بررسی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های نامتقارن چند طبقه طراحی شده بر مبنای آیین‌نامه ASCE07-22 با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی فزاینده غیرخطی

امید مخدوم [۱]، آرمین عظیمی نژاد [۲*]، پنام زرفام[۲]، عبدالرضا سروقد مقدم[۳]

۱. دانشجوی دکتری سازه ، گروه مهندسی عمران ، واحد علوم و تحقیقات ، دانشگاه آزاد اسلامی ، تهران ، ایران
۲. استادیار ، گروه مهندسی عمران، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران
۳. دانشیار ، پژوهشگاه بین المللی مهندسی زلزله و زمین شناسی، تهران، ایران

تاریخ دریافت: ۱۴۰۱/۰۶/۳۰ تاریخ **پذیرش:** ۱۴۰۱/۰۹/۱۲

چکیده

دراکثر آیین‌نامه‌های لرزه‌ای‌کنونی، سختی و مقاومت المان‌های مقاوم در برابر زلزله مستقل در نظرگرفته شده به گونه‌ای که تغییر مقاومت المان‌ها منجر به تغییر در سختی المان‌ها نخواهد شد. مطالعات اخیر نشان می‌دهد که سختی و مقاومت این المان‌ها وابسته بوده و لذا نحوه محاسبه این پارامترها و آرایش مراکز جرم، سختی و مقاومت می‌تواند در تعیین پاسخ‌های لرزه‌ای موثر باشد. در این تحقیق سه گروه طراحی ساختمان‌های پنج طبقه و نه طبقه شامل مدل طراحی مبتنی بر آیین‌نامه لرزه‌ای ASCE/SEI 07-22، مدل بالانس-۲۵٪ و مدل متقارن مقاومتی با خروج از مرکزیت تسلیم نرمال شده (e_d/A) ۰ تا ۱۵٪ به همراه یک مدل متقارن به کمک آنالیزهای استاتیکی غیرخطی و دینامیکی فزاینده غیرخطی مورد محاسبه و ارزیابی قرارگرفتند. نتایج نشان داد متوسط میانه شتاب طیفی در سطح عملکردی فروریزش در مدل بالانس-۲۵٪ و مدل متقارن مقاومتی نسبت به مدل طراحی مبتنی بر آیین‌نامه ASCE/SEI 07-22 ، حدودا ۱۸٪ افزایش داشته است که این افزایش به معنی ایمن بودن مدل‌های بالانس-۲۵٪ و متقارن مقاومتی در مقایسه با مدل طراحی آیین نامه است. ضمنا متوسط نسبت حداکثر چرخش سقف‌ها و حداکثر دریفت جابجایی طبقات در سطح عملکردی فروریزش در مدل بالانس-۲۵٪ و مدل متقارن مقاومتی نسبت به مدل طراحی آیین‌نامه ASCE/SEI 07-22 به ترتیب منجر به کاهش ۱۰۰درصدی و ۱۲درصدی شده است. لذا با توجه به نتایج فوق استنباط گردید که مدل طراحی مبتنی بر آیین‌نامه از پایین‌ترین و مدل‌های بالانس-۲۵٪ و متقارن مقاومتی از بالاترین عملکرد لرزه‌ای دینامیکی برخوردار هستند.

کلید واژه‌ها: تحلیل دینامیکی فزاینده غیرخطی، جابجایی تسلیم، ساختمان نامتقارن، مدل آیین نامه، مدل بالانس.

مقدمه

نامتقارنی در پلان سازه‌های ساختمانی بالاخص ساختمان‌های چند طبقه، همواره یکی از مسائل چالش برانگیز در تحلیل و طراحی سازه‌ها محسوب می‌شود. در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای کنونی از جمله ASCE/SEI 07-22 و نیز برخی از تحقیقات (Tso

* نویسنده مسئول: arminaziminejad@srbiau.ac.ir
DOI: https://doi.org/10.22034/JEG.2022.16.3.1019801

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]
[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.1019801]

(Sommer and Bachmann, 2005) سختی المان‌ها مستقل از مقاومت المان‌ها تعیین می شود. (and Smith, 1999) به طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های چند طبقه نامتقارن در پلان پرداختند. پس از بررسی اجمالی انتقادی در مورد کمبودهای قوانین طراحی پیشنهاد شده توسط آئین‌نامه‌های فعلی، آنها بر روی مسائل اصلی که باید با آنها برخورد شود تمرکز کردند: (۱) سختی المان مستقل از مقاومتشان نیست؛ (۲) یک توزیع واقعی عاقلانه برای بدست آوردن توزیع یکنواخت تقاضاهای شکل پذیری با مقادیر واقعی آرماتور در المانهای مقاوم پیشنهاد کردند. محققین زیادی عملکرد سازه‌های یک طبقه را با نحوه آرایش مرکز جرم (CM)، مرکز سختی (CR) و مرکز مقاومت (CV) مورد ارزیابی قرار دادند. تحقیقات (Myslimaj and Tso and Tso, 2002; Myslimaj and Tso, 2004; Myslimaj and Tso, 2005) و (Tso and Myslimaj, 2003; Myslimaj, 2005) حکایت از آن دارند که مدل بالانس (یعنی مرکز جرم بین مراکز سختی و مقاومت) از عملکرد بهتری برخوردار بوده و برخی دیگر محققین (Palermo et al., 2017; Das et al., 2021; Chakraborty, 2013) و (Aziminejad and Moghadam, 2010; Makhdoom et al., 2022) بیان داشتند که برحسب نوع پاسخ سازه، مدل متقارن مقاومتی می‌تواند از عملکرد بهتری برخوردار باشد. (Eivani et al., 2022) آرایش مناسب مراکز سختی و مقاومت در سازه‌های نامتقارن با دیافراگم‌های انعطاف‌پذیر را پیشنهاد دادند. بیشتر مطالعات انجام شده بر روی سازه‌های ساختمانی چند طبقه با هدف گسترش تحلیل استاتیکی غیرخطی برای سازه‌های ساختمانی نامتقارن در پلان بوده است. (Peruš and Fajfar, 2002) با اعمال توزیع ارتفاعی نیروهای جانبی در مرکز جرم، یک روش توسعه یافته برای مدل‌های سه بعدی بنام روش N2 پیشنهاد کرد. این روش که در ابتدا برای پلان‌های دو بعدی فرموله شد، شامل یک رویکرد غیرخطی ساده شده است که از تحلیل استاتیکی غیرخطی، سیستم یک درجه آزاد SDOF [۱] معادل و طیف پاسخ غیرالاستیک استفاده می‌کرد. یک رویکرد استاتیکی غیرخطی جایگزین برای سازه‌های نامتقارن توسط (Bosco et al., 2012; Bosco et al., 2013; Bosco et al., 2015) بر اساس مفهوم "خروج از مرکزیت اصلاحی" توسعه داده شده است. (Rofooei and Mirjalili, 2018) و (Mirjalili and Rofooei, 2020) یک تحلیل استاتیکی غیرخطی مبتنی بر دینامیک را برای ساختمان‌های نامتقارن یکطرفه و دوطرفه در پلان موسوم به DPPA [۲] و DPTPA [۳] را با هدف در نظر گرفتن اثرات مناسب رفتار پیچشی و همچنین مودهای بالاتر در الگوی بار جانبی اعمال شده پیشنهاد داده‌اند. در این روش، حداکثر دریفت بین طبقه‌ای بدست‌آمده از تحلیل طیفی پاسخ را می‌توان به دو قسمت انتقالی و چرخشی تفکیک کرد و نیروهای جانبی استاتیک معادل و گشتاورهای پیچشی را محاسبه کرد. نتایج حاصله در این تحقیق با مقایسه نتایج به دست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی و سایر روش‌های استاتیکی غیرخطی معروف مانند تحلیل استاتیکی غیرخطی مودال کاربردی موسوم به PMPA [۴] و روش‌های توسعه یافته N2 مقایسه گردید. نتایج به وضوح کارایی روش‌های پیشنهادی DPPA و DPTPA را در تعیین دقیق پارامترهای پاسخ، به ویژه در سازه‌های برشی نشان می‌دهد. (Fujii, 2018) کاربرد یک روش ساده، یعنی تحلیل استاتیکی

[1] Single Degree of Freedom
[2] Dynamic-based Pushover analysis for Plan Asymmetric
[3] Dynamic-based Pushover procedure for Two-way Plan Asymmetric
[4] practical modal pushover analysis

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]
[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.10019801]

غیرخطی مودال دو جهته تطبیقی موسوم به MABPA [5] برای پیش‌بینی پاسخ حداکثر غیر خطی یک ساختمان نامتقارن چند طبقه که در معرض تحریک دو طرفه قرار دارد را مورد بحث قرار داد. نتایج نشان داد که MABPA جابجایی پاسخ حداکثری را تنها در ساختمان‌های نامتقارن سخت پیچشی[6] به طور رضایت بخشی پیش بینی می‌کند و برای ساختمان‌های نامتقارن نرم پیچشی کارایی خوبی ندارد. (Soleimani et al., 2018) به بررسی تقریب منحنی‌های حاصل از تحلیل دینامیکی فزاینده غیرخطی (IDA)[7] تحت حرکات زمینی دو جهته براساس منحنی پوش آ مبتنی بر انرژی دو طرفه موسوم به BEP[8] می پردازد. BEP از کار انجام شده توسط بارهای جانبی و گشتاورهای حاصله از تحلیل استاتیکی غیرخطی به عنوان شاخصی برای تعیین ویژگی‌های سیستم‌های یک درجه آزاد مودال استفاده می‌کند. یافته‌ها نشان داد که BEP قادر به تخمین نتایج IDA با دقت کافی است. (Georgoussis, 2016; Georgoussis, 2017; Georgoussis, 2019) به اصول طراحی برای حداقل پاسخ پیچشی سازه‌های چند طبقه بتنی با سیستم دوگانه قاب - دیوار پرداخت و روشی ساده را ارائه داد که در مراحل اولیه طراحی مفید بود، که بر اساس آن مقاومت‌های تخصیص یافته در المان سازه‌ای سیستم‌های دوگانه قاب –دیوار تعیین گردید. نکته کلیدی این روش این است که وقتی CR سیستم یک طبقه معادل در فاصله نزدیکی از محور جرم سازه باشد، پاسخ پیچشی کاهش می‌یابد. روش طراحی سازه‌های نامتقارن بر اساس آیین‌نامه‌های لرزه‌ای کنونی منجر به توزیع غیریکنواخت نیروها و تغییر شکل‌ها در المان های مقاوم جانبی می‌شود که به توزیع غیریکنواخت تقاضای شکل‌پذیری در این المان‌ها می‌انجامد. در این تحقیق، ساختمان‌هایی با سطوح مختلف خروج از مرکزیت جابجایی تسلیم نرمال شده (e_d/A) بر اساس آیین‌نامه لرزه‌ای ASCE/SEI 07-22 طراحی و با مدل‌های بالانس-۲۵٪ و متقارن مقاومتی مقایسه شدند. در این مطالعه، به منظور ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های چند طبقه از آنالیزهای استاتیکی غیرخطی و دینامیکی فزآینده غیرخطی استفاده شده است.

مواد و روش ها

معرفی ساختار و مشخصات مدل‌ها

در این مطالعه، مدل‌های ساختمانی پنج طبقه و نه طبقه با در نظرگرفتن تأثیر آرایش‌های مختلف CM، CV، CR در سه گروه طراحی شامل مدل طراحی مبتنی بر آیین‌نامه لرزه‌ای ASCE/SEI 07-22 ، مدل بالانس-۲۵٪ و مدل متقارن مقاومتی با درصدهای نامتقارنی ۰ تا ۱۵٪ بهمراه یک مدل متقارن مورد بررسی قرار گرفته است. مطابق شکل(۱)، این مدل‌های ساختمانی شامل دو دیوار برشی در جهت X و سه دیوار در جهت Y می‌باشد. درصدهای نامتقارنی با مقدار خروج از مرکزیت جابجایی تسلیم دیوارها (e_d) و با پارامتر (e_d/A) تعیین شده است. پلان‌ها در جهت Y نامتقارن و در جهت X متقارن هستند. عرض و طول پلان ها معادل ۱۷/۳۲ متر در نظر گرفته شد. ارتفاع و ضخامت دیوارها در تمامی مدل‌ها به ترتیب ۳/۵ متر و ۵۰ سانتی متر تعیین شد. طول دیوارها در جهت X در مدل‌های پنج طبقه و نه طبقه به ترتیب ۴ متر و ۶ متر و طول دیوارها (l_i) در جهت Y بسته به میزان e_d/A پلان تغییر کرده است. بار ثقلی و بارهای جانبی زلزله به ترتیب توسط سیستم

[5] mode-adaptive bidirectional pushover analysis

[6] torsional stiff

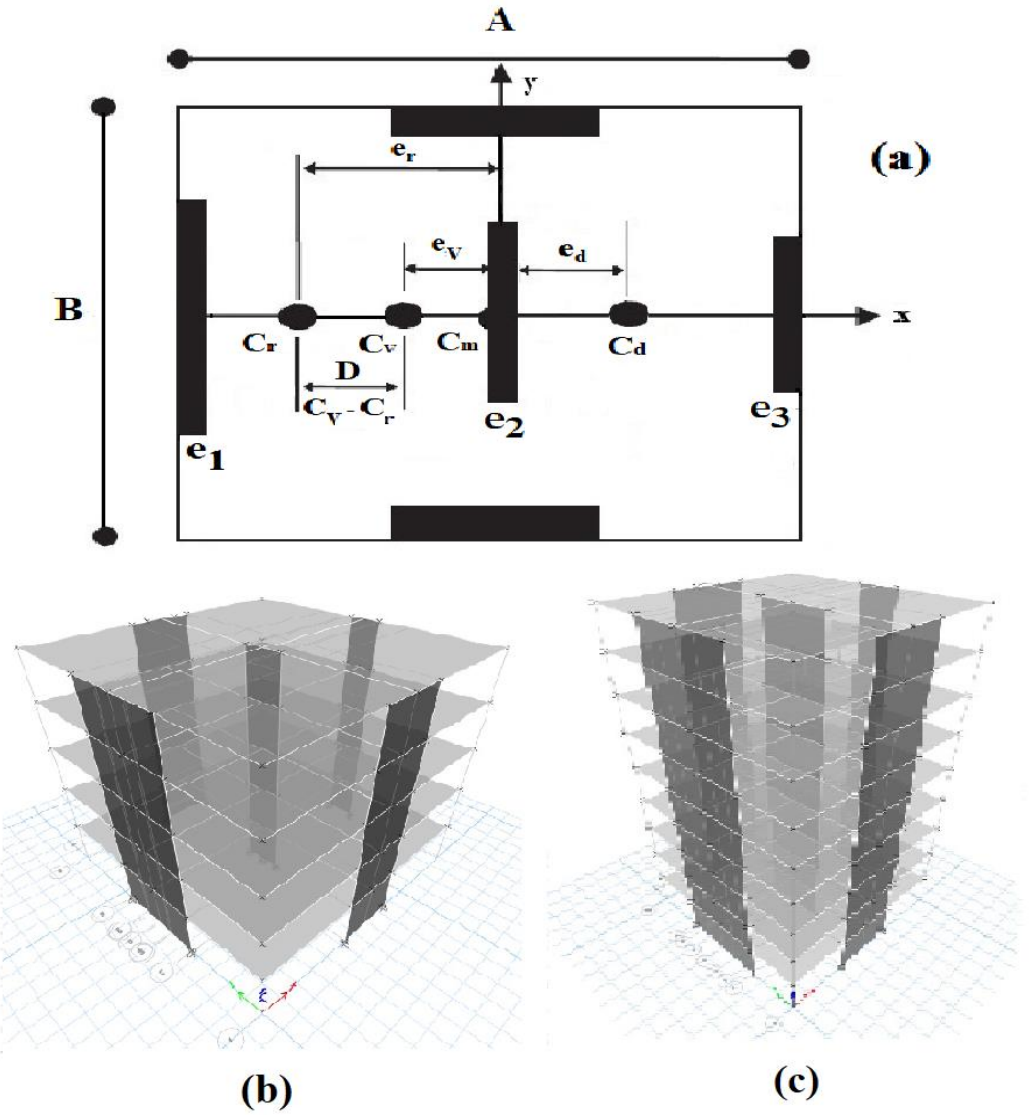
[7] Incremental dynamic analysis

[8] bidirectional energy-based pushover

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.10019801]

قاب ساده و دیوارهای برشی حمل می شوند. مقادیر بار زنده (LL) و بار مرده (DL) به ترتیب ۲ KN/m^2 و ۶ KN/m^2 لحاظ گردید. بار گرانشی بر اساس ترکیب بار FEMA P695، "1.05 DL + 0.25 LL" محاسبه شد. بارهای زلزله طراحی نیز بر اساس ASCE/SEI 07-22 تعیین شد. بر مبنای این آیین نامه، پریود سازه و برش پایه طراحی در ساختمان پنج طبقه به ترتیب ۰/۵۸۴ ثانیه و ۱۷۰۰KN و در ساختمان نه طبقه ۰/۹۱ ثانیه و ۲۰۲۲KN محاسبه گردید. ضریب رفتار طراحی معادل ۶ در نظرگرفته شد. با توجه به الزامات طراحی پیچشی، در ASCE/SEI 07-22، برش پایه طراحی در مدل‌های پنج طبقه به ۲۱۰۲KN (۲۴٪ ~) و در مدل‌های نه طبقه، ۳۹۴۸ KN (۹۵٪ ~) افزایش یافت. در مطالعه حاضر D_{max} به عنوان منطقه لرزه خیزی مدل‌ها در نظر گرفته شد.



شکل ۱ . a) پلان سازه b) نمای سه بعدی ساختمان پنج طبقه و c) نمای سه بعدی ساختمان نه طبقه
Fig. 1. a) plan, b) 3D view of a 5-story model, and c) 3D view of a 9-story model

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]
[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.10019801]

نحوه طراحی مدل‌ها

مدل طراحی شده مبتنی بر آیین‌نامه لرزه‌ای ASCE/SEI 07-22

به منظور تخصیص مقاومت به المان‌های باربر جانبی در گروه طراحی آئین نامه‌ای، مقررات پیچشی آئین نامه طراحی لرزه‌ای ASCE/SEI 07-22 و ضوابط آئین نامه طراحی سازه‌های بتنی ACI 318-14 استفاده شده است. به منظور تحلیل و طراحی مدل‌های فوق از نرم افزار EATABS 19.1.0 استفاده شده است. اثر ترک خوردگی مقاطع تمامی دیوارها با در نظر گرفتن ضریب کاهشی ۰/۳۵ مطابق آئین نامه لرزه‌ای ASCE/SEI 07-22 لحاظ گردیده است. ضخامت تمامی دیوارها ۵۰ سانتیمتر، مقاومت تسلیم آرماتور ۳۰۰ مگاپاسکال و مقاومت مشخصه ۲۸ روزه بتن ۲۴/۵ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. تمامی مدل‌ها تحت بارگذاری ثقلی و جانبی تحلیل و طراحی گردید و دریفت طبقات نیز کنترل گردید. به منظور تیپ بندی مقاطع دیوارها، طبقات اول و دوم مشترکا با هم و طبقات سوم تا پنجم نیز مشترکا با هم تیپ بندی شدند و میزان آرماتورهای طولی، عرضی، طول قسمت المان‌های مرزی و مساحت آرماتورهای طولی المان‌های مرزی هر کدام از دیوارها مشخص گردید. به منظور تعیین مقاومت هرکدام از دیوارها، مشخصات طراحی بدست آمده در مرحله قبلی مجددا در نرم افزار OpenSees مدل‌سازی گردیدند. با استفاده از نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی مقاومت تسلیم هرکدام از دیوارها محاسبه گردید. در همین راستا به منظور تعیین مقاومت تسلیم دیوارها، با در نظر گرفتن روش دوخطی کردن نمودارهای پوش آور مطابق نشریه FEMA 356، مقاومت تسلیم هر کدام از دیوارها تعیین گردیده است. لازم به توضیح است که مدل‌سازی به صورت سه بعدی بوده و به منظور تعیین مقاومت تسلیم دیوارها در تحلیل استاتیکی غیرخطی، درجات آزادی چرخشی دیافراگم طبقات بسته بوده و توزیع الگوی بار در ارتفاع سازه متناسب با شکل مود اول سازه در نظرگرفته شده است. بعنوان نمونه نمودارهای پوش آور مدل شماره ۸ ساختمان پنج طبقه برای هر سه دیوار و کل سازه در جهت y در شکل ۲(a) ارائه شده است. نمودارهای دو خطی منحنی پوش آور هر سه دیوار این مدل نیز در اشکال ۲(b,c,d) ترسیم شده اند. همانطوری که از اشکال فوق ملاحظه می‌گردد مجموع مقاومت تسلیم هر سه دیوار در جهت y برابر ۲۱۰۲KN خواهد شد. بعد از تعیین مقاومت نهایی دیوارها، مقدار سختی دیوارها (k_i) از تقسیم مقاومت تسلیم دیوارها (v_{yi}) به تغییر شکل تسلیم آنها (Δy_i) به‌دست می آید. لازم به توضیح است که مقدار Δy_i هر کدام از دیوارها مطابق رابطه (۱) و در سطح تراز طبقه آخر محاسبه شده است. این پارامتر به عنوان یک پارامتر مستقل از مقاومت در نظر گرفته شده و قبل از تخصیص مقاومت تعیین می‌شود که از رابطه زیر به‌دست می آید (Paulay, 2001) :

$$\Delta_{yi} = \frac{c\varepsilon_y h_i^2}{l_i} \qquad (۱)$$

در رابطه فوق (ε_y)کرنش آرماتور، (l) طول دیوار، (h) ارتفاع دیوار بوده وضریب c مقداری ثابت و برابر ۰/۵۵ برای دیوارهای برشی در نظر گرفته می شود.

خروج از مرکزیت تسلیم المان‌ها (e_d) را می‌توان از رابطه زیر به‌دست آورد:

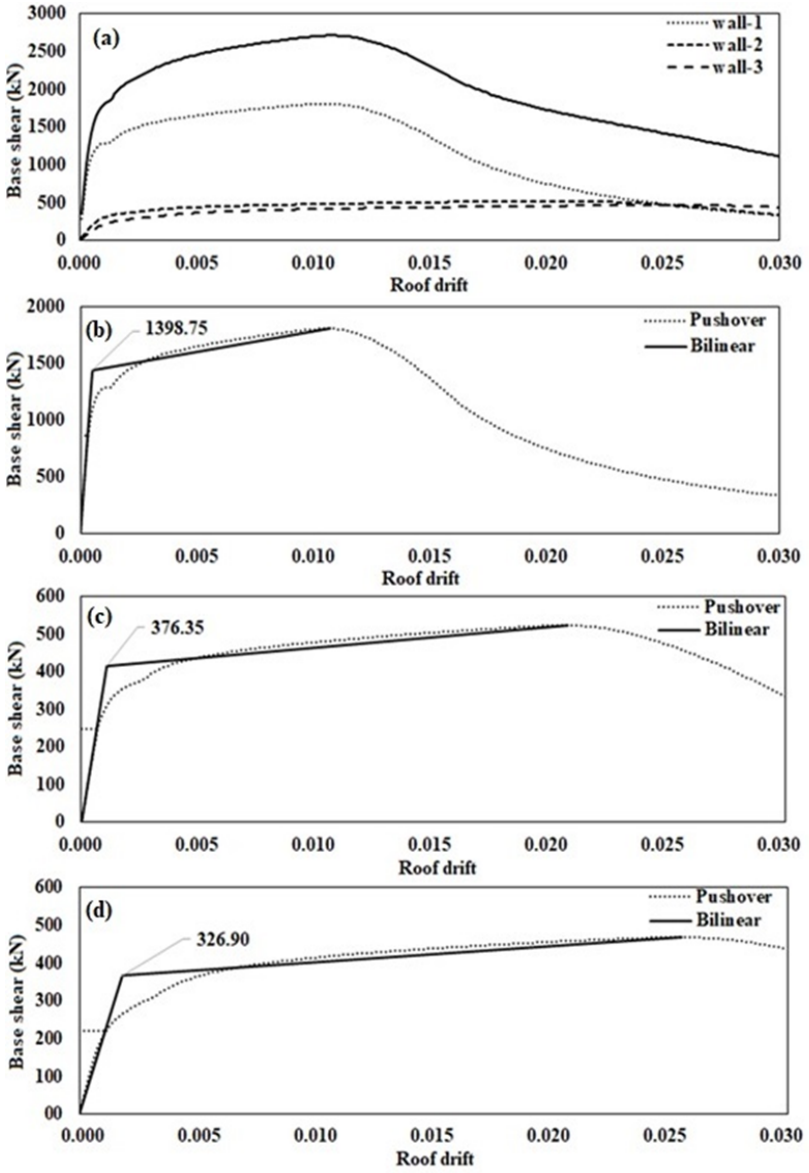
$$e_d = \frac{\sum_{i=1}^{3} \Delta_{yi} x_i}{\sum_{i=1}^{3} \Delta_{yi}} \qquad (۲)$$

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.10019801]

با فرض معلوم بودن مقاومت المان‌ها، سختی المان‌ها از رابطه زیر به‌دست می‌آید:

$$k_i = \frac{v_{yi}}{\Delta_{yi}} \quad (۳)$$



شکل ۲ . نمودارپوش آور مدل ۸ در جهت y ساختمان پنج طبقه. a) برای کل سازه و هر سه دیوار؛ b) دیوار سمت چپ پلان بهمراه نمودار دوخطی آن؛ c) دیوار وسط پلان بهمراه نمودار دوخطی آن؛ و d) دیوار سمت راست بهمراه نمودار دوخطی آن

Fig. 2. a) The pushover curves of model No. 8 in the Y direction for 5-story building. b, c, d) bilinear diagrams of pushover curves for the left, middle, and right walls, respectively

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.10019801]

مدل طراحی بالانس-۲۵٪ و متقارن مقاومتی

تخصیص مقاومت در مدل طراحی بالانس-۲۵٪ و متقارن مقاومتی بر اساس یک پروسه سعی و خطا و انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی متعدد انجام گرفته است. برای ایجاد این مدل‌ها ابتدا توزیع مقاومت مناسب هدف بین دیوارها به گونه‌ای انجام می شود که در مدل متقارن مقاومتی مقدار e_v صفر گردد و به طریق مشابه نیز برای مدل بالانس-۲۵٪ نسبت $e_v/e_d=0.25$ برقرار شود و سپس با سعی اولیه درخصوص تخصیص متغیرهای طراحی شامل آرماتورهای طولی دیوارها، ضخامت دیوارها و مقاومت فشاری بتن ۲۸ روزه، تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی برای کل مدل و هرکدام از دیوارها بصورت مجزا انجام می‌گردد و مقاومت تسلیم هر کدام از دیوارها بدست می‌آید و با مقاومت هدف هر کدام از دیوارها مقایسه می گردد. در صورت اختلاف بین مقاومت هدف با مقاومت بدست آمده از منحنی‌های پوش آور با تغییر و تخصیص مشخصه‌های طراحی فوق الذکر به هر کدام ازدیوارها، مجددا تحلیل استاتیکی غیرخطی به منظور تعیین مقاومت جدید هر کدام از دیوارها انجام می‌گردد. این پروسه سعی و خطا تا رسیدن به مقاومت هدف هرکدام از دیوارها تکرار می‌شود و مشخصه‌های طراحی هرکدام از دیوارها بدست می‌آید. بعد از تعیین مشخصات طراحی و مقاومت نهایی دیوارها، مقدار سختی دیوارها (k_i) از تقسیم مقاومت دیوارها (v_{yi}) به تغییر شکل تسلیم آنها (Δy_i) بدست می‌آید. در جدول ۱و۲، نسبت درصدهای e_d/A، e_v/A، e_R/A و e_v/e_d هر کدام از ۱۳ نمونه سازه‌ای برای ساختمان‌های پنج طبقه و نه طبقه محاسبه و ارائه شده است.

جدول ۱. ساختار مراکز مدل‌های پنج طبقه با علائم اختصاری

Table 1. Center configurations in 5-story models with abbreviations

No	Model	Eccentricity (%)				
		Yield Displacement $(\frac{e_d}{A})$ %	Strength $(\frac{e_v}{A})$ %	Stiffness $(\frac{e_R}{A})$ %	$(\frac{D}{A})$ %	$(\frac{e_v}{e_d})$ %
1	Symmetric	0.00	0.00	0.00	0.00	
2	CD		-8.66	-13.5	4.84	-160
3	B25	5.0	1.35	-4.40	5.75	25
4	SS		0.00	-5.42	5.42	0
5	CD		-17.66	-26.45	8.78	-194
6	B25	9.0	2.26	-7.79	10.05	25
7	SS		0.00	-10.01	10.01	0
8	CD		-23.79	-35.10	11.31	-194
9	B25	12.0	3.07	-11.69	14.76	25
10	SS		0.00	-14.87	14.87	0
11	CD		-30.51	-41.70	11.19	-202
12	B25	15.0	3.76	-15.85	19.61	25
13	SS		0.00	-19.01	19.01	0

CD=code design model; B25= Balance-25% model, SS= symmetric strength model

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.10019801]

جدول ۲. ساختار مراکز مدل‌های نه طبقه با علائم اختصاری

Table 2. Center configurations in 5-story models with abbreviations

No	Model	Eccentricity (%)				
		Yield Displacement $(\frac{e_d}{A})$ %	Strength $(\frac{e_v}{A})$ %	Stiffness $(\frac{e_R}{A})$ %	$(\frac{D}{A})$ %	$(\frac{e_v}{e_d})$ %
1	Symmetric	0.00	0.00	0.00	0.00	
2	CD	5.0	-4.10	-8.39	4.29	-82
3	B25		1.25	-3.33	4.59	25
4	SS		0.00	-4.55	4.55	0
5	CD	9.0	-9.95	-16.59	6.64	-111
6	B25		2.25	-5.83	8.08	25
7	SS		0.00	-7.95	7.95	0
8	CD	12.0	-14.98	-22.71	7.72	-125
9	B25		3.00	-7.72	10.72	25
10	SS		0.00	-10.49	10.49	0
11	CD	15.0	-14.14	-23.99	9.85	-94
12	B25		3.75	-9.56	13.31	25
13	SS		0.00	-12.94	12.94	0

CD=code design model; B25= Balance-25% model, SS=strength symmetric model

جدول ۳و۴ نتایج مربوط به تحلیل‌های مقادیر ویژه تمامی مدل‌های پنج طبقه و نه طبقه را بترتیب نشان می دهد. در این جداول پریودهای مود اول و دوم (پریودهای انتقالی) و نیز پریود مود سوم (پریود پیچشی) محاسبه شده و به دنبال آن مقادیر نسبت پریودهای انتقالی به پریود پیچشی (ω_1,ω_2) محاسبه گردیده است. با توجه به اینکه نسبت این مقادیر بین ۱/۵ تا ۳/۵ برآورد گردیده است. بنابراین سازه‌های طراحی دارای رفتار سخت پیچشی محسوب می گردند.

جدول ۳. نتایج تحلیل مقادیر ویژه مدل‌های پنج طبقه

Table 3. Results of Eigen values analysis in 5-story models

No.	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)	ω_1	ω_2
1	0.712	0.656	0.435	1.64	1.51
2	0.712	0.669	0.428	1.66	1.56
3	0.712	0.659	0.442	1.61	1.49
4	0.712	0.660	0.441	1.61	1.50
5	0.712	0.696	0.398	1.79	1.75
6	0.712	0.669	0.430	1.66	1.56
7	0.712	0.670	0.425	1.68	1.58
8	0.732	0.712	0.368	1.99	1.93
9	0.712	0.682	0.423	1.68	1.61
10	0.712	0.684	0.413	1.72	1.66
11	0.780	0.712	0.339	2.30	2.10
12	0.936	0.712	0.265	3.53	2.69
13	0.7913	0.712	0.364	2.17	1.96

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.10019801]

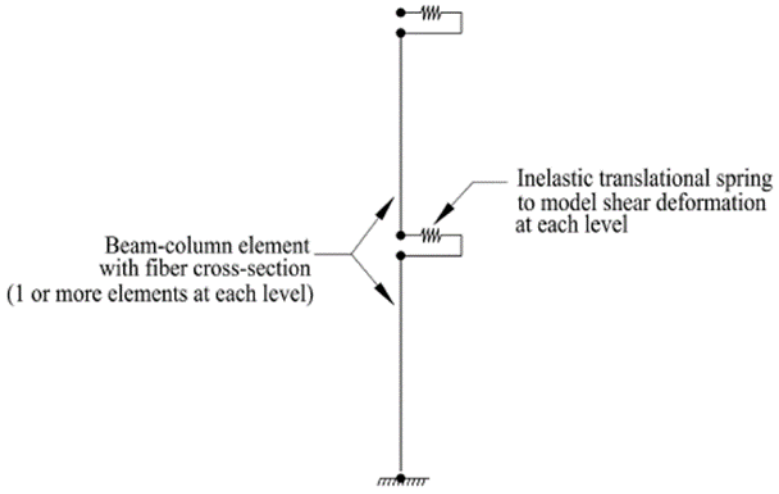
جدول ۴. نتایج تحلیل مقادیر ویژه مدل‌های نه طبقه

Table 4. Results of Eigen values analysis in 9-story models

No.	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)	ω_1	ω_2
1	1.06	1.03	0.64	1.65	1.61
2	1.15	1.03	0.66	1.74	1.56
3	1.06	0.99	0.61	1.74	1.62
4	1.06	0.96	0.59	1.79	1.63
5	1.15	1.01	0.56	2.05	1.80
6	1.07	0.92	0.53	2.01	1.74
7	1.07	0.93	0.54	1.98	1.72
8	1.14	0.84	0.48	2.38	1.75
9	1.08	0.89	0.51	2.11	1.75
10	1.07	0.92	0.53	2.01	1.74
11	1.15	0.80	0.42	2.74	1.90
12	1.09	0.94	0.54	2.01	1.74
13	1.08	0.93	0.54	2.00	1.72

مدلسازی غیرخطی

در مطالعه حاضر، از المان تیر ستون فایبر با فرمول بندی سختی تعریف شده در نرم افزار OpenSees (displacement based beam column) به منظور شبیه سازی رفتار محوری- خمشی دیوار استفاده شده است. همچنین، از فنرهای برشی انتقالی غیر خطی برای مدل‌سازی تغییرشکل‌های برشی که ممکن است در دیوارهای کوتاه اهمیت قابل توجهی داشته باشند بهره گرفته شده است تا به این وسیله ضعف موجود در المان‌های فایبر پوشش داده شود (مطابق شکل ۳).



شکل ۳. جزئیات ترکیب المانهای تیر-ستون فایبر با المان‌های فنر برشی به منظور شبیه سازی توام رفتارهای خمشی و برشی در دیوار

Fig. 3. The composition details of the fiber element with the shear spring used in the simulation of both bending and shearing behaviors in the shear walls

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.10019801]

در سازه‌های مطالعه شده، نیروهای ناشی از بارگذاری ثقلی تماما توسط ستونهای سیستم باربر ثقلی به فونداسیون سازه منتقل شده و سهم دیوارها در انتقال این بارها صفر است. بر این اساس، به المان‌های تیرستون معرف دیوارها، بار ثقلی اختصاص داده نشده است. بر اساس نتایج حساسیت سنجی و با هدف بهینه کردن راندمان و زمان تحلیل مدل‌ها، تعداد تقسیمات به کار رفته در طول مقاطع فایبر دیوارها به طور ثابت برابر ۱۰ عدد در نظر گرفته شده است. بررسی‌های محققان قبلی (Gogus and Wallace, 2015) نشان می دهد که قابلیت اطمینان نتایج زمانی به حداکثر می رسد که در تعریف ستون‌های معادل دیوار، تقسیم بندی ارتفاعی به نحوی انجام شود که طول المان‌ها به طول مفصل پلاستیک مورد انتظار نزدیک شود. در گزارش ارائه شده در مرجع (NIST GCR, 2010) ضمن در نظر گرفتن این موضوع یک مطالعات حساسیت سنجی برای ساختمان‌های با ارتفاع‌های مختلف انجام شده است تا ارتباط بین دقت مدل و تعداد تقسیمات دیوار بدست آید. نتایج این حساسیت سنجی نشان می دهد که برای ساختمان‌های با ارتفاع بیشتر از ۲ طبقه استفاده از یک المان برای مدل‌سازی دیوار کافی است. برای مدل‌های مورد استفاده در مطالعه حاضر تعداد طبقات سازه بزرگتر از ۲ بوده و در نتیجه دیوار واقع در هر طبقه تنها با یک المان مدل‌سازی شده است. انتگرال گیری در طول این المان بر اساس قاعده Gauss- Legendre انجام شده است. بر اساس نتایج تحلیل حساسیت، از سه نقطه انتگرال گیری در امتداد طولی المان‌ها استفاده شد. میرایی ذاتی سازه‌ها در تحلیل دینامیکی، به روش رایلی و با استفاده از ضریب میرایی ۵٪ مدل‌سازی شده است.

مصالح و مواد

مدل‌سازی رفتار غیرخطی مصالح می‌بایست با هدف شبیه سازی مودهای شکست محلی بتن و آرماتور تشکیل دهنده مقطع دیوار صورت گیرد. شبیه سازی شکست محلی این مصالح و به صفر رسیدن سختی و مقاومت بخشی از مساحت مقطع به طور طبیعی و خودکار اثر متناسبی بر افت سختی و مقاومت مقطع خواهد داشت. به نحو مشابه، خرابی یک یا چند مقطع از یک المان منجر به خرابی و زوال رفتاری در المان تشکیل شده از آن مقاطع خواهد شد. در نهایت، زوال ویژگی‌های رفتاری کل سازه به تبع وقوع خرابی و زوال رفتاری در المان‌های آن به روشی دقیق شبیه سازی خواهد شد.

مودهای خرابی محلی دیوارهای برشی بتن آرمه که لازم است وقوع آنها برای رسیدن به دقت حداکثر شبیه سازی شود، برای مصالح بتنی و فولادی تشکیل دهنده مقطع متفاوتند. برای آرماتورهای فولادی، مودهای شکست محلی شامل کمانش فشاری و گسیختگی کششی آرماتور و لغزش آرماتور نسبت به بتن احاطه کننده آن است. برای بخش بتنی مقطع، خردشدگی فشاری بتن و ترک خوردگی آن در کشش، مودهای شکست محلی را تشکیل می دهند.

مدل‌سازی رفتار بخش بتنی مقطع به کمک رفتار تنش-کرنش ارائه شده توسط (Yassin, 1994) که در نرم افزار OpenSees در قالب مصالح Concrete 02 توسعه یافته است، مدل‌سازی شده است. بر اساس نتایج صحت سنجی آزمایشگاهی صورت گرفته درمطالعه حاضر، برای بتن محصور نشده، کرنش نهایی متناظر با خردشدگی کامل بتن در تعریف این مصالح برابر با ۰/۰۰۵ در نظر گرفته شده است. همچنین، مقاومت کششی بتن در تعریف این مصالح برابر ۱۰ درصد مقاومت فشاری آن فرض شده است. این مصالح همچنین افت سختی باربرداری را به کمک پارامتر باربرداری (λ) که سختی باربرداری را بر حسب سختی اولیه بتن تعریف می‌کند شبیه سازی می‌کند. مقدار این پارامتر در مطالعه (Orakcal and Wallace, 2006) برابر

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]
[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.10019801]

۰/۱ در نظر گرفته شده است. به منظور شبیه سازی اثر لغزش بین آرماتور و بتن احاطه کننده آن بر رفتار کلی دیوار، روش هایی پیشنهاد شده است. در مطالعه (Gogus and Wallace, 2015) این اثر به صورت تقریبی توسط یک فنر دورانی که در محل اتصال دیوار به فونداسیون در نظر گرفته می شود مدل‌سازی شد. به کمک تغییرشکل‌های دورانی اضافه شده توسط این فنر به تغییرشکلهای دورانی دیوار، نرمی (کاهش سختی) خمشی ایجاد شده توسط لغزش و عدم مهار کامل آرماتور به روشی غیرمستقیم و تجربی شبیه سازی می‌شد. حساسیت سنجی رفتار مدل‌های دیوار مورد مطالعه در این تحقیق نشان داد که افزودن فنر مورد اشاره تأثیر ناچیز و قابل اغماضی در پاسخ کلی دیوار دارد. از این رو با توجه به پتانسیل واگرایی ناشی از افزودن آن، از در نظر گرفتن این فنر در مدل‌سازی سازه‌های چند طبقه این مطالعه چشم پوشی شد.

کرنش شکست مورد استفاده برای تعریف کمانش (یا شکست) آرماتور برای دیوارهای برشی بررسی شده در این تحقیق که از نوع دیوار با شکل پذیری ویژه بودند، برابر ۰/۰۵ در نظر گرفته شد. مبنای استفاده از این کرنش حدی برای پیش بینی وقوع کمانش در آرماتور به طور مفصل در پژوهش (Gogus, 2010) و گزارش (NIST GCR, 2010) مورد بحث قرار گرفته است. در جهت کششی نیز با احتساب طول مهاری توصیه شده توسط استانداردهای طراحی برای آرماتور و بر اساس یک قضاوت مهندسی، کرنش نهایی آرماتور نیز برابر با عدد ۰/۰۵ فرض شده است. به منظور اعمال این کرنش حدی بر رفتار تنش-کرنش آرماتور، در این مطالعه از مصالح تک محوره Steel 05 که در نسخه OpenSees سفارشی شده توسط Jalali, (2019) موجود است استفاده شده است. این مصالح مانند سایر مدل‌های سه خطی با رفتار سخت شوندگی کینماتیک (مانند مصالح Bilin) رفتار می‌کند، با این تفاوت که روند همگرایی بهتری را به کمک منحنی‌های انتقال اضافه شده بین شاخه‌های منحنی پایه فراهم می‌کند. سه شاخه رفتاری این مدل‌ها متشکل از شاخه الاستیک، شاخه سخت شوندگی کرنشی و شاخه نزولی هستند که شاخه نزولی مبین زوال و افت مقاومت ناشی از فراگذشت کرنش مصالح از حد شکست آن است. زوال چرخه‌ای این مصالح نیز که اثر جذب انرژی هیسترتیک بر افت سختی و مقاومت آن را منعکس می‌کند، به مانند مدل‌هایی چون Bilin از مدل (Rahnama and Krawinkler, 1993) استفاده می‌کند. مقدار کرنش متناظر با شروع شاخه نزولی در این مدل مساوی با ۱۰ برابر کرنش تسلیم آن در نظر گرفته شده است. این عدد بر اساس نتایج صحت سنجی مدل با گزارش‌های آزمایشگاهی ارائه شده است. نسبت سختی پس از تسلیم این ماده به سختی اولیه آن نیز برابر با ۰/۰۲ درنظر گرفته شده است. شیب شاخه نزولی نیز برابر با ۰/۲ شیب اولیه مصالح درنظر گرفته شده است.

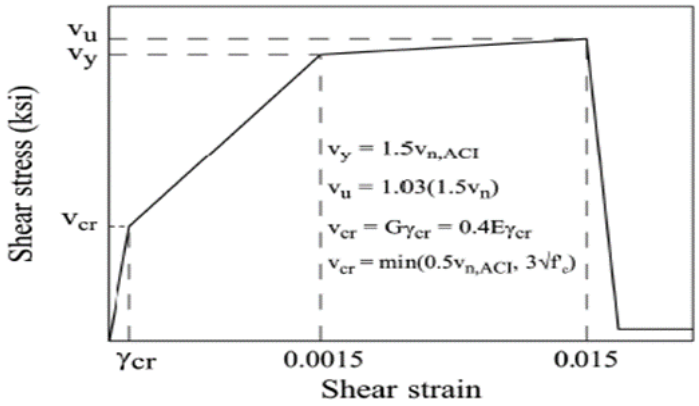
مدل‌سازی برشی

از آنجا که مدل مبتنی بر المان تیر- ستون فایبر قادر به دیدن تغییرشکلهای برشی دیوار نیست، در نظر گرفتن یک مکانیزم جانبی در کنار المان فایبر برای لحاظ نمودن این تغییرشکل‌ها به خصوص در مورد دیوارهای کوتاه حائز اهمیت خواهد بود. برای این هدف، در مطالعه (Gogus and Wallace, 2015) از یک مدل رفتار نیرو-تغییرشکل برشی برای کل دیوار استفاده کردند که نمودار آن در شکل (۴) نشان داده شده است.

لازم به توضیح است که در تحلیل‌های عددی صورت گرفته در مطالعه حاضر مشاهده شد که حضور ناحیه با سختی خیلی زیاد در ابتدای نمودار رفتار برشی و در ناحیه قبل از ترک خوردگی باعث ایجاد ناپایداری عددی در تحلیل‌ها خواهد شد. به منظور جلوگیری از این ناپایداری‌ها پس از بررسی روش‌های گوناگون نهایتا راه حلی بهتر از نادیده گرفتن ناحیه اول یعنی

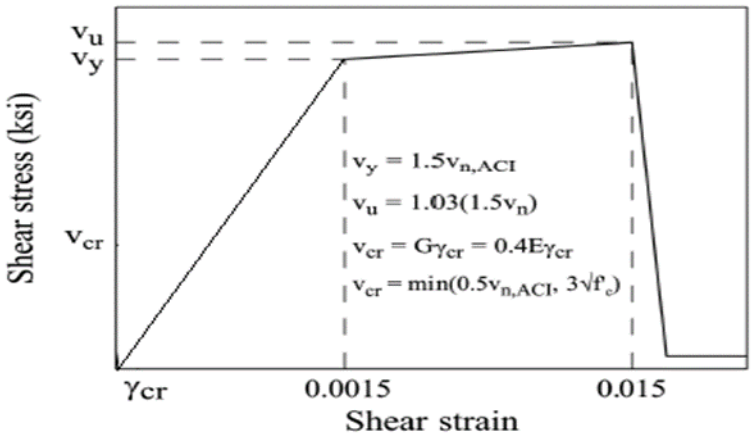
[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]
[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.10119801]

ناحیه قبل از ترک به دست نیامد. بدین ترتیب مدل برشی استفاده شده در این مطالعه از سختی اولی سکانتی یا ترک خورده مقطع بتن در برش استفاده می‌کند (شکل ۵). این رویکرد اگرچه باعث افزایش جزئی تغییرشکل‌های دیوار تحت بارهای کوچک خواهد شد اما پاسخ برشی دیوار تحت بارهای بزرگتر از تنش ترک خوردگی آن را تحت تأثیر قرار نخواهد داد.



شکل۴. نمودار تنش-کرنش برشی مبنای محاسبه رفتار نیرو-تغییرمکان فنر برشی در مدل استفاده شده توسط گوگس و والاس (Gogus and Wallace, 2015)

Fig. 4. Shear stress-strain diagram in the shear model used by (Gogus and Wallace, 2015)



شکل ۵. نمودار تنش-کرنش برشی مبنای محاسبه رفتار نیرو-تغییرمکان فنر برشی مدل استفاده شده در این مطالعه

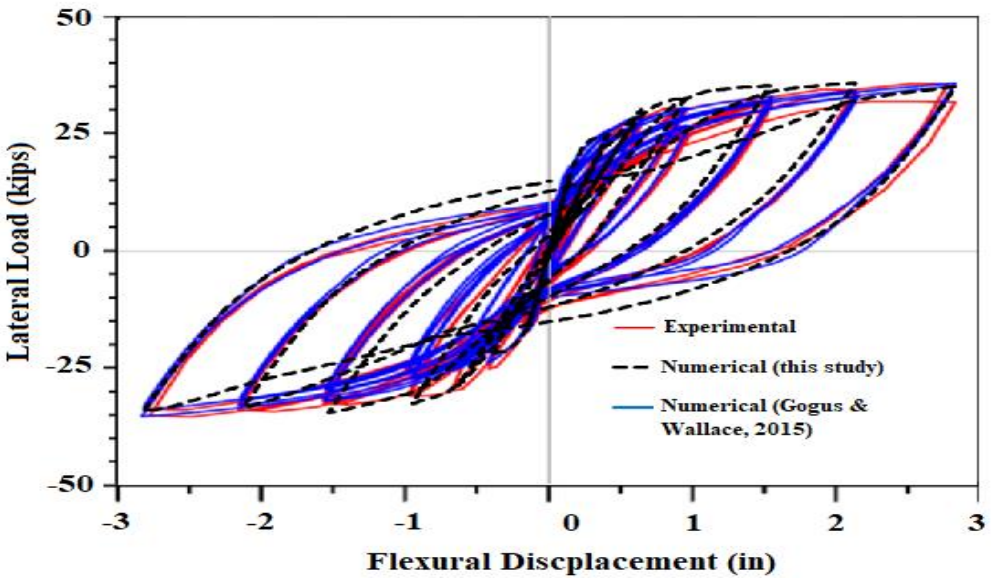
Fig. 5. Shear stress-strain diagram in the shear model used in this study

صحت سنجی روش مدل‌سازی غیرخطی

به منظور اعتبارسنجی، نمونه RW2 از مطالعه آزمایشگاهی انجام شده توسط (Thomsen and Wallace, 2004) که قبلا نیز توسط (Gogus and Wallace, 2015) به کمک روش ارائه شده در بالا مدل‌سازی شده بود، در این مطالعه نیز مدل‌سازی شده و چرخه‌های نیرو- تغییرمکان هیسترزیس آن در شکل با نمودار آزمایشگاهی و نیز با نمودار به دست آمده توسط (Gogus and Wallace, 2015) مقایسه شده است. همانطور که دیده می شود، نمودار بدست آمده به روش ارائه

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]
[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.10019801]

شده در این مطالعه، به دلیل تفاوتهایی جزئی با روش محققان قبلی و من جمله به دلیل شبیه سازی مستقیم کمانش آرماتورها و شکست بتن تا حدودی با نمودار بدست آمده توسط (Gogus and Wallace, 2015) متفاوت است. این تفاوت در زوال مقاومت چرخه‌های هیسترزیس منحنی بدست آمده در این مطالعه نمایان می‌شود، چرا که همانطور که دیده می‌شود نمودار ارائه شده در این تحقیق زوال مقاومت را در بر نمی‌گیرد و افت تدریجی ارتفاع چرخه‌ها در اثر تکرار حلقه‌های بارگذاری-باربرداری در آن به چشم نمی‌خورد. رسیدن به تطابق دقیق‌تر بین نمودار عددی این مطالعه و نمودار آزمایشگاهی با انجام سعی و خطای بیشتر روی پارامترهای کالیبراسون مدل رفتاری فولاد و بتن ممکن بود. با این حال به دلیل زمان بر بودن و پتانسیل بالای واگرایی تحلیل‌های استاتیکی انجام شده طی این کالیبراسیون، از انجام سعی و خطاهای بیشتر صرف نظر شده و تطابق حاصل شده در همین مرحله راضی کننده قلمداد شده است.



شکل۶. مقایسه نتایج عددی به دست آمده در این مطالعه با نتایج آزمایشگاهی مدل RW2 توسط تامسن و والاس (Thomsen and Wallace, 2004) و نتایج عددی گوگس و والاس (Gogus and Wallace, 2015)

Fig. 6. Comparing the numerical results obtained in this study with the experimental results of the RW2 model by (Thomsen and Wallace, 2004) and (Gogus and Wallace, 2015)

آنالیز دینامیکی فزآینده غیرخطی (IDA)

تحلیل‌های IDA که توسط (Vamvatsikos and Cornell, 2002) ارائه گردیده است با روش Hunt & fill انجام شد. ۲۲ جفت رکورد افقی زلزله حوزه دور (Hosseini lavassani et al., 2022) به‌صورت همزمان در دو جهت x و y به سازه اعمال می شوند به این صورت که مولفه قوی زلزله یعنی مولفه‌ای که از $Sa\ (T_1)$ بیشتری برخوردار است در جهت y و مولفه ضعیف در جهت x به سازه اعمال می شود. منحنی‌های IDA تولید شده بر اساس ترکیب SRSS مقادیر حداکثر دریفت بین طبقه‌ای در جهت‌های x و y بوده و ضریب مقیاس رکوردهای محاسبه شده براساس میانگین هندسی شدت‌های طیفی عمود بر هم

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]
[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.10019801]

در پریود تحلیلی مود اول متناظر با آنها (Sa-GM) می باشد بر اساس تحقیق (Manie et al., 2015). این روش مقیاس کردن باعث کاهش پراکندگی در نتایج تحلیل IDA شده و پاسخ تحلیل‌ها از یک کارایی بهتری برخوردار خواهند شد (Baker, 2005; Campbell and Bozorgnia, 2008; Jeong and Elnashai, 2004). در این تحلیل‌ها سه معیار فروریزش شامل: ۱- ناپایداری دینامیکی یعنی لحظه‌ای که شیب خط مماس بر منحنی IDA به کمتراز ۲۰ درصد شیب اولیه می‌رسد (Technology Council, 2009) ۲- دوران پلاستیک المان‌های مقاوم به مقدار ۰/۰۱۵ رادیان می رسد (مطابق ASCE/SEI 41-17) ۳- عدم همگرایی در حل معادلات سیستم بدلیل ناپایداری هندسی سازه تعریف شده است. لازم به توضیح است که مقدار دوران پلاستیک دیوارها مطابق روابط ۴ الی ۷ محاسبه شده است.

$$\Delta y_{j,i} = \frac{0.55\varepsilon_y H_j^2}{l_i} \quad (۴)$$

$$H_j = jh \quad (۵)$$

$$\theta_{y_{j,i}} = \frac{\Delta y_{j+1,i} - \Delta y_{j,i}}{h} = \frac{0.55\varepsilon_y h(2j-1)}{l_i} \quad (۶)$$

$$\max\left(\theta_{p_{j,i}}\right) = \max\left(\theta(t)_{j,i}\right) - \theta_{y_{j,i}} \quad (۷)$$

در روابط فوق، i شماره دیوار در پلان، j شماره طبقه، Hj ارتفاع دیوار در سطح j و h ارتفاع طبقه است. θ_y، θ_p و $\theta(t)$ نیز به ترتیب نشان دهنده چرخش تسلیم دیوار، چرخش پلاستیک و چرخش دیوار در هر لحظه از زمان هستند.

نتایج و بحث

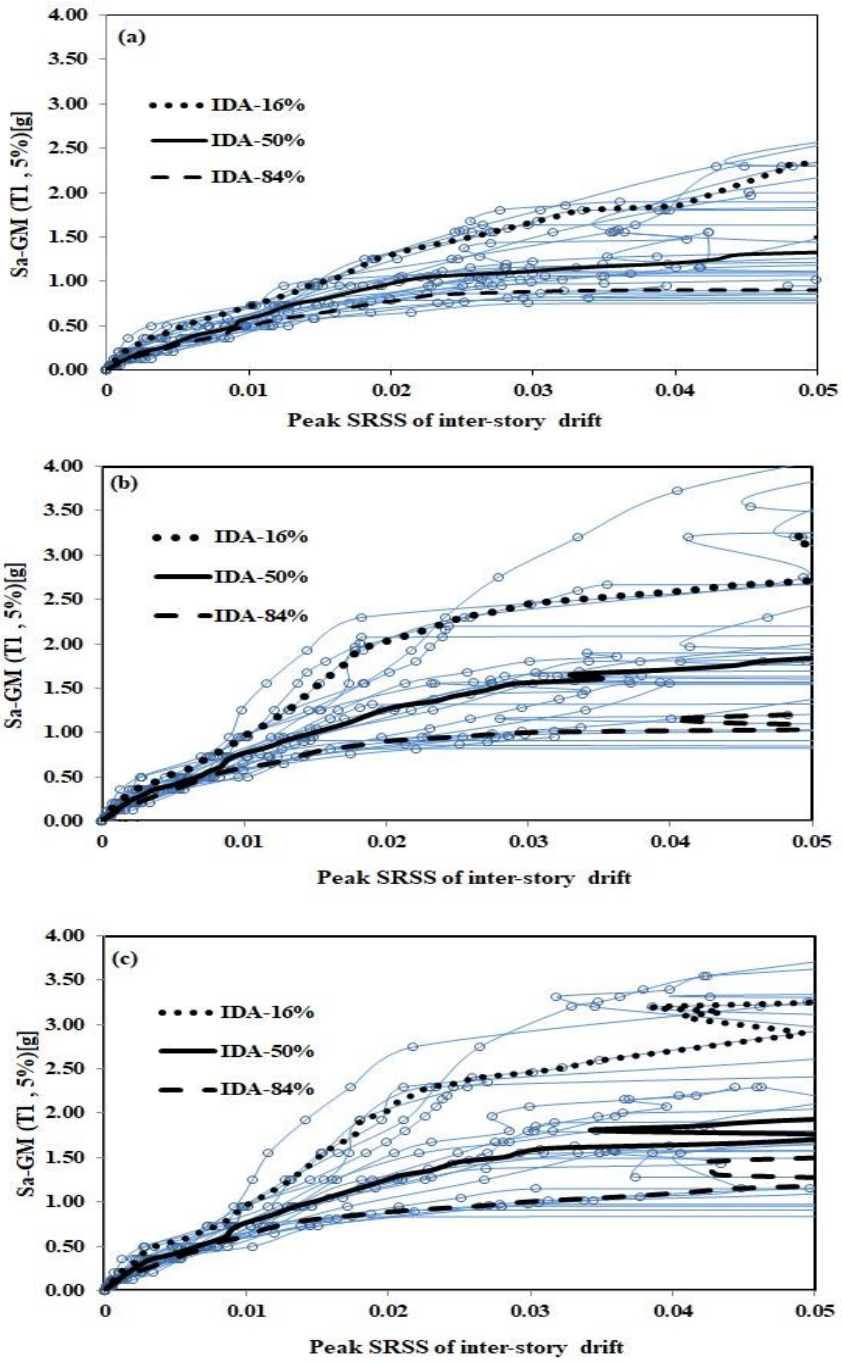
نتایج تحلیل‌های دینامیکی فزاینده غیرخطی (IDA)

برخی نتایج تحلیل‌های دینامیکی فزاینده غیرخطی در قالب منحنی‌های موسوم به منحنی‌های IDA در اشکال ۷ و ۸ برای مدل‌های سازه‌ای پنج طبقه و نه طبقه نمایش داده شده است. هر کدام از این منحنی‌ها نشان دهنده پاسخ سازه حداکثر دریفت بین طبقه‌ای دو جهته با ترکیب SRSS در برابر شدت طیفی مقیاس شده دو جهته با ترکیب میانگین هندسی[9] می باشد. در هرکدام از منحنی‌های ارائه شده منحنی‌های IDA-16% و IDA-50% وIDA-84% نیز نمایش داده شده است.

[9] Geometry Mean

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.10019801]

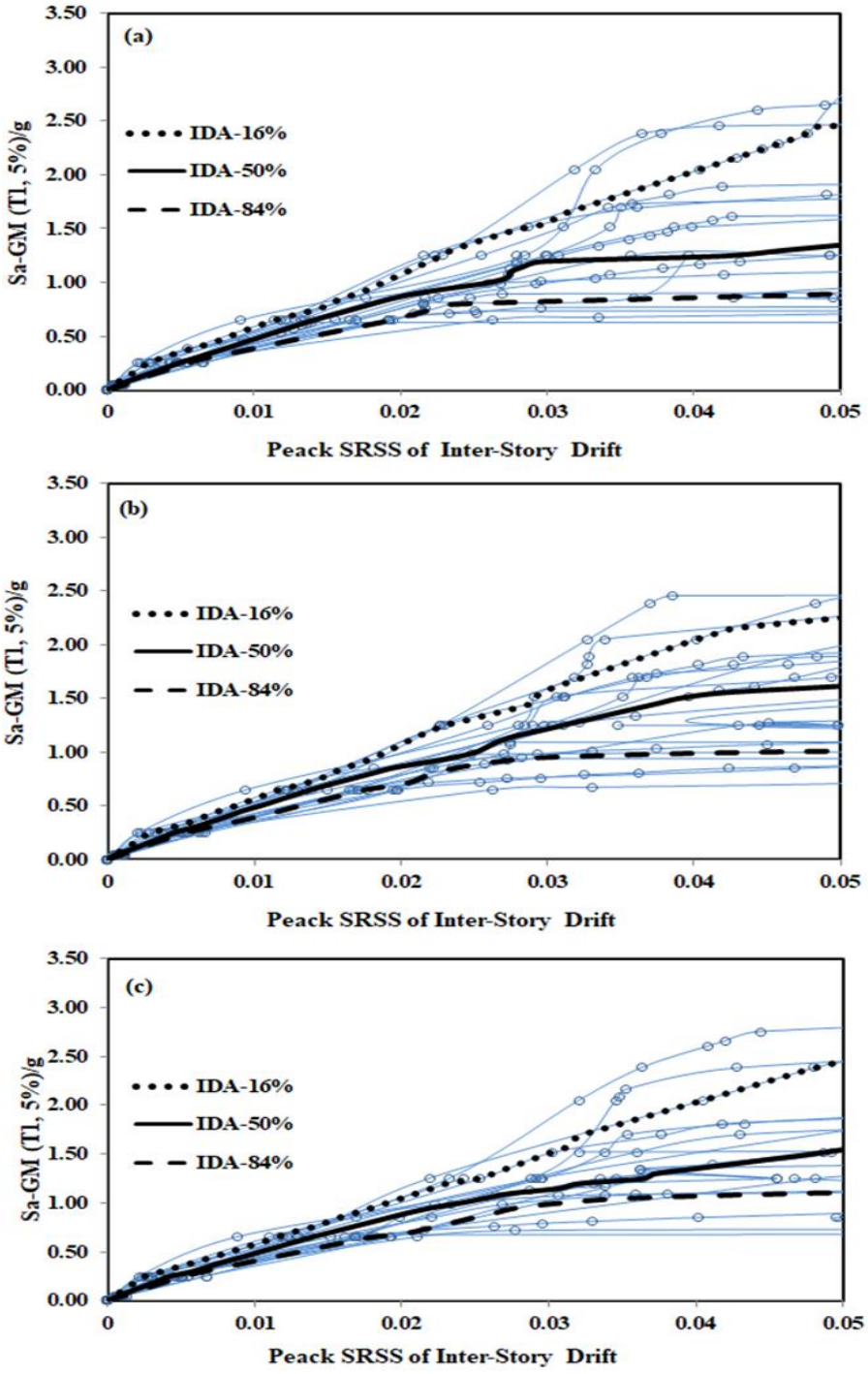


شکل ۷. نمودارهای IDA ساختمان پنج طبقه با خروج از مرکزیت $e_d/A=9\%$. a) مدل آئین‌نامه‌ای: b) مدل بالانس-۲۵٪؛ و c) مدل متقارن مقاومتی

Fig. 7. IDA curves of the 5-story model with $e_d/A=9\%$. a) Code Design model; b) Balance-25% model; c) Symmetric Strength model

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.10019801]



شکل ۸. نمودارهای IDA ساختمان نه طبقه با خروج از مرکزیت $e_d/A=9\%$. a) مدل آئین‌نامه‌ای: b) مدل بالانس-٪۲۵؛ و c) مدل متقارن مقاومتی

Fig. 8. IDA curves of the 9-story model with $e_d/A=9\%$. a) Code Design model; b) Balance-25% model; c) Symmetric Strength model

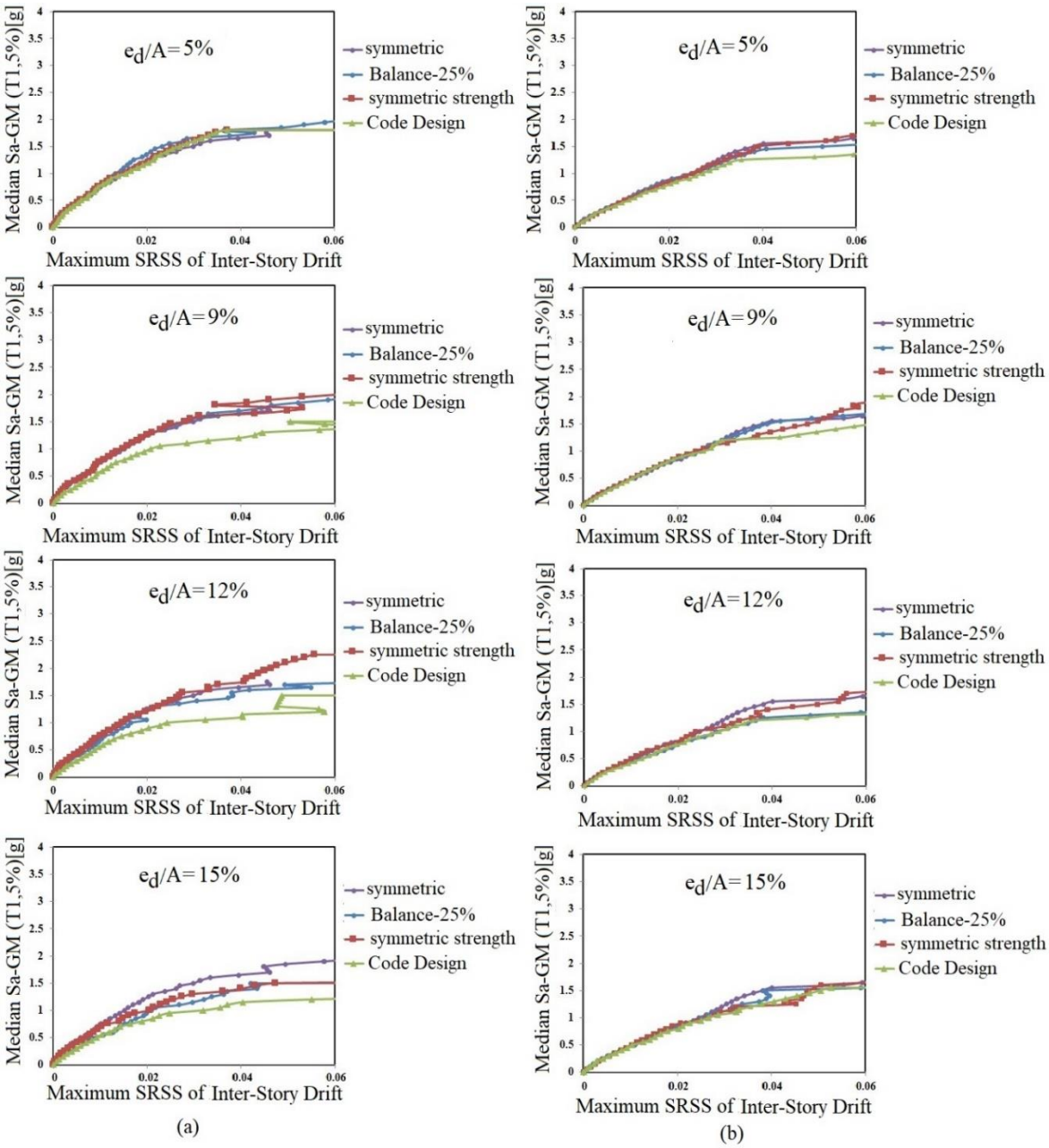
[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.10019801]

با استفاده از نتایج فوق، نمودار میانه آنها به منظور مقایسه با یکدیگر نیز ترسیم شده است. میانه منحنی‌های IDA برای کلیه مدل ها موسوم به IDA-50% در شکل (۹) ارائه شده است. همانطوریکه از این شکل استنباط می‌گردد در تمامی مدل‌ها، مقادیر میانه شتاب طیفی مدل طراحی بالانس-۲۵٪ و مدل طراحی متقارن مقاومتی بیشترین و مدل طراحی مبتنی برآیین نامه از کمترین مقادیر میانه شتاب طیفی برخوردار هستند. به عنوان مثال میانه شتاب طیفی در سطح فروریزش در ساختمان پنج طبقه با ($e_d/A=15\%$) برای مدل متقارن مقاومتی، 1.3g و برای مدل آیین نامه 1.05g محاسبه می‌گردد. در ساختمان نه طبقه مقادیر فوق به ترتیب برابر 1.25g و 1.11g محاسبه گردیده است.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.10019801]



شکل ۹. نمودار IDA-50% برای همه مدل ها a) پنج طبقه b) نه طبقه

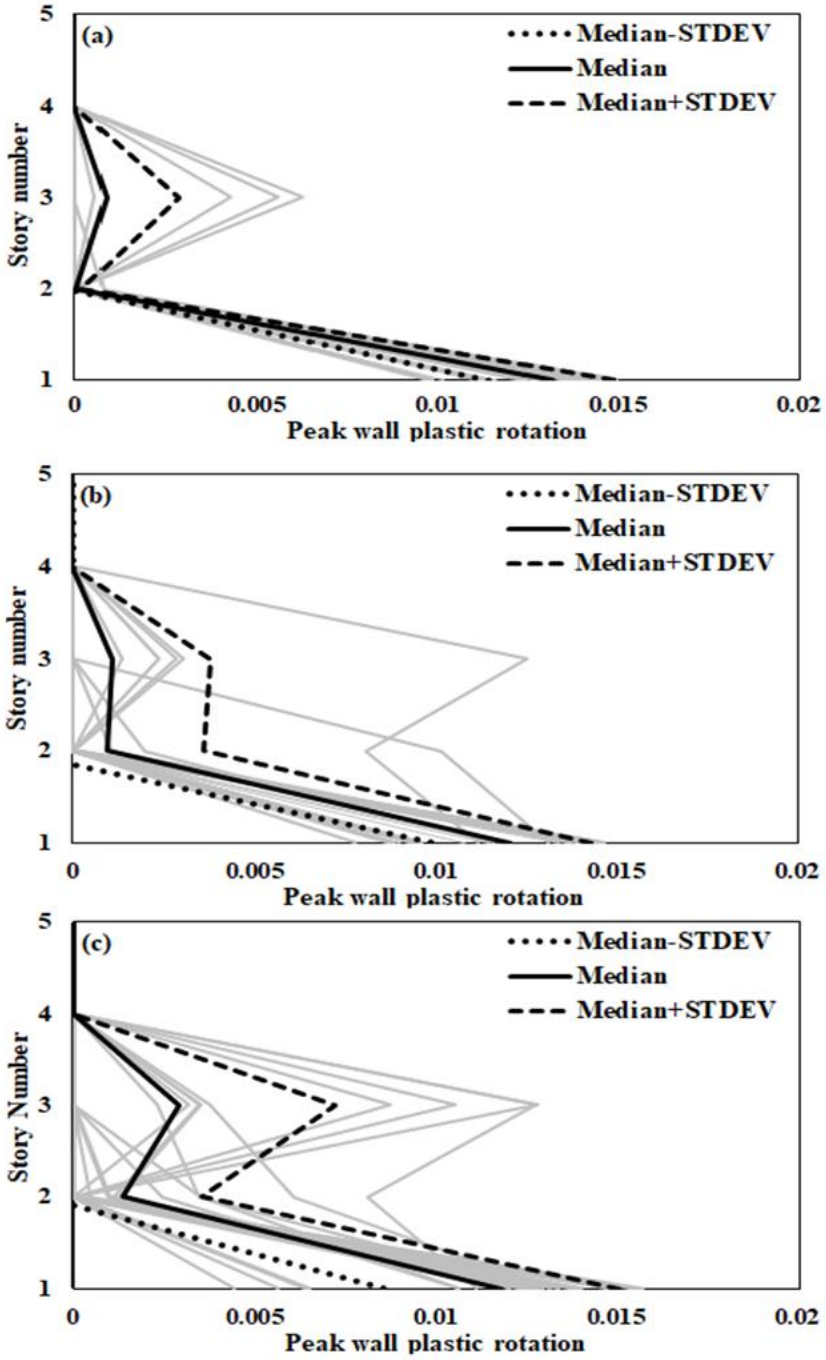
Fig. 9. IDA-50% diagram for all models a) 5-story b) 9-story

نتایج حداکثر دوران پلاستیک

منحنی‌های مربوط به حداکثر دوران پلاستیک دیوارها در طبقات مختلف و در سطح شتاب طیفی فروریزش در اشکال ۱۰ و ۱۱ برای مدل‌های پنج طبقه و نه طبقه با (e_d/A=12%) بصورت نوعی و انتخابی ترسیم شده است و دیگر مدل‌ها نیز دارای رفتاری تقریبا مشابه هستند. همانطوری که از نمودارها مشخص است، بیشترین دوران پلاستیک در طبقه اول و پای دیوارها

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]
[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.10019801]

اتفاق افتاده است و در بالاترین طبقات، مقدار دوران پلاستیک دیوارها صفر بوده و این طبقات در تمام مراحل تحلیل IDA در ناحیه الاستیک باقی مانده در حالی که طبقات پایین تر وارد ناحیه غیرالاستیک شده‌اند.

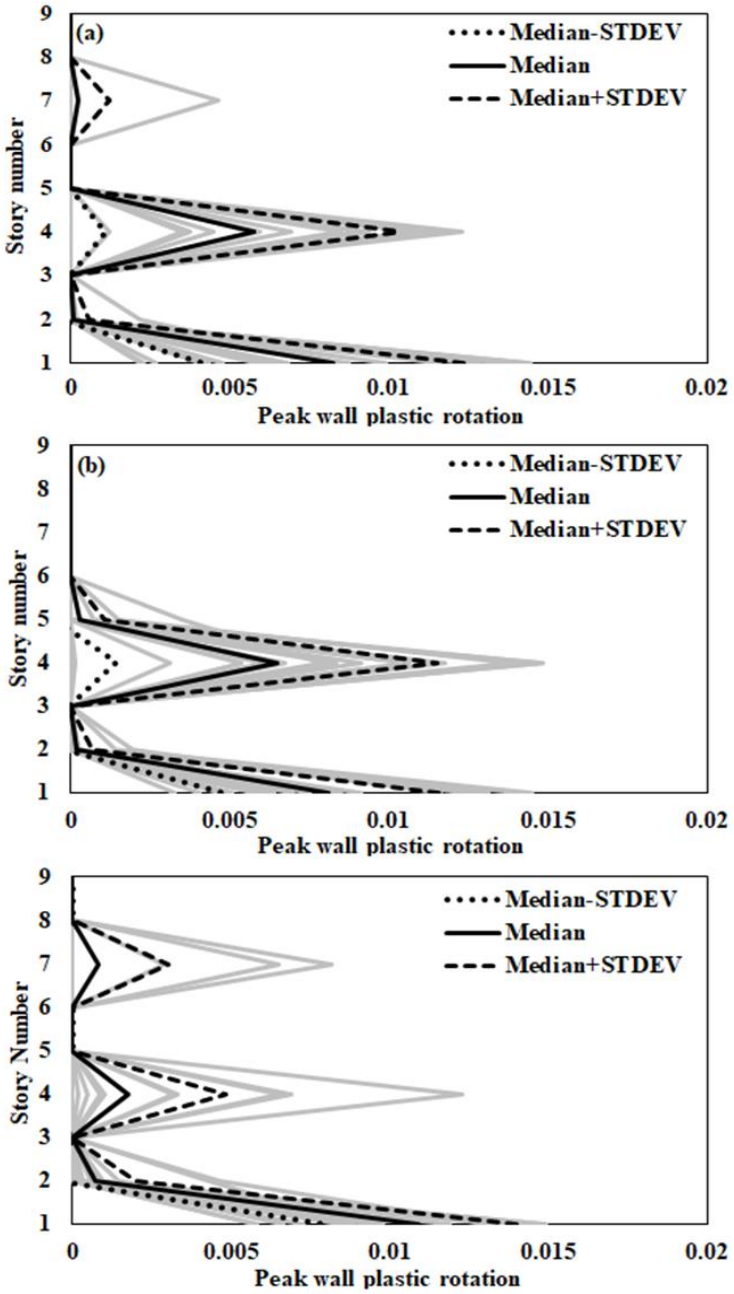


شکل ۱۰. نمودار حداکثر دوران پلاستیک دیوارهای ساختمان پنج طبقه در طبقات مختلف و در سطح شتاب طیفی فروریزش با $e_d/A=12\%$ a) مدل آئین‌نامه‌ای؛ b) مدل بالانس-۲۵٪؛ و c) مدل متقارن مقاومتی

Fig. 10. Peak walls plastic rotation of the 5-story model with $e_d/A=12\%$; a) Code Design model; b) Balance-25% model; c) Symmetric Strength model

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.10019801]



شکل ۱۱. نمودار حداکثر دوران پلاستیک دیوارهای ساختمان نه طبقه در طبقات مختلف و در سطح شتاب طیفی فروریزش با $e_d/A=12\%$ a) مدل آئین‌نامه‌ای؛ b) مدل بالانس-۲۵٪؛ و c) مدل متقارن مقاومتی

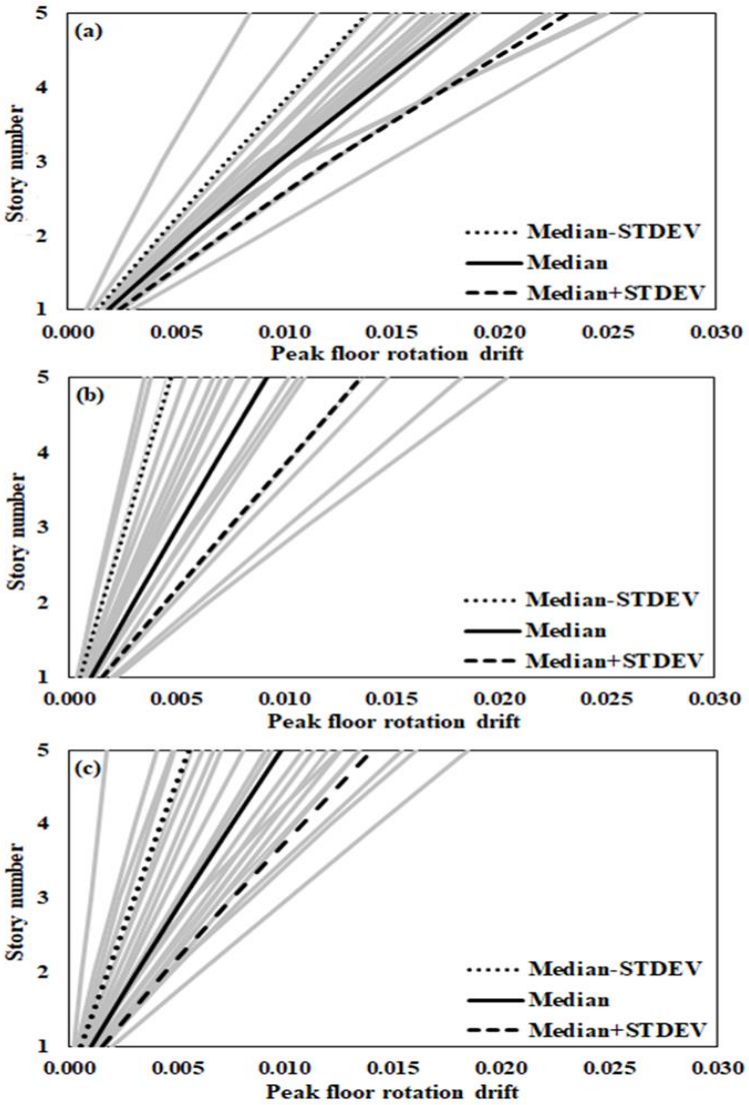
Fig. 11. Peak walls plastic rotation of the 9-story model with $e_d/A=12\%$; a) Code Design model; b) Balance-25% model; c) Symmetric Strength model

نتایج حداکثر چرخش سقف ها

منحنی‌های مربوط به حداکثر نسبت چرخش سقف‌ها در طبقات مختلف و در سطح شتاب طیفی فروریزش در اشکل ۱۲ و ۱۳ برای مدل‌های پنج طبقه و نه طبقه با ($e_d/A=12\%$) به‌صورت نوعی و انتخابی ترسیم شده است و دیگر مدل‌ها نیز دارای

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]
[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.10019801]

رفتاری مشابه هستند. همانطوریکه از نمودارها مشخص است، بیشترین چرخش سقف در بالاترین طبقه اتفاق افتاده است و توزیع چرخش سقف در طبقات به‌صورت تقریبا خطی از طبقه اول تا بالاترین طبقه افزایش یافته است. ضمنا بیشترین نسبت چرخش سقف‌ها در طبقات مختلف مربوط به مدل آئین‌نامه‌ای و کمترین آن مربوط به مدل بالانس-۲۵٪ و مدل متقارن مقاومتی است. به عنوان مثال مقدار حداکثر نسبت چرخش سقف در سطح فروریزش در ساختمان‌های پنج طبقه و نه طبقه با (e_d/A=12%) بترتیب برای مدل بالانس-۲۵٪ ، ۰/۰۰۹ و برای مدل آیین نامه ۰/۰۱۸ محاسبه می‌گردد.

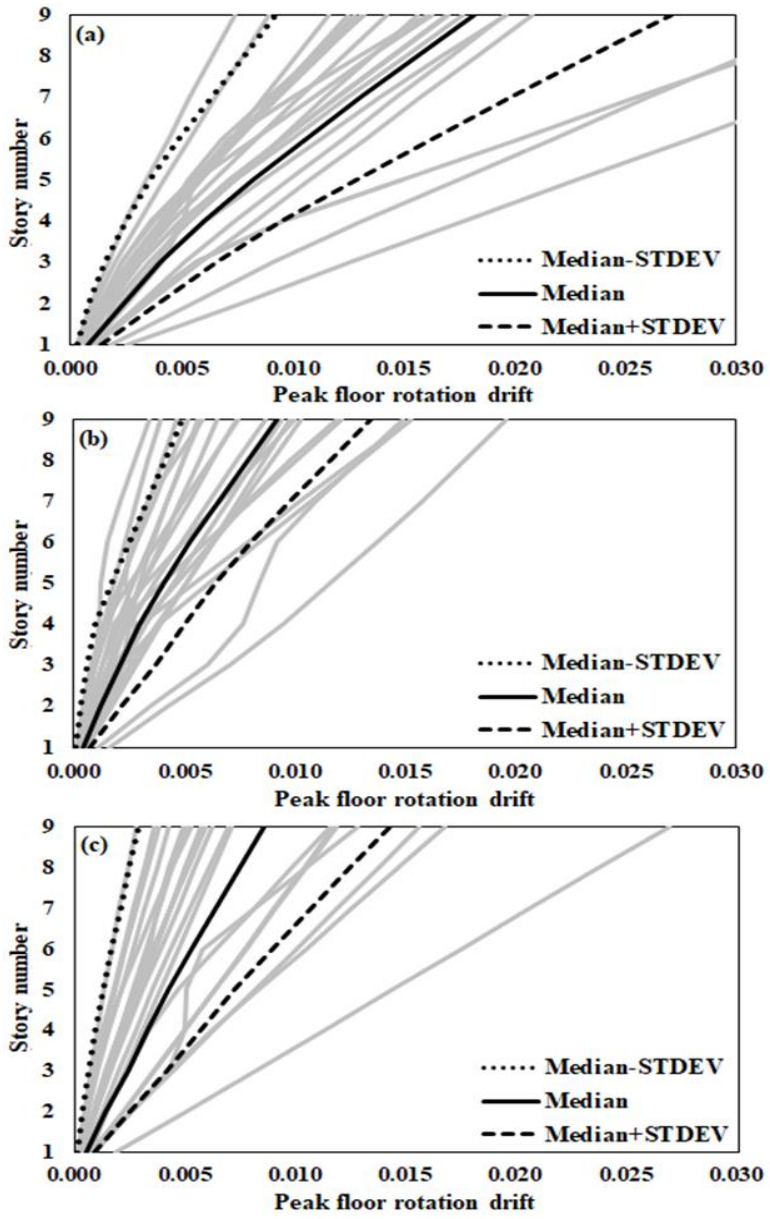


شکل۱۲. نمودار حداکثر دریفت چرخش سقف‌های ساختمان پنج طبقه در طبقات مختلف و در سطح شتاب طیفی فروریزش با e_d/A=12% a) مدل آئین‌نامه‌ای؛ b) مدل بالانس-۲۵٪؛ c) مدل متقارن مقاومتی

Fig. 12. Peak floors rotation drift of the 5-story model with e_d/A=12%; a) Code Design model; b) Balance-25% model; c) Symmetric Strength model.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.1019801]



شکل ۱۳. نمودار حداکثر دریفت چرخش سقف‌های ساختمان نه طبقه در طبقات مختلف و در سطح شتاب طیفی فروریزش با $e_d/A=12\%$. a) مدل آئین‌نامه‌ای، b) مدل بالانس-۲۵٪ و c) مدل متقارن مقاومتی

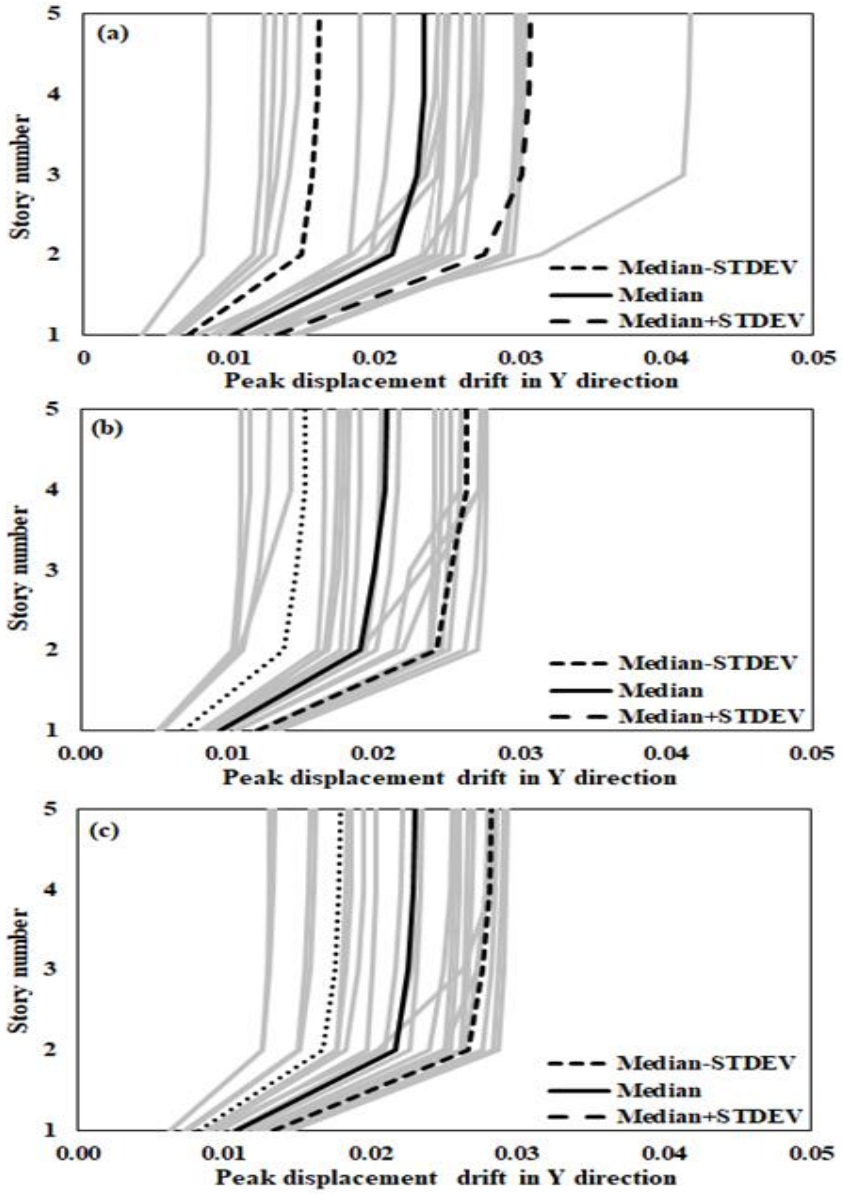
Fig. 13. Peak floors rotation drift of the 9-story model with $e_d/A=12\%$; a) Code Design model; b) Balance-25% model; c) Symmetric Strength model.

نتایج حداکثر دریفت جابجایی

منحنی‌های مربوط به حداکثر دریفت جابجایی در جهت y در طبقات مختلف و در سطح شتاب طیفی فروریزش در اشکل ۱۴و ۱۵ برای مدل‌های پنج طبقه و نه طبقه با ($e_d/A=12\%$) به‌صورت نوعی و انتخابی ترسیم شده است . همانطوریکه از نمودارها مشخص است، بیشترین دریفت جابجایی در طبقه آخر و کمترین آن در طبقه اول اتفاق افتاده است و توزیع بیشترین

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]
[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.10019801]

دریفت جابجایی در طبقات به‌صورت تقریبا خطی افزایش یافته است. همانطوری که از اشکال مربوطه ملاحظه می‌گردد، بیشترین دریفت جابجایی در جهت y در طبقات مختلف مربوط به مدل آئین‌نامه‌ای بوده و کمترین آن مربوط به مدل بالانس-۲۵٪ و مدل متقارن مقاومتی است. به عنوان مثال مقدار حداکثر دریفت جابجایی در ساختمان‌های پنج طبقه با (e_d/A=12%) بترتیب برای مدل بالانس-۲۵٪ ، ۰/۰۲۰ و برای مدل آیین نامه ۰/۰۲۳ محاسبه می‌گردد. در ساختمان نه طبقه مقادیر فوق به ترتیب برابر ۰/۰۲۵۵ و ۰/۰۲۷۵ محاسبه گردیده است.

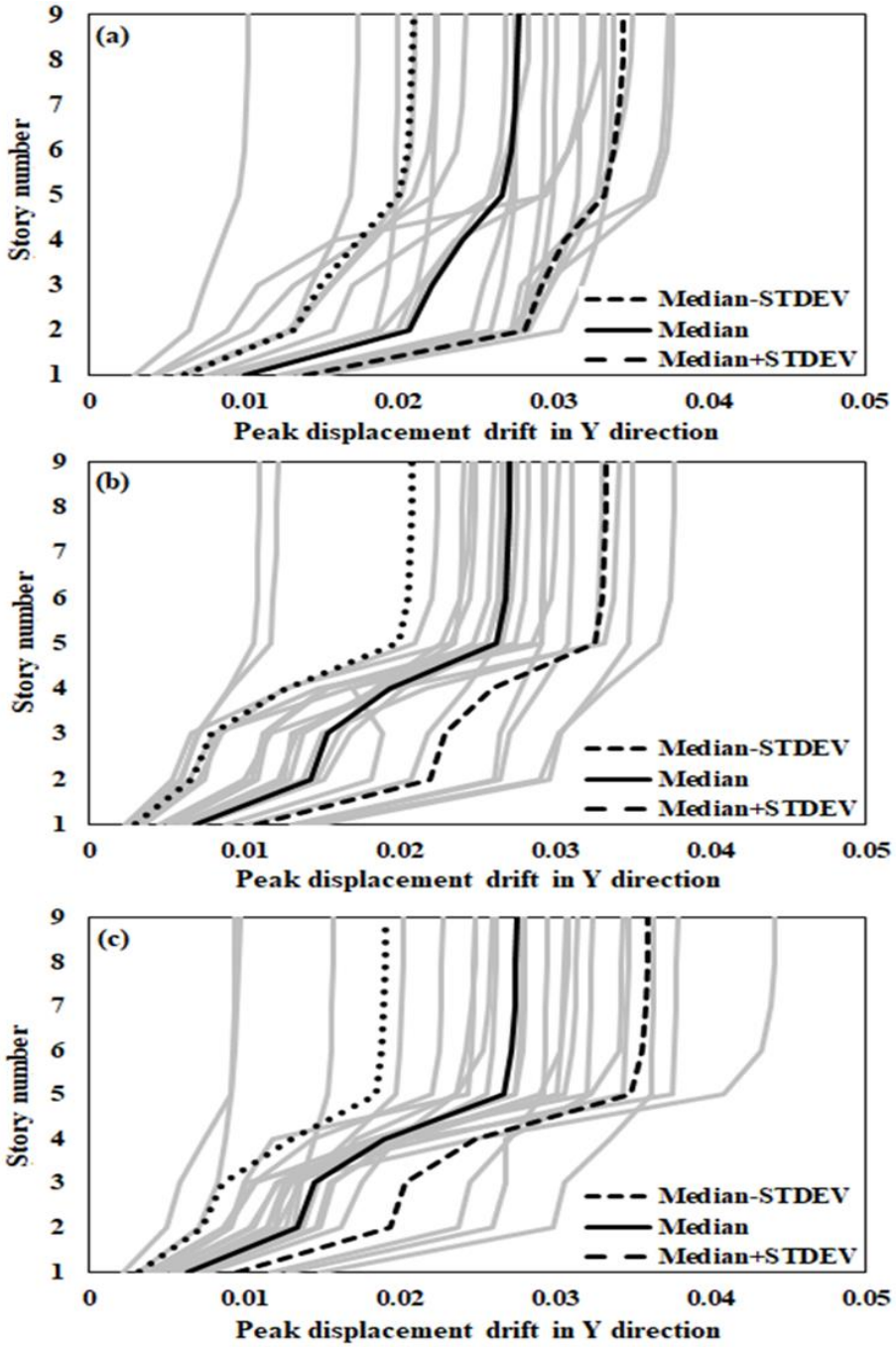


شکل ۱۴. حداکثر دریفت جابجایی در جهت y در طبقات مختلف ساختمان پنج طبقه و در سطح شتاب طیفی فروریزش با e_d/A=12% a) مدل آئین‌نامه‌ای؛ b) مدل بالانس-۲۵٪؛ c) مدل متقارن مقاومتی

Fig. 14. Peak displacement drift in Y direction of the 5-story model with ed/A=12%; a) Code Design model; b) Balance-25% model; c) Symmetric Strength model.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.10019801]



شکل ۱۵. حداکثر دریفت جابجایی در جهت y در طبقات مختلف ساختمان نه طبقه و در سطح شتاب طیفی فروریزش با $e_d/A=12\%$. a) مدل آئین‌نامه‌ای؛ b) مدل بالانس-۲۵٪؛ و c) مدل متقارن مقاومتی

Fig. 15. Peak displacement drift in Y direction of the 9-story model with ed/A=12%; a) Code Design model; b) Balance-25% model; c) Symmetric Strength model.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.10198801]

نتیجه گیری

در این تحقیق رفتار لرزه‌ای دینامیکی سازه‌های نامتقارن چند طبقه طراحی شده با آیین‌نامه ASCE/SEI 07-22 در مقایسه با سازه‌های طراحی شده بالانس-۲۵٪ و متقارن مقاومتی در خروج از مرکزیت های (e_d/A) ۰ تا ۱۵٪ مورد مقایسه و ارزیابی قرار گرفته است. با استناد به نتایج این مطالعه و تجزیه و تحلیل داده‌ها می‌توان به نتایج زیر اشاره نمود:

- رفتار لرزه‌ای دینامیکی مدل بالانس-۲۵٪ و مدل متقارن مقاومتی نسبتا یکسان ارزیابی شده است.
- متوسط میانه شتاب طیفی در سطح عملکردی فروریزش مدل بالانس-۲۵٪ و مدل متقارن مقاومتی نسبت به مدل طراحی مبتنی بر آیین‌نامه ASCE/SEI 07-22 ، حدودا ۱۸٪ افزایش داشته است که این افزایش به معنی ایمن بودن مدل‌های بالانس-۲۵٪ و متقارن مقاومتی در مقابل مدل طراحی آیین‌نامه ASCE/SEI 07-22 است.
- پاسخ های لرزه‌ای دیگری از قبیل متوسط حداکثر چرخش سقف‌ها و حداکثر دریفت جابجایی طبقات در سطح عملکردی فروریزش در مدل بالانس-۲۵٪ و مدل متقارن مقاومتی نسبت به مدل طراحی مبتنی بر آیین‌نامه ASCE/SEI 07-22 به ترتیب منجر به کاهش۱۰۰درصدی و ۱۲درصدی شده است.
- با توجه به نتایج فوق و به استناد به نشریه FEMA P695 می توان نتیجه‌گیری کرد که در بین مدل‌های مورد بررسی بالاترین عملکرد لرزه‌ای دینامیکی مربوط به مدل بالانس-۲۵٪ و متقارن مقاومتی بوده و مدل مدل طراحی مبتنی بر آیین‌نامه ASCE/SEI 07-22 از پایین‌ترین عملکرد لرزه‌ای برخوردار است.

منابع

Applied Technology Council., 2009. Quantification of building seismic performance factors. US Department of Homeland Security, FEMA.

Aziminejad, A., Moghadam, A.S., 2010. Fragility-based performance evaluation of asymmetric single-story buildings in near field and far field earthquakes. Journal of Earthquake Engineering, 14(6), 789-816.

Baker, J.W., 2005. Vector-valued ground motion intensity measures for probabilistic seismic demand analysis. Stanford University.

Bosco, M., GAF, F., Ghersi, A., Marino, E.M., Rossi, P.P., 2015. Predicting displacement demand of multi-storey asymmetric buildings by nonlinear static analysis and corrective eccentricities. Engineering Structures. 99,373-387.

Bosco, M., Ghersi, A.E., Marino, M., 2012. Corrective eccentricities for assessment by the nonlinear static method of 3D structures subjected to bidirectional ground motions. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 41(13), 1751-1773.

Bosco, M., Marino, E.M., Rossi, P.P., 2013. An analytical method for the evaluation of the in-plan irregularity of non-regularly asymmetric buildings. Bulletin of Earthquake Engineering. 11(5), 1423-1445.

Campbell, K.W., Bozorgnia, Y., 2008. NGA ground motion model for the geometric mean horizontal component of PGA, PGV, PGD and 5% damped linear elastic response spectra for periods ranging from 0.01 to 10 s. Earthquake spectra, 24(1), 139-171.

Das, P.K., Dutta, S.C., Datta, T.K., 2021. Seismic behavior of plan and vertically irregular structures: state of art and future challenges. Natural Hazards Review, 22(2), 04020062.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.1019801]

Eivani, H., Tena-Colunga, A., Moghadam, A.S., 2022. Proper configuration of stiffness and strength centers in asymmetric single-story structures with semi-flexible diaphragms. Structures ,40, 149-162.

Fujii, K., 2018. Prediction of the peak seismic response of asymmetric buildings under bidirectional horizontal ground motion using equivalent SDOF model. Japan Architectural Review. 1(1), 29-43.

Georgoussis, G.K., 2016. An approach for minimum rotational response of medium-rise asymmetric structures under seismic excitations. Advances in Structural Engineering. 19(3), 420-436.

Georgoussis, G.K., 2017. Preliminary structural design of wall-frame systems for optimum torsional response. International Journal of Concrete Structures and Materials. 11(1), 45-58.

Georgoussis, G.K., 2019. Design principles for minimum torsional response of wall-frame concrete structures. Journal of Earthquake Engineering. 23(7), 1216-1239.

Gogus, A., 2010. Structural wall systems-nonlinear modeling and collapse assessment of shear walls and slab-column frames. University of California, Los Angeles.

Gogus, A., Wallace, J.W., 2015. Seismic safety evaluation of reinforced concrete walls through FEMA P695 methodology. Journal of Structural Engineering, 141(10), 04015002.

Hosseini lavassani, s.h., Alizadeh, H., Massumi, A., 2022. Vertical response of short and long span suspension bridges due to near and far fault earthquakeshttps. Journal of Engineering Geology, 16(1), 45-71.

Jalali, S., 2019. Commits to opensees in github repository.

Jeong, S.H., Elnashai, A.S., 2004. Analytical and experimental seismic assessment of irregular RC buildings. In Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, British Columbia, Canada, August 1-6.

Makhdoom, O., Aziminejad, A., Zarfam, P., Moghadam, A.S., 2022. Effect of the asymmetry level on collapse margin of torsionally stiff single-story buildings based on FEMA P695 methodology. Structures ,37, 1042-1052.

Manie, S., Moghadam, A.S., Ghafory-Ashtiany, M., 2015. Collapse behavior evaluation of asymmetric buildings subjected to bi-directional ground motion. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 24(8), 607-628.

Mirjalili, M.R., Rofooei, F.R., 2020. Dynamic-Based Pushover Analysis for Two-Way Plan-Asymmetric Buildings under Bidirectional Seismic Excitation. Journal of Structural Engineering. 146(3), 04019223.

Myslimaj, B., Tso, W.K., 2002. A strength distribution criterion for minimizing torsional response of asymmetric wall-type systems. Earthquake engineering & structural dynamics, 31(1), 99-120.

Myslimaj, B., Tso, W.K., 2004. Desirable strength distribution for asymmetric structures with strength-stiffness dependent elements. Journal of Earthquake Engineering, 8(02), 231-248.

Myslimaj, B., Tso, W.K., 2005. A design-oriented approach to strength distribution in single-story asymmetric systems with elements having strength-dependent stiffness. Earthquake Spectra, 21(1), 197-212.

Orakcal, K., Wallace, J.W., 2006. Flexural modeling of reinforced concrete walls-experimental verification. ACI Materials Journal. 103(2), 196.

Palermo, M., Silvestri, S., Gasparini, G., Trombetti, T., 2017. A comprehensive study on the seismic response of one-storey asymmetric systems. Bulletin of Earthquake Engineering, 15, 1497-1517.

Paulay, T., 2001. Some design principles relevant to torsional phenomena in ductile buildings. Journal of earthquake engineering, 5(03), 273-308.

Peruš, I., Fajfar, P., 2002. On inelastic seismic response of an asymmetric single-storey structures under bi-axial excitation.

Rahnama, M., Krawinkler, H., 1993. Effects of soft soil and hysteresis model on seismic demands. John A. Blume Earthquake Engineering Center Standford. 108.

Rofooei, F.R., Mirjalili, M., 2018. Dynamic-based pushover analysis for one-way plan-asymmetric buildings. Engineering Structures. 163, 332-346.

Roy, R., Chakroborty, S., 2013. Seismic demand of plan-asymmetric structures: a revisit. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 12, 99-117.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.1019801]

Soleimani, S., Aziminejad, A., Moghadam, A.S., 2018. Approximate two-component incremental dynamic analysis using a bidirectional energy-based pushover procedure. Engineering Structures. 157, 86-95.

Sommer, A., Bachmann, H., 2005. Seismic behavior of asymmetric RC wall buildings: principles and new deformation-based design method. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 34(2),101-124.

Technology, N.I.o.S., 2010. Evaluation of the FEMA P-695 methodology for quantification of building seismic performance factors, in NIST GCR 10-917-8. U.S. Department of Commerce Gaithersburg, MD.

Thomsen IV, J.H., Wallace J.W., 2004. Displacement-based design of slender reinforced concrete structural walls—experimental verification. Journal of Structural Engineering,. 130(4), 618-630.

Tso, W.K., Myslimaj, B., 2002. Effect of strength distribution on the inelastic torsional response of asymmetric structural systems. In Proceedings of the 12th European conference on earthquake engineering. London, Oxford: Elsevier.

Tso, W.K., Myslimaj, B., 2003. A yield displacement distribution-based approach for strength assignment to lateral force-resisting elements having strength dependent stiffness. Earthquake engineering & structural dynamics, 32(15), 2319-2351.

Tso, W.K., Smith, R.S.H., 1999. Re-evaluation of seismic torsional provisions. Earthquake engineering & structural dynamics, 28(8), 899-917.

Vamvatsikos, D., Cornell, C.A., 2002. Incremental dynamic analysis. Earthquake Engg Struct Dyn 31, 491–514.

Yassin, M.H.M., 1994. Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cyclic loads. University of California, Berkeley.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.10019801]

Investigating the seismic performance of asymmetric multi-story buildings designed based on the ASCE/SEI 07-22 seismic code using incremental nonlinear dynamic analysis

Omid Makhdoom[1], Armin Aziminejad*[2], Panam Zarfam[2], Abdolreza Sarvghad Moghadam[3]
1. PH. D candidate, Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran
2. Assistant professor, Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran
3. Associate professor, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Tehran, Iran

Received: 21 Sep 2022 Accepted: 03 Dec 2022

Abstract

In most current seismic codes, the stiffness and strength of seismic members are considered to be independent, so that a change in the strength of the members does not result in a change in the stiffness of the members. Recent studies show that these parameters are interdependent. Therefore, the way these parameters are calculated and the arrangement of centers of mass, stiffness and strength can be effective in determining the seismic response. In this research, buildings with different levels of normalized yield eccentricity (e_d/A) were designed according to the ASCE/SEI 07-22 seismic code (Code Design models) and compared with the Balance-25% and Symmetric Strength models. The results of the nonlinear static analysis and incremental dynamic analysis showed that the average spectral acceleration at the level of collapse in the Balance-25% and Symmetric Strength models increased by approximately 18% compared to the Code Design model. Therefore, these models are safer than the Code Design model. In addition, the average of the peak rotation of floors and the maximum inter-story drift at the collapse level in the Balance-25% and Symmetric Strength models has decreased by 100% and 12% respectively compared to the Code Design model. Therefore, the Code Design model had the lowest and the Balance-25% and Symmetric Strength models had the highest dynamic seismic performance.

Keywords: Asymmetric Building, Balance Design model, Code Design model, IDA, Yield Displacement.

Introduction

Asymmetry in the building plan, especially in multi-storey buildings, has always been one of the challenging issues in the design of structures. In the current seismic codes, including ASCE/SEI 07-22, as well as some research (Tso and Smith, 1999), element stiffness is determined independently of element strength. (Sommer and Bachmann, 2005) dealt with the seismic design of asymmetric multi-storey buildings in plan. Their studies showed that the stiffness of an element is not independent of its strength. proposed a new criterion for the distribution of strength and stiffness to obtain a uniform distribution of ductility requirements in resistant elements. Many researchers have evaluated the performance of single-storey structures by the arrangement of centers of mass (CM), stiffness (CR) and strength (CV). The researches (Myslimaj and Tso, 2002; Myslimaj and Tso, 2004; Myslimaj and Tso, 2005) and (Tso and Myslimaj, 2003; Tso and Myslimaj, 2005) showed that the balance model (the center of mass between the centers of stiffness and strength) had better performance. Some other

*Corresponding author: arminaziminejad@srbiau.ac.ir
DOI: https://doi.org/10.22034/JEG.2022.16.3.1019801

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]
[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.1019801]

researchers (Chakraborty, 2013; Palermo et al., 2017; Das et al., 2021; Aziminejad and Moghadam, 2010; Makhdoom et al., 2022) stated that depending on the type of structural response, the symmetrical strength model may have better performance. Eivani et al., (2022) proposed the proper arrangement of stiffness and strength centers in asymmetric structures with flexible diaphragms.
The method of designing asymmetric structures based on current seismic codes leads to an uneven distribution of forces and deformations in the lateral resistant elements, resulting in an uneven distribution of ductility requirements in these elements. In this research, buildings with different levels of normalized yield displacement eccentricity (e_d/A) were designed according to the ASCE/SEI 07-22 seismic code (Code Design models) and compared with the Balance-25% and Symmetric Strength models. In this study, nonlinear static analysis and nonlinear incremental dynamic analysis were used for the seismic evaluation of multi-storey structures.

Materials and Methods

Modelling of archetype building

In this study, 5-storey and 9-storey building models were considered as selected multi-storey structures to investigate the seismic behavior of the Balance-25 (e_v/e_d=0.25), Symmetric Strength (e_v=0) and Code Design models with asymmetries of 0-15%. These building models included two shear walls in the X-direction and three in the Y-direction. The e_d value was determined according to the e_d/A ratio. The structures were asymmetrical in the Y-direction and symmetrical in the X-direction. The plan width and length of the models was 17.32 m. The wall heights and thicknesses were 3.5 m and 50 cm respectively for all models. The wall lengths in the X-direction were 4 m and 6 m for the 5-storey and 9-storey models respectively. The gravity and lateral seismic loads were carried by a simple frame system and the shear walls, respectively. The fundamental period and design base shear in the 5-storey building were 0.584s and 1700KN respectively, while these values were 0.91s and 2022KN in the 9-storey building. The design base shear in all models was increased to 2102 KN (~24%) and 3948 KN (~95%) in the 5 and 9 storey buildings respectively.

Nonlinear Modeling

The axial bending behavior of the wall was simulated by the fiber column beam element with the stiffness formulation defined in Open Sees (displacement-based beam-column). In addition, non-linear transfer shear springs were used to model the shear deformations likely to be significant in short walls to compensate for the weakness in the fiber elements.

Results and Discussion

Figures (7, 8) show some results of the IDA analysis. Using the above graphs, the midpoint of the curves known as IDA-50% is shown in Figure (9). This figure shows that the median spectral acceleration values of the Balance-25% and Symmetric Strength models were the highest and the Code Design model had the lowest median spectral acceleration values. For example, the mean spectral acceleration at the collapse level in the 5-storey building with (e_d/A=15%) is calculated to be 1.3g for the Symmetric Strength model and 1.05g for the Code Design model. For the 9-storey building, the above values were calculated as 1.25g and 1.11g respectively. Some curves of the peak rotation of floors at the collapse level are shown in Figures (12, 13). The curves showed that the

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.1019801]

highest of peak rotation of floors at the level of collapse was associated with the Code Design model and the lowest with the Balance-25% and Symmetric Strength models. For example, the peak rotation of floors at the level of collapse with (e_d/A=12%) was calculated to be 0.009 for the Balance-25% model and 0.018 for the Code Design model. Some curves of the maximum inter-story drift at the level of collapse are shown in Figures (14, 15). The maximum inter-story drift in the y-direction was related to the Code Design model and its minimum was related to the Balance-25% and Symmetrical Strength models. For example, the value of the maximum inter-story drift in the 5-storey building with (e_d/A=12%) was calculated to be 0.020 for the Balance-25% model and 0.023 for the Code Design model. For the 9 storey building the above values were calculated as 0.0255 and 0.0275 respectively.

Conclusions

In this research, the dynamic seismic behavior of multi-storey asymmetrical structures designed using the ASCE/SEI 07-22 code was compared and evaluated with Balance-25% and Symmetric Strength models. Based on the results of this study, the following findings can be highlighted:

1. The dynamic seismic behavior of the Balance-25% and the Symmetric Strength models have been evaluated relatively the same.
2. The average spectral acceleration of the Balance-25% and Symmetric Strength models in the Collapse Level has increased by about 18% compared to the Code Design model, which means that these models are safer than the Code Design model.
3. The average of the peak rotation of the floors and the maximum inter-story drift in the collapse level for the Balance-25% and Symmetric Strength models, compared to the Code Design model, result in a decrease of 100% and 12% respectively.
4. According to the above results and based on the FEMA P695, it can be concluded that among the investigated models, the highest dynamic seismic performance was associated with the Balance-25% and Symmetric Strength models and the Code Design model had the lowest seismic performance.

[Downloaded from ndea10.khu.ac.ir on 2026-11-01]

[DOI: 10.22034/JEG.2022.16.3.10019801]