

چکیده

این مقاله به ارزیابی احتمالاتی رفتار فروریزش ساختمان‌های کوتاه پیچشی می‌پردازد. طی زلزله‌های گذشته، بسیاری از این ساختمان‌ها در معرض خرابی‌های گسترده و حتی انهدام کلی قرار گرفته‌اند. برای این منظور، مدل‌های طراحی شده‌ی ساختمان‌های سه‌بعدی ۳ و ۶ طبقه‌ی بتن‌آرمه با برون‌محوری‌های جرمی یک‌جهته معادل صفر درصد (مقارن)، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد به روش‌های بارافزون (پوش‌اور) و تاریخچه زمانی فزاینده (IDA) غیرخطی تحت اثر ۲۱ رکورد دو مؤلفه‌ای قرار گرفته و عملکرد آنها از طریق محاسبه‌ی پارامترهای طراحی از جمله ضرایب رفتار و اضافه مقاومت، شکل‌پذیری و نیز محاسبه‌ی مقادیر حاشیه‌ی ایمنی در برابر فروریزش و منحنی‌های شکنندگی، ارزیابی شده است. نتایج نشان می‌دهد که تفاوت اساسی بین رفتار سازه‌های مقارن و نامقارن از نظر ظرفیت شکل‌پذیری، حاشیه‌ی ایمنی در برابر فروریزش، پارامترهای طراحی و نیز منحنی‌های شکنندگی وجود دارد. همچنین نتایج حاکی از آن است که پارامترهای آیین‌نامه‌ای برای طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های دارای برون‌محوری زیاد غیرمحافظة کارانه بوده و حتی با افزایش برون‌محوری سازه‌ها از یک مقدار مشخص عملکرد ایمنی جانی در آنها با توجه به معیارهای فروریزش تأمین نمی‌شود. بازنگری در پارامترهای طراحی این نوع ساختمان‌ها برحسب میزان برون‌محوری ضروری به نظر می‌رسد.

کلمات کلیدی: ساختمان‌های پیچشی، فروریزش، منحنی شکنندگی، طراحی بر اساس عملکرد، تحلیل IDA

ارزیابی احتمالاتی رفتار فروریزش ساختمان‌های کوتاه نامقارن در پلان

سالار منیعی (نویسنده مسئول)

استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد سنندج،
manie@iausdj.ac.ir

عبدالرضا سروقد مقدم

دانشیار پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و
مهندسی زلزله، تهران

محسن غفوری آشتیانی

استاد پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و
مهندسی زلزله، تهران

۱- مقدمه

از مدل‌های رفتاری غیرخطی کاهشی و در نظر گرفتن منابع مختلف زوال مقاومت و سختی موضوعی است که عمدتاً در یک دهه‌ی گذشته مورد توجه قرار گرفته است. از سوی دیگر، ساختمان‌های نامنظم در پلان که به‌عنوان «ساختمان‌های پیچشی» نیز شناخته می‌شوند، در مقایسه با ساختمان‌های غیر پیچشی رفتار کاملاً متفاوتی تحت اثر بارهای جانبی زلزله دارند [۳-۸]. نامنظمی در پلان ممکن است به علت وجود فاصله‌ی زیاد میان مرکز جرم و سختی و یا سایر مشخصات هندسی و دینامیکی سیستم سازه‌ای باشد [۶، ۹]. اساساً عملکرد این نوع ساختمان‌ها به علت همبستگی اثرات انتقالی و پیچشی تفاوت‌های آشکاری با ساختمان‌هایی که در آنها این اثرات کمتر است، دارد. با این

یکی از مهم‌ترین مراحل تحلیل عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، ارزیابی و تحلیل رفتار آنها در محدوده‌ی پاسخ غیر الاستیک است. یک تحلیل خرابی جامع می‌تواند وضعیت سازه را در مراحل مختلف بارگذاری جانبی از رفتار الاستیک خطی تا لحظه فروریزش کامل در اختیار قرار دهد. طی دهه‌های گذشته مطالعات وسیعی بر روی رفتار غیر الاستیک سازه‌های بتن‌آرمه در مراحل مختلف بارگذاری و عمدتاً تا محدوده‌ی پاسخ حداکثر سازه انجام گرفته است [برای مثال ۱-۴]. با این وصف، ارزیابی ظرفیت فروریزش سازه‌ها و توجه به شاخه‌ی نزولی رفتار و ظرفیت سازه بعد از پاسخ حداکثر آن از طریق انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی دینامیکی غیرخطی فزاینده^۱ با استفاده

نهایت ارزیابی رفتار سیستم از طریق منحنی شکست^۷ سازه و محاسبه‌ی «حاشیه‌ی ایمنی فروریزش»^۸ است. مطالعه‌ی حاضر به ارزیابی احتمالاتی رفتار خرابی و فروریزش ساختمان‌های سه‌بعدی بتن‌آرمه و کوتاه‌مرتبه با نامنظمی جرمی در پلان و تحت اثر زلزله‌ی دو مؤلفه‌ای مطابق روش پذیرفته‌شده در نشریه‌ی FEMA-P695 می‌پردازد. بررسی ساختمان‌های سه‌بعدی و به‌ویژه از نوع پیچشی تحت اثر زلزله‌های دو مؤلفه‌ای برآورد واقع‌بینانه‌تری از رفتار غیرخطی سازه و عملکرد آن به‌ویژه در نواحی نزدیک به فروریزش کامل به دست می‌دهد. برای این منظور ساختمان‌های بتن‌آرمه‌ی ۳ و ۶ طبقه با مقادیر برون‌محوری جرمی یک‌جهته صفر درصد (مقارن)، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد به روش استاتیکی غیرخطی و تاریخچه زمانی فزاینده (IDA) غیرخطی و با در نظر گرفتن هم‌زمان دو مؤلفه‌ی حرکت زمین تحت اثر ۲۱ رکورد اصلاح‌شده در نشریه‌ی FEMA-P695 [۱۷] تحلیل و رفتار آنها از طریق منحنی‌های بار افزون (پوش‌اور)، منحنی‌های IDA و نیز منحنی‌های شکنندگی در یک چارچوب احتمالاتی ارزیابی و مقایسه شده‌اند. به‌علاوه، پارامترهای طراحی ساختمان‌ها شامل ضریب رفتار (R)، ضریب اضافه مقاومت (Ω) و شکل‌پذیری (μ) نیز بر اساس نشریه‌ی مذکور محاسبه و با مقادیر پیش‌فرض آیین‌نامه‌های طراحی رایج مقایسه شده‌اند.

۲- روش کار

۲-۱- مدل‌های سازه‌ای

در این مطالعه برای ارزیابی رفتار ساختمان‌های مقارن و نامقارن، دو ساختمان مسکونی ۳ و ۶ طبقه با پلان و مشخصات هندسی یکسان مطابق شکل (۱-الف) در نظر گرفته شده‌اند. سیستم سازه‌ای ساختمان‌ها متشکل از قاب‌های خمشی با تعداد دهانه‌ی ۳ در هر راستا و هر یک به طول ۵ متر بوده و ارتفاع تیپ طبقات ۳/۵ متر فرض شده است. بار مرده و زنده وارد بر کف طبقات به ترتیب ۵۴۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع، بار دیوارهای پیرامونی طبقات و بام به ترتیب ۷۰۰ و ۳۰۰ کیلوگرم بر متر و

وجود، پاسخ سازه‌های پیچشی به علت همبستگی رفتارهای انتقالی و پیچشی متأثر از پارامترهای مختلفی بوده و غالباً با عدم قطعیت بیشتری در مقایسه با سازه‌های غیر پیچشی همراه است. طی زلزله‌های گذشته، سازه‌های پیچشی دارای برون‌محوری جرم و سختی که مقدار آن مرتباً با ورود بیشتر رفتار سازه به حوزه‌ی پاسخ غیر الاستیک بیشتر هم می‌شود، رفتار نامناسبی داشته و موجبات تلفات جانی و مالی بسیاری را فراهم آورده‌اند [۶]. در این سازه‌ها که حساسیت زیادی به اثرات موده‌های بالاتر و مؤلفه‌های دورانی حرکت زمین دارند [۱۰-۱۲]، توزیع تقاضاهای لرزه‌ای از همان لحظه شروع پاسخ الاستیک بر روی المان‌های سازه یکسان نبوده و تقاضاهای تغییر مکان و شکل‌پذیری بر المان‌های «لبه نرم»^۲ سازه با المان‌های «لبه سخت»^۳ آن تفاوت دارد. تفاوت در تقاضا در حوزه‌ی غیر الاستیک پاسخ سازه به‌طور فزاینده تا لحظه‌ی فروریزش توسعه پیدا کرده و عملاً سازه در معرض «تقاضای لرزه‌ای فزاینده» قرار می‌گیرد.

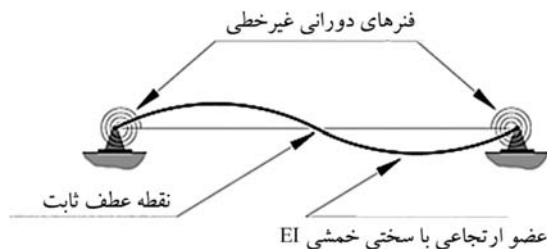
طی دهه‌های گذشته مطالعات گسترده‌ای در زمینه‌ی ارزیابی رفتار غیرخطی سازه‌های پیچشی و از دیدگاه‌های مختلف انجام شده است [۱-۴ و ۱۰-۱۱ و ۱۳-۱۶]. عمده‌ی این مطالعات در چارچوب روش‌های «تعینی»^۴ انجام گرفته‌اند. گرچه طی یک دهه‌ی گذشته مطالعاتی بر روی ارزیابی احتمالاتی پاسخ سازه‌ها و با تأکید بر ناحیه‌ی فروریزش نیز انجام شده است [۱۶-۲۰]. این مطالعات به‌طور عمده بر روی سازه‌های دو بعدی و تحت اثر تحریک یک‌بعدی حرکت انجام گرفته‌اند. در این میان ضروری است به نشریه FEMA-P695 [۱۷] به‌عنوان نشریه‌ای که برآیند تحقیقات در زمینه‌ی ارزیابی فروریزش سازه‌ها را تا زمان انتشار در خود دارد، اشاره نمود. این نشریه -در یک قالب احتمالاتی- سعی در ارزیابی ظرفیت و مقاومت فروریزش سازه و نیز تخمین پارامترهای طراحی از جمله‌ی ضریب رفتار (R)، ضریب اضافه مقاومت (Ω) و شکل‌پذیری (μ) دارد. مبنای روش پیشنهادی در FEMA-P695، تحلیل‌های بار افزون (پوش‌اور)^۵، پاسخ‌های میانه^۶ تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی فزاینده تحت اثر مجموعه‌ای از رکوردهای استاندارد دور و یا نزدیک گسل و در

۸/۷۰۲	۳/۱۲۲	۹/۷۸۰	۹/۶۶۵	۳/۰۸۷	۹/۶۶۵	۹/۷۸۰	۳/۱۲۲	۸/۷۰۲
۴/۹۲۱	۶/۱۹۵	۴/۹۲۱	۴/۹۲۱	۵/۷۲۵	۴/۹۲۱	۴/۹۲۱	۶/۱۹۵	۴/۹۲۱
(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)
۱۳/۰۱۳	۴/۱۲۴	۱۲/۲۶۱	۱۲/۴۵۱	۳/۹۵۵	۱۲/۴۵۱	۱۲/۲۶۱	۴/۱۲۴	۱۳/۰۱۳
۵/۲۸۵	۵/۶۲۵	۵/۹۳۵	۶/۰۲۳	۵/۶۲۵	۶/۰۲۳	۵/۹۳۵	۵/۶۲۵	۵/۲۸۵
(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)
۱۶/۰۹۳	۵/۰۳۴	۱۵/۳۴۴	۱۵/۱۱۴	۴/۷۴۸	۱۵/۱۱۴	۱۵/۳۴۴	۵/۰۳۴	۱۶/۰۹۳
۷/۷۰۳	۶/۷۵۵	۷/۳۵۹	۷/۲۵۵	۵/۶۹۵	۷/۳۵۹	۷/۲۵۵	۶/۷۵۵	۷/۷۰۳
(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)
۱۸/۸۵۴	۶/۱۲۲	۱۶/۳۳۹	۱۵/۴۴۷	۴/۹۱۱	۱۵/۴۴۷	۱۶/۳۳۹	۶/۱۲۲	۱۸/۸۵۴
۱۰/۸۰۶	۸/۰۸۶	۸/۷۳۸	۷/۴۷۸	۷/۱۱۹	۷/۴۷۸	۸/۷۳۸	۸/۰۸۶	۱۰/۸۰۶
(۳۰/۳۸۰)	(۳۰/۳۸۰)	(۳۰/۳۸۰)	(۳۰/۳۸۰)	(۳۰/۳۸۰)	(۳۰/۳۸۰)	(۳۰/۳۸۰)	(۳۰/۳۸۰)	(۳۰/۳۸۰)
۲۰/۱۷۴	۶/۷۱۱	۱۸/۳۸۵	۱۷/۱۵۹	۵/۴۲۵	۱۷/۱۵۹	۱۸/۳۸۵	۶/۷۱۱	۲۰/۱۷۴
۱۲/۲۰۸	۸/۵۴۳	۱۰/۲۹۷	۸/۹۰۲	۷/۱۱۹	۸/۹۰۲	۱۰/۲۹۷	۸/۵۴۳	۱۲/۲۰۸
(۴۵/۶۰۰)	(۴۵/۶۰۰)	(۴۵/۶۰۰)	(۴۵/۶۰۰)	(۴۵/۶۰۰)	(۴۵/۶۰۰)	(۴۵/۶۰۰)	(۴۵/۶۰۰)	(۴۵/۶۰۰)
۱۸/۹۰۲	۵/۹۳۷	۱۸/۵۵۷	۱۷/۵۷۴	۵/۵۴۵	۱۷/۵۷۴	۱۸/۵۵۷	۵/۹۳۷	۱۸/۹۰۲
۱۰/۵۷۱	۸/۱۸۰	۹/۰۴۴	۸/۴۶۲	۷/۰۳۱	۸/۴۶۲	۹/۰۴۴	۸/۱۸۰	۱۰/۵۷۱
(۶۰/۸۰۰)	(۶۰/۸۰۰)	(۶۰/۸۰۰)	(۶۰/۸۰۰)	(۶۰/۸۰۰)	(۶۰/۸۰۰)	(۶۰/۸۰۰)	(۶۰/۸۰۰)	(۶۰/۸۰۰)

شکل (۱-ج): آرما توره‌های طولی یک قاب نمونه از ساختمان ۶ طبقه (بر حسب سانتی متر مربع)

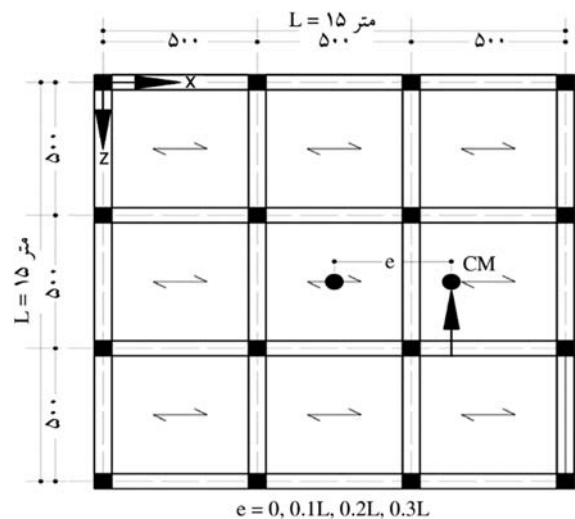
۲-۲- مدل‌های سازه‌ای غیرخطی

مطابق مرجع [۱۷] برای ارزیابی و تحلیل فروریزش سازه‌ها می‌توان از مدل‌های فنر متمرکز در دو سر المان‌های خطی مطابق شکل (۲) در مراحل مدل‌سازی غیرخطی سازه‌های قابی استفاده نمود. چنین مدل‌هایی طی مطالعات گذشته [۲۳-۲۵] برای اجزای سازه‌های بتن آرمه توسعه یافته و به‌طور خاص برای تحلیل فروریزش سازه‌ها کارایی دارند. این مدل‌ها توانایی در نظر گرفتن انواع منابع مختلف زوال مقاومت و سختی اعضای سازه از جمله زوال مقاومت حداکثر عضو، زوال سختی ناحیه‌ی سخت‌شوندگی و زوال سختی حین باربرداری و بارگذاری



شکل (۲): مدل فنر متمرکز برای مدل‌سازی غیر الاستیک سازه‌ها شامل دو ناحیه‌ی انتهایی غیر الاستیک و یک ناحیه میانی الاستیک

تیپ خاک بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۲۱] از نوع تیپ ۳ فرض شده است. لرزه‌خیزی محل ساخت سازه نیز از نوع «خیلی زیاد» در نظر گرفته شده است. شکل (۱-ب) و (۱-ج) به ترتیب میزان آرما توره طولی مورد نیاز یکی از قاب‌های سازه ۳ و ۶ طبقه را به‌عنوان نمونه نشان می‌دهد. در تحلیل و طراحی مدل‌ها، همه‌ی الزامات آیین‌نامه‌ی اعم از الزامات کنترل جابجایی تحت اثر بار جانبی و تأمین مقاومت بر اساس آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ [۲۱] و نیز الزامات مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران [۲۲] برای سازه‌های با شکل‌پذیری ویژه رعایت شده است.



شکل (۱-الف): پلان تیپ طبقات ساختمان‌ها (برون‌محوری جرمی به‌طور شماتیک نشان داده شده است).

۸/۲۸۴	۳/۲۴۴	۱۰/۱۸۰	۹/۴۸۴	۳/۰۳۲	۹/۴۸۴	۱۰/۱۸۰	۳/۲۴۴	۸/۲۸۴
۴/۹۲۱	۶/۱۹۸	۴/۹۳۶	۴/۹۲۱	۵/۶۸۷	۴/۹۲۱	۴/۹۳۶	۶/۱۹۸	۴/۹۲۱
(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)
۱۲/۱۴۸	۳/۹۳۱	۱۲/۳۷۴	۱۱/۷۵۸	۳/۷۴۵	۱۱/۷۵۸	۱۲/۳۷۴	۳/۹۳۱	۱۲/۱۴۸
۵/۸۸۲	۵/۶۲۵	۵/۹۸۸	۵/۶۹۹	۵/۶۲۵	۵/۶۹۹	۵/۹۸۸	۵/۶۲۵	۵/۸۸۲
(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)
۱۳/۵۲۸	۴/۴۹۷	۱۴/۳۹۶	۱۳/۵۷۵	۴/۲۵۷	۱۳/۵۷۵	۱۴/۳۹۶	۴/۴۹۷	۱۳/۵۲۸
۶/۴۸۷	۶/۱۶۲	۶/۸۸۳	۶/۵۰۹	۵/۷۳۷	۶/۵۰۹	۶/۸۸۳	۶/۱۶۲	۶/۴۸۷
(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)	(۳۴/۱۲۰)

شکل (۱-ب): آرما توره‌های طولی یک قاب نمونه از ساختمان ۳ طبقه (بر حسب سانتی متر مربع)

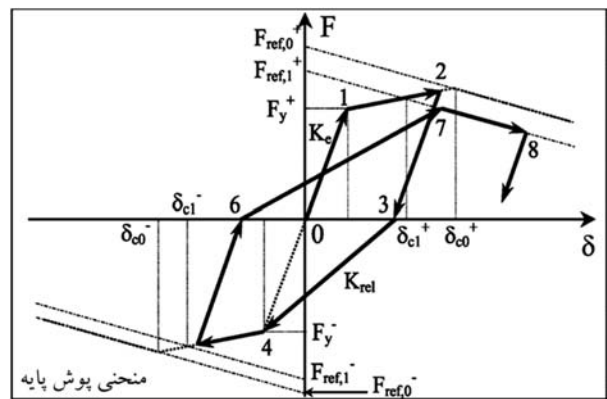
سختی الاستیک همه‌ی اعضای سازه بر اساس توصیه‌های مرجع [۱۷] و با در نظر گرفتن اثرات ترک خوردگی اعمال شده است. به علاوه، مشخصات مفاصل پلاستیک متمرکز از جمله ظرفیت لنگر تسلیم، دوران متناظر نقطه‌ی تسلیم، ظرفیت دوران پلاستیک، ظرفیت دوران پسا تسلیم، سختی ناحیه‌ی سخت‌شوندگی و ظرفیت اتلاف انرژی چرخه‌ای اجزای سازه مطابق روابط مرجع فوق و با استفاده از نرم‌افزار توسعه داده شده توسط مؤلفین [۲۷] برای این منظور محاسبه و در مدل غیرخطی اعمال گردیده است. لازم به ذکر است با توجه به این که روابط تجربی ارائه‌شده در مرجع [۱۷] از آزمایش‌های تجربی واقعی بر روی اعضای سازه‌ای به دست آمده و همه‌ی عوامل مؤثر در زوال سختی و مقاومت از جمله اثرات لغزش آرماتورها و تغییر شکل ناحیه‌ی گره اتصال لحاظ گردیده است، بر اساس توصیه مرجع مذکور نیازی به مدل‌سازی دقیق گره اتصال وجود نداشته و در این مطالعه نیز مدل‌سازی صریح آنها انجام نشده است. اثرات غیرخطی هندسی - از نوع کلی^{۱۱} و موضعی^{۱۲} - نیز به طور کامل در فرآیند طراحی سازه‌ها و نیز مدل‌سازی غیرخطی آنها لحاظ گردیده است.

برای مدل‌سازی جرم سازه از مدل جرم متمرکز گره‌ای استفاده شده است. برای برون‌محوری‌های جرمی ۱۰ تا ۳۰ درصد، جرم‌های گره‌ای به گونه‌ای تخصیص یافته‌اند که در نهایت برون‌محوری جرمی مورد نظر در پلان حاصل گردد. بارهای مرده و زنده‌ی سقف بر اساس دهانه‌ی بارگیر تیرها به آنها به صورت بارهای گسترده‌ی یکنواخت اعمال شده و به علاوه سقف سازه در تمام طبقات صلب فرض شده است.

۲-۳- روش‌های تحلیلی

تمام مدل‌های سازه‌ای مورد استفاده در این مطالعه تحت اثر تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی (پوش‌اور) و تاریخچه زمانی غیرخطی دینامیکی فزاینده (IDA) [۲۸] قرار گرفتند. تحلیل‌های بار افزون (پوش‌اور) در هر دو راستای x و z پلان (در مدل‌سازی محور لا قائم است) انجام گرفته است. با توجه به

مجدد را در هر چرخه‌ی رفت و برگشتی دارند. ایبارا و همکاران [۲۳] یک منحنی رفتاری را بر اساس قوانین سخت‌شوندگی کینماتیک^{۱۴} برای اجزای سازه‌های بتن آرمه قابی ارائه کرده‌اند. شکل (۳) مدل عمومی رفتار چرخه‌ای اعضای بتن آرمه مطابق مرجع مذکور را که مبنای مدل‌سازی غیرخطی اعضای تیر و ستون سازه‌ها در این مطالعه بوده است، نشان می‌دهد. این مدل به نام مدل هیسترتیک Peak-oriented [۲۳] شناخته شده است.



شکل (۳): منحنی رفتاری چرخه‌ای اعضای بتن آرمه با زوال مقاومت و سختی [۲۳]

مدل رفتاری مذکور بر اساس نتایج کالیبره شده‌ی آزمایش‌های چرخه‌ای وسیعی بر روی ستون‌ها و تیرهای بتن آرمه و با سازوکارهای شکست مختلف که توسط بری و همکاران [۲۵] انجام شده، توسعه یافته است. مدل رفتاری ارائه‌شده در مرجع [۲۳] برای سازه‌های بتن آرمه در نرم‌افزار OpenSees [۲۶] وارد شده و در این مطالعه به صورت تخصیص رفتار هیسترتیک^{۱۵} مورد نظر به فنرهای متمرکز در انتهای المان‌های سازه (مدل پلاستیسیته متمرکز) مورد استفاده قرار گرفته است. این مدل رفتاری همه‌ی منابع زوال و افت مقاومت و سختی هیسترتیک را در تمامی مراحل بارگذاری و باربرداری از لحظه‌ی شروع بارگذاری تا لحظه‌ی انهدام مفصل در نظر می‌گیرد. لحاظ نمودن همه‌ی اثرات تأثیرگذار در زوال مقاومت و سختی هیسترتیک برای ارزیابی و مطالعه‌ی رفتار فروریزش سازه‌ها (نواحی پسا تسلیم از رفتار سازه) بسیار ضروری است.

۳۰ درصد) ارائه می‌شود. نتایج شامل منحنی‌های پوش، دسته منحنی‌های IDA و منحنی میانه آنها، حداکثر پاسخ جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌های و بام در تحلیل‌های IDA و منحنی‌های شکنندگی سازه‌ها است. مجموعه نتایج فوق امکان یک ارزیابی مقایسه‌ای به‌نسبت جامع را برای برون‌محوری‌های جرمی مختلف فراهم آورده و درک بهتری از رفتار غیرخطی سازه‌های پیچشی تا لحظه‌ی فروریزش و نیز ظرفیت نهایی فروریزش آنها به دست می‌دهد.

۳-۱- نتایج تحلیل‌های بار افزون

در این بخش نتایج تحلیل بار افزون (پوش‌اور) سازه‌ها آورده شده است. همان‌طور که در بخش قبل اشاره شد، تحلیل‌های بار افزون مطابق ضوابط دستورالعمل FEMA-P695 [۱۷] برای هر دو راستای x و z پلان انجام گرفته است. طبق ضوابط این نشریه، سازه‌ها به هنگام پوش باید تحت اثر ترکیب بار ثقلی به‌صورت $1.05D+0.25Z$ (D بار مرده و L بار زنده) قرار بگیرند. اساس بارگذاری بر اساس نشریه‌ی فوق مبتنی بر توصیه‌های نشریه‌ی ASCE/SEI 41-06 [۲۹] است. بر اساس مرجع اخیر لازم است بارهای جانبی متناسب با توزیع نیروهای اینرسی در صفحه‌ی دیافراگم هر طبقه اعمال شوند. توزیع این نیروها در ارتفاع سازه باید بر اساس شکل مود اصلی در راستای موردنظر باشد. در تحلیل‌های بار افزون، طبق توصیه‌های مراجع [۱۷، ۳۰]، مرکز جرم بام به‌عنوان «نقطه کنترل» تحلیل انتخاب می‌شود. پوش سازه‌ها تا زمانی ادامه می‌یابد که یا سازه به ناپایداری کلی (عمومی) در شاخه‌ی نزولی رفتار رسیده باشد و یا حین فرایند پوش یک یا چند عضو آن به حالت حدی مشخصی (برای مثال شکست برشی و ناپایداری در ستون‌ها) برسند. به حالت دوم ناپایداری - که اساساً یک کنترل مبتنی بر نیرو است - اصطلاحاً «مودهای فروریزش شبیه‌سازی نشده»^{۱۵} اطلاق شده و لازم است به‌طور جداگانه برای اجزای بحرانی سازه با توجه به ظرفیت آنها در حالت نهایی کنترل گردد. در مدل‌های با برون‌محوری جرمی صفر و ۱۰ درصد برای هر دو ساختمان ۳ و ۶ طبقه، اساساً پوش سازه‌ها تا ناپایداری کلی (عمومی) سازه ادامه یافته و اثری از «مودهای فروریزش شبیه‌سازی

این که خروج از مرکزیت‌های ایجاد شده در مدل‌های سه‌بعدی مورد بحث این مقاله صرفاً در راستای عرضی (برون‌محوری در امتداد محور x) در نظر گرفته شده است، منحنی‌های پوش برای هر سازه و در برون‌محوری‌های جرمی مختلف در راستای x عملاً بسیار شبیه به یکدیگر است. با این وصف، تفاوت‌های قابل‌ملاحظه‌ای در منحنی‌های پوش در راستای z و با تغییر مقادیر برون‌محوری جرمی دیده می‌شود که در بخش‌های بعد به آنها پرداخته خواهد شد. تحلیل بار افزون بر اساس اعمال نیروها در پلان و ارتفاع سازه متناسب با مقادیر جرم گره‌ای انجام شده و در آن رفتار مرکز جرم، لبه‌ی نرم و لبه‌ی سخت ساختمان‌ها ارزیابی شده‌اند. در بخش بعد تمامی نتایج به تفصیل آورده شده‌اند.

تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی فزاینده نیز با استفاده از ۲۱ جفت رکورد دو مؤلفه‌ای پردازش شده و مطابق توصیه‌های مرجع [۱۷] صورت گرفته است. در این تحلیل‌ها که تعداد آنها برای سازه‌های با خروج از مرکزیت جرمی صفر تا ۳۰ درصد حدود ۳۵۰۰ عدد بوده است، از مدل جرم متمرکز گره‌ای و میرایی رایلی متناسب با جرم و سختی بر اساس مرجع [۱۹] استفاده شده است. با توجه به تعداد بسیار زیاد تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی، حل معادلات غیرخطی با استفاده از الگوریتم MUMPS^{۱۳} [۲۶] که در نرم‌افزار OpenSees [۲۶] و موتور تحلیلی پردازش موازی^{۱۴} آن موجود است، بهره گرفته شده است. استفاده از الگوریتم MUMPS برای حل دستگاه معادلات غیرخطی بزرگ سرعت تحلیل را به نحو چشم‌گیری افزایش داده و برای انجام مطالعاتی از این دست بسیار مؤثر است. در همه‌ی تحلیل‌ها از روش انتگرال‌گیری نیومارک [۱۲] استفاده شده است. بررسی‌های مؤلفین حاکی از پایداری عددی بسیار خوب حل معادلات حتی در نواحی غیرخطی شدید از رفتار سازه است.

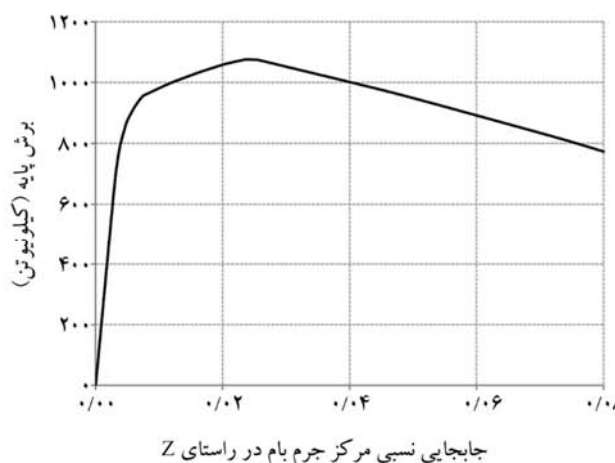
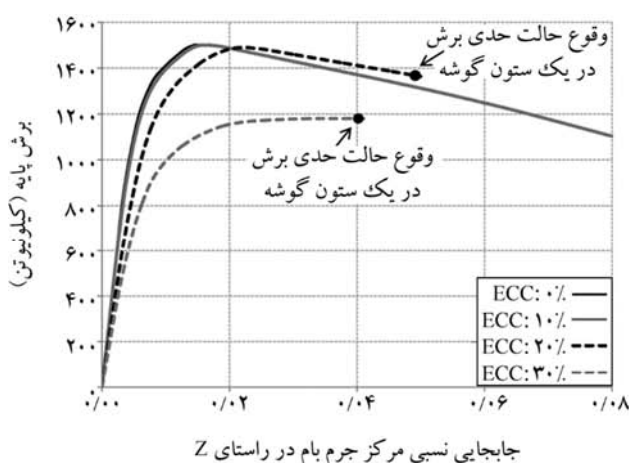
۳-۲ نتایج

در این بخش نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و تاریخچه زمانی فزاینده (IDA) به تفکیک برای ساختمان ۳ و ۶ طبقه و با مقادیر برون‌محوری جرمی از صفر تا ۳۰ درصد (صفر، ۱۰، ۲۰ و

(۴-الف) و (۵-الف) به ترتیب مربوط به منحنی پوش ساختمان‌های ۳ و ۶ طبقه در راستای محور X پلان هستند. همان‌طور که دیده می‌شود مدل‌های سازه‌ای توانایی پایش رفتار را از لحظه‌ی بارگذاری تا نقطه‌ی حداکثر ظرفیت و سپس نواحی زوال ظرفیت جانبی سازه داشته‌اند. شکل‌های (۴-ب) و (۵-ب) نیز مربوط به منحنی پوش همان سازه‌ها در راستای Z پلان است. بررسی این شکل‌ها حاکی از تفاوت منحنی‌های پوش ساختمان‌ها در مقادیر مختلف برون‌محوری جرمی در پلان است. این تفاوت‌ها به شیب بخش الاستیک منحنی‌ها، ظرفیت بار

نشده» مشاهده نگردید. با این حال در ساختمان‌های ۳ و ۶ طبقه با برون‌محوری جرمی ۲۰ و ۳۰ درصد اندکی پس از حد جابجایی نسبی نقطه کنترل متناظر با حداکثر ظرفیت جانبی سازه (V_{max})، شکست برشی در بخشی از ستون‌های قاب‌های خارجی سازه (عموماً سمت نرم) رخ داده و لذا پس از آن پوش سازه‌ها متوقف گردید (به شکل‌های ۴-ب و ۵-ب توجه شود).

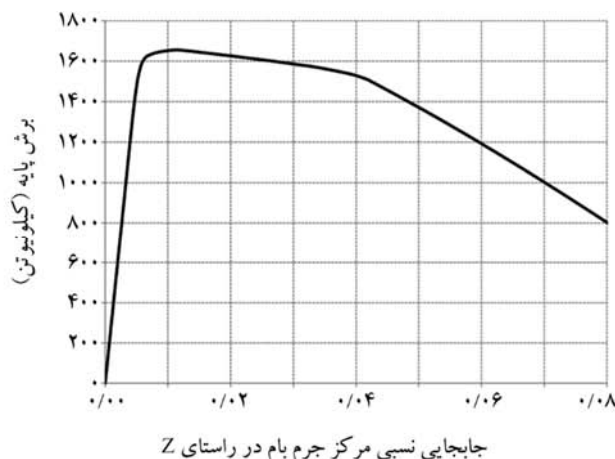
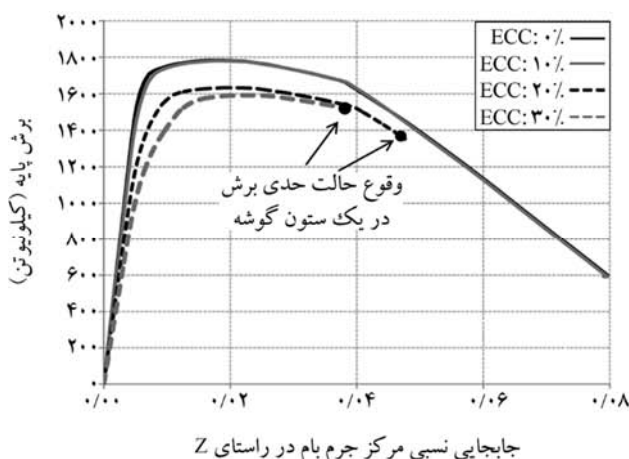
شکل‌های (۴) و (۵) منحنی‌های پوش به‌دست‌آمده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی را به ترتیب برای ساختمان‌های ۳ و ۶ طبقه و در هر دو راستای X و Z پلان نشان می‌دهد. شکل‌های



شکل (۴-الف): منحنی‌های بار افزون برای ساختمان ۳ طبقه در راستای X (نقطه کنترل: مرکز جرم بام)*

شکل (۴-ب): منحنی‌های بار افزون برای ساختمان ۳ طبقه در راستای Z (نقطه کنترل: مرکز جرم بام)

* (با توجه به اختلاف بسیار جزئی نمودارها برای برون‌محوری‌های مختلف فقط یک منحنی ترسیم شده است).



شکل (۵-الف): منحنی‌های بار افزون برای ساختمان ۶ طبقه در راستای X (نقطه کنترل: مرکز جرم بام)*

شکل (۵-ب): منحنی‌های بار افزون برای ساختمان ۶ طبقه در راستای Z (نقطه کنترل: مرکز جرم بام)

* (با توجه به اختلاف بسیار جزئی نمودارها برای برون‌محوری‌های مختلف فقط یک منحنی ترسیم شده است).

سازه‌ها» و «شکل‌پذیری مبتنی بر زمان تناوب» را نشان می‌دهد. تمامی پارامترها به‌طور مجزا برای هر دو راستا و برای ساختمان‌های ۳ و ۶ طبقه محاسبه شده‌اند. در ستون هشتم جداول، ضریب رفتار محاسباتی به‌دست آمده از رابطه‌های (۳-الف) و (۳-ب) [۳۱] بر اساس مقدار شکل‌پذیری در هر دو راستا جهت مقایسه آورده شده است. همچنین در دو ستون آخر جداول، مقادیر ضریب رفتار طراحی ساختمان‌ها و نیز ضریب اضافه مقاومت مفروض برای آنها در آیین‌نامه‌های طراحی (در تراز مقاومت نهایی) درج شده است. ارزیابی این پارامترها در بخش بعد مورد توجه قرار می‌گیرد.

$$R = \mu_T \quad \text{if } T \geq T_c \quad (3\text{-الف})$$

$$R = 1 + (\mu_T - 1) \frac{T}{T_c} \quad \text{if } T < T_c \quad (3\text{-ب})$$

در روابط (۳-الف) و (۳-ب)، R ضریب رفتار، μ_T ضریب شکل‌پذیری، T زمان تناوب طبیعی سازه در راستای مورد نظر و T_c پریود تناظر مرز ناحیه بین شتاب- ثابت و سرعت- ثابت در طیف مبنای طراحی است که مطابق آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ برای خاک تیپ ۳ برابر ۰/۷ ثانیه است.

جانبی حداکثر سازه‌ها، جابجایی نسبی بین طبقه‌ای متناظر شرایط تسلیم سازه و نیز جابجایی نسبی بین طبقه‌ای نهایی سازه برمی‌گردد. بر اساس داده‌های به‌دست آمده از منحنی‌های پوش سازه، پارامترهای «اضافه مقاومت سازه‌ها» و «شکل‌پذیری مبتنی بر زمان تناوب»^{۱۶} از روابط (۱) و (۲) مطابق FEMA-P695 قابل محاسبه است:

$$\Omega = \frac{V_{\max}}{V} \quad (1)$$

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad (2)$$

در روابط (۱) و (۲)، V_{\max} حداکثر مقاومت برشی در پای سازه، V برش پایه طراحی، δ_u جابجایی نسبی حداکثر بام و $\delta_{y,eff}$ جابجایی نسبی تسلیم بام است. مطابق FEMA-P695، δ_u جابجایی نسبی حداکثر بام متناظر با نقطه‌ی زوال ۲۰ درصد مقاومت از کل مقاومت حداکثر جانبی سازه ($0.8 V_{\max}$) است. در نشریه مذکور، به‌عنوان یک جایگزین می‌توان $\delta_{y,eff}$ را از یک رابطه ریاضی محاسبه نمود.

جداول (۱-الف) تا (۱-د)، پارامترهای روابط (۱) و (۲) در بالا همراه با مقادیر محاسبه‌شده‌ی ضرایب «اضافه مقاومت

جدول (۱-الف): نتایج تحلیل بار افزون ساختمان ۳ طبقه (راستای x) (با توجه به اختلاف بسیار جزئی نتایج فوق برای برون‌محوری‌های مختلف در این راستا - برای اختصار - فقط یک ردیف درج شده است).

مقدار برون‌محوری جرمی	T_{sec} (تحلیلی-مقطع ترک‌خورده)	V_{max} (KN)	V_{design} (KN)	δ_u	$\delta_{y,eff}^*$	مقادیر محاسبه‌شده			مقادیر آیین‌نامه	
						μ_T	R	Ω	R^{**}	Ω مرجع [۳۲]
همه‌ی مقادیر	۰/۹۴	۱۰۷۵/۳۹	۶۶۳	۰/۰۵۸۰۴	۰/۰۰۴۹۱	۱۱/۸۲	۱۱/۸۲	۱/۶۲۲	۷/۵	۳/۰۰

* این مقدار به روش ترسیمی مطابق مرجع [۱۷] محاسبه شده است. ** مقدار ضریب رفتار در سطح مقاومت نهایی است.

جدول (۱-ب): نتایج تحلیل بار افزون ساختمان ۳ طبقه (راستای x)

مقدار برون‌محوری جرمی	T_{sec} (تحلیلی-مقطع ترک‌خورده)	V_{max} (KN)	V_{design} (KN)	δ_u	$\delta_{y,eff}^*$	مقادیر محاسبه‌شده			مقادیر آیین‌نامه	
						μ_T	R	Ω	R^{**}	Ω مرجع [۳۲]
(مقارن) 0% ECC*	۰/۹۵	۱۵۰۲/۳۶	۶۶۳	۰/۰۵۵۷۰	۰/۰۰۴۸۹	۱۱/۳۹	۱۱/۳۹	۲/۲۶۶	۷/۵	۳/۰۰
10% ECC	۱/۰۱	۱۶۷۰/۷۶	۶۶۳	۰/۰۵۳۸۵	۰/۰۰۴۹۰	۱۰/۹۹	۱۰/۹۹	۲/۵۲۰	۷/۵	۳/۰۰
20% ECC	۱/۰۵	۱۴۸۵/۷۸	۶۶۳	۰/۰۵۲۰۰	۰/۰۰۷۱۱	۷/۳۱	۷/۳۱	۲/۲۴۱	۷/۵	۳/۰۰
30% ECC	۱/۱۶	۱۱۸۰/۱۴	۶۶۳	۰/۰۴۱۰۰	۰/۰۰۸۴۸	۴/۸۳	۴/۸۳	۱/۷۸۰	۷/۵	۳/۰۰

* منظور از ECC برون‌محوری است. ** مقدار ضریب رفتار در سطح مقاومت نهایی است.

جدول (۱-ج): نتایج تحلیل بار افزون ساختمان ۶ طبقه (راستای X) (با توجه به اختلاف بسیار جزئی نتایج فوق برای برون محوری های مختلف در این راستا - برای اختصار - فقط یک ردیف درج شده است.)

مقدار برون محوری جرمی	T_{sec} (تحلیلی - مقطع ترک خورده)	V_{max} (KN)	V_{design} (KN)	δ_u	$\delta_{y,eff}^*$	مقادیر محاسبه شده			مقادیر آیین نامه	
						μ_T	R	Ω	**R	Ω مرجع [۳۲]
همه ی مقادیر	۱/۵۲	۱۶۵۶	۱۲۲۹	۰/۰۵۳۰	۰/۰۰۵۵	۹/۶۳	۹/۶۳	۱/۳۵	۷/۵	۳/۰۰

* این مقدار به روش ترسیمی مطابق مرجع [۱۷] محاسبه شده است. ** مقدار ضریب رفتار در سطح مقاومت نهایی است.

جدول (۱-د): نتایج تحلیل بار افزون ساختمان ۶ طبقه (راستای Z)

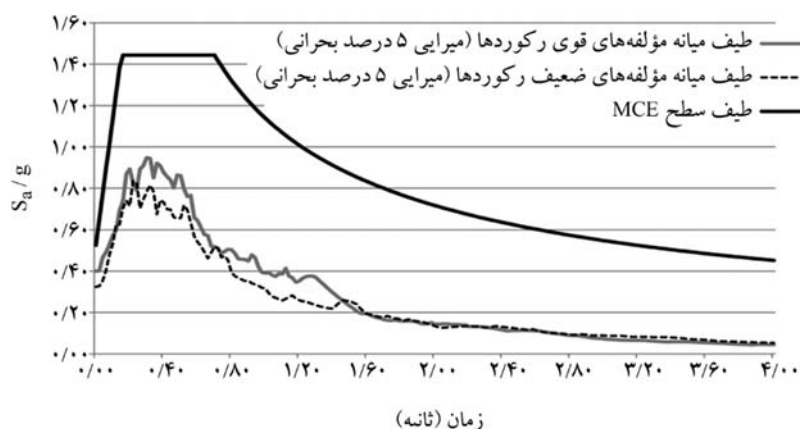
مقدار برون محوری جرمی	T_{sec} (تحلیلی - مقطع ترک خورده)	V_{max} (KN)	V_{design} (KN)	δ_u	$\delta_{y,eff}^*$	مقادیر محاسبه شده			مقادیر آیین نامه	
						μ_T	R	Ω	**R	Ω مرجع [۳۲]
(مقتارن) 0% ECC	۱/۵۹	۱۷۸۲/۰۵	۱۲۲۹	۰/۰۴۹۱	۰/۰۰۵۱۱	۹/۶۰	۹/۶۰	۱/۴۵	۷/۵	۳/۰۰
ECC: 10%	۱/۶۵	۱۷۸۱/۷۶	۱۲۲۹	۰/۰۴۹۱	۰/۰۰۵۱۴	۹/۶۰	۹/۶۰	۱/۴۵	۷/۵	۳/۰۰
ECC: 20%	۱/۶۷	۱۶۳۲/۳۰	۱۲۲۹	۰/۰۴۶۸۰	۰/۰۰۶۸۵	۶/۸۳	۶/۸۳	۱/۳۳	۷/۵	۳/۰۰
ECC: 30%	۱/۸۵	۱۵۹۰/۱۳	۱۲۲۹	۰/۰۳۸۱۰	۰/۰۰۸۳۶	۴/۵۶	۴/۵۶	۱/۲۹	۷/۵	۳/۰۰

* منظور از ECC برون محوری است. ** مقدار ضریب رفتار در سطح مقاومت نهایی است.

می توان با استفاده از روش تحلیل تاریخچه زمانی فزاینده (IDA) ارزیابی نمود. در این روش، شدت رکوردهای زلزله بر اساس شدت طیفی میانه رکوردها در زمان تناوب متناظر با زمان تناوب اصلی سازه (S_T)، در جهت مورد نظر، به گونه ای افزایش می یابد که فروریزش سازه از طریق معیار (معیارهای) مشخصی مشاهده گردد. در این مطالعه از ۲۱ جفت رکورد استانداردسازی شده و از نوع دور از گسل (FF) - که در FEMA-P695 [۱۷] آورده شده است - برای انجام تحلیل های IDA استفاده گردیده است. مشخصات رکوردها در جدول (۲) آورده شده است. همچنین میانه طیف شتاب رکوردها همراه با طیف مفروض سطح MCE در شکل (۶) نشان داده شده است.

۳-۲- نتایج تحلیل های تاریخچه زمانی فزاینده (IDA)

برای ارزیابی رفتار و ظرفیت فروریزش سازه ها به تحلیل های تاریخچه زمانی فزاینده (IDA) نیاز است. علت آن وابسته بودن رفتار غیرخطی سازه ها به مشخصات رکوردهای زلزله از جمله محتوای فرکانسی (شکل طیفی) ^{۱۷} و مدت زمان تداوم است [۱۷]. بنابراین، لازم است مجموعه ای از تحلیل های غیرخطی تاریخچه زمانی فزاینده انجام شده و ظرفیت فروریزش سازه ها به صورت آماری ارزیابی گردد. ارزیابی رفتار و ظرفیت فروریزش سازه ها طی مطالعات گذشته مورد توجه بوده است (برای مثال [۲۰]). در روش پیشنهادی مرجع مذکور که در FEMA-P695 [۱۷] نیز پذیرفته شده است، «شدت طیفی میانه حد فروریزش» ^{۱۸} را



شکل (۶): میانۀ طیف شتاب رکوردهای مقیاس نشده و طیف مفروض زلزله سطح MCE در منطقه با لرزه خیزی خیلی زیاد

جدول (۲): مشخصات رکوردهای زلزله مورد استفاده در این مطالعه

ID No.	Record ID	نام مؤلفه‌ها بر اساس بانک اطلاعاتی PEER NGA Database (PEER, 2012)		PGA [m/s ²]
		Component 1	Component 2	
۱	۹۵۳	NORTHR/MUL009	NORTHR/MUL279	۰/۵۲
۲	۹۶۰	NORTHR/LOS000	NORTHR/LOS270	۰/۴۸
۳	۱۶۰۲	DUZCE/BOL000	DUZCE/BOL090	۰/۸۲
۴	۱۷۸۷	HECTOR/HEC000	HECTOR/HEC090	۰/۳۴
۵	۱۶۹	IMPVALL/H-DLT262	IMPVALL/H-DLT352	۰/۳۵
۶	۱۷۴	IMPVALL/H-E11140	IMPVALL/H-E11230	۰/۳۸
۷	۱۱۱۱	KOBE/NIS000	KOBE/NIS090	۰/۵۱
۸	۱۱۱۶	KOBE/SHI000	KOBE/SHI090	۰/۲۴
۹	۱۱۵۸	KOCAELI/DZC180	KOCAELI/DZC270	۰/۳۶
۱۰	۱۱۴۸	KOCAELI/ARC000	KOCAELI/ARC090	۰/۲۲
۱۱	۹۰۰	LANDERS/YER270	LANDERS/YER360	۰/۲۴
۱۲	۷۵۲	LOMAP/CAP000	LOMAP/CAP090	۰/۵۳
۱۳	۷۶۷	LOMAP/G03000	LOMAP/G03090	۰/۵۶
۱۴	۱۶۳۳	MANJIL/ABBAR-L	MANJIL/ABBAR-T	۰/۵۱
۱۵	۷۲۱	SUPERST/B-ICC000	SUPERST/B-ICC090	۰/۳۶
۱۶	۷۲۵	SUPERST/B-POE270	SUPERST/B-POE270	۰/۴۵
۱۷	۸۲۹	CAPEMEND/RIO270	CAPEMEND/RIO360	۰/۵۵
۱۸	۱۲۴۴	CHICHI/CHY101-E	CHICHI/CHY101-N	۰/۴۴
۱۹	۱۴۸۵	CHICHI/TCU045-E	CHICHI/TCU045-N	۰/۵۱
۲۰	۶۸	SFERN/PEL090	SFERN/PEL180	۰/۲۱
۲۱	۱۲۵	FRIULI/A-TMZ000	FRIULI/A-TMZ270	۰/۳۵

حرکت زمین در راستای Z پلان (عمود بر راستای برون‌محوری جرمی) قرار داده شده است. ضریب مقیاس هر دو مؤلفه‌ی رکوردها یکسان و با استفاده از ضریب مقیاس مربوط به مؤلفه‌ی قوی‌تر و بر اساس شدت طیفی میانه همه‌ی مؤلفه‌های قوی رکوردها در زمان تناوب اصلی سازه در راستای محور Z پلان انجام شده است. با این روش، هماهنگی بین مؤلفه‌ها از نظر شدت نسبی آنها به‌طور کامل تا لحظه‌ی فروریزش سازه حفظ خواهد شد.

با داشتن شدت‌های طیفی متناظر با فروریزش سازه‌ها (بر اساس معیارهای فوق‌الذکر)، می‌توان میانه آنها را محاسبه کرده و با استفاده از رابطه‌ی (۴) [۱۷]، «حاشیه ایمنی فروریزش» (CMR) برای هر ساختمان را در راستای مورد نظر محاسبه نمود:

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (۴)$$

در رابطه‌ی (۴)، \hat{S}_{CT} میانه شدت‌های طیفی متناظر با ظرفیت فروریزش سازه در جهت موردنظر و S_{MT} شدت فی زلزله سطح خطر MCE (حداکثر زلزله لحاظ شده)^{۲۰} در زمان تناوب اصلی سازه است. در شکل (۶)، طیف خطر زلزله سطح MCE مورد استفاده در این مطالعه به همراه طیف تمام رکوردها و میانه آنها ترسیم شده است. مطابق توصیه‌های FEMA-P695 [۱۷] برای سازه‌های سه‌بعدی می‌توان حاشیه‌ی ایمنی فروریزش را برای سازگاری با روندی که در سازه‌های دو بعدی پذیرفته شده است در عدد ۱/۲ ضرب نمود.

همان‌طور که در مرجع [۱۷] و به‌طور دقیق‌تر در مرجع [۱۸] بحث شده است، ظرفیت فروریزش سازه‌ها و محاسبه‌ی CMR می‌تواند به‌شدت تحت اثر محتوای فرکانسی (شکل طیفی) رکوردهای زلزله قرار بگیرد. بنابراین FEMA-P695 برای در نظر گرفتن اثرات شکل طیفی در محاسبات مربوط به فروریزش سازه‌ها، مقدار CMR محاسبه‌شده بر اساس رابطه‌ی (۴) را به‌صورت زیر برای هر سازه اصلاح نموده و در نهایت «حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح‌شده»^{۲۱} را ملاک ارزیابی عملکرد یک سازه قرار می‌دهد:

در این مطالعه، از سه معیار مجزا برای شناسایی و آشکارسازی شدت طیفی حد فروریزش سازه‌ها برای هر رکورد استفاده شده است. این سه معیار عبارتند از: شدت متناظر با جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌های ۱۰ درصد بر روی منحنی IDA، شدت متناظر با حالت «افقی شدن»^{۱۹} منحنی IDA و یا رسیدن یک یا چند المان سازه به یک حالت حدی خاص (برای مثال شکست برشی). مورد اخیر به‌طور مستقیم از منحنی IDA قابل تشخیص نبوده و لازم است به‌طور مستقل بر اساس ظرفیت نهایی اجرای سازه کنترل گردد. لازم به ذکر است که با توجه به سه‌بعدی بودن سازه‌ها، همه‌ی تحلیل‌های IDA به‌صورت دو مؤلفه‌ای هم‌زمان انجام شده و مؤلفه‌ی قوی

برای هر چهار منبع عدم قطعیت ذکر شده در بالا، از اعداد مندرج در جدول (۳) بر اساس توصیه‌ها و جداول راهنمای FEMA-P695 و قضاوت مهندسی نویسندگان این مقاله استفاده شده است:

جدول (۳): مقادیر مختلف عدم قطعیت استفاده شده در این مطالعه

مقدار	نوع عدم قطعیت
۰/۴	رکورد به رکورد (β_{RTR})
۰/۱	ضوابط طراحی و جزئیات بندی (β_{DR})
۰/۲	داده‌های آزمایشگاهی (β_{TD})
۰/۲	مدل‌سازی غیرخطی سازه‌ها (β_{MDL})
۰/۵	کل (β_{tot})

«حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده» ($ACMR$) قابل قبول در این مطالعه با فرض ۱۰٪ احتمال فروریزش تحت اثر زلزله سطح MCE و با استفاده از جداول مرجع [۱۷] برابر ۱/۹ به دست می‌آید. به عبارت دیگر چنانچه «حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده» به دست آمده از رابطه (۵) برای هر ساختمان از مقدار فوق بیشتر باشد، عملکرد ساختمان برای سطح ایمنی جانی قابل قبول و در غیر این صورت غیر قابل قبول بوده و نیاز به بازنگری در طراحی دارد.

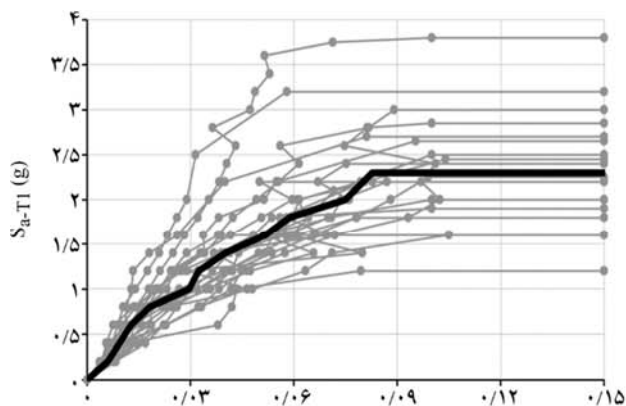
در شکل‌های (۷) تا (۱۰) نتایج تحلیل‌های IDA برای سازه‌ی سه طبقه با مقادیر مختلف برون‌محوری جرمی و در شکل‌های (۱۱) تا (۱۴) برای سازه‌ی شش طبقه با مقادیر مختلف برون‌محوری جرمی تحت اثر ۲۱ جفت شتاب‌نگاشت معرفی شده در جدول (۲) آورده شده است. منحنی‌های IDA به طور مجزا برای راستای x پلان به صورت K_{aT-x} (شدت طیفی در زمان تناوب راستای x) در مقابل حداکثر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای رخ داده در سازه در جهت x (δ_x) همراه با منحنی میانه و برای راستای z پلان به صورت K_{aT-z} در مقابل حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای رخ داده در سازه در جهت z (δ_z) همراه با منحنی میانه ترسیم شده‌اند. همچنین در این شکل‌ها منحنی‌های میانه IDA در راستای x و z به ترتیب برای ساختمان‌های ۳ و ۶ طبقه و در برون‌محوری‌های جرمی صفر تا ۳۰ درصد مقایسه شده‌اند.

$$ACMR = SSF \times CMR \quad (5)$$

در این رابطه، SSF ضریب مربوط به اثرات طیفی است که به زمان تناوب و شکل پذیری سازه وابسته بوده و مقادیر آن در مرجع فوق برای سازه‌های مختلف بر اساس کاربری و شدت زلزله، شکل پذیری و زمان تناوب طبیعی سازه طرح آورده شده است. مقادیر اعداد مربوط به حاشیه ایمنی فروریزش در ادامه این بخش آورده شده است.

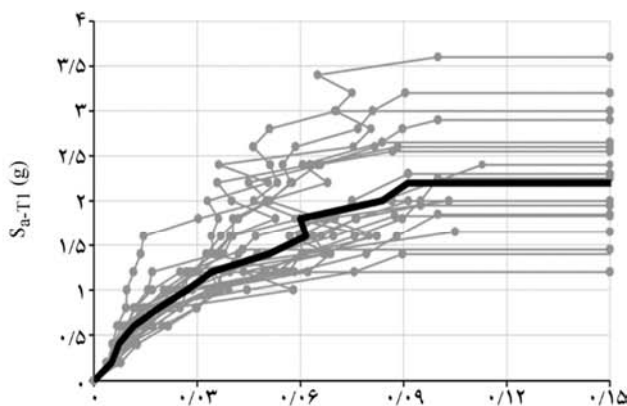
از دیگر موارد مهم در ارزیابی فروریزش سازه‌ها، موضوع «عدم قطعیت‌ها» و در نظر گرفتن منابع آن به طور مناسب است. منابع عدم قطعیت شامل عدم قطعیت در رکوردهای زلزله و مسائل مرتبط با آنها، عدم قطعیت در مدل‌سازی، تحلیل، طراحی و حتی ساخت سازه‌ها است. موضوع عدم قطعیت و اثرات آن در ارزیابی احتمالاتی حاشیه‌ی ایمنی فروریزش سازه‌ها به طور مفصل در مرجع [۱۷] مورد توجه قرار گرفته و اثرات آن در معیارهای پذیرش حاشیه ایمنی فروریزش سازه‌ها نیز لحاظ شده است. عدم قطعیت به طور مستقیم بر نتایج پاسخ غیرخطی و منحنی شکنندگی سازه‌ها - که بیانگر احتمال فروریزش آنهاست - تأثیر دارد. به طور کلی می‌توان انتظار داشت «عدم قطعیت در تحلیل فروریزش» برای سازه‌های با الزامات طراحی لرزه‌ای سطح بالا و دارای مدل‌های غیرخطی ساخته شده با دقت مناسب مبتنی بر آزمایش‌های وسیع بر روی اعضا در سطح پایینی بوده و مطلوب است. بنابراین چنین سازه‌ای می‌تواند سطح عملکرد «ایمنی جانی» را با حاشیه‌ی ایمنی فروریزش کمتری - در مقایسه با سازه با عدم قطعیت بالا - تأمین نماید.

در FEMA-P695 [۱۷]، در معیارهای پذیرش عملکرد سازه بر اساس مقادیر قابل قبول «حاشیه ایمنی در برابر فروریزش»، اثرات عدم قطعیت شامل عدم قطعیت رکورد به رکورد (β_{RTR})، عدم قطعیت ضوابط طراحی و جزئیات بندی (β_{DR})، عدم قطعیت داده‌های آزمایشگاهی (β_{TD}) و عدم قطعیت مربوط به مدل‌سازی غیرخطی سازه‌ها (β_{MDL}) مورد توجه قرار گرفته و اعمال شده است. همچنین، عدم قطعیت کل به صورت ترکیب جذر مجموع مربعات (SRSS) مقادیر عدم قطعیت فوق محاسبه می‌شود. در این مطالعه،



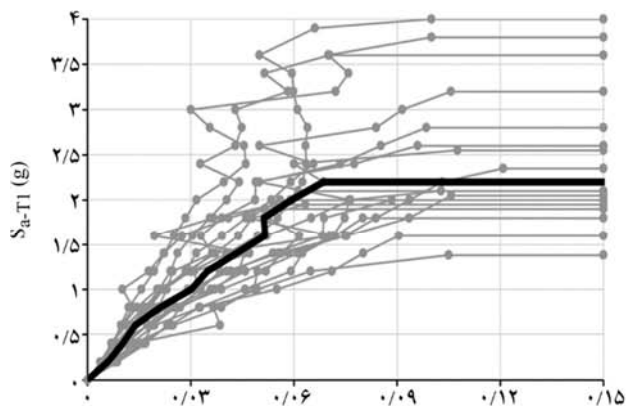
حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در راستای Z

شکل (۷-ب): منحنی‌های IDA و منحنی میانه سازه‌ی ۳ طبقه - راستای Z؛ برون‌محوری صفر درصد



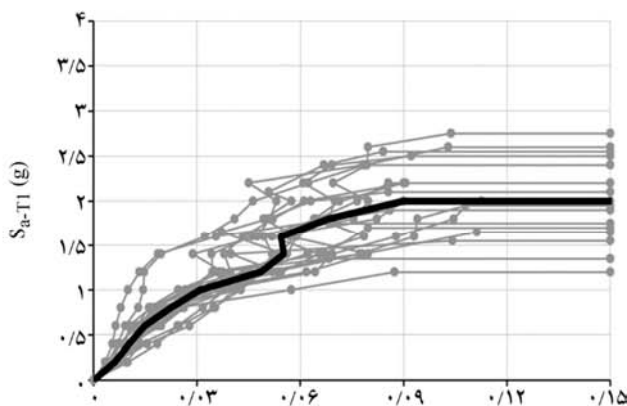
حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در راستای X

شکل (۷-الف): منحنی‌های IDA و منحنی میانه سازه‌ی ۳ طبقه - راستای X؛ برون‌محوری صفر درصد



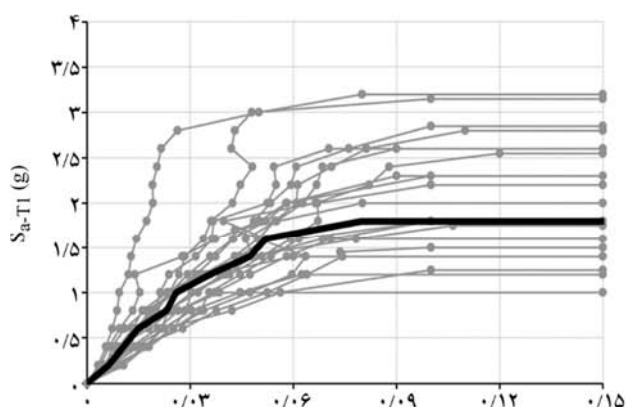
حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در راستای Z

شکل (۸-ب): منحنی‌های IDA و منحنی میانه سازه‌ی ۳ طبقه - راستای Z؛ برون‌محوری ۱۰ درصد



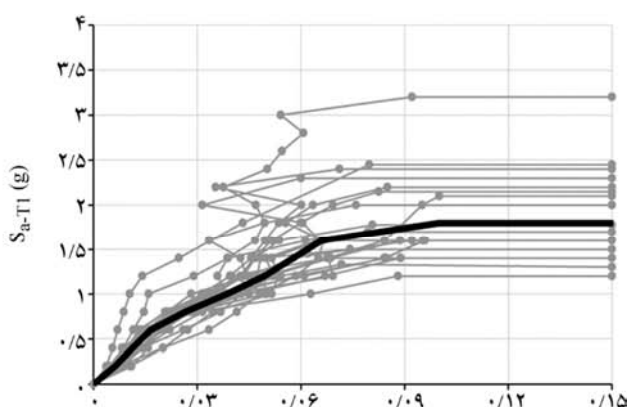
حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در راستای X

شکل (۸-الف): منحنی‌های IDA و منحنی میانه سازه‌ی ۳ طبقه - راستای X؛ برون‌محوری ۱۰ درصد



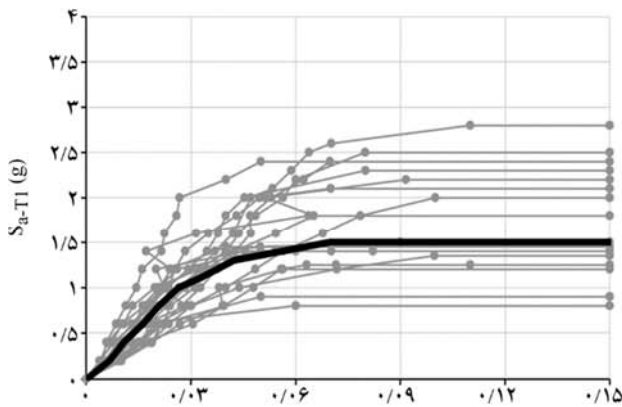
حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در راستای Z

شکل (۹-ب): منحنی‌های IDA و منحنی میانه سازه‌ی ۳ طبقه - راستای Z؛ برون‌محوری ۲۰ درصد



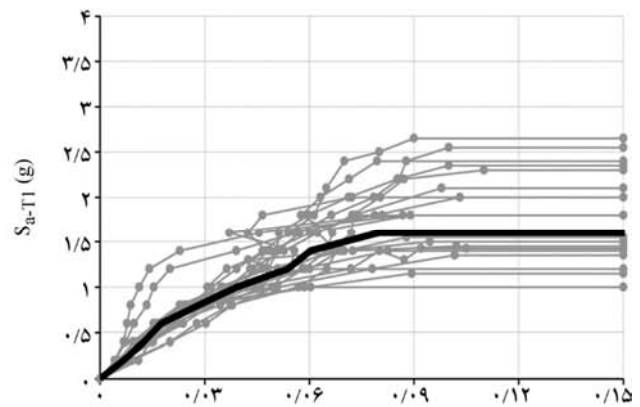
حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در راستای X

شکل (۹-الف): منحنی‌های IDA و منحنی میانه سازه‌ی ۳ طبقه - راستای X؛ برون‌محوری ۲۰ درصد



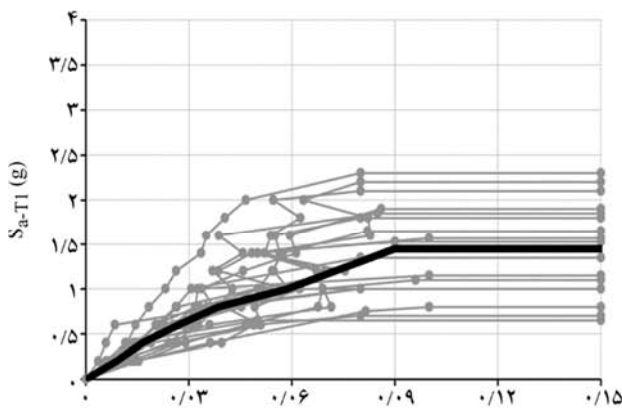
حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در راستای Z

شکل (۱۰-ب): منحنی‌های IDA و منحنی میانه سازه‌ی ۳ طبقه - راستای Z؛ برون‌محوری ۳۰ درصد



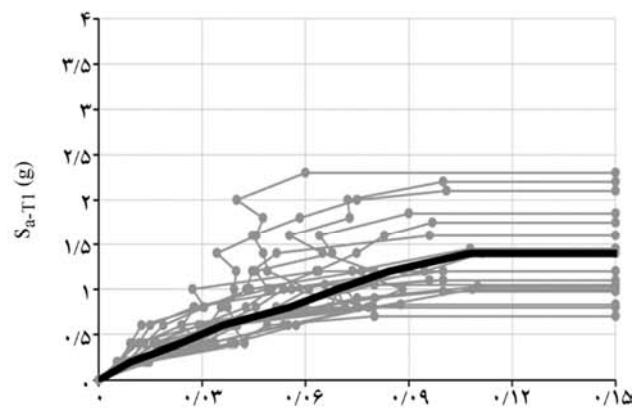
حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در راستای X

شکل (۱۰-الف): منحنی‌های IDA و منحنی میانه سازه‌ی ۳ طبقه - راستای X؛ برون‌محوری ۳۰ درصد



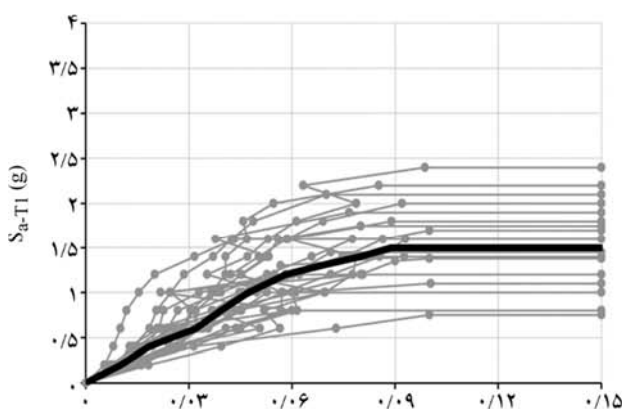
حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در راستای Z

شکل (۱۱-ب): منحنی‌های IDA و منحنی میانه سازه‌ی ۶ طبقه - راستای Z؛ برون‌محوری ۰ درصد



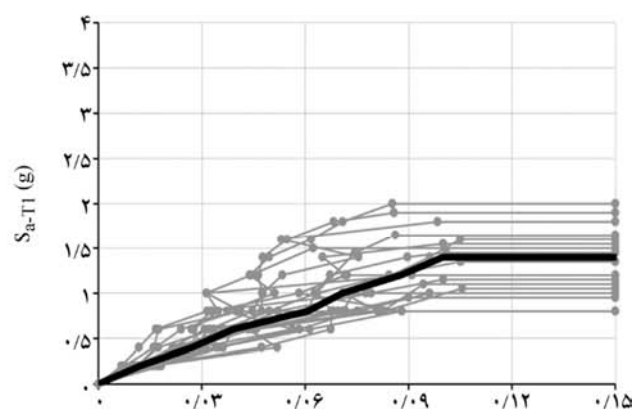
حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در راستای X

شکل (۱۱-الف): منحنی‌های IDA و منحنی میانه سازه‌ی ۶ طبقه - راستای X؛ برون‌محوری ۰ درصد



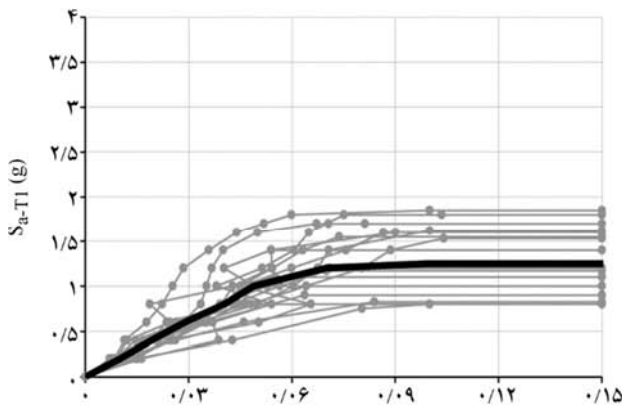
حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در راستای Z

شکل (۱۲-ب): منحنی‌های IDA و منحنی میانه سازه‌ی ۶ طبقه - راستای Z؛ برون‌محوری ۱۰ درصد



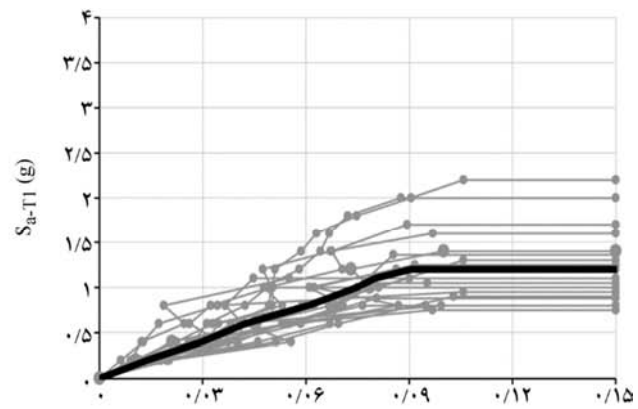
حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در راستای X

شکل (۱۲-الف): منحنی‌های IDA و منحنی میانه سازه‌ی ۶ طبقه - راستای X؛ برون‌محوری ۱۰ درصد



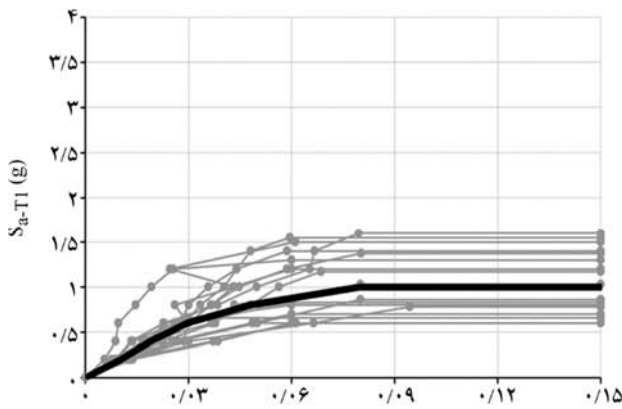
حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در راستای Z

شکل (۱۳-ب): منحنی‌های IDA و منحنی میانه سازه‌ی ۶ طبقه - راستای z؛ برون‌محوری ۲۰ درصد



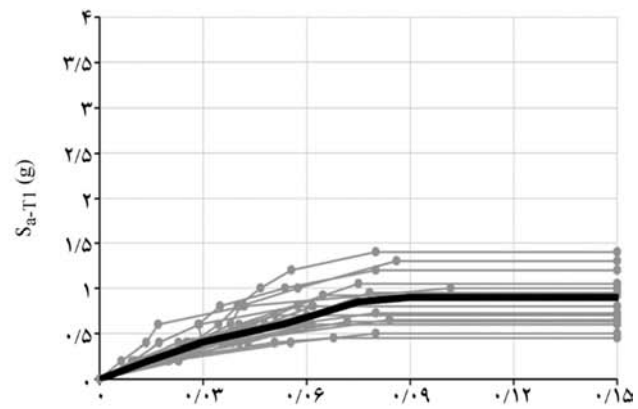
حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در راستای X

شکل (۱۳-الف): منحنی‌های IDA و منحنی میانه سازه‌ی ۶ طبقه - راستای x؛ برون‌محوری ۲۰ درصد



حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در راستای Z

شکل (۱۴-ب): منحنی‌های IDA و منحنی میانه سازه‌ی ۶ طبقه - راستای z؛ برون‌محوری ۳۰ درصد



حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در راستای X

شکل (۱۴-الف): منحنی‌های IDA و منحنی میانه سازه‌ی ۶ طبقه - راستای x؛ برون‌محوری ۳۰ درصد

جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای ماکزیمم طبقات در مقابل شدت طیفی میانگین هندسی دو راستای پلان $S_{a-GM} = \sqrt{S_{aT1-x} \cdot S_{aT1-z}}$ در مقادیر مختلف برون‌محوری جرمی در جداول مذکور آورده شده است. نگارندگان بر این باورند که ارزیابی رفتار غیرخطی سازه‌های سه‌بعدی با استفاده از تعریف تقاضا و شدت به صورت اخیر، بسیار ملموس‌تر و با فیزیک واقعی مسئله همخوانی بیشتری دارد. در این رابطه در بخش‌های بعد توضیحات دیگری نیز ارائه خواهد شد. لازم به ذکر است که حاشیه‌ی فروریزش ایمنی به علت مدل‌سازی سه‌بعدی سازه‌ها و طبق توصیه‌های مرجع [۱۷] - که در بالا نیز ذکر شد - در عدد ۱/۲ ضرب شده است. در ستون آخر این جداول عملکرد کلی

با داشتن منحنی‌های IDA و محاسبه‌ی میانه مقادیر شدت‌های طیفی متناظر آستانه حد خرابی (و با در نظر گرفتن معیار کنترل حالات حدی در المان‌ها)، با استفاده از روابط (۴) و (۵) می‌توان «حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح‌شده» (ACMR) را با در نظر گرفتن اثرات عدم قطعیت ذکر شده در بالا، محاسبه نمود. مقادیر ACMR برای هر دو ساختمان ۳ و ۶ طبقه بر اساس منحنی‌های میانه‌ی IDA در هر دو راستای X و Z پلان در مقادیر مختلف برون‌محوری جرمی در جداول (۴) و (۵) آورده شده است. در این جدول میانگین مقادیر ACMR راستاهای X و Z برای مقایسه نشان داده شده است. همچنین مقادیر ACMR برای هر دو ساختمان بر اساس منحنی‌های میانه IDA به صورت ترکیب SRSS مقادیر

سازه‌ها با مقایسه‌ی میانگین «حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده» (ACMR) در هر دو راستا با مقدار قابل قبول بر اساس ۱۰ درصد احتمال فروریزش (سطح عملکرد ایمنی جانی توصیه شده در مرجع [۱۷])، مشخص شده است. دیده می‌شود که ساختمان ۳ طبقه با برون محوری ۳۰ درصد و ساختمان ۶ طبقه با برون محوری ۲۰ و ۳۰ درصد عملکرد مورد نظر را بر اساس فروریزش و حاشیه‌ی ایمنی در برابر آن تأمین نکرده و طراحی آنها نیاز به بازنگری دارد. توجه شود که مدل ۳ طبقه با برون محوری ۲۰ درصد نیز به صورت مرزی عملکرد ایمنی جانی را تأمین کرده است.

جدول (۴): محاسبه‌ی مقادیر حاشیه‌ی ایمنی فروریزش اصلاح شده‌ی ساختمان ۳ طبقه و پارامترهای مرتبط (الف) مدل ۳ طبقه- برون محوری جرمی صفر درصد (مقارن)

عملکرد	حداقل ACMR قابل قبول	1.2×ACMR	CMR	S_{MT}	$\hat{\delta}_{CT}$	*SSF	
		۲/۴۴	۱/۵۳	۱/۴۴	۲/۲۰	۱/۳۳	بر اساس نتایج جهت X
		۲/۵۴	۱/۶۰	۱/۴۴	۲/۳۰	۱/۳۳	بر اساس نتایج جهت Z
قابل قبول	۱/۹۰	۲/۵۰	۱/۵۷				میانگین
قابل قبول	۱/۹۰	۲/۲۲	۱/۳۹	۱/۴۴	۲/۰۰	۱/۳۳	بر اساس نتایج جهت SRSS

(ب) مدل ۳ طبقه- برون محوری جرمی ۱۰ درصد

عملکرد	حداقل ACMR قابل قبول	1.2×ACMR	CMR	S_{MT}	$\hat{\delta}_{CT}$	*SSF	
		۲/۲۲	۱/۳۹	۱/۴۴	۲/۰۰	۱/۳۳	بر اساس نتایج جهت X
		۲/۴۴	۱/۵۳	۱/۴۴	۲/۲۰	۱/۳۳	بر اساس نتایج جهت Z
قابل قبول	۱/۹۰	۲/۳۳	۱/۴۶				میانگین
قابل قبول	۱/۹۰	۱/۹۱	۱/۱۹	۱/۴۴	۱/۷۲	۱/۳۳	بر اساس نتایج جهت SRSS

(ج) مدل ۳ طبقه- برون محوری جرمی ۲۰ درصد

عملکرد	حداقل ACMR قابل قبول	1.2×ACMR	CMR	S_{MT}	$\hat{\delta}_{CT}$	*SSF	
		۱/۹۸	۱/۲۴	۱/۴۴	۱/۷۸	۱/۳۳	بر اساس نتایج جهت X
		۱/۹۰	۱/۲۳	۱/۴۴	۱/۷۷	۱/۲۹	بر اساس نتایج جهت Z
قابل قبول	۱/۹۰	۱/۹۴	۱/۲۴				میانگین
غیر قابل قبول	۱/۹۰	۱/۷۵	۱/۱۱	۱/۴۴	۱/۶۰	۱/۳۱	بر اساس نتایج جهت SRSS

(د) مدل ۳ طبقه- برون محوری جرمی ۳۰ درصد

عملکرد	حداقل ACMR قابل قبول	1.2×ACMR	CMR	S_{MT}	$\hat{\delta}_{CT}$	*SSF	
		۱/۶۶	۱/۰۴	۱/۴۴	۱/۵۰	۱/۳۳	بر اساس نتایج جهت X
		۱/۶۵	۱/۱۱	۱/۴۴	۱/۶۰	۱/۲۴	بر اساس نتایج جهت Z
غیر قابل قبول	۱/۹۰	۱/۶۵	۱/۰۸				میانگین
غیر قابل قبول	۱/۹۰	۱/۵۲	۰/۹۷	۱/۴۴	۱/۴۰	۱/۲۹	بر اساس نتایج جهت SRSS

* این مقدار بر اساس شکل پذیری به دست آمده از جدول (۱) محاسبه شده است.

جدول (۵): محاسبه‌ی مقادیر حاشیه‌ی ایمنی فروریزش اصلاح‌شده‌ی ساختمان ۶ طبقه و پارامترهای مرتبط (الف) مدل ۳ طبقه- برون‌محوری جرمی صفر درصد (متقارن)

عملکرد	حداقل ACMR قابل قبول	1.2×ACMR	CMR	S_{MT}	$\hat{\delta}_{CT}$	*SSF	
		۱/۹۱	۱/۲۰	۱/۱۷	۱/۴۰	۱/۳۳	بر اساس نتایج جهت X
		۱/۹۸	۱/۲۴	۱/۱۷	۱/۴۵	۱/۳۳	بر اساس نتایج جهت Z
قابل قبول	۱/۹۰	۱/۹۵	۱/۲۰				میانگین
به صورت مرزی قابل قبول	۱/۹۰	۱/۸۷	۱/۱۷	۱/۱۷	۱/۳۷	۱/۳۳	بر اساس نتایج جهت SRSS

(ب) مدل ۳ طبقه- برون‌محوری جرمی ۱۰ درصد

عملکرد	حداقل ACMR قابل قبول	1.2×ACMR	CMR	S_{MT}	$\hat{\delta}_{CT}$	*SSF	
		۱/۹۲	۱/۲۰	۱/۱۷	۱/۴۰	۱/۳۳	بر اساس نتایج جهت X
		۲/۰۴	۱/۲۸	۱/۱۷	۱/۵۰	۱/۳۳	بر اساس نتایج جهت Z
قابل قبول	۱/۹۰	۱/۹۸	۱/۲۴				میانگین
به صورت مرزی قابل قبول	۱/۹۰	۱/۸۷	۱/۱۱	۱/۱۷	۱/۳۷	۱/۳۳	بر اساس نتایج جهت SRSS

(ج) مدل ۳ طبقه- برون‌محوری جرمی ۲۰ درصد

عملکرد	حداقل ACMR قابل قبول	1.2×ACMR	CMR	S_{MT}	$\hat{\delta}_{CT}$	*SSF	
		۱/۶۴	۱/۰۳	۱/۱۷	۱/۲۰	۱/۳۳	بر اساس نتایج جهت X
		۱/۵۵	۱/۰۷	۱/۱۷	۱/۲۵	۱/۲۱	بر اساس نتایج جهت Z
غیر قابل قبول	۱/۹۰	۱/۶۰	۱/۰۵				میانگین
غیر قابل قبول	۱/۹۰	۱/۱۷	۰/۷۷	۱/۱۷	۰/۹۰	۱/۲۷	بر اساس نتایج جهت SRSS

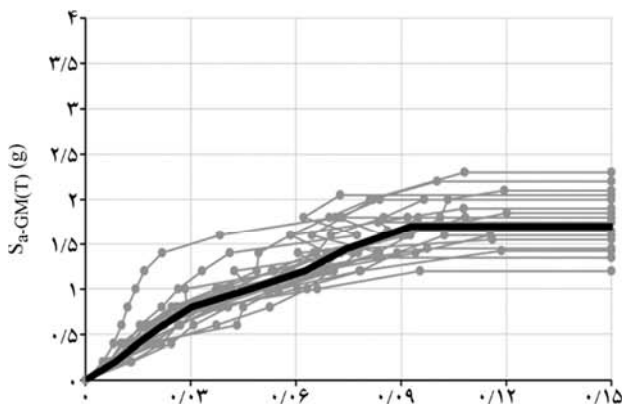
(د) مدل ۳ طبقه- برون‌محوری جرمی ۳۰ درصد

عملکرد	حداقل ACMR قابل قبول	1.2×ACMR	CMR	S_{MT}	$\hat{\delta}_{CT}$	*SSF	
		۱/۲۶	۰/۷۹	۱/۱۷	۰/۹۲	۱/۳۳	بر اساس نتایج جهت X
		۱/۲۰	۰/۸۵	۱/۱۷	۱/۰۰	۱/۱۷	بر اساس نتایج جهت Z
غیر قابل قبول	۱/۹۰	۱/۲۳	۰/۸۱				میانگین
غیر قابل قبول	۱/۹۰	۱/۰۹	۰/۷۳	۱/۱۷	۰/۸۵	۱/۲۵	بر اساس نتایج جهت SRSS

* این مقدار بر اساس شکل‌پذیری به دست آمده از جدول (۱) محاسبه شده است.

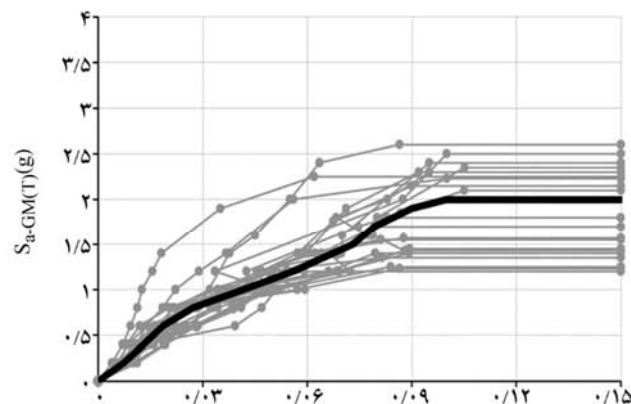
نگارندگان بر این باورند که تعریف پارامتر تقاضای مهندسی^{۲۳} به صورت جذر مجموع مربعات در دو راستای پلان و معیار شدت^{۲۴} با رفتار واقعی فیزیکی سازه‌های سه‌بعدی منطبق‌تر باشد، زیرا امکان ارزیابی همبسته دو راستا را فراهم می‌آورد. بحث در مورد نتایج ارائه شده به صورت فوق در بخش بعد مورد توجه قرار می‌گیرد.

در شکل‌های (۱۵) و (۱۶) منحنی‌های IDA و منحنی میانه برای سازه‌های ۳ و ۶ طبقه با در نظر گرفتن شدت طیفی به صورت ترکیب هندسی^{۲۲} مقادیر شتاب طیفی دو راستای افقی و جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای به صورت جذر مجموع مربعات (SRSS) مقادیر جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای دو راستای پلان نشان داده شده است.



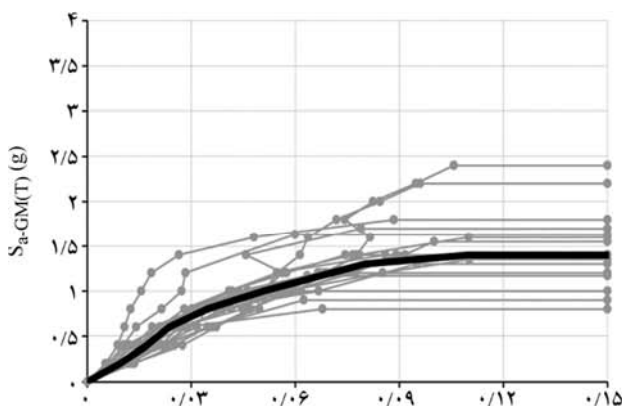
حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ترکیب شده به روش SRSS

شکل (۱۵-ب): منحنی‌های IDA با منحنی میانه برای سازه‌ی ۳ طبقه با برون محوری ۱۰ درصد بر اساس ترکیب SRSS جابه‌جایی‌های نسبی حداکثر بین طبقه‌ای دو راستای پلان و شدت طیفی میانگین هندسی دو راستا



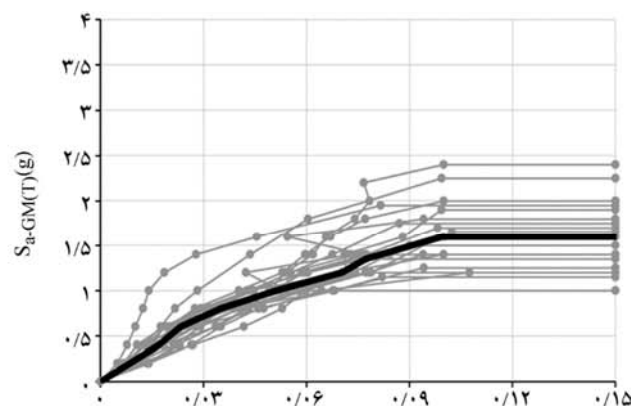
حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ترکیب شده به روش SRSS

شکل (۱۵-الف): منحنی‌های IDA و منحنی میانه سازه‌ی ۳ طبقه - با برون محوری ۰ درصد بر اساس ترکیب SRSS جابه‌جایی‌های نسبی حداکثر بین طبقه‌ای دو راستای پلان و شدت طیفی میانگین هندسی دو راستا



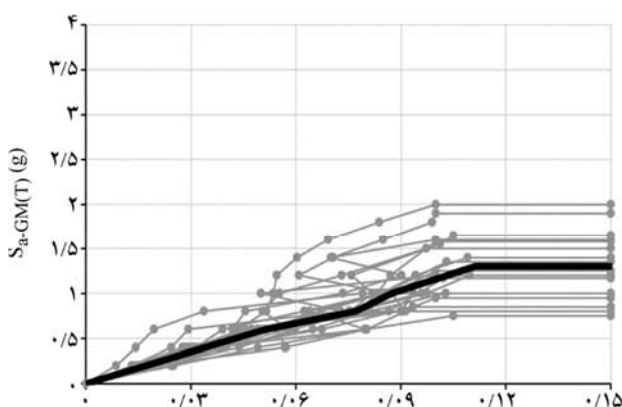
حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ترکیب شده به روش SRSS

شکل (۱۵-ب): منحنی‌های IDA با منحنی میانه برای سازه‌ی ۳ طبقه با برون محوری ۳۰ درصد بر اساس ترکیب SRSS جابه‌جایی‌های نسبی حداکثر بین طبقه‌ای دو راستای پلان و شدت طیفی میانگین هندسی دو راستا



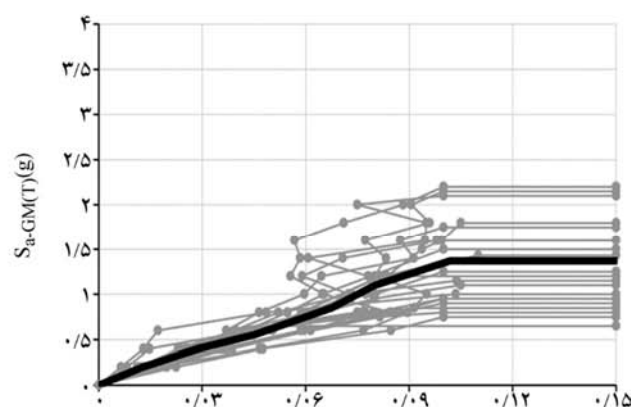
حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ترکیب شده به روش SRSS

شکل (۱۵-ج): منحنی‌های IDA و منحنی میانه سازه‌ی ۳ طبقه - با برون محوری ۲۰ درصد بر اساس ترکیب SRSS جابه‌جایی‌های نسبی حداکثر بین طبقه‌ای دو راستای پلان و شدت طیفی میانگین هندسی دو راستا



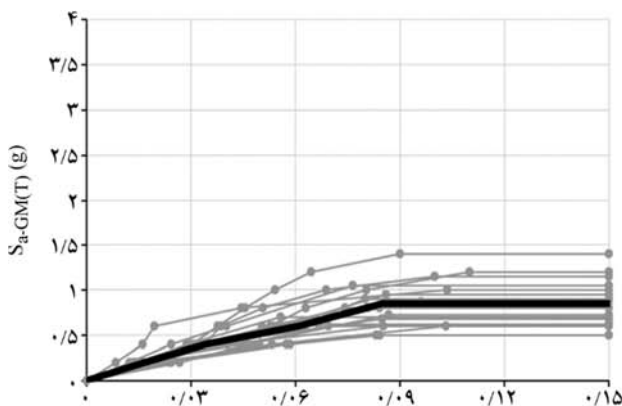
حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ترکیب شده به روش SRSS

شکل (۱۶-ب): منحنی‌های IDA با منحنی میانه برای سازه‌ی ۳ طبقه با برون محوری ۱۰ درصد بر اساس ترکیب SRSS جابه‌جایی‌های نسبی حداکثر بین طبقه‌ای دو راستای پلان و شدت طیفی میانگین هندسی دو راستا



حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ترکیب شده به روش SRSS

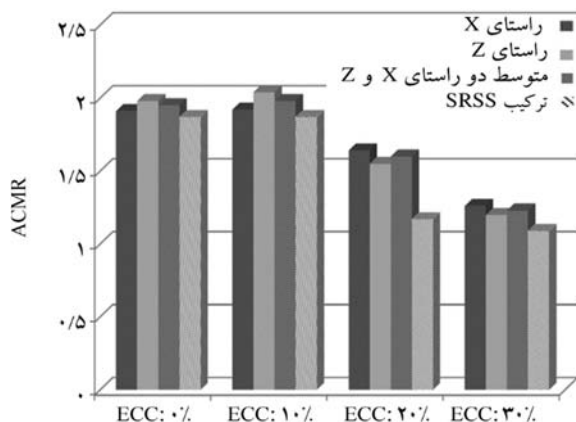
شکل (۱۶-الف): منحنی‌های IDA و منحنی میانه سازه‌ی ۳ طبقه - با برون محوری ۰ درصد بر اساس ترکیب SRSS جابه‌جایی‌های نسبی حداکثر بین طبقه‌ای دو راستای پلان و شدت طیفی میانگین هندسی دو راستا



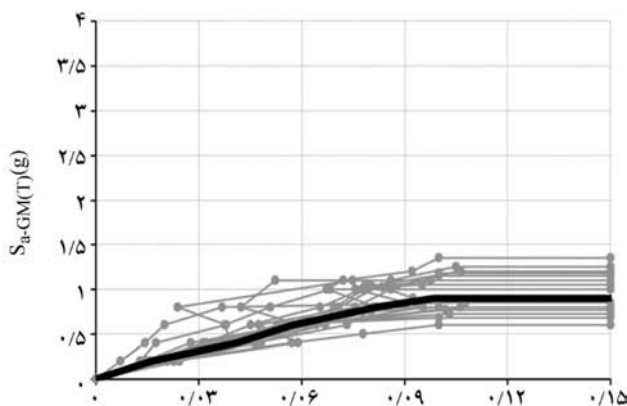
حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ترکیب شده به روش SRSS

شکل (۱۶-د): منحنی‌های IDA با منحنی میانه برای سازه‌ی ۳ طبقه با برون‌محوری ۳۰ درصد بر اساس ترکیب SRSS جابه‌جایی‌های نسبی حداکثر بین طبقه‌ای دو راستای پلان و شدت طیفی میانگین هندسی دو راستا

چهار منحنی دیده می‌شود که مربوط به مقادیر برون‌محوری صفر تا ۳۰ درصد برای هر ساختمان است. منحنی‌های شکنندگی در حقیقت تحلیل ظرفیت فروریزش سازه‌ها در یک چارچوب احتمالاتی بوده و ظرفیت جانبی سازه معمولاً در سطح احتمال ۵۰ درصد بر روی منحنی‌ها سنجیده می‌شود. شیب منحنی‌ها نیز بیان‌گر میزان عدم قطعیت در ظرفیت است که با افزایش شیب مقدار آن کاهش می‌یابد. هر یک از این منحنی‌ها از طریق برازش تابع توزیع تجمعی احتمال (CDF) با فرض تبعیت از توزیع لوگ-نرمال بر روی نقاط متناظر شدت طیفی فروریزش (شامل ۲۱ عدد مجزا برای هر رکورد) سازه‌ها به‌دست آمده است.



شکل (۱۸): مقایسه‌ی مقادیر حاشیه ایمنی در برابر فروریزش اصلاح‌شده در برون‌محوری‌های جرمی مختلف برای ساختمان ۶ طبقه

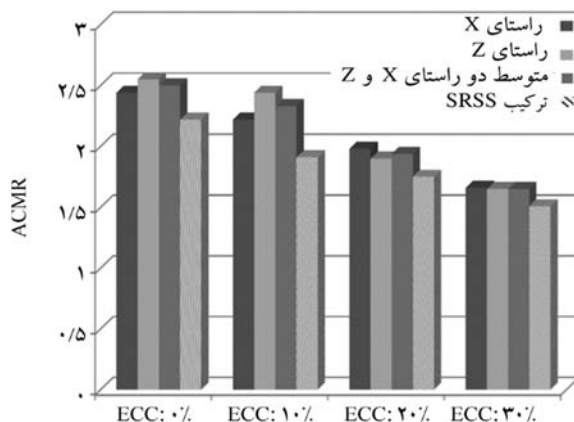


حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ترکیب شده به روش SRSS

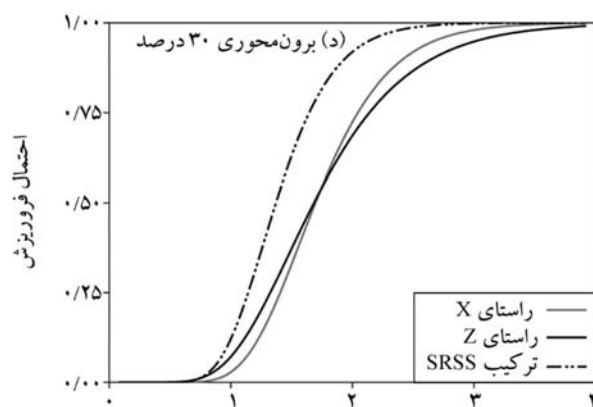
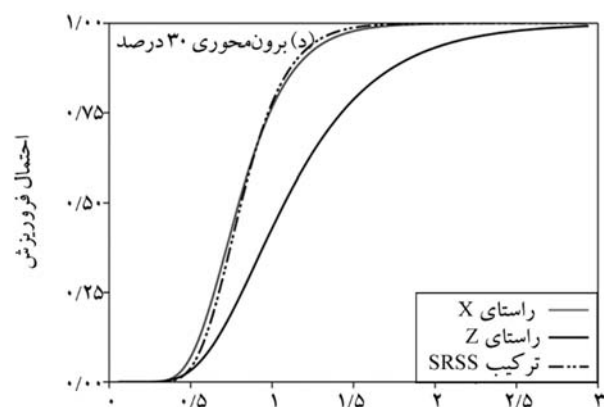
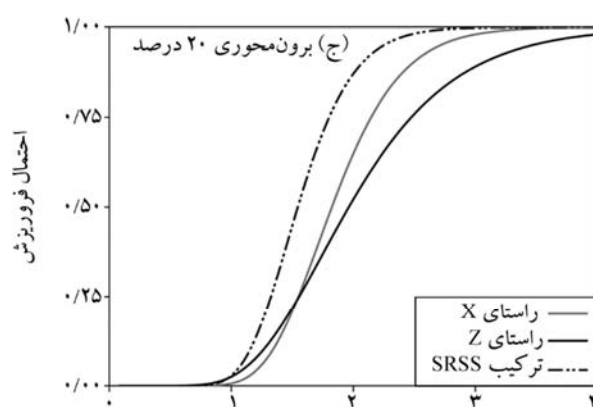
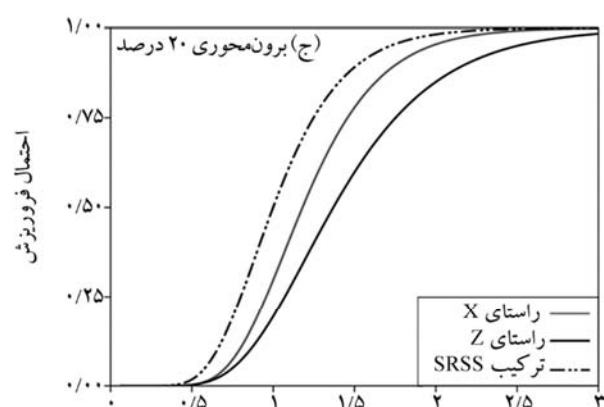
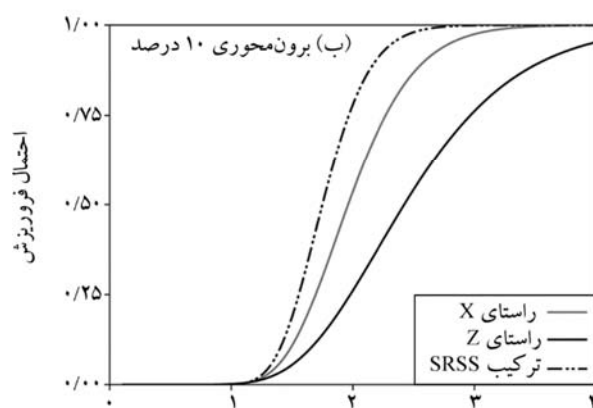
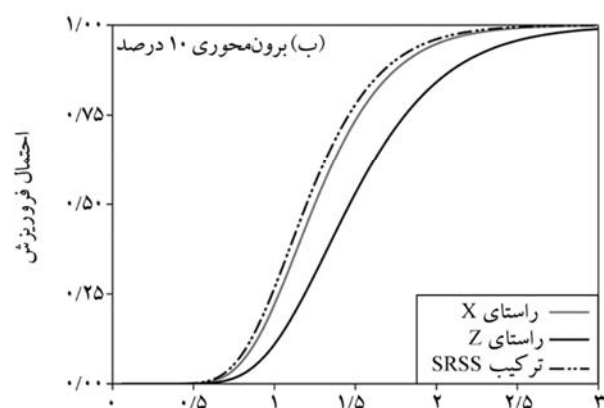
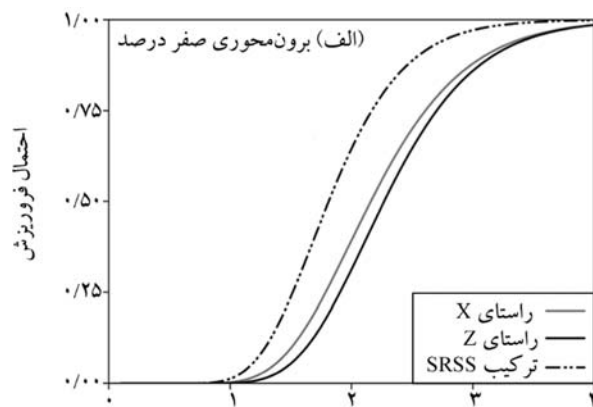
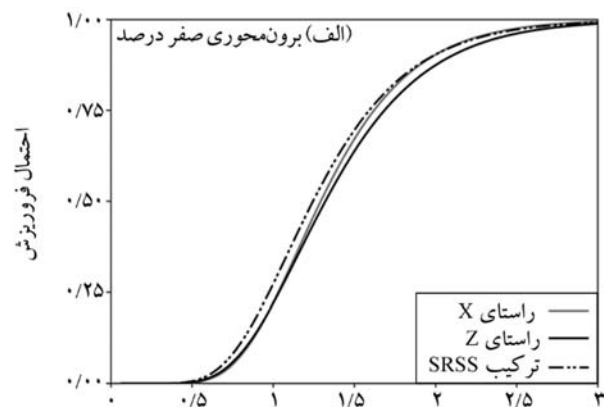
شکل (۱۶-ج): منحنی‌های IDA و منحنی میانه سازه‌ی ۳ طبقه - با برون‌محوری ۲۰ درصد بر اساس ترکیب SRSS جابه‌جایی‌های نسبی حداکثر بین طبقه‌ای دو راستای پلان و شدت طیفی میانگین هندسی دو راستا

در شکل‌های (۱۷) و (۱۸) مقادیر حاشیه ایمنی در برابر فروریزش اصلاح‌شده به ترتیب برای سازه‌های ۳ و ۶ طبقه و در برون‌محوری‌های جرمی مختلف در دو راستای پلان با هم مقایسه شده‌اند. افزایش انعطاف‌پذیری و افت شدت طیفی آستانه‌ی فروریزش با افزایش مقدار برون‌محوری جرمی در هر دو سازه به‌خوبی مشهود است.

در شکل‌های (۱۹) تا (۲۰)، به ترتیب منحنی‌های شکنندگی ساختمان‌های ۳ و ۶ طبقه مبتنی بر مقادیر عددی شدت‌های طیفی و نقاط فروریزش به‌دست آمده از منحنی‌های IDA بر اساس مقادیر تغییر مکان‌های نسبی راستاهای X و Z و نیز ترکیب SRSS آنها به‌طور مجزا محاسبه و ترسیم شده است. در هر شکل



شکل (۱۷): مقایسه‌ی مقادیر حاشیه ایمنی در برابر فروریزش اصلاح‌شده در برون‌محوری‌های جرمی مختلف برای ساختمان ۳ طبقه



شدت طیفی (g)

شدت طیفی (g)

شکل (۲۰): منحنی‌های شکنندگی برای ساختمان ۶ طبقه

شکل (۱۹): منحنی‌های شکنندگی برای ساختمان ۳ طبقه

برون‌محوری‌های کم و قاب‌هایی صادق است که بار ثقلی زیادی را تحمل می‌کنند (قاب‌های راستای Z). برای قاب‌های راستای X که بار ثقلی کمی تحمل می‌کنند، مقادیر اضافه مقاومت محاسباتی حدود ۵۰ درصد مقادیر آیین‌نامه‌ای است. بررسی جداول (۱-ب) و (۱-د) نشان می‌دهد که با افزایش برون‌محوری اضافه مقاومت سازه‌ها کاهش می‌یابد.

ارزیابی منحنی‌های IDA و نیز مقادیر حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده (ACMR) در جداول (۴) و (۵) و شکل‌های (۱۷) و (۱۸) نشان می‌دهد که به‌طور کلی در تمامی مدل‌ها با افزایش مقدار برون‌محوری جرمی، حاشیه‌ی ایمنی در برابر فروریزش دچار افت می‌شود. این افت برای سازه‌های با برون‌محوری بالای ۲۰ درصد بسیار شدید بوده، به‌گونه‌ای که مقادیر ACMR آنها کمتر از مقادیر قابل قبول و توصیه‌شده برای سطح عملکرد ایمنی جانی (مبنای مفروض طراحی) است.

نکته‌ی دیگری که در بررسی جداول (۴) و (۵) دیده می‌شود، افت ضریب شکل طیفی (SSF) با افزایش برون‌محوری جرمی در پلان است که به علت کاهش شکل‌پذیری سازه رخ داده است. بنابراین افزایش برون‌محوری از یک جهت مقدار (\hat{K}_e) متناظر فروریزش را کاهش داده و از سوی دیگر SSF را کاهش می‌دهد که در مجموع منجر به افت قابل توجه ACMR گردیده است. ارزیابی نتایج نشان می‌دهد که با افزایش برون‌محوری جرمی، علاوه بر کاهش شدت طیفی حد فروریزش (ظرفیت فروریزش) و افزایش انعطاف‌پذیری سازه‌ها، جابجایی نسبی متناظر حد آستانه فروریزش کلی^{۲۵} ساختمان نیز کاهش یافته است. کاهش جابجایی نسبی حد آستانه فروریزش برای ساختمان با برون‌محوری ۳۰ درصد قابل توجه بوده است.

ارزیابی منحنی‌های IDA مبتنی بر ترکیب SRSS تقاضاهای جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای حداکثر دو راستای پلان (شکل‌های ۱۵ و ۱۶) نشان می‌دهد که پراکندگی تقاضاها از نظر آماری در سطوح مختلف شدت‌های طیفی از پراکندگی تقاضاهای جابجایی به‌طور مجزا در دو راستای پلان کمتر است. این موضوع به‌خصوص برای ساختمان‌های با برون‌محوری بالای ۲۰

تغییرات منحنی‌های فروریزش برای ساختمان‌های با برون‌محوری ۲۰ درصد و بالاتر بسیار محسوس است. در بخش بعد نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی فزاینده (IDA) مورد بررسی قرار گرفته است.

۴- بحث

بررسی نتایج تحلیل بار افزون نشان می‌دهد که با افزایش مقدار برون‌محوری جرمی ساختمان‌های کوتاه مرتبه، انعطاف‌پذیری سیستم سازه نیز افزایش یافته و درعین حال ظرفیت مقاومت جانبی و حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای قابل‌دستیابی در سازه کاهش می‌یابد. با افزایش برون‌محوری به بیش از مقدار ۱۰ درصد تفاوت‌های منحنی‌های پوش سازه‌ها بیشتر می‌شود. همچنین بررسی شکل‌های (۴-ب) و (۵-ب) نشان می‌دهد که در برون‌محوری‌های یک جهت و بیش از ۲۰ درصد وقوع حالت‌های حدی در اجزای سازه می‌تواند حاکم بوده و سازه در مقایسه با برون‌محوری‌های کمتر در معرض خطر افت ظرفیت جانبی زود هنگام قرار می‌گیرد.

بررسی جداول (۱-الف) تا (۱-د) نتایج قابل‌توجهی در خصوص رفتار ساختمان‌های پیچشی را نشان می‌دهد. به‌گونه‌ای که قابل‌انتظار است به علت افزایش برون‌محوری زمان تناوب طبیعی سازه در راستای عمود بر راستای برون‌محوری افزایش می‌یابد. ارزیابی مقادیر ضرایب رفتار نشان می‌دهد که در برون‌محوری‌های حداکثر تا ۱۰ درصد مقادیر ضریب رفتار موردنظر آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای (در ساختمان ۶ طبقه با کمی اغماض) تأمین می‌شوند. با این وجود برای ساختمان‌های با برون‌محوری ۲۰ درصد و بیشتر مقادیر ضریب رفتار محاسباتی به شدت نسبت به مقدار مفروض طراحی افت داشته و حتی در ساختمان با برون‌محوری ۳۰ درصد به زیر عدد ۵ افت کرده است.

مقایسه‌ی ضرایب اضافه مقاومت سازه‌ها حاکی از آن است که اولاً مقدار آیین‌نامه‌ای پذیرفته‌شده برای آنها (برابر عدد ۳ برای قاب‌های خمشی ویژه مطابق آیین‌نامه ASCE) صرفاً در

حوزهی الاستیک)، حاشیهی ایمنی در برابر فروریزش (CMR) به شدت افت می کند. به علاوه مقادیر حاشیهی ایمنی اصلاح شده در برابر فروریزش (ACMR) با افزایش تعداد طبقات در ساختمان های نامتقارن افت قابل ملاحظه ای از خود نشان می دهد. در مقادیر بالای برون محوری، کاهش در CMR به قدری می تواند شدید باشد که ساختمان سطح عملکرد ایمنی جانی را بر اساس یک احتمال معقول فروریزش تأمین نکند. نتایج این مطالعه حاکی از آن است که ترکیب SRSS تقاضاهای جابه جایی نسبی بین طبقه ای برای ارزیابی و تحلیل غیرخطی ساختمان های سه بعدی، پارامتر تقاضای لرزه ای مهندسی (EDP) بسیار مناسبی است. همچنین تفاوت بین رفتار ساختمان های منظم و نامنظم در مقادیر محاسبه شده پارامترهای طراحی آیین نامه ای شامل ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و ضریب شکل پذیری کاملاً مشهود است. گرچه آیین نامه های طراحی لرزه ای موجود از جمله آیین نامه ی زلزله ی ایران (استاندارد ۲۸۰۰) و آیین نامه ی بارگذاری ایالات متحده آمریکا (ASCE-7) سعی در افزایش تقاضاهای مقاومتی طرح ساختمان های نامتقارن به روش هایی از جمله استفاده از ترکیبات بار ویژه تشدید یافته با در نظر گرفتن اثرات دو جهته زلزله به صورت هم زمان داشته و یا برخی آیین نامه ها مانند آیین نامه ی اروپا (EuroCode) [۳۳] ضوابط دقیق تری برای سازه های پیچشی از جمله تعیین رفتار نرم یا سخت پیچشی بر اساس مشخصات دینامیکی سیستم سازه مانند مفهوم شعاع پیچشی ساختمان، اختصاص ضریب رفتار بر مبنای رفتار نرم یا سخت پیچشی ساختمان و در نظر گرفتن اثرات توزیع میان قاب ها در ایجاد پاسخ پیچشی دارند، اما هیچ گونه ضوابط یا توصیه های صریح و دقیقی برای تغییر در پارامترهای طراحی چنین ساختمان هایی بر حسب میزان برون محوری پلان ارائه نمی دهند. لذا بازنگری در پارامترها و ضوابط طراحی لرزه ای سازه های پیچشی کوتاه مرتبه بسته به شدت برون محوری اولیه جهت بهبود عملکرد و کاهش پتانسیل فروریزش آنها در زلزله های شدید ضروری به نظر می رسد.

درصد واضح تر است؛ بنابراین ارزیابی ساختمان های سه بعدی بر اساس ترکیب تقاضاهای دو راستا به صورت فوق مناسب تر است؛ به ویژه آن که بیان تقاضا به صورت ترکیب فوق با واقعیت فیزیکی مسئله و دیدگاه مهندسی موضوع هماهنگی بیشتری دارد. به علاوه، در بیشتر آیین نامه های رایج طراحی لرزه ای، تقاضای لرزه ای به صورت ترکیب هندسی (GM) در طیف طرح بیان می شود. لذا بررسی رفتار با ترکیب SRSS تقاضاهای جابه جایی بین طبقه ای ماکزیمم در مقابل شدت طیفی GM دو راستای پلان گزینه ی مناسبی برای ارزیابی عملکرد ساختمان های سه بعدی تلقی می گردد.

بررسی شکل های (۱۹) و (۲۰) اطلاعات بسیار خوبی از ظرفیت فروریزش سازه ها در یک چارچوب احتمالاتی ارائه می دهد. حرکت منحنی های شکنندگی از راست به چپ با افزایش برون محوری، به معنای کاهش ظرفیت فروریزش است. این کاهش برای ساختمان های با برون محوری بیش از ۲۰ درصد بسیار قابل توجه است. به علاوه با افزایش مقدار برون محوری شیب منحنی های شکنندگی افزایش یافته که به معنای کاهش عدم قطعیت کلی ظرفیت است. با یادآوری از جدول (۳) و این که عمده ترین منبع عدم قطعیت مربوط به مشخصات رکورد است، می توان استنباط نمود که با افزایش برون محوری حساسیت پاسخ به مشخصات رکورد کمتر شده و مشخصات سازه ی حاکم تر بر پاسخ تاریخچه زمانی غیرخطی است.

۵- نتیجه گیری

نتایج مطالعه حاضر بر روی رفتارهای پسا-تسلیم و سطح فروریزش ساختمان های کوتاه مرتبه نامتقارن در پلان با استفاده از مدل های کاهنده ی مقاومت و سختی حاکی از آن است که رفتار این نوع ساختمان ها در سطوح غیرخطی شدید بسیار پیچیده بوده و با ساختمان های متقارن تفاوت های بسیار اساسی دارد. تفاوت ها از نتایج تحلیل های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی مشهود است نتایج تحلیل های سطح فروریزش نشان می دهد که با افزایش برون محوری پلان (فاصله ی مرکز جرم و سختی در

مراجع

11. Hoerner, J.B. (1991) Modal coupling and earthquake response of tall buildings. Report No. EERL 71-07, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **20**(3), 201-222.
12. Chopra, A.K. (2008) *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. 3rd Edition. Prentice-Hall of India.
13. Wong, C.M. and Tso, W.K. (1994) Inelastic seismic response of torsionally unbalanced systems designed using elastic dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **23**(7), 777-790.
14. Chopra, A.K. (2008) *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. 3rd Edition. Prentice-Hall of India.
15. Sedarat, H. and Bertero, V.V. (1990) *Effects of Torsion on the Linear and Nonlinear Seismic Response of Structures*. Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-90/12.
16. Goel, R.K. and Chopra, A.K. (1971) *Inelastic Seismic Response of One-Story Asymmetric-Plan Systems: Effects of System Parameters and Yielding*. Earthquake Engineering and Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology: Pasadena, California.
17. FEMA (2009) *Quantification of Building Seismic Performance Factors, Report No. FEMA P695*. Federal Emergency Management Agency: Washington, D.C.
18. Haselton, C.B. (2006) *Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment-Frame Buildings*. Ph.D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University: Stanford, California.
19. Zareian, F. and Krawinkler, H. (2007) Prediction of collapse-how realistic and practical is it, and what can we learn from it? *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, **16**(5), 633-653.
20. Haselton, C.B. (2006) *Assessing Seismic Collapse Safety of Modern Reinforced Concrete Moment-Frame Buildings*, Ph.D. Dissertation, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University: Stanford, California.
1. Takeda, T., Sozen, M.A., and Nielson, N.N. (1970) Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *ASCE Journal of the Structural Division*, **96**(12), 2557-2573.
2. Stathopoulos, K.G. and Anagnostopoulos, S.A. (2000) Inelastic earthquake response of buildings subjected to torsion. *Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand.
3. Paulay, T. and Priestley, M.J.N. (1992) *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons.
4. Paulay, T. (2001) Some Design Principles relevant to Torsional Phenomena in Ductile Buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, **5**(3), 273-308.
5. Hashem-Nejad, SH. and Ranjbar, M. (2007) Evaluation of the capacity spectrum method for estimating target displacement in plan-asymmetric structures. *Proceedings of the 5th International Conference on Seismology and Earthquake Engineering*, Tehran, Iran (in Persian).
6. Fardis, M.N. (Editor) (2009) *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings Based on EN-Eurocode 8*. Springer.
7. Elnashai, A.S. and Sarno, L.D. (2008) *Fundamentals of Earthquake Engineering*. John Wiley & Sons.
8. Bozorgnia, Y, Bertero V (Editors). (2004) *Earthquake Engineering: From Seismology to Performance-based Seismic Engineering*. CRS Press.
9. Barazesh, N. and Sarvghad-Moghadam, A. (2012) Investigation and comparison of two common code-based parameters for defining torsional behavior of structures. *Proceedings of the 2nd National Conference on Structural, Earthquake and Geotechnical Engineering*, Tehran, Iran (in Persian).
10. Sfura Jon, F., Hayes, J.R., and Foutch, D.A. (1999) Nonlinear seismic response of asymmetric systems, *Proceeding of the 1999 Structures Congress*, New Orleans, Louisiana.

31. Vidic, T., Fajfar, P., and Fischinger, M. (1994) Consistent inelastic design spectra: strength and displacement. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **23**, 502-521.
32. ASCE (2010) *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. ASCE Standard ASCE/SEI 7-05. American Society of Civil Engineers: Reston, Virginia.
33. CEN (2004a) *European Standard EN 1998-1:2004 Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*. Comité Européen de Normalisation, Brussels.
21. BHRC (2005) *Iranian Seismic Code of Practice (Standard No. 2800) (3rd Ed.)*. BHRC Press. Tehran, Iran (in Persian).
22. Bureau for Establishing National Building Regulations (2013) *Codes of Practice of Loading and Designing of Reinforced Concrete Structures*. Ministry of Road and Urban Design Press. Tehran, Iran (in Persian).
23. Ibarra, L.F., Medina, R.A., and Krawinkler, H. (2005) Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *International Journal for Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **34**(12), 1489-1511.
24. Panagiotakos, T.B. and Fardis, M.N. (2001) Deformation of reinforced concrete members at yield and ultimate. *ACI Structural Journal*, **98**(2), 135-148.
25. Berry, M., Parrish, M., and Eberhard, M. (2004) *PEER Structural Performance Database User's Manual*. Pacific Earthquake Engineering Research Center: University of California, Berkeley.
26. Pacific Earthquake Engineering research Center. *OpenSees, Open System for Earthquake Engineering Simulation*. (2015-Last update), [Online]. Available: <http://opensees.berkeley.edu> [2012, Feb. 16]
27. Manie, S. and Moghadam, A.S. (2012) Experiences acquired through nonlinear modeling for collapse safety assessment of 3D RC structures with irregularities in plan. *Proceedings of 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 1561.
28. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2001) *Tracing and Post-Processing of IDA Curves: Theory and Software Implementation*. Report No. RMS-44, RMS Program: Stanford University, Stanford.
29. ASCE (2007) *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. ASCE Standard ASCE/SEI 41-06. American Society of Civil Engineers: Reston Virginia.
30. FEMA (2005) *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. FEMA 440. Federal Emergency Management Agency: Washington, D.C.

اصطلاحات فنی

Incremental Dynamic Analysis (IDA)	۱- فزاینده غیر خطی دینامیکی
Flexible Edge	۲- لبه نرم
Stiff Edge	۳- لبه سخت
Deterministic	۴- تعینی
Pushover	۵- پوش اور
Median	۶- پاسخ‌های میانه
Fragility Curve	۷- منحنی شکست
Collapse Margin Ratio (CMR)	۸- حاشیه ایمنی فروریزش
Kinematic Hardening Rules	۹- قوانین سخت‌شوندگی کینماتیک
Hysteretic Behavior	۱۰- رفتار هیسترتیک
Global	۱۱- کلی
Local	۱۲- موضعی
Multi-Frontal Massively Parallel Sparse Direct Slover (MUMPS)	۱۳- حل معادلات غیر خطی با استفاده از الگوریتم
Parallel Computing	۱۴- پردازش موازی
Non-Simulated Collapse Modes	۱۵- مودهای فروریزش شبیه‌سازی نشده
Period-Based Ductility Spectral Shape	۱۶- شکل پذیری مبتنی بر زمان تناوب ۱۷- شکل طیفی
Median Collapse	۱۸- شدت طیفی میانه حد فروریزش

Intensity	۱۹- افقی شدن
Flattening	
Maximum Considered Earthquake	۲۰- حداکثر زلزله لحاظ شده
Adjusted Collapse Margin Ratio (ACMR)	۲۱- حاشیه ایمنی فروریزش اصلاح شده
Geometric Mean (GM)	۲۲- ترکیب مهندسی
Engineering Demand Parameter (EDP)	۲۳- پارامتر تقاضای مهندسی
Intensity Measure (IM)	۲۴- معیار شدت
Global Collapse	۲۵- فروریزش کلی

Probabilistic Collapse Behavior Evaluation of Low-Rise In-Plan Irregular Buildings

Salar Manie¹, Abdoreza S. Moghadam², and Mohsen Ghafory-Ashtiany³

1. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Islamic Azad University, Sanandaj Branch, Sanandaj, Iran,
*Corresponding Author, e-mail: manie@iausdj.ac.ir

2. Associate Professor, Structural Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Iran

3. Professor, Structural Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Iran

The present paper aims at evaluating the post-peak and collapse behavior of low-rise irregular buildings. Irregularity -in this study- is defined as the unidirectional mass irregularity in plan to produce torsional models. In previous earthquake events, most of torsional buildings have suffered from extensive damages and even total collapse. To investigate the performance and collapse behavior of the considered buildings from the probabilistic point of view, three-dimensional three and six-story reinforced concrete models with unidirectional mass eccentricities ranging from 0% to 30% (of the building overall plan dimension) were subjected to nonlinear static (pushover) as well as extensive nonlinear incremental dynamic analysis (IDA) under 21 two-component ground motion records. Currently, FEMA P-695 is the reference document to evaluate the collapse behavior of common structural systems in a completely probabilistic framework that contains a step-by-step procedure to examine the seismic design parameters including the response modification (R), the structural over-strength (Ω) and the structural ductility (μ) factors. All models were built and analyzed using the OpenSees simulation platform. The SP version of the software, which is able to efficiently solve large systems of equations using the capacity of multi-processors was utilized in this study. For performing nonlinear analyses, the structural system was modeled using concentrated plasticity nonlinear modeling approach in which concentrated hinges are modeled and defined at the ends of each frame element. All degradation sources including the loading and reloading stiffness, peak-strength and hardening zone stiffness degradation effects in each cycle of response have been taken into account in the modeling process. The hysteretic model known as "peak-oriented hysteretic model" which is based on kinematic hardening rules were used for the modeling of the structures to assess their dynamic behavior. All models were created in the OpenSees platform by using CECARC-3D; a graphical pre- and post-processor for OpenSees designed by the authors for modeling and analyzing nonlinear static and dynamic response of 3D reinforced concrete structural systems. Geometric nonlinearities including the global $P-\Delta$ as well as the local p -delta effects were also considered in the model utilizing the co-rotational formulation. Performance of each model was then examined via the calculation of conventional seismic design parameters including the response modification (R), structural overstrength (Ω) and structural ductility (μ) factors; the calculation of probability distribution of maximum inter-story drift responses in two orthogonal directions (and their combination); and also by the calculation of the collapse margin ratio (CMR) defined as the ratio of the median of all collapse-level spectral intensities (determined by the IDA results) to the MCE-level spectral intensity of the building at the fundamental period of vibration in the direction of interest. Basically, all performance checks in the procedure of FEMA-P695 is based on CMR. Results of this study demonstrate that substantial differences exist between the behavior of regular and irregular buildings in terms of the lateral load capacity and collapse margin ratio. Besides, results indicate that current seismic design

parameters (including R , Ω and μ) are non-conservative for buildings with high degrees of plan eccentricity, and such structures cannot satisfy the target “life safety” performance level based on the calculated safety margin against collapse. It appears that design codes need to address more precisely the torsional effects on seismic design parameters as well as on analysis and design procedures for irregular structures to provide the required safety margin against collapse under severe seismic loading conditions.

Keywords: Torsional Buildings; Collapse; Fragility Curves; Performance-Based Design; IDA