

تأثیر سطوح عملکردی حاصل از تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیر خطی بر مقدار مصالح مصرفی قاب‌های خمشی فولادی با سیستم دوگانه

علی اصغر نوربخش دهکردی^۱، عباسعلی تسنیمی^{۲*}، علی اکبر آقاچوک^۳

۱-دانش آموخته کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

۲- استاد سازه، دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

۳- استاد سازه دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

tasnimi@modares.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۹۲/۰۹/۱۱

تاریخ دریافت: ۹۲/۰۴/۲۷

چکیده - هریک از روش‌های مقاوم سازی دارای معایب و محاسنی است که معمولاً برای رفع معایب یک روش از ترکیب آن با روش دیگر استفاده می‌شود. در این پژوهش دو دسته ساختمان‌های فولادی دارای سیستم قاب خمشی و ساختمان‌های با سیستم دوگانه یا ترکیبی قاب خمشی و دیواربرشی بتن مسلح در دو سطح شکل پذیری مبه و سیله‌ی و زیاد و به دو روش تنش‌های مجاز وحالات حدی با تعداد طبقات ۳، ۵، ۸، ۱۲ و ۱۵ بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ و نیز ویرایش قبلی و فعلی مبحث دهم مقررات ملی ایران به صورت سه بعدی طراحی شده و در گام بعد سطح عملکردی کلیه سازه‌های گفته شده در دو سطح خطر مورد ارزیابی قرار گرفته است. به منظور ارزیابی سطح عملکرد این ساختمان‌ها تمامی آن‌ها در نرم افزار Perform-3D به صورت سه‌بعدی مدل شده و تحلیل بارافزون روی آن‌ها با استفاده از چهار روش شامل روش ضرایب تغییر مکان، روش طیف ظرفیت، روش خطی سازی معادل و روش ضرایب اصلاح شده، انجام شد. نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی روی ساختمان‌های مطالعه شده نشان می‌دهد که تحت اثر زمین‌لرزه طرح، سطح عملکردی ایمنی جانی با میزان خسارتی کمتر از آنچه در سطح ایمنی جانی بوجود می‌آید پیش‌بینی می‌شود. این نتیجه با هدف پیش‌بینی شده در استاندارد ۲۸۰۰ به گونه محافظه کارانه مطابقت دارد. همچنین مقایسه نتایج تحلیل‌های بارافزون با نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی نشان می‌دهد که روش‌های ارائه شده در FEMA-440 (روش خطی سازی معادل و روش ضرایب اصلاح شده) برای تغییر مکان هدف بسیار دقیق‌تر از سایر روش‌ها بوده و تغییر مکان‌های به دست آمده از این روش‌ها به نتایج تحلیل دینامیکی نزدیک‌تر است. در ادامه دو دسته ساختمان طراحی شده از لحاظ میزان مصالح مصرفی مورد مقایسه قرار گرفته است.

کلید واژگان: سازه‌های فولادی، سیستم دوگانه، دیوار برشی بتنی، تحلیل استاتیکی غیرخطی، سطح عملکرد

۱ - مقدمه

روش، مدل سازه‌ای تحت اثر نیروهای لرزه‌ای که از طیف الاستیک به دست آمده و با ضریب رفتار (یا ضریب کاهش نیرو) کاهش داده می‌شوند، قرار می‌گیرد. با توجه به استفاده

در روش‌های متداول، ارزیابی لرزه‌ای و طراحی ساختمان، بر مبنای تحلیل خطی یا استاتیکی معادل است. در این

۲- فرضیات مدلسازی در تحلیل

در سیستم‌های مرکب قاب- دیوار برشی چشم‌پوشی کردن از عملکرد جانبی قاب و در نظر گرفتن کل بار جانبی برای دیوار برشی همیشه برای اطمینان نیست، زیرا بر اثر نیروهای اندرکنش در طبقات بالاتر نیروی بزرگتری به قاب فولادی وارد می‌شود. و نیز در نظر گرفتن اندرکنش قاب- دیوار برشی در تحمل بارهای جانبی به طرح اقتصادی‌تری منجر می‌شود. از آنجا که بخشی از ممان‌ها به وسیله قاب تحمل می‌شود، لنگرها در دیوار برشی کاهش یافته و فولاد- گذاری کمتری مورد نیاز خواهد بود.

به منظور مدلسازی دیوارهای برشی در ساختمان‌های فولادی دو روش متداول به صورت ستون مدفون و غیرمدفون در دیوار برشی وجود دارد. از آنجا که ستون‌های مجاور دیوار باید نیروی محوری و لنگر خمشی وارد بر مقطع دیوار را تحمل کنند و همچنین برای بارهای ویژه کنترل شوند، پس مقطع ستون‌ها بزرگ می‌شود که معمولاً اقتصادی نیست. از طرفی چنانچه دیوار در دو انتهای مقطع خود دارای بال باشد، هم از پایداری و هم از شکل‌پذیری بیشتری در مقایسه با دیوار بدون بال برخوردار است [۹]. بنابراین پژوهش از روش ستون‌های مدفون در مدل سازی استفاده شده است. در ادامه به اختصار در مورد دو روش توضیح داده شده است.

۲-۱- ستون‌های فولادی در دیوارهای برشی

الف- ستون غیرمدفون در دیوار برشی

در این روش، ستون‌ها خارج از دیوار برشی اجرا می‌شوند که به وسیله‌ی برشگیرها به دیوار برشی اتصال می‌یابند و یا با ایجاد فاصله به وسیله‌ی مواد تراکم‌پذیر از دیوار برشی جدا می‌شوند. در طراحی این دیوارها، باید ستون‌ها برای تحمل لنگر خمشی و نیروی محوری و مقطع دیوار بتن مسلح برای تحمل نیروی برشی طراحی شود. برای انتقال

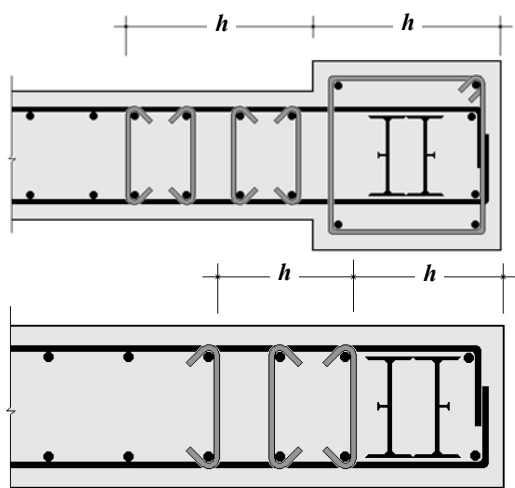
از نیروهای کاهش یافته در این روش، تغییر مکان‌های حاصل افزایش داده می‌شوند. با وجود ساده بودن این روش، اما قادر به کنترل مود گسیختگی و تعیین پاسخ‌های لرزه‌ای واقعی نبوده [۱] و برای مناطق با لرزه‌خیزی بالا مناسب نیست [۲]. این نقص، منجر به استفاده گسترده از تحلیل غیر الاستیک به عنوان یک روش واقعی در ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌ها تحت اثر حرکات شدید زمین شده است. بدین منظور تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی، هر دو قابل استفاده است. هر دو روش، اصل تعادل را به کار می‌گیرند، با این تفاوت که تعادل دینامیکی نیروها، شامل اثر میرایی و آثار اینرسی است [۳]. همچنین، تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی از روش‌های تکراری برای رسیدن به همگرایی استفاده می‌کند [۴]. اما سادگی مدلسازی، در نظرگیری مقاومت و سختی و همچنین حجم تحلیل و نیاز زمانی کمتر در تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی در مقایسه با تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، موجب توجه روز افزون به آن‌ها در سال‌های اخیر شده است. در این تحلیل‌ها، تحلیل بارافزون برای سیستم‌های چند درجه آزادی، با تحلیل طیف پاسخ برای سیستم یک درجه آزادی ترکیب می‌شود تا تخمینی از پاسخ‌های تغییر شکل که نمایانگر رفتار غیرخطی سازه تحت اثر لرزه‌های شدید است، به دست آید [۵]. تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی در آئین نامه‌ها نیز مورد توجه قرار گرفته‌اند که این روش‌ها عبارتند از: الف) روش طیف ظرفیت که ابتدا به وسیله‌ی فریمن^۱ در سال ۱۹۷۸ مطرح شد [۶] و بعداً در ATC-40 در سال ۱۹۹۶ پذیرفته شد. ب) روش ضرایب تغییر مکان که در FEMA273/356 ارائه شد ج) روش N2 که به وسیله‌ی Fajfar ارائه شده [۷] و در [Eurocode8] پذیرفته شد.

1- Freeman

بارهای لرزه‌ای شدید وجود دارد، در دیوارهای با شکل‌پذیری مبه وسیله‌ی و زیاد، مطابق شکل فولاد عرضی اجزاء مرزی باید به اندازه $2h$ در داخل دیوار ادامه یابد. h بعد المان مرزی در راستای دیوار است [۱۰].

۳- معرفی ساختمان‌های مورد مطالعه

برای اطمینان از عملکرد خوب سازه‌های فولادی لازم است که پیکره بندی سازه به گونه‌ای انجام شود که رفتار غیر ارتجاعی به خوبی در کل سازه پخش شود، و نه اینکه در تعداد مشخصی از طبقات یا المان‌ها متمرکز باشد. فلسفه طراحی قاب‌های خمشی از بین بردن انرژی وارد شده در اثر زلزله در مناطق مفصل پلاستیک است که بیشتر در داخل تیرها و چشمه اتصال تشکیل می‌شود. اتصالات تیر به ستون‌ها بیشتر به گونه‌ای طراحی می‌شوند که الاستیک باقی بمانند. بنابراین شکل‌های سازه‌ای در قاب خمشی باید با محدودیت‌های مربوط به پهنا به ضخامت، و محدودیت‌های فشردگی مقطع، مطابقت داشته باشند تا مفصل پلاستیک بدون هرگونه احتمال رخ دادن شکست ناگهانی در مقطع ایجاد شود. علاوه بر این الزامات، قاب طوری باید ترکیب بندی شود که هیچ گونه طبقه نرم وضعیف ایجاد نشود.



شکل ۱- جزئیات اجرایی فولاد عرضی اجزای مرزی [۱۰]

مناسب برش بین دیوار و ستون فولادی، باید برشگیر روی ستون اجرا شود [۱۰].

این برشگیرها را می‌توان برای اطمینان از ظرفیت کامل ستون طراحی کرد و لازم است در کنترل ضوابط شکل‌پذیری مبه وسیله‌ی و زیاد، ظرفیت برشی برشگیرها ۲۵ درصد کاهش یابد. مزیت این دیوارها اجرای ساده آن‌ها است اما به دلایل زیر در ساختمان‌های بلند، استفاده از آن پیشنهاد نمی‌شود:

- ۱- از آنجا که ستون‌های مجاور دیوار باید نیروی محوری و لنگر خمشی وارد بر مقطع دیوار را تحمل کنند و همچنین برای بارهای ویژه کنترل شوند، بنابراین مقطع ستون‌ها بزرگ و غیراقتصادی می‌شوند.
- ۲- به دلیل نیروی محوری زیاد ناشی از زلزله در ستون، ابعاد صفحات زیرستون افزایش می‌یابد.
- ۳- به دلیل تمرکز نیرو در محل ستون، تمهیدات خاصی در طراحی فونداسیون باید لحاظ شود.

ب- ستون مدفون در دیوار برشی

اگر ستون فولادی در دیوار برشی مدفون شود، می‌توان تحلیل را براساس مشخصات هندسی مقطع تبدیل یافته انجام داد. بدین معنی که ستون فولادی می‌تواند معادل آرماتور در دیوار برشی عمل کند. ستون‌های مدفون درون دیوارهای برشی دارای ابعاد بزرگی نیستند و در بیشتر موارد امکان جانمایی آن‌ها درون دیوار برشی با عرض یکنواخت وجود دارد. اگر وجود المان مرزی در دیوار برشی لازم باشد، باید کمینه ۳۰۰ میلی‌متر برای بعد آن در دو گوشه در نظر گرفته شود. معمولاً به منظور سهولت در اجرا، این بعد در تمام طول دیوار رعایت می‌شود و منجر به اجرای دیوار با ضخامت یکنواخت و کمینه ۳۰۰ میلی‌متر در تمام طول دیوار می‌شود. برای انتقال مناسب برش میان دیوار و ستون فولادی، باید برشگیرهایی روی ستون اجرا شود.

در مواقعی که احتمال جدایی دیوار از نیم‌رخ فولادی

طراحی ستون‌های فولادی استفاده شده است. مدول الاستیسیته فولاد مصرفی برابر $2/1 \times 10^6$ نیوتن بر میلی‌متر مربع و تنش تسلیم آن برابر ۲۴۰ مگا پاسکال در نظر گرفته شد. در شکل ۳ مقاطع برخی ستون‌ها به عنوان نمونه آورده شده است. در انتخاب مقاطع دیوارها و آرماتور-گذاری آن‌ها علاوه بر اینکه الزامات آیین‌نامه بتن ایران (آبا) رعایت شده، ابعاد به گونه‌ای انتخاب شده‌اند که برای محدود کردن تغییر مکان نسبی ساختمان‌ها بر اساس آیین‌نامه، نیازی به تقویت مقاطع تیر و ستون‌ها نباشد. جدول ۱ مشخصات مقاطع دیوارهای مورد استفاده را ارائه کرده است.

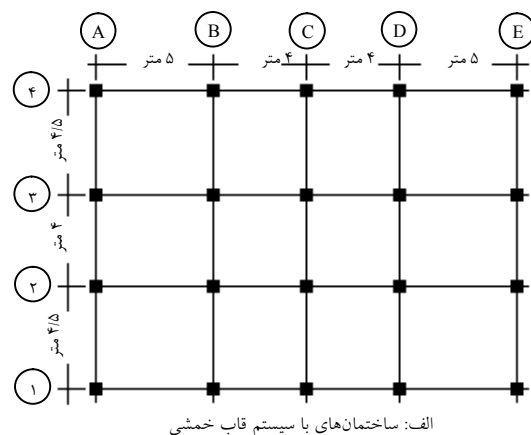
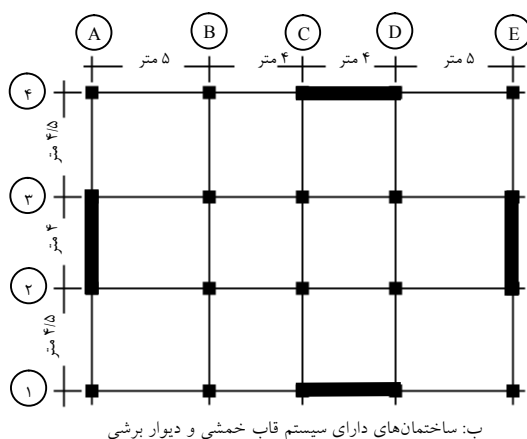
۳-۲ نرم‌افزارهای تحلیل و طراحی

عملیات تحلیل و طراحی ساختمان‌های مورد بررسی به دو بخش تفکیک شده است. همان‌گونه که قبلاً گفته شد طراحی سازه‌ها براساس استاندارد ۲۸۰۰ و نیز ویرایش قبلی و فعلی مبحث دهم مقررات ملی ایران به صورت سه بعدی طراحی شده با کمک نرم‌افزار ETABS انجام شد. و کلیه تحلیل‌های غیرخطی اعم از دینامیکی و استاتیکی با کمک نرم‌افزار CSI Perform-3D اجرا شده است.

به منظور مقایسه میزان فولاد مصرفی در ساختمان‌های فولادی دارای سیستم قاب خمشی و سیستم‌های دوگانه قاب به اضافه دیوار برشی ساختمان‌های ۳، ۵، ۸، ۱۲ و ۱۵ طبقه دارای پلان مشابه در منطقه با خطر نسبی زیاد و خاک نوع ۲ در نظر گرفته شده و براساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۱۱] و نیز ویرایش جدید مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۱۲] در دو سطح شکل پذیری مبه و وسیله‌ی و زیاد و به دو روش تنش‌های مجاز و حالات حدی طراحی شده و درگام بعد ساختمان‌های گفته شده با سیستم دوگانه یا ترکیبی قاب خمشی و دیوار برشی طراحی شده و از لحاظ میزان مصالح مصرفی مورد مقایسه قرار گرفته است. شکل‌های ۲-الف و ۲-ب به ترتیب پلان ساختمان‌های فولادی و محل قرارگیری دیوارهای برشی در پلان را نمایش می‌دهد. به دلیل استفاده از مقاطع باکس (Box) برای ستون‌ها و ممان اینرسی یکسان در دو جهت از تیرچه ریزی شطرنجی استفاده شده است.

۳-۱ ویژگی‌های مقاطع فولادی بتن مسلح

در طراحی ساختمان‌ها، از مقاطع استاندارد IPE، که در آن‌ها ضوابط فشردگی مبحث دهم مقررات ملی رعایت شده برای مقاطع تیرهای فولادی و از مقاطع قوطی (Box) برای



شکل ۲- پلان ساختمان‌های مورد مطالعه

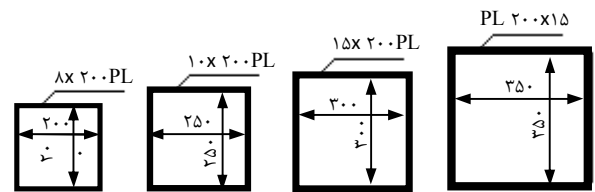
جدول ۱ ویژگی‌های مقاطع دیوارهای بتن مسلح

مصالح مصرفی در دیواربرشی		ابعاد ستون کناری (cm)	دیوارهای برشی (ابعاد به سانتی‌متر)			تعداد طبقه ساختمان
وزن بتن (ton)	وزن میلگرد (ton)		طول	عرض	قطر و فاصله میلگرد	
۸۱۴/۹	۲۰/۲	۴۵×۴۵	۴۰۰	۴۵	□۲۲@۱۵cm	۳-۱
		۴۰×۴۰	۴۰۰	۴۰	□۱۶@۳۰cm	۸-۴
		۳۵×۳۵	۴۰۰	۳۵	□۱۴@۳۰cm	۱۵-۹
۵۷۰/۲	۱۴/۶۲	۴۰×۴۰	۴۰۰	۴۰	□۲۰@۱۵cm	۳-۱
		۳۵×۳۵	۴۰۰	۳۵	□۱۴@۳۰cm	۷-۴
		۳۰×۳۰	۴۰۰	۳۰	□۱۲@۳۰cm	۱۲-۸
۳۵۲/۶	۱۰/۷۴	۳۵×۳۵	۴۰۰	۳۵	□۲۰@۱۵cm	۳-۱
		۳۰×۳۰	۴۰۰	۳۰	□۱۲@۳۰cm	۸-۴
۱۸۷/۲	۴/۴۲	۳۰×۳۰	۴۰۰	۳۰	□۱۶@۳۰cm	۲-۱
		۳۰×۳۰	۴۰۰	۲۵	□۱۲@۳۰cm	۵-۳
۸۵/۴	۲/۴۱	۳۰×۳۰	۴۰۰	۲۰	□۱۲@۳۰cm	۳-۱

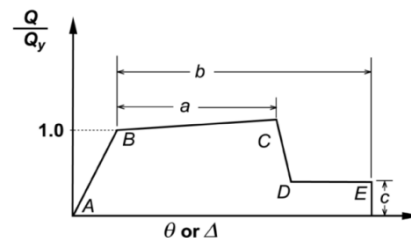
این نرم‌افزار قابلیت انجام تحلیل‌های بارافزون و روش تعیین تغییر مکان هدف را که در FEMA-440 آمده است، را دارد. در تحلیل‌های غیرخطی لازم است که رفتار غیرخطی مصالح و اعضا به‌طور مناسبی مدل‌سازی شود. در این پژوهش از مدل‌های رفتاری ارائه شده در FEMA-356 و متناظر آن نشریه ۳۶۰ سازمان برنامه و بودجه سابق [۱۴] استفاده شده است. همان‌گونه که در شکل ۴ نشان داده شده است این رفتار به شکل سه خطی در نظر گرفته شده و تا اندازه قابل توجهی نمایش دهنده رفتار واقعی مصالح است. ضرائب a و b و c از جدول (۵-۲) در نشریه ۳۶۰ (دستور العمل بهسازی لرزه ای ساختمان‌ها) انتخاب شده است. طبق توصیه این نشریه سختی عضو پس از رسیدن آن به حد جاری شدن در حدود ۳٪ در نظر گرفته شده است.

۳-۳- پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در اجزای سازه‌ی فولادی
معیارهای پذیرش برای اعضای فولادی ارائه شده در جدول

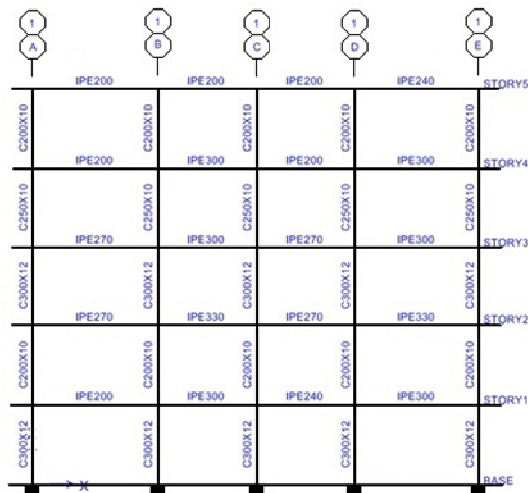
این نرم‌افزار قابلیت‌های متعددی برای انجام تحلیل‌های غیرخطی و مدل‌سازی رفتار مصالح و اعضا دارد. در این نرم‌افزار رفتار ایده‌آل شده چند خطی معتبر و مورد نظر پیش استاندارد FEMA-356 [۱۳] و نشریه ۳۶۰ (دستور العمل بهسازی لرزه‌ای) [۱۴] به صورت پیش فرض وجود دارد و می‌توان منحنی رفتار غیرخطی اعضا را به صورت چند خطی مدل‌سازی کرد.



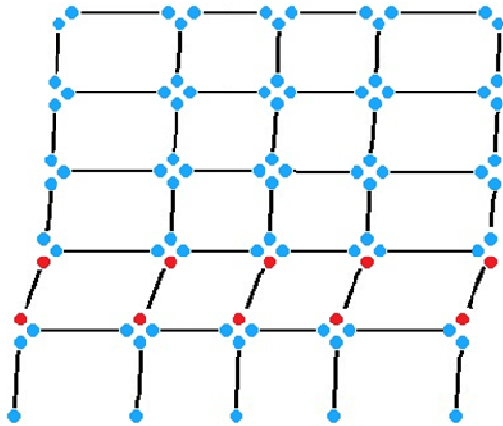
شکل ۳: مقاطع برخی ستون‌های مورد استفاده



شکل ۴: منحنی نیرو-تغییر شکل تعمیم یافته برای اعضا و اجزای فولادی



شکل ۵: مقاطع ساختمان ۵ طبقه قاب خمشی دارای طبقه ضعیف



شکل ۶: تشکیل طبقه ضعیف در ساختمان ۵ طبقه قاب خمشی

۵- انتخاب شتاب نگاشت‌ها

برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی (تحلیل تاریخچه زمانی) لازم است که تعدادی شتاب نگاشت متناسب با مشخصات ژئوتکنیکی و شرایط خاک محل احداث سازه انتخاب شود و سپس این شتاب نگاشت‌ها براساس روش‌های معتبر آیین‌نامه‌ای اصلاح و مقیاس شوند. همان‌طور که در استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۱۱] ذکر شده است، در صورتی که کمینه ۷ شتاب نگاشت برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی استفاده شده باشد، میانگین نتایج

۳-۵ دستورالعمل ۳۶۰ و یا جدول ۵-۶، FEMA-356 مربوط به زاویه چرخش خمیر (θ_p) است که برحسب رادیان و به صورت نسبتی از چرخش حدتسلیم ($\frac{\theta_p}{\theta_y}$) بیان شده است. درحالی‌که در بند ۳-۵-۱-۲ دستورالعمل ۳۶۰ به‌طور صریح ذکر شده است که θ در تیرها و ستون‌ها عبارت است از کل چرخش ارتجاعی و خمیری تیر یا ستون است، یعنی:

$$\theta = \theta_y + \theta_p \quad (۱)$$

$$\theta = \theta_y + \alpha \theta_p \quad (۲)$$

$$\theta = \theta_y + (1 + \alpha) \theta_p \quad (۳)$$

که α معیار پذیرش داده شده در جدول (۳-۵) نشریه ۳۶۰ است. بنابراین در مدل‌سازی تیرها با توجه به اینکه مقاطع تیرها فشرده بوده و شرایط بند الف جدول ۱ دستورالعمل را برآورده می‌کند به جای اعداد ۱، ۶ و ۸ از مقادیر ۲، ۷ و ۹ استفاده شده است در مدل‌سازی ستون‌ها نیز با توجه به نسبت نیروی محوری به ظرفیت محوری ستون و همچنین نسبت عرض به ضخامت مقادیر مناسب پس از درون یابی به نرم‌افزار معرفی شده است.

۳-۴- کنترل طبقه نرم

به منظور کنترل طبقه نرم علاوه بر کنترل‌های مربوط به مبحث دهم و استاندارد ۲۸۰۰ و رعایت آن‌ها در نرم‌افزار برای تحلیل غیرخطی نیز، این موضوع کنترل شده است. زیرا چنانچه یک طبقه ضعیف یا نرم در ساختمان وجود داشته باشد تمامی مفاصل خمیری در آن طبقه ایجاد شده و سازه دچار خرابی می‌شود. که این موضوع در شکل ۶ در ساختمان ۵ طبقه قاب خمشی که به منظور صحت سنجی مدل سازی در نرم‌افزار طبقه دوم آن به صورت طبقه نرم به سازه تحمیل شد، نشان داده شده است.

به گسل بود و یا سبب افزایش بیش از حد ضریب اصلاح شتاب‌نگاشت‌ها می‌شدند حذف شد و در پایان ۷ زوج شتاب‌نگاشت مناسب از میان آنها برای انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی انتخاب شد. در جدول ۲ مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخابی آورده شده است.

۴- نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی

در تحلیل استاتیکی غیرخطی چهار نوع الگوی بارگذاری جانبی استفاده شد که عبارتند از: الگوی بار جانبی مثلثی، توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی، توزیع متناسب با شکل مود اول ارتعاش و توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود.

به دست آمده از آن‌ها ملاک عمل قرار خواهد گرفت. در این پژوهش ابتدا ۱۳ زوج شتاب‌نگاشت براساس شرایط خاک فرض شده در طراحی انتخاب شد. از آنجا که خاک تپ II براساس استاندارد ۲۸۰۰ در طراحی منظور شده بود، شتاب‌نگاشت‌ها مطابق با سرعت موج برشی در این نوع خاک که در محدوده $۳۷۵ < V_s < ۷۵۰$ متر بر ثانیه انتخاب واقع می‌شوند. شتاب‌نگاشت‌های بالا از بانک اطلاعاتی PEER به گونه‌ای انتخاب شده‌اند که کمینه فاصله آن‌ها از گسل ۲۰ کیلومتر و بزرگای آن‌ها بین ۵/۹ تا ۷/۳ باشد.

پس از بررسی‌های اولیه شتاب‌نگاشت‌های بالا آن شتاب‌نگاشت‌هایی که آثار آن‌ها مشابه با زلزله‌های نزدیک

جدول ۲: ویژگی شتاب‌نگاشت‌های استفاده شده

تاریخ	نام زلزله	بزرگا	فاصله از گسل (km)	(cm/s ²)PGA	(cm/s) PGV
۱۹۹۲/۲۵/۴	کیپ منداسینو (Cape Mendocino)	۷/۱	۳۵/۸	۰/۱۵۴	۲۰/۲
۱۹۹۲/۲۸/۶	لندرز (Landers)	۷/۳	۲۲/۵	۰/۱۷۱	۲۰/۲
۱۹۵۲/۲۱/۷	کرن کانتی (Kern County)	۷/۴	۴۲	۰/۱۵۶	۱۵/۳
۱۹۸۹/۱۰/۱۸	لوماپریتا (Loma Prieta)	۶/۹	۴۸/۷	۰/۱۰۸	۱۱/۸
۱۹۹۴/۱۷/۱	تریچ (Northridge)	۶/۷	۲۱/۱	۰/۸۳۳	۴۱/۷
۱۹۷۱/۹/۲	سن فرناندو (San Fernando)	۶/۶	۲۵/۷	۰/۰۹۵	۴/۵
۱۹۸۰/۹/۶	ویکتوریا (Victoria)	۶/۱	۳۴/۸	۰/۶۲۱	۳۱/۶

جدول ۳: میانگین بیشینه تغییر مکان‌های نقطه مبنا، از تحلیل دینامیکی غیرخطی

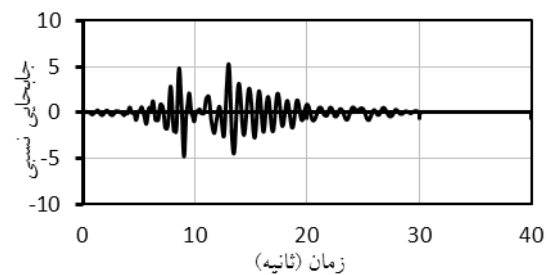
نام زلزله	تعداد طبقه									
	۳	۵	۸	۱۲	۱۵	۳	۵	۸	۱۲	۱۵
	ساختمان‌های با دیوار برشی					ساختمان با قاب خمشی				
کیپ منداسینو	۱۰/۴	۲۰/۳	۲۹/۱	۳۷/۳	۵۲/۲	۶/۱	۱۰/۹	۲۷/۰	۳۴/۵	۳۸/۴
لندرز	۱۱/۹	۱۵/۵	۲۱/۳	۳۸/۸	۳۳/۲	۶/۷	۹/۲	۱۵/۶	۲۲/۹	۲۴/۶
کرن کانتی	۱۴/۱	۲۱/۶	۲۷/۱	۳۹/۵	۴۰/۲	۵/۱	۱۰/۵	۲۵/۲	۲۹/۷	۳۸/۸
لوماپریتا	۱۳/۹	۲۱/۹	۱۹/۳	۳۱/۰	۳۸/۴	۷/۷	۱۱/۲	۱۸/۷	۲۴/۸	۳۵/۱
نرتریچ	۵/۳	۷/۷	۱۶/۳	۳۰/۵	۳۳/۳	۲/۱	۶/۲	۱۴/۵	۲۳/۱	۳۰/۶
سن فرناندو	۵/۲	۹/۴	۱۴/۱	۱۲/۸	۲۱/۶	۲/۹	۳/۵	۹/۱	۱۳/۲	۱۶/۹
ویکتوریا	۱۱/۰	۱۳/۵	۱۴/۷	۱۷/۱	۱۹/۱	۴/۹	۸/۹	۱۱/۹	۱۴/۹	۱۶/۳
میانگین جابجایی	۱۰/۲	۱۵/۳	۲۰/۳	۲۹/۶	۳۴/۰	۵/۱	۸/۶	۱۷/۴	۲۳/۳	۲۸/۷

تغییر مکان هدف به دست آمده از تحلیل بارافزون بیشینه تغییر مکان ممکن برای گره کنترل در سطح عملکرد مورد انتظار است. از طرفی بیشینه تغییر مکان به دست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی (NTHA)^۵ نیز نشان دهنده بیشینه تغییر مکان سازه است. در این تحلیل شتابنگاشت‌های سازه بر اساس طیف طراحی مقیاس شده اند و طیف طراحی نیز وابسته به سطح عملکرد سازه است. از این رو نتایج تحلیل بارافزون که از روش‌های مختلف به دست آمده است با نتایج به دست آمده از تحلیل دینامیکی غیر خطی قابل مقایسه است و می‌توان نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی را به عنوان معیار مقایسه در نظر گرفت.

برای مقایسه دقت روش‌های تحلیل بار افزون، درصد اختلاف تغییر مکان هدف با بیشینه تغییر مکان به دست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی در شکل ۸ و ۹ برای سیستم قاب خمشی و دیوار برشی آورده شده است. نتایج به دست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی به صورت یک خط مبنا در نظر گرفته شده است. تغییر مکان‌های به دست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی در نقاط مبنا در هر یک از سازه‌های مورد بررسی که از روش‌های مختلف محاسبه شده‌اند به صورت نقاط هم شکل نسبت به خط مبنا ترسیم شده‌اند و پراکنندگی نتایج به دست آمده نسبت به خط مبنا نیز نشان داده شده است.

نتایج نشان می‌دهند که روش خطی سازی معادل (ELM) و روش ضرائب اصلاح شده (MCM) که در FEMA۴۴۰ ارائه شده است به نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی نزدیک‌ترند و همچنین درصد اختلاف آن‌ها با نتایج این روش از یک روند منطقی برخوردار است. این امر به این دلیل است که فرمولاسیون این روش‌ها در برابر

در تحلیل دینامیکی غیرخطی هرکدام از سازه‌های طراحی شده تحت اثر هفت شتابنگاشت معرفی شده قرار گرفته و بیشینه تغییر مکان نقطه‌های مبنا حاصل از تحلیل‌های انجام شده به دست آمده‌اند و میانگین نتایج در هر کدام از نقاط نیز به عنوان نتیجه تحلیل دینامیکی غیرخطی محاسبه شده است. این نتایج برای دو سیستم سازه‌ای در جدول ۳ آورده شده است. شکل ۷ به عنوان نمونه تغییر مکان نقطه مرکز جرم بام در زلزله نورتریج را برای ساختمان ۳ طبقه دارای قاب خمشی نشان می‌دهد.



شکل ۷: تغییر مکان نقطه مرکز جرم بام در زلزله نورتریج برای ساختمان ۳ طبقه قاب خمشی

برای هر کدام از سازه‌های مورد بررسی تغییر مکان هدف برای مرکز جرم بام و براساس الگوی بار مودال از روش‌های ضرائب تغییر مکان^۱ (DCM)، طیف ظرفیت (CSM)^۲، خطی سازی معادل (ELM)^۳ و ضرائب اصلاح شده (MCM)^۴ به دست آمد. سپس تغییر مکان‌های متناظر با نقطه مبنا در جایی که مرکز جرم بام به تغییر مکان هدف رسیده است تعیین شد. در کلیه تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی ابتدا بار ثقلی و پس از آن بار جانبی با الگوی مودال بر سازه اعمال شد. طبق دستورالعمل [۳۶۰] [۱۴] بارهای مرده و زنده موثر با ضریب ۱/۱ و بار جانبی با ضریب ۱ به سازه اعمال شد.

- 1- Displacement Coefficient Method
- 2- Capacity Spectrum Method
- 3- Equivalent Linearization Method
- 4- Modified Coefficient Method

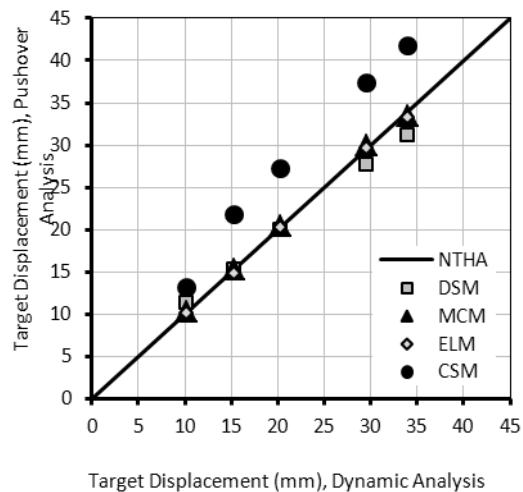
5- Non-linear Time History Analysis

دلیل این موضوع این است که در این روش از سختی سکانتی و زمان تناوب و میرایی متناظر با آن استفاده می‌شود و این به این معنا است که سازه در هنگام زلزله چندین تغییر مکان بزرگ را که برابر با بیشینه تغییر مکان است در سیکل‌های ارتعاشی خود تجربه می‌کند. اما در واقع سازه در طول یک زلزله چندین سیکل ارتعاشی با تغییر مکان‌های کوچک و تنها تعداد اندکی سیکل ارتعاشی نزدیک به بیشینه تغییر مکان را تجربه می‌کند، بنابراین آنچه که به واقعیت نزدیکتر است این است که از زمان تناوب و میرایی کوچکتر از موارد نظیر، با سختی سکانتی استفاده شود. دلیل دیگری که سبب می‌شود نتایج این روش بیشتر از حد انتظار باشد این است که، در این روش انرژی مستهلک شده به طور مستقیم به نسبت میرایی ارتباط داده می‌شود، به عبارتی سطح زیر منحنی چرخه‌های هیستریزس و درصد میرایی به میزان انرژی مستهلک شده ارتباط داده می‌شود. چنین رابطه‌ای در محدوده خطی می‌تواند دقت قابل قبولی داشته باشد، اما این فرض برای محدوده‌های غیرخطی به دلیل اینکه مقدار انرژی مستهلک شده زیاد است و منشاء متفاوتی دارد، چندان قابل قبول نیست.

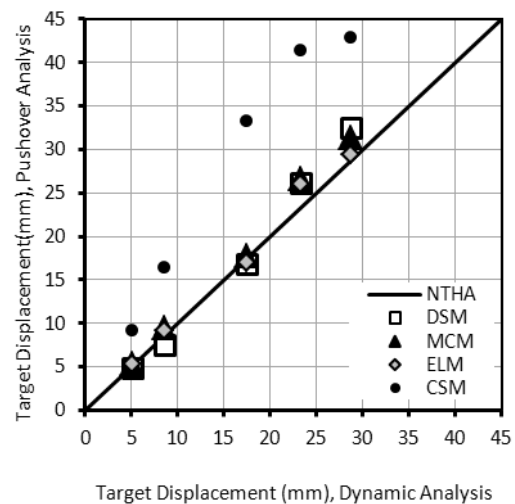
"روش ضرائب تغییر مکان" (DCM) که در FEMA-356 ارائه شده از یک سری ضرائب از پیش تعیین شده برای تخمین بیشینه تغییر مکان سازه استفاده می‌کند. با توجه به این که هر کدام از این ضرائب محدوده وسیعی از سازه‌های مشابه را دارد، از جزئیات سازه‌های آن‌ها چشم‌پوشی می‌کند، این روش نیز به دقت روش‌های ارائه شده در FEMA 440 نیست.

همان‌گونه که در شکل ۸ و ۹ مشخص شده است، نتایج حاصل از دو روش "خطی‌سازی معادل" و "ضرائب اصلاح شده" بسیار به هم نزدیک است. همچنین نتایج این دو روش نسبت به روش‌های دیگر به مقدار واقعی به دست

تعداد زیادی از نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی کالیبره شده‌اند بنابراین نتایج به دست آمده از آن‌ها به تحلیل‌های دینامیکی نزدیکتر است. نتایج به دست آمده از روش طیف ظرفیت (CSM) به دقت روش‌های ارائه شده در 440 FEMA نیست و در بیشتر موارد به ویژه برای سازه‌های دارای دیوار برشی تخمین‌های دست بالا و بیشتر از مقدار واقعی به دست می‌دهد.



شکل ۸: مقایسه تغییر مکان هدف از روش تحلیل دینامیکی با روش بارافزون، سازه قاب خمشی



شکل ۹: مقایسه تغییر مکان هدف از روش دینامیکی با روش بارافزون، سازه با دیواربرشی

می‌دهد. این امر موجب می‌شود تا سختی خمشی ستون‌ها کمتر شده و برای کنترل تغییر مکان جانبی ساختمان نیاز به استفاده از مقاطع بزرگتری باشد. در دو نمونه از مقاطع استفاده شده در دو روش طراحی برای مقایسه آورده شده است. بنابراین استفاده از دیوار برشی به دلیل کنترل تغییر مکان جانبی در ساختمان‌های طراحی شده نسبت به روش حالات حدی بر اساس ویرایش فعلی مبحث دهم مفیدتر است.

در سیستم‌های مرکب در مقابل کاهش مصرف فولاد، نیاز به استفاده از بتن مسلح در دیوارهای برشی طراحی شده می‌باشد. مقدار فولاد کاهش یافته و میزان بتن مصرفی در دیوارهای برشی سیستم‌های مرکب در دو حالت طراحی به روش تنش مجاز و طراحی به روش حدی در جدول آورده شده است. با تحلیل اقتصادی میزان کاهش فولاد و بتن مصرفی در دیوارهای برشی مشخص می‌شود که سیستم‌های مرکب نسبت به قاب خمشی از حیث اقتصادی برتری دارد. بیان این نکته لازم است که با توجه به نوسان قیمت فولاد و بتن از مقایسه هزینه ریالی اجتناب شده است. به طور میانگین استفاده از دیواربرشی موجب کاهش ۲۹/۴٪ مصرف فولاد در ساختمان‌های با شکل‌پذیری ویژه در روش تنش مجاز، ۲۴/۴٪ در ساختمان‌های با شکل‌پذیری مبه وسیله‌ی در روش تنش مجاز، ۳۶/۵٪ در ساختمان‌های با شکل‌پذیری ویژه در روش حالت حدی و ۲۹/۴٪ در ساختمان‌های با شکل‌پذیری مبه وسیله‌ی در روش حالت حدی شده و در مجموع موجب کاهش ۳۰/۴٪ مصرف فولاد در ساختمان‌های طراحی شده است.

۵- نتیجه‌گیری

نتایج به دست آمده از این پژوهش نشان می‌دهد که در

آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی نزدیکتر است؛ بنابراین از این پس میانگین تغییر مکان‌های به دست آمده از دو روش "خطی‌سازی معادل" و "ضرایب اصلاح شده" به‌عنوان نتایج تحلیل بارافزون ملاک عمل قرار می‌گیرند.

۴-۱- بررسی نسبت مصرف (Usage Ratio)

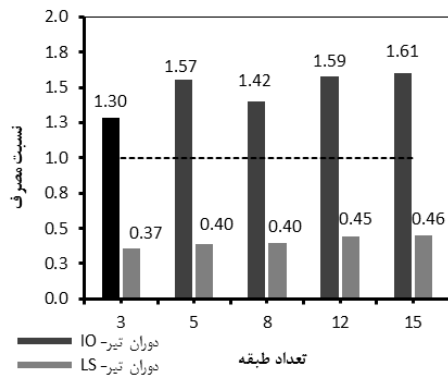
هنگامی که ضریب بار در طول تحلیل تحت بار ثقلی افزایش می‌یابد، یا تغییر مکان جانبی در تحلیل بارافزون اضافه می‌شود و یا هنگامی که زمان در تحلیل دینامیکی افزایش می‌یابد نسبت مصرف درحالت‌های حدی به گونه پیوسته اضافه می‌شود. که این روند را می‌توان با نسبت تقاضا به ظرفیت برابر دانست. در شکل‌های ۱۰ تا ۱۳ نسبت تقاضا به ظرفیت برای المان‌های مختلف نشان داده شده است.

۵- مقایسه میزان فولاد مصرفی

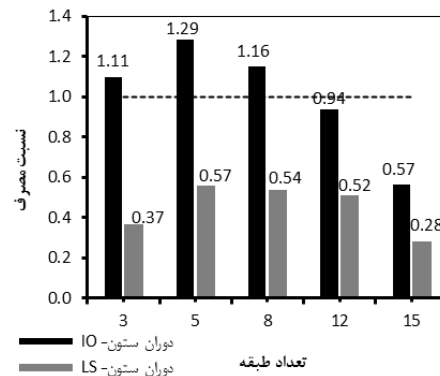
نتایج نهایی مربوط به مقایسه میزان فولاد مصرفی در ساختمان‌های فولادی دارای سیستم قاب خمشی و ساختمان‌های دارای سیستم دوگانه قاب خمشی و دیوار برشی در دو سطح شکل‌پذیری و طراحی شده به دو روش تنش مجاز و حالت حدی در آمده است. از مقایسه نمودارهای این شکل می‌توان دریافت که استفاده از دیوار برشی در ساختمان‌های طراحی شده به روش حالات حدی تاثیر بیشتری در کاهش فولاد مصرفی دارد، که دلیل آن را باید در این جست که الزامات فشردگی در روش حالات حدی براساس ویرایش فعلی مبحث دهم مقررات ملی ساختمان به دلیل کنترل بیشتر پهنا به ضخامت در ستون‌ها با سطح مقطع یکسان، ممان اینرسی کمتری نسبت به روش تنش مجاز براساس ویرایش قبلی مبحث دهم به دست

در سطح ایمنی جانی بوجود می‌آید پیش‌بینی می‌شود، خواهد بود.

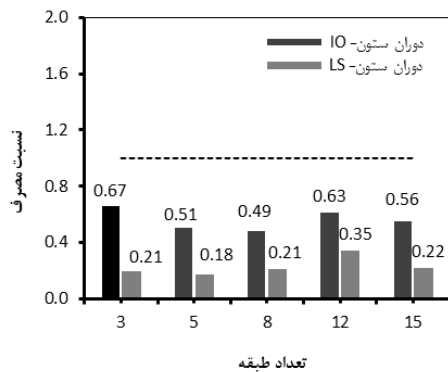
همه‌ی ساختمان‌های مورد مطالعه تحت اثر زمین‌لرزه طرح، سطح عملکرد ایمنی جانی با میزان خسارتی کمتر از آنچه



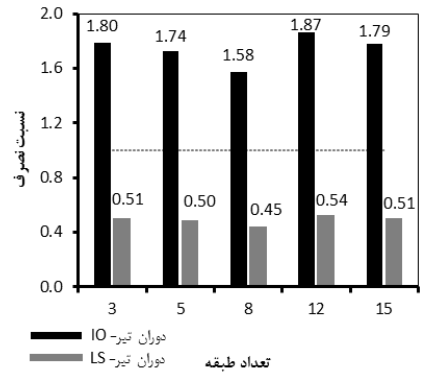
ب- نمودار نسبت مصرف برای تیرها و ستون در دو سطح عملکردی، ساختمان با دیوار برشی



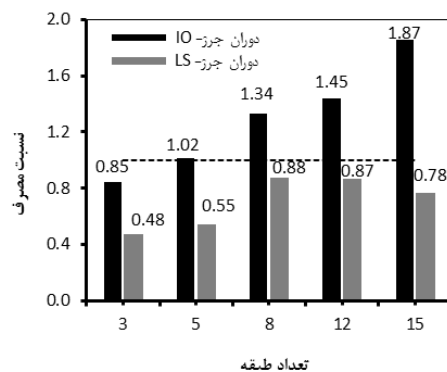
الف- نمودار نسبت مصرف برای ستون‌ها در دو سطح عملکردی، ساختمان با قاب خمشی



د- نمودار نسبت مصرف برای تیرها و ستون‌های ساختمان‌های دارای دیوار برشی در دو سطح عملکردی

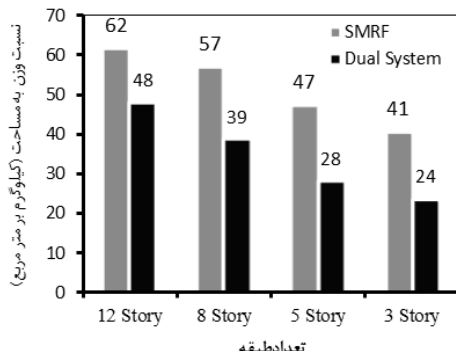


ج- نمودار نسبت مصرف برای تیرهای در دو سطح عملکردی، ساختمان با قاب خمشی

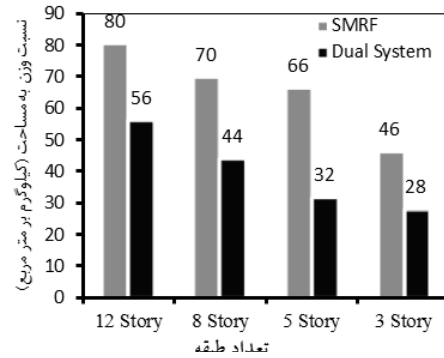


ه- نمودار نسبت مصرف در دو سطح عملکردی، دیوار

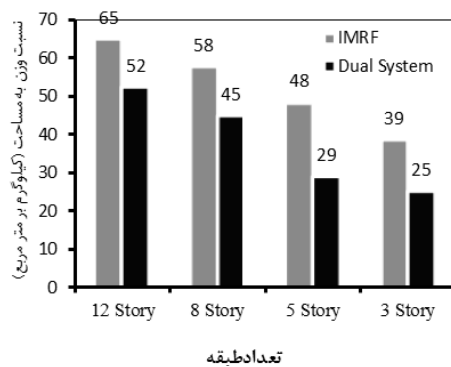
شکل ۱۴: نمودارهای نسبت مصرف برای اعضای مختلف سازه‌ای در سطوح عملکردی



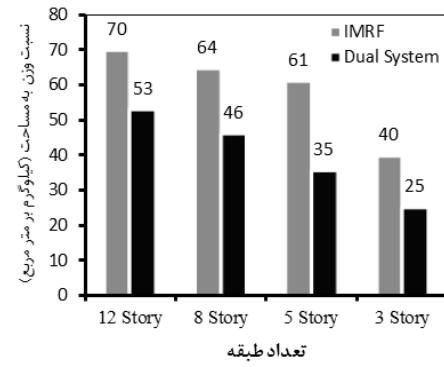
ب- شکل پذیری ویژه در روش تنش مجاز



الف- شکل پذیری ویژه در روش حالت حدی



الف- شکل پذیری متوسط در روش تنش مجاز



ج- شکل پذیری متوسط در روش حالت حدی

شکل ۱۵: مقایسه میزان فولاد مصرفی برای ساختمان های قاب خمشی و سیستم دوگانه

جدول ۵: مقایسه دو نمونه از ویژگی ستون ها با رعایت الزامات فشرده گی

روش طراحی	نام ستون	سطح مقطع ستون (cm ²)	ممان اینرسی ستون (cm ⁴)
تنش مجاز	C۲۰۰x۱۲	۱۰۱/۸	۷۶۴۷
حالات حدی	C۲۵۰x۱۰	۱۰۴	۱۱۷۳۵
تنش مجاز	C۲۵۰x۱۵	۱۵۹	۱۴۴۱۸
حالات حدی	C۳۰۰x۱۲	۱۵۰	۲۴۳۳۳

افزایش ابعاد مقطع کنترل تغییر مکان است. همچنین مفاصل خمیری ابتدا در تیرها و سرانجام در ستون های طبقه پایین تشکیل می شود، که این امر منطبق با هدف آیین نامه های طراحی است. نتایج دیگری که از این تحقیق به دست آمده است عبارتند از:

این نتیجه با هدف پیش بینی شده در استاندارد ۲۸۰۰ به گونه محافظه کارانه یکسان است. لازم به ذکر است چنانچه ساختمان های مورد مطالعه براساس معیارهای مقاومتی طراحی می شدند و کنترل تغییر مکان نسبی انجام نمی شد ابعاد کوچکتری مورد نیاز می بود. بنابراین یکی از دلایل

جدول ۶: مصرف فولاد و بتن در سیستم مرکب نسبت به سیستم قاب خمشی

روش تحلیل	شکل پذیری	تعداد طبقات	فولاد مصرفی (kg/m ^۲)		بتن مصرفی (ton)
			سیستم دوگانه	کاهش فولاد (ton)	
روش مینیمم	IMRF	۱۵	۸۰	۶۸	۸۱۴/۹
	SMRF	۱۲	۶۲	۴۸	۵۷۰/۲
	IMRF	۱۲	۶۵	۵۲	۵۷۰/۲
	SMRF	۸	۵۷	۳۹	۳۵۲/۶
	IMRF	۸	۵۸	۴۵	۳۵۲/۶
	SMRF	۵	۴۷	۲۸	۱۸۷/۲
	IMRF	۵	۴۸	۲۹	۱۸۷/۲
	SMRF	۳	۴۱	۲۴	۸۵/۴
	IMRF	۳	۳۹	۲۵	۸۵/۴
	SMRF	۱۲	۸۰	۵۶	۵۷۰/۲
روش حالت حدی	IMRF	۱۲	۷۰	۵۳	۵۷۰/۲
	SMRF	۸	۷۰	۴۴	۳۵۲/۶
	IMRF	۸	۶۴	۴۷	۳۵۲/۶
	SMRF	۵	۶۶	۳۲	۱۸۷/۲
	IMRF	۵	۶۱	۳۵	۱۸۷/۲
	SMRF	۳	۴۶	۲۸	۸۵/۴
	IMRF	۳	۴۰	۲۵	۸۵/۴
	SMRF	۳	۳۹	۲۴	۸۵/۴
	IMRF	۳	۳۹	۲۵	۸۵/۴
	SMRF	۳	۳۹	۲۵	۸۵/۴

جدول ۷: مقایسه مصرف فولاد و بتن در سیستم‌های مرکب و قاب خمشی

تعداد طبقات	میانگین وزن فولاد مصرفی (ton)		درصد کاهش فولاد	وزن مصالح مصرفی در واحد سطح	
	سیستم قاب خمشی	سیستم مرکب		بتن (kg/m ^۲)	میلگرد (kg/m ^۲)
۳	۲۹	۱۷/۹	۸۳/۳	۱۲۱/۷	۳/۴
۵	۶۵/۲	۳۶/۴	۴۴/۲	۱۶۰	۳/۴
۸	۱۱۶/۴	۸۱/۱	۳۰/۳	۱۸۸/۳	۶/۱
۱۲	۱۹۴/۳	۱۴۶/۹	۲۴/۴	۲۰۳/۱	۵/۲

۱- نتایج به دست آمده از تحلیل بارافزون برای سازه‌های فوق نشان می‌دهد که روش‌های ارائه شده در FEMA-440 (روش‌های خطی سازی معادل و ضرایب اصلاح شده) برای تعیین تغییر مکان هدف بسیار دقیق‌تر از سایر روش‌های موجود است و نتایج آن‌ها با یکدیگر اختلاف چندانی ندارد

۲- نتایج به دست آمده از روش طیف ظرفیت به علت فرضیات این روش در بیشتر موارد دست بالا بوده و برای

و تغییر مکان‌های به دست آمده در مرکز جرم بام حاصل از این روش‌ها به نتایج تحلیل‌های دینامیکی در همان نقطه نزدیک است.

که این مقاطع دست بالا^۱ بوده و باید در آن‌ها یا مفاصل خمیری تشکیل نشود و یا اینکه در مراحل انتهایی بارگذاری این اتفاق بیافتد. لیکن نتایج تحلیل غیرخطی مبین عکس این مطلب است.

۷- همچنین در برخی تیرها با توجه به بازتوزیع نیروها، نیروی کمی در تحلیل خطی لحاظ شده و در نتیجه در طراحی آنها از مقاطع کوچکتری استفاده شده است. لیکن در تحلیل غیرخطی در همان ابتدای بارگذاری جانبی و گاهی تحت بارهای ثقلی در آنها مفاصل خمیری تشکیل می‌شود. ۸- در تیرهای مجاور دیوار برشی با توجه به نیروی برشی زیادی که در آنها ایجاد می‌شود نیاز به مقاطع بزرگتری در مقایسه با سایر تیرهای پلان در آن طبقه است به ویژه این مطلب با افزایش ارتفاع ساختمان با توجه به اینکه رفتار دیوارها به سمت رفتار خمشی میل می‌کند آشکارتر می‌شود. و نکته مورد توجه آن است که با وجود استفاده از مقاطع بزرگتر به منظور پاسخگویی به نیازهای مقاومتی در تحلیل خطی، بازهم در تحلیل غیرخطی اولین مفاصل خمیری در این تیرها تشکیل می‌شود.

۹- کنترل تغییر مکان نسبی در قابهای خمشی همواره در جهت y از اهمیت بیشتری برخوردار بود. دلیل آن در تفاوت طول و عرض ساختمان است ($Lx=18m$ و $Ly=13m$).

۱۰- استفاده از دیوار برشی بتن مسلح به دلیل سختی و مقاومت برشی زیاد، رفتار نرم و عدم کاهندگی در بارهای تناوبی و قابلیت تغییر مقاومت برشی و خمشی در طبقات مختلف به میزان دلخواه مناسب می‌باشد.

۶- مراجع

- [1] Papanikolaon, V., & Elnashai, A. (2005), "Evaluation of Conventional and Adaptive Pushover Analysis Methodology", Journal of Earthquake Engineering , Vol.9 (6), pp.923-941.

سازه‌هایی که سختی قابل توجهی دارند نتایج قابل قبولی ارائه نمی‌دهد. به ویژه این مساله در ساختمان‌های دارای دیواربرشی کاملاً نمایان است.

۳- روش ضرائب تغییر مکان نیز به علت استفاده از یک سری ضرائب از پیش تعیین شده نمی‌تواند تخمین درستی از تغییر مکان هدف در سازه‌های مختلف به دست دهد. البته نسبت به روش طیف ظرفیت از دقت بیشتری برخوردار است.

۴- در سازه‌هایی که تحت بارگذاری جانبی یکنواخت قرار گرفتند، تعداد مفصل‌های بیشتری در پای آن‌ها تشکیل می‌شود و تیرها و ستون‌های طبقه اول در این حالت نسبت به حالت بارگذاری متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی یا توزیع متناسب با مود اول ارتعاش عملکرد ضعیف‌تری دارند. اما در حالت بارگذاری مثلثی تیرهای طبقات بالاتر نسبت به حالت بارگذاری یکنواخت عملکرد ضعیف‌تری دارند. علت این اختلاف هم تفاوت نوع توزیع بار در این دو حالت است که سبب می‌شود نوع توزیع مفصل متفاوت شود.

۵- در ساختمان‌های دارای سیستم قاب خمشی ویژه، به دلیل کنترل تغییر مکان نسبی با وجود ضریب رفتار بزرگتر مقطعی مشابه با ساختمان‌های دارای سیستم قاب خمشی مبه و سیله‌ی به دست می‌آید. به عبارت دیگر وجود ضوابط سختگیرانه کنترل تغییر مکان نسبی موجب می‌شود که از قابلیت ویژه بودن قاب خمشی به درستی استفاده نشود.

۶- نتایج تحلیل غیرخطی نشان می‌دهد که همواره نمی‌توان به نسبت تنش‌های به دست آمده از تحلیل خطی در اعضا اعتماد کرده و آن را ملاک قضاوت مهندسی قرار داد، زیرا گاهی با وجود نسبت تنش‌های پایین در برخی المان‌ها به ویژه تیرها، اولین مفاصل خمیری در آنها تشکیل می‌شود در صورتی که با توجه به نتایج تحلیل خطی به نظر می‌رسد

- [۹] تسنیمی، عباسعلی، (۱۳۸۰)، " رفتار و طرح لرزه ای ساختمان های بتن مسلح "، تهران، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
- [10] American institute of steel construction (AISC), "Seismic provisions for structural steel buildings", Chicago,(IL): AISC; 2005.
- [۱۱] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، "آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله: استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم"، تیر ۱۳۸۴.
- [۱۲] مقررات ملی ساختمان ایران مبحث دهم، طرح و اجرای ساختمان های فولادی (۱۳۸۷). دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان.
- [13] American Society of Civil Engineers, (2000), "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA-356", Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [۱۴] سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، "دستور العمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود"، دفتر امور فنی و تدوین معیارها، معاونت امور فنی و تدوین معیارها و کاهش خطر پذیری ناشی از زلزله، ۱۳۸۵.
- [2] Antoniou, S., &Pinho, R. (2004), "Advances and Limitations of Adaptive and Non-adaptive Force Based Pushover Procedures", Journal of Earthquake Engineering , 8 (5),pp.643-661.
- [3] Nassar A.A. Krawinkler H,. (1991), "Seismic Demand for SDOF and MDOF Systems", Report No.95, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford University.
- [4] Sermon, Oguz, (2005), "Evaluation of Pushover Analysis Procedures for Frame Structures", A Thesis Submitted to the Graduate School of Natural and Applied Silences of Middle East Thecnical University in Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Master of Science in Civil Engineering.
- [5] Chopra, A. K., &Goel, R. K. (2002), "A Modal Pushover Analysis Procedure for Estimating Seismic Demand for Buildings", Earthquake Engineering and Structural Dynamics , 31:561-582.
- [6] Freeman, S. (1978), "Prediction of Response of Concrete Buildings to Sever Earthquake Motion", American Concrete Institute (pp. 589-605). Detroit: Publ.SP-55.
- [7] Fajfar, P. (2000), "A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design", Earhquake Spectra , 16 (3), PP.573-592.
- [8] CEN, (2004), "Eurocode 8, Design of Structures for Earthquake Resistance", Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, Ref. No. EN 1998-1:2004(E).

(Research Note)

The effect of Performance Levels on the Material Quantity of Steel Moment Resisting Dual Systems Utilizing Nonlinear Static and Dynamic Analysis

A.A. Noorbakhsh¹, A.A. Tasnimi^{2*}, A.A. Aghakoochak³

1- MSc Student, Structural Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University

2- Professor in Structural Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University

3- Professor in Structural Engineering, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University

tasnimi@modares.ac.ir

Abstract:

Retrofitting of structures to resist lateral loads induced by earthquake, various lateral load resistance systems may be used. Each of these systems has advantages and disadvantages. Sometimes, to eliminate the disadvantages of one system, the combination with other system may be used. In this research, two sets of three dimensional building systems composed of Steel moment resistant frame system and dual system (consisted of steel moment resisting frame with reinforced concrete shear wall) have been selected for investigation. These three dimensional (3D) building structures which have been considered for the two levels of medium and high ductility with 3,5,8, 12 and 15 stories. All 3D structures were designed (utilizing ETABS software) in accordance to allowable stress design (ASD) method and load and resistance factor design (LRFD) method based on the Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings (standard 2800) and the last and new version of the Iranian national building code for steel structures Part -10. Then performance levels of all structures are evaluated in two hazard level-1 (with the return period of 475 years) and level-2 (with the return period of 2475 years). In order to evaluate performance level of the aforementioned structures, they were modeled three dimensionally using CSI Perform-3D software for both nonlinear static and dynamic analysis. In the case of nonlinear static analysis (pushover analysis) different codes methods such as: "Displacement Coefficients Method (DCM)" in accordance to the FEMA-356, "Capacity Spectrum Method (CSM)" as per ATC-40, "Equivalent Linearization Method (ELM)" and "Modified Coefficient Method (MCM)" given by FEMA-440 have been implemented. The results obtained from the nonlinear static analysis exhibit that the performance level corresponded to the life safety cause less damage compared to the damage due to expected life safety performance. This result is in good agreement with the aim of Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings (standard 2800).

For nonlinear time history dynamic analysis (NTHY) out of thirteen coupled ground motion accelerations from the strong motion data base of PEER, seven accelerations with minimum of 20 km from the source and magnitude range of 5.9 to 7.3 were selected. The soil type II was considered having shear wave limit between 375 to 750 m/sec. The result and the accuracy of pushover analysis has been compared with the nonlinear time history analysis. This indicates that the results obtained by ELM and the MCM methods given by FEMA-440, are closer to the results of NTHA. The CSM results are not as accurate as methods given by FEMA-440 specifically for the structures having reinforced concrete shear walls provide upper bound results. Finally, this research evaluates and compares these two set of designed buildings with respect to material consumption. The relevant results of medium and high ductility levels obtained for both ASD and LRFD method, indicate that the steel used for steel moment resisting frames are more compare to that of dual systems. This is due to the presence of RC shear wall that causes the reduction in columns stiffness and controls the lateral drift of the buildings.

Keywords: Dual systems, Concrete Shear Wall, Nonlinear Static Analysis, Performance Level