

تأثیر ضابطه آیین‌نامه‌ای تأمین مقاومت جانبی قاب خمشی بر رفتار غیرخطی سیستم‌های دوگانه بتن مسلح

سامان باقری (نویسنده مسؤول)، استادیار دانشکده فنی و مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز،

E-mail: s_bagheri@tabrizu.ac.ir

مسعود فرزام، استادیار دانشکده فنی و مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز

مهديه مداحی، دانش‌آموخته کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشگاه تبریز، تبریز

چکیده: مطابق اکثر آیین‌نامه‌ها از جمله استاندارد 2800، در سیستم دوگانه، قاب‌های خمشی باید به‌طور مستقل قادر به تحمل حداقل 25 درصد نیروی جانبی وارد بر ساختمان باشند. در مسائل حرفه‌ای، برای اعمال این بند از آیین‌نامه روش‌های مختلفی وجود دارد که در این مقاله به بررسی این روش‌ها و تأثیر آن‌ها بر روی مقاومت سازه و نحوه توزیع نیروی برشی بین قاب و دیوار برشی پرداخته می‌شود. در این روش‌ها، به‌منظور حذف توانایی باربری جانبی دیوار برشی، دیوار برشی حذف می‌شود و یا بدون حذف دیوار برشی، پارامترهای سختی دیوار برشی اصلاح می‌شود. برای بررسی تأثیر این بند آیین‌نامه، مدل‌های سازه‌ای با تعداد طبقات مختلف با و بدون در نظر گرفتن بند مذکور مدل‌سازی شدند. نتایج حاصل از تحلیل‌های بار افزون و تاریخیچه زمانی نشان می‌دهد، در نوعی از روش حذف توانایی باربری جانبی دیوار برشی با اعمال تغییراتی در سختی دیوار برشی و المان‌های مرزی آن، که در این پژوهش با عنوان (c) توصیف شده، تغییرات قابل ملاحظه‌ای در نتایج ایجاد می‌شود. در این روش تعداد المان‌هایی که وارد حوزه غیرخطی شده‌اند، کاهش یافته و مقاومت جانبی سازه افزایش یافته است. در کلیه روش‌ها سهم دیوار نسبت به قاب در طبقات فوقانی کمتر شده است. در تمامی مدل‌هایی که قاب خمشی توانایی تحمل حداقل 25 درصد نیروی جانبی را دارد، در تراز پایه سهم باربری جانبی قاب خمشی در سیستم دوگانه در تحلیل‌های خطی بین 1/7 الی 7/2 درصد و در تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی بین 1/9% الی 7/3% است.

کلیدواژه‌ها: سیستم دوگانه، مقاومت جانبی، دیوار برشی، قاب خمشی بتنی، زلزله

1 - مقدمه

جانبی لازم توسط دیوارهای برشی فراهم شده و قاب‌ها فقط برای بارهای ثقلی طراحی می‌شدند. بعدها محققین دریافتند که در یک سیستم قاب-دیوار برشی علاوه بر دیوار برشی قاب نیز در تأمین بخشی از صلبیت جانبی سیستم مؤثر است و نیروها بین اعضای قاب و دیوار برشی توزیع می‌شود [1]. روش‌های مختلفی برای تجزیه و تحلیل سازه‌های قاب-دیوار برشی توسط محققین ارائه شده است. هر کدام از این روش‌ها بر اساس فرضیات و مدل‌سازی‌های مختلفی که

سازه‌ای که مقاومت آن در برابر بارهای افقی توسط ترکیبی از دیوارهای برشی و قاب‌های خمشی تأمین شود، سازه قاب-دیوار نامیده می‌شود. در گذشته اعتقاد بر این بود در قاب‌های صلب و نیمه‌صلب، انعطاف‌پذیری تیرها و ستون‌ها باعث تغییر شکل مود برشی سازه می‌شود و به همین علت قاب‌ها در تحمل جابه‌جایی جانبی چندان کارآمد نیستند. همچنین در طراحی سیستم قاب-دیوار، صلبیت

روی سازه‌ها انجام گرفته است، به وجود آمده‌اند.

کاردان [2] از روش معادله دیفرانسیلی برای تجزیه و تحلیل سیستم قاب- دیوار استفاده کرد. در این روش برای ساده‌سازی سیستم قاب- دیوار، قاب و دیوار به صورت مجزا مدل‌سازی شده و فرض می‌شود نیروهای جانبی در کل ارتفاع به صورت مجزا توزیع و در طرف دیگر دیوار برشی، عکس‌العمل قاب‌هایی که به دیوار برشی متصل شده‌اند، وجود دارد. تعادل بین این نیروهای خارجی و داخلی باعث به وجود آمدن معادلات دیفرانسیلی مرتبه دوم می‌شود. با حل این معادلات نیروی برشی توزیع شده بین قاب و دیوار به دست می‌آید.

خان و اسبارونیس [3] از روش تکرار شونده برای تحلیل سازه قاب- دیوار استفاده کردند. در این روش تجزیه و تحلیل در دو مرحله انجام می‌شود. ابتدا بر اساس نیروی جانبی اعمال شده به قاب خمشی، تغییر مکان و دوران المان‌های قاب به دست می‌آید. بر اساس این تغییر مکان‌ها و دوران‌ها، لنگر گیردار انتهایی المان‌های قاب محاسبه شده و با توجه به این لنگرها، دوران و نیروهای قاب در محل اتصال به دیوار برشی به دست می‌آید. سپس بر اساس این دوران و نیروها، دوران و نیروهای دیوار برشی به دست آمده و تغییر مکان دیوار محاسبه می‌شود. در این روش برای به دست آوردن نیروی برشی توزیع شده بین قاب و دیوار، تجزیه و تحلیل تا جایی که تغییر مکان قاب و دیوار همگرا شوند، ادامه می‌یابد.

مکلوتید [4] به بررسی نیروی برش بین قاب و دیوار برشی در سیستم قاب- دیوار پرداخته است. او در این پژوهش فرض کرد قاب، برش ثابتی را دریافت می‌کند. او همچنین قاب خمشی را با فنری با سختی معادل، مدل‌سازی کرد و با در نظر گرفتن تغییر مکان یکسان برای قاب و دیوار برشی روابط نیروی برشی توزیع شده بین قاب و دیوار برشی را به دست آورد. نولت و اسمیت [5] با در نظر گرفتن سازه قاب- دیوار و با افزایش صلیب برشی سیستم قاب با استفاده از توپر کردن یک یا چند دهانه از قاب در یک طبقه به وسیله پانل‌های بتنی به بررسی نیروی برشی توزیع شده بین قاب و دیوار پرداختند.

لی و همکاران [6] نیز سازه قاب- دیوار با مهار بازویی را

مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها این سازه را به عنوان یک پایه خمشی- برشی با فنرهای چرخشی در نظر گرفتند و از روش محیط پیوسته و روش المان محدود برای تجزیه و تحلیل سازه استفاده کردند. آن‌ها با در نظر گرفتن تغییر شکل برشی دیوارها و تغییر شکل خمشی قاب‌ها به بررسی سیستم قاب- دیوار پرداختند و بر این اساس روابط نیروی برشی توزیع شده بین قاب و دیوار را به دست آوردند. بوزدوقان [7] برای تجزیه و تحلیل استاتیکی و دینامیکی سازه‌های قاب- دیوار یک روش تخمینی که مبتنی بر روش پیوسته می‌باشد، ارائه کرده است. در این روش سازه به صورت یک تیر فشرده شده معادل که شامل همه تغییر شکل‌ها می‌باشد، ساده‌سازی و تأثیر تغییر شکل برشی دیوارها در نظر گرفته شده است. او در این پژوهش نیروهای برشی توزیع شده در قاب و دیوار برشی را به دست آورده است.

از آنجایی که نحوه توزیع نیروی برشی بین قاب و دیوار برشی در سیستم دوگانه از جمله مسائل مهم مهندسی زلزله است، در آیین‌نامه‌های مختلف از جمله ASCE7 [8] و استاندارد 2800 [9] مورد اشاره قرار گرفته است. برای اینکه چنین سیستمی دوگانه تلقی شود، مطابق اکثر آیین‌نامه‌ها باید قاب‌های خمشی به طور مستقل قادر به تحمل حداقل 25 درصد نیروی جانبی وارد بر ساختمان باشند.

در این مقاله به بررسی تأثیر کنترل توانایی باربری جانبی قاب خمشی در سیستم دوگانه پرداخته می‌شود. با توجه به اینکه در کارهای حرفه‌ای، روش‌های مختلفی برای کنترل توانایی باربری جانبی قاب خمشی مرسوم است، مدل‌سازی‌های مربوطه انجام گرفته و نتایج حاصل از این روش‌ها با حالت عدم کنترل توانایی باربری جانبی قاب خمشی مقایسه می‌شود. همچنین توزیع نیروی جانبی بین قاب و دیوار در حوزه رفتار خطی و غیرخطی با هم مقایسه می‌شود.

2 - فرضیات مدل‌سازی و تحلیل

مدل‌های سازه‌ای مورد استفاده در این مقاله، سیستم دوگانه (قاب خمشی به همراه دیوار برشی) با شکل‌پذیری

3 - انواع روش‌ها برای کنترل 25 درصد باربری جانبی قاب

مطابق بند (1-9-4) استاندارد 2800 سیستم دوگانه باید دارای شرایط زیر باشد:

الف) قاب‌های ساختمانی نقش تحمل بارهای قائم را بر عهده دارند.

ب) مجموعه‌ای از دیوارهای برشی یا قاب‌های مهاربندی شده همراه با مجموعه‌ای از قاب‌های خمشی نقش مقاومت در برابر بارهای جانبی را بر عهده دارند. سهم برش‌گیری هر یک از دو مجموعه بر اساس سختی جانبی و اندرکنش آن دو در کل طبقات مشخص می‌گردد.

پ) قاب‌های خمشی به‌طور مستقل قادر به تحمل حداقل 25 درصد نیروی جانبی وارد بر ساختمان هستند. تبصره 3: چنانچه سیستمی الزام ردیف (پ) را برآورده نکند، سیستم دوگانه به شمار نیامده و جزو سیستم قاب ساختمانی ساده محسوب می‌گردد.

با توجه به الزامات فوق‌الذکر، ابتدا سیستم دوگانه برای کل نیروی زلزله طراحی می‌شود و سپس برای اعمال بند (1-9-4-پ) سازه را می‌توان به روش‌های مختلف کنترل و در صورت لزوم تصحیح کرد. برخی از این روش‌ها که توسط مهندسیین به کار می‌رود به‌صورت زیر است:

1) حذف دیوارهای برشی و اعمال 25 درصد نیروی زلزله به قاب خمشی.

2) حذف توانایی باربری جانبی و ثقلی دیوار برشی از طریق حذف تنش‌های غشایی (در نرم‌افزار متداول ETABS2000 با اختصاص مقادیر صفر به پارامترهای membrane f11, membrane f22 و membrane f12 در

متوسط و به‌صورت پنج، ده و پانزده طبقه هستند. پلان سازه‌ها در هر دو جهت متعامد اصلی متقارن در نظر گرفته شده تا بتوان آن‌ها را به‌صورت دو بعدی مدل‌سازی کرد. هرکدام از قاب‌ها دارای سه دهانه بوده که دهانه میانی توسط دیوار برشی مهاربندی شده و دارای طول 4 متر است. دهانه‌های کناری نیز دارای طول 6 متر و عرض بارگیر 5 متر می‌باشد. ارتفاع طبقات 3 متر و تکیه‌گاه‌ها به‌صورت گیردار فرض شده‌اند.

بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [10]، بار ثقلی مرده و زنده در طبقات به ترتیب 600 کیلوگرم بر مترمربع و 200 کیلوگرم بر مترمربع و در طبقه بام 600 کیلوگرم بر مترمربع و 150 کیلوگرم بر مترمربع منظور شده است. بار معادل تیغه‌بندی‌ها نیز 100 کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده که به بار مرده طبقات افزوده می‌شود. برای بارگذاری لرزه‌ای، منطقه با خطر نسبی زیاد و خاک ساختگاه از نوع II در نظر گرفته شده است. کاربری سازه مسکونی و با ضریب اهمیت 1 فرض گردیده است. سیستم سازه‌ای از نوع قاب خمشی بتنی متوسط به همراه دیوارهای برشی بتنی متوسط می‌باشد. مقاومت فشاری بتن مورد استفاده 210 کیلوگرم بر سانتی‌مترمربع فرض شده است.

بعد از طراحی سازه‌ها مطابق فرضیات بالا، برای انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی از شش شتاب‌نگاشت انتخابی استفاده شده است. مشخصات زلزله‌های مربوطه در جدول (1) آورده شده است. این شش شتاب‌نگاشت دارای حداکثر شتاب‌های زمین متفاوت بوده، ولی همگی بر روی زمین نوع II ثبت شده‌اند.

جدول (1): مشخصات زلزله‌های به‌کاررفته در تحلیل تاریخچه زمانی.

ایستگاه	شرایط ساختگاه	M_w	PGA (g)	زلزله
24087 Arleta- Nordhoff Fire Sta	USGS (B)	6/7	0/308	نورث‌ریچ
1438 Temblor pre-1969	USGS (B)	6/1	0/357	پارک‌فیلد
TCU084	USGS (B)	7/6	0/417	چی - چی
24400 LA - Obregon Park	USGS (B)	6/0	0/450	وایتر ناروس
5070 North Palm Springs	USGS (B)	6/0	0/594	ن. پالم اسپرینگز
57007 Corralitos	USGS (B)	6/9	0/644	لوماپریتا

آیین‌نامه، قاب توانایی تحمل 25 درصد نیروی جانبی را به‌دست آورد.

سازه مربوط به حالت چهارم نیز توسط نرم‌افزار ETABS2000 تحلیل و طراحی شده و تحت عنوان (c) وارد نرم‌افزار PERFORM-3D گردید. در حالت (c) برای اینکه قاب بتواند 25 درصد نیروی زلزله را تحمل کند، افزایش درصد میلگردگذاری ستون‌ها در محدوده مجاز آیین‌نامه نبوده و لازم بود ابعاد تیرها و ستون‌ها نیز افزایش یابند.

در این پژوهش علاوه بر این حالت‌ها، مدلی نیز در نظر گرفته شد که الزامات کنترل 25 درصد باربری جانبی قاب در آن اعمال نشده است و سیستم دوگانه در حالت مرکب برای کل نیروی زلزله طراحی شده است. این سازه نیز توسط نرم‌افزار ETABS2000 تحلیل و طراحی شده و برای انجام تحلیل‌های غیرخطی با نام (a) وارد نرم‌افزار PERFORM-3D گردید.

4 - مشخصات اعضای به‌کاررفته در مدل‌های موردبررسی

در جداول (2) تا (7) مقاطع طراحی‌شده برای سازه‌های پنج، ده و پانزده طبقه در حالت (a) و (c) آورده شده است. در حالت (b) برای اینکه قاب خمشی قادر به تحمل 25 درصد نیروی جانبی باشد فقط میلگردگذاری ستون‌ها در محدوده مجاز آیین‌نامه نسبت به حالت (a) افزایش یافته است و نیازی به افزایش ابعاد تیرها و ستون‌ها وجود نداشت؛ ولی در حالت (c)، برای اعمال بند آیین‌نامه چون افزایش میلگردگذاری ستون‌ها جوابگو نبوده، ابعاد تیرها و ستون‌ها نیز نسبت به حالت (a) افزایش یافته‌اند.

بخش اصلاح سختی دیوار برشی انجام می‌پذیرد) و اعمال 25 درصد نیروی زلزله به سیستم.

(3) حذف توانایی باربری جانبی دیوار برشی از طریق حذف تنش‌های غشایی و در نظر گرفتن توانایی باربری ثقلی دیوار برشی (در نرم‌افزار متداول ETABS2000 با اختصاص مقادیر صفر به پارامترهای membrane f11 و membrane f12 و اختصاص مقدار 1 به پارامتر membrane f22 در بخش اصلاح سختی دیوار برشی انجام می‌پذیرد) و اعمال 25 درصد نیروی زلزله به سیستم.

(4) روش چهارم مانند روش سوم شامل حذف توانایی باربری جانبی دیوار برشی از طریق حذف تنش‌های غشایی و در نظر گرفتن توانایی باربری ثقلی دیوار برشی است؛ با این تفاوت که در این حالت ستون‌های کناری دیوار برشی که به‌عنوان المان‌های مرزی برای دیوار برشی در نظر گرفته شده‌اند، به‌صورت المان‌های shell در نرم‌افزار ETABS2000 مدل شده و مانند دیوار برشی، پارامترهای سختی آن‌ها اصلاح و درنهایت، 25 درصد نیروی زلزله به سیستم اعمال می‌شود.

بعد از مدل‌سازی این چهار حالت در نرم‌افزار ETABS2000 و تحلیل و طراحی سازه‌ها، مشخص شد نتیجه سه حالت اول، ابعاد و مشخصات سازه‌های یکسان است؛ بنابراین از سه حالت اول فقط یک سازه از نرم‌افزار ETABS2000 به‌دست آمد که برای انجام تحلیل‌های غیرخطی با نام (b) وارد نرم‌افزار PERFORM-3D گردید. در سازه (b) برای اینکه قاب بتواند 25 درصد نیروی زلزله را تحمل کند، لازم بود ستون‌ها در برخی طبقات تقویت شوند که با افزایش درصد میلگردگذاری ستون‌ها در محدوده مجاز

جدول (2): اعضای به‌کاررفته در سازه پنج طبقه در حالت (a).

دیوار برشی	ستون‌های میانی	ستون‌های کناری	تیرهای کناری	طبقه
Wall15 (24Φ10)	C35×35 (8Φ14)	C35×35 (4Φ20 و 4Φ22)	B35×30	پنجم
Wall15 (24Φ10)	C35×35 (8Φ16)	C35×35 (4Φ20 و 4Φ22)	B35×30	چهارم
Wall15 (24Φ10)	C35×35 (8Φ18)	C35×35 (4Φ20 و 4Φ22)	B35×30	سوم
Wall15 (24Φ10)	C40×40 (12Φ18)	C40×40 (8Φ16 و 4Φ14)	B40×35	دوم
Wall15 (24Φ10)	C40×40 (8 Φ20 و 4Φ22)	C40×40 (8Φ16 و 4Φ14)	B40×35	اول

جدول (3): اعضای به‌کاررفته در سازه ده طبقه در حالت (a).

دیوار برشی	ستون‌های میانی	ستون‌های کناری	تیرهای کناری	طبقه
Wall15 (24Φ10)	C35×35 (8Φ16)	C35×35 (12Φ20)	B35×30	دهم
Wall15 (24Φ10)	C35×35 (8Φ16)	C40×40 (12Φ16)	B35×30	نهم
Wall15 (24Φ10)	C40×40 (12Φ16)	C40×40 (12Φ18)	B40×35	هشتم
Wall15 (24Φ10)	C40×40 (12Φ18)	C40×40 (12Φ18)	B40×35	هفتم
Wall20 (24Φ10)	C45×45 (12Φ16 و 4Φ18)	C45×45 (16Φ16)	B45×40	ششم
Wall20 (24Φ10)	C45×45 (16Φ18)	C45×45 (16Φ16)	B45×40	پنجم
Wall25 (24Φ12)	C50×50 (16Φ20)	C50×50 (16Φ16)	B50×45	چهارم
Wall25 (24Φ12)	C55×55 (20Φ18)	C50×50 (16Φ16)	B50×45	سوم
Wall25 (24Φ12)	C60×60 (12Φ22 و 8Φ25)	C55×55 (16Φ16)	B55×50	دوم
Wall25 (24Φ12)	C65×65 (20Φ25)	C55×55 (16Φ16)	B55×50	اول

جدول (4): اعضای به‌کاررفته در سازه پانزده طبقه در حالت (a).

دیوار برشی	ستون‌های میانی	ستون‌های کناری	تیرهای کناری	طبقه
Wall15 (24Φ10)	C40×40 (12Φ14)	C40×40 (12Φ18)	B35×30	پانزدهم
Wall15 (24Φ10)	C40×40 (12Φ14)	C40×40 (12Φ18)	B35×30	چهاردهم
Wall15 (24Φ10)	C40×40 (12Φ16)	C40×40 (12Φ18)	B40×35	سیزدهم
Wall15 (24Φ10)	C40×40 (12Φ18)	C40×40 (12Φ18)	B40×35	دوازدهم
Wall15 (24Φ10)	C45×45 (8Φ20 و 4Φ18)	C45×45 (8Φ20 و 4Φ18)	B45×40	یازدهم
Wall20 (24Φ12)	C45×45 (8Φ20 و 4Φ18)	C50×50 (16Φ18)	B50×45	دهم
Wall20 (24Φ12)	C50×50 (16Φ20)	C50×50 (16Φ18)	B50×45	نهم
Wall25 (24Φ12)	C50×50 (16Φ20)	C55×55 (16Φ20)	B55×50	هشتم
Wall25 (24Φ12)	C55×55 (16Φ20)	C55×55 (16Φ20)	B55×50	هفتم
Wall30 (24Φ12)	C60×60 (16Φ22)	C60×60 (16Φ22)	B60×55	ششم
Wall30 (24Φ12)	C60×60 (20Φ20)	C60×60 (16Φ22)	B60×55	پنجم
Wall30 (24Φ12)	C60×60 (16Φ25 و 4Φ22)	C65×65 (20Φ22)	B65×60	چهارم
Wall30 (24Φ12)	C65×65 (20Φ25)	C65×65 (20Φ22)	B65×60	سوم
Wall30 (24Φ12)	C70×70 (20Φ25 و 4Φ22)	C70×70 (20Φ22)	B70×65	دوم
Wall30 (24Φ12)	C75×75 (16Φ25 و 8Φ28)	C70×70 (20Φ22)	B70×65	اول

جدول (5): اعضای به‌کاررفته در سازه پنج طبقه در حالت (c).

دیوار برشی	ستون‌های میانی	ستون‌های کناری	تیرهای کناری	طبقه
Wall15 (24Φ10)	C45×35 (4Φ25 و 4Φ20)	C40×40 (12Φ22)	B40×35	پنجم
Wall15 (24Φ10)	C45×35 (4Φ25 و 4Φ20)	C40×40 (12Φ22)	B40×35	چهارم
Wall15 (24Φ10)	C45×35 (4Φ25 و 4Φ22)	C45×45 (8Φ22 و 4Φ25)	B45×40	سوم
Wall15 (24Φ10)	C45×40 (12Φ18)	C50×50 (16Φ22)	B50×45	دوم
Wall15 (24Φ10)	C45×40 (8Φ20 و 4Φ22)	C50×50 (12Φ25 و 4Φ22)	B50×45	اول

جدول (6): اعضای به کاررفته در سازه ده طبقه در حالت (c).

دیوار برشی	ستون‌های میانی	ستون‌های کناری	تیرهای کناری	طبقه
Wall15 (24Φ10)	C65×35 (6Φ20 و 4Φ18)	C40×40 (8Φ25 و 4Φ16)	B40×35	دهم
Wall15 (24Φ10)	C65×35 (6Φ20 و 4Φ18)	C40×40 (8Φ25 و 4Φ16)	B40×35	نهم
Wall15 (24Φ10)	C65×40 (8Φ16 و 4Φ18)	C45×45 (12Φ25)	B45×40	هشتم
Wall15 (24Φ10)	C65×40 (12Φ18)	C45×45 (12Φ25)	B45×40	هفتم
Wall20 (24Φ10)	C65×45 (12Φ16 و 4Φ18)	C50×50 (20Φ22)	B50×45	ششم
Wall20 (24Φ10)	C65×45 (16Φ18)	C50×50 (20Φ22)	B50×45	پنجم
Wall25 (24Φ12)	C65×50 (16Φ20)	C55×55 (12Φ25 و 8Φ22)	B55×50	چهارم
Wall25 (24Φ12)	C65×55 (12Φ20 و 8Φ22)	C55×55 (12Φ25 و 8Φ22)	B55×50	سوم
Wall25 (24Φ12)	C65×65 (16Φ25 و 4Φ20)	C60×60 (20Φ25 و 4Φ16)	B60×55	دوم
Wall25 (24Φ12)	C65×80 (22Φ28 و 4Φ25)	C60×60 (20Φ25 و 4Φ16)	B60×55	اول

جدول (7): اعضای به کاررفته در سازه پانزده طبقه در حالت (c).

دیوار برشی	ستون‌های میانی	ستون‌های کناری	تیرهای کناری	طبقه
Wall15 (24Φ10)	C85×40 (14Φ18)	C40×40 (12Φ20 و 4Φ18)	B40×35	پانزدهم
Wall15 (24Φ10)	C85×40 (14Φ18)	C45×45 (12Φ20)	B40×35	چهاردهم
Wall15 (24Φ10)	C85×40 (14Φ18)	C45×45 (12Φ25)	B45×40	سیزدهم
Wall15 (24Φ10)	C85×40 (14Φ18)	C45×45 (12Φ25)	B45×40	دوازدهم
Wall15 (24Φ10)	C85×45 (10Φ20 و 4Φ18)	C50×50 (16Φ20)	B50×45	یازدهم
Wall20 (24Φ12)	C85×45 (10Φ20 و 4Φ18)	C55×55 (16Φ22)	B50×45	دهم
Wall20 (24Φ12)	C85×50 (16Φ20)	C55×55 (16Φ25)	B50×45	نهم
Wall25 (24Φ12)	C85×50 (16Φ20)	C55×55 (16Φ25 و 4Φ18)	B55×50	هشتم
Wall25 (24Φ12)	C85×55 (16Φ20)	C60×60 (20Φ25 و 4Φ16)	B60×55	هفتم
Wall30 (24Φ12)	C85×60 (16Φ22)	C60×60 (20Φ25 و 4Φ16)	B60×55	ششم
Wall30 (24Φ12)	C85×60 (20Φ20)	C60×60 (20Φ25 و 4Φ16)	B60×55	پنجم
Wall30 (24Φ12)	C85×60 (16Φ25 و 4Φ22)	C65×65 (20Φ22)	B65×60	چهارم
Wall30 (24Φ12)	C85×65 (24Φ25 و 4Φ18)	C65×65 (20Φ25)	B65×60	سوم
Wall30 (24Φ12)	C85×75 (28Φ28)	C70×70 (20Φ28)	B70×65	دوم
Wall30 (24Φ12)	C85×90 (34Φ28)	C70×70 (20Φ28)	B70×65	اول

دو خطی لنگر - انحناء با افت مقاومت استفاده شده است.

5-1 - مدل غیر ارتجاعی تیرها و ستون‌ها

با توجه به اینکه تیرها دارای اتصالات خمشی بوده و تأثیر بارگذاری جانبی در رفتار آن‌ها بیش از بارگذاری ثقلی است مفاصل پلاستیک به دو انتهای تیرها اختصاص داده می‌شود. در ستون‌ها نیز مفاصل پلاستیک به دو انتهای ستون‌ها نسبت داده می‌شود. بنابراین استفاده از مدل دوران قطری برای مدل کردن المان‌های غیر ارتجاعی، مناسب می‌باشد. مدل دوران قطری در نرم‌افزار PERFORM-3D

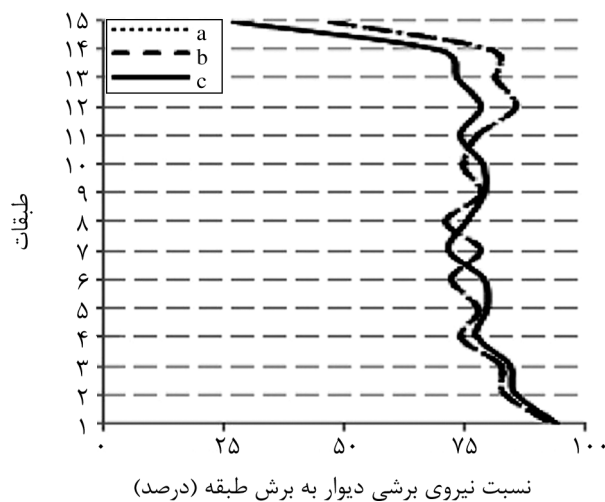
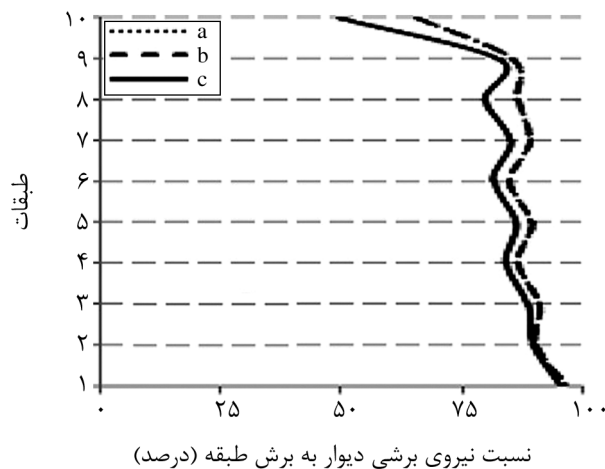
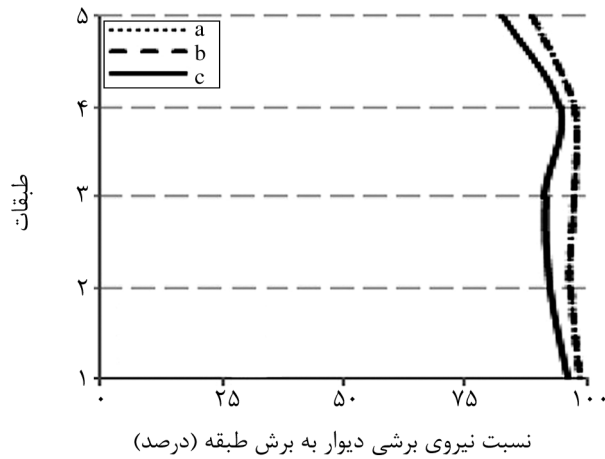
در تمامی سازه‌ها تیرهای میانی در نرم‌افزار ایجاد شده‌اند، ولی به دلیل قرار گرفتن در درون دیوار برشی مقطعی به آن‌ها اختصاص داده نشده و از گزینه Null در نرم‌افزار برای آن‌ها استفاده شده است.

5 - مدل سازی غیر خطی قاب و دیوار

در مقاله حاضر، بعد از طراحی قاب‌ها توسط نرم‌افزار ETABS2000، برای انجام تحلیل‌های غیرخطی از نرم‌افزار PERFORM-3D استفاده شده که برای تیرها از رابطه سه خطی لنگر - انحناء با افت مقاومت و برای ستون‌ها از رابطه

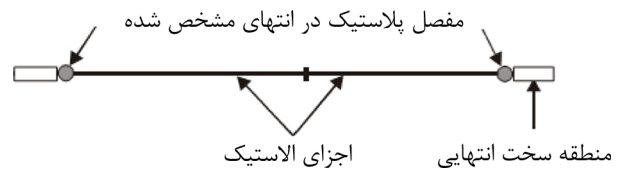
6 - نتایج تحلیل استاتیکی خطی

سه‌م دیوار برشی در تحمل بار جانبی برحسب درصد برای سازه‌های پنج، ده و پانزده طبقه در هر سه حالت (a)، (b) و (c) در هر یک از طبقات در شکل (2) نشان داده شده است.



شکل (2): سهم دیوار برشی از نیروی جانبی در تحلیل استاتیکی خطی در مدل‌های مختلف.

به صورت شکل (1) است [11].



شکل (1): اجزای مدل دوران قطری برای مدل کردن المان‌های غیر ارتجاعی در نرم‌افزار PERFORM-3D [11].

نکته قابل توجه در تعریف المان‌های غیر ارتجاعی، طول ناحیه پلاستیک است. برای یک ستون طره‌ای بتن مسلح، پاولی و پریستلی [12] طول ناحیه خمیری را به صورت رابطه (1) پیشنهاد داده‌اند:

$$L_p = 0.08L + 0.022 d_b f_y \quad (1)$$

که L_p طول ناحیه خمیری، L طول طره، d_b قطر آرماتور طولی و f_y تنش تسلیم فولاد است. برای تیر و ستون با اندازه‌های عادی این معادله در حدود رابطه (2) می‌باشد:

$$L_p = 0.5D \quad (2)$$

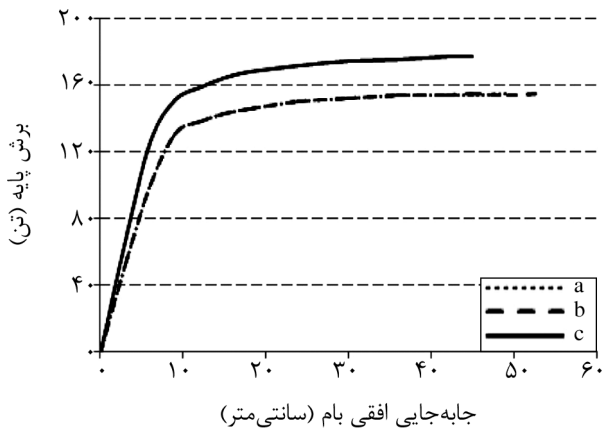
که در آن D عمق عضو است.

5-2- مدل غیر ارتجاعی دیوارهای برشی

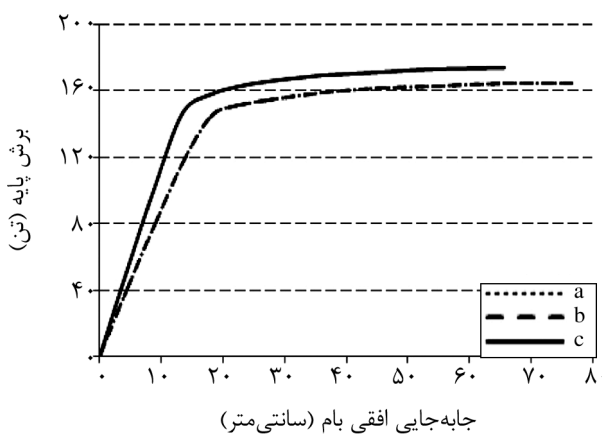
برای هر مؤلفه مرکب دیوار برشی، خصوصیات برشی و خمشی جداگانه به دیوار اختصاص داده می‌شوند که هر کدام می‌توانند خطی یا غیرخطی باشند. همچنین مصالح بتنی و فولادی و رفتار آن‌ها جداگانه باید برای برنامه تعریف شود. مطلب قابل توجه، طول ناحیه پلاستیک در انتهای دیوار است. پاولی و پریستلی [12] طول ناحیه پلاستیک را به صورت رابطه (3) پیشنهاد کرده‌اند:

$$L_p = 0.2D_w + 0.044h_e \quad (3)$$

در رابطه بالا L_p طول ناحیه پلاستیک، D_w عمق مقطع عرضی دیوار و h_e برابر ارتفاع مؤثر دیوار که به صورت ارتفاع دیوار طره‌ای تعریف می‌شود، هستند. FEMA356 [13] نیز برای سادگی، طول ناحیه پلاستیک را معادل با کوچک‌ترین مقدار از بین الف) نصف عمق مقطع عرضی و ب) ارتفاع طبقه، در نظر می‌گیرد.



شکل (4): منحنی ظرفیت سازه ده طبقه.



شکل (5): منحنی ظرفیت سازه پانزده طبقه.

7-2 - بررسی تشکیل مفاصل و نواحی پلاستیک

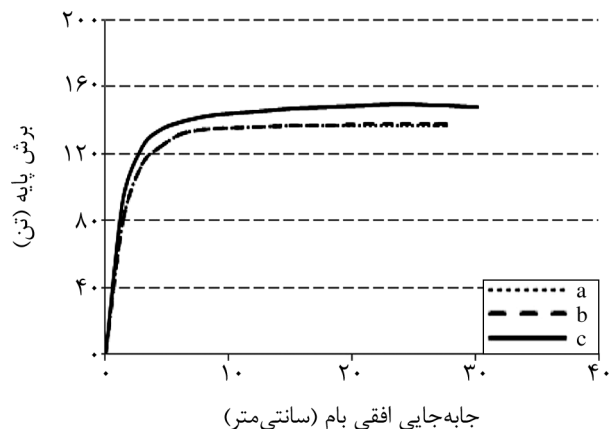
مفاصل و نواحی پلاستیک، محل بروز خرابی احتمالی در حین زلزله بوده و ممکن است باعث گسترش روند خرابی در سازه شوند. از این رو سازه‌های پنج، ده و پانزده طبقه در هر سه حالت (a)، (b) و (c) از نظر تشکیل مفاصل و نواحی پلاستیک مورد بررسی قرار گرفتند. قابل ذکر است که مفاصل پلاستیک در مورد اعضای میله‌ای شکل یعنی تیرها و ستون‌ها و نواحی پلاستیک در مورد اعضای صفحه‌ای یعنی دیوارهای برشی مصداق دارند. با بررسی روند تشکیل مفاصل و نواحی پلاستیک در حالت (b) نسبت به حالت (a) مشخص شد، اعمال ضابطه مورد بحث آیین‌نامه به صورت حالت (b) تغییری در روند تشکیل مفاصل و نواحی پلاستیک ایجاد نمی‌کند؛ در صورتی که در حالت (c) نسبت به حالت (a) المان‌های کمتری در اعضای قاب وارد حوزه

همان‌طور که مشاهده می‌شود، مقادیر سهم دیوار برشی از بار جانبی در حالت‌های (a) و (b) یکسان می‌باشد؛ ولی در حالت (c) این مقادیر عموماً کاهش یافته است. چون در این حالت ابعاد اعضای قاب افزایش یافته ولی ضخامت دیوار تغییری نکرده است. یادآور می‌شود که به دلیل افزایش وزن ناشی از افزایش ابعاد تیرها و ستون‌ها در مدل (c) نسبت به مدل‌های (a) و (b)، برش پایه در آن حالت کمی بیشتر است. با وجود اینکه در تمامی سازه‌ها قاب خمشی توانایی تحمل حداقل 25 درصد نیروی جانبی را دارد، در تراز پایه، سهم قاب خمشی از نیروی جانبی در حالت‌های (a)، (b) و (c) در سازه پنج طبقه به ترتیب 1/7، 1/7 و 4/1 درصد، در سازه ده طبقه 3/5، 3/5 و 4/7 درصد و در سازه پانزده طبقه 7/2، 7/2 و 5/7 درصد است. ملاحظه می‌شود با افزایش ارتفاع، سهم قاب خمشی از نیروی جانبی افزایش می‌یابد. این افزایش در طبقات فوقانی قاب پانزده طبقه چشمگیر می‌باشد.

7 - نتایج تحلیل استاتیکی غیر خطی

7-1 - مقایسه منحنی ظرفیت

منحنی ظرفیت سازه‌های پنج، ده و پانزده طبقه در شکل‌های (3) الی (5) نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، منحنی ظرفیت سازه در حالت اعمال بند آیین‌نامه به صورت مدل (b) با حالت عدم اعمال بند آیین‌نامه یعنی مدل (a) تفاوت چندانی ندارد؛ ولی ظرفیت سازه در حالت (c)، نسبت به دو حالت دیگر در تمامی ساختمان‌ها افزایش یافته است.



شکل (3): منحنی ظرفیت سازه پنج طبقه.

حالت (a) می‌باشد؛ ولی به دلیل افزایش ابعاد تیرها و ستون‌ها در حالت (c)، مقادیر برش پایه در این حالت عموماً اندکی افزایش یافته است. این مقادیر به ارتفاع سازه و نوع زمین‌لرزه وابسته است.

غیرخطی شده‌اند که دلیل این امر قوی‌تر بودن قاب در حالت (c) نسبت به حالت (a) است.

8 - نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی

8-1 - مقایسه حداکثر برش پایه

8-2 - مقایسه حداکثر جابه‌جایی افقی بام
مقادیر حداکثر جابه‌جایی افقی بام سازه‌های پنج، ده و پانزده طبقه در جداول (11) الی (13) آورده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، تغییری در مقادیر حداکثر جابه‌جایی افقی بام در حالت (b) نسبت به حالت (a) وجود ندارد؛ ولی مقادیر حداکثر جابه‌جایی طبقه آخر در حالت (c) نسبت به حالت (a) تغییر یافته است. دلیل این امر افزایش ابعاد تیرها و ستون‌ها در حالت (c) است که در نتیجه مشخصات دینامیکی سازه تغییر یافته است. درحالی‌که تفاوت حالت (b) با حالت (a) فقط در مقادیر میلگردگذاری ستون‌ها است. این تغییرات در حالت (c) نسبت به حالت‌های (a) و (b) در سازه‌های پنج و ده طبقه عموماً در جهت کاهش جابه‌جایی است، درحالی‌که در سازه پانزده طبقه عموماً در جهت افزایش جابه‌جایی است.

مقادیر حداکثر برش پایه سازه‌های پنج، ده و پانزده طبقه تحت رکوردهای مختلف زلزله برای هر سه حالت (a)، (b) و (c) در جداول (8) الی (10) آورده شده است. همان‌طور که جداول نشان می‌دهند، اختلافی در مقادیر برش پایه بین حالت (a) و (b) وجود ندارد و دلیل آن تغییر نکردن ابعاد تیرها و ستون‌ها در حالت (b) نسبت به

جدول (8): حداکثر برش پایه در سازه پنج طبقه (تن).

زلزله	مدل (a)	مدل (b)	مدل (c)
نورثریج	84/2	84/2	89/7
پارک‌فیلد	104/9	104/9	110/0
چی - چی	123/0	123/0	127/7
وایتز ناروس	74/6	74/6	79/6
ن. پالم اسپرینگز	140/0	140/0	147/1
لوماپریتا	211/1	211/1	216/6

جدول (9): حداکثر برش پایه در سازه ده طبقه (تن).

زلزله	مدل (a)	مدل (b)	مدل (c)
نورثریج	113/8	113/8	124/4
پارک‌فیلد	108/7	108/7	120/3
چی - چی	192/6	192/6	201/8
وایتز ناروس	117/7	117/7	124/4
ن. پالم اسپرینگز	213/1	213/1	206/2
لوماپریتا	249/1	249/1	264/1

جدول (11): حداکثر جابه‌جایی در سازه پنج طبقه (سانتی‌متر).

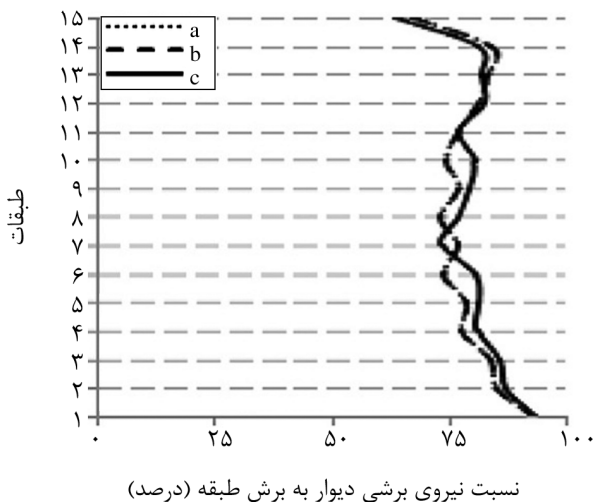
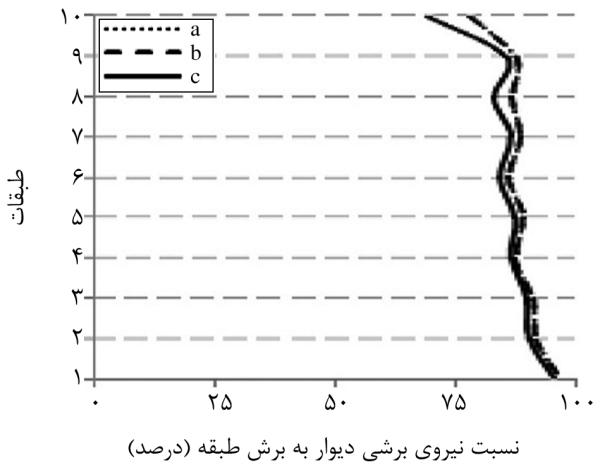
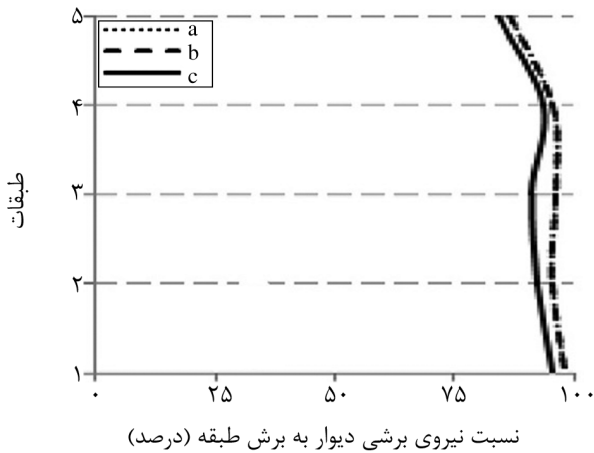
زلزله	مدل (a)	مدل (b)	مدل (c)
نورثریج	0/88	0/88	0/87
پارک‌فیلد	1/04	1/04	1/04
چی - چی	1/42	1/42	1/29
وایتز ناروس	0/65	0/65	0/66
ن. پالم اسپرینگز	1/53	1/53	1/50
لوماپریتا	2/36	2/36	2/22

جدول (12): حداکثر جابه‌جایی در سازه ده طبقه (سانتی‌متر).

زلزله	مدل (a)	مدل (b)	مدل (c)
نورثریج	2/83	2/83	2/53
پارک‌فیلد	2/24	2/24	2/23
چی - چی	5/90	5/90	4/99
وایتز ناروس	1/91	1/91	1/87
ن. پالم اسپرینگز	6/05	6/05	4/64
لوماپریتا	6/73	6/73	6/12

جدول (10): حداکثر برش پایه در سازه پانزده طبقه (تن).

زلزله	مدل (a)	مدل (b)	مدل (c)
نورثریج	136/2	136/2	140/8
پارک‌فیلد	135/9	135/9	135/9
چی - چی	251/3	251/3	256/9
وایتز ناروس	138/0	138/0	139/1
ن. پالم اسپرینگز	324/1	324/1	325/2
لوماپریتا	304/5	304/5	310/0



شکل (6): سهم دیوار برشی از نیروی جانبی در تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت زلزله‌های مختلف.

8-4 - بررسی تشکیل مفاصل و نواحی پلاستیک

تحت شش رکورد انتخاب شده، مفاصل و نواحی پلاستیک در بیشتر سازه‌ها ایجاد شده است. در حالت (c) سازه پنج طبقه تحت زلزله وایتر و سازه ده طبقه تحت

می‌دانیم در حالت کلی با افزایش سختی سازه جابه‌جایی‌ها کاهش می‌یابند ولی در تحلیل دینامیکی سازه این امر وابسته به خصوصیات رکورد زلزله و مشخصات دینامیکی سازه است.

جدول (13): حداکثر جابه‌جایی در سازه پانزده طبقه (سانتی‌متر).

زلزله	مدل (a)	مدل (b)	مدل (c)
نورث‌ریچ	3/11	3/11	3/15
پارک‌فیلد	2/47	2/47	2/49
چی - چی	7/50	7/50	8/46
وایتر ناروس	2/29	2/29	2/44
ن. پالم اسپرینگز	10/24	10/24	9/74
لوماپریتا	7/88	7/88	8/05

8-3 - سهم دیوار برشی در تحمل بار جانبی

سهم دیوار برشی در تحمل بار جانبی بر حسب درصد برای سازه‌های پنج، ده و پانزده طبقه در سه حالت (a)، (b) و (c) از میانگین نتایج حاصل از شش رکورد زلزله، در شکل (6) نشان داده شده است. نمودارها مربوط به لحظه حداکثر برش پایه هستند. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مقادیر سهم دیوار برشی در حالت‌های (a) و (b) تقریباً یکسان است. در حالت (c) این مقادیر در سازه‌های پنج و ده طبقه کاهش یافته و در سازه پانزده طبقه در برخی طبقات اندکی کاهش و در برخی دیگر اندکی افزایش یافته است. دلیل این تغییرات افزایش ابعاد ستون‌ها و امان‌های مرزی دیوارهای برشی در حالت (c) نسبت به دو حالت دیگر است.

در تراز پایه، سهم قاب خمشی در حالت‌های (a)، (b) و (c) تحت رکوردهای انتخابی به‌طور میانگین در سازه پنج طبقه به ترتیب $1/9$ ، $1/9$ و $4/3$ درصد، در سازه ده طبقه $3/7$ ، $3/7$ و $4/7$ درصد و در سازه پانزده طبقه $7/3$ و $6/6$ درصد است. مقایسه مقادیر سهم دیوار برشی در تحمل نیروی جانبی در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با تحلیل استاتیکی خطی نشان می‌دهد، اختلاف بسیار کمی بین این مقادیر، چه در مورد برش پایه و چه توزیع برش طبقات، در حوزه خطی و غیرخطی وجود دارد.

تحمل حداقل 25 درصد نیروی جانبی برای قاب خمشی، در تراز پایه سهم باربری جانبی قاب خمشی در سیستم دوگانه در تحلیل‌های خطی بین 1/7 الی 7/2 درصد و در تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی بین 1/9 الی 7/3 درصد می‌باشد.

با اعمال ضابطه آیین‌نامه به صورت مدل (b)، نسبت به حالت عدم اعمال ضابطه آیین‌نامه، توزیع نیروی جانبی بین قاب و دیوار، برش پایه و جابه‌جایی افقی بام بدون تغییر می‌ماند، ولی در حالت (c) که ابعاد ستون‌ها افزایش یافته است، این مقادیر تغییر می‌کنند.

با بررسی روند تشکیل مفاصل و نواحی پلاستیک در سازه‌های پنج، ده و پانزده طبقه در هر سه حالت (a)، (b) و (c) تحت رکوردهای انتخاب‌شده می‌توان نتیجه گرفت که در سیستم دوگانه، از نظر تشکیل مفاصل پلاستیک رعایت ضابطه آیین‌نامه به صورت حالت (b) تفاوتی با عدم رعایت ضابطه آیین‌نامه ندارد؛ درحالی‌که اعمال ضابطه آیین‌نامه به صورت حالت (c)، سازه‌ای را نتیجه می‌دهد که در این سازه تعداد بسیار کمی از تیرها و ستون‌ها وارد حوزه غیرخطی می‌شوند و طول ناحیه پلاستیک در دیوارهای برشی نیز کاهش می‌یابد.

در کل با توجه به رفتار لرزه‌ای بهتر مدل (c) نسبت به سایر حالات و با توجه به فرضیات و روش دقیق‌تری که در این حالت برای کنترل 25 درصد باربری جانبی قاب به کار می‌رود، این روش برای کاربردهای عملی توصیه می‌شود؛ هرچند که به افزایش اندک در ابعاد تیرها و ستون‌ها نسبت به سایر حالات منجر می‌شود.

مراجع

1. Smith, B.S. (1966) The composite behaviour of infilled frames. *Symposium on Tall Buildings, University of Southampton*, 481-492.
2. Cardan, B. (1961) Concrete shear walls combined with rigid frames in multistory buildings subject to lateral loads. *ACI Journal Proceedings*, 58(9), 299-316.
3. Khan, F.R. and Sbarounis, J.A. (1964) Interac-

زلزله‌های نورث‌ریج، پارک‌فیلد و وایت‌ر وارد حوزه غیرخطی نشده‌اند، درحالی‌که تحت همین رکوردها، سازه‌ها در حالت (a) و (b) وارد حوزه غیرخطی شده‌اند. سازه پانزده طبقه تحت زلزله‌های نورث‌ریج، پارک‌فیلد و وایت‌ر در هر سه حالت (a)، (b) و (c) وارد حوزه غیرخطی نشده است.

چون قاب‌های خمشی در حالت اعمال ضابطه آیین‌نامه به صورت (c) قوی‌تر می‌باشند، تعداد مفاصل پلاستیک کاهش یافته‌اند. در سازه‌های پنج و پانزده طبقه با اعمال بند آیین‌نامه به صورت حالت (c) هیچ‌کدام از المان‌های قاب وارد حوزه غیرخطی نشده و در سازه ده طبقه فقط تیر طبقه نهم وارد حوزه غیرخطی شده است.

با اعمال ضابطه آیین‌نامه به صورت حالت (b)، نواحی پلاستیک ایجادشده در دیوارهای برشی تحت رکوردهای انتخاب‌شده نسبت به حالت (a) تغییر نمی‌یابد، ولی با اعمال ضابطه آیین‌نامه به صورت حالت (c) طول ناحیه پلاستیک ایجادشده در دیوارهای برشی نسبت به حالت (a) کاهش می‌یابد.

9 - نتیجه‌گیری

در این مقاله به بررسی تأثیر کنترل توانایی باربری جانبی قاب خمشی بتن مسلح در سیستم دوگانه پرداخته شده است. برای این منظور سه قاب ساختمانی پنج، ده و پانزده طبقه در حالت عدم کنترل توانایی باربری جانبی قاب خمشی یعنی مدل (a) و دو روش مرسوم کنترل 25 درصد باربری جانبی قاب خمشی یعنی مدل‌های (b) و (c) مدل‌سازی و تحلیل شد.

نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی نشان داد که منحنی ظرفیت سازه در حالت (b) نسبت به حالت (a) تفاوت چندانی ندارد؛ ولی ظرفیت سازه در حالت (c)، نسبت به دو حالت دیگر در تمامی ساختمان‌ها افزایش یافته است.

نحوه توزیع نیروی جانبی بین قاب و دیوار در تحلیل‌های استاتیکی خطی و تاریخچه زمانی غیرخطی بسیار شبیه هم است؛ به طوری‌که علی‌رغم تدارک توانایی

- tion of shear walls and frames. *Journal of the Structural Division*, ASCE, **90**(3), 285-335.
4. Macleod, I.A. (1972) Simplified analysis for shear wall-frame interaction. *Building Science*, **7**(2), 121-125.
 5. Nollet, M.J. and Smith, B.S. (1998) Stiffened-story wall-frame tall building structure. *Computers and Structures*, **66**(2-3), 225-240.
 6. Lee, J., Bang, M. and Kim, J.Y. (2008) An analytical model for high-rise wall-frame structures with outriggers. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **17**(4), 839-851.
 7. Bozdogan, K.B. (2011) A method for lateral static and dynamic analyses of wall-frame buildings using one dimensional finite element. *Scientific Research and Essays*, **6**(3), 616-626.
 8. ASCE/SEI 7-10 (2010) *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers, Reston VA.
 9. مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن (1384) آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد 2800). ویرایش سوم، انتشارات وزارت مسکن و شهرسازی.
 10. دفتر تدوین و ترویج امور مقررات ملی ساختمان (1385) مبحث ششم: بارهای وارد بر ساختمان. انتشارات وزارت مسکن و شهرسازی.
 11. اسمعیلی، حامد، خیرالدین، علی و بزاز، محمد (1391) راهنمای تحلیل غیرخطی و ارزیابی عملکرد سه‌بعدی PERFORM-3D. انتشارات سیمای دانش.
 12. Paulay, T. and Priestley, M. (1992) *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley and Sons, New York.
 13. FEMA-356 (2000) *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington.