



http://journaliss.ir

بررسی رفتار لرزه‌ای اتصال مهاربند به ستون جعبه‌ای ساخته‌شده از ورق در سیستم‌های

مهاربندی شده همگرا

سیدعلی رضوی طباطبایی^{۱*}، مسعود هاشمی^۲

۱- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه علم و فرهنگ، تهران

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه علم و فرهنگ، تهران

*تهران، صندوق پستی ۱۳۱۴۵۸۷۱، arazavi@usc.ac.ir

چکیده

پژوهش حاضر به بررسی رفتار وجه ستون جعبه‌ای در محل اتصال به ورق گاست مهاربند در قاب‌های ساختمانی مهاربندی شده همگرا پرداخته است. در این نوع قاب‌ها، مهاربندها نقش فیوز را ایفا می‌کنند و تغییر شکل محوری آن‌ها منجر به کماتش و رفتار غیرخطی می‌شود که باعث استهلاک انرژی زلزله در سیستم می‌گردد. اما در صورت ایجاد غرشدگی (کمانش موضعی) و تغییر شکل در وجه ستون جعبه‌ای، عملکرد مهاربند مختل شده و قاب نمی‌تواند وارد فاز پلاستیک شود. هدف این پژوهش، تحلیل و ارزیابی عملکرد وجه ستون جعبه‌ای تحت نیروهای رفت‌وبرگشتی و ارائه جزئیات اجرایی مناسب برای اتصالات مهاربند به ستون‌های جعبه‌ای است. برای این منظور، ابتدا اطلاعات مطالعات پیشین جمع‌آوری و سپس شبیه‌سازی یک ساختمان ۱۵ طبقه با مهاربند همگرای ویژه انجام شده است. در ادامه، طراحی لرزه‌ای اتصالات مهاربند و تحلیل آن‌ها با استفاده از نرم‌افزار آباکوس صورت گرفت. نتایج تحلیل نشان داد تعبیه ورق‌های سخت‌کننده در محل اتصال ورق گاست به ستون، موجب افزایش سختی قاب‌ها تا ۲۱ درصد و جذب بیش‌تر انرژی تا ۲۶ درصد می‌شود. همچنین، ورق‌های سخت‌کننده قائم عملکرد بهتری نسبت به ورق‌های افقی نشان دادند. در نهایت، جزئیات اجرایی برای بهبود عملکرد اتصال پیشنهاد و با روش‌های استاندارد اجرایی تطبیق داده شد. این پژوهش با رویکرد تئوری و کاربردی و بر اساس تحلیل اجزای محدود انجام شده است.

واژگان کلیدی

سیستم مهاربندی شده همگرای ویژه، ستون‌های جعبه‌ای، ورق گاست، رفتار لرزه‌ای

Investigation of seismic behavior of bracing connection to box column made of sheet in special braced frame systems

S.A. Razavi, M. Hashemi

Abstract

This study investigates the behavior of the box column at the connection to the brace gusset plate in concentrically braced frames (CBFs). In these frames, braces act as fuse elements, and their axial deformation results in buckling and nonlinear behavior and energy dissipation within the system. However, if the box column face deforms or buckles due to the force exerted by the brace, it disrupts the brace's functionality, preventing the frame from experiencing plastic phase and absorbing seismic energy. The aim of this research is to analyze and evaluate the performance of the box column face under cyclic forces, propose suitable details for brace-to-box-column connections, and provide recommendations for their design. To achieve this, previous studies were reviewed, and a 15-story residential building with special concentrically braced frames and box columns was modeled. Subsequently, seismic design of brace connections was performed, and the connections, along with the frame, were analyzed using Abaqus finite element software. The results indicate that incorporating stiffener plates at the gusset plate-to-column connection point enhances the frame stiffness and energy absorption capacity. Additionally, vertical stiffener plates demonstrated superior performance compared to horizontal ones. Finally, practical details for improving the connection's behavior were proposed and aligned with standard construction practices. This research employed theoretical and practical approaches based on finite element analysis.

Keywords

Special Concentrically Braced Frames, Box Columns, Gusset Plates, Seismic Behavior



۱- مقدمه

با مرور خسارت‌های وارد شده به سازه‌ها در زلزله‌های گذشته، مشخص می‌شود که سازه‌های فولادی به دلیل ویژگی‌های شکل‌پذیری بالا و توانایی جذب انرژی، عملکرد بهتری در مقایسه با سایر انواع سازه‌ها دارند. سیستم مهاربندی همگرای فولادی، به دلیل سختی بالا، قابلیت کنترل تغییرشکل‌های جانبی و سهولت در اجرا، یکی از سیستم‌های پرکاربرد در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها محسوب می‌شود و به‌طور گسترده‌ای توسط مهندسان استفاده می‌گردد.

قاب‌های مهاربندی‌شده همگرای ویژه، دسته‌ای از این سیستم‌ها هستند که در آن‌ها مهاربندها تحت تأثیر بارهای جانبی زلزله طراحی، تغییرشکل‌های بزرگ و غیرالاستیک را بدون کاهش قابل توجه در مقاومت تحمل می‌کنند. این مهاربندها به‌عنوان فیوزهای سازه‌ای عمل کرده و پس از کمانش، رفتار غیرخطی مناسبی از خود نشان می‌دهند که به افزایش شکل‌پذیری و جذب مؤثر انرژی زلزله کمک می‌نماید.

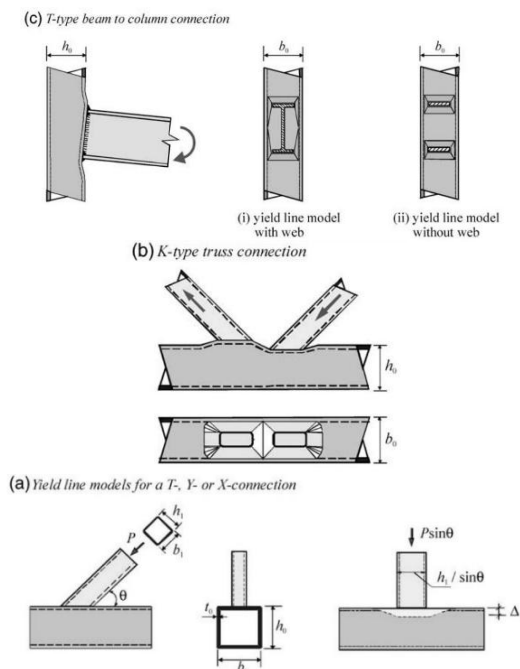
استفاده از ستون‌های قوطی‌شکل در این قاب‌ها به دلیل تحمل نیروهای محوری زیاد، روزبه‌روز در حال افزایش است. با این حال، آیین‌نامه‌ها و تست‌های آزمایشگاهی موجود عمدتاً بر پایه ستون‌های H شکل تدوین شده و کاربرد ستون‌های قوطی‌شکل به‌صورت صریح پوشش داده نشده است. این پژوهش با هدف بررسی این موضوع انجام گرفته و رفتار وجه ستون قوطی در محل اتصال با ورق گاست مهاربند، تحت بارهای رفت و برگشتی مورد تحلیل قرار گرفته است. همچنین جزئیات بهینه برای اتصالات مهاربند به ستون‌های قوطی ارائه شده است.

اتصال ورق گاست به ستون باکس از نقطه نظر عملکرد خارج از صفحه بال ستون حایز اهمیت است. عکس‌العمل افقی نیروی مهاربند که بخشی از آن از طریق ضلع قائم ورق گاست به ستون منتقل می‌شود، باعث تغییرشکل خارج از صفحه ورق بال ستون باکس می‌شود که در مدل‌های محاسباتی معمولاً لحاظ نمی‌شود. این تغییرشکل می‌تواند راندمان مهاربند را کاهش داده و در صورت افزایش منجر به پلاستیک شدن ستون شود.

تحقیقات بر روی اتصالات مهاربندی در گذشته صورت گرفته است و در کمیته AISC نیز مطالعاتی برای ارزیابی کارایی اتصالات ورق گاست در قاب‌های مهاربندی‌شده انجام شده است.

در این میان مطالعات آنالیزی توسط ریچارد^۱ و مطالعات آزمایشگاهی توسط چاکرابارتی^۲ و همکاران^۳ و گراس^۳ و همکاران^۴ از اهمیت بیش‌تری برخوردار هستند [۱-۳]. در تمامی این پژوهش‌ها، رفتار ورق اتصال گاست مورد بررسی قرار گرفته‌اند ولی در زمینه رفتار ورق ستون متصل به ورق گاست^۴ بحث نشده است.

در سال ۲۰۰۲ کوزتسکی^۵ و همکاران، مطالعات آزمایشگاهی و آنالیزی بر روی رفتار ورق‌های طولی ستون‌های توخالی در اتصال با ورق انجام دادند (شکل (۱)). آن‌ها اتصال ورق با زاویه‌های مختلف بر روی وجه ستون قوطی‌شکل را مورد بررسی قرار داده و تغییرشکل وجه ستون را جهت محاسبه نیروی بحرانی (تسلیم) ورق از منحنی‌های تغییرشکل-نیرو اندازه‌گیری نمودند. البته در این تحقیقات صرفاً المان خرابایی غیرتسلیم‌شونده و تنها یک اتصال در قاب، مدل‌سازی و مورد بررسی قرار گرفت [۴].



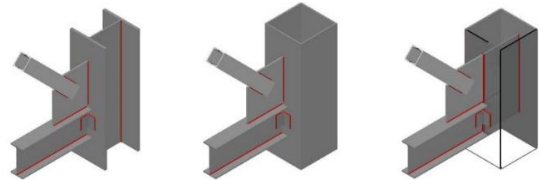
شکل ۱- نمونه‌های مدل المان محدود مطالعه‌شده توسط کوزتسکی و

همکاران [۴]

در سال ۲۰۰۹ علیپور با انجام مطالعات عددی و انجام آنالیز بر روی سه تیپ اتصال در یک قاب شامل: ۱- اتصال ورق گاست به ستون H شکل، ۲- اتصال ورق گاست به ستون قوطی‌شکل بدون سخت‌کننده و ۳- اتصال ورق گاست به ستون قوطی‌شکل با تعبیه

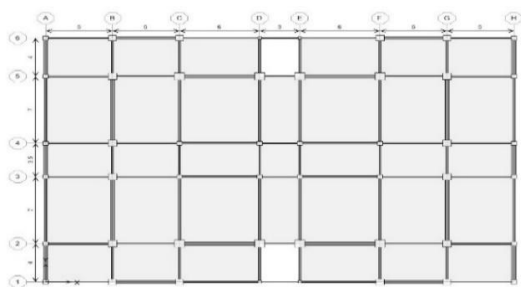
¹ Richard
² Chakrabarti
³ Gross
⁴ Gusset Plate
⁵ Kostascki

ورق سخت‌کننده در راستای طول ستون، به مقایسه این اتصالات و بررسی رفتار وجه ستون در مقابل نیروی کششی مهاربند پرداخت (شکل‌های (۲) الی (۴)). در پژوهش ایشان فقط مهاربند کششی مدل‌سازی شده و از مهاربند فشاری بحث نشده است. همچنین بارگذاری با تغییر مکان به صورت بار افزون در قاب انجام شده و رفتار چرخه‌ای (رفت و برگشتی) لحاظ نشده است [۵].

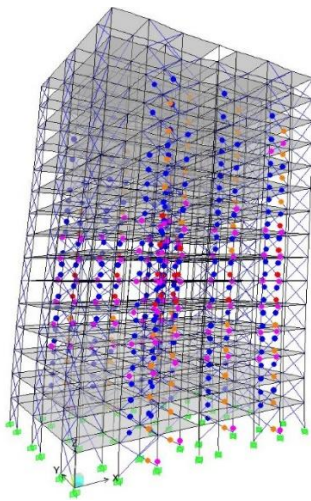


شکل ۲- سه تپ اتصال مطالعه شده توسط علیپور [۵]

ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، صورت گرفته است [۶ و ۷]. اتصالات مهاربندها به ستون‌ها و تیرها مطابق الزامات طرح لرزه‌ای مبحث دهم مقررات ملی ساختمان طراحی و جزئیات طراحی مرتبط و مناسب با آن‌ها، تهیه شده است [۸]. جهت کنترل ظرفیت ساختمان و تعیین نیروهای ظرفیتی اعضا، بر روی این سازه تحلیل استاتیکی غیرخطی^۱ به روش بار افزون^۲ انجام شده است. از نتایج تحلیل غیرخطی نظیر تغییر مکان واقعی و نیروهای محوری ستون‌ها در قاب‌های مهاربندی شده در آنالیز المان محدود استفاده شده است. نتیجه تحلیل بار افزون منحنی ظرفیت برای هر یک از سازه‌ها است. تغییر مکان هدف (نقطه عملکرد) بر اساس روش مندرج در نشریه ۳۶۰ محاسبه شده است [۹].

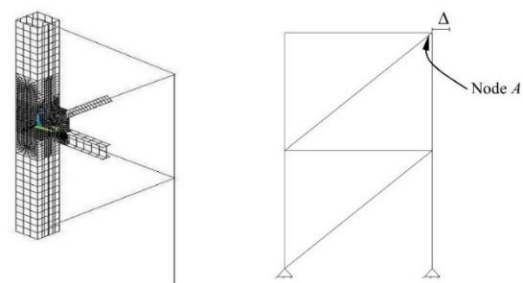


شکل ۵- پلان ساختمان مدل شده

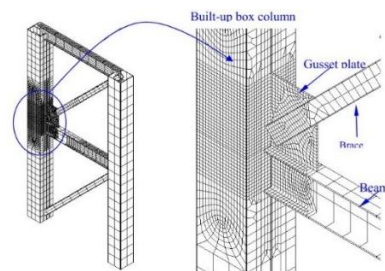


شکل ۶- مدل‌سازی و تشکیل مفاصل پلاستیک در سازه حاصل از تحلیل بار افزون

پس از تحلیل استاتیکی غیرخطی، نقاط عملکرد سازه در حالت‌های بارگذاری استاتیکی و دینامیکی محاسبه شد. نمودارهای تغییرات برش پایه ساختمان در حالت اتصال صلب برای تیرهای دهانه مهاربندی بر مبنای تغییر مکان مرکز جرم بام و



شکل ۳- مدل آنالیز محدود انجام شده توسط علیپور [۵]



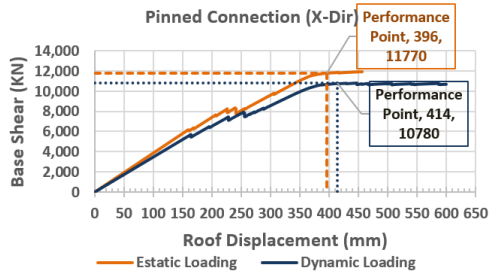
شکل ۴- جزئیات قاب مدل شده برای آنالیز محدود توسط علیپور [۵]

۲- تشریح سازه‌های مورد بررسی

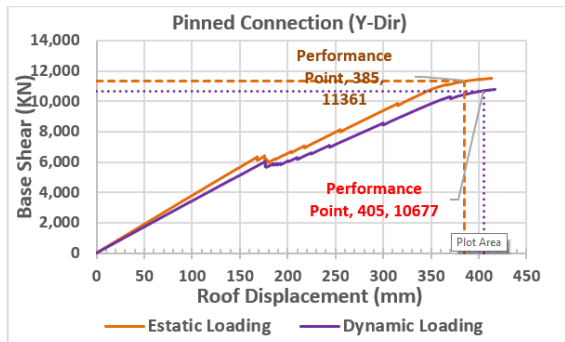
در این پژوهش یک ساختمان ۱۵ طبقه فولادی مطابق شکل (۵) و (۶) با ستون‌های قوطی شکل و سیستم مهاربند همگرای ویژه فولادی با طول دهانه‌های مهاربندی ۳/۵، ۴، ۵، ۶ و ۷ متر تعریف شده است. بارگذاری آن مطابق مبحث ششم مقررات ملی

¹ Nonlinear Static Analysis

² Pushover



شکل ۹- نمودار تغییرات برش پایه نسبت به تغییر مکان مرکز جرم بام در جهت طولی ساختمان در حالت اتصالات مفصلی



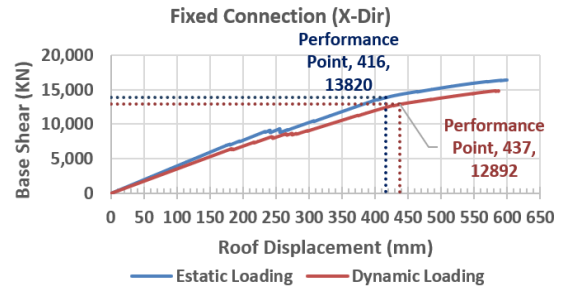
شکل ۱۰- نمودار تغییرات برش پایه نسبت به تغییر مکان مرکز جرم بام در جهت عرضی ساختمان در حالت اتصالات مفصلی

۴- مدل‌سازی و تحلیل

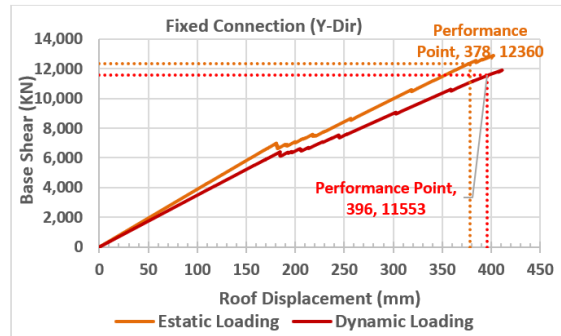
۴-۱- انتخاب نمونه‌های المان محدود

از میان قاب‌های مهاربندی‌شده موجود، تعداد ۱۵ قاب با توجه به اندازه مقطع تیرها، ستون‌ها، مهاربندها، شکل‌پذیری (زیاد، متوسط و معمولی) و زاویه مهاربندها، جهت مدل‌سازی در نرم‌افزار المان محدود آباکوس انتخاب شده است. دلیل انتخاب مقاطع با شکل‌پذیری معمولی، کاربرد آن‌ها در سازه‌های مقاوم‌سازی شده است؛ همچنین مقاطع با شکل‌پذیری متوسط و زیاد نیز در ساختمان‌های در حال احداث مورد استفاده قرار می‌گیرند. مشخصات این قاب‌ها در جدول (۱) نشان داده شده‌اند.

همچنین نقاط عملکردی مربوط به هر حالت در شکل‌های (۷) و (۸) محاسبه و استخراج شده است. این نمودارها نمایانگر منحنی ظرفیت سازه هستند و بر اساس هر بازه بارگذاری تغییر مکانی و مقدار نیروی برش پایه ایجاد شده استخراج می‌شوند. نقطه تغییر مکان هدف در این نمودارها ملاک سنجش سطح تغییر مکان وارده در هر قاب است.



شکل ۷- نمودار تغییرات برش پایه نسبت به تغییر مکان مرکز جرم بام در جهت طولی ساختمان در حالت اتصالات صلب

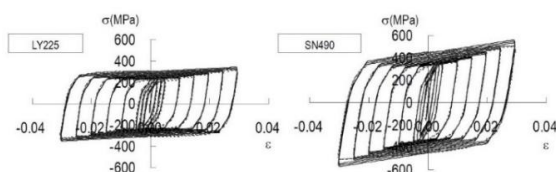


شکل ۸- نمودار تغییرات برش پایه نسبت به تغییر مکان مرکز جرم بام در جهت عرضی ساختمان در حالت اتصالات صلب

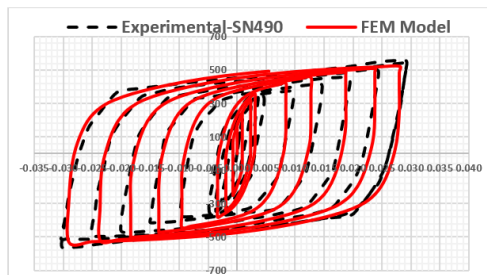
مدل سازه با اتصال مفصلی تیرهای دهانه مهاربندی نیز تهیه و تحلیل گردیده است تا ظرفیت و نقطه عملکرد آن در مقایسه با تیرهای با اتصال صلب مشخص گردد. در شکل‌های (۹) و (۱۰) این نمودارها برای حالت اتصال مفصلی در سازه نشان داده شده است. افت‌های مشهود در شکل‌های (۷) الی (۱۰) مربوط به تشکیل مفصل پلاستیک در مهاربندها در یک طبقه مشخص است که باعث افت موقتی مقاومت در منحنی ظرفیت می‌شود.

جدول ۱- مشخصات مقاطع و هندسه قابهای مورد بررسی

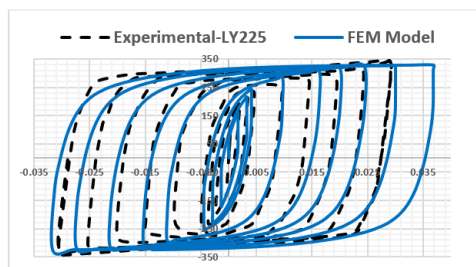
No.	Specimen	Column Section			Beam Section			Brace Section	Frame Span	Brace Angel
		Flang Width	Flange Thick.	Flang Width	Flange Thick.	Web Height	Web Thick.			
1	1-HD	750	40	300	20	500	10	2UNP200	7000	27 ⁰
2	1-MD	750	30	300	20	500	10	2UNP200	7000	27 ⁰
3	1-OD	750	20	300	20	500	10	2UNP200	7000	27 ⁰
4	2-HD	750	40	300	20	500	10	2UNP200	6000	30 ⁰
5	2-MD	750	30	300	20	500	10	2UNP200	6000	30 ⁰
6	2-OD	750	20	300	20	500	10	2UNP200	6000	30 ⁰
7	3-HD	650	35	300	20	500	10	2UNP160	5000	35 ⁰
8	3-MD	650	30	300	20	500	10	2UNP160	5000	35 ⁰
9	3-OD	650	20	300	20	500	10	2UNP160	5000	35 ⁰
10	4-HD	500	25	300	20	500	10	2UNP120	4000	41 ⁰
11	4-MD	500	20	300	20	500	10	2UNP120	4000	41 ⁰
12	4-OD	500	12	300	20	500	10	2UNP120	4000	41 ⁰
13	5-HD	500	25	300	20	500	10	2UNP120	3500	45 ⁰
14	5-MD	500	20	300	20	500	10	2UNP120	3500	45 ⁰
15	5-OD	500	12	300	20	500	10	2UNP120	3500	45 ⁰



شکل ۱۲- نمودار تنش- کرنش هدف برای برای صحت سنجی مصالح فولادی

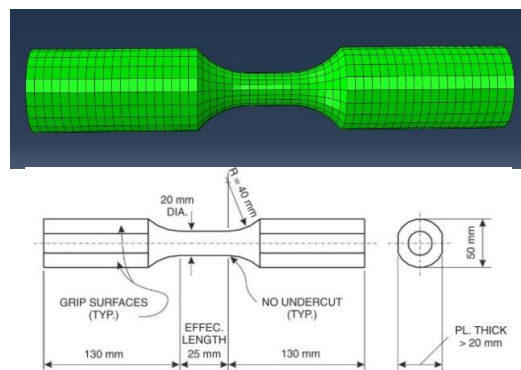


شکل ۱۳- نمودار تنش- کرنش به دست آمده از تحلیل اجزای محدود برای مصالح SN490



شکل ۱۴- نمودار تنش- کرنش به دست آمده از تحلیل اجزای محدود برای مصالح LY225

۴-۲- تعیین پارامترهای مشخصات مصالح جهت صحت سنجی
 برای تعریف مشخصات مصالح فولادی در نرم افزار شبیه سازی المان محدود آباکوس و صحت سنجی نتایج آن، از نتایج تحقیقات آزمایشگاهی که توسط کنساکوکانکو^۱ و همکاران در ژاپن انجام گرفته، استفاده شده است [۱۰]. همچنین برای تعیین پارامترهای مربوط به رفتار مصالح فولادی مورد نیاز برای تعریف مشخصات مصالح در نرم افزار آباکوس^۲، از تحقیقات انجام شده توسط دوسیکا استفاده شده است [۱۱]. بدین ترتیب که ابتدا یک کوپان با ابعاد و مشخصات مندرج در شکل (۱۱) در نرم افزار اجزای محدود آباکوس مدل و با روش سعی و خطا، داده های مورد نیاز برای مشخصات مصالح و نمودار تنش-کرنش مورد نظر استخراج شده است. شکل (۱۲) نمودار تنش-کرنش مصالح فولادی هدف را نشان می دهد و شکل (۱۳) و (۱۴) نمودار به دست آمده از نتایج تحلیل المان محدود را نشان می دهد که انطباق قابل قبولی با نمودار هدف دارد.



شکل ۱۱- ابعاد و مشخصات کوپان مدل شده در آباکوس

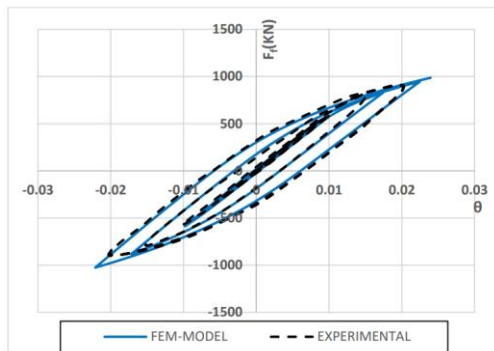
¹ Kensaku
² Abaqus

سخت‌شوندگی کینماتیک، (γ_1) و (γ_2) نرخ سخت‌شوندگی کینماتیک، (Q_b) حداکثر تغییر در سطح تنش مربوط به سخت‌شوندگی ایزوتروپیک و پارامتر (b) فاکتور تغییر نرخ تنش در سخت‌شوندگی ایزوتروپیک است.

با توجه به سعی و خطای انجام شده برای رسیدن به نمودارهای فوق مقادیر پارامترهای مشخصات مصالح برای فولادهای SN-490 و LY-225 طبق جدول (۲) استخراج شده است. در این جدول (F_y) تنش تسلیم، (C_1) و (C_2) پارامترهای مدول

جدول ۲- مشخصات رفتار فولادی مصرفی در مدل‌سازی اجزای محدود

Steel Type	F_y MPa	C_1 MPa	γ_1	C_2 MPa	γ_2	Eq. Stress MPa	Q_b MPa	b
SN-490	170	9000	50	100000	500	170	20	6
LY-225	70	6000	70	70000	400	70	15	5

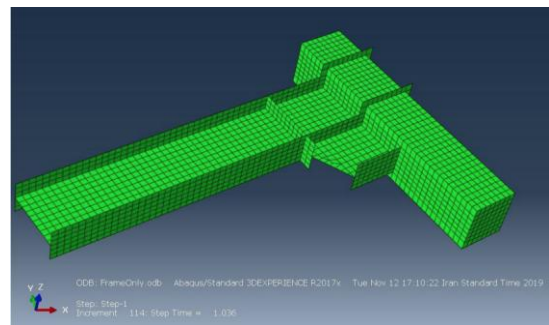


شکل ۱۶- مقایسه نمودار نیرو-زاویه چرخش به دست آمده از تحلیل اجزای محدود و نتایج آزمایشگاهی

جدول ۳- پارامترهای مربوط به مشخصات مصالح فولادی مدل‌ها

Steel Type	F_y MPa	C_1 MPa	γ_1	C_2 MPa	γ_2
S235	230	4600	25	9800 0	1000

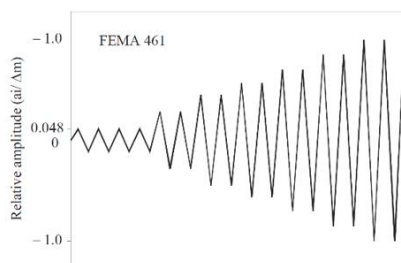
۴-۳- صحت‌سنجی مدل المان محدود
برای انجام صحت‌سنجی، نمونه شماره ۲ مورد مطالعه توسط کنساکو مطابق شکل (۱۵) در نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس مدل‌سازی شده است. فولاد مورد استفاده در این تحقیق از نوع S235 بوده است که مشخصات رفتاری آن توسط محققین ارائه نشده است. با توجه به نزدیک بودن مشخصات رفتاری فولاد فوق‌الذکر به فولاد ST-37 و همچنین در دسترس نبودن مشخصات رفتاری فولادی S235، از کالیبراسیون به کاررفته توسط رضوی و همکاران مطابق جدول (۳) استفاده شده است [۱۲]. پس از تحلیل، نمودار نیرو-زاویه چرخش قاب، استخراج و با نمودار آزمایشگاهی مقایسه شده است. شکل (۱۶) نمودار نیرو-زاویه چرخش قاب را نشان می‌دهد که نمودار حاصل از آنالیز محدود به دست آمده، با نمودار آزمایشگاهی، انطباق قابل قبولی دارد و نشان‌دهنده قابل‌استناد بودن نتایج حاصل از تحلیل المان محدود در پژوهش است.



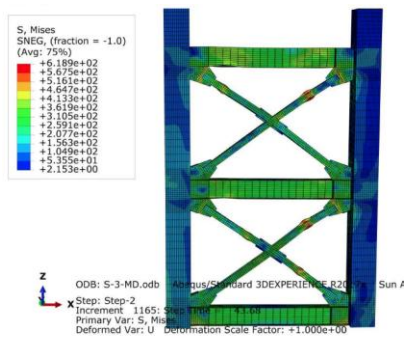
شکل ۱۵- ابعاد و مشخصات نمونه مدل‌سازی شده در نرم‌افزار المان محدود آباکوس

۵- بارگذاری و نحوه مدل‌سازی

برای بارگذاری قاب‌های در نظر گرفته شده، از الگوی بارگذاری FEMA 461-2007 استفاده شده است [۱۳]. این الگوی بارگذاری برای سازه‌های حساس به تغییر مکان قابل استفاده می‌باشد که در شکل (۱۷) نشان داده شده است. همچنین در شکل (۱۸) نمای کلی از قاب تحلیل شده در نرم‌افزار آباکوس قابل مشاهده است.



شکل ۱۷- الگوی بارگذاری FEMA 461



شکل ۲۱- نتایج تحلیل قاب در نرم افزار آباکوس



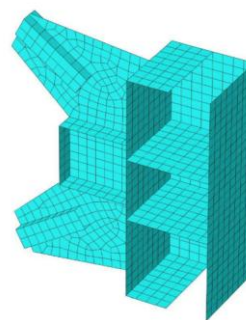
شکل ۱۸- نمای کلی از قاب تحلیل شده در نرم افزار آباکوس

مدل سازی و نحوه قرار دادن سخت کننده های عمودی و افقی برای نمونه ها در شکل های (۱۹) و (۲۰) نشان داده شده است. در شکل (۲۱) نتایج تحلیل قاب در نرم افزار آباکوس قابل مشاهده است.

۶- تحلیل نتایج

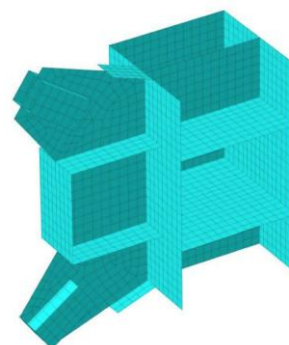
برای بررسی اثر زاویه مهاربند پنج تیب طول دهانه برای قاب های S1 تا S5 به ترتیب با دهانه ۷، ۶، ۵، ۴ و ۳/۵ متر لحاظ شده است. هر یک از قاب ها در سه حالت شکل پذیری ویژه (HD)، متوسط (MD) و معمولی (OD) برای ستون لحاظ شده است. در هر حالت شکل پذیری ستون نیز سه حالت بدون سخت کننده، سخت کننده افقی (H)، سخت کننده قائم (V) در مجموع ۴۵ تحلیل لحاظ شده است.

نتایج قاب شماره ۱ با مقطع ستون فشرده لرزه ای با شکل پذیری زیاد در سه حالت HD: بدون سخت کننده، HD-H: با سخت کننده افقی و HD-V: با سخت کننده قائم مدل شد و نمودارهای چرخه ای نیرو-تغییر مکان آن مطابق شکل (۲۲) و (۲۳) استخراج گردید و به عنوان نمونه آورده شده است. همچنین مطابق شکل (۲۴) نمودار پوش منحنی های چرخه ای نمونه ها نشان داده شده است.



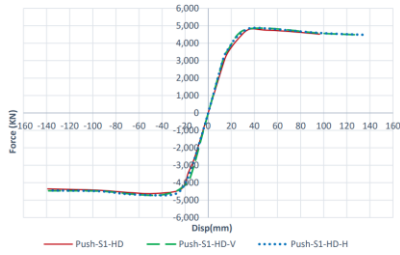
شکل ۱۹- نحوه استیفینر گذاری افقی در محل اتصال ورق های

گاست به ستون



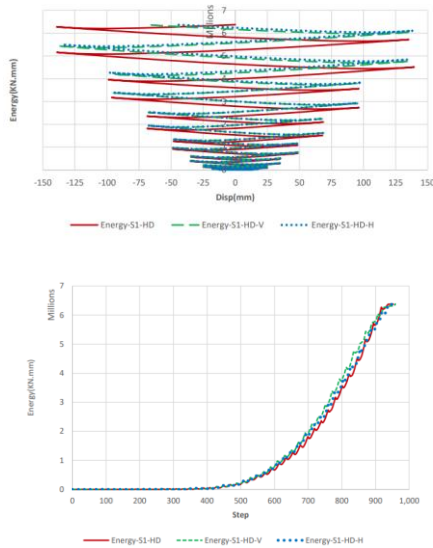
شکل ۲۰- نحوه تعبیه سخت کننده عمودی در محل اتصال

ورق های گاست به ستون



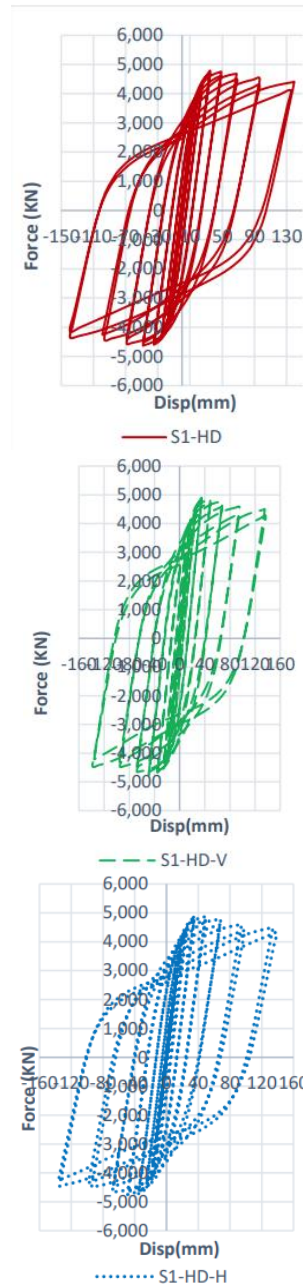
شکل ۲۴- نمودارهای پوش منحنی‌های چرخه‌ای برای هر سه حالت

با محاسبه سطح زیر نمودار منحنی تغییر مکان - نیرو، نمودار انرژی مستهلک‌شده توسط قاب در شکل (۲۵) نشان داده شده است. با مقایسه نمودارهای انرژی مستهلک‌شده نمونه‌های فوق، مشاهده می‌گردد که با استفاده از سخت‌کننده در محل اتصال گاست به قاب، ظرفیت استهلاک انرژی قاب افزایش یافته است. همان‌طور که از نمودار مشخص است میزان استهلاک انرژی قاب با سخت‌کننده قائم نسبت به حالت سخت‌کننده افقی بیش‌تر می‌باشد.

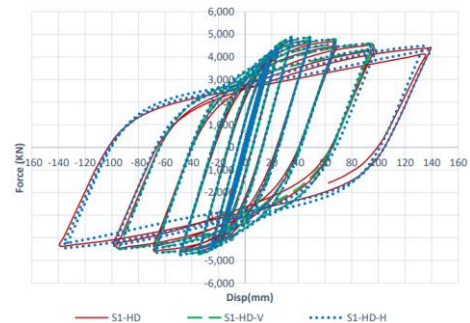


شکل ۲۵- نمودارهای پوش منحنی‌های چرخه‌ای برای هر سه حالت

در جدول (۴) نتایج مقایسه سختی و جذب انرژی نمونه‌های مختلف ارائه شده است. در این جدول، نیروی محوری ایجادشده در مهاربند، تغییر مکان الاستیک مهاربند، (K_e) سختی الاستیک مهاربند، (ΔK) اختلاف سختی نسبت به حالت بدون سخت‌کننده و (ΔE) اختلاف انرژی مستهلک‌شده نسبت به حالت بدون سخت‌کننده است. از نمودارهای استخراج‌شده از تحلیل قاب نمونه‌ها که به‌طور خلاصه در جدول (۴) نشان داده



شکل ۲۲- نمودارهای چرخه‌ای نیرو-تغییر مکان قاب حاصل از آنالیز



شکل ۲۳- نتایج تحلیل قاب در نرم‌افزار آباکوس

با سخت‌کننده افقی، بیش‌تر است. استهلاک انرژی در قاب با سخت‌کننده افقی نسبت به قاب با سخت‌کننده عمودی، بیش‌تر است.

شده می‌توان نتیجه گرفت که با اضافه‌نمودن سخت‌کننده به محل اتصال گاست در ستون جعبه‌ای، سختی الاستیک قاب افزایش یافته و در حالت پلاستیک، قاب انرژی بیش‌تری را جذب نموده است. سختی الاستیک قاب با سخت‌کننده عمودی نسبت به قاب

جدول ۴- جدول مقایسه‌ای سختی و انرژی مستهلک‌شده قاب نمونه‌ها

نتایج تحلیل												
ردیف	شماره نمونه	تیب نمونه	F_a (KN)	Δ_e (mm)	K_e (N/m)	ΔK (N/m)	درصد تغییرات سختی	Dissipated Energy (KN.m)	ΔE (KN.m)	درصد تغییرات استهلاک انرژی	سهم مهاربند از نیروی برشی	سهم قاب از نیروی برشی
1		S1-HD	2665.39	12.36	215.65	-	-	510,736	-	-	44.68%	55.32%
2		S1-HD-V	2768.59	12.36	224.00	8.35	3.87%	573,260	62,524	12.24%	43.65%	56.35%
3		S1-HD-H	2740.69	12.36	221.74	6.09	2.83%	550,455	39,719	7.78%	43.85%	56.15%
4		S1-MD	2537.59	12.36	205.31	-	-	464,413	-	-	53.32%	46.68%
5	S1	S1-MD-V	2709.60	12.36	219.22	13.92	6.78%	537,567	73,154	15.75%	52.75%	47.25%
6		S1-MD-H	2673.03	12.36	216.26	10.96	5.34%	543,374	78,961	17.00%	52.88%	47.12%
7		S1-OD	2323.56	12.36	187.99	-	-	458,584	-	-	60.50%	39.5%
8		S1-OD-V	2597.29	12.36	210.14	22.15	11.78%	496,984	38,400	8.37%	58.76%	41.24%
9		S1-OD-H	2555.43	12.36	206.75	18.76	9.98%	522,364	63,780	13.91%	58.35%	41.65%

نتایج تحلیل												
ردیف	شماره نمونه	تیب نمونه	F_a (KN)	Δ_e (mm)	K_e (N/m)	ΔK (N/m)	درصد تغییرات سختی	Dissipated Energy (KN.m)	ΔE (KN.m)	درصد تغییرات استهلاک انرژی	سهم مهاربند از نیروی برشی	سهم قاب از نیروی برشی
10		S2-HD	3283.96	12.35	265.91	-	-	240,938	-	-	45.44%	54.56%
11		S2-HD-V	3442.75	12.35	278.77	12.86	4.84%	260,084	19,146	7.95%	44.24%	55.76%
12		S2-HD-H	3401.29	12.35	275.41	9.50	3.57%	256,428	15,490	6.43%	44.72%	55.28%
13		S2-MD	3105.07	12.35	251.42	-	-	279,998	-	-	54.08%	45.92%
14	S2	S2-MD-V	3353.06	12.35	271.50	20.08	7.99%	310,110	30,112	10.75%	52.5%	47.50%
15		S2-MD-H	3307.86	12.35	267.84	16.42	6.53%	302,559	22,561	8.06%	53.52%	46.48%
16		S2-OD	2810.33	12.35	227.56	-	-	318,550	-	-	61.23%	38.77%
17		S2-OD-V	3184.18	12.35	257.83	30.27	13.30%	351,128	32,578	10.23%	59.56%	40.44%
18		S2-OD-H	3138.64	12.35	254.14	26.58	11.68%	346,345	27,796	8.73%	59.87%	40.13%

نتایج تحلیل												
ردیف	شماره نمونه	تیپ نمونه	F_a (KN)	Δ_e (mm)	K_e (N/m)	ΔK (N/m)	درصد تغییرات سختی	Dissipated Energy (KN.m)	ΔE (KN.m)	درصد تغییرات استهلاک انرژی	سهم مهاربند از نیروی برشی	سهم قاب از نیروی برشی
19		S3-HD	321 1.93	12.78	251.32	-	-	220,436	-	-	48.59%	51.41%
20		S3-HD-V	327 3.34	12.78	6.13*2	4.81	1.91%	241,943	21,507	9.76%	49.38%	50.62%
21		S3-HD-H	326 7.69	12.78	255.69	4.36	1.74%	249,405	28,969	13.14%	49.25%	50.75%
22		S3-MD	298 6.61	12.78	233.69	-	-	205,497	-	-	51.13%	48.87%
23	S3	S3-MD-V	312 6.22	12.78	244.62	10.92	4.67%	232,119	26,621	12.95%	50.46%	49.54%
24		S3-MD-H	309 5.03	12.78	242.18	8.48	3.63%	232,333	26,836	13.06%	50.65%	49.35%
25		S3-OD	271 8.53	12.78	212.72	-	-	188,047	-	-	54.25%	45.75%
26		S3-OD-V	278 0.61	12.78	217.58	4.86	2.28%	216,644	28,597	15.21%	53.64%	46.36%
27		S3-OD-H	302 0.68	12.78	236.36	23.64	11.11%	236,668	48,621	25.86%	53.88%	46.12%

نتایج تحلیل												
ردیف	شماره نمونه	تیپ نمونه	F_a (KN)	Δ_e (mm)	K_e (N/m)	ΔK (N/m)	درصد تغییرات سختی	Dissipated Energy (KN.m)	ΔE (KN.m)	درصد تغییرات استهلاک انرژی	سهم مهاربند از نیروی برشی	سهم قاب از نیروی برشی
28		S4-HD	2396.73	12.35	194.07	-	-	208,183	-	-	61.82%	38.18%
29		S4-HD-V	2576.93	12.35	208.66	14.59	7.52%	223,927	15,744	7.56%	60.13%	39.87%
30		S4-HD-H	2558.69	12.35	207.18	13.11	6.76%	221,841	13,659	6.56%	60.66%	39.34%
31		S4-MD	2222.14	12.35	179.93	-	-	194,858	-	-	63.16%	36.84%
32	S4	S4-MD-V	2462.49	12.35	199.39	19.46	10.82%	213,572	18,714	9.60%	61.35%	38.65%
33		S4-MD-H	2446.49	12.35	198.10	18.17	10.10%	209,239	14,381	7.38%	61.41%	38.59%
34		S4-OD	1821.85	12.35	147.52	-	-	192,063	-	-	71.14%	28.86%
35		S4-OD-V	2181.43	12.35	176.63	29.12	19.74%	220,925	28,862	15.03%	69.20%	30.80%
36		S4-OD-H	2145.23	12.35	173.70	26.18	17.75%	212,930	20,868	10.87%	69.33%	30.67%

نتایج تحلیل												
ردیف	شماره نمونه	تیپ نمونه	F_a (KN)	Δ_e (mm)	K_e (N/m)	ΔK (N/m)	درصد تغییرات سختی	Dissipated Energy (KN.m)	ΔE (KN.m)	درصد تغییرات استهلاک انرژی	سهم مهاربند از نیروی برشی	سهم قاب از نیروی برشی
37		S5-HD	2782.20	12.78	217.70	-	-	238,681	-	-	60.25%	39.75%
38		S5-HD-V	2929.39	12.78	229.22	11.52	5.29%	253,773	15,092	6.32%	59.15%	40.85%
39		S5-HD-H	2903.54	12.78	227.19	9.49	4.36%	248,787	10,106	4.23%	59.69%	40.31%
40		S5-MD	2576.75	12.78	201.62	-	-	216,997	-	-	61.61%	38.39%
41	S5	S5-MD-V	2773.19	12.78	216.99	15.37	7.62%	230,503	13,506	6.22%	59.58%	40.42%
42		S5-MD-H	2740.36	12.78	214.43	12.80	6.35%	233,668	16,672	7.68%	59.87%	40.13%
43		S5-OD	2096.69	12.78	164.06	-	-	217,830	-	-	69.73%	30.27%
44		S5-OD-V	2326.30	12.78	182.03	17.97	10.95%	219,570	1,740	0.80%	67.5%	32.5%
45		S5-OD-H	2329.76	12.78	182.30	18.24	11.12%	227,388	9,557	4.39%	67.8%	32.2%

سخت‌کننده افقی بهتر است اما تعبیه سخت‌کننده افقی نسبت به سخت‌کننده قائم در ستون‌های در حال ساخت، از نظر اجرایی آسان‌تر بوده و هزینه کم‌تری دارد.

- از بررسی موارد درج شده در جدول (۴) نتایج زیر حاصل می‌شود:
- افزایش سختی بین ۵ تا ۲۰ درصد برای حالات مختلف قابل‌حصول است. ۲۰ درصد افزایش سختی مربوط به نمونه S4-OD-V می‌باشد. این بدان معنا است که در صورت عدم تعبیه سخت‌کننده، سختی مهاربند به‌صورت دست بالا نسبت به حالت واقعی وجود دارد، یا به عبارتی کنترل معیار تغییر مکان نسبی طبقه به‌صورت درستی برآورد نخواهد شد.
 - افزایش جذب انرژی بین ۱ تا ۲۶ درصد برای حالات مختلف قابل‌حصول است. ۲۶ درصد افزایش سختی مربوط به نمونه S3-OD-H می‌باشد. این بدان معنا است که در صورت عدم تعبیه سخت‌کننده از ظرفیت جذب انرژی مهاربند به‌طور کامل استفاده نخواهد شد.
 - اختلاف سختی و جذب انرژی در ستون‌های با شکل‌پذیری معمولی بیش از مابقی حالات است. این ستون‌ها به‌طور عمده در سیستم‌های مهاربندی معمولی یک سازه قدیمی‌تر یا ستون‌های دوبرگ مورد استفاده قرار گرفته است.
 - در برخی موارد سخت‌کننده افقی و در برخی موارد سخت‌کننده قائم در افزایش سختی یا انرژی نقش مؤثرتری دارند.
 - به‌طور کلی نرخ افزایش سختی و جذب انرژی در اثر وجود سخت‌کننده با افزایش زاویه مهاربند نسبت به افق کاهش می‌یابد.

۷- نتیجه‌گیری

در این تحقیق با تمرکز بر اتصال ورق گاست به ستون‌های جعبه‌ای به بررسی رفتار قاب مهاربندی همگرای ویژه با اجزای محدود پرداخته شد. تحلیل به‌کاررفته به‌صورت غیرخطی اجزای محدود و رفت‌وبرگشتی است که قادر بوده رفتار اتصال را در زمان زلزله به‌خوبی شبیه‌سازی نماید. با بررسی نتایج و جدول نمونه‌ها می‌توان نتیجه گرفت که در همه مدل‌ها با تعبیه ورق سخت‌کننده در محل اتصال ورق گاست به ستون، چه به‌صورت عمودی و چه به‌صورت افقی، مقدار سختی الاستیک و استهلاک انرژی قاب‌ها افزایش یافته است و اثر پرچمی شدن نمودار چرخه‌ای نیرو-تغییر مکان کاهش می‌یابد. حداکثر افزایش سختی در بین حالات مختلف در حدود ۲۰ درصد و حداکثر ظرفیت جذب انرژی ۲۶ درصد است. با افزایش زاویه مهاربند نسبت به افق، نیروهای افقی به وجه ستون کاهش می‌یابد و در نتیجه غرشدگی وجه ستون کم‌تر می‌شود. تعبیه سخت‌کننده باعث بهبود عملکرد لرزه‌ای قاب و افزایش کارایی مهاربندها می‌شود. عملکرد سخت‌کننده قائم در اکثر موارد در جذب انرژی زلزله از



- [1] Richard, R.M., (1986), "Analysis of large bracing connection designs for heavy construction", In National Steel Construction Conference Proceedings, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, pp. 31-37.
- [2] Chakrabarti,(1982), "Tests of Gusset Plate Connections", The University of Arizona.
- [3] Gross, J.L., and Cheok, G. (1988), "Experimental Study of Gusseted Connections for Laterally Braced Steel Buildings", U.S. DEPARTMENT OF COMMERCE National Institute of Standards and Technology.
- [4] Kostaski, N., Packer, J.A., and Puthli, R.S. (2003), "A finite element method based yield load determination procedure for hollow structural section connections", Journal of Constructional Steel Research, 59(4), pp. 453-471.
- [5] Alipour, A. (2009), "Gusset Plate Connections in Concentrically Braced Steel Structures", In Structures Congress: Don't Mess with Structural Engineers: Expanding Our Role, pp. 1-10.
- [۶] دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان، (۱۳۹۹)، مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، چاپ اول.
- [۷] آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (۱۳۹۳) - استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی.
- [۸] دفتر مقررات ملی و کنترل ساختمان، (۱۴۰۱)، مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، چاپ اول.
- [۹] معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رییس جمهور، (۱۳۹۲)، دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، نشریه ۳۶۰، (تجدید نظر اول).
- [10] Kaneko, K., Kasai, K., Motoyui, S., Sueoka, T., Azuma, Y., and Ooki, Y. (2008), "Analysis of beam-column-gusset components in 5-story value-added frame", In The 14th World Conference on Earthquake Engineering, pp. 12-17.
- [11] Dusicka, P., Ahmad, M.I., and Ian, G.B. (2007), "Cyclic Response of Plate steels Under Large Inelastic Strains", Journal of Constructional Steel Research, Vol 63, pp. 156-164.
- [12] Tabatabaei, S.A.R., Mirghaderi, S.R., and Hosseini, A. (2014), "Experimental and numerical developing of reduced length buckling-restrained braces," Engineering, Structures., Vol. 77, pp. 143-160.
- [13] Applied Technology Council,(2007), Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components.