

بررسی رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح بلند نامتقارن در پلان با سیستم دوگانه قاب-دیوار

محمد حبیبی

دانشجوی کارشناس ارشد مهندسی عمران، گرایش سازه، دانشگاه صنعتی سهند تبریز

مهدی پورشاء*

استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند تبریز

چکیده

این مقاله به ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح بلند نامتقارن در پلان با سیستم دوگانه قاب-دیوار می‌پردازد و تأثیر نوع مدل رفتار غیرخطی دیوار برشی را بر پاسخ‌های لرزه‌ای غیرخطی مورد بررسی قرار می‌دهد. در این مطالعه، یک ساختمان ۱۸ طبقه بتن مسلح دارای دیوار برشی و نامتقارن در پلان به صورت سیستم‌هایی با درجات درگیری متفاوت بین موده‌های انتقالی و پیچشی (سه سیستم نامنظم) در نظر گرفته شده است؛ در این سازه‌ها، دیوارهای برشی به صورت المان قاب معادل (تیر-ستون) مدل‌سازی شده و رفتار غیر خطی آن‌ها یک بار توسط مفصل اندرکنشی (PMM) و بار دیگر توسط المان فایبر (Fiber) در نظر گرفته شده است. در مدل فایبر، برای منحنی تنش- کرنش غیرخطی بتن و فولاد، به ترتیب از منحنی‌های رفتاری Mander و Park استفاده شده است. پاسخ‌های لرزه‌ای سیستم‌های نامنظم با استفاده از تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی و همچنین روش‌های پوش‌آور ارتقاء یافته شامل تحلیل پوش‌آور مودال (MPA)، تحلیل پوش‌آور مودال متوالی (CMP)، N2 توسعه یافته (EN2) و تحلیل پوش‌آور متعارف با الگوی بارگذاری مود غالب با در نظرگیری دو مدل رفتار غیر خطی یاد شده برای دیوار برشی مورد بررسی قرار گرفته‌اند. نتایج نشان می‌دهند که جابجایی طبقات در مقایسه با دوران‌های مفاصل پلاستیک و جابجایی نسبی طبقات دارای تفاوت کمتری در این دو مدل رفتاری می‌باشند. همچنین خطای روش‌های پوش‌آور یاد شده در برآورد پاسخ‌های لرزه‌ای، معمولاً در مدل مفصل اندرکنشی بیشتر از المان فایبر است.

واژگان کلیدی: ساختمان‌های بتن مسلح، سیستم دوگانه قاب-دیوار، المان فایبر (Fiber)، مفصل اندرکنشی (PMM)، سیستم‌های نامتقارن در پلان، تحلیل پوش‌آور ارتقاء یافته.

*نویسنده مسئول Poursha@sut.ac.ir

۱- مقدمه

امروزه نگرش‌های نوین طراحی سازه‌ها مورد توجه محققین قرار گرفته است. در این بین، طراحی بر اساس عملکرد از آنجا که با فلسفه کنترل خسارت انجام می‌پذیرد، جایگاه ویژه‌ای را کسب نموده است. محققان به این نتیجه رسیده‌اند که جابجایی‌ها و تغییر شکل‌ها، بهتر و مؤثرتر از نیروها بیانگر حالات حدی در کنترل خسارت می‌باشند [۱]. بر این اساس، روش نوین طراحی بر اساس تغییر مکان مطرح شد که این روش در آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌ها از جمله در [۲] ATC-40 و [۳] FEMA-356 مورد توجه قرار گرفته است. در طراحی بر اساس عملکرد، روش آنالیز استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) نقش مهمی را ایفا می‌کند؛ این روش یک ابزار عمومی برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های موجود و طراحی سازه‌های جدید می‌باشد. روش آنالیز پوش‌آور متعارف برای ساختمان‌های کوتاه مرتبه مناسب بوده و در ساختمان‌های بلند مرتبه و نامتقارن در پلان به نتایج دور از واقعیت منجر می‌گردد که علت آن، تأثیر مودهای ارتعاشی بالاتر و اثر مودهای پیچشی بر رفتار سازه در ساختمان‌های بلند و نامتقارن در پلان می‌باشد که این امر در الگوهای بارگذاری در تحلیل پوش‌آور متعارف نادیده گرفته می‌شود. به منظور بر طرف نمودن این محدودیت و در نظرگیری اثر مودهای بالاتر، روش‌های پوش‌آور ارتقاء یافته‌ای نظیر آنالیز پوش‌آور مودال (MPA) [۴]، آنالیز پوش‌آور مودال متوالی (CMP) [۵]، آنالیز پوش‌آور کران بالا (Upper Bound) [۶] و آنالیز پوش‌آور EN2 [۷] توسعه داده شدند. در این راستا محققین تحقیقات خود را بیشتر بر روی سازه‌های فولادی انجام دادند. چوپرا و گونل [۸] در سال ۲۰۰۴ روش بار افزون مودال (MPA) و پورشاہ و همکاران [۹] در سال ۲۰۱۱ روش بارافزون مودال متوالی (CMP) را برای برآورد نیازهای لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی نامتقارن در پلان توسعه دادند. در سال ۲۰۱۱ فایفر و کریسلین [۱۰] روش N2 را برای ساختمان‌های نامتقارن در پلان توسعه دادند. در سال ۲۰۰۷ لین و سای [۱۱] روش جدیدی را برای در نظر گرفتن اندرکنش بین جابجایی انتقالی و دوران‌های پیچشی در ساختمان‌های نامتقارن ارائه دادند. در خصوص تحقیقات انجام شده در مورد ساختمان‌های بتن مسلح می‌توان به تحقیق Ozmen و Inel [۱۲] در سال ۲۰۰۶ اشاره کرد که در آن

تأثیر خصوصیات مفصل پیش فرض نرم افزار و مفصل متمرکز تعریف شده توسط کاربر بر روی پاسخ ساختمان‌های با ارتفاع کم و متوسط (۴ و ۷ طبقه) مورد بررسی قرار گرفته است. همچنین در سال ۲۰۱۳، Yon و Calayir [۱۳] به بررسی تأثیر مدل‌های مختلف مفصل یعنی مفصل متمرکز و رشته‌ای بر روی منحنی ظرفیت سازه‌های مسطح پرداختند. همچنین در سال ۸۸، کفایی و خوشنودیان [۱۴] تحلیل‌های پوش‌آور کلاسیک و تحلیل‌های پوش‌آور بار افزون ارتقاء یافته CMP و MPA را در برآورد نیازهای لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح مسطح با دیوار برشی مورد بررسی قرار دادند. با توجه به اینکه در این خصوص، تحقیقات اندکی بر روی ساختمان‌های بتن مسلح نامتقارن دارای دیوار برشی انجام شده است و همچنین تحلیل‌های پوش‌آور ارتقاء یافته به این گونه سازه‌ها اعمال نشده است، این مقاله رفتار این ساختمان‌ها را با در نظرگیری مدل‌های غیرخطی مختلف برای دیوار برشی شامل مفصل پلاستیک متمرکز و المان فایبر با استفاده از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی (NL-RHA)، تحلیل بار افزون مودال (MPA)، تحلیل بار افزون مودال متوالی (CMP)، تحلیل بار افزون EN2 و تحلیل بارافزون با استفاده از مود غالب سازه مورد بررسی قرار می‌دهد. این امر در تحقیقات قبلی برای ساختمان‌های بتن مسلح بلند با سیستم دو گانه قاب-دیوار که در پلان نامتقارن باشند، تاکنون مورد توجه قرار نگرفته است.

۲- انواع ساختمان‌های نامتقارن در پلان

ساختمان‌های نامتقارن در پلان را می‌توان بر حسب درجات درگیری بین حرکات جانبی و پیچشی در سه نوع مختلف طبقه بندی کرد. این طبقه‌بندی مبتنی بر نسبت پریود Ω_p می‌باشد که به صورت نسبت بین پریود انتقالی و پریود پیچشی تعریف می‌شود. سه نوع سیستم نامتقارن در پلان شامل سیستم‌های سخت از نظر پیچش (Torsionally-Stiff)، شبه سخت از نظر پیچش (Torsionally-Similarly-Stiff) و نرم از نظر پیچش (Torsionally Flexible) می‌باشند [۸]. سیستم‌های یادشده، بترتیب با TS، TSS و TF نشان داده می‌شوند. در سیستم TS، جابجایی‌های جانبی حرکت غالب در مود اول و دوران‌های پیچشی حرکت غالب در مود دوم می‌باشد. در حالی که در سیستم TF، دوران‌های پیچشی حرکت غالب در مود اول و جابجایی

شکل ۱ پلان متقارن این ساختمان نشان داده شده است. پلان این ساختمان در هر دو جهت متقارن بوده و دارای سه دهانه ۵ متری می‌باشد. بار کف به صورت یک طرفه توسط سیستم تیرچه‌بلوک به تیرهای در جهت Y منتقل می‌شود. ارتفاع سازه‌ای تمام طبقات ۳/۲ متر در نظر گرفته شده است. مقدار ضریب پواسون $\nu = 0.2$ برای بتن در نظر گرفته شده است. سایر ویژگی‌ها در جدول ۱ ارائه شده است.

در این پژوهش آیین‌نامه‌های زیر جهت تحلیل و طراحی ساختمان‌ها مورد استفاده قرار گرفته‌اند:

۱- بارگذاری ثقلی بر اساس " مقررات ملی ساختمان - مبحث

ششم: بارهای وارد بر ساختمان" [۱۵]

۲- تحلیل لرزه‌ای بر اساس "استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش سوم" [۱۶]

۳- طراحی قاب‌ها و دیوارهای بتنی بر اساس "آیین‌نامه

ACI" [۱۷]

بارهای ثقلی وارد بر ساختمان شامل بارهای مرده و زنده می‌باشد.

مقدار بارهای مرده بر اساس جزئیات اجرایی سقف‌ها و دیوارهای

جداکننده برابر (700 kg/m^2) و بارهای زنده بر اساس کاربری

ساختمان که مسکونی می‌باشد برابر (200 kg/m^2) در نظر گرفته

شده است. سیستم بار بر جانی این دو ساختمان در هر دو جهت،

قاب خمشی بتنی ویژه با دیوار برشی بتن آرمه ویژه می‌باشد که

ضریب رفتار پیشنهادی (R) در استاندارد ۲۸۰۰ برای این نوع

سازه ۱۱ می‌باشد. همچنین نسبت شتاب مبنای طرح (A) با فرض

قرارگیری ساختمان در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد برابر 0.35

در نظر گرفته شده است. خاک منطقه که ساختمان بر روی آن

ساخته می‌شود، نوع سه استاندارد ۲۸۰۰ بوده که معادل نوع C

آیین‌نامه NEHRP می‌باشد. لازم به توضیح است که تمام

ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ در خصوص کنترل قاب‌های خمشی برای

۲۵٪ نیروی جانی در سیستم‌های دوگانه، ضابطه ستون قوی-تیر

ضعیف، برش چشمه اتصال و زلزله سطح بهره‌برداری برای

ساختمان ۱۸ طبقه در نظر گرفته شده‌اند. کلیه تحلیل‌ها در

نرم‌افزار SAP 2000 V14 انجام شده است. برای طراحی سازه و

محاسبه تغییر شکل‌ها، ضریب ترک‌خوردگی برای تیر، ستون و

دیوار به ترتیب برابر 0.5 ، 0.35 و 0.35 در نظر گرفته شده است. برای

انجام تحلیل‌های غیر خطی ضریب ترک‌خوردگی به هیچ یک از

جانبی حرکت غالب در مود دوم خواهد بود. در دو سیستم بالا درگیری ضعیفی بین جابجایی‌های جانبی و دورآن‌های پیچشی وجود دارد. در سیستم TSS، درگیری قوی بین حرکات جانبی و پیچشی وجود دارد که سبب نزدیکی پیوندهای مودی در این سیستم می‌شود. در نتیجه می‌توان ساختمان‌های TS را با نسبت پیوند بزرگ‌تر از یک و ساختمان‌های TF را با نسبت پیوند کوچک‌تر از یک تشخیص داد. نسبت پیوند برای ساختمان‌های TSS در مقایسه با دو سیستم دیگر به یک نزدیک تر است [۸].

۳- تحلیل‌های بارافزون ارتقاء یافته

۳-۱- تحلیل بار افزون مودال (MPA): در این روش

الگوی بار جانبی متناسب با اشکال مودی به صورت جداگانه تا

رسیدن به تغییر مکان هدف مربوط به آن مود به سازه اعمال

می‌گردد. سپس پاسخ‌های لرزه‌ای مربوط به هر مود به صورت

مجزا استخراج شده و در نهایت با استفاده از قوانین ترکیب

مودال، پاسخ نهایی سازه به دست می‌آید [۸ و ۴].

۳-۲- تحلیل بارافزون مودال متوالی (CMP): در این

روش، پاسخ‌های لرزه‌ای از حداکثر پاسخ‌های حاصل از

آنالیزهای بارافزون یک مرحله‌ای و چند مرحله‌ای بهره‌جویی

می‌گردد. در آنالیز چندمرحله‌ای، تحلیل‌های بارافزون به صورت

متوالی انجام می‌شود؛ بدین صورت که در آنالیزهای

چندمرحله‌ای شرایط نیرویی و تغییر شکل در انتهای یک مرحله،

شرایط اولیه در مرحله بعدی می‌باشد [۹ و ۵].

۳-۳- تحلیل بارافزون (EN2): در این روش، ابتدا یک

تحلیل بارافزون با استفاده از مود اول سازه انجام می‌گیرد. سپس

برای اعمال اثرات مودهای بالاتر در پلان و ارتفاع از یک تحلیل

الاستیک طیفی استفاده می‌شود. با استفاده از نتایج حاصل از این

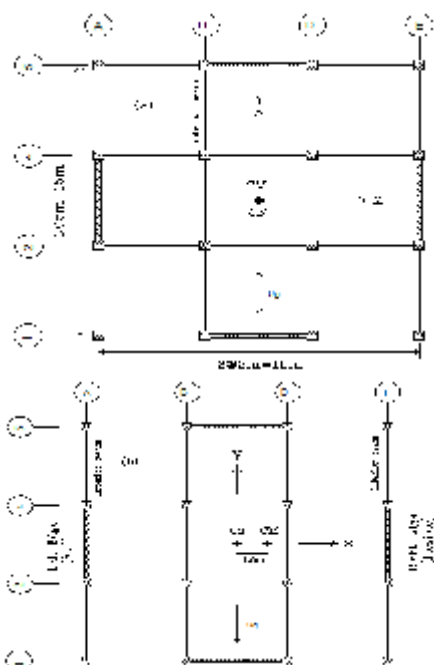
دو تحلیل، ضرایب تصحیح در ارتفاع و پلان استخراج شده و به

نتایج حاصل از تحلیل بارافزون تحت مود اول اعمال می‌گردد.

۴- مدل‌سازی ساختمان بتن مسلح مورد مطالعه

به منظور ارزیابی ساختمان‌های بتن مسلح نامتقارن در پلان با

دیوار برشی، یک ساختمان ۱۸ طبقه در نظر گرفته شده است. در



(a) پلان شکل ۱- پلان ساختمان‌های تحلیل شده: ساختمان متقارن اصلی؛ (b) پلان ساختمان‌های نامتقارن نسبت به یک محور

المان‌های سازه‌ای اعمال نشده است. برای ایجاد ساختمان‌های نامتقارن در پلان با انتقال مرکز جرم ساختمان به اندازه ۱۰٪ بعد ساختمان (۱/۵ متر) در امتداد محور X، خروج از مرکزیت جرم حول محور Y ایجاد می‌گردد (شکل ۱). حال با تغییر نسبت بین جرم کف (m_j) و ممان اینرسی جرمی آن (حول محور عمود بر مرکز جرم) (I_{oj})، سه سیستم مختلف نامتقارن در پلان با درجه درگیری متفاوت بین حرکات انتقالی و پیچشی، ایجاد می‌شود ویژگی‌های سیستم‌های نامتقارن در پلان با خروج از مرکزیت جرم، پر بود سه مود ارتعاشی اول ($T_i ; i=1,2,3$) و نسبت ممان اینرسی جرمی به جرم لرزه‌ای در ساختمان‌های نامتقارن به ساختمان متقارن مرجع در جدول ۲ ارائه شده است.

۵- مدل‌سازی غیرخطی ساختمان بتن مسلح دارای

دیوار برشی

پس از تحلیل و طراحی ساختمان‌ها و تعیین مشخصات مقاطع مورد نیاز، مدل غیرخطی آن‌ها با توجه به رفتار اعضای آن در

جدول ۱- مشخصات مصالح بتنی C25

مشخصه	مقدار (ton/m^3)	مشخصه	مقدار (kg/cm^2)
جرم واحد حجم، M	۰/۲۵	مقاومت فشاری بتن، f'_c	۲۵۰
وزن واحد حجم، W	۲/۵	تنش تسلیم میلگرد طولی، f_y	۳۰۰۰
ضریب الاستیسیته، E	$۲۵۰۰۰۰ (kg/cm^2)$	تنش تسلیم خاموت، f_{ys}	۳۰۰۰

جدول ۲- جزئیات ساختمان‌های مورد تحلیل

تعداد طبقات	ارتفاع کل ساختمان (m)	نوع سازه	$\frac{(I_{oj}/m_j)_{unsymmetric}}{(I_{oj}/m_j)_{symmetric}}$	$T_1 (Sec)$	$T_2 (Sec)$	$T_3 (sec)$
۱۸ طبقه	۵۷/۶	Symmetric	-	۱/۸۷	۰/۷۶	۰/۲۸
		TS	۱/۱	۱/۹۸	۰/۶۵	۰/۳۶
		TSS	۲/۷۵	۲/۰۹	۱/۹۳	۰/۶۱
		TF	۵/۸	۱/۹۴	۰/۶۳	۰/۳۴

نرم افزار SAP2000 V14 ایجاد گردید. اعضای که دارای رفتار غیرخطی برای نرم افزار تعریف می‌شود. این منحنی رفتاری برای کنترل شونده نیرویی می‌باشند، می‌بایست الاستیک باقی بمانند، ولی منحنی رفتاری اعضای کنترل شونده تغییر شکلی در محدوده می‌آید.

۵-۱- مدل‌سازی غیر خطی تیرها

کنسولی شامل دیوارهای بلند و کوتاه باشند و یا به همراه تیرهای همبند به کار روند. در این تحقیق، از دو مدل برای بیان رفتار غیرخطی دیوارهای برشی بهره‌جوئی شده است که در ادامه شرح داده می‌شوند.

جهت تعریف پارامترهای مدل‌سازی و معیارهای پذیرش در تیرها باید مشخص گردد که تیرها کنترل شونده توسط خمش هستند و یا کنترل شونده توسط برش. محاسبات نشان می‌دهد که برای تیرهای قاب خمشی با دهانه‌های ۴ یا ۵ متری ظرفیت برشی آن‌ها به مراتب بیش از ظرفیت خمشی آن‌ها است؛ بنابراین کنترل شونده توسط خمش می‌باشند. در نتیجه می‌توان از دو مفصل خمشی M3 در ابتدا و انتهای تیر استفاده کرد.

۵-۲- مدل‌سازی غیر خطی ستون‌ها

۵-۳-۱- المان ستون معادل با مفصل فایبر

آئین نامه FEMA-356 اظهار می‌دارد که دیوارهای برشی لاغر و قطعات دیوار را می‌توان به صورت المان تیر-ستون (قاب معادل)، با در نظر گرفتن تغییر شکل‌های خمشی و برشی مدل‌سازی نمود. در محاسبه مقاومت خمشی المان‌های تیر-ستون باید اندر کنش بین نیروی محوری و خمشی در نظر گرفته شود. طول قطعه صلب بین گره تیر متصل به دیوار تا المان تیر-ستون معادل، برابر فاصله مرکز سطح دیوار تا لبه دیوار می‌باشد. با توجه به اینکه در مدل‌های مورد مطالعه نسبت ارتفاع به طول دیوار

در شکست ستون‌ها می‌توان به شکست خمشی، شکست برشی، ستون‌هایی که توسط طول مهاری کنترل می‌شوند و ستون‌هایی که توسط طول وصله کنترل می‌شوند، اشاره نمود. ساختمان‌های مورد بررسی در این پژوهش که بر اساس رعایت ضوابط آئین نامه ACI طراحی شده است، خرابی حالت سوم و چهارم موردی ندارد. همچنین با توجه به ارتفاع خالص ستون‌ها (که حدوداً ۳ متر می‌باشد) و نیز عدم وارد شدن نیروی جانبی در ارتفاع ستون، خرابی خمشی بر خرابی برشی مقدم است. به این ترتیب برای ستون‌ها پارامترهای مدل‌سازی برای رفتار خمشی در دو انتهای ستون که بیشترین مقدار لنگر خمشی وارد می‌شود، به صورت به صورت مفصل اندرکنشی نیروی محوری-لنگر خمشی (P-M-M) تعریف می‌گردد.

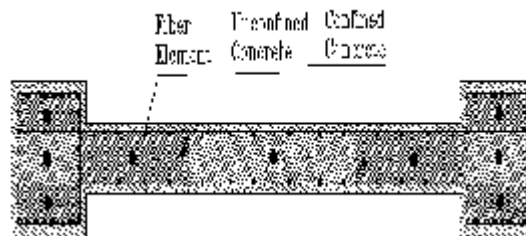
۵-۳- مدل‌سازی غیر خطی دیوار برشی

در ساختمان ۱۸ طبقه برابر ۱۱/۵۲ می‌باشد، این دیوار لاغر شناخته می‌شود. از آنجایی که دیوارهای برشی لاغر توسط خمش کنترل می‌شوند [۳] می‌توان جهت مدل‌سازی آن از المان (Frame) در نرم‌افزار استفاده کرد. در نرم‌افزار SAP2000 قابلیت اختصاص مفصل خمشی از نوع فایبر به المان Frame موجود می‌باشد. مقطع فایبر از آن جهت حائز اهمیت می‌باشد که رفتار غیرخطی برای قسمت‌های مختلف دیوار را می‌توان بطور جداگانه منظور نمود که این به دلیل طول زیاد دیوار و نیز گسترش مفصل پلاستیک در ارتفاع زیادی از دیوار بسیار مهم و حائز اهمیت می‌باشد. علاوه بر آن در تعریف مفصل فایبر امکان تعیین طول مفصل پلاستیک فراهم می‌باشد که پس از محاسبه این طول، مقدار آن به دیوارها اختصاص می‌یابد. آئین نامه FEMA-356 طول مفصل فایبر را برابر نصف عمق دیوار یا ارتفاع طبقه هر کدام که کمتر باشد ($l_p = \min\{0.5l_w, h\}$) در نظر می‌گیرد. در خصوص تعیین تعداد المان‌های فایبر در طول دیوار عدد دقیقی به عنوان عدد بهینه مشخص نشده است. در این پژوهش تمام آرماتورهای طولی مقطع به صورت المان فایبر فلزی در نظر گرفته شده و مقطع بتنی دیوار با تقسیم بندی به ۹ قسمت و قرار دادن یک المان فایبر بتنی با همان مساحت در مرکز سطح آن

دیوارهای سازه‌ای در سازه‌های بتن‌آرمه در صورت طراحی مناسب می‌توانند نقش قابل توجهی در رفتار شکل‌پذیر سازه و در نتیجه استهلاک انرژی ناشی از زلزله داشته باشند که وجود دیوارهای برشی، موجب کاهش ابعاد تیرها و ستون‌های سازه می‌گردد. از مزایای دیگر دیوارهای برشی حفظ پایداری سازه در برابر بارهای قائم پس از تشکیل لولای خمیری در تیرها و ستون‌های سازه است. دیوارها بسته به نسبت ارتفاع به طول و نحوه به کارگیری در سازه، رفتار و مکانیزم‌های گسیختگی مختلفی از خود بروز می‌دهند که درک درست آن‌ها نقش مهمی در تعیین نیروهای طراحی اجزاء قاب خواهد داشت. این اجزاء می‌توانند

فولاد از منحنی نوع Kinematic استفاده شده است که ویژگی اصلی آن، این است که شکل منحنی در بارگذاری‌های سیکلی ثابت می‌ماند و تنها منحنی، روی محور افقی (محور نیرو) با فرم ثابت، جابه‌جا می‌گردد (شکل ۶-).

قطعه در نظر گرفته می‌شود. بتن پوشش به صورت محصور نشده مدل‌سازی شده است (شکل ۲-).

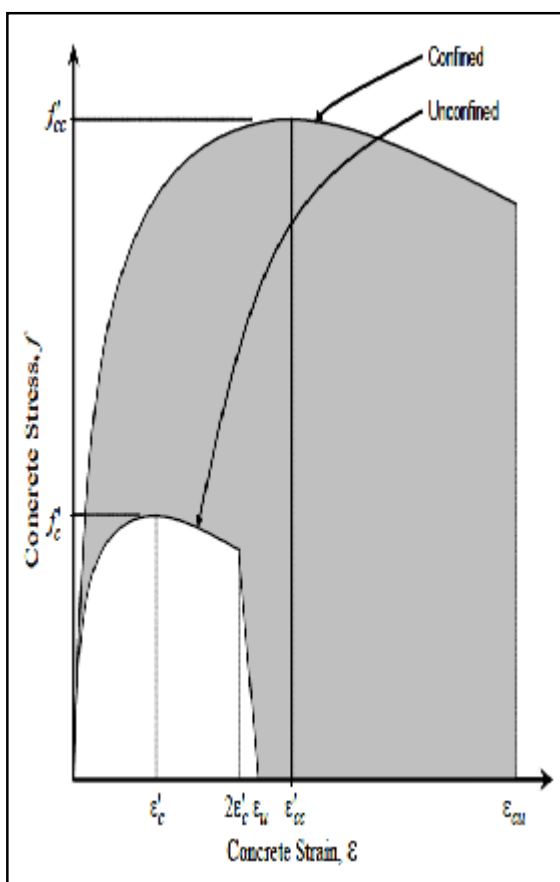


شکل ۲- المان‌های فایبر فلزی و بتنی

۵-۳-۲- المان ستون معادل با مفصل FEMA (PMM)

با توجه به اینکه دیوار برشی علاوه بر لنگر خمشی می‌تواند بار محوری زیادی را تحمل کند و با عنایت به اینکه در این پژوهش دیوار برشی با ستون معادل جایگزین شده است، رفتار غیر خطی آن مانند ستون‌ها به صورت مفصل اندرکنشی نیروی محوری- لنگر خمشی (PMM) مطابق جدول ۸-۶ در FEMA-356 [۳] تعریف می‌شود.

در این مقاله از المان ستون معادل به جای دیوار برشی استفاده شده است. بدین صورت که ابتدا دیوار برشی به همراه المان‌های مرزی از مدل اصلی برداشته شده، سپس یک ستون با همان مقطع دیوار برشی با المان‌های مرزی (به صورت دمبلی شکل) در مرکز سطح آن قرار داده می‌شود (شکل ۲-). سپس با استفاده از تیرهای صلب در دو طرف (که ممان اینرسی آن حول محور قوی و مساحت برشی در راستای محور ضعیف با ضریبی افزایش داده شده است)، این ستون معادل به تیرهای اطراف متصل می‌گردد.



شکل ۳- منحنی تنش- کرنش بتن محصور شده و بتن محصور نشده [۱۸]

برای منحنی تنش- کرنش غیرخطی بتن، از منحنی رفتاری "Mander" استفاده شده است (شکل ۳- [۱۸]). ویژگی مشخصه این منحنی آن است که کرنش پسماند منحنی در انتهای بارگذاری به صفر می‌رسد و مشکلات ناشی از عدم همگرایی آنالیزهای غیرخطی به حداقل کاهش می‌یابد. همچنین برای منحنی هیستریتیک بتن از مدل (Takeda) استفاده شده است (شکل ۴-) که برای بتن و دیگر مواد ترد مناسب می‌باشد. این مدل بر مبنای مشاهدات آزمایشگاهی به دست آمده است و شامل تغییرات سختی در ترک خوردگی خمشی، نقطه تسلیم و سخت شوندگی کرنشی می‌باشد. تفاوت عمده آن با دیگر مدل‌ها در این است که چرخه‌های داخلی در داخل چرخه بیرونی قرار می‌گیرند. در این مدل رفتار یکنواخت توسط یک منحنی سه خطی بیان می‌شود که در آن ترک خوردگی بتن و تسلیم آرماتورها نشان داده شده است. برای منحنی تنش- کرنش غیرخطی فولاد از منحنی رفتاری "Park" استفاده شده است که مشخصه اصلی آن در نظرگیری رفتار سخت شونده فولاد پس از تسلیم اولیه می‌باشد (شکل ۵-). همچنین برای منحنی هیستریزس

۷- توصیف تحلیل‌ها

در این پژوهش برای انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی از ۷ رکورد زلزله حوزه دور با مشخصات جدول ۳ استفاده شده است. طیف‌های شبه شتاب و جابجایی رکوردهای زلزله در شکل ۷ نشان داده شده‌اند. برای اطمینان از وارد شدن همه مدل‌ها به مرحله غیر خطی، حداکثر شتاب رکوردهای زلزله (PGA) به $0.7g$ مقیاس شده است. روش انتگرال گیری عددی استفاده شده در تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی، روش Newmark با شتاب خطی $\gamma = 0.5, \beta = 0.25$ می‌باشد. برای تشکیل ماتریس میرایی رابلی از نسبت میرایی ۵٪ برای مدهای ۱ و ۳ در جهت Y استفاده شده است. آنالیزهای چند مرحله‌ای مورد استفاده در روش CMP با توجه به درصد مشارکت مود اصلی ساختمان‌ها شامل تحلیل‌های یک، دو و سه مرحله‌ای برای ساختمان‌های ۱۸ طبقه می‌باشند، به جز سیستم TSS که از آنالیز چهار مرحله‌ای علاوه بر آنالیزهای یاد شده استفاده شده است. در روش MPA برای برآورد نیازهای لرزه‌ای در ساختمان‌های نامنظم ۱۸ طبقه از سه جفت مود بهره جویی می‌گردد. برای به دست آوردن نتایج نهایی در این روش از قاعده ترکیب CQC (رابطه (۱)) [۸] استفاده می‌شود.

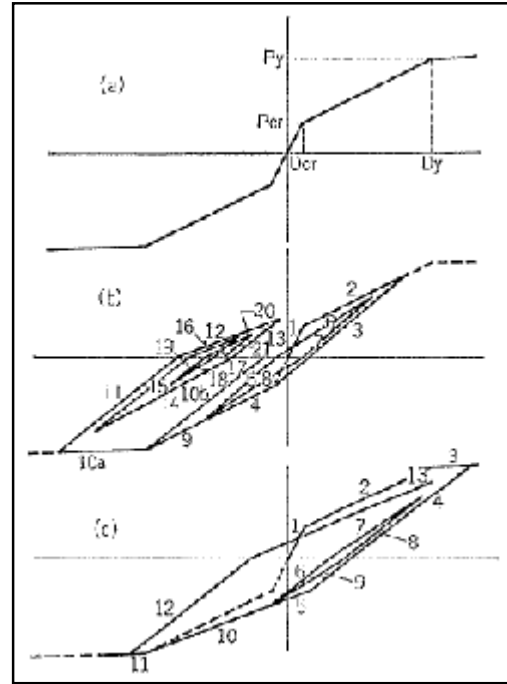
$$r = \left(\sum_{i=1}^j \sum_{n=1}^j \rho_{in} r_i r_n \right)^{1/2} \quad (1)$$

$$\rho_{in} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_n} (\beta_n \xi_i + \xi_n) \beta_n^{3/2}}{(1 - \beta_n^2)^{3/2} + 4\xi_i \xi_n \beta_n (1 + \beta_n^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_n^2) \beta_n^2}, \quad \beta_n = \frac{\omega_i}{\omega_n}$$

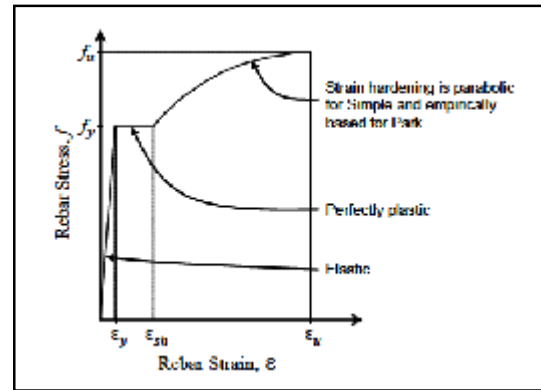
همچنین در روش EN2 پس از انجام تحلیل بارافزون پایه‌ی سه بعدی با استفاده از الگوی مود غالب و انجام تحلیل طیفی با در نظرگیری همه مودهای ارتعاشی، ضریب تصحیح برای در نظرگیری اثر مودهای ارتعاشی بالاتر در ارتفاع و در پلان (بترتیب C_E و C_T) به طور جداگانه محاسبه شده و در نتایج تحلیل بارافزون پایه اعمال می‌شوند.

۸- بحث روی نتایج تحلیل‌ها

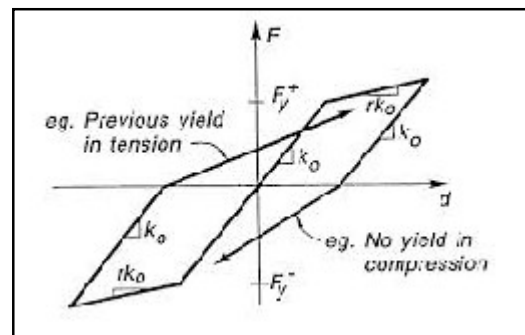
همان‌طور که اشاره شد هدف از این پژوهش، مطالعه و ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح بلند نامتقارن در پلان با دیوار برشی با در نظرگیری اثرات پیچشی و مودهای ارتعاشی بالاتر،



شکل ۴- منحنی هیستریزس بتن (Takeda) [۱۹]



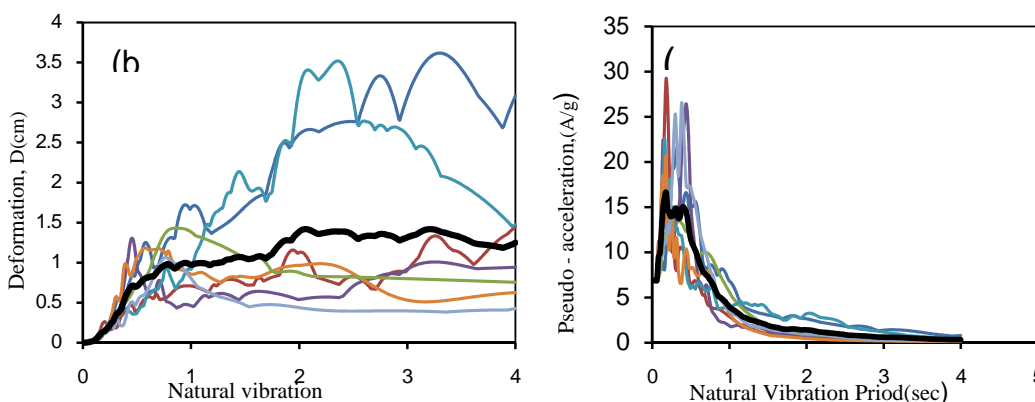
شکل ۵- منحنی تنش کرنش فولاد (Park) [۲۰]



شکل ۶- منحنی هیستریزس فولاد (Kinematic) [۲۱]

حداکثر جابجایی بام (در مرکز جرم) ناشی از آنالیز NL-RHA به دست می‌آیند، استفاده می‌شود [۵]. مقادیر تغییر مکان هدف برای سیستم‌های مختلف با در نظرگیری دو رفتار غیرخطی متفاوت برای دیوار برشی در جدول ۴ ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهد که استفاده از مدل غیرخطی المان فایبر سازه را شکل‌پذیرتر کرده و جابجایی‌های هدف بیشتری را نسبت به مدل مفصل اندرکنشی ارائه می‌دهد.

تحت اثر زلزله می‌باشد. در این تحقیق برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی دیوار برشی از مدل مفصل اندرکنشی (P-M-M) و المان فایبر استفاده شده است. در ضمن استفاده از روش‌های تقریبی برای تعیین تغییر مکان هدف سیستم‌های یاد شده در تحلیل‌های بارافزون ممکن است باعث بروز خطا در نتایج شود. با توجه به اینکه فقط خطای ناشی از نحوه توزیع نیروهای جانبی در تحلیل‌های بارافزون مورد بررسی قرار گیرد، به همین دلیل در این مقاله از مقادیر دقیق تغییر مکان هدف که از میانگین مقادیر



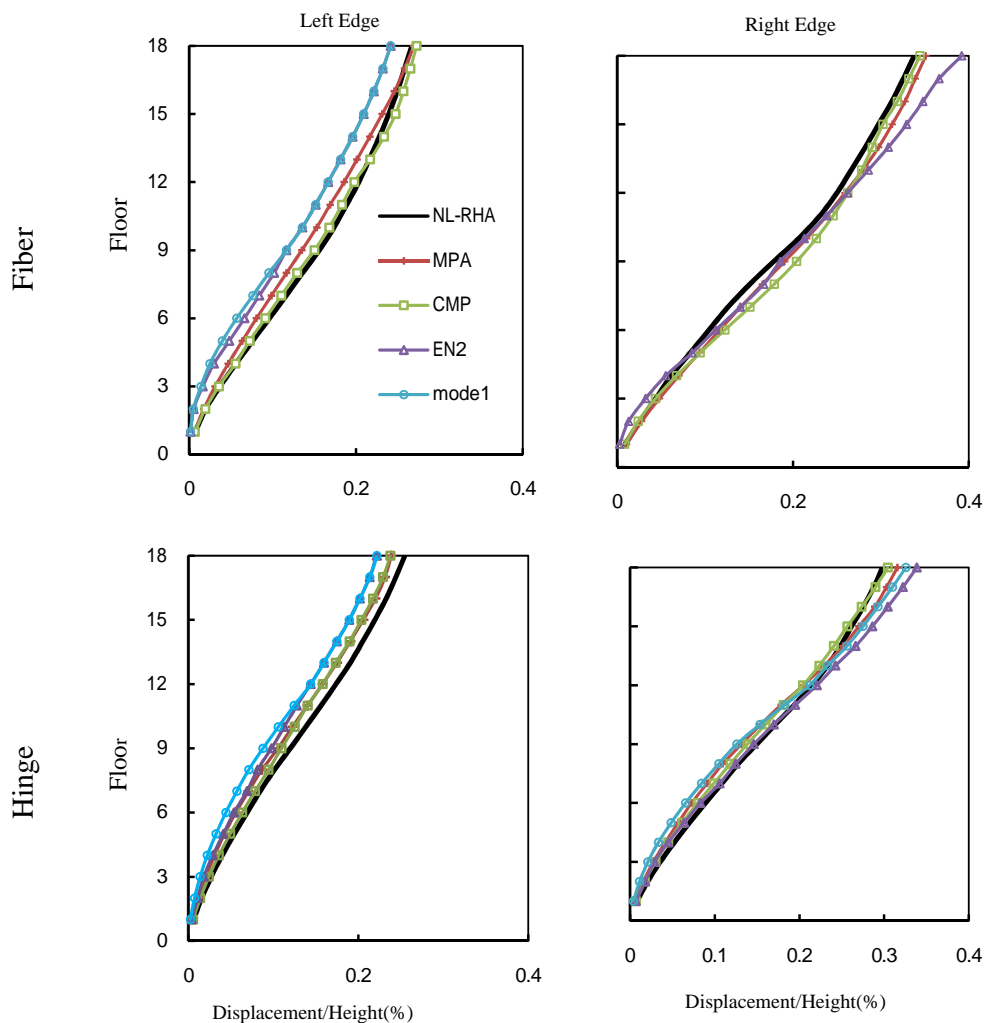
شکل ۷- (a) طیف شبه شتاب؛ (b) طیف جابجایی حرکات زمین مربوط به رکوردهای حوزه دور با نسبت میرایی ۰.۵٪. طیف میانگین با خط ضخیم‌تر نشان داده شده است.

جدول ۳- رکوردهای زلزله مورد استفاده

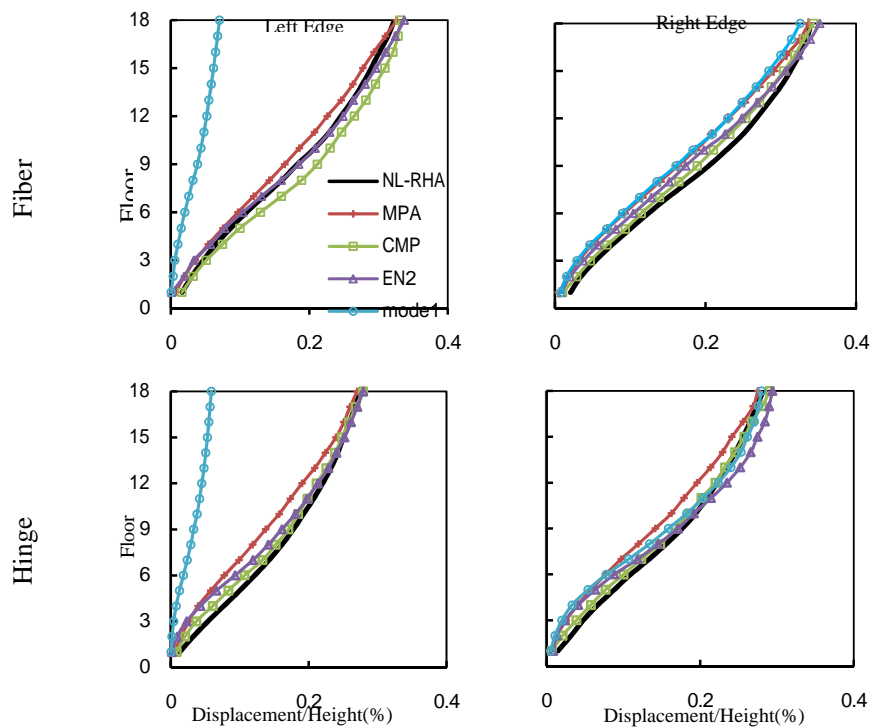
نام اختصاری	تاریخ	ایستگاه ثبت شتاب نگاشت	بزرگا	فاصله از گسل (km)	PGA(g)	PGV ($\frac{cm}{s}$)	$\frac{PGV}{PGA}$	نوع زمین
Duzce	1999/11/12	Bolu	7.1	17.6	0.728	56.4	0.07	C
Superstitn	1987/11/24	Calipatria Fire Station	6.7	28.3	0.247	14.6	0.06	C
Loma Prita	1989/10/18	Gilory Array	6.9	24.2	0.323	16.6	0.052	C
Livermore	1980/01/27	Sanroman	5.4	17.6	0.301	19.1	0.064	C
Whittier	1987/10/01	Compton	6	16.9	0.332	27.1	0.083	C
Northridge	1994/01/17	Point Mugu	6.7	47.6	0.223	19.1	0.087	C
Imperial Valley	1979/10/15	Hollister City Hall	5.2	54.1	0.167	8.3	0.05	C

جدول ۴- مقادیر تغییر مکان هدف به دست آمده برای انواع سیستم‌های ساختمانی.

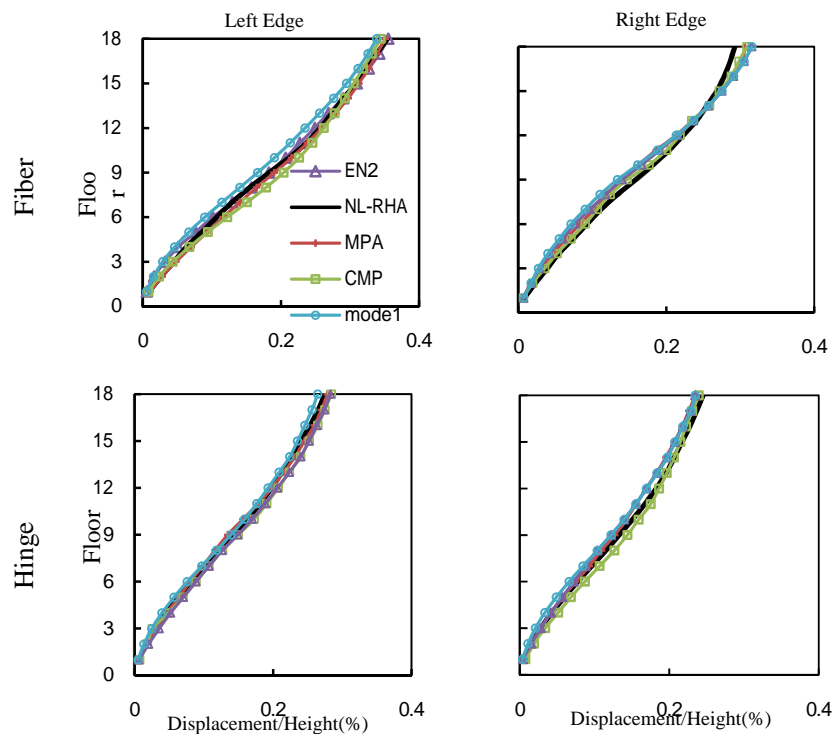
تعداد طبقات	سیستم ساختمانی	تغییر مکان هدف (cm)	
		مفصل اندر کنشی (PMM)	المان فایبر
۱۸ طبقه	مستقران	۱۶/۹	۱۷/۸
	سخت از نظر پیچش (TS)	۱۶	۱۸/۷۶
	شبه سخت از نظر پیچش (TSS)	۱۵/۷	۱۸/۵۵
	نرم از نظر پیچش (TF)	۱۴/۶	



شکل ۸- نسبت جابجایی کف‌ها به ارتفاع سازه، حاصل از آنالیزهای بار افزون MPA، CMP، EN2، Model1 و تحلیل NL-RHA در لبه‌های نرم و سخت ساختمان نامستقران در پلان از نوع TS.



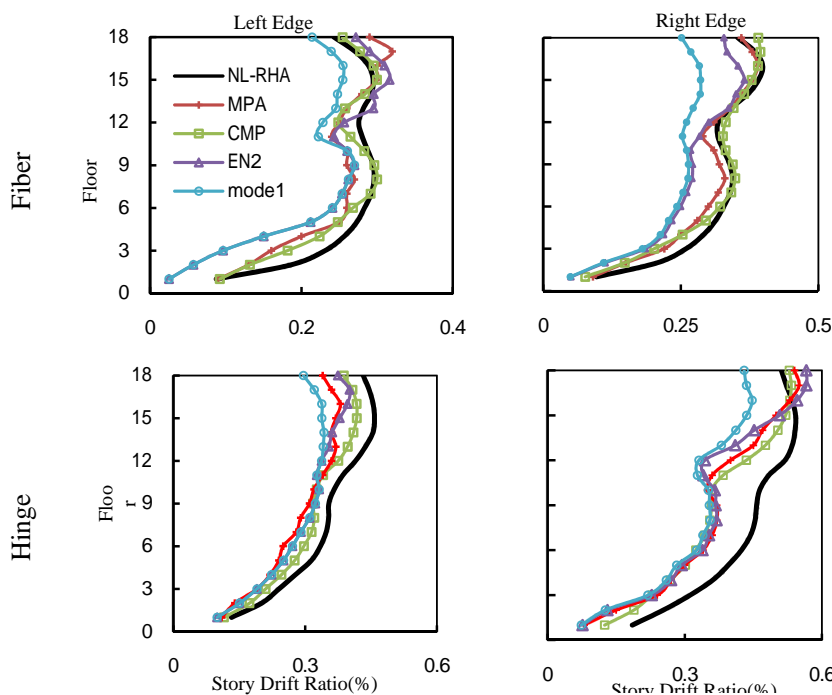
شکل ۹- نسبت جابجایی کف‌ها به ارتفاع سازه، حاصل از آنالیزهای بار افزون MPA، CMP، EN2، Model1 و تحلیل NL-RHA در لبه‌های نرم و سخت ساختمان نامتقارن در پلان از نوع TSS.



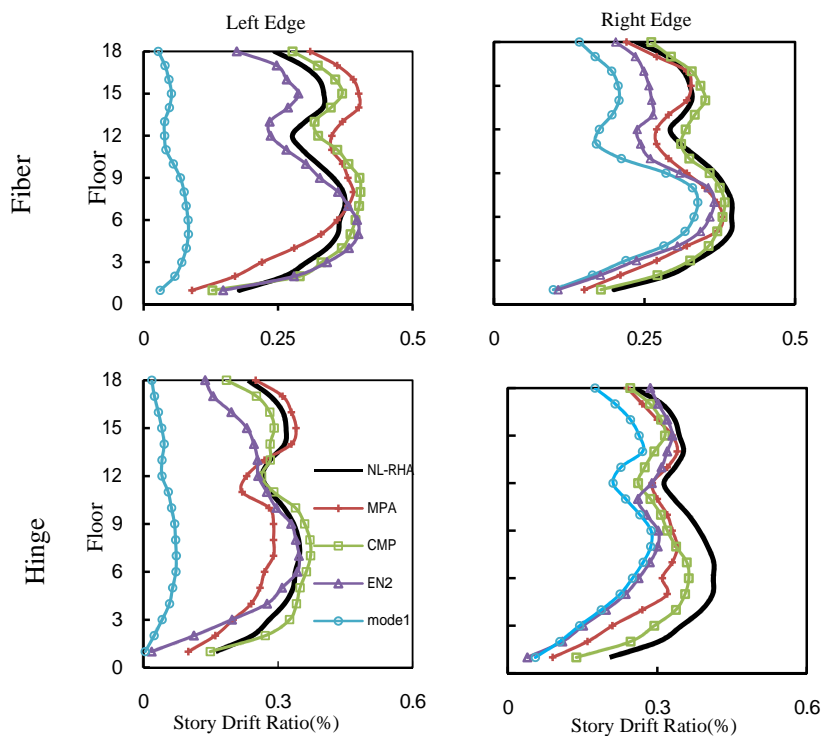
شکل ۱۰- نسبت جابجایی کف‌ها به ارتفاع سازه، حاصل از آنالیزهای بار افزون MPA، CMP، EN2، Model1 و تحلیل NL-RHA در لبه‌های نرم و سخت ساختمان نامتقارن در پلان از نوع TF.

با توجه به اشکال ۸-۱۰ و با عنایت به استفاده از المان فایبر و مفصل متمرکز اندرکنشی (P-M-M) برای دیوار برشی می‌توان نتیجه گرفت که در سیستم TS، همه آنالیزهای بار افزون ارتقاء یافته در هر دو لبه نرم و سخت دارای دقت مناسبی می‌باشند. در این سیستم در لبه سخت جابجایی کف‌ها مقداری دست پایین و در لبه نرم جابجایی کف‌ها مقداری دست بالا برآورد شده‌اند. همچنین تحلیل‌های بارافزون ارتقاء یافته MPA و CMP در لبه سخت این سیستم در طبقات بالا در مدل مفصل فایبر جواب‌های به‌نسبت بهتری در مقایسه با مدل مفصل متمرکز (PMM) ارائه می‌دهند. در لبه سخت سیستم TSS، روش‌های CMP و EN2 جابجایی کف‌ها را اندکی دست بالا و روش MPA جواب‌ها را قدری دست پایین برآورد می‌کند. در لبه نرم سیستم TSS جابجایی‌های حاصل از همه روش‌های بارافزون با استفاده از مدل مفصل فایبر قدری دست پایین می‌باشند. نتایج تحلیل بارافزون با الگوی مود اول در سیستم TSS در لبه سخت به شدت دست پایین هستند. در سیستم TF نیز تمام روش‌های بارافزون ارتقاء یافته از دقت مناسبی برخوردارند، به جز این‌که تحلیل مود اول در هر دو لبه نرم و سخت و برای هر دو مدل غیر خطی دیوار برشی پاسخ‌ها را قدری دست پایین برآورد می‌کند. شایان ذکر است

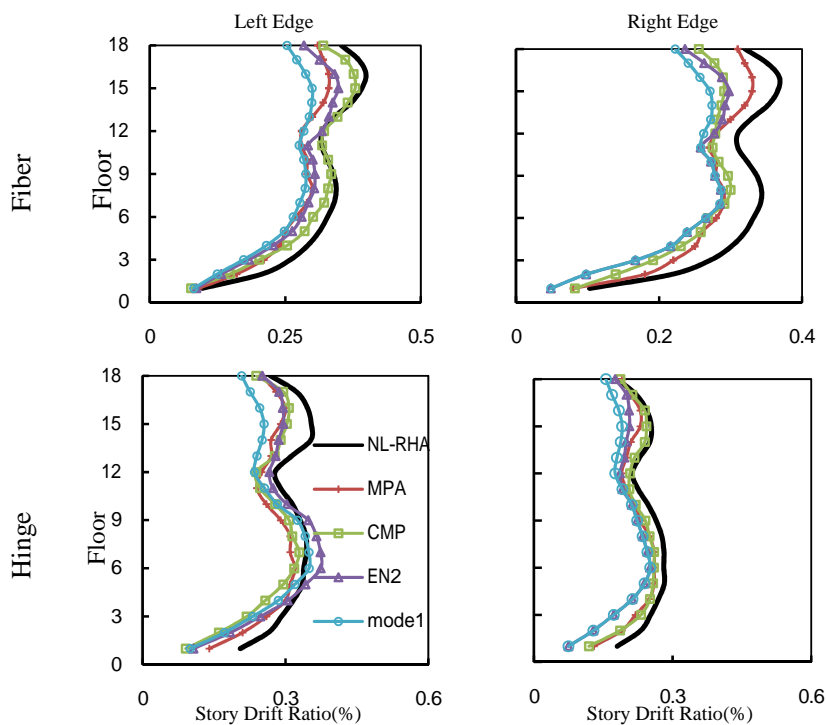
که پاسخ تغییر مکان طبقات در سیستم‌های مختلف در این دو مدل رفتاری تفاوت زیادی با یکدیگر ندارند. همچنین با توجه به نحوه تغییر مکان کف‌ها می‌توان گفت که در ساختمان ۱۸ طبقه، رفتار دیوار برشی در طبقات پایین بر رفتار قاب خمشی غالب شده، ولی در طبقات بالا رفتار قاب بر رفتار کلی سیستم حاکم می‌گردد. با توجه به شکل‌های ۱۱ الی ۱۳ می‌توان نتیجه گرفت که در سیستم TS در ساختمان ۱۸ طبقه، تحلیل‌های بار افزون ارتقاء یافته در هر دو لبه مقادیر قابل قبولی را برای جابجایی نسبی طبقات در طبقات فوقانی با مدل المان فایبر نسبت به مدل مفصل متمرکز ارائه می‌کنند که دقت روش CMP از سایر روش‌ها بیشتر می‌باشد. به عنوان نمونه مقدار خطا در لبه سخت در مدل المان فایبر در روش MPA و CMP به ترتیب برابر ۹/۲۱٪ و ۳/۷۸٪ می‌باشد که درصد خطا در مدل مفصل متمرکز به ۱۸/۷٪ و ۹/۱۳٪ افزایش پیدا کرده است. همچنین تحلیل‌های بارافزون ارتقاء یافته در لبه نرم این سیستم دارای دقت بهتری در برآورد پاسخ‌ها نسبت به لبه سخت برای هر دو مدل رفتاری می‌باشند. همچنین جابجایی‌های نسبی طبقه، حاصل از تحلیل بارافزون با استفاده از مود اول دارای خطای بیشتری در تمام طبقات نسبت به سایر روش‌های پوش‌آور ارتقاء یافته می‌باشند.



شکل ۱۱- نسبت جابجایی نسبی طبقات به ارتفاع طبقه، حاصل از آنالیزهای بار افزون MPA، CMP، EN2، Mode1 و تحلیل NL-RHA در لبه‌های نرم و سخت ساختمان نامتقارن در پلان از نوع TS.



شکل ۱۲- نسبت جابجایی نسبی طبقات به ارتفاع طبقه، حاصل از آنالیزهای بار افزون MPA، CMP، EN2، Mode1 و تحلیل NL-RHA در لبه‌های نرم و سخت ساختمان نامتقارن در پلان از نوع TSS.

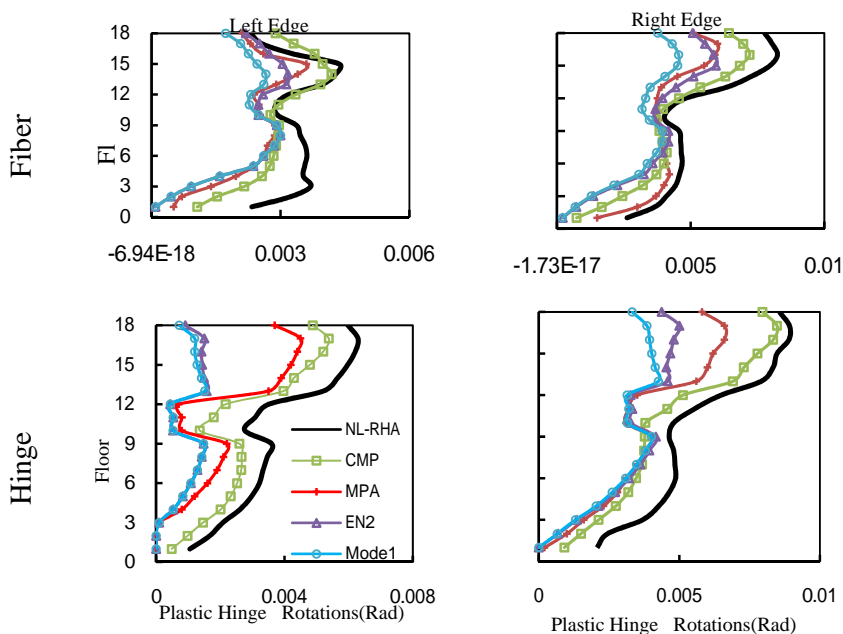


شکل ۱۳- نسبت جابجایی نسبی طبقات به ارتفاع طبقه، حاصل از آنالیزهای بار افزون MPA، CMP، EN2، Mode1 و تحلیل NL-RHA در لبه‌های نرم و سخت ساختمان نامتقارن در پلان از نوع TF.

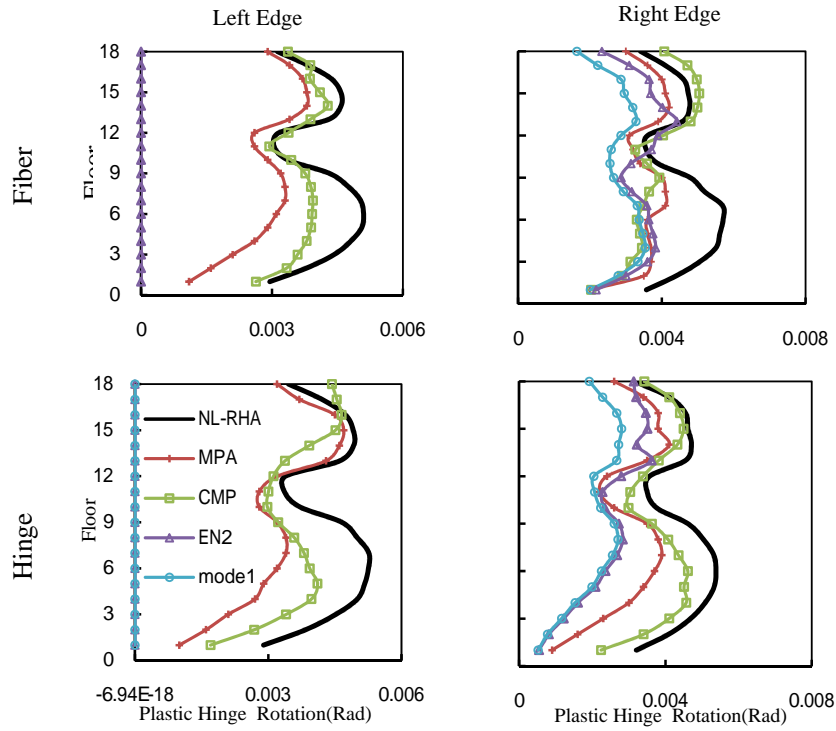
مقدار خطا در روش MPA به ۶/۹٪ در لبه نرم و ۱۴/۷٪ در لبه سخت می‌رسد. همچنین در این ساختمان مقدار خطای روش CMP با استفاده از مدل مفصل متمرکز در لبه سخت بیشتر و در لبه نرم کمتر می‌باشد که این روند برای سایر روش‌های بارافزون نیز قابل مشاهده است. در سیستم TF جایجائی نسبی طبقه، حاصل از روش‌های پوش‌آور ارتقاء یافته با در نظرگیری رفتار غیر خطی با المان فایبر و مفصل متمرکز در هر دو لبه قدری دست پایین می‌باشند که در میان روش‌ها، روش MPA در لبه نرم و روش CMP در لبه سخت برآورد بهتری را نسبت به سایر روش‌ها در ساختمان ۱۸ طبقه ارائه می‌کنند.

با توجه به اشکال ۱۴ تا ۱۶ می‌توان نتیجه گرفت که روش CMP نسبت به سایر روش‌های بارافزون ارتقاء یافته و موداول، دارای دقت بیشتری در برآورد دوران‌های مفاصل پلاستیک در لبه‌های نرم و سخت با بکارگیری المان فایبر و مفصل متمرکز می‌باشد. این روش در سیستم TS دوران‌های پلاستیک را با در نظرگیری المان فایبر در طبقات فوقانی لبه سخت اندکی دست بالا برآورد می‌کند که مقدار خطای روش CMP در لبه نرم و سخت این سیستم، به ترتیب برابر است با ۱۴/۳۳٪ و ۱۳/۶۲٪ می‌باشد. همچنین مقدار خطای روش MPA در طبقات فوقانی

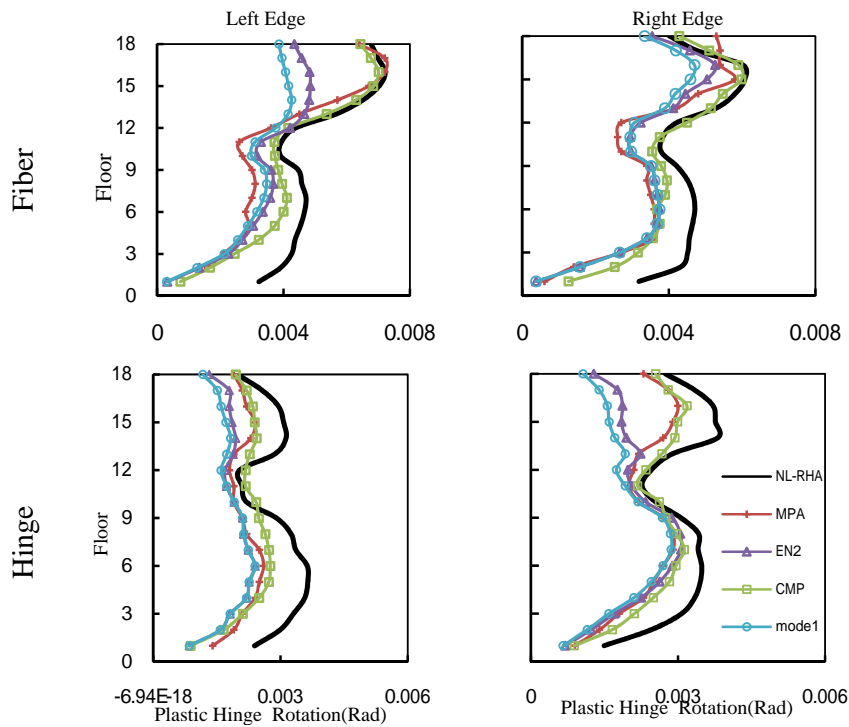
در ساختمان ۱۸ طبقه با سیستم TSS تحلیل بار افزون EN2 به واسطه اعمال ضرایب تصحیح جایجایی نسبی طبقات را در لبه نرم دست بالا برآورد می‌کند، به طوری که مقدار خطای جایجایی نسبی طبقات به ۲۴/۹٪ می‌رسد. تحلیل پوش‌آور با استفاده از الگوی مود اول پاسخ‌ها را در هر دو لبه، به ویژه در لبه سخت بسیار دست پایین برآورد می‌کند به طوری که خطای روش با استفاده از المان فایبر و مفصل متمرکز به ترتیب به ۸۶/۳۲٪ و ۸۸/۴۳٪ می‌رسد. در لبه سخت ساختمان ۱۸ طبقه برآوردهای حاصل از دو روش MPA و CMP با استفاده از المان فایبر نسبتاً دست بالا هستند که مقدار خطای روش CMP و MPA برابر ۸۸/۸۵٪ و ۲۱/۸۷٪ می‌باشد. در لبه نرم سیستم TSS روش‌های CMP و MPA در صورت استفاده از مدل غیرخطی المان فایبر دارای دقت خوبی در محاسبه جایجائی نسبی طبقات می‌باشند. در سیستم TF نیز همانند سیستم TS در ساختمان ۱۸ طبقه، تحلیل‌های بارافزون CMP و MPA در هر دو لبه نرم و سخت پاسخ‌ها را برای المان فایبر و مفصل اندرکنشی اندکی دست پایین برآورد می‌کنند که پاسخ‌های حاصل از روش CMP در لبه سخت در مقایسه با سایر روش‌ها دقیق‌تر است. مقدار خطای روش CMP در لبه نرم و سخت این ساختمان در مدل المان فایبر به ترتیب برابر با ۱۹/۳۱٪ و ۴/۶۸٪ است که این



شکل ۱۴- دوران پلاستیک مفاصل، حاصل از آنالیزهای بار افزون MPA، CMP، EN2، Mode1 و تحلیل NL-RHA در کناره‌های راست و چپ ساختمان نامتقارن در پلان از نوع TS.



شکل ۱۵- دوران پلاستیک مفاصل، حاصل از آنالیزهای بار افزون MPA، CMP، EN2، Mode1 و تحلیل NL-RHA در کناره‌های راست و چپ ساختمان نامتقارن در پلان از نوع TSS.



شکل ۱۶- دوران پلاستیک مفاصل، حاصل از آنالیزهای بار افزون MPA، EN2، CMP، Mode1 و تحلیل NL-RHA در کناره‌های راست و چپ ساختمان نامتقارن در پلان از نوع TF.

متوالی (CMP) و روش N2 توسعه یافته (EN2) با در نظر گیری تأثیر نوع رفتار غیرخطی دیوار برشی در این سه سیستم به طور جداگانه مورد بررسی قرار گرفتند که نتایج زیر حاصل شدند:

۱) استفاده از مدل غیرخطی المان فایبر به زمان تحلیل و فضای حافظه خیلی بیشتری نسبت به مدل غیرخطی مفصل اندرکنشی تا ۳ برابر نیاز دارد. ۲) استفاده از مدل غیرخطی فایبر، سازه را شکل پذیرتر کرده و تغییر مکان‌های هدف بیشتری را نسبت به مدل مفصل اندرکنشی می‌دهد. ۳) تفاوت در مدل‌سازی رفتار غیرخطی دیوار برشی تأثیر چندانی بر روی نیاز لرزه‌ای جابجایی کف‌ها، از خود نشان نمی‌دهد، اما اثر نسبتاً قابل توجهی بر روی جابجایی نسبی طبقات و دوران‌های پلاستیک مفاصل دارد. ۴) نحوه تسلیم شدن اعضاء سازه‌ای در ساختمان ۱۸ طبقه با سیستم دوگانه قاب-دیوار بدین صورت است که ابتدا تیرها شروع به تسلیم شدن می‌کنند. سپس تسلیم شدن تیرها در طبقات فوقانی گسترش یافته و بعد از آن دیوار برشی (المان ستون معادل) در پای ساختمان تسلیم می‌شود و در انتها برخی از ستون‌های طبقه اول سازه تسلیم می‌گردد. ۵) روش‌های CMP، MPA و EN2 معمولاً پاسخهای با دقت مناسب را برای جابجایی نسبی طبقات با در نظر گیری دو مدل رفتار غیرخطی برای دیوار برشی ارائه می‌کنند. ۶) روش CMP در تمام سازه‌های نامنظم ۱۸ طبقه با سیستم دوگانه قاب-دیوار در مقایسه با روش MPA و EN2 نتایج بهتری را در برآورد دوران مفاصل پلاستیک ارائه می‌دهد. ۷) در ساختمان‌های دوگانه قاب-دیوار با سیستم نامنظم TSS، روش EN2 در لبه سخت برای هر دو مدل غیرخطی با المان فایبر و مفصل اندرکنشی دارای دقت بسیار کم می‌باشد. چون جابجایی‌های حاصل از تحلیل پوش آور با الگوی مود اول، در لبه سخت صفر می‌باشد و با اعمال ضریب تصحیح پیچشی در پلان و ضریب تصحیح در ارتفاع تغییراتی در پاسخ‌ها ایجاد نمی‌شود.

۱۰- مراجع

- [1]. Ghobarah, A. "Performance-based design in earthquake engineering: state of development." *Engineering structures*, 23, 8 (2001): pp. 878-884.

لبه نرم و سخت در سیستم TS با استفاده از مدل المان فایبر برابر با $0.37/0.17/0.45$ می‌باشد که در مدل مفصل اندرکنشی به $0.37/0.31/0.54$ می‌رسد. در سیستم TSS، روش EN2 در لبه سخت برای هر دو مدل غیرخطی با المان فایبر و مفصل اندرکنشی دارای دقت بسیار کم می‌باشد. این بدان دلیل است که جابجایی‌های حاصل از تحلیل پوش آور با الگوی مود اول، در لبه سخت بسیار کم می‌باشد. از اینرو، دوران‌های پلاستیک مفاصل در بیشتر طبقات صفرشده و با اعمال ضریب تصحیح پیچشی در پلان و ضریب تصحیح در ارتفاع هیچ تغییری در پاسخ‌ها ایجاد نمی‌شود. در سیستم TF نیز همانند سیستم TS، تحلیل CMP برآورد بهتری در هر دو لبه نرم و سخت نسبت به سایر روش‌های بارافزون ارتقاء یافته ارائه می‌دهد. در مدل مفصل اندرکنشی این برآوردها قدری دست پایین می‌باشند. در طبقات بالای سیستم TF، تحلیل بارافزون EN2 با مدل المان فایبر در لبه نرم برآورد بهتری نسبت به لبه سخت دارد که مقدار خطا در لبه نرم و سخت به ترتیب برابر $0.15/0.06$ و $0.29/0.07$ می‌باشد. شایان ذکر است که نحوه تسلیم شدن اعضاء سازه‌ای در ساختمان ۱۸ طبقه بدین صورت است که ابتدا تیرها شروع به تسلیم شدن می‌کنند. سپس تسلیم شدن تیرها در طبقات فوقانی گسترش یافته و بعد از آن دیوار برشی (المان ستون معادل) در پای ساختمان تسلیم می‌شود و در انتها برخی از ستون‌های طبقه اول سازه تسلیم می‌شود.

۹- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، پاسخ‌های لرزه‌ای ساختمان‌های نامنظم دارای سیستم دوگانه قاب-دیوار با در نظر گیری دو مدل رفتار غیرخطی متفاوت برای دیوار برشی به صورت المان فایبر و مفصل اندرکنشی به‌طور جداگانه مورد بررسی قرار گرفت. در ساختمان‌های با خروج از مرکزیت جرم، با تغییر نسبت بین جرم کف طبقات و ممان اینرسی جرمی آن‌ها حول محور عمود بر کف در مرکز جرم، سه سیستم نامتقارن در پلان شامل سیستم‌های سخت از نظر پیچش، شبه سخت از نظر پیچش و نرم از نظر پیچش ایجاد شدند. تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی (NL-RHA) و تحلیل‌های بارافزون ارتقاء یافته شامل روش آنالیز پوش آور مودی (MPA)، روش تحلیل پوش آور مودی

- reinforced concrete buildings”, Engineering Structures, Vol. 28, No. 11, pp. 1494–1502, 2006.
- [13]. Y?n, B., Calayır, Y., “Pushover Analysis of a Reinforced Concrete Building According to Various Hinge Models”, 2nd International Balkans Conference on Challenges of Civil Engineering, BCCCE, 23-25 May 2013, Epoka University, Tirana, Albania.
- [14]. کفایی مهدی، “الگوی بارگذاری جانبی در ساختمان‌های بتنی با دیوار برشی در آنالیز استاتیکی غیر خطی” پایان نامه کارشناسی ارشد، به راهنمایی دکتر فرامرز خوشنودیان، دانشگاه صنعتی امیر کبیر، بهار ۸۸.
- [15]. مقررات ملی ساختمان مبحث ششم، “بارهای وارد بر ساختمان-۱۳۸۵”.
- [16]. مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، “آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش سوم، سال ۱۳۸۴”.
- [17]. American Concrete Institution (ACI 318-1999)
- [18]. Mander, J.B., M.J.N., Priestley, Park, R. 1988. “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”, Journal of Structural Engineering, ASCE. 114(3), 1804-1826.
- [19]. Takeda, Toshikazu, Mete Avni, Sozen, N. Norby, Nielsen. “Reinforced concrete response to simulated earthquakes.” Journal of the Structural Division, 96.12 (1970): 2557-2573.
- [20]. SAP2000, Technical Note Material Stress-Strain Curves.
- [21]. Malvern, Lawrence, E. Introduction to the Mechanics of a Continuous Medium, (1969) Prentice-Hall.
- [2]. ATC. “40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings.” Applied Technology Council, Report ATC-40. Redwood City (1996).
- [3]. Federal Emergency Management Agency. “Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings: FEMA-356.” (2000).
- [4]. Chopra, Anil, K., Rakesh, Goel, K.. “A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings” Earthquake Engineering & Structural Dynamic, Vol. 31, No.3 (2002): pp. 561-582.
- [5]. Poursha, Mehdi, Khoshnoudian Faramarz, and A. S. Moghadam. "A consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of tall buildings" Engineering Structures, Vol. 31, No. 2 (2009): pp. 591-599.
- [6]. Jan, Tysh Shang, Ming Wei Liu, and Ying Chieh Kao, "An upper-bound pushover analysis procedure for estimating the seismic demands of high-rise buildings" Engineering Structures, Vol.26, No.1 (2004): pp.117-128.
- [7]. Kreslin, Maja, and Peter Fajfar, "The extended N2 method taking into account higher mode effects in elevation" Earthquake Engineering & Structural Dynamics 40.14 (2011): 1571-1589.
- [8]. Chopra A. K. and Goel R. K. “A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings” Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 33, No. 8, pp. 903–927, Jul. 2004.
- [9]. Poursha, M., Khoshnoudian, F. and A. S. Moghadam, “A consecutive modal pushover procedure for nonlinear static analysis of one-way unsymmetric-plan tall building structures”, Engineering Structures, Vol. 33, No. 9, pp. 2417–2434, Sep. 2011.
- [10]. Kreslin, Maja, and Fajfar, Peter. "The extended N2 method considering higher mode effects in both plan and elevation" Bulletin of Earthquake Engineering, 10.2 (2012): 695-715.
- [11]. Lin, Jui-Liang, and Keh-Chyuan Tsai. "Simplified seismic analysis of asymmetric building systems" Earthquake Engineering & structural dynamics, 36.4 (2007): 459-479.
- [12]. Inel, M., Ozmen, H. B., “Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of

On the Seismic Behavior of Unsymmetric-plan Tall Reinforced Concrete (RC) Buildings with Dual Wall-Frame System

M. Habibi

MSc Student, Faculty of Civil Engineering, Sahand University of Technology

M. Poursha*

Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, Sahand University of Technology

(Received: 2014/10/28 - Accepted: 2015/4/29)

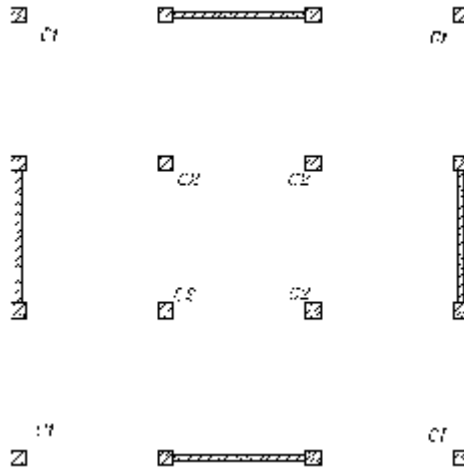
Abstract

This paper studies seismic evaluation of unsymmetric-plan tall reinforced concrete (RC) buildings with a dual wall-frame system, in which the effect of higher modes in plan and height is important. In this paper, one unsymmetric-plane reinforced concrete building of 18-story height was studied. Shear walls were replaced with an equivalent beam-column and their nonlinear behavior was considered with the interaction point hinges (PMM) and fiber elements. The seismic responses of the buildings were computed by nonlinear response history analysis (NL-RHA), advanced pushover analyses including the modal pushover analysis (MPA), the consecutive modal pushover (CMP), the upper bound pushover analysis (UB) and the extended N2 method (EN2) and a conventional pushover analysis with fundamental mode force distribution considering the two nonlinear behavior for the shear walls mentioned above. The results show that floor displacements are slightly influenced by the shear wall nonlinear model in comparison with the story drifts and plastic hinge rotations. Errors resulting from interaction point hinge (PMM) are almost larger than those from the fiber element. Also, the results indicate that the advanced pushover analyses can evaluate the seismic demands accurately in unsymmetric-plane tall buildings; The EN2 method gives a larger error compared with the other advanced methods, especially in estimating plastic hinge rotations.

Keywords: Reinforced concrete buildings, dual wall-frame system, fiber element, interaction hinge (PMM), unsymmetric in plan, extended pushover analysis

* Corresponding author: Poursha@sut.ac.ir

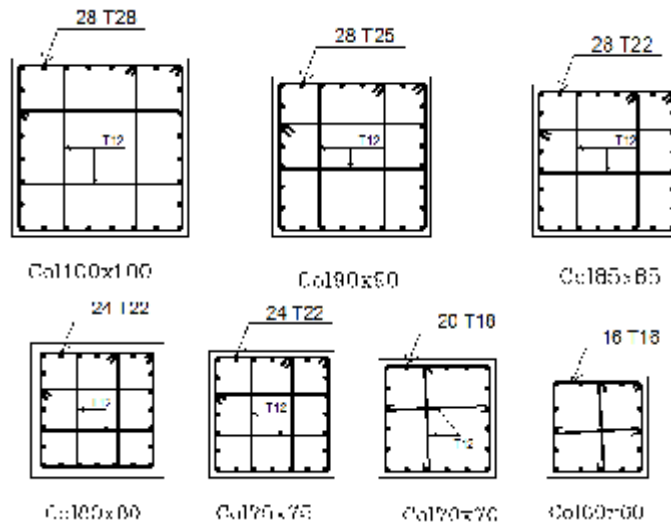
پیوست الف:



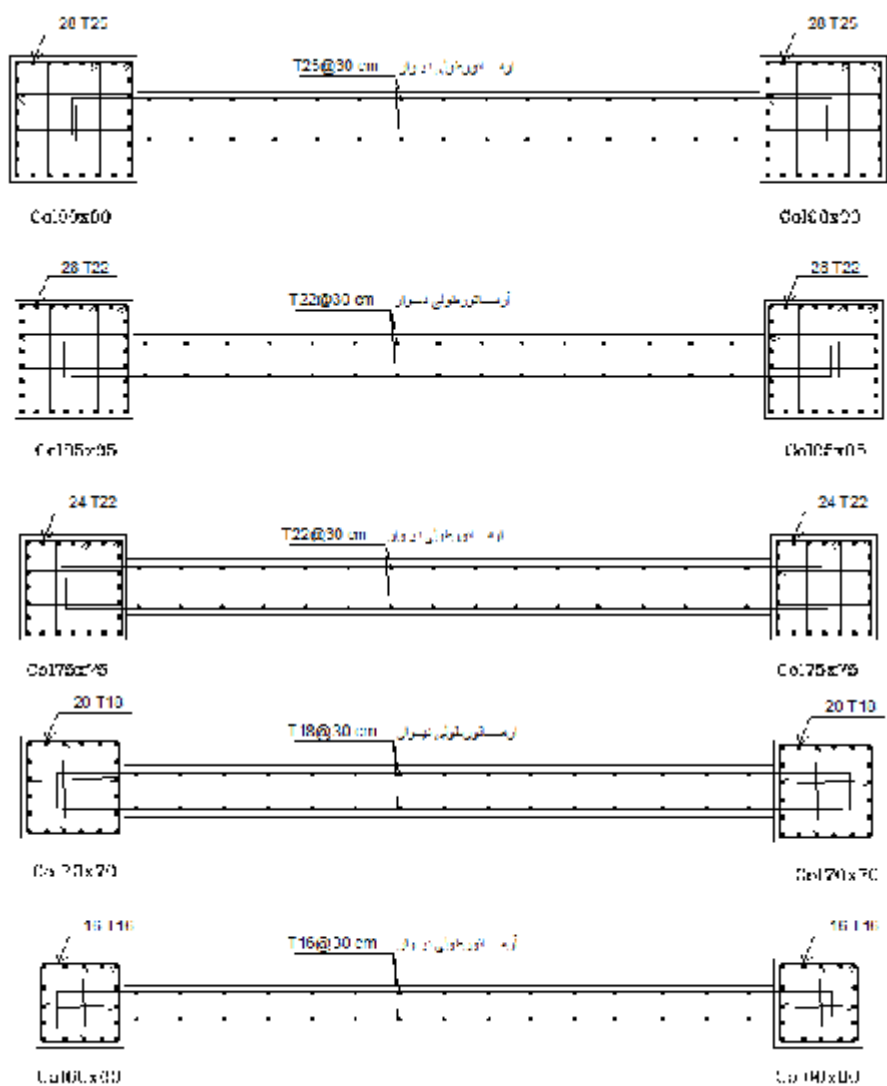
شکل الف-۱ پلان تیپ بندی ستونها

جدول الف-۱ مشخصات اعضای بکار رفته در ساختمان بتن آرمه ۱۸ طبقه

طبقه	ستون C1 (cm × cm)	ستون C2 (cm × cm)	تیرها [h × b] (cm × cm)	ضخامت دیوار برشی (cm)
۱،۲،۳	۹۰ × ۹۰	۱۰۰ × ۱۰۰	۸۰ × ۹۰	۵۰
۴،۵،۶	۸۵ × ۸۵	۹۰ × ۹۰	۷۰ × ۸۵	۵۰
۷،۸،۹	۷۵ × ۷۵	۸۰ × ۸۰	۶۰ × ۷۰	۴۵
۱۰،۱۱،۱۲	۷۵ × ۷۵	۸۰ × ۸۰	۶۰ × ۷۰	۴۵
۱۳،۱۴،۱۵	۷۰ × ۷۰	۷۰ × ۷۰	۵۰ × ۶۰	۴۰
۱۶،۱۷،۱۸	۶۰ × ۶۰	۶۰ × ۶۰	۴۰ × ۵۵	۴۰



شکل الف-۲ مقطع ستونهای مورد استفاده در ساختمان بتن آرمه ۱۸ طبقه.



شکل الف-۳ - مقطع دیوارهای برشی مورد استفاده در ساختمان بتن آرمه ۱۸ طبقه.