



امکان سنجی جایگزینی قاب‌های مهاربندی شده واگرا (EBF) با دیوارهای برشی فولادی

پیام جباری بهروز^۱، احمد ملکی^۲

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد مراغه، payamjabbari2013@gmail.com

۲- عضو هیأت علمی، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد مراغه

چکیده

برای مقاومت در برابر بارهای جانبی ناشی از باد و زلزله، تاکنون سیستم‌های سازه‌ای مختلفی پیشنهاد و بکار گرفته شده‌است. عموماً، استفاده از سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی با شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی بالا برای ساختمان‌های موجود در مناطق زلزله‌خیز، ضروری می‌باشد. با این حال بدست آوردن سامانه‌ی برتر برای مقابله با بارهای جانبی و نیروهای زلزله و مشخص شدن رفتار لرزه‌ای سیستم‌های مختلف جاذب انرژی، یکی از مسائل مهمی است که در چند دهه‌ی اخیر مورد طرح و بحث قرار گرفته است. برای جبران ضعف مهاربندها به خصوص در محل اتصالات، نیاز به یک سیستم جدید اجتناب‌ناپذیر می‌باشد. در تحقیق حاضر به منظور بررسی امکان جایگزینی قاب‌های مهاربندی شده واگرا با قاب‌های دارای دیوارهای برشی فولادی، با توجه به دو پارامتر مهم میزان شکل‌پذیری و قدرت استهلاک انرژی در این دو سیستم پرداخته شده‌است. بدین منظور دو قاب فولادی یک و سه طبقه با دو سیستم مهاربندی واگرا و دیواربرشی فولادی توسط نرم‌افزار المان محدود ABAQUS مدل‌سازی و با استفاده از بارگذاری شبه استاتیکی آنالیز شده‌است. نتایج تحلیل نشان دادند که در حالیکه وزن هر دو سیستم برابر است، دیوار برشی فولادی دارای ظرفیت باربری نهایی و قدرت استهلاک انرژی بیشتری در مقایسه با مهاربند واگرا می‌باشد. نتایج مدل‌سازی‌های صورت گرفته نشان دهنده، پایداری منحنی‌های هیستریزس و نیز توزیع یکنواخت‌تر تنش‌ها در المان‌های محیطی در قاب فولادی با دیوارهای برشی فولادی در مقایسه با قاب‌های با مهاربندها واگرا می‌باشند.

کلمات کلیدی: دیوار برشی فولادی، مهاربند واگرا، رفتار چرخه‌ای، روش اجزای محدود، استهلاک انرژی.

۱- مقدمه

هر ساله زلزله در سرتاسر دنیا، خسارات مالی و جانی زیادی را به دنبال دارد و تلاش برای دستیابی به رفتار مناسب برای به حداقل رسانیدن خسارات قابل توجه بوده است. امروزه با پیشرفت علم و تکنولوژی، روش‌های گوناگونی برای طراحی مقاوم سازه‌ها در برابر زلزله وجود دارد. سیستم مهاربندی واگرا و دیوار برشی فولادی متداولترین سیستم سازه‌ای برای مقابله با بارهای لرزه‌ای در ساخت و سازه‌های فولادی است. استفاده از این نوع سیستم به دلیل صرفه اقتصادی، طراحی و اجرای آسان روز به روز رواج بیشتری می‌یابد. یکی از اصول طراحی سازه‌ها در مناطق زلزله‌خیز این است که سازه سختی جانبی کافی برای کنترل جابه‌جایی بین طبقات را داشته باشد. این اصل برای جلوگیری از آسیب دیدگی اعضای غیر سازه‌ای در ساختمان می‌باشد. همچنین در زلزله‌های کوچک و متوسط عناصر سازه‌ای باید در محدوده ارتجاعی قرار داشته و مقاومت کافی

داشته باشند. در هنگام وقوع زلزله‌های با شدت بالا نیز سازه باید شکل پذیری کافی برای تحمل تغییرشکل‌های بالا (غیرارتجاعی) را داشته باشد. این تحمل باید به گونه‌ای باشد تا ریزش در سازه بوجود نیاید (رفتار شکل پذیر). بر این اساس در طراحی سازه‌ها برای مقابله با نیروی جانبی تامین سختی، مقاومت و قابلیت جذب انرژی بطور همزمان مورد نظر طراحان است. سیستم‌های مقاوم در برابر بار جانبی به دو دسته کلی قاب‌های خمشی بدون مهاربندی جانبی و قاب‌ها با مهاربندی جانبی تقسیم می‌شوند. قاب‌های خمشی در ساختمان‌های بلند نمی‌تواند سختی لازم در برابر بارهای جانبی زلزله را ایجاد کنند و جابجایی بین طبقات حتی در اثر بارهای کم، زیاد بوده در ضمن پرهزینه نیز است. با استفاده از سیستم‌های بادبندی و سیستم‌های دیوار برشی می‌توان به سختی، مقاومت و شکل‌پذیری لازم برای مقابله با بارهای زلزله دست یافت. برای بررسی دیوار برشی فولادی و مهاربندهای (EBF) نیاز به داشتن یک سری داده از سازه می‌باشد که بر این اساس باید داده‌هایی از نقاط مختلف مدل مورد بررسی قرار گیرد، که تمامی ابعاد سازه و همچنین خواص مصالح اعضاء سازه و سایر ویژگی‌های سازه‌ای که توسط نرم افزار اجزاء محدود مدل‌سازی شده، منطبق بر نمونه آزمایشگاهی باشد تا نتایج اولیه بدست آمده از تحلیل کامپیوتری با نتایج حاصل از نمونه آزمایشگاهی مطابقت داده و صحت داده‌های دیگری که از مدل کامپیوتری گرفته می‌شود، مورد تأیید باشد. بنابراین با توجه به مطالب فوق، چنین تحقیقی در جهت بررسی سیستم‌های مقاوم سازه‌ای برای مقابله با نیروهای جانبی و نیز نیروی زلزله ضروری می‌باشد. به همین منظور، دو سیستم مقاوم سازه‌ای، یعنی مهاربند و اگر (EBF) و دیوار برشی فولادی (SSW) توسط نرم افزار المان محدود ABAQUS مدل‌سازی و با استفاده از بارگذاری شبه استاتیکی آنالیز شده‌است، مورد مطالعه قرار گرفته و جایگزینی دیوار برشی فولادی به جای مهاربند و اگر بررسی شده است [۱-۵].

۲- صحت‌سنجی، مشخصات مصالح و مدل‌سازی

۲-۱- صحت‌سنجی نتایج آزمایشگاهی با نتایج تحلیل عددی با استفاده از نرم افزار

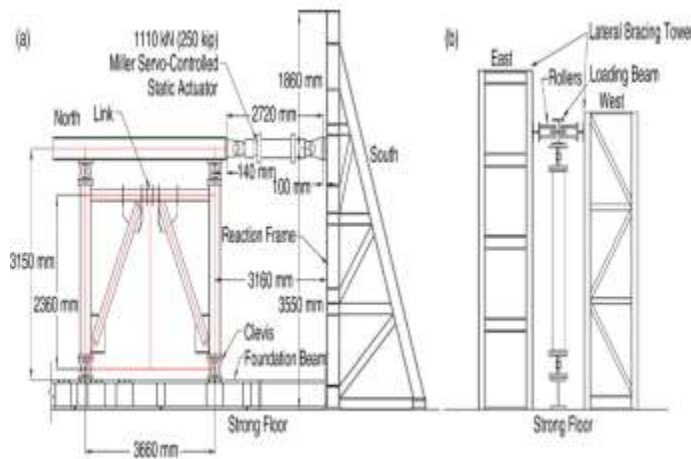
برای بررسی رفتار بادبندهای فولادی و اگر و اطمینان از صحت مدل سازی اجزای محدود، یک نمونه آزمایشگاهی که نتایج آنها در دسترس بود، را با نتایج به دست آمده از روش اجزای محدود مورد بررسی قرار می‌دهیم. برای بررسی رفتار آزمایشگاهی (EBF) با مقطع تیر پیوند مستطیلی، نمونه ای آزمایشی که توسط جفری برمن و مایکل برونو در دانشگاه بوفالو بر اساس بارگذاری چرخه ای شبه استاتیکی طبق ATC24 انجام پذیرفته بود، انتخاب گردید و در شکل ۱ نیز نشان داده شده است [۶].



شکل ۱: قاب نمونه تست شده [۶]

۲-۲-۱- مشخصات هندسی قاب

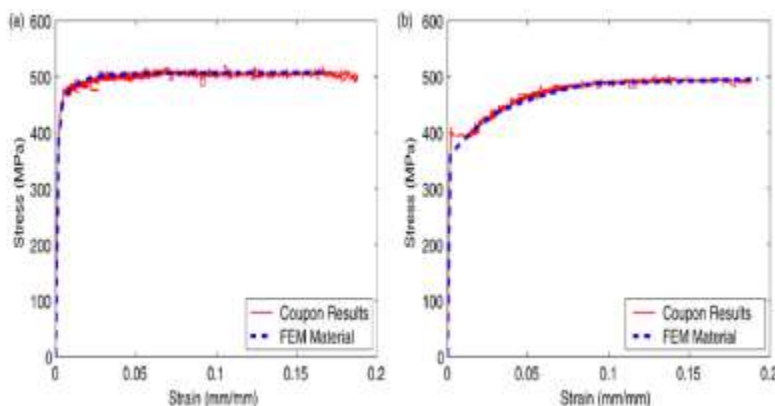
ارتفاع قاب مورد آزمایش برابر 315cm و عرض آن (L) برابر 366cm است. شکل کلی دستگاه آزمایش در شکل ۲ نشان داده شده است. بار افقی توسط جک هیدرولیکی به تیر بارگذاری اعمال گردید تا بار بصورت مساوی به بست ها در بالای هر ستون منتقل شود (تغییرات کوچک در بار هر ستون بعلت تغییر شکل محوری تیر بارگذاری مورد انتظار است). پایه ستونها به تیر فوندانسیون بسته شد که آن هم به کف قوی متصل شده است. به منظور اطمینان از پایداری خارج از صفحه تیر بارگذاری، این تیر با استفاده از برج های نگه دارنده، در دو نقطه مهاربندی شده است.



شکل ۲: مجموعه دستگاه تست (a) ارتفاع (b) پلان [۶]

۲-۲-۲- مشخصات مصالح استفاده شده

مقایسه نتایج بین استاندارد ASTM و تحلیل المان محدود برای دو مصالح بال و جان در شکل ۳ نشان داده شده است. تنش تسلیم فولاد جان (برابر 448MPa) بطور قابل توجهی از 345MPa مشخصه، بیشتر است، در حالیکه تنش تسلیم فولاد بال (393MPa) نزدیک به مقدار مشخصه (کمی بیشتر از مقاومت تسلیم مورد انتظار (380MPa) برای این درجه از فولاد) است. با استفاده از نتایج تست، مقدار برش پلاستیک پیوند (V_p)، لنگر پلاستیک (M_p) به ترتیب 495KN و 157.6KN.m تعیین شد. تنش تسلیم (F_{yw}) و تنش نهایی فولاد جان (F_{uw}) با مراجعه به شکل (۸-۴) به ترتیب برابر 448MPa و 510MPa و تنش تسلیم (F_{yf}) و تنش نهایی (F_{uf}) بال به ترتیب برابر 393MPa و 490MPa بدست آمد. مشخصات مصالح استفاده شده در این آزمایش در جدول ۱ آورده شده است.



شکل ۳: منحنی تنش-کرنش (a) مصالح جان (b) مصالح بال [۶]

جدول ۱: مشخصات مصالح مصرفی

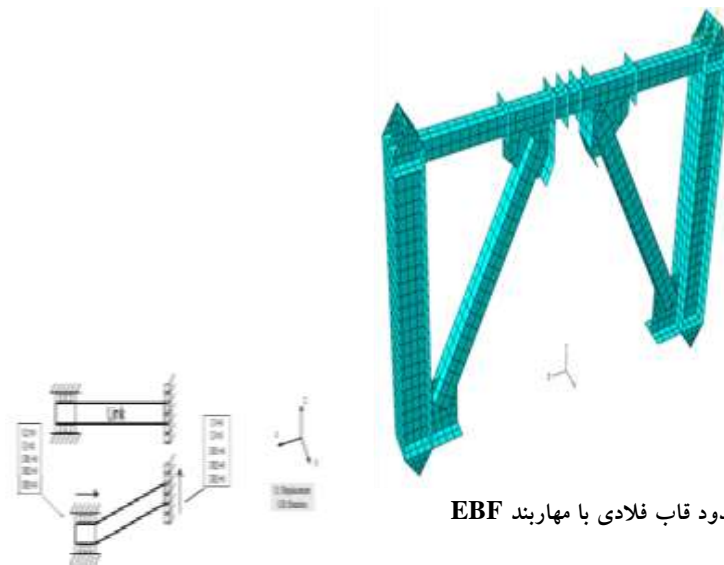
تنش نهایی (F_u) MPa	تنش تسلیم (F_y) MPa	مشخصات اعضا
۵۱۰	۴۴۸	جان تیر
۴۹۰	۳۹۳	بال تیر
۴۹۰	۳۹۳	ستون
۴۹۰	۳۹۳	بادبند و اتصالات

۲-۳-۱- بارگذاری آزمایشگاهی

چون در این تحقیق بررسی رفتار تمام اعضای EBF مدنظر است، از بارگذاری ATC24 استفاده شده است. بارگذاری تا نقطه تسلیم نمونه بر اساس کنترل نیرو صورت پذیرفت و بعد از تسلیم، چرخه های بعدی بر اساس کنترل جابه جایی انجام گرفته است.

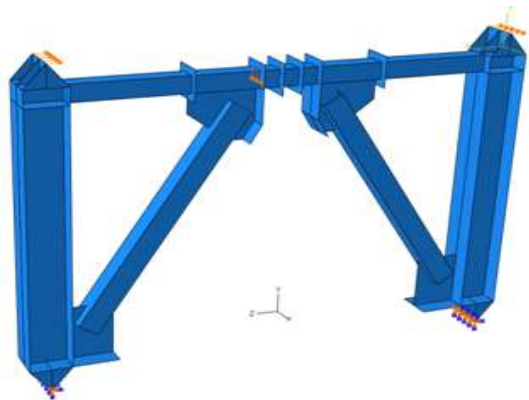
۲-۳-۲- بررسی مدل المان محدود نمونه (مش بندی و اعمال شرایط مرزی)

انجام تحلیل مدل المان محدود توسط نرم افزار ABAQUS انجام گرفت. ابتدا تحلیل های مقدماتی برای بررسی تاثیر اصلاح مش بر بهبود زمان محاسبه بدون افت در دقت تحلیل انجام شد. در این تحلیل از المانهای پوسته ای (Shell) برای معرفی جان، بال و سخت کننده های پیوند و سایر اعضا استفاده شد. اندازه مش المان تقریباً برابر 10cm در نظر گرفته شد تا رفتار مناسب در پیوند را بروز دهد. نوع المان پوسته ای بصورت S4R انتخاب گردید تا زمان تحلیل را بهبود دهد و تاثیر قابل توجهی روی نتایج نگذارد. مش بندی قاب در شکل ۴ نشان داده شده است [۷].



شکل ۴: مدل اجزا محدود قاب فلادی با مهاربند EBF

شرایط مرزی طوری انتخاب شد تا اجازه تغییرشکل محوری پیوند را بدهد و مانع چرخش هر دو انتها شود. بنابراین شرایط مرزی مشابه نمونه تست شده انتخاب گردید. شرایط مرزی استفاده شده برحسب جابه جایی گرهی افقی (U_1)، عمودی (U_2) و چرخش (UR_3) بصورت $U_2(0) = UR_3(0) = U_1(L) = UR_3(L) = 0$ در نظر گرفته شد و در شکل ۵ بصورت شماتیک نشان داده شده است. مصالح با پلاستیسیته سخت شونده‌گی جنبشی غیرخطی* در مدل المان محدود قاب استفاده شد. منحنی تنش کرنش آزمایشگاهی و بدست آمده از ABAQUS در شکل ۵ برای مصالح جان و بال ارائه شده است [۹۸].

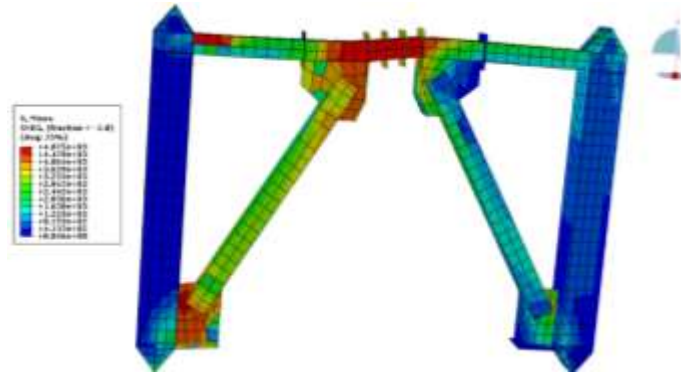


شکل ۵: شرایط مرزی قاب و تیر پیوند در مدل المان محدود

* Nonlinear Kinematic Hardening Plasticity

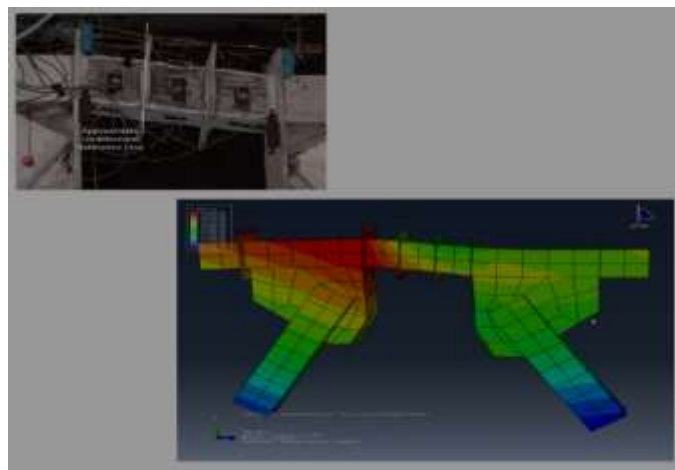
۲-۳-۳- مقایسه نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی

مطابق نتایج آزمایشگاهی، ستون‌ها و بادبندها در پایان آزمایش بدون هیچ گونه کماتش موضعی یا خرابی سالم مانده و مقاومت خوبی از خود نشان داده‌اند. نتایج حاصل از مدل سازی نیز این مطلب را تایید می‌کند. شکل ۶ کانتورهای تنش فون میزس را که از تحلیل المان محدود بدست آمده است را نشان می‌دهد. در قسمت‌هایی که با رنگ قرمز نشان داده شده‌اند، تسلیم ورق‌های فولادی اتفاق افتاده است. همانطور که در این شکل مشخص است در تیر پیوند و در ورق اتصال بادبند به تیر تمرکز تنش ایجاد شده است.



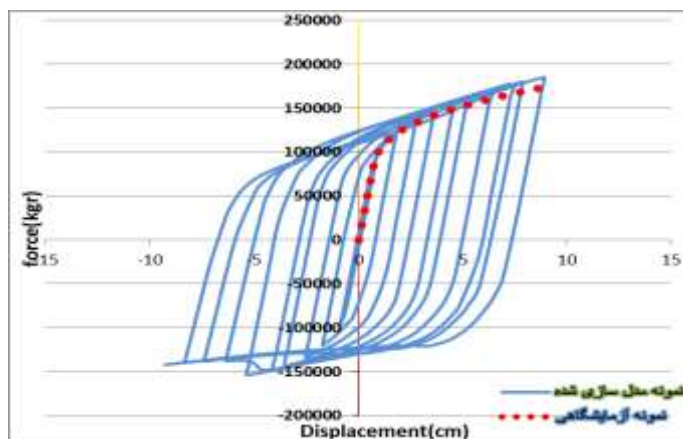
شکل ۶: کانتور تنش فون میزس نمونه EBF

تغییر شکل پیوند نمونه آزمایشگاهی در تحلیل المان محدود در شکل ۷ نشان داده شده است. هیچ کماتشی در جان و بال‌ها مشاهده نشد که نشان دهنده این است که نسبت‌های فشردگی و فاصله سخت‌کننده‌های استفاده شده در پیوند برای ممانعت از وقوع کماتش موضعی پیش از رسیدن به چرخش‌های بزرگ مناسب هستند. علاوه بر آن هیچ شواهدی از کماتش پیش‌رسی و لنگرهای خارج از صفحه در تیر خارج از پیوند مشاهده نشد.



شکل ۷: تغییر شکل تیر پیوند (a) نمونه آزمایشگاهی (b) مدل المان محدود

همانطور که در شکل ۸ نشان داده شده است، مطابقت خوبی بین نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی برحسب الگوهای رفتار هیستریس و تغییر شکل کلی وجود دارد. همچنین مقدار تنش و کرنش در محلهای مهم در مدل المان محدود به مقادیر مورد انتظار نزدیک است.



شکل ۸: مقایسه منحنی هیستریس سازه ی مدل سازی شده توسط نرم افزار ABAQUS و نمونه آزمایشگاهی

با توجه به مقایسه نمودار بار- تغییر مکان نمونه مدل سازی شده با نمونه آزمایشگاهی به دقت به دست آمده از نتایج صحت سنجی، مدل سازی انجام شده مهاربند و اگر به روش اجزای محدود را می توان به عنوان یک مدل قابل اعتماد پذیرفت.

۲-۳-۴- مدل سازی دیوار برشی فولادی و مقایسه نتایج تحلیلی

برای به دست آوردن مقاطع برای مدل سازی دیوار برشی ابتدا مقاطع مدل سازی شده مهاربند صحت سنجی شده را به مقاطع معادل برای استفاده در دیوار برشی تبدیل می کنیم.

$$187,67 \text{ cm}^2$$

$$370,84 \text{ cm}^2$$

$$72,96 \text{ cm}^2$$

مجموع کل سطح مقطع اتصالات:

مجموع کل سطح مقطع ۲ المان بادبندی

سطح مقطع تیر مهاربند به ازای ۱ متر

با توجه به سطح مقطع تیر مهاربند، مقطع معادل شده برای تیر دیوار برشی از جدول اشتعال IPE36 با سطح مقطع به ازای ۱ متر برابر با cm^2 ۷۲/۷ می باشد.

۲-۳-۴-۱- معادل سازی ضخامت پانل برشی در مدل یک طبقه:

$$370,84 + 187,67 = 558,516 \quad \text{مجموع کل سطح مقطع به دست آمده از مهاربند برابر است با:}$$

$$334 * 210 * t = 558,516 \quad t = 0,839 \text{ cm} \quad \text{ضخامت پانل برشی برابر است با:}$$

۲-۳-۴-۲- معادل سازی ضخامت پانل برشی در مدل سه طبقه

با توجه به این که در مدل دیوار برشی ۳ طبقه به دلیل ایجاد میدان کششی و فشاری قطری، فشار و کشش زیادی به تیر طبقه آخر وارد می شود، تیر آن طبقه قوی تر از سایر طبقات در نظر گرفته می شود. بنابراین از جدول اشتعال IPE55 با سطح مقطع به ازای ۱ متر برابر با cm^2 ۱۳۴ انتخاب می شود و مقدار معادل آن از ضخامت پانل برشی هر طبقه کسر می شود.

$$134 - 72,7 = 61,3$$

$$61,3 / 3 = 20,43$$

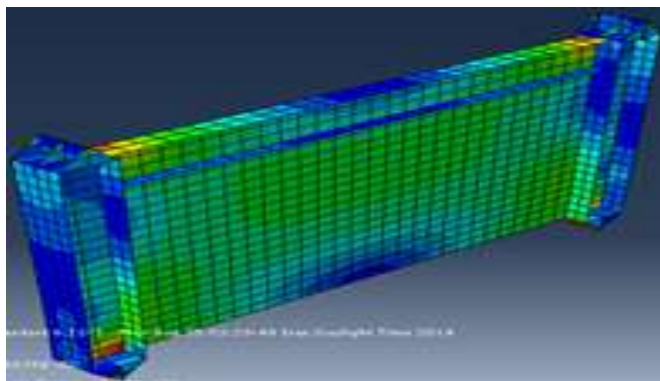
$$558,51 - 20,43 = 538,08$$

$$334 * 210 * t = 538,08$$

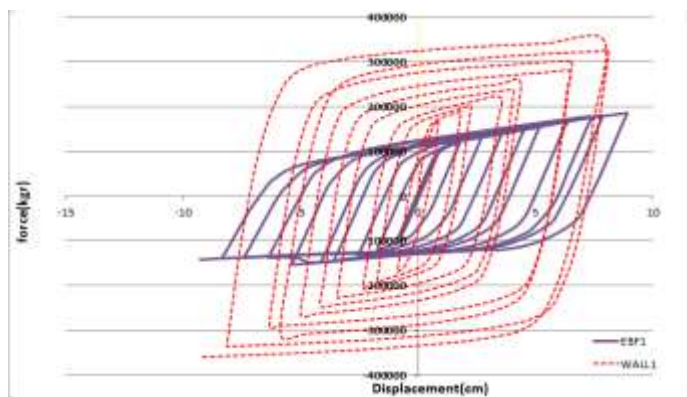
$$t = 0,81 \text{ cm}$$

۲-۳-۵- مقایسه رفتار قاب مدل سازی شده ی یک طبقه با تقویت دیوار برشی فولادی و مهاربند واگرا

دیوار برشی صفحه فولادی و مهاربند واگرا برای تقویت قاب یک طبقه با وزن برابر استفاده شده اند و تحت بار لرزه ای برابر در نرم افزار آباکوس مدل سازی و آنالیز شده اند و نتایج آنها به صورت کانتور تنش فون میزس شکل ۹ و نمودارهای هیستریزس شکل ۱۰ مقایسه شده است.



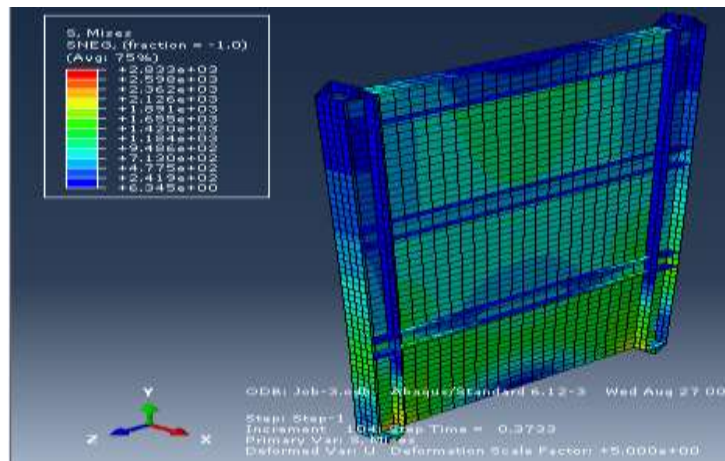
شکل ۹: کانتور تنش بر روی مدل تغییر شکل یافته دیوار برشی



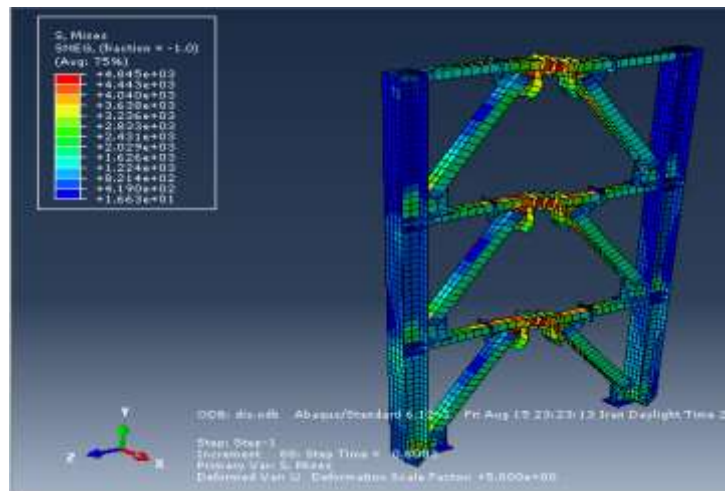
شکل ۱۰: مقایسه‌ی منحنی هیستریزس قاب سه طبقه در دو حالت تقویت با دیوار برشی فولادی و مهاربند واگرا

۲-۳-۶- مقایسه‌ی رفتار قاب مدل سازی شده‌ی سه طبقه با تقویت دیوار برشی فولادی و مهاربند واگرا

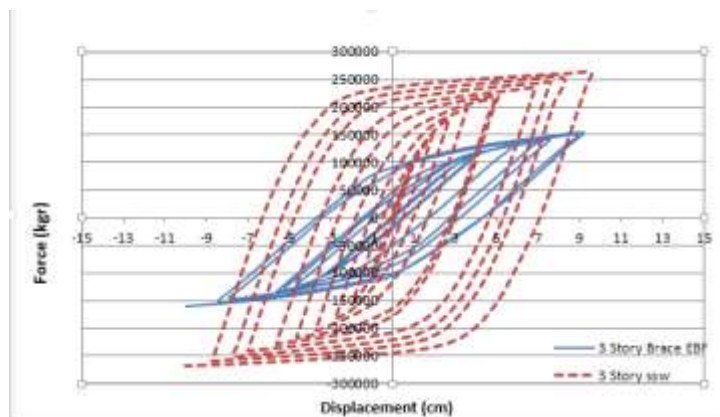
دیوار برشی صفحه فولادی و مهاربند واگرا برای تقویت قاب سه طبقه با وزن برابر استفاده شده‌اند و تحت بار لرزه‌ای برابر در نرم افزار آباکوس مدل سازی و آنالیز شده‌اند و نتایج آنها به صورت نمودارهای هیستریزس مقایسه شده است. تا به اینصورت امکان سنجی جایگزینی مهاربند همگرا با دیوار برشی فولادی در طبقات بیشتر نیز مورد بررسی و مطالعه قرار گیرد. در شکل ۱۱ و شکل ۱۲ به ترتیب کانتور تنش فون میزس قاب سه طبقه‌ی تقویت شده با دیوار برشی فولادی و مهاربند واگرا در انتهای بارگذاری چرخه ای نشان داده شده است.



شکل ۱۱: کانتورهای تنش فون میزس قاب سه طبقه تغییر شکل یافته تقویت شده با صفحه‌ی فولادی تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای



شکل ۱۲: کانتورهای تنش فون میزس قاب سه طبقه تغییر شکل یافته تقویت شده با مهاربند واگرا تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای



شکل ۱۳: مقایسه‌ی منحنی هیستریزس قاب سه طبقه در دو حالت تقویت با دیوار برشی فولادی و مهاربند واگرا

نتیجه گیری:

کارهای تحقیقی بسیاری همراه با آزمایش‌های تجربی نیاز است تا امکان‌سنجی جایگزینی سیستم دیوار برشی فولادی را به جای مهاربند واگرا تایید کند. مدل اجزای محدود غیرخطی برای مطالعه‌ی رفتار دیوارهای برشی فولادی و مهاربندهای واگرا بسیار مناسب و موثر می‌باشد. مدل اجزای محدود قادر است تا به خوبی تحلیل‌های شبه استاتیکی و دینامیکی نمونه‌های مدل شده‌ی دیوار برشی فولادی و مهاربند واگرا را با هندسه و پیکربندی متفاوت پیش‌بینی کند. مدل تحلیل شده به خوبی می‌تواند، سختی اولیه، بار نهایی، شکل‌پذیری رفتار پس از کمانش و جابجایی طبقات نمونه‌ها را نشان دهد. در تحقیق کنونی که شامل مدل‌سازی دیوار برشی فولادی و مهاربند واگرا در قاب‌های یک و سه طبقه می‌باشد، مدل‌سازی در نرم افزار اجزای محدود آباکوس بعد از صحت‌سنجی نتایج آن توسط مقایسه با داده‌های آزمایشگاهی، انجام شده است. با توجه به نتایج تحلیل مدل‌ها، امکان‌سنجی جایگزینی دیوار برشی فولادی به جای مهاربند واگرا بررسی شده است.

۱. صحت‌سنجی نتایج عددی و آزمایشگاهی نشان دادند که نرم افزار آباکوس می‌تواند اکثر ویژگی‌های رفتاری و مد شکست مهاربندهای واگرا و دیوار برشی فولادی را در قاب‌های یک طبقه و چند طبقه تحت بارگذاری استاتیکی قرار گرفته و بر روی آنها تحلیل استاتیکی غیرخطی چرخه ای و بار دیگر تحت رکورد زلزله صورت گرفته است، نشان دهد. نتایج شامل منحنی‌های هیستریزس و نمودارهای مقایسه‌ای پارامترهای مقاومت شامل، مقاومت نهایی، مقدار جابجایی، شتاب و میزان استهلاک انرژی می‌باشد.

۲. نرم افزار آباکوس توانسته کمانش قطری دیوار برشی فولادی و مفصل‌های پلاستیک و تنش‌های ایجاد شده در قاب های فولادی را به خوبی نشان دهد.

۳. ماکزیمم نیروی برش پایه یا مقاومت نهایی در مدل یک طبقه دیوار برشی فولادی ۳۵۹۷۴۵ کیلوگرم و در مهاربند واگرا برابر با ۱۸۴۹۶۳ کیلوگرم است. بنابراین دیوار برشی فولادی ۱,۹۴ برابر بیشتر از مهاربند واگرا، نیرو تحمل می‌کند و با محاسبه مساحت زیر نمودار حلقه‌های پسماند می‌توان میزان جذب و استهلاک انرژی را بیان کرد که برابر با ۳۷۳۷۲۱۱۵ ژول در دیوار برشی و ۱۶۶۹۰۳۷۷ ژول در مهاربند واگرا می‌باشد و در مدل سه طبقه ماکزیمم نیروی برشی، در دیوار برشی ۲۶۷۱۳۳ کیلوگرم و در مهاربند واگرا ۱۵۹۲۱۱ کیلوگرم می‌باشد. بنابراین دیوار برشی فولادی ۱,۶۷ برابر بیشتر از مهاربند واگرا، نیرو تحمل می‌کند و میزان جذب و استهلاک و انرژی ۲۴۷۱۱۲۱۵ ژول در دیوار برشی و ۶۷۰۶۲۰۱ ژول در مهاربند واگرا می‌باشد، در حالیکه همه‌ی آنها تحت بارگذاری چرخه‌ای یکسان قرار داشته و دارای وزن یکسانی می‌باشند. همچنین باید مورد توجه باشد که میزان جذب و استهلاک انرژی دیوار برشی فولادی بسیار بیشتر از مهاربندهای واگرا است و سختی اولیه‌ی آن نیز بیشتر می‌باشد. بنابراین این پایان‌نامه نشان داد که دیوار برشی فولادی یک روش جدید و بهبود یافته است و به خوبی می‌تواند جایگزین مهاربند واگرا شود و به دلیل مشارکت بهینه‌ی المان‌های محیطی در تحمل بارهای جانبی، اقتصادی نمودن سیستم را در اثر کاهش فولاد مصرفی برآورد می‌کند.

۴. با توجه به مدل سازی و تحلیل دیوار برشی صفحه فولادی و مهاربند واگرا قاب سه طبقه با وزن یکسان و تحت بار لرزه‌ای برابر در نرم افزار آباکوس روشن شد که هر چه تعداد طبقات بیشتر باشد، نسبت مقاومت نهایی و میزان استهلاک انرژی توسط سیستم دیواربرشی فولادی، به مراتب بیشتر از مهاربند واگرا می‌باشد. استفاده از دیوارهای برشی فولادی در ساختمان‌های بلند مرتبه که امکان جابجایی بیش از حد طبقات و تشکیل مفصل پلاستیک وجود دارد، موجب سبک‌تر شدن سیستم سازه‌ای شده و اقتصادی بودن طرح را بهتر از مهاربند واگرا، برآورد نماید.

۵. نتایج تحلیل‌ها نشان دادند که تحت شرایط یکسان در دیوار برشی فولادی، همچون قاب‌های مرزی، اتصالات تیر به ستون و ضخامت صفحه، در هر دو مدل یک و سه طبقه، ابتدا صفحه‌ی فولادی دیوار برشی تسلیم و سپس اتصالات تیر به ستون تسلیم می‌شود به طوری‌که ناحیه‌ی تسلیم شدگی در محل اتصال تیر به ستون منتشر می‌شود.
۶. دیوارهای برشی فولادی در مقایسه با مهاربندهای واگرا، توزیع یکنواختی از تنش‌ها را روی المان‌های محیطی داشته و از تمرکز تنش در محل اتصال بادبند به تیرها و ستون‌ها جلوگیری می‌کنند.
۷. با استفاده از نتایج مدل‌سازی‌های صورت گرفته، پایداری منحنی‌های هیستریزس و توزیع یکنواخت‌تر تنش در المان‌های محیطی، از دیگر مزایای دیوارهای برشی فولادی در مقایسه با مهاربندهای واگرا می‌باشند.

مراجع

- [۱] تهرانی زاده، م.، تقی‌خانی، ت.، کیومرثی، م. مقایسه و بررسی رفتار لرزه ای مهاربندهای همگرای ویژه و مهاربندهای واگرا، چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه تهران، ۱۳۸۷.
- [۲] طاحونی، ش. طراحی سازه های فولادی براساس آئین نامه ایران، انتشارات علم و ادب، ۱۳۸۰.
- [۳] صبوری قمی، س. سیستم های مقاوم در برابر بارهای جانبی مقدمه ای بر دیوار برشی فولادی، نشر انگیزه، تهران، ۱۳۸۰.
- [۴] روحی، ح. بررسی رفتار لرزه ای دیوارهای برشی فولادی، پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ۱۳۸۵.
- [5] Astaneh-Asl A. Seismic Behaviour and design of steel shear walls. Steel Tips Report, Structural Steel Educational Council University Of California at Berkeley, 2001
- [6] Jeffrey W. Berman, Michel Bruneau: Experimental and analytical investigation of tubular links for eccentrically braced frames, Engineering Structures 29, PP 1929-1938, 2007
- [7] Computers and Structures, SIMULIA, ABAQUS Version 6.12-3, Integrated structural analysis and design software. Dassault Systemes, 2012.
- [۸] ضیایی، م.، پیغاله، ا. راهنمای مدل سازی با نرم افزار ABAQUS، انتشارات پندار پارس، ۱۳۸۸.
- [۹] خلخالی، ا. تحلیل اجزای محدود با کمک ABAQUS، انتشارات موسسه فرهنگی هنری دیباگران تهران، ۱۳۸۶.