مشابه که بیشتر مطالعات گذشته را با مشکل مواجه کرده بود، توانایی جذب استهلاک انرژی این سیستم در سطوح پایین زلزله است؛ زیرا عملکرد فیزو اول این سیستم با تسلیم اجزای فیزو همراه نیست و با لغزش انتهای مهاربند در اتصال پیچی با سوراخ لوبیایی، استهلاک انرژی را انجام می‌دهد. پس فیزو اول (SBC) هزینه ترمیم بالا و تعویض فیزوهای تسلیمی که نیازمند جوشکاری مجدد روی اعضای اصلی است را به همراه ندارد و هزینه ترمیم فیزو SBC بسیار ناچیز و در حد پیش‌تندگی مجدد پیچ‌های اتصال در صورت نیاز است. بنابراین فیزوهای تسلیمی می‌توانند در سطوح متوسط و شدید زلزله مقرون به صرفه باشند.
- بطور کلی سیستم قاب مهاربندی مورد مطالعه با اتلاف انرژی در سطوح پایین زلزله باعث می‌شود که انرژی وارد شده به قاب کمتر شده و نیاز سازه به مقاومت را کاهش دهد. این کاهش نیاز به مقاومت با کوچکتر شدن ابعاد مقاطع اجزاء پیکربندی همراه است. از طرفی به واسطه تسلیم برشی فیزو دوم (H-SPS) در سطوح متوسط و شدید زلزله، شکل‌پذیری کافی برای قاب مهاربندی شده پیشنهادی فراهم می‌شود.
- [1] Balendra, T., Yu, C.H. and Lee, F.L., 2001. An economical structural system for wind and earthquake loads. *Engineering Structures*, 23(5), pp.491-501.
- [2] Khaleghian, F., Tehranizadeh, M., 2007. Design of New Type Friction Damper with Brake Lining Pads. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, Vol.9 (4), pp.171-182. (In persian)
- [3] Golafshani, A.A. and Gholizad, A., 2009. Friction damper for vibration control in offshore steel jacket platforms. *Journal of Constructional Steel Research*, 65(1), pp.180-187.
- [4] Gholizad, A. and Kamrani Moghaddam, P., 2014. Friction damper dynamic performance in seismically excited knee braced steel frames. *International Journal of Civil Engineering*, 12(1), pp.32-40.
- [5] Mansour, N., Christopoulos, C. and Tremblay, R., 2011. Experimental validation of replaceable shear links for eccentrically braced steel frames. *Journal of Structural Engineering*, 137(10), pp.1141-1152.
- [6] Daneshmand, A. and Hashemi, B.H., 2012. Performance of intermediate and long links in eccentrically braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 70, pp.167-176.
- [7] David, R.G. and Sarif, N., 2020, November. Seismic performance of eccentrically braced frames. In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* (Vol. 989, No. 1, p. 012021). IOP Publishing.
- [8] Bazzaz, M., Kafi, M.A., Kheyroddin, A., Andalib, Z. and Esmaeili, H., 2014. Evaluating the seismic performance of off-centre bracing system with circular element in optimum place. *International Journal of Steel Structures*, 14(2), pp.293-304.
- [9] Cheraghi, A. and Zahrai, S.M., 2016. Innovative multi-level control with concentric pipes along brace to reduce seismic response of steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 127, pp.120-135.
- [10] Hosseini Hashemi, B. and Alirezaei, M., 2016. Experimental investigation of a combined system in steel braced frames. *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, 17(3), pp.181-191.
- [11] Roustaa, A.M. and Zahrai, S.M., 2017. Cyclic testing of innovative two-level control system: Knee brace & vertical link in series in

- chevron braced steel frames. *Structural Engineering and Mechanics*, 64(3), pp.301-310.
- [12] Roustae, A.M. and Zahrai, S.M., 2018. Parametric study of a proposed hybrid damping system: KE+ VLB in Chevron braced frames1. *Acta Tech*, 63, pp.1-16.
- [13] Azandariani, M.G., Roustae, A.M., Usefvand, E., Abdolmaleki, H., and Azandariani, A.G., 2021. Improved seismic behavior and performance of energy-absorbing systems constructed with steel rings. *Journal of Structures*, 29, pp.534-548.
- [14] Prestandard, F.E.M.A., 2000. Commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA356). Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 7, p.2.
- [15] The Iranian National Building Provisions, 2013. Part 10: *The Design and Construction of steel Buildings the LRFD version*, (in Persian).
- [16] ANSI, A., 2010. AISC 341-10. *Seismic provisions for structural steel buildings*. Chicago (IL): American Institute of Steel Construction.
- [17] SAC Loading porotocol. 2000. Loading Histories for Seismic Performance Testing of SMRF Components and Assemblies. Report No. SAC/BD-00/10.

Numerical investigation of seismic behavior system of braced frame with innovative two level dampers system: Friction slotted bolt connection and Horizontal Shear panel

Mehrdad Dorj¹, Ali Mohammad Roustaa^{2*}

1- MSc. Student of Structural Engineering, Yasouj University, Yasouj, Iran.

2- Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, Yasouj University, Yasouj, Iran.

*arousta@yu.ac.ir

Abstract

Structural vibration control has become a controversial topic among researchers today. In recent years passive dampers have been proposed as an effective and reliable method against these vibrations. In this paper, an innovative configuration for steel braced frames using energy dissipaters is presented. The proposed bracing system includes two-level slotted bolted connection (SBC) dampers with slipping performance and a horizontal shear panel system (H-SPS) or eccentrically braced frames (EBF) which is called CS+EBF. The proposed model consists of four structural parts, including horizontal shear link beam, beam, bracing and columns, which other structural components were designed based on the shear capacity of horizontal shear link beam. The brace provides the rigidity of the frame and remains elastic until the end of the loading, like columns and beam. The SBC fuse with frictional movement of the end of the brace in the slot hole and the H-SPS fuse with shear yield can dissipate energy at low, medium and severe earthquake levels, respectively, and prevent or delaying the bracing member from buckling. Past experience has shown that dampers designed for an earthquake energy level also start working in low level earthquakes than that level, which has hampered the ability of these dampers to dissipate energy in more severe earthquakes. Therefore, the SBC fuse is considered as an auxiliary fuse in this innovative two-level system to prevent the main fuse from operating in mild earthquakes. Also, the SBC fuse, unlike the yielding fuses after the earthquake, does not need to be replaced and is repaired by applying prestressed load to the connection screws, which distinguishes the proposed two-level system from other similar systems. The samples are modeled with 1/2 scale and solid elements to achieve accurate results.

The proposed configuration and other similar samples, in addition to push over loading, were also subjected to cyclic SAC loading protocol to compare the behavior of the proposed sample and other samples properly. The results obtained in this study indicate that in the push over analysis, in addition to maintaining the strength and stiffness of the proposed sample (CS+EBF), the ductility of this sample compared to other similar single-level systems, SCBF and EBF has increased. In addition based on cyclic loading, it was found that two-level proposed system has more ductility and energy dissipation than similar single-level systems and also shows that with increasing shear thickness of shear panel beam, energy dissipation and final strength of braced frame increases. The energy dissipation of the proposed configuration is 88% and 33% higher than that of SCBF and EBF single-level systems, respectively, and the share of energy dissipation of the first fuse (SBC) and second fuse (H-SPS) is 33% and 30% of the total energy dissipated by the CS+EBF2 braced frame respectively.

Keywords: frictional bolt connection, two-level system, horizontal shearing link beam, shear yielding, energy dissipation