

بررسی رویکرد مفصل چندگانه در هسته بتن مسلح سازه بلند تحت اثر نگاشت حوزه نزدیک

حمید بیرقی *

دانشجوی دوره دکتری سازه، دانشگاه سمنان

علی خیرالدین

استاد دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

محمدعلی کافی

استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

چکیده

به کارگیری ساختمان‌های بلند دارای هسته بتن مسلح در حال گسترش روز افزون است. این مقاله به بررسی رفتار سازه بلند با هسته بتن مسلح می‌پردازد. به این منظور ابتدا طراحی هسته ساختمان ۴۰ طبقه با کمک تحلیل طیفی صورت می‌گیرد. سپس طبقات پایین مدل مذکور با به کارگیری المان‌های فیبری با مصالح غیرخطی و سایر طبقات فوقانی با المان‌های الاستیک مدل می‌شوند. تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی برای مجموعه‌ای از رکوردهای نزدیک گسل صورت می‌گیرد. نتایج نشان می‌دهند روند کلی تغییرات لنگر در ارتفاع در مدل غیرخطی با شکل نظیر حالت طیفی متفاوت است، به طوری که مقادیر نیاز لنگر تقریباً در اواسط ارتفاع سازه به طور متوسط حدود ۳/۵ برابر مقدار حاصل از روش تحلیل طیفی است که علت آن اثر مدهای بالاتر است. در این صورت، حفظ رفتار الاستیک در حدود میانه ارتفاع مستلزم مقادیر نسبتاً زیاد میلگرد است. برای کاهش نیاز شدید لنگر در این نواحی، ابتدا یک و سپس دو ناحیه در ارتفاع سازه، علاوه بر تراز پایه، به عنوان نواحی مستعد وقوع مفصل پلاستیک به صورت غیرخطی مدل‌سازی می‌شوند و نگاشت‌ها بر سازه اعمال می‌شوند. نتایج نشان می‌دهد رویکرد وقوع یک و دو مفصل در ارتفاع سازه (علاوه بر مفصل تراز پایه) موجب کاهش نیاز لنگر اواسط ارتفاع سازه به مقدار حدود ۲۸ و ۴۲ درصد می‌شود اما بر روی برش پایه تقریباً بی‌تأثیر است.

واژه‌های کلیدی: ساختمان بلند بتن مسلح، هسته بتن مسلح، مفصل پلاستیک خمشی چندگانه، اثر مدهای ارتعاشی بالاتر، نگاشت حوزه نزدیک.

* نویسنده مسؤول: h_beiraghi@yahoo.com

۱- مقدمه

به دلیل اینکه ساختمان‌های بلند طبیعتاً دارای پیروید نوسانی بزرگ تر نسبت به ساختمان‌های کوتاه هستند، مشارکت مؤثرتری از مدهای بالاتر در پاسخ سازه مورد انتظار است، لذا استفاده از روش تحلیل دینامیکی طیفی برای اینگونه از سازه‌ها در بین مهندسان محاسب رایج است. در روش مذکور پاسخ الاستیک مدهای ارتعاش سازه با کمک طیف پاسخ طرح برای میرایی ۵ درصد محاسبه می‌شوند و سپس به روش‌های آماری شناخته شده نظیر $SRSS^3$ و CQC^4 با هم ترکیب می‌شوند، در نهایت برای طرح سازه از پاسخ کاهش یافته که با به کارگیری ضریب رفتار R حاصل شده، استفاده می‌گردد [۶]. به عبارت دیگر نیروهای الاستیک حاصل از ترکیب مدها با اعمال ضرایب کاهش مذکور، کم می‌شوند تا نیروی مورد نظر برای طراحی حاصل شود.

تحقیقات انجام شده بر روی سازه با هسته بتن مسلح و دیوارهای برشی طره‌ای نشان داده است که مقدار لنگر خمشی حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی بسیار کم تر از مقادیری است که در زلزله‌های شدید بر سازه اعمال می‌شود [۷].

آیین‌نامه‌ها بنا به دلایل اقتصادی، اجازه می‌دهند که سیستم باربر جانبی تحت اثر زلزله شدید وارد حوزه غیرالاستیک شوند، لذا برای طراحی از نیروی الاستیک کاهش یافته استفاده می‌شود، بنابراین به نوعی وقوع تغییر شکل‌های غیرخطی را به رسمیت می‌شناسند و اجازه می‌دهند قسمت‌هایی از سازه تحت اثر زلزله شدید وارد ناحیه رفتار غیرخطی شوند. ترجیح بر این است که تغییر شکل‌های غیرخطی دیوارهای طره‌ای (هسته) بتن مسلح در نواحی به نام مفصل پلاستیک و در خمش رخ دهد. مطابق عرف، وقوع یک مفصل پلاستیک در پای دیوار همواره مورد انتظار است [۸-۱۲]. جزئیات میلگرد گذاری در این نواحی برای اطمینان از اینکه نیاز تغییر شکل از مقادیر ظرفیت کم تر باشد، یکی از موضوعات اساسی به شمار می‌رود، لذا اکثر آیین‌نامه‌ها برای اطمینان هرچه بیشتر از میزان شکل پذیری در نواحی مستعد مفصل پلاستیک، الزاماتی را لحاظ می‌کنند. آیین‌نامه $ACI-318$ نیز در این مورد اشاراتی دارد [۱۳]. هرچند در آیین‌نامه ABA [۱۴] در خصوص وقوع مفصل پلاستیک صریحاً اشاره‌ای به میان نیامده ولی به نظر می‌رسد در این آیین‌نامه نیز به طور ضمنی رویکردی مشابه آیین‌نامه $ACI-318$ وجود دارد و بسیاری از

از جمله مزایای ساختمان‌های بلند با هسته بتن مسلح که در دنیای ساخت و ساز در حال رواج هستند می‌توان به هزینه کمتر، سرعت احداث بیشتر و امکان معماری با فضای باز وسیع تر در مقایسه با ساختمان‌های بلند دارای سایر سیستم‌های سازه‌ای باربر جانبی اشاره کرد، اینگونه سازه‌ها اخیراً در بسیاری از کشورها در مناطق با لرزه‌خیزی زیاد نیز ساخته شده‌اند [۱]. در این نوع سازه، سیستم مقاوم جانبی شامل یک هسته با دیوارهای بتن مسلح است و ممکن است ستون‌های پیرامونی نیز در باربری جانبی مشارکت کنند. در بسیاری از ساختمان‌های بلند از تیرهای بین هسته و ستون‌های پیرامونی استفاده نمی‌شود، بلکه کل دیافراگم کف توسط دال (فاقد تیر) با بتن پیش تنیده اجرا می‌شود. به دلایل اقتصادی، سازه‌ها به گونه‌ای طرح می‌شوند که تحت نیروی جانبی ناشی از زلزله طرح^۱ (DBE) و ماکزیمم زلزله محتمل^۲ (MCE) وارد ناحیه غیر الاستیک شود. در این نوع سازه اجازه داده می‌شود که مفصل پلاستیک خمشی تحت نیروهای بزرگ زلزله در پای دیوار رخ دهد، اما میزان دوران پلاستیک در ناحیه مفصل باید در محدوده قابل قبولی باشد و انتظار می‌رود دیوار در قسمت فوقانی در ناحیه الاستیک باقی بماند [۲ و ۳]. در چنین سیستمی می‌توان گفت که تقریباً هسته به تنهایی کل بار جانبی را باید تحمل کند که در آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله ایران و آیین‌نامه $UBC97$ به عنوان سیستم دیوارهای باربر شناخته می‌شوند [۴]. هرچند آیین‌نامه‌های مذکور محدودیت ارتفاع حدود ۵۰ متر را برای این سیستم قرار داده‌اند، به نظر می‌رسد در مورد فلسفه وضع چنین محدودیتی توسط آیین‌نامه‌ها دلیل محکمه‌پسند وجود ندارد. در دهه ۱۹۵۰ میلادی در مقاله‌ای از کمیته $ASCE$ بدون این که علت مقتدرانه‌ای ارائه شود، پیشنهاد شد که برای ساختمان بلندتر از ۱۳ طبقه الزاماً از قاب خمشی کمک گرفته شود. با گذشت زمان محدودیت ۱۳ طبقه به ارتفاع ۱۵۰ فوت تعبیر شد و ظاهراً بعدها محدودیت مذکور به عدد ۱۶۰ فوت تغییر یافت و در آیین‌نامه‌های آمریکایی تثبیت شد [۵].

¹ Design Basis Earthquake

² Maximum Considered Earthquake

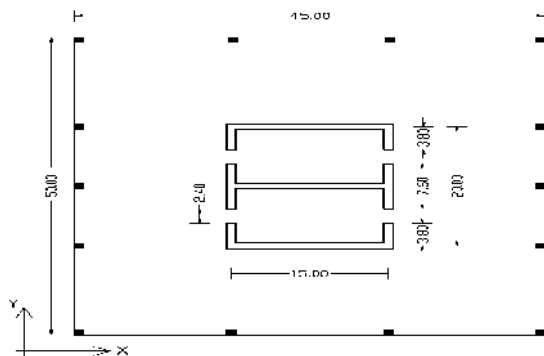
³ Square Root of Sum of Squares

⁴ Complete Quadratic Combination

مسلح است. در ادامه، مدل‌سازی هسته به کمک المان‌های فیبری با رفتار غیرخطی در طبقات پایین و با رفتار خطی در طبقات فوقانی انجام می‌شود و تحت اثر نداشت‌های نزدیک گسل دارای پالس سرعت قرار می‌گیرند و رفتار سازه شامل نمودارهای لنگر و برش بررسی می‌شود. سپس با لحاظ کردن امکان وقوع مفصل‌های پلاستیک در یک موقعیت و همچنین در دو موقعیت مجزا در ارتفاع مدل مذکور (غیر از تراز پایه)، مجدداً رفتار سازه مورد بررسی قرار می‌گیرد. نتایج نشان می‌دهد تدبیر وقوع مفصل در ارتفاع هسته می‌تواند از نیاز لنگر بکاهد و رفتار سازه را به صورت کنترل شده بهبود بخشد.

۲- سازه مورد بررسی

پلان کلی سازه در شکل ۱ مشخص است. کل بار ثقلی توسط دال بین ستون‌ها و هسته توزیع می‌گردد. با توجه به عدم استفاده از تیر در تراز طبقات، فرض می‌شود کل بار جانبی توسط هسته تحمل می‌شود. کاربری ساختمان مسکونی و بار مرده و زنده کف‌ها به ترتیب برابر ۷۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع است. ساختمان‌ها در ناحیه با خطر لرزه‌خیزی زیاد و خاک نوع ۲ (طبق استاندارد ۲۸۰۰) واقع هستند [۲۲].



شکل ۱- پلان ساختمان مورد نظر (ابعاد به متر)

۳- طراحی ساختمان

برای طراحی ساختمان‌ها از نرم‌افزار ETABS 9.7 استفاده شد [۲۳]. فقط هسته‌های بتن مسلح مدل شدند. المان‌های Shell برای مدل‌سازی و طراحی دیوارها به کار گرفته شدند. از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای خاک نوع دو در تحلیل دینامیکی طیفی با میرایی ۵ درصد استفاده شد. از آیین‌نامه

متخصصان طراحی نیز به طور متداول چنین عقیده دارند که محل وقوع مفصل پلاستیک دیوار در پای دیوار است.

Rodriguez و همکاران [15] اعلام داشتند که پاسخ غیرالاستیک در پای دیوار طره عمدتاً موجب کاهش در پاسخ مد اول می‌گردد و چندان روی کاهش پاسخ مدهای بالاتر اثرگذار نیست، بنابراین با وقوع مفصل در پای دیوار و ادامه یا افزایش شدت زلزله، سهم مشارکت نسبی مدهای بالاتر در پاسخ‌ها (نظیر لنگر خمشی و نیروهای برشی) بیش‌تر می‌شود که منجر به افزایش نیاز شکل‌پذیری انحنای پای دیوار می‌گردد. به همین علت، محققان مذکور به کارگیری روش‌های تجمیع مدها را که برای محاسبه مقادیر طراحی در سیستم‌های خطی توسعه یافته‌اند (و توسط آیین‌نامه‌ها برای سیستم‌های غیرخطی توصیه می‌شوند) را به چالش کشیده‌اند. ایشان مدعی شدند که روش‌های مذکور منجر به برآورد دست‌پایین از نیازها خواهد شد. نتیجه‌گیری‌های مشابه توسط برخی دیگر از پژوهشگران نظیر Panneton و همکاران [۱۶]، Periestley و همکاران [۱۷] و Panagiotou و Resterpo [۱۸] نیز ارائه شده است.

اثر مدهای بالاتر منجر به ایجاد نیاز لنگر زیاد در اواسط ارتفاع دیوارهای بتن مسلح در سازه‌های بلند می‌گردد، به گونه‌ای که علاوه بر تراز پایه، چه بسا در نواحی مذکور نیز مفصل پلاستیک رخ دهد. مشاهدات آزمایشگاهی درمورد وقوع مفصل پلاستیک در ترازهای بالاتر از تراز پایه در دیوار بتن مسلح گزارش نشده است، هرچند بنابر اطلاعات مؤلفان اثر مدهای بالاتر در پاسخ دیوار هفت طبقه تمام مقیاس مرجع [۱۹] گزارش شده است، اما این اثر آنچنان قوی نبودند که منجر به تشکیل مفصل پلاستیک در ترازهای بالاتر از تراز پایه شود. در برخی موارد از آثار زلزله‌ها روی سازه‌های واقعی، شواهدی از وقوع مفصل پلاستیک در ترازهای میانی گزارش شده است [۲۰ و ۲۱].

به‌وجود آمدن نیاز لنگر نسبتاً زیاد در حدود میانه ارتفاع دیوار برشی یا هسته بتن مسلح ممکن است تسلیم خمشی قابل توجه این نواحی را در پی داشته باشد، این موضوع در حالی است که عموماً در این نواحی از دیوار تدابیری برای جزئیات شکل‌پذیری، اندیشه نشده است.

در این مقاله ابتدا یک سازه بلند ۴۰ طبقه دارای هسته بتن مسلح تحلیل و طراحی می‌شود. سیستم باربر جانبی سازه صرفاً هسته بتن

با زمین محل ساختمان تا حد امکان مشابهت داشته باشد. لذا در این تحقیق سعی شد این موارد لحاظ شود. هفت مورد حرکت شدید زمین نزدیک گسل با مکانیزم عملکرد معکوس و نوع خاک ۲ (طبق استاندارد ۲۸۰۰) از پایگاه داده PEER انتخاب شد [۲۴]. هر مورد شامل یک زوج شتاب‌نگاشت است که یکی از مؤلفه‌های آن در راستای عمود بر گسل و دیگری موازی گسل است و با توجه به طیف طرح استاندارد مقیاس شدند. زلزله صرفاً در یک راستای افقی یعنی فقط مؤلفه عمود بر گسل و در راستای X به سازه اعمال شد. کلیه نگاشت‌ها دارای پالس‌هایی با دوره تناوب مختلف در نگاشت سرعت هستند و در فاصله کم‌تر از ۱۴ کیلومتری از ایستگاه لرزه‌نگاری تا صفحه گسیختگی در نظر گرفته شده‌اند که به عنوان نگاشت حوزه نزدیک شناخته می‌شوند و مشخصات آنها در جدول ۲ ملاحظه می‌شود.

۵- مدل غیرخطی و بررسی نتایج در حالت متعارف (مفصل یگانه)

مدل سه بعدی هسته با نرم افزار Perform3D صوت گرفت [۲۵]. این نرم افزار از مدل فیزیکی برای مدلسازی دیوار در حالت غیرخطی بهره می‌گیرد. حداکثر هشت فیبر بتن و هشت فیبر فولاد می‌تواند برای یک المان دیوار برشی در حالت غیرخطی لحاظ گردد. در مدل مذکور برخلاف مدل تیر - ستون با پلاستیسیته متمرکز، محل تار خنثی تحت اثر بار جابجا می‌شود. برای نواحی با انتظار وقوع رفتار غیرخطی خمشی (پای دیوار) از المان دیوار برشی با فیبرهای قائم غیرخطی بتن و فولاد استفاده شد تا تسلیم خمشی مورد انتظار در این نواحی رخ دهد. لذا در ساختمان مورد نظر دیوار چهارطبقه پایین به صورت غیرخطی در خمش مدل شد و در ترازهای بالاتر با فرض اینکه دارای مقاومت خمشی کافی باشد، به صورت دیوار برشی با رفتار خمشی الاستیک خطی مدل شد و مقدار ممان اینرسی مؤثر آن با ضریب ۰/۷ اعمال شد.

مطابق نشریه ۳۶۰ مقاومت مورد انتظار فولاد و بتن به ترتیب $f_c' = 1/25$ و $f_y = 1/15$ لحاظ شد [۲۶]. از بتن محصور شده برای هسته استفاده شد. نظر به اینکه پوشش بتن روی میلگردها به عنوان بتن غیر محصور تلقی می‌گردد، از این مقدار بتن صرف نظر شد. منحنی تنش-کرنش بتن در نرم افزار به صورت چهارخطی قابل

طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله ایران و آیین‌نامه ACI-318 در تحلیل و طراحی استفاده شد. ضریب ممان اینرسی مؤثر برای چهارطبقه پایین برابر ۰/۳۵ و برای ترازهای بالاتر برابر ۰/۷ لحاظ شد. اتصال پای سازه به صورت گیردار است. بارگذاری لرزه‌ای فقط در جهت X انجام می‌شود. یادآور می‌شود محدوده این تحقیق شامل راستای Y نیست، زیرا وجود تیرهای کوپله و اتلاف انرژی ناشی از آنها در ارتفاع به نوعی به عنوان خط دوم دفاع عمل نموده و نیاز شدید لنگر در میانه ارتفاع را کاهش می‌دهد که بررسی آن در این مقاله مورد نظر نیست. ضریب برش پایه طبق روش طیفی برابر ۵/۲ درصد از وزن لرزه‌ای کل است. درصد میلگرد در تراز پایه برابر ۱/۶۲ حاصل شد. جرم لرزه‌ای کل سازه با احتساب کل بار مرده و بیست و پنج درصد بار زنده طبقات معادل ۷۳۵۳۶۰ کیلو نیوتن است. مشخصات سازه‌های طرح شده در جدول ۱ آمده است.

جدول ۱- مشخصات سازه طراحی شده

۱	تعداد کل طبقات	۴۰ طبقه
۲	ارتفاع هر طبقه	۳/۵ متر
۳	ضخامت دیوار	طبقه ۱- ۱۰ : ۰/۹ متر طبقه ۱۱- ۲۰ : ۰/۷ متر طبقه ۲۱- ۳۰ : ۰/۵ متر طبقه ۳۱- ۴۰ : ۰/۳ متر
۴	مقاومت مشخصه بتن	۴۵ مگا پاسگال
۵	مقاومت مشخصه تسلیم فولاد	۴۰۰ مگا پاسگال

۴- تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

شتاب‌نگاشت‌ها

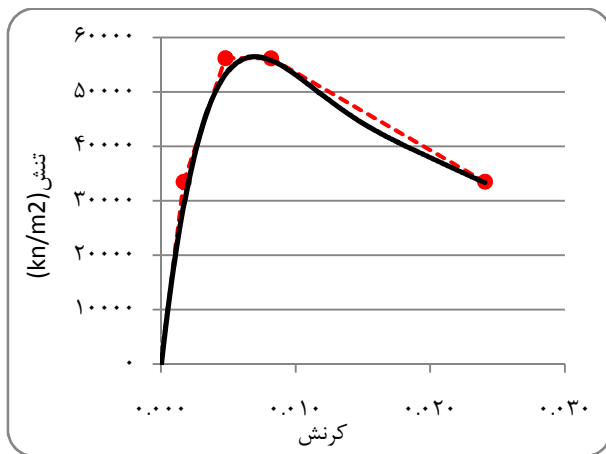
استاندارد ۲۸۰۰ ایران در مورد شتاب‌نگاشت‌هایی که در تعیین اثر حرکت زمین بر سازه مورد استفاده قرار می‌گیرند بیان می‌دارد که تا حد امکان نگاشت‌ها متعلق به زلزله‌هایی باشند که شرایط زلزله طرح را ارضا کنند و سازوکار چشمه لرزه‌زا و فاصله از گسل را لحاظ کنند، بعلاوه ساختگاه‌های شتاب‌نگاشت‌ها به لحاظ ویژگی‌های زمین‌شناسی و به خصوص مشخصات لایه‌های خاک

جدول ۲- مشخصات شتاب‌نگاشت‌ها

ردیف	نام رکورد زلزله	نام ایستگاه	کد زلزله*	PGA* (g)	PVA* (cm/sec)	T _p * (S)	ضریب مقیاس	فاصله از گسل (km)	بزرگی زلزله
۱	Northridge	Jensen Filter Plant Generator	۹۸۳	۰/۵۱۸	۶۷/۳۴	۳/۵	۱/۹۳	۵/۴	۶/۶۹
۲	Cape Mendocino	Petrolia	۸۲۸	۰/۶۱۵	۸۱/۸۷	۳	۱/۶۲	۸/۲	۷/۰۱
۳	Loma Prieta	LGPC	۷۷۹	۰/۹۴۴	۹۶/۹۵	۳	۱/۰۵	۳/۹	۶/۹۳
۴	Northridge	LA Dam	۱۰۱۳	۰/۵۷۶	۷۷/۰۹	۱/۷	۱/۷۳	۵/۹	۶/۶۹
۵	Northridge	Sylmar-Olive View Med FF	۱۰۸۶	۰/۷۳۳	۱۲۲/۷۶	۳/۱	۱/۳۶	۵/۳	۶/۶۹
۶	Chi-Chi, Taiwan	TCU076	۲۶۲۷	۰/۵۲۴	۵۹/۳	۰/۹۱	۱/۹۰	۱۴/۷	۶/۲۰
۷	Loma Prieta	Gilroy-Gavilan Coll.	۷۶۳	۰/۲۹۴	۳۰/۷۸	۱/۸	۳/۴۰	۱۰	۶/۹۳

PGA*: حداکثر شتاب حرکت زمین، PVA*: حداکثر سرعت حرکت زمین، T_p*: زمان تناوب پالس سرعت زلزله،

*کد زلزله: کد زلزله در سایت (<http://peer.berkeley.edu/smcat>)



شکل ۲- منحنی تنش - کرنش بتن

مقاله با توجه به توصیه‌های مراجع [۲۹] و [۳۰] برای لحاظ نمودن ترک در کاهش سختی برشی مؤثر حالت ترک خورده، مقدار $G_C = 0.2E_C$ در نظر گرفته می‌شود. مدول الاستیسیته بتن، E_C ، طبق رابطه آیین‌نامه بتن امریکا به صورت زیر است [۱۳].

$$E_C = 4700\sqrt{f_c}$$

مدل‌سازی است، لذا رابطه تنش کرنش بتن مطابق مدل اصلاح شده Mander برای بتن محصور مطابق شکل ۲ به صورت چند خطی مدل شد که در آن از مقاومت کششی بتن صرف نظر شده است [۲۷]. جرم طبقات به صورت متمرکز در مرکز جرم طبقه و بدون خروج از مرکزیت قرار داده شد.

دیافراگم کف به صورت صلب لحاظ شد. مقدار درصد میلگرد تراز پایه همان مقدار حاصل از تحلیل طیفی است.

چون اصل بر این است که خرابی برشی زودتر از خرابی خمشی به وجود نیاید [۲۸]، لذا در این مورد میلگردهای برشی به گونه‌ای فرض شدند که کفایت ظرفیت برشی صادق باشد و کل دیوار در رفتار برشی به صورت الاستیک باقی بماند. در مورد سختی برشی مؤثر بتن، G_{CAW} ، نظریات اندک و مختلفی وجود دارد. در این خصوص نتایج آزمایشگاهی مربوط به سختی برشی در ترک خوردگی برشی و در تسلیم برشی بسیار محدود است [۲۹]. دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود مقدار $0.4E_C A_W$ برای دیوار بدون ترک و ترک خورده ارائه می‌کند [۲۶]. در این

جدول ۳- زمان تناوب مدهای ارتعاش سازه

مد اول ارتعاش در راستای اعمال زلزله	زمان تناوب (S)
۱	۴/۶۷
۲	۰/۹۲۰
۳	۰/۳۸۷
۴	۰/۲۲۸
۵	۰/۱۵۶

۶- بررسی نتایج

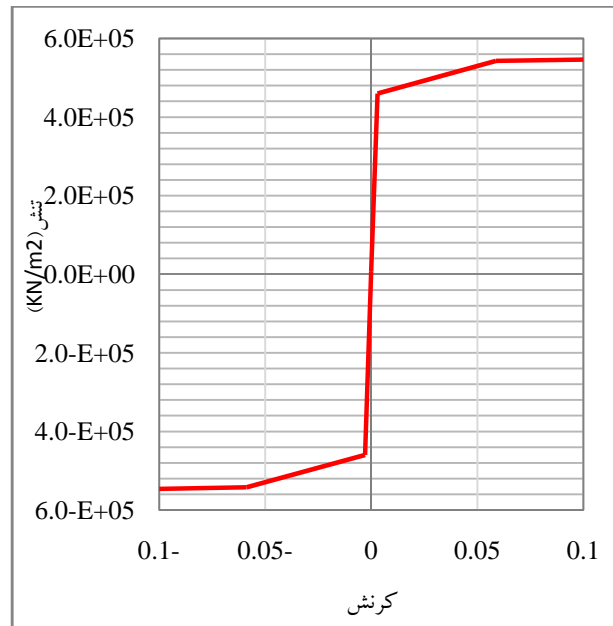
نتایج حاصل از تحلیل تاریخی زمانی روی مدل غیرخطی مذکور در قسمت‌های قبل نشان می‌دهد که مفصل پلاستیک مطابق انتظار در پای دیوار اتفاق می‌افتد. میزان دوران پلاستیک در محل رخداد تسلیم یکی از اندازه‌گیری‌های مهم برای ارزیابی سطح عملکرد اعضای سازه‌ای به حساب می‌آید. مقدار دوران پلاستیک در ناحیه پای دیوار هسته در جدول ۴ ملاحظه می‌گردد. طبق نظر دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود مقدار حداکثر ۰/۰۱ برای سطح عملکرد ایمنی جانی به‌عنوان معیار پذیرش تلقی می‌گردد.

مقادیر حداکثر لنگر و برش در ارتفاع سازه به همراه متوسط مقادیر که از اعمال شتاب‌نگاشت‌ها حاصل شده در شکل‌های ۴ و ۵ آورده شده است. مشاهده می‌شود در همه موارد مقدار نیاز لنگر در حدود اواسط ارتفاع دارای تورم است. علت این موضوع آن است که با وقوع مفصل پلاستیک خمشی در پای سازه، از شدت اثر مود اول روی لنگر پایه کاسته می‌شود، در حالی که سایر مدهای بالاتر چندان تحت تأثیر این پدیده قرار نمی‌گیرند و اجماع اثر همه مدها در نهایت موجب وقوع مقادیر نسبتاً زیاد نیاز لنگر در حدود اواسط ارتفاع هسته می‌شود.

مقادیر حداکثر، حداقل و متوسط مقادیر لنگر و برش نیاز حاصل از هفت رکورد حوزه نزدیک با مقادیر نیاز حاصل از روش تحلیل و طراحی طیفی مطابق آیین‌نامه‌های مورد استفاده در شکل‌های ۶ و ۷ نشان داده شده است.

در این رابطه مقدار f_c و E_c برحسب مگاپاسکال است.

رابطه تنش- کرنش فولاد فرضی، به صورت یک منحنی سه خطی مطابق شکل ۳ به نرم‌افزار معرفی شد. تنش تسلیم مشخصه و مقاومت نهایی مشخصه فولاد به ترتیب برابر ۴۰۰ و ۵۵۰ مگاپاسکال است. میلگردهای هسته به صورت یکنواخت درون هسته توزیع شدند.



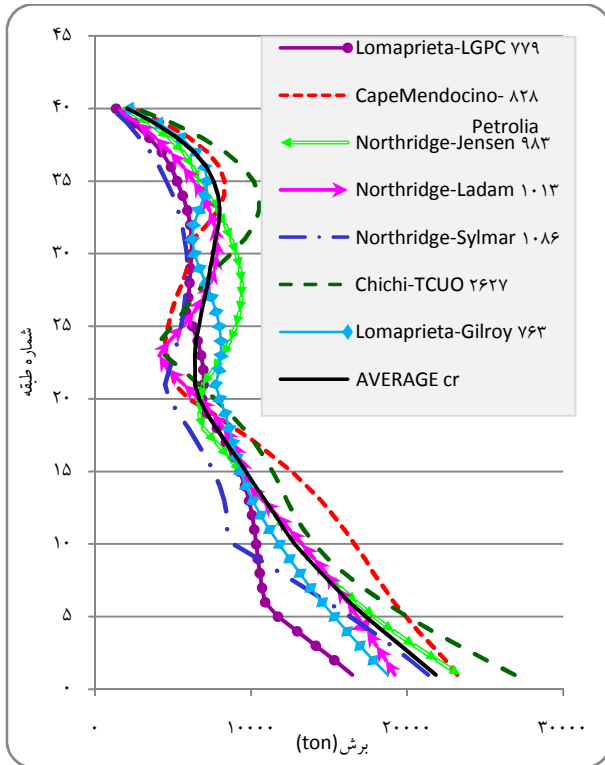
شکل ۳- نمودار تنش - کرنش فولاد

در مدلسازی دیوار طبق توصیه Wallace [۳۰] ارتفاع هر المان برابر ارتفاع طبقه است. هسته در پلان دارای یازده المان است. به طور کلی منحنی نیرو-جابجایی مدل چندان به اندازه مش و تعداد فیبرهای مصالح حساسیت ندارد [۳۱].

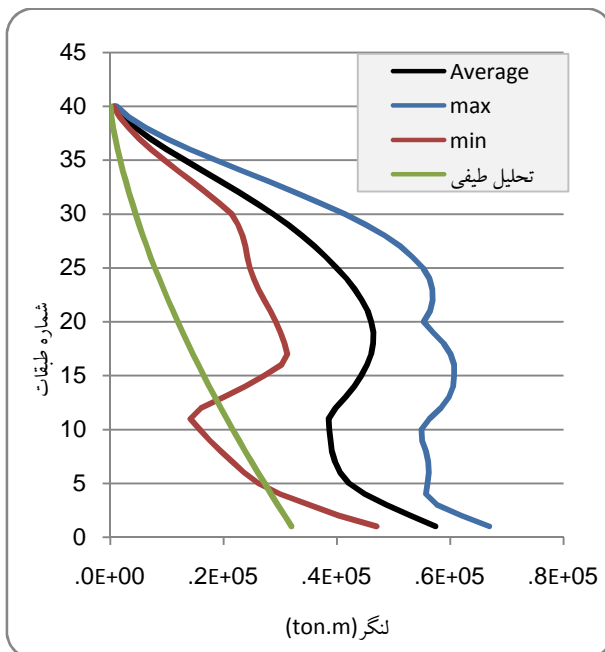
در تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی از میرایی رایلی استفاده شد و مقدار آن معادل ۲/۵ درصد میرایی بحرانی در زمان تناوب یک و پنج ثانیه لحاظ شد. زمان تناوب‌های مدهای ارتعاش سازه در جهت X در جدول ۳ ملاحظه می‌شود. از جمله قابلیت‌های نرم‌افزار می‌توان به امکان لحاظ کردن زوال چرخه‌ای با کمک فاکتورهای زوال انرژی اشاره کرد. در این مورد زوال چرخه‌ای فولاد میلگردها مطابق مرجع [۳۲] لحاظ شد. این فاکتورها در حقیقت نسبت بین سطح زیر منحنی حلقه هیستریزس زوال یافته و حالت مشابه زوال نیافته است.

جدول ۴- دوران پلاستیک پای دیوار

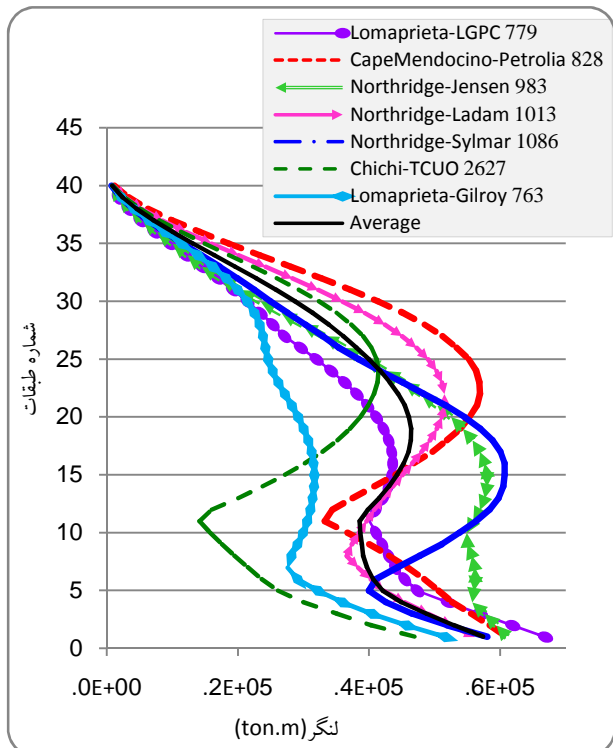
دوران پلاستیک	در پای دیوار (رادیان)	نام ریکورد زلزله	نام ایستگاه	تعداد
		Jensen Filter Plant Generator	Northridge	۱
	۰/۰۰۲۸	۹۸۳	Cape Mendocino	۲
	۰/۰۰۲	۸۲۸	Loma Prieta	۳
	۰/۰۰۳	۷۷۹	Northridge	۴
	۰/۰۰۱۵	۱۰۱۳	Northridge	۵
	۰/۰۰۱۳	۱۰۸۶	Northridge	۵
	۰/۰۰۰۷۵	۲۶۲۷	Chi-Chi, Taiwan	۶
	۰/۰۰۰۸۷	۷۶۳	Loma Prieta	۷



شکل ۵- مقادیر برش نیاز ناشی از اعمال شتاب‌نگاشت‌های مختلف بر روی سازه با مفصل پلاستیک یگانه



شکل ۱۷- نمودار مقادیر حداقل، حداکثر و متوسط لنگر در ارتفاع ناشی از هفت شتاب‌نگاشت در سازه با مفصل یگانه در قیاس با مقادیر طیفی



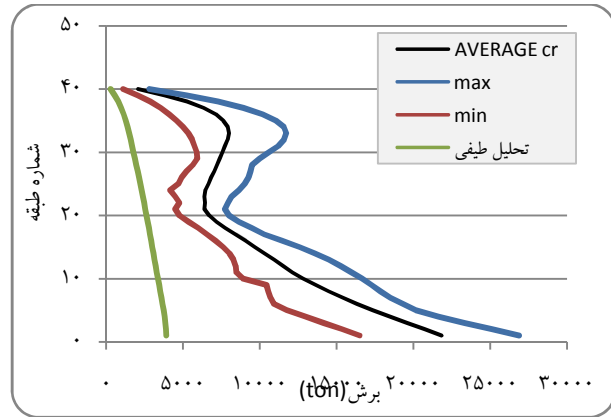
شکل ۱۶- مقادیر لنگر نیاز ناشی از اعمال شتاب‌نگاشت‌های مختلف بر روی سازه با مفصل پلاستیک یگانه

لنگر متوسط در تراز پایه در حالت غیرخطی حدود ۱/۷ برابر مقدار حاصل از تحلیل طیفی است. یک دلیل عمده‌تر بودن لنگر پایه در حالت غیرخطی نسبت به حالت طیفی را می‌توان وجود اضافه مقاومت دانست. دلیل دیگر زیادتر بودن لنگر در کل سازه می‌تواند به نوع مقیاس سازی نگاهت‌ها مرتبط باشد، زیرا طبق نظر آیین‌نامه طراحی، طیف شتاب مربوط به نگاهت‌ها الزاماً باید بالاتر از طیف طرح قرار گیرد.

این نکته قابل ذکر است که متوسط نیاز برش، پایه تحلیل تاریخیچه زمانی حدود ۵/۸ برابر برش پایه ناشی از تحلیل طیفی است. نیاز برش پایه در حالت اول حدود ۳۰ درصد از کل وزن لرزه‌ای ساختمان است که عدد نسبتاً بزرگی محسوب می‌شود. این موضوع نشان می‌دهد به کارگیری ضریب رفتار برای کاهش سطح نیروهای برشی معقول نیست و وقوع مفصل پلاستیک در تراز پایه چندان منجر به کاهش نیاز برش در تراز پایه نمی‌شود. بعلاوه، روند کلی نیاز برش طیفی و حالت غیرخطی یکسان نیست، در تراز حدود سه چهارم کل ارتفاع از تراز پایه نیاز برش در مدل غیرخطی دارای تورم است که این موضوع نیز به اثر مدهای بالاتر مرتبط است و در طراحی طیفی این مقدار زیاد برش دیده نمی‌شود.

۷- رویکرد وقوع مفصل

محدود نمودن مفاصل پلاستیک در محل‌های معین و مناسب به گونه‌ای که قادر به کنترل مؤثرتر نیازهای لرزه‌ای باشند می‌تواند به کاهش نیاز لنگر در ترازهای بالاتر منجر شود. با توجه به نیاز لنگر خیلی زیاد در تراز بالاتر از تراز پایه در روش تحلیل تاریخیچه زمانی در قسمت قبل، چنانچه طراح بخواهد این نواحی را در حالت الاستیک حفظ کند، نیاز به مقادیر بسیار زیاد میلگرد دارد که عملاً غیراقتصادی است و چه بسا تراکم زیاد میلگرد را در پی داشته باشد. تدبیر وقوع یک یا چند مفصل پلاستیک کنترل شده در ترازهای بالاتر از تراز پایه یکی از راهکارهایی است که می‌تواند به تغییر مقادیر پاسخ بیانجامد. هر چند ممکن است این تفکر که اجازه وقوع مفصل پلاستیک در هر جایی از ارتفاع هسته داده شود، در ابتدا مطرح باشد، اما در واقع این رویکرد کاملاً غیراقتصادی است زیرا اجرای جزئیات مربوط به



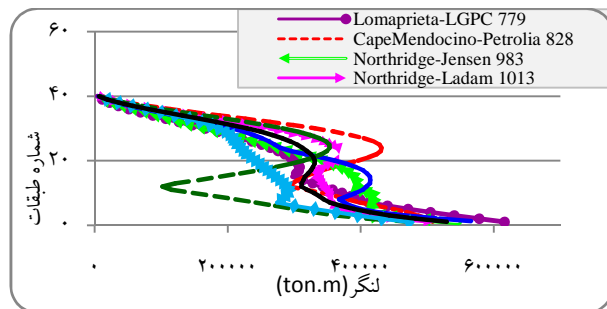
شکل ۱۸- نمودار مقادیر حداقل، حداکثر و متوسط برش در ارتفاع ناشی از هفت شتاب‌نگاشت در سازه با مفصل یگانه در قیاس با مقادیر طیفی

توجه شود که مقدار حداکثر، همان بیشترین، مقدار متوسط همان میانگین و مقدار حداقل همان کمترین نیازهای حاصل از هفت رکورد زمین در هر تراز از ارتفاع است. ملاحظه می‌شود منحنی مربوط به حالت متوسط (که محتمل‌ترین است) با نیازهای بر آورد شده به روش طیفی اختلاف زیادی دارد. نکته مهم‌تر اینکه الگوی منحنی نیاز لنگر و برش حاصل از تحلیل‌های غیرخطی با الگوی حاصل از روش طیفی مغایرت اساسی دارد. بزرگ بودن مقادیر نیاز لنگر روش تاریخیچه زمانی غیرخطی در اواسط ارتفاع هسته نسبت به روش طیفی از جمله موارد تأمل برانگیز است، به گونه‌ای که نسبت آن در وسط ارتفاع در حدود ۳/۵ است. وقوع مفصل پلاستیک پایه فقط از شدت لنگر مد اول می‌کاهد که در فرآیند طراحی به نوعی در ضریب رفتار لحاظ شده است، ولی سایر مدها کم و بیش به حالت الاستیک دارای شدت هستند و کاهش آنها با ضریب رفتار یکسان با مود اول، که در آیین‌نامه‌ها با آن برخورد شده، صورت نمی‌گیرد. چنانچه طراح از روش طیفی برای محاسبات نیاز لنگر استفاده کند، مسلماً سازه در مواجهه با نیاز لنگر شدید در برخی از ترازهای بالاتر از تراز پایه مقاومت ندارد و وقوع این حالت به ایجاد خرابی ناخواسته و شدید منجر می‌شود. از طرفی، حفظ حالت الاستیک در ارتفاع سازه برای لنگر واقعی زیاد مستلزم به کارگیری نسبت مقادیر میلگرد فوق‌العاده زیاد در اواسط ارتفاع سازه است که عملاً از نظر اقتصادی می‌تواند چالش برانگیز باشد.

مجدداً هفت شتاب‌نگاشت، مذکور در قسمت‌های قبلی، به سازه اعمال شد که نیاز لنگر و برش در ارتفاع سازه در شکل‌های ۸ و ۹ قابل ملاحظه است. همچنین مقادیر حداقل، متوسط و حداکثر مربوط به هفت نگاشت مورد نظر در شکل ۱۰ و ۱۱ مشاهده می‌شود. امکان وقوع مفصل پلاستیک در ارتفاع سازه موجب تغییر در نیاز لرزه‌ای سازه شده است که در بخش‌های بعدی مورد بررسی و قیاس قرار می‌گیرد.

۹- مدل‌سازی و بررسی نتایج با رویکرد مفصل سه‌گانه

در این رویکرد، احتمال وقوع دو مفصل پلاستیک در ارتفاع سازه (علاوه بر مفصل تراز پایه) تدبیر می‌شود. برای تعیین ترازهای مورد نظر جهت در نظر گرفتن محل مفصل پلاستیک، با توجه به شکل ۴ مشاهده می‌شود که مقادیر حداکثر لنگر برای برخی از نگاشت‌ها در تراز حدود طبقات ۱۲، ۱۳ و ۱۴ و برای برخی دیگر در تراز حدود طبقات ۲۱، ۲۲ و ۲۳ رخ می‌دهد، لذا محل‌های وقوع تسلیم خمشی می‌تواند در طبقات مذکور باشد. بنابراین با مدل‌سازی غیرخطی طبقات مذکور، مدل جدیدی با امکان وقوع سه مفصل پلاستیک حاصل می‌شود. مقادیر میلگرد در طبقات مذکور برابر همان مقادیر حاصل از تحلیل دینامیکی طیفی است که پیشتر انجام شد و به ترتیب برای مفاصل دوم و سوم (از تراز پایه) برابر ۱ و ۰/۷ درصد است. در سایر طبقات از المان‌های الاستیک استفاده شده که در آنها وقوع تسلیم مورد نظر نیست. مجدداً هفت شتاب‌نگاشت مذکور در قسمت‌های قبلی به مدل اعمال شد. مقادیر نیاز لنگر و برش در ارتفاع سازه در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ قابل مشاهده است. همچنین مقادیر حداقل، متوسط و حداکثر مربوط به هفت نگاشت مورد نظر در شکل ۱۴ و ۱۵ مشاهده می‌شود.



شکل ۱۹- مقادیر لنگر نیاز ناشی از اعمال شتاب‌نگاشت‌های

مختلف بر روی سازه با مفصل پلاستیک دوگانه

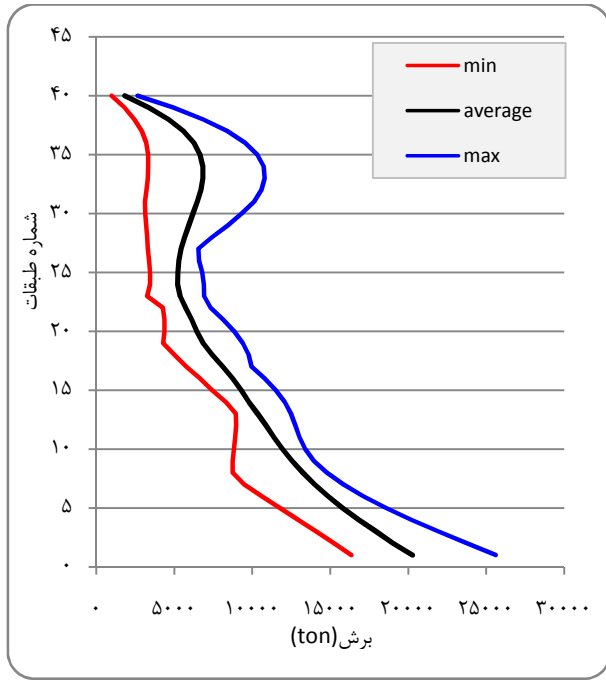
امکان ایجاد مفصل پلاستیک در کل ارتفاع را الزام می‌کند. این روش علاوه بر غیراقتصادی بودن موجب وقوع خرابی‌های پیش‌بینی نشده یا غیرقابل تعمیر خواهد شد [۳۳].

یک رویکرد جایگزین این است که با توجه به نیاز لنگر خیلی زیاد در ترازهای بالاتر از تراز پایه، مفصل پلاستیک دوم در میانه ارتفاع قابلیت رخداد داشته باشد. مفهوم مفصل پلاستیک دوگانه که توسط Panagiotou و Resterpo مطرح گردیده به این موضوع می‌پردازد [۱۹]. ایده مذکور در حقیقت به کاهش مد دوم ارتعاش سازه معطوف است. ایشان با مدل هیستریزس ساده شده برای لحاظ کردن رفتار خمشی و بدون لحاظ نمودن زوال به عملکرد هسته تحت اثر سه شتاب‌نگاشت پرداختند. این موضوع که وقوع چندین مفصل پلاستیک در ارتفاع دیده شود، توسط ایشان بررسی نشده است. عقیده آنها بر این بوده که مفصل پلاستیک در میانه ارتفاع موجب کاهش اثر مد دوم می‌گردد، حال آنکه برای ساختمان‌های نسبتاً بلند مد سوم نیز ممکن است به اندازه مد دوم اهمیت داشته باشد [۷].

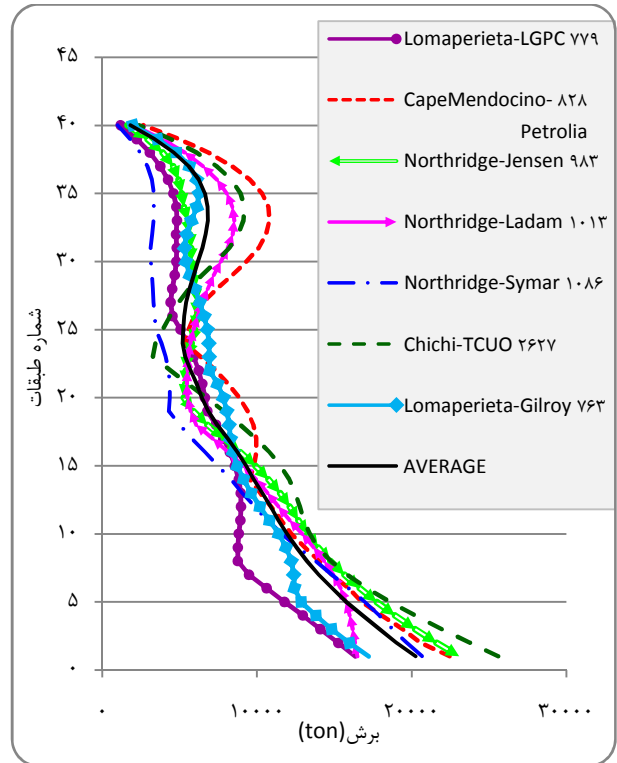
محدود نمودن مفاصل پلاستیک به محل‌های مناسب و از پیش تدبیر شده می‌تواند به طور مؤثر منجر به کنترل نیاز لرزه‌ای شود. با هدایت رخداد مفصل پلاستیک و تسلیم قابل توجه در محل‌های مورد نظر که به علت لنگر زیاد می‌تواند صورت گیرد، پاسخ مدهای غالب بالاتر می‌تواند تعدیل شود.

۸- مدل‌سازی و بررسی نتایج با رویکرد مفصل دوگانه

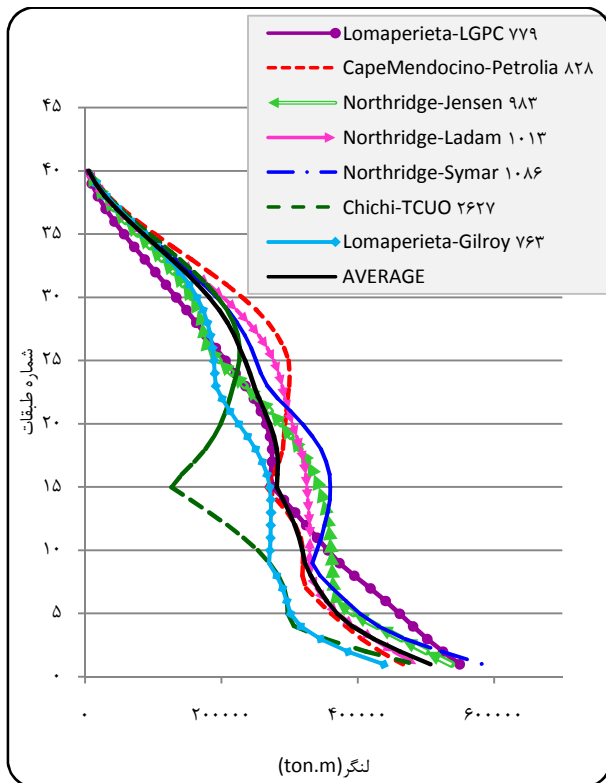
با نظر به شکل ۶ می‌توان در محل دیگری غیر از تراز پایه در ارتفاع سازه که مقدار لنگر در آن نواحی شدیدتر است، امکان وقوع تسلیم را مهیا کرد. لذا با توجه به مقادیر نسبتاً زیاد لنگر در طبقات ۱۶، ۱۷ و ۱۸، طبقات مذکور به صورت غیرخطی مدل شدند. میلگرد مورد نیاز در آنها همان مقادیر حاصل از تحلیل طیفی لحاظ شد که مقدار آن برابر ۰/۷ درصد است. بنابراین در دو محل امکان وقوع مفصل وجود دارد که یکی در تراز پایه و دیگری در ترازهای بالاتر است. در سایر طبقات از المان‌های الاستیک استفاده شده چرا که در آنها عدم وقوع تسلیم خمشی مورد نظر است.



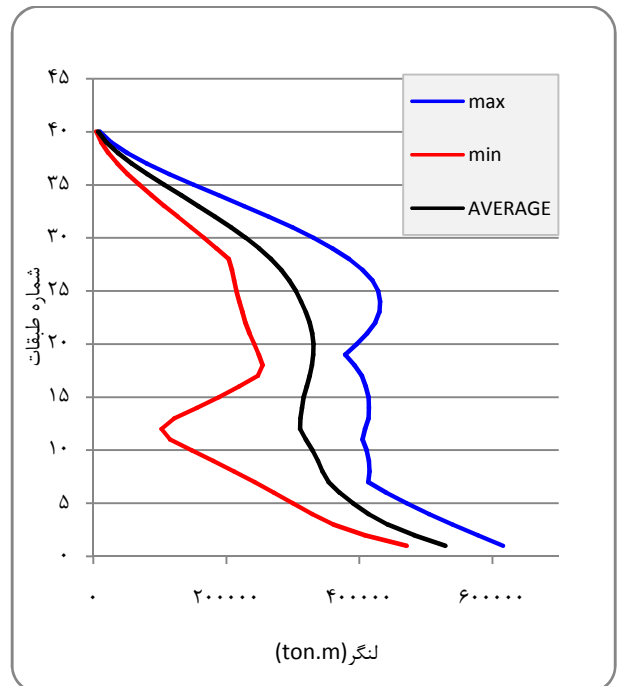
شکل ۲۱- نمودار مقادیر حداقل، حداکثر و متوسط برش در ارتفاع سازه با مفصل دو گانه ناشی از اعمال هفت نگاهت



شکل ۲۰- مقادیر برش نیاز ناشی از اعمال شتاب نگاهت های مختلف بر روی سازه با مفصل پلاستیک دو گانه



شکل ۲۲- مقادیر لنگر نیاز ناشی از اعمال شتاب نگاهت های مختلف بر روی سازه با مفصل پلاستیک سه گانه

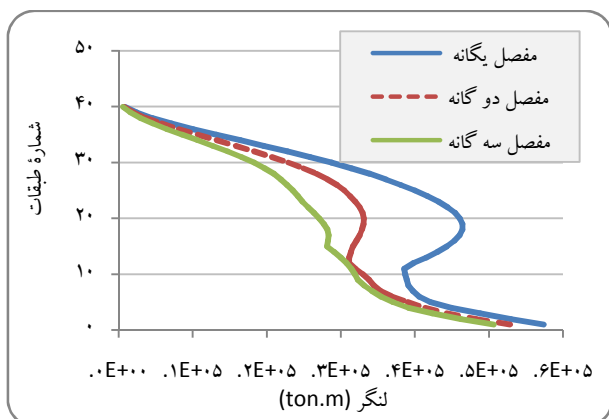


شکل ۱۰- نمودار مقادیر حداقل، حداکثر و متوسط لنگر در ارتفاع سازه با مفصل دو گانه ناشی از اعمال هفت نگاهت

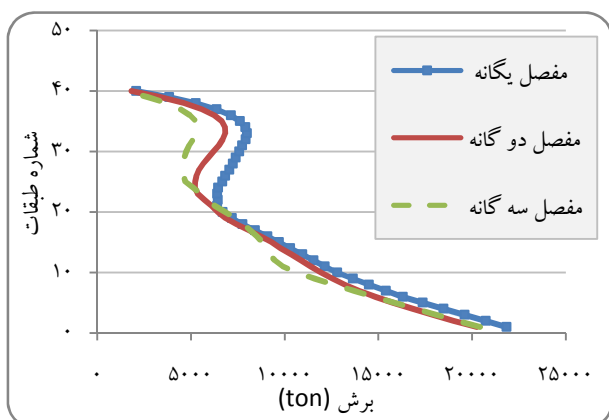
۱۰- مقایسه سه رویکرد یگانه، دوگانه و سه گانه

۱۰-۱ نیاز لنگر و برش در سه رویکرد

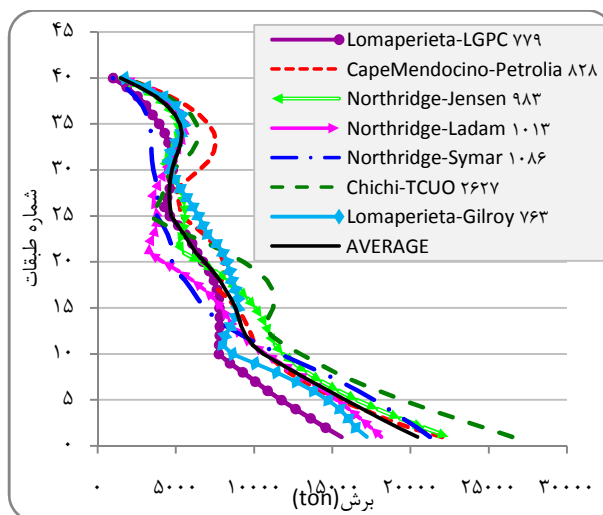
مقادیر متوسط نیازهای لنگر و برش برای مدل‌ها با مفصل یگانه، دوگانه و سه گانه در شکل‌های ۱۶ و ۱۷ قابل مقایسه است. مقدار لنگر پایه برای حالت مفصل یگانه، دوگانه و سه گانه تغییر چندانی ندارد که این موضوع با توجه به وقوع مفصل پلاستیک در هر سه مورد در تراز پایه قابل انتظار است. مقادیر حداکثر لنگر در حدود اواسط ارتفاع برای حالت مفصل دوگانه و سه گانه و سه گانه نسبت به مفصل یگانه تقریباً ۲۸ و ۴۲ درصد کاهش نشان می‌دهد. مقادیر برش در کل ارتفاع سازه، بجز نواحی حدود ۰/۸۵ ارتفاع از تراز پایه، برای حالت مفصل یگانه، دوگانه و سه گانه چندانی تغییر ندارد، این موضوع نشان می‌دهد که تدبیر وقوع مفصل چندگانه چندان روی برش پایه اثر گذار نیست.



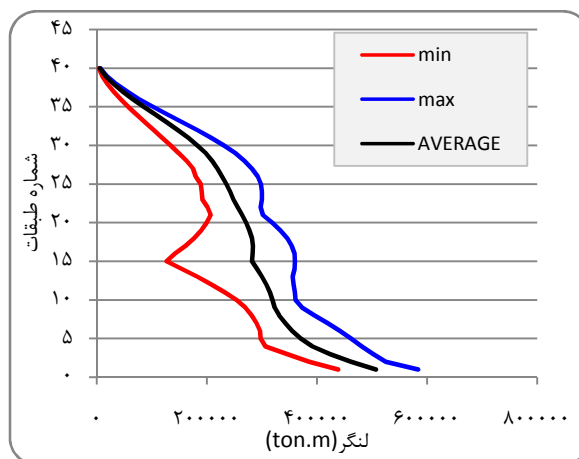
شکل ۱۶- مقایسه متوسط نیاز لنگر در ارتفاع سازه‌های دارای مفصل یگانه، دوگانه و سه گانه



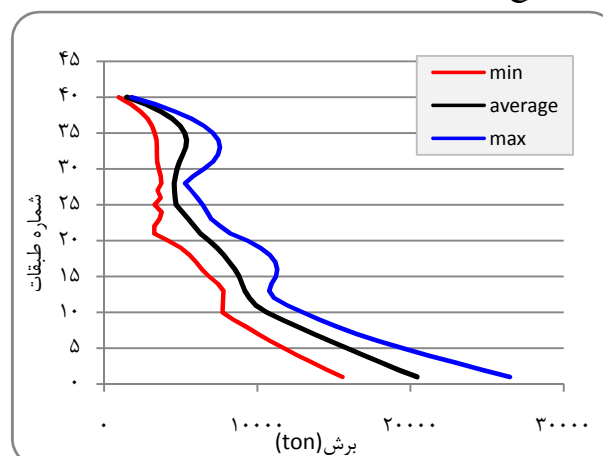
شکل ۱۷- مقایسه متوسط نیاز برش در ارتفاع سازه‌های دارای مفصل یگانه، دوگانه و سه گانه



شکل ۲۳- مقادیر برش نیاز ناشی از اعمال شتاب‌نگاشت‌های مختلف بر روی سازه با مفصل پلاستیک سه گانه



شکل ۱۴- نمودار مقادیر حداقل، حداکثر و متوسط لنگر در ارتفاع ناشی از هفت نگاشت در سازه با مفصل سه گانه

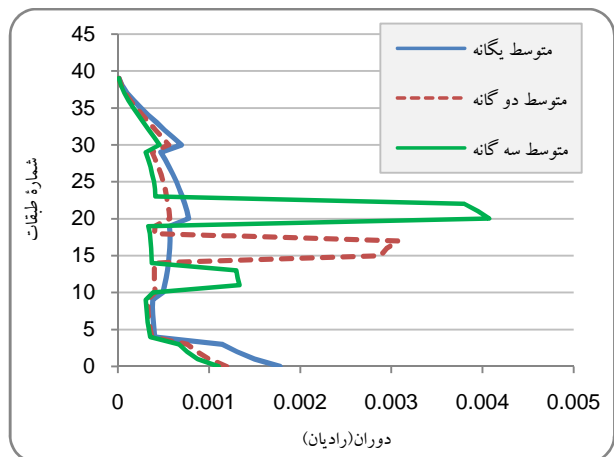


شکل ۱۵- نمودار مقادیر حداقل، حداکثر و متوسط برش در ارتفاع ناشی از هفت نگاشت در سازه با مفصل سه گانه

۲-۱۰- مقایسه میزان دوران

یکی از معیارهای مهم در بررسی رفتار دیوارهای بتن مسلح، مقدار زاویه دوران خمیری در ناحیه مفصل پلاستیک است. دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود در این مورد، مقادیر دوران ۰/۰۰۵، ۰/۰۱، ۰/۰۱۵ را به ترتیب برای ارزیابی سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و عدم فروریزش معرفی می‌کند. شکل ۱۸ متوسط زاویه دوران ناشی از اعمال هفت‌نگاشت مورد نظر برای هر کدام از رویکردهای مفصل یگانه، دو گانه و سه گانه را نشان می‌دهد. ملاحظه می‌شود که در هر سه مورد مقادیر دوران سطح عملکرد استفاده بی‌وقفه را برآورده می‌کنند.

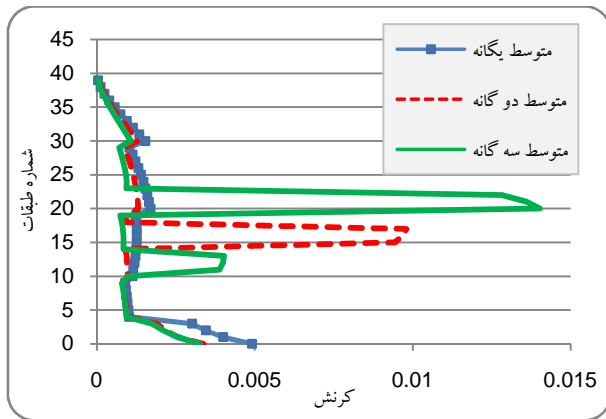
مقادیر نسبتاً بیشتر دوران در مفاصل ترازهای بالاتر به علت کمتر بودن میزان درصد میلگرد این نواحی است که از تحلیل طیفی حاصل شده بود.



شکل ۲۴- مقایسه متوسط زاویه دوران در ارتفاع سازه ناشی از اعمال هفت‌نگاشت برای هر کدام از رویکردهای مفصل یگانه، دو گانه و سه گانه

۳-۱۰- مقایسه میزان کرنش کششی فولاد

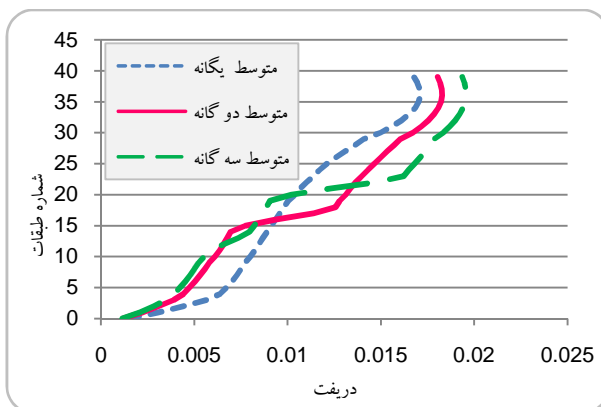
طبق نظر ATC-72 مقدار حدی کرنش کششی فولاد در دیوار بتن مسلح برابر ۵ درصد است [۳۴]. شکل ۱۹ مقدار متوسط مقادیر حداکثر کرنش کششی فولاد ناشی از هفت‌شتاب‌نگاشت را در ارتفاع سازه نشان می‌دهد. ملاحظه می‌شود که مقادیر کرنش فولاد کششی در همه موارد از مقدار مذکور کمتر است.



شکل ۲۵- مقایسه متوسط کرنش کششی فولاد در ارتفاع ناشی از اعمال هفت‌نگاشت برای هر کدام از رویکردهای مفصل یگانه، دو گانه و سه گانه

۴-۱۰- مقایسه مقدار جابجایی نسبی بین طبقه

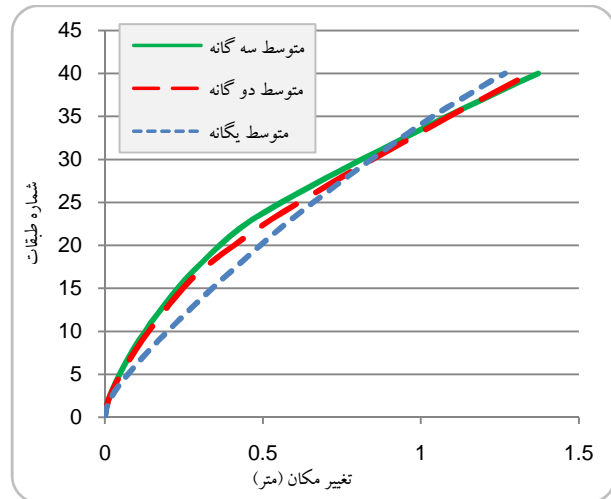
طبق نظر دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، تعیین سطح عملکرد مربوط به اجزای غیرسازه‌ای با کنترل جابجایی نسبی بین طبقات صورت می‌گیرد. شکل ۲۰ مقدار جابجایی نسبی بین طبقه‌ای متوسط ناشی از اعمال هفت‌شتاب‌نگاشت در ارتفاع سازه را نشان می‌دهد. مقادیر حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی در رویکرد مفصل دو گانه و سه گانه نسبت به حالت مفصل یگانه حدود ۸ و ۱۵ درصد رشد را نشان می‌دهد. این افزایش به علت وقوع دوران پلاستیک دور از انتظار نیست. کنترل این موضوع به مشخصات مفصل پلاستیک ربط دارد که از محدوده این مقاله خارج است.



شکل ۲۶- مقایسه متوسط تغییر مکان نسبی در ارتفاع ناشی از اعمال هفت‌نگاشت برای هر کدام از رویکردهای مفصل یگانه، دو گانه و سه گانه

۱۰-۵- مقایسه مقدار تغییر مکان جانبی

متوسط مقادیر حداکثر تغییر مکان‌های طبقات ناشی از هفت نگاشت مورد نظر برای هر کدام از رویکردهای مفصل یگانه، دو گانه و سه گانه در شکل ۲۱ نشان داده شده است. از این نمودار مشخص است که وقوع مفصل‌های پلاستیک در ارتفاع سازه حدود هفت درصد جابجایی بام را زیاد می‌کند که مقدار ناچیزی است.



شکل ۲۱- مقایسه متوسط تغییر مکان جانبی در ارتفاع ناشی از اعمال هفت نگاشت برای هر کدام از رویکردهای مفصل یگانه، دو گانه و سه گانه

۱۱- نتیجه گیری

در تحقیق فوق الذکر با مدلسازی، تحلیل و طراحی ساختمان ۴۰ طبقه دارای هسته، و سپس مدل‌سازی غیرخطی با رویکرد وقوع مفصل یگانه، دو گانه و سه گانه در ارتفاع هسته و اعمال هفت شتاب‌نگاشت حوزه نزدیک، نتایج زیر حاصل شد:

- در صورتی که فقط یک مفصل در تراز پایه اجازه وقوع داشته باشد، مقادیر لنگر نیاز در ارتفاع سازه بسیار بیشتر از مقادیر لنگر نیاز حاصل از تحلیل طیفی است به گونه‌ای که در حدود اواسط ارتفاع سازه، نسبت آنها به حدود ۳/۵ می‌رسد.
- به کارگیری ضریب رفتار R در روش طیفی موجب کاهش مقادیر نیاز نیروها برای همه مدها به طور یکسان می‌شود. در صورت وقوع فقط یک مفصل پلاستیک در تراز پایه، پاسخ مد اول با توجه به ضریب رفتار کاهش دارد ولی مدهای بالاتر چندان متأثر از این موضوع نمی‌باشند، به عبارت دیگر، نیاز لنگر مدهای بالاتر چندان با ضریب رفتار R کاهش ندارد و

این واقعیت منجر به وقوع نیاز لنگر نسبتاً زیاد مذکور در بند قبل می‌شود که این موضوع در روش تحلیل طیفی قابل برآورد نیست.

۳- رویکرد قابلیت وقوع مفصل دو گانه و سه گانه نسبت به حالت مفصل یگانه به ترتیب حدود ۲۸ و ۴۲ درصد کاهش لنگر را در حوالی میانه ارتفاع در پی داشت.

۴- رویکرد مفصل دو گانه و سه گانه در تراز حدود ۸۰ درصد ارتفاع از تراز پایه موجب کاهش حدود ۱۹ و ۳۵ درصد از برش نسبت به رویکرد مفصل یگانه می‌شود اما روی نیاز برش پایه و برش حدود نیمه تحتانی سازه تقریباً بی‌تأثیر است.

۵- مقادیر حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی در رویکرد مفصل دو گانه و سه گانه نسبت به حالت مفصل یگانه حدود ۸ و ۱۵ درصد رشد نشان می‌دهد.

۶- وقوع مفصل‌های پلاستیک در ارتفاع سازه (حالت دو گانه یا سه گانه) حدود هفت درصد جابجایی بام را زیاد می‌کند که مقدار ناچیزی است.

۷- رویکرد مفصل دو گانه و سه گانه در عین حال که منجر به تغییر در مقادیر پاسخ سازه می‌شود، می‌تواند به تسلیم کنترل شده (مفصل پلاستیک) در نواحی از پیش تدبیر شده و همچنین به کاهش مقادیر میلگرد در سایر قسمت‌هایی که عملکرد الاستیک از آنها انتظار می‌رود، منجر شود.

۱۲- مراجع

- [1]. International Conference of Building Officials. Uniform Building Code, Vol. 2. Whittier, CA, 1997.
- [2]. Klemencic, R., "Performance based seismic design—rising," Structural Magazine, structuremag.org/article.aspxarticleID=70710-13, 2008.
- [3]. Klemencic, R., Fry, A., Hooper, JD., and Morgen, BG., "Performance based design of ductile concrete core wall buildings— issues to consider before detail analysis," Structural Design of Tall and Special Buildings, 2007.
- [4]. Uniform Building Code UBC-1997, International Conference of Building Officials, Whittier, California, USA, 1997.

- building code of Canada 2005," Canadian Journal of Civil Engineering 2006; 33:854–871, 2006.
- [17]. Priestley, MJN., Calvi, GM., and Kowalsky, MJ., "Displacement Based Seismic Design of Structures," IUSS Press: Pavia, Italy, 2007.
- [18]. Panagiotou, M., and Restrepo, JI., "Lessons learnt from the UCSD full-scale shake table testing on a 7-story residential building slice," Proceedings of the SEAOC Convention, Squaw Creek, CA, 57–73, 2007.
- [19]. Panagiotou, M., and Restrepo, JI., "Dual-plastic hinge design concept for reducing higher-mode effects on high-rise cantilever wall buildings," Earthquake Engineering and Structural Dynamics 38:1359–1380, 2009.
- [20]. Hidalgo, PA., Jordan, RM., and Martinez, MP., "An analytical model to predict the inelastic seismic behavior of shear-wall, reinforced concrete structures," Engineering Structures, 24:85–98, 2002.
- [21]. ABS Consulting. Flash Report on The Niigata-ken Chuetsu-oki Earthquake, Online reference; accessed 2008.
- [۲۲]. آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ویرایش سوم، ۱۳۸۴.
- [23]. ETABS Nonlinear Version 9.2.0 (2008), Extended 3D Analysis of Building Structures, Computers and Structures, Inc. Berkeley, CA. 24 peer.
- [24]. Data source: PEER (<http://peer.berkeley.edu/smcat>);
- [25]. Computer and Structures, Inc, Perform-3D V5: Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures, Berkeley, CA, 2011.
- [۲۶]. سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود ۱۳۸۱.
- [27]. Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R., "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", ASCE Journal of Structural Engineering, 114(8), 1804-1826, 1988.
- [۲۸]. خیرالدین، علی، "آنالیز و طراحی دیوارهای برشی"، انتشارات دانشگاه سمنان، ویرایش دوم، ۱۳۹۰.
- [5]. Klemencic, R., Fry, J. Andrew., And John D. Hooper. "Performance-Based Design Of Tall Reinforced Concrete Ductile Core Wall Systems," The Structural Design Of Tall And Special Buildings. 15, 571–579, 2006.
- [6]. Chopra, AK., "Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering (3rd edn)," Pearson Prentice Hall: Upper Saddle River, NJ, 2007.
- [7]. Munir, A., And Warnitchai, P., "The Cause Of Unproportionately Large Higher Mode Contributions In The Inelastic Seismic Responses Of High-Rise Core-Wall Buildings," Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 41:2195–2214, 2012.
- [8]. CEN EC8, "Design of Structures for Earthquake Resistance," European Committee for Standardization: Brussels, Belgium, 2004.
- [9]. NZS 3101, New Zealand Standard, Part 1—The Design of Concrete Structures. Standards New Zealand, Wellington, New Zealand, 2006.
- [10]. CSA Standard A23.3-04, "Design of Concrete Structures," Canadian Standard Association: Rexdale, Canada, 2005, 214.
- [11]. Paulay, T., and Priestley, MJN., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings," Wiley: Hoboken, NJ, 1992.
- [12]. Panagiotou, M., Restrepo, JI., and Conte, JP., "Shake table test of a 7-story full scale reinforced concrete structural wall building slice phase I: rectangular wall," SSRP 07-07 Report, Department of Structural Engineering, University of California at San Diego, 2007.
- [13]. ACI 318-08, (2008). "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary," American Concrete Institute Committee 318.
- [۱۴]. آیین نامه بتن ایران، معاونت امور فنی و تدوین معیارها، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور.
- [15]. Rodríguez, ME., Restrepo, JI., and Carr, AJ., "Earthquake-induced floor horizontal accelerations in buildings," Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2002; 31:693–718.
- [16]. Panneton, M., L'eger, P., and Tremblay, R., "Inelastic analysis of a reinforced concrete shear wall building according to the national

- [29]. Powell, G., "Detailed example of a tall shear wall building using CSI's Perform 3D nonlinear dynamic analysis," Berkeley, CA: Computers and Structures Inc, 2007.
- [30]. Wallace, J.W., "Modeling issues for tall reinforced concrete core wall buildings," The Structural Design of Tall and Special Buildings, 16, 615-632, 2007.
- [31]. Orakcal, K., and Wallace, J., "Flexural modeling of reinforced concrete walls – experimental verification", ACI Structural Journal, 103 (2), 196-206, 2006.
- [32]. Ghodsi, T., and Ruiz, J.F., "Pacific Earthquake Engineering Research/Seismic Safety Commission tall building design case study 2," The Structural Design of Tall and Special Buildings, 19 (1-2), 197-256, 2010.
- [33]. Munir, A., and Wartnichai, P., "Optimal reduction of inelastic seismic demands in high-rise reinforced concrete core wall buildings using energy dissipating devices," Structural Design of Tall and Special Buildings, DOI: 10.1002/tal.704, 2011.
- [34]. Applied Technology Council ATC-72: "Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall Buildings," ATC, Redwood City, CA, 2010.

Investigation of Multi Plastic Hinge Approach in Reinforced Concrete Core-Wall Tall Building under Near Fault Records

H. beiraghi*

PHD student of Civil Engineering Department, Semnan University

A. Kheyroddin

Professor of Civil Engineering Department, Semnan University

M.A. Kafi

Associate professor of Civil Engineering Department, Semnan University

(Received: 2014/6/9 - Accepted: 2015/3/3)

Abstract

Utilizing tall building with reinforced concrete core-wall is propagating nowadays. In this paper the response of a tall building of this type is studied. First, a 40-story tall building with reinforced concrete core-wall is analyzed and designed by the response spectrum procedure. Then the lower stories of the core-wall are modeled by nonlinear fiber elements and the remaining stories are modeled by elastic elements. The Nonlinear Time History Analyses is performed for a set of near fault ground motions. The results show that the overall trend of the moment diagram along the height of the structure has not agreement with the results obtained from the response spectrum analysis. In the median of the height the amount of the moment demand in the Nonlinear Time History Analyses is about the 3.5 times of the moment demands in the response spectrum analysis. In this subject the moment demand of meddle height is very big and it is very hard to remain it in the elastic region and it will need a lot of reinforcements to remain elastic. To reduce the moment demand for these areas, first one and then two plastic hinges is planned along the height of the system. The Nonlinear Time History Analyses is performed for these cases. The results show that dual and triple plastic hinge approach will reduce the moment demand about 28 and 42 percent.

Keywords: reinforced concrete tall building, reinforced concrete core, multi plastic hinge, higher modes of vibration, near field records.

* Corresponding author: h_beiraghi@yahoo.com