فصل اول: مقدمه

۱-۱-شرح موضوع

در راستای تسریع رشد وتعالی اقتصاد کشور و رفع معضلات روزمره زندگی هموطنان به عنوان یک وظیفه ملی، نگاه ویژه به بحران مسکن از مهم‌ترین وظایف مسئولین و کارشناسان کشور است. در این تحقیق به بررسی رفتار قاب‌های سبک فولادی(LSF)[1]با استفاده از ابزار بهبود رفتار لرزه‌ای به عنوان راهبردی برای عبور از این بحران پرداخته شده است. این نوع ساختمان‌ها بعلت نظارت دقیق در مرحله ساخت،وزن کم سازه و همچنین سهولت اجرا، بطور گسترده‌ای مورد توجه مهندسین قرار دارد.

ساختمان‌های پیش‌ساخته علاوه بر مزیتهای فوق، یکی از روش‌های متداول در جهت افزایش سرعت اجرای ساختمان می‌باشد، این ساختمان‌ها بطور گسترده‌ای در خارج از کشور استفاده شده و دانشگاه‌های متعددی در خارج از کشور در حال تحقیق و توسعه این ساختمان‌ها می‌باشند. متاسفانه استفاده از این نوع ساختمان‌ها در ایران تاکنون بسیار کم بوده است، به همین دلیل و همچنین با توجه به افزایش جمعیت و نیاز شدید، نیاز به استفاده از این نوع از ساختمان‌ها در ایران بیش از هر زمان دیگری احساس می‌شود.

چالش‌ها و معضلات تداوم استفاده از مصالح سنتی در ساخت مسکن از جمله مواردی است که همه‌ی دست اندرکاران حوزه مسکن بر آن اتفاق نظر دارند. مسائلی که دامنه گسترده آن از چالش‌های فنی و سازه‌ای تا مسائل مالی و حتی اجتماعی گسترده شده است. آنچه که باعث بزرگنمایی این وجه از بحران مسکن شد دو عامل بود. اول رخداد زلزله‌ی مهیبی چون زلزله آوج و چنگوره و زلزله بم طی سال‌های اخیر و دوم طرح حذف ارزش پایه‌ی زمین و سیاست‌های تشویقی ساخت مسکن توسط دولت و به تبع آن افزایش تقاضای مصالح. از نقطه نظر فنی کاربرد مصالح سنتی از یکسو انطباق لازم با روش جدید طرح لرزه‌ای ساختمان را دارا نمی‌باشد و از سوی دیگر فلسفه شکل‌پذیری سازه در ساخت و ساز مسکن اعم از شهری و روستایی و حتی بلند مرتبه تنها در راستای افزایش هر چه بیشتر سختی سازه قرار می‌گیرند و شکل‌پذیری آن را محدود می‌نمایند. این موضوع در مغایرت آشکار با روش‌های نوین طرح لرزه‌ای بر اساس عملکرد سازه می باشد که توازن میان مقاومت –

[1]Light Steel Frame

سختی و شکل‌پذیری سازه را معیار مناسب طراحی می‌داند. از همه‌ی این موارد مهمتر مبحث شناخته شده‌ی وزن سازه است.

عمده مصالح متداول در صنعت ساخت و ساز باعث هرچه سنگین‌تر شدن وزن سازه می‌شود. شایان ذکر است در روش طرح استاتیکی افزایش وزن سازه مستقیماً متناسب با افزایش نیروی زلزله وارد بر سازه است که به نوبه‌ی خود عاملی مخرب خواهد بود که تبعات زیانبار آن در زلزله‌های مختلف گذشته با خسارات جبران ناپذیر جانی و مالی مشاهده شده و هیچ‌کس علاقه‌مند به تکرار آنها نمی‌باشد. [۱]

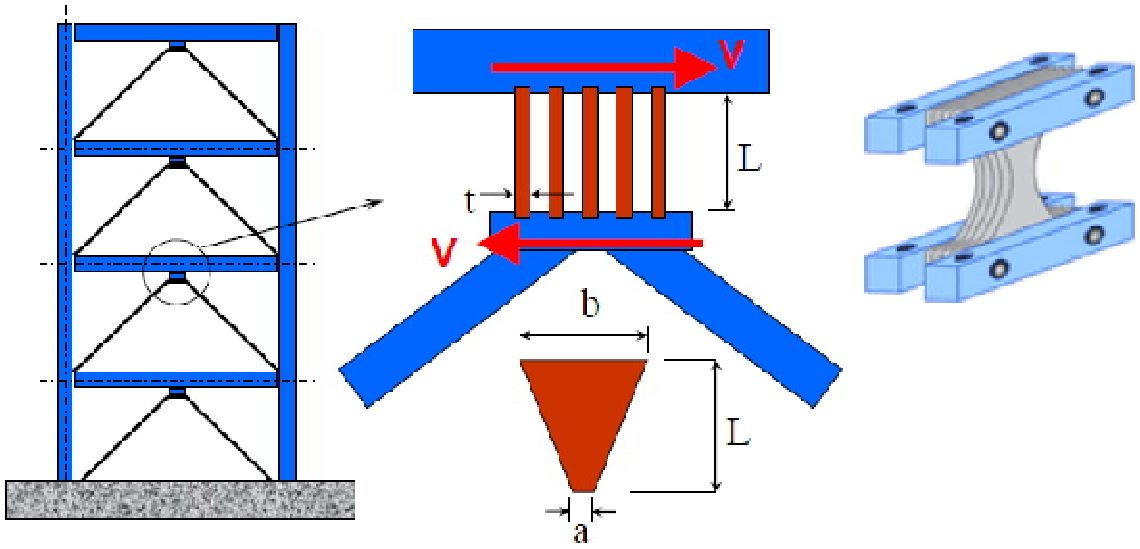
سیستم ساختمانی قاب‌های سبک فولادی یکی از سیستم‌ها و فن‌آوری‌های نوین ساختمان است که برای اجرای ساختمان‌های عمدتاً کوتاه‌مرتبه و میان مرتبه (تا 5 طبقه) استفاده می‌شود. این سیستم که شباهت زیادی به روش‌های ساخت ساختمان‌های چوبی دارد، ازسه جزء اصلی، شامل مقاطع متشکل از ورق‌های فولادی سردنوردشده برای سازه، صفحات تخته گچی به عنوان پوشش رویه درونی و لایه‌ی عایق حرارتی و صوتی تشکیل می‌شود.[۲]

شکل۱-۱: نمونه‌ای از سازه‌های دیواری LSF دارای مهاربندهای نواری[۲]

تفکر کنترل ارتعاش ورودی به سازه و پاسخ آن، تغییراتی اساسی را در روند معمول مقاوم سازی سازه‌ها در برابر زلزله ایجاد کرده است. در این تفکر به جای مقاوم‌سازی سازه بعنوان تنها راه، وسایل و امکانات جنبی

نصب می‌شوند تا همراه با سازه و به صورت یک مجموعه در برابر زلزله مقاومت کنند. این وسایل و امکانات با رفتار خاص خود باعث بهبود پاسخ سازه به هنگام زمین‌لرزه می‌شوند.

در سال‌های اخیرتلاش‌های جدی به منظور توسعه‌ی مفهوم اتلاف انرژی وارد به سازه توسط زلزله به عنوان یک تکنولوژی کاربردی جهت مقابله با زلزله صورت گرفته است. اساس روش‌های تحلیل وطراحی امروزی برمقاومت در برابر بارهای جانبی استوار می‌باشد و مهندس طراح بایستی توجه خود را بر مدیریت انرژی ورودی به سازه در اثر زمین لرزه متمرکز نماید. از خاصیت جاری شدن فلزها در روش‌های مختلفی برای افزایش کارایی سازه در مقابل زلزله استفاده شده است که از جمله آن می‌توان به میراگرهای (ADAS)[1] اشاره کرد. در حقیقت با استفاده از این سیستم، مکانیزم اتلاف انرژی بر نقطه‌ای مشخص از سازه متمرکز شده و موجب بروز خرابی موضعی می‌شود. بطور کلی اساس میراگرهای تسلیمی بر رفتار غیر الاستیک استوار است. در این روش از استهلاک انرژی پسماند برای افزایش میرایی سیستم استفاده می‌شود. سطح زیر منحنی نیرو- تغییر مکان معرف مقدار انرژی مستهلک شده است.



شکل۱-۲:میراگر ADAS و نحوه ی وارد شدن نیروی برشی حاصل از زلزله به میراگر[۳]

سیستم‌های غیرفعال اتلاف انرژی که میراگر فلزی ADAS به عنوان یکی از انواع این سیستم‌ها می‌باشد، امروزه مورد توجه فراوان قرارگرفته‌اند. در این تحقیق از این روش اتلاف انرژی در سازه‌های سرد نورد شده‌ی

[1]Added Damping And Stiffness

فولادی استفاده خواهد شد. استفاده از سیستم سازه‌ای LSF نیز امروزه روزافزون می‌باشد و همانطور که در شکل ۱-۳ مشاهده می‌شود این سیستم قابلیت ترکیب شدن با اعضای سازه‌ای دیگر مثل قاب‌های فولادی گرم نورد شده را دارد.[۳]

شکل۱-۳: نمونه ای از ترکیب قاب LSF با تیرها و ستونهای فولادی گرم نورد شده[٤]

۱-۲- اهداف پژوهش

- بررسی امکان استفاده از میراگر ADAS که یک میراگر تغییرمکانی است در سازه‌ی LSF که شکل‌پذیری آن نسبتا کم می باشد.

- با توجه به افزایش روز افزون استفاده از این سیستم ساختمانی لازم است تحقیقات بیشتری در این زمینه صورت گیرد.

۱-۳-روند انجام تحقیق

برای انجام تحقیق ابتدا اعتبار سنجی یکی از مدل‌های آزمایشگاهی که یک قاب یک طبقه و یک دهانه مربع شکل به ابعاد ۲/٤ متر است توسط نرم افزار اجزای محدود ABAQUS صورت می‌گیرد و سپس میراگر ADAS به قاب مذکور اضافه شده و تاثیر آن در عملکرد لرزه‌ای قاب که بواسطه‌ی نمودارهای نیرو-تغییرمکان است، بررسی می‌شود.

۱-٤-معرفی ساختار پایان نامه

فصل اول شامل مقدمه‌ای اجمالی و ضرورت انجام تحقیق می‌باشد. در فصل دوم و سوم تحقیق به معرفی سازه‌های LSF و پاره‌ای از تحقیقات صورت گرفته در رابطه با آنها و معرفی میراگرهای ADAS و چندی از مطالعات صورت گرفته در این‌باره پرداخته شده است. فصل چهارم شامل مدلسازی تحقیق صورت گرفته در رابطه با سازه‌های فولادی سرد نورد شده تحت عنوان"Performance of light-gauge cold-formedsteel strap-braced stud walls subjected to cyclic loading"[1] برای قاب یک طبقه و تک دهانه توسط برنامه‌ی اجزای محدود ABAQUS و بررسی رفتار لرزه‌ای قاب LSF است.
در فصل پنجم مدلسازی قاب LSF با میراگر ADAS توسط نرم افزار ABAQUSانجام شده و نتایج ارائه می‌شود. بالاخره در فصل ششم نتایج نهایی و پیشنهاداتی در خصوص ترکیب میراگر ها و سازه‌ی LSF ارائه می‌گردد.

[1] Hassan Moghimi1, Hamid R. Ronagh

فصل دوم: کاربرد سازه‌های فلزی سبک LSF

۲-۱- مقدمه:

سیستم قاب سبک فلزی (LSF)[1] که از اعضای فولادی سرد نورد شده ساخته می‌شود از سال ۱۹٤٦ وارد صنعت ساختمان شد. استفاده از اعضای فولاد سرد نورد شده از دهه‌ی ۱۸۵۰ میلادی آغاز گردید ولی استفاده از آن تا انتشار اولین ضوابط انجمن امریکایی آهن در سال ۱۹٤٦ گسترش زیادی پیدا نکرد. به دلیل مزایای فراوان از جمله سرعت و کیفیت بالای ساخت و عملکرد لرزه‌ای مناسب، این روش در کشورهای توسعه یافته بعنوان جایگزین مناسبی برای روش‌های سنتی ساخت به کار گرفته شده است.

در دهه‌ی ۱۹۳۰ مقبولیت و توسعه‌ی ساخت فولاد سرد نورد شده در ایالات متحده بعلت فقدان ضوابط طراحی مناسب با مشکلاتی مواجه بود. با درک احتیاج به ضوابط طراحی و نبود پشتوانه‌های واقعی و اطلاعات تحقیقاتی کمیته‌ی AISI[2] در تحقیقات و فن‌آوری ساختمان از یک پروژه‌ی تحقیقاتی در دانشگاه کرنل در سال ۱۹۳۹ بمنظور مطالعه‌ی عملکرد اعضای سازه‌ای جدار نازک سرد نورد شده و بدست آوردن اطلاعات واقعی برای تهیه‌ی فرمولها و ضوابط طراحی پشتیبانی مالی به عمل آورد. از سال ۱۹۷۵ کمیته ویژه‌ی اعضای سرد نورد شده، ASCE[3] بررسی‌های تحقیقات اخیر در رابطه با سازه های سرد نورد شده و بررسی مقالات را انجام داده است.

با توجه به معیارهای طراحی ویرایش اول «ضوابط طراحی اعضای سازه‌ای فولادی سبک» بوسیله‌ی کمیته‌ی فنی AISI آماده و توسط «موسسه‌ی آهن و فولاد آمریکا» در سال ۱۹٤٦ منتشر شد. این ضوابط طراحی به روش تنش مجاز (ASD) بر اساس یافته‌های تحقیقاتی انجام شده در دانشگاه کرنل و نتایج آزمایش های جمع شده در این زمینه تا آن زمان بود. در سال ۱۹۹۱ اولین ویرایش ضوابط طراحی به روش ضریب بار و مقاومت (LRFD) بوسیله‌ی AISI منتشر شد. ضوابط AISI در سطح ملی و بین المللی از زمان انتشار آن به رسمیت

[1] Light Steel Frame
[2] American Iron and Steel Institute
[3] American Institute of Steel Construction Specification

شناخته شد. باید توجه داشت که ضوابط «مشخصات AISI»و اطلاعات موجود در دستورالعمل طراحی تنها قابل کاربرد برای فولادهای کربنی و کم آلیاژ می‌باشند.[۵]

اسکلت LSFیک سیستم سازه‌ای باربر ثقلی است که قابلیت ترکیب شدن با سیستم سازه‌ای دیگر، مانند دیوارهای بتن مسلح سازه‌ای را دارد و در ساختمان‌های کوتاه بصورت سیستم سازه‌ای مختلط بکار می‌رود.[٤]

۲-۲-معرفی سازه ی فولادی سرد نورد شده

در ساختمان‌های فولادی دو خانواده‌ی اصلی اعضای سازه‌ای وجود دارد. یکی از آن‌ها دسته‌ی آشنای مقاطع گرم نورد شده و اعضای ساخته شده از ورق‌ها می‌باشد. دیگری که کمتر شناخته شده ولی از رشد شایان توجهی برخوردار است مقاطع سرد نورد شده‌ی فولادی بوده که از ورق، نوار یا تسمه‌های صاف در ماشین‌های غلتک یا دستگاه پرس یا دستگاه‌های خم کن شکل داده می‌شوند که تحت عنوان اعضای سازه‌ای فولادی سرد نورد شده نامیده می‌شوند. ضخامت ورق‌ها یا نوارهای فولادی که معمولا در اعضای سازه‌ای فولادی سرد نورد شده استفاده می‌شوند بین ۰/٤ میلی‌متر تا حدود ٦/٤ میلی‌متر می‌باشد. ورق‌های فولادی و میلگردهای به ضخامت تا ۲۵ میلی‌متر نیز دارای قابلیت نورد سرد به شکل‌های سازه‌ای هستند.

ساختمان‌های پیش‌ساخته‌ی فولادی سبک بصورت اجرای خشک و عمدتا با استفاده از اتصالات پیچی و به روش تولید صنعتی بکار گرفته می‌شود. این ساختمان‌ها از سه جز اصلی شامل ورق‌های فولادی سرد نوردشده جهت تامین سازه، صفحات تخته گچی بعنوان پوشش رویه درونی و لایه‌ی عایق حرارتی و صوتی تشکیل می-شوند. این سیستم برای اجرای ساختمان‌های عمدتاً کوتاه مرتبه و میان مرتبه (تا ۵ طبقه بهمراه دیوار برشی) استفاده می‌شود. این سیستم براساس کاربرد اجزایی به نام استاد (وادار) و تراک (رانر) شکل گرفته است و از ترکیب نیمرخ های فولادی گالوانیزه سرد نورد شده، ساختار اصلی ساختمان برپا می‌شود.

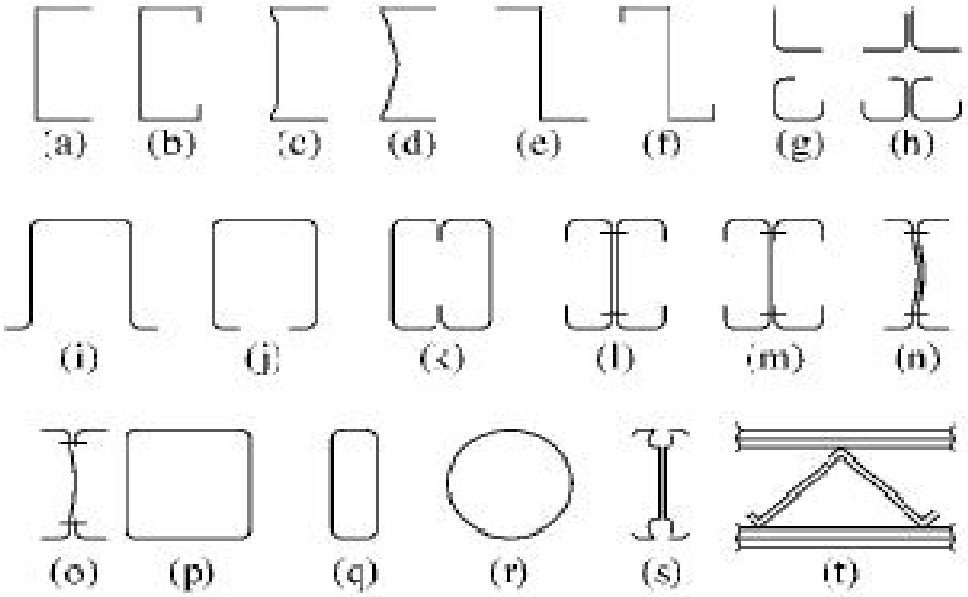
۲-۳-انواع مقاطع سرد نورد شده وکاربردهای آنها

اعضای سازه‌ای فولاد سرد نورد شده به دو دسته‌ی اصلی تقسیم می شوند:

۱. اعضای قابی سازه‌ای منفرد
۲. پانل‌ها و عرشه‌ها

۲-۳-۱- اعضای قابی سازه‌ای منفرد

شکل۲-۱ تعدادی از مقاطع سرد نورد شده که معمولا در قابهای سازه‌ای استفاده می‌شود را نشان می‌دهد. مقاطع متعارف عبارتند از: ناودانی‌ها، مقاطع Z شکل، نبشی‌ها، مقاطع کلاهی شکل، مقاطع I شکل، مقاطع T شکل و اعضای قوطی شکل.

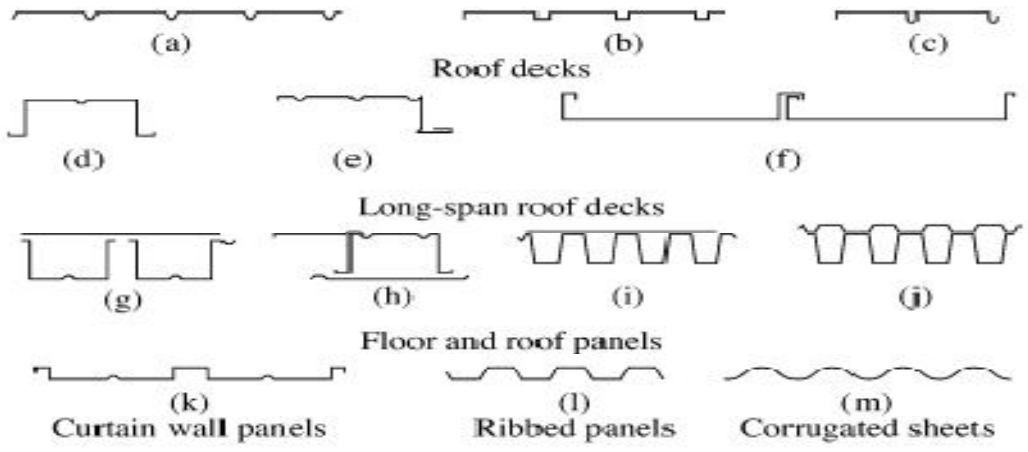


شکل ۲-۱- انواع مقاطع فولادی سرد نورد شده مورد استفاده در سازه‌های LSF [۵]

عمق اعضای قابی منفرد سرد نورد شده بین ۵۱ میلی‌متر تا ۳۰۵ میلی‌متر ضخامت آن‌ها بین ۰/۲۵ میلی‌متر تا حدود ٦/٤ میلی‌متر می‌باشد. در برخی حالت‌ها عمق اعضای منفرد ممکن است تا ٤٥٧ میلی‌متر و ضخامت آن‌ها تا ٦/٤ میلی‌متر و یا ضخیم تر در ساختمان‌ها به کار رود.

۲-۳-۲- پانل‌ها و عرشه‌ها

دسته‌ی دیگر مقاطع سرد نورد شده در شکل ۲-۲ نشان داده شده است.



شکل ۲-۲-پانل وعرشه‌ی فولادی سرد نورد شده مورد استفاده در سقف سازه[۵]

پانل‌ها و عرشه‌های فولادی نه تنها مقاومت سازه‌ای در باربری را تامین می‌کنند بلکه سطحی برای کف سازی، سقف سازی یا بتن ریزی فراهم می‌آورند. ورق‌ها با لوازم نصب و برشگیرهای مخصوص و گالوانیزه بر روی تیرها و پل های فلزی با میخ‌های فولادی مخصوص (هیلتی) پرچ می‌شود و سپس بتن ریزی روی آن انجام می‌شود.

۲-٤-خانه سازی صنعتی

خانه سازی صنعتی بطور قراردادی می تواند به موارد زیر تقسیم شود:

۱. سیستم‌های پانلی
۲. سیستم‌های مدولار

در سیستم‌های پانلی، دیوار صاف، کف و مقاطع سقف در سیستم ساخت به صورت پیش‌ساخته بوده که به محل حمل می‌شوند و در جای خود نصب می‌شوند. در سیستم‌های مدولار، قطعات سه بعدی یک واحد خانه به صورت کارخانه‌ساز ساخته شده، به محل حمل شده و برای قرار گیری در جای خود بالا آورده شده و به یکدیگر متصل می‌شوند. [۵]

۲-۵-ساختمان‌های فلزی استاندارد شده و خانه‌سازی صنعتی

کاربرد این ساختمان‌ها به عنوان یک سیستم سازه‌ای مستقل و اکثرا در انبوه‌سازی ساختمان‌های دوطبقه، دفاتر و ساختمان‌های تجاری کوچک، واحدهای صنعتی و سالن‌های ورزشی یک طبقه است. اتصال LSF به شالوده به

واسطه‌ی کلاف افقی با مقطع C شکل می‌گیرد. اجزاء قائم به عنوان عضو باربر ستونی در بارهای ثقلی عمل می‌کنند، برخی از این اعضا در دهانه‌ی مهاربندی جانبی سازه علاوه بر بار ثقلی، متحمل نیروهای ناشی از بار جانبی هم بوده که تحت نام وادار (stud) در سیستم معرفی شده‌اند.

سقف این سازه‌ها متشکل از تیرچه های فلزی سردنوردشده است. تیرها و تیرچه ها عمدتا دارای مقاطع با اشکال C و Z می‌باشند. پوشش سقف با دال بتنی در صورت یکپارچگی لازم بین بتن و پروفیل فولادی تیرچه، می‌تواند به عنوان سقف مرکب فلزی طراحی شود. بمنظور باربری جانبی سازه در امتداد اصلی متعامد، از دهانه-های بار برجانبی استفاده می‌شود. از عمده مزایای LSF کاهش جرم ساختمان، کاهش هزینه در مصالح، نیروی انسانی و زمان احداث پروژه هاست. [٦]

شکل ۲-۳ – اسکلت سازه فولادی سرد نورد شدهLSF دارای مهاربند نواری [٦]

۲-٦-سیستم سازه‌ای

اگر قاب LSF با ستون‌های منقطع و اجرای طبقه‌ای باشد، رفتار سازه‌ای آن دیوار گونه است و اگر با ستون‌های ممتد باشد و تیرها به استاد متصل باشند(مشابه سیستم قاب خورجینی)، رفتار آن قاب شکل است(قاب ساده) برای مهار بندی جانبی نیز اگر سیستم سازه‌ای دیوار گونه باشد، بعنوان دیوار و اگر قاب گونه باشد، قاب ساده + مهاربندی جانبی است.[٦]

۲-۷-اصول طراحی

قبل از سال ۱۹۹٦، موسسه آهن و فولاد امریکا دو نوع ضابطه‌ی جداگانه برای طراحی اعضای سازه‌ای فولادی سرد نورد شده، اتصالات و مجموعه‌های سازه‌ای منتشر کرد. یکی مربوط به روش تنش مجاز طراحی(ASD) و دیگری مربوط به روش ضریب بار و مقاومت(LRFD) می‌باشد. این دو ضابطه طراحی در سال ۱۹۹٦ در قالب استاندارد واحدی باهم ترکیب شد. هر دو روش اکنون به یک اندازه مورد قبول در طراحی LSF می-باشند، هر چند که منجر به نتایج یکسانی نشوند. بهرحال دو روش نباید در طراحی اجزای مختلف سازه ترکیب شوند.

۲-۷-۱ طراحی به روش تنش مجاز(ASD)

از زمان انتشار نخستین ضوابط AISI در سال ۱۹٤٦، طراحی اعضا و اتصالات سازه‌ای سرد نورد شده در ایالات متحده و برخی کشورهای دیگر بر اساس طراحی به روش تنش مجاز بوده است. در این روش، مقاومت‌های مورد نیاز (نیروهای محوری، لنگر خمشی، نیروهای برشی و غیره) برای اعضای سازه‌ای اتصالات از تحلیل سازه با استفاده از بارهای اسمی یا بارهای سرویس مشخص شده، برای تمام ترکیبات بارگذاری قابل کاربرد محاسبه می شوند. مقاومت مجاز طراحی که در ضوابط مشخص شده است، بوسیله‌ی مقاومت اسمی و ضریب اطمینان معلوم، تعیین می‌شود.

روش طراحی با ASD:

برای روش ASD مقاومت مورد نیاز، R نباید از مقاومت مجاز طراحی،R_a تجاوز کند:

$$R \leq R_a$$

بر اساس ضوابط AISI مقاومت مجاز طراحی به وسیله‌ی معادله‌ی زیر تعیین می‌شود:

$$R_a = R_n/\Omega$$

که:

R_n: مقاومت اسمی

Ω: ضریب اطمینان مربوط بهR_n

ترکیبات بارگذاری در روش ASD

در صورت استفاده از روش ASD ترکیبات بار زیر باید در نظر گرفته شوند:

D

$D + L + (L_r$ یا S یا $R_r)$

D +(W یا E)

$D + L + (L_r$یاS یا $R_r) + (W$ یا E)

D : بار مرده

E : بار زلزله

L : بار زنده مربوط به نوع استفاده و سکونت

L_r : بار زنده‌ی بام

R_r : بار باران بدون در نظر گرفتن جمع شدگی آب

S : بار برف

W : بار باد

ترکیبات بارگذاری فوق بر اساس استاندارد ASCE برای بارهای حداقل طراحی در ساختمان‌ها و سایر سازه‌ها می‌باشد. وقتی بار زلزله یا باد در ترکیب با بار زنده و یا زنده به کار می‌رود معمولا در عمل اجازه داده می‌شود که مقاومت مجاز طراحی با ضریب ۱/۳ افزایش داده شود که دلیل آن موضعی بودن اثر باد و زلزله و دوره‌ی زمانی کوتاه آن می‌باشد. به جای بکار بردن دستورالعمل طراحی فوق، در ضوابط AISI این موضوع با کاهش ۲۵ درصد بارهای ترکیب شده بدون افزایش در مقاومت مجاز طراحی صورت می‌پذیرد. این کاهش بار مشخص می‌کند که وقتی مدل بار لرزه‌ای بر اساس حالت حدی می‌باشد بار زلزله باید در ضریب ۰/٦۷ ضرب شود.

علاوه بر بارهای مشخص شده‌ی فوق توجه لازم به بارهای ناشی از (۱) سیالات با فشارهای شناخته شده و حداکثر ارتفاع (۲) وزن و فشار جانبی خاک و آب در خاک (۳) جمع شدگی آب (٤) نیروهای ایجاد شده در اثر قیدهای کرنشی و اثرات ناشی از انبساط و انقباض ناشی از حرارت، افت، تغییرات رطوبتی، خزش در اجزای مصالح، حرکت ناشی از نشست نامساوی و ترکیبات مربوط صورت گیرد.

۲-۷-۲- طراحی به روش ضریب بار و مقاومت طراحی **(LRFD)**

در طول سال‌های اخیر، روش ضریب بار و مقاومت طراحی (LRFD) یا حالت‌های حدی طراحی (LSD) در ایالات متحده و سایر کشورها در طراحی سازه های فولادی استفاده می‌شود.

مزیت‌های روش LRFD عبارتند از: (۱) عدم قطعیت‌ها و تغییرات انواع بارهای متفاوت و مقاومت‌ها با احتساب ضرایب مختلف منظور می‌شود و (۲) با استفاده از تئوری احتمالات، تمام طراحی‌ها بطور منطقی‌تر و صحیح تر نسبت به روش طراحی تنش مجاز فراهم می‌آورد.

برای گسترش معیارهای طراحی ضریب بار و مقاومت در اعضای سازه‌ای فولادی سرد نورد شده، کربنی و کم آلیاژ پروژه تحقیقاتی در دانشگاه میسوری رولا به انجام رسید.

روش طراحی با LRFD:

در طراحی به روش تنش مجاز یک ضریب اطمینان برای بارهای مرده و زنده در هر حالت حدی به کار برده می شود. حالت حدی شرایطی است که کارایی اجزای باربر و یا اعضا به گونه‌ای آسیب می‌بیند که برای ساکنین ساختمان ایمنی وجود ندارد، یا اینکه اجزا عملکرد مورد نظر را ندارد. برای اعضای فولادی سرد نورد شده حالت‌های حدی معمول عبارتند از: تسلیم، کمانش، مقاومت پس از کمانش، تاخیر برشی، لهیدگی جان، تغییر مکان زیاد و موارد دیگر. این حالت‌های حدی بر مبنای مشاهده عملی یا در آزمایشگاه بدست آورده شده اند و در طی تحقیقات تحلیلی و آزمایشگاهی بطور کامل بررسی شده اند.

برخلاف طراحی به روش تنش مجاز در روش LRFD از ضرایب دو گانه‌ی بار و مقاومت استفاده می‌شود تا این‌که بهبودی در طراحی فراهم آید که در آن درجات متفاوت عدم قطعیت‌ها و تغییرات تحلیل، طراحی، بارگذاری، خواص مصالح و ساخت به حساب آورده می‌شوند. شکل طراحی برای تامین نیاز ایمنی سازه با معادله‌ی زیر بیان شده است:

$\Phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i$

که در آن:

R_n: مقاومت اسمی

Q_i: اثر بار

Φ: ضریب مقاومت مربوط به R_n

γ_i: ضریب بار مربوط به Q_i

$\sum \gamma_i Q_i$: مقاومت مورد نیاز برای بارهای ضریب دار

مقاومت اسمی R_n، کل مقاومت جز یا عضو برای حالت حدی مورد نظر است که با استفاده از خواص مقطع و مصالح مطابق معیارهای قابل کاربرد طراحی محاسبه می‌شود. ضریب مقاومت Φ مربوط به عدم قطعیت‌ها و تغییرات ذاتی در R_n می‌باشد که معمولا کمتر از واحد است. اثرات بار Q_i نیروهایی در مقطع می‌باشند که از تحلیل سازه مشخص می‌شوند و γ_i ضرایب با مربوط می‌باشند که برای به حساب آوردن عدم قطعیت‌ها و تغییرات بارهای اعمالی به کار برده می‌شود. ضرایب بار معمولا بیشتر از واحد هستند.

برای طراحی اعضای سرد نورد شده با فولادهای کربنی و کم آلیاژ، مقادیر γ_i،R_n،Φو ترکیبات بارگذاری در ضوابط AISI ویرایش ۱۹۹۶ آورده شده است.

ضرایب بار و ترکیبات بارگذاری برای روش LRFD

در ضوابط AISI ضرایب بار و ترکیبات بارگذاری زیر برای طراحی اعضا و اتصالات سازه‌ای فولادی سرد نورد شده بکار می‌رود:

$1.4D + L$

$1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{یا} R_r)$

$1.2D + 1.6\,(L_r \text{یا} S \text{ یا } R_r) + (0.5L \text{ یا } 0.8\,W)$

$1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا} R_r)$

$1.2D + 1.5E + 0.5L + 0.2S$

$0.9D - (1.3W$ یا $1.5E)$

تمام پارامترها قبلا تعریف شده است.[٦]

۲-۸- مروری بر مقررات آیین نامه‌ای

اگرچه دیوارهای سرد نورد شده (CFS) ده‌ها سال است که بعنوان اعضای غیر سازه‌ای استفاده می‌شوند، استفاده‌ی سازه‌ای از آنها روش جدیدی محسوب می‌شود و بنابراین آیین‌نامه‌های تهیه شده در حال تکمیل هستند. برخی از آیین‌نامه‌های مهم مورد استفاده در سازه‌های LSF بطور مختصر در زیر مطرح می‌شوند:

NEHRP(FEMA450): در این آیین‌نامه برای اتصال اعضای مهاربندی قطری مقاومت طراحی بزرگتر یا مساوی با مقاومت کششی اسمی مهاربند است یا Ω_0 برابر نیروی زلزله‌ی طرح که در آن Ω_0 ضریب اضافه مقاومت است. در صورتیکه عضو مهاربندی مانند یک عضو کششی معمولی طراحی شود، ضریب کاهش مقاومت ۰/۹ و در مقطعی که عضو جاری شود ۰/۷۵ در نظر گرفته می‌شود.

مقاومت بیرون‌زدگی پیچ‌ها نباید جزو مقاومت لرزه‌ای مهاربندها به حساب آید زیرا در عملکرد شکل‌پذیر برای سازه مهاربندها، از تمام ظرفیت کششی خود بهره نمی‌گیرند که این، مسئله‌ای حیاتی در طراحی برای زمینلرزه-های با شدت زیاد است. همچنین مهاربند قطری و استادها باید طوری به تراک‌ها بسته شوند تا تراک‌ها دچار بالازدگی نشوند. در یک قاب LSF که شرایط ذکر شده تامین شده باشد ضریب کاهش مقاومت (R) و ضریب اضافه مقاومت(Ω_0) به ترتیب ٤ و ۲ در نظر گرفته می‌شود. اگر شرایط برقرار نباشد $R=\Omega_0=3$ استفاده می‌شود.

در این آیین‌نامه مقدار حداکثر مجاز تغییرمکان‌های نسبی طبقات برای گروه‌های لرزه‌ای ۱، ۲ و ۳ به ترتیب ٪۲/۵، ٪۲ و٪۱/۵می‌باشد.

TI809-07: در این آیین‌نامه که اساس آن FEMA302 است، مهاربندهای نواری مانند تراک‌ها نباید دچار بالازدگی شوند و بال استادها باید طوری مهار شوند که دچار کمانش کلی نگردند. پانل‌های برشی باید در بالا و پایین طبقه مهار شوند. بعلاوه برای اتصال دو سیستم مقاوم در برابر زلزله، دیوارها باید به یک دیافراگم بسته شوند. عضو قائمی که نیروی عمودی مهاربند را تحمل می‌کند (Chord) باید از نیمرخ‌های بسته انتخاب شوند. پروسه‌ی طراحی به شرح زیر است:

۱- طراحی مهاربندهای نواری برای کل بار افقی وارد به سازه در هر طبقه در حد ظرفیت تسلیم آن (مقاومت پوشش‌های غیر سازه‌ای در نظر گرفته نمی‌شود) بطوریکه مقاومت آن بزرگتر یا مساوی نیروی برشی طبقه باشد و ضریب کاهش مقاومت اسمی مهاربند برابر ۰/۹۵ در نظر گرفته می‌شود.
۲- در این مرحله پارامترهای دیگر قاب مثل اندازه‌ی پانل برشی، اتصال مهاربند به ستون‌ها، نوع اتصال و سایر اعضا طراحی می‌گردد. طبق آیین‌نامه، ماکزیمم نیروی تخمین‌زده شده برای طراحی مهاربندها (P_{su}) برای فولاد رده‌ی۳۳ برابر با $1.5F_{su}$ و برای فولاد رده‌ی ۵۰، برابر با $1.25F_{su}$ است که این طرح معادل با روش ASCE7 می‌باشد. با داشتن P_{su} می‌توان پارامترهای دیگر پانل را نیز طراحی کرد.

محدودیت تغییرمکان نسبی طبقات در این آیین نامه ٪۲، ٪۱/۵ و ٪۱ برای ساختمان‌های گروه ۲،۱ و ۳ است.

ASCE7 و AISI: در این آیین نامه‌ها در طراحی لرزه‌ای از روش استاندارد FEMA450 استفاده شده است. مهاربندها به صورت یک عضو کششی معمولی با ضریب کاهش مقاومت ۰/۹ و ۰/۷۵ طراحی می‌شوند. الزامات دیگری در این آیین‌نامه وجود ندارد اگر چه برای ضریب اصلاح پاسخ بزرگتر از ۳ مقاومت اتصال مهاربند به دیوار نباید کمتر از می‌نیمم مقاومت کششی اسمی عضو باشد. بعلاوه اعضای عمودی دیوار باید مقاومت کافی در برابر زلزله داشته باشد اما لازم نیست که بزرگتر از باری که وارد می‌شود در نظر گرفته شود. کمانش کلی استادها باید با مهار بال‌هایشان کنترل شود. انتخاب $R\leq3$ نیاز به تمهیدات خاصی ندارد اما اگر $R>4$ باشد موارد ذکر شده باید رعایت گردد.

UBC97و IBC2000: در این مقررات ضخامت استادها و تراک‌ها به ۰/۸٤ و ۱/۱ میلی‌متر محدود شده است. طبق آیین‌نامه برای استادهایی که مهاربند به آنها متصل است وجود حداقل دو استاد بصورت پشت به پشت لازم است و نسبت ابعاد قاب نباید بیشتر از ۲:۱ باشد (در IBC این نسبت با تمهیدات خاصی برابر ٤:۱ است) بعلاوه در استادها حداقل ابعاد نیمرخ برابر با (جان)۸۹ میلی‌متر، (بال) ٤۱ میلی‌متر باشد و(لبه‌ی بال) ۹/۵ میلی‌متر باشد.

خمش در تراک‌ها، کمانش کلی در استادها و بیرون زدگی پیچ‌ها در اتصالات ممنوع است و اتصالات مهاربند به اعضا باید بر اساس ظرفیت مقاومت کل و یا Ω_0 برابر بارهای جانبی باشد. UBC97 برای مقدار R و Ω_0 به ترتیب مقدار ۲/۸ و ۲/۲ را در نظر می‌گیرد و ماکزیمم تغییرمکان نسبی طبقات به ٪۲/۵ محدود می‌شود.

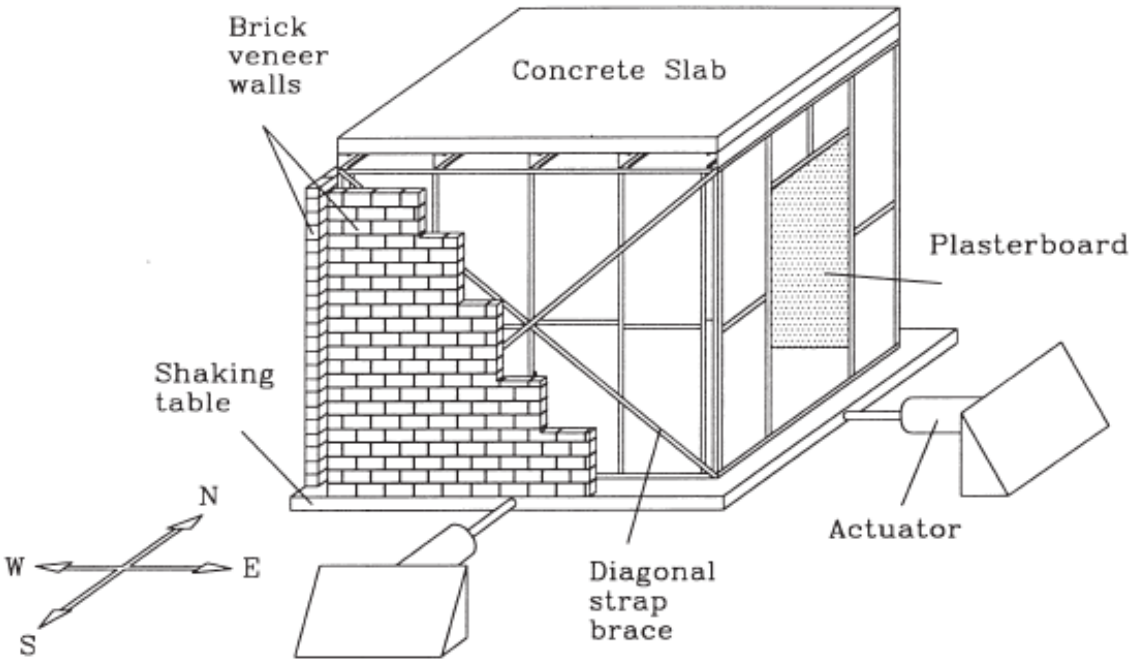
AS/NZS4600: این آیین‌نامه اگرچه مقررات صریحی در رابطه با اعضای سرد نورد شده‌ی فولادی ندارد، اما متذکر می‌شود که اگر در سازه از این اعضا استفاده شود ضریب کاهش پاسخ نباید از ۲ بیشتر باشد.[۷]

۲-۹- مطالعات انجام شده روی سازه‌های فولادی سرد نورد شده

E.F. Gadو همکارانش درسال۱۹۹۹به بررسی عملکرد جانبی سازه‌های با قاب سرد نورد شده فولادی پرداختند و همچنین با تغییر در اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای، سهم هر کدام از آنها در تحمل بارهای جانبی و نیز مکانیسم شکست بین اجزای مختلف سازه را بررسی کردند. آزمایش‌ها شامل دو دسته هستند که یکی بر روی قاب‌های ۲ بعدی و دیگری بر اتاقک‌های ۳ بعدی انجام یافته‌اند. آزمایش اول بر روی قاب ۲ بعدی با اتصالات مفصلی است که تحت بارهای دوره‌ای با ضربات آهسته و قوی و نیز بارهای دینامیکی قرار گرفته و در این‌حالت‌ها قاب رفتار غیر خطی دارد. برای اعمال بارهای cyclic (دوره‌ای) قسمت بالای قاب ثابت نگه داشته شده و در قسمت پایین قاب تغییرمکان‌هایی با دامنه‌های صعودی ایجاد و لرزانده می‌شود. نمودار هیسترزیس برای این نمونه دارای فشردگی در قسمت میانی (pinching) بوده که این رفتار بعلت افزایش در طول مهاربند و نهایتا تغییر شکل در اتصالات است.

در آزمایشی مشابه با آزمایش فوق ولی با اتصالات جوشی مشخص گردیده است که این قاب پاسخ‌های بزرگتری نسبت به قاب با اتصالات پیچی دارد و طبعا سایر اتصالات پاسخی مابین پاسخ این دو نوع را دارا هستند و با توجه به فرکانس‌های اندازه‌گیری شده این قاب رفتار سخت تری نسبت به بقیه دارد.

برای آزمایش قاب ۳ بعدی، قاب بدون مهاربندی و با مهاربندی و برای تغییر در اعضای غیر سازه‌ای از دیوارهای خارجی آجری که گوشه‌های این دیوار متصل به قاب نبوده و خود دیوار به وادارها متصل است و پوشش داخلی گچی به ضخامت ۱۰ میلی‌متر تحت آزمایش قرار گرفت.



شکل ۲-٤- نمونه‌ی آزمایشی روی میز لرزان [8]

در نهایت نتایج زیر حاصل گردید:

برای سازه‌ی غیرخطی با اتصالات مفصلی رفتار آن‌ها توسط مهاربندها کنترل می‌شود که کشش اولیه در آن‌ها باعث افزایش سختی در قاب می‌شود و پس از جاری شدن مهاربندها و از بین رفتن کشش اولیه، سختی قاب بصورت حاصل جمع سختی مهاربند + سختی اتصالات تعریف می‌شود. همچنین بارهای گسیختگی و مکانیسم آن در این سیستم به ورق‌های بالا و پایین مهاربندها بستگی دارد.

برای قاب خطی دارای لایه گچی که بصورت یک عضو غیرسازه‌ای عمل می‌کند سختی، ظرفیت باربری و میزان میرایی بیشتری نسبت به قاب غیرخطی اندازه‌گیری شده و نیز مشخص می‌شود که وقتی در این قاب از مهاربند استفاده شود سختی کلی برابر با مجموع سختی هر کدام از آنهاست.

برای قاب دارای دیوار آجری هیچ نشانه‌ای حاکی برایجاد سختی در صفحه‌ی خود دیوار بر قاب LSF نیست و تغییر شکل بین صفحه‌ی قاب و دیوار آجری با در نظر گرفتن انعطاف‌پذیری بال‌های پروفیل‌های وادارها نسبت به دیوار کاملا سازگار است.[8]

Jeffrey W. Berman و همکارانش در سال ۲۰۰۵ تحقیقی برای مقایسه بین رفتار قاب‌های بادبندی شده و قاب‌های دارای دیوار برشی فولادی که از جمله سیستم‌های استفاده شده در قاب‌های LSF هستند و هر دو دارای مزیت‌هایی می‌باشند، ارائه دادند. برای آزمایش، ٦ نمونه قابLSF در نظر گرفته شده که ٤ قاب مهاربندی شده و ۲ قاب دیگر دارای دیوار برشی هستند و بصورت زیر نام‌گذاری شده‌اند:

قاب دارای دیوار برشی تخت: FP

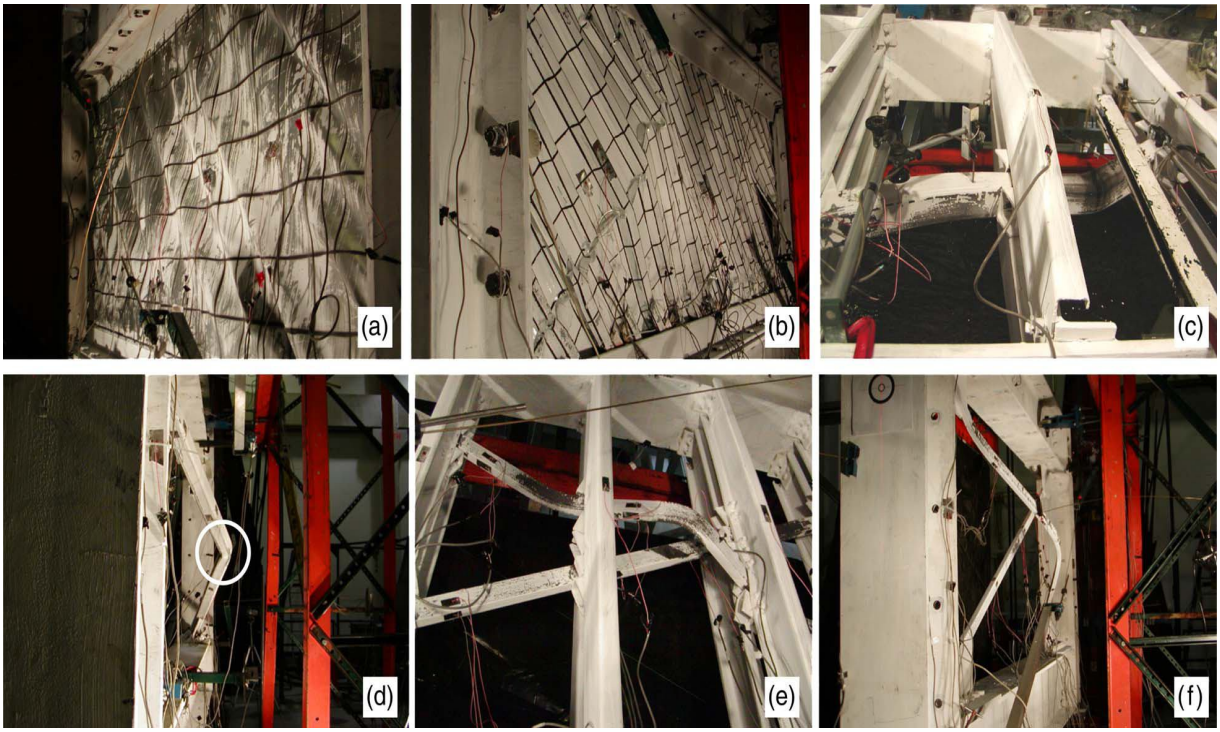
قاب دارای دیوار برشی موجدار: CP

قاب دارای مهاربند قطری و وادار: B1

قاب دارای مهاربند قطری و بدون وادار: B2

قاب دارای مهاربند ضربدری و وادار: B3

قاب دارای مهاربند ضربدری و بدون وادار: B4



شکل۲-۵- تغییرشکل نمونه‌ها پس از بارگذاری [9]

رفتار هر کدام از نمونه‌ها بصورت مختصر شرح داده شده است:

FP: در ٦ سیکل اول بارگذاری دارای رفتار خطی است که تا تغییر مکان ٨٢/٦ میلی‌متر(12δy و 3.7٪ drift) را تحمل می‌کند.

CP: رفتار این قاب در ٣ سیکل اول بارگذاری بصورت الاستیک بوده و در سیکل‌های ٧ به بعد کمانش موضعی در آن دیده شده است. پس کمانش‌ها در جابجایی صفر سیکل سوم رخ داده و تغییرمکان متناظر با تنش تسلیم ٨/١ میلی‌متر می‌باشد.

(نمودار هیسترزیس برای هر ٢ نمونه ذکر شده دارای فشردگی میانی است)

B1: این نمونه برای تغییرمکان‌های نسبی طبقات کمتر از ٠/٩٦٪ تغییر قابل ملاحظه‌ای در سختی و مقاومتش دیده نمی‌شود همچنین نمودار هیسترزیس آن پایدار، شکل پذیر و بدون فشردگی میانی است.

B2: این نمونه تا قبل از تغییرمکان نسبی ٠/٤٨٪ دارای نمودار هیسترزیس متقارن است و تا تغییرمکان نسبی طبقات ٢/٤٪ پایدار و بدون فشردگی میانی است و بعد از آن اندکی تغییر می‌یابد. مقاومت قاب در جهت کشش افزایش می‌یابد تا شکستگی‌ها گسترش یابند.

B3: تا تغییرمکان نسبی ٠/٥٪ تغییری در سختی و مقاومت این نمونه به چشم نمی‌خورد و درکل رفتاری شکل‌پذیر و ماندگار داشته و تا تغییرمکان نسبی ٢/١٦٪ نمودار هیسترزیس دارای فشردگی میانی نیست.

B4: این قاب شکل پذیری معادل $\mu=4$ دارد و در سیکل‌های الاستیک توانایی استهلاک انرژی قابل ملاحظه‌ای ندارد.

در پایان آزمایش مشخص شد که بیشترین سختی را قاب دارای مهاربندی ضربدری و وادار دارد و قاب دارای دیوار برشی تخت نیز بیشترین شکل‌پذیری را داراست. تا هنگامی‌که ضریب شکل‌پذیری کمتر از ٤ است این قاب‌ها رفتار مشابهی در استهلاک انرژی دارند اما بعد از آن قاب مهاربندی شده دچار شکست می‌شود در حالی‌که نمونه‌ی FP قبل از کاهش هر سیکل انرژی و شکست به شکل‌پذیری ٩ می‌رسد.[9]

R. Landolfoو همکارانش در سال ٢٠٠٥ در زمینه‌ی مدلسازی عددی سازه‌های LSF تلاش‌هایی انجام دادند. اعضای فولادی سرد نورد شده بدلیل ظرفیت بالای بارگذاری نسبت به وزنشان قابل توجه هستند.