

بررسی اثر حرکات دور از گسل در پاسخ لرزه‌ی ساختمان‌های میان‌مرتبه‌ی ترکیبی در ارتفاع

آرین کیانی* (کارشناس ارشد)

علی خیرالدین (استاد ممتاز)

محمدعلی کافی (دانشیار)

حسین نادرپور (استاد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

مهندسی عمران شریف، (پیاپی ۱۴۰۳)
دوره‌ی ۴۰، شماره‌ی ۱، صص. ۷۷-۸۹، (پژوهشی)

ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع، رفتار پیچیده‌ی در برابر زلزله دارند. در پژوهش حاضر، به مدل‌سازی و بررسی رفتار غیرخطی آن‌ها در برابر زلزله و استخراج احتمال شکنندگی آن‌ها در سطوح مختلف آسیب با در نظر گرفتن نسبت‌های مختلف تعداد طبقات بتنی به فولادی پرداخته شده است. همچنین اتصال بخش فولادی به بخش بتنی به صورت غیرخطی مدل‌سازی و مدل‌های ترکیبی مختلفی در گروه‌های ۷ و ۱۳ طبقه طراحی شدند. با استفاده از کد تهیه شده، نمودارهای بیشینه‌ی پاسخ سازه در آستانه‌ی سطح آسیب کامل ناشی از نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی در ۲۲ شتاب‌نگاشت به همراه میانگین آن‌ها به دست آمدند. منحنی‌های شکنندگی در ۴ سطح آسیب استخراج شدند و نتایج نشان دادند که در محل انتقال از اسکلت بتنی به فولادی، یک ناحیه‌ی بحرانی وجود دارد، که مقدار پاسخ در آن دچار تغییری ناگهانی شده است؛ که در گروه‌های ۷ و ۱۳ طبقه به ترتیب تا مقدار ۶۵/۲ و ۹۸ درصد رسیده است. با توجه به میانه‌ی ظرفیت فروریزش حاصل از منحنی‌های شکنندگی، هر چقدر نسبت تعداد طبقات بتنی به فولادی بیشتر بوده است، سازه عملکرد مطلوب‌تری داشته است.

واژگان کلیدی: ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع، ارزیابی شکنندگی، تحلیل غیرخطی، تحلیل دینامیکی افزایشی، رفتار لرزه‌ی.

a_kiani@semnan.ac.ir
kheyroddin@semnan.ac.ir
mkafi@semnan.ac.ir
naderpour@semnan.ac.ir

۱. مقدمه

نمونه‌هایی از ساختمان‌های اجرا شده‌ی ترکیبی در ارتفاع در جهان و ایران مشاهده می‌شود.

ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع به دلیل تغییرات جرم، سختی و میرایی که در راستای عمودی به واسطه‌ی تغییر مصالح و سیستم باربر جانبی به وجود می‌آیند، نیازمند توجه ویژه‌ی هستند. پاجورجیو و جاینتز^[۴] (۲۰۱۰ و ۲۰۱۱)، به بررسی ضریب میرایی یکپارچه برای ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع پرداختند. ضریب میرایی معادل که برای کل سازه در نظر گرفته می‌شود، وابسته به نسبت مقادیر جرم و بسامد مودی دو بخش فوقانی و تحتانی به هم بود. در ادامه، مطالعات متنوعی در مورد ضریب میرایی یکپارچه برای ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع توسط برخی دیگر از پژوهشگران صورت پذیرفته است.^[۵] همتی و خیرالدین (۲۰۱۱)،^[۶] در مورد ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع و کاربرد طبقه‌ی مرکب از بتن و فولاد به

در صورت استفاده از چند سیستم باربر جانبی در راستای ارتفاع ساختمان، یک سیستم ترکیبی در ارتفاع به وجود می‌آید. منظور از ساختمان ترکیبی در ارتفاع در مطالعه‌ی حاضر، ساختمانی است که در دو بخش تحتانی و فوقانی آن به ترتیب از مصالح بتنی و فولادی استفاده شده است. امروزه یکی از سیستم‌های مورد توجه در صنعت ساخت و ساز، همین ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع هستند، که از نمونه‌های اجرا شده‌ی آن در جهان می‌توان به مرکز مالی جهانی شانگهای^۱، ساختمان امنیت بین‌المللی ووهان^۲ در چین، و برج یوکوهاما^۳ در ژاپن اشاره کرد.^[۱] از طرفی، در ایران نیز از سیستم ترکیبی در ارتفاع در سازه‌هایی، همچون: برج آرتیمان در تهران، هتل مینیاتور در مشهد و ساختمان فرمانداری در سمنان استفاده شده است. در شکل ۱،

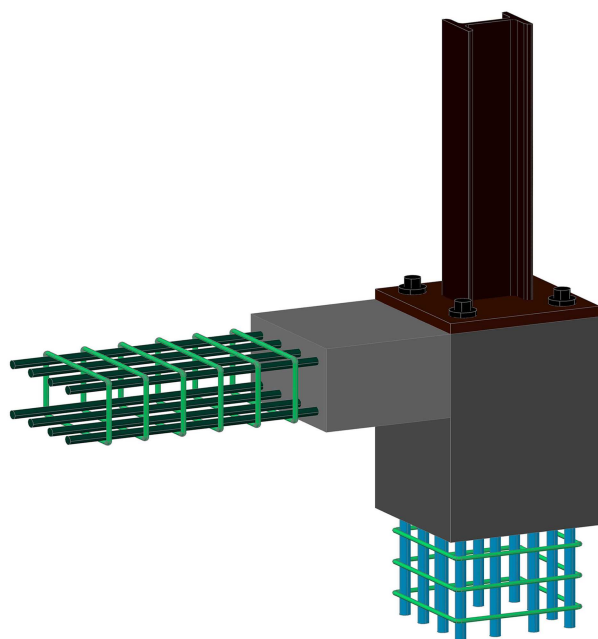
* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۲/۲/۱۲، اصلاحیه ۱۴۰۲/۳/۸، پذیرش ۱۴۰۲/۳/۱۰.

استناد به این مقاله:

کیانی، آرین، خیرالدین، علی، کافی، محمدعلی، و نادرپور، حسین، ۱۴۰۳. بررسی اثر حرکات دور از گسل در پاسخ لرزه‌ی ساختمان‌های میان‌مرتبه‌ی ترکیبی در ارتفاع. مهندسی

عمران شریف، ۴۰ (۱)، صص. ۷۷-۸۹. DOI:10.24200/J30.2023.62308.3217



شکل ۲. اتصال پای ستون فولادی به ستون بتنی.

ارتفاع قاب فولادی بر روی صفحه ستون‌هایی که بالای ستون‌های آخرین طبقه‌ی بخش بتنی قرار گرفته‌اند، اتصال می‌یابد، که در شکل ۲، نحوه‌ی اتصال مشاهده می‌شود. ابعاد صفحه ستون محدود به ابعاد ستون بتنی بوده و همچنین اتصال ستون فولادی به آن عملکرد مفصلی داشته است.^[۱۴]

تاکنون در مورد اعضاء سازه‌ی کامپوزیت، مطالعات بسیار متنوعی صورت گرفته است.^[۱۵-۱۹] استفاده از دیدگاه احتمالاتی برای بررسی رفتار سیستم‌های متفاوت باربر جانبی در سازه‌های مختلف در برابر زلزله‌ی اصلی و حتی پس‌لرزه و همچنین ارزیابی ضرایب عملکرد لرزه‌ی در سال‌های اخیر بسیار رواج یافته و مطالعات بسیار متنوعی در موضوعات مختلفی در این حوزه انجام شده است.^[۲۰-۲۸] اما در مورد ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع، پژوهش‌های بسیار محدودی در این حوزه صورت پذیرفته است. کیانی و همکاران (۲۰۲۲ و ۲۰۲۳)،^[۲۹، ۳۰] در مطالعاتی به بررسی تأثیر طبقه‌ی انتقالی در رفتار لرزه‌ی ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع و تخمین مکان مناسب آن در راستای ارتفاع ساختمان پرداختند. در ایران، سازه‌های ترکیبی در ارتفاع بدون طبقه‌ی انتقالی نیز مانند هتل مینیاتور در مشهد و فرمانداری سمنان اجرا شده‌اند. مسائل اجرایی سیستم مذکور بدون طبقه‌ی انتقالی سهل‌تر است. همچنین ساختمان‌های میان‌مرتبه در ایران که کمتر به طبقه‌ی انتقالی نیاز دارند، رواج بیشتری دارند. در نتیجه بسیار مهم است که رفتار لرزه‌ی ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع بدون طبقه‌ی انتقالی و با اتصال مستقیم قاب فولادی به قاب بتنی به صورت جامع در سطوح مختلف آسیب، ارزیابی غیرخطی و شکنندگی شود.

لذا، در مطالعه‌ی حاضر، به بررسی رفتار لرزه‌ی و توسعه‌ی منحنی‌های شکنندگی مبتنی بر گزارش فنی هزوس^۶ در ۴ سطح آسیب: کم، متوسط، گسترده و کامل برای ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع میان‌مرتبه با ۷ و ۱۳ طبقه و با نسبت‌های مختلف تعداد طبقات بتنی به فولادی پرداخته شده است. جهت بررسی دقیق‌تر و مشاهده‌ی پاسخ ساختمان‌های مذکور در طبقات متفاوت به‌خصوص در محل تبدیل بخش بتنی به فولادی، توسط کد تهیه شده در نرم‌افزار آپن‌سیس^۷، نمودارهای بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ی برای هر ساختمان در لحظه‌ی رسیدن به آستانه‌ی حالت



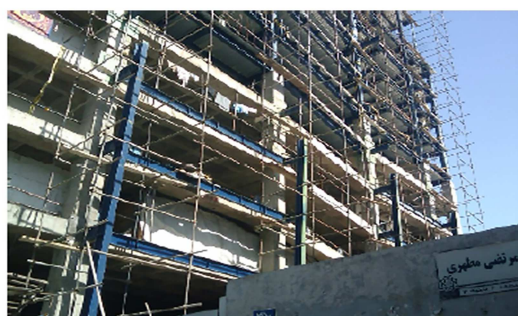
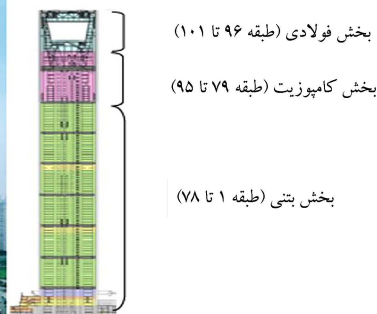
بخش فولادی (طبقه ۷ تا ۶۶)

بخش بتنی (طبقه ۱ تا ۶)

الف) ساختمان هوآن در چین؛



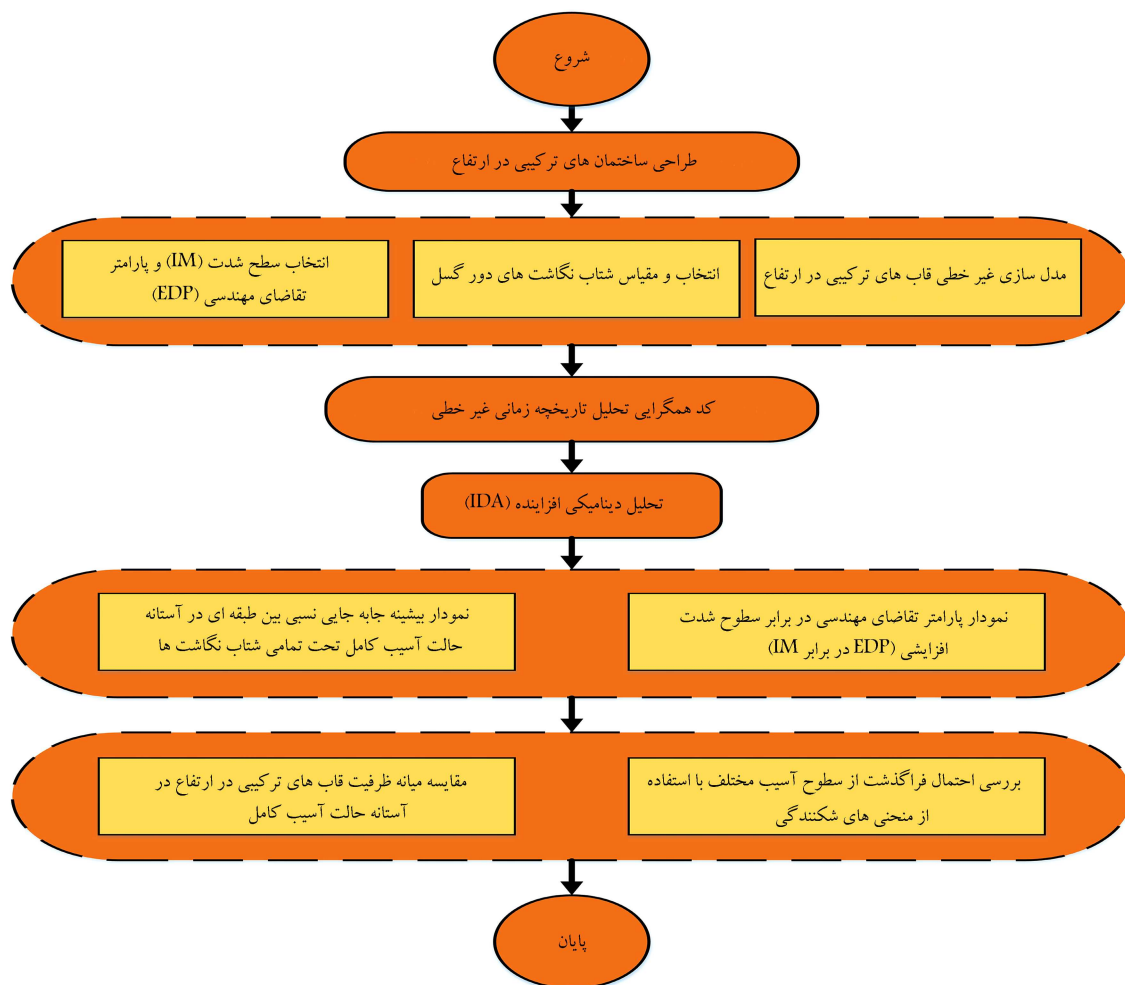
ب) برج شانگهای در چین؛



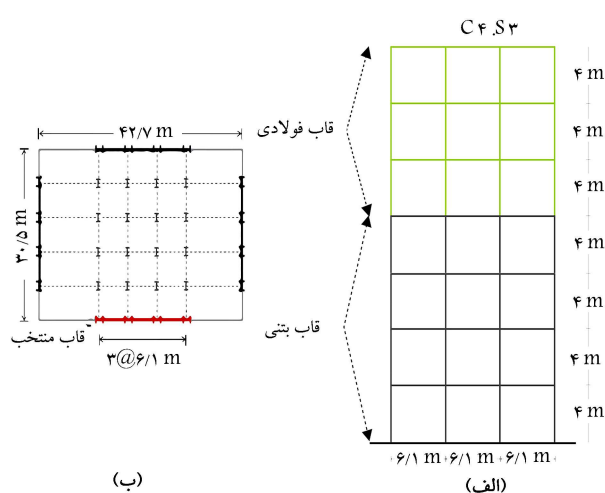
ج) ساختمانی در تهران.

شکل ۱. نمونه‌هایی از ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع.

نام طبقه‌ی انتقالی مابین دو بخش بتنی و فولادی مطالعه‌ی انجام دادند، ولی به دلیل محدودیت‌های نرم‌افزاری که در زمان پژوهش اخیر وجود داشت، نیاز به انجام مطالعات بیشتر و به‌روزتری به‌وسیله‌ی مدل‌سازی و تحلیل‌های غیرخطی در مورد پیش‌بینی رفتار لرزه‌ی ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع است. مطالعاتی نیز در مورد ضریب میرایی یکپارچه با در نظر گرفتن طبقه‌ی انتقالی در ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع انجام و برای محاسبه‌ی آن رابطه‌ی ارائه شده است.^[۸، ۷] فنایی و شاملو (۲۰۱۲ و ۲۰۱۵)،^[۱۰، ۹] در بررسی ضریب رفتار در ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع از روشی استفاده کردند که براساس روش پیشنهادی یانگ^۵ (۱۹۹۱)^[۱۱] و همچنین استفاده از نمودارهای تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) بود. در ادامه، طی یک مطالعه‌ی آزمایشگاهی و با استفاده از میز لرزان، روش‌های مختلف به‌دست‌آوردن ضریب میرایی یکپارچه بررسی و مقایسه شد.^[۱۲] در پژوهشی دیگر در سال ۲۰۱۹، منحنی‌های شکنندگی برای یک ساختمان ترکیبی در ارتفاع ۵ طبقه، که ۳ طبقه‌ی بتنی و ۲ طبقه‌ی فولادی داشت، به دست آمد؛ اما در آن توجهی به پارامتر مهم نسبت تعداد طبقات بتنی به فولادی نشده است.^[۱۳] در ساختمان‌های ترکیبی در



شکل ۳. خلاصه‌یی از مراحل پژوهش حاضر.



شکل ۴. الف) نمای یکی از ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع، ب) پلان تمامی مدل‌ها. [۳۱]

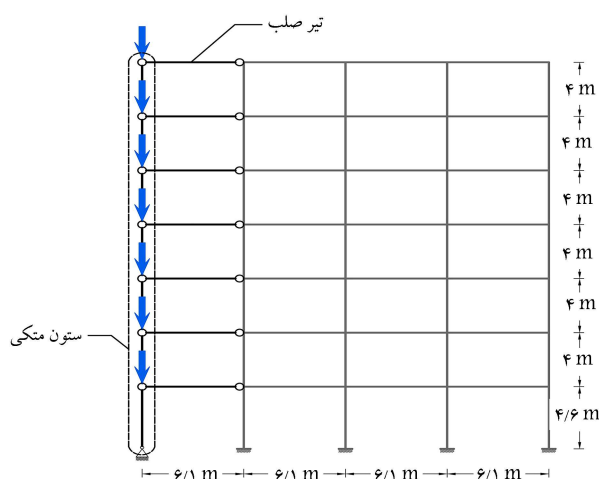
فولادی در مدل است. بنابراین گروه ۷ طبقه، شامل مدل‌های C۲.S۵، C۳.S۴ و C۴.S۳ و گروه ۱۳ طبقه نیز شامل مدل‌های C۶.S۷، C۸.S۵ و C۴.S۳ است. پلان تمامی مدل‌ها و نمای یکی از آن‌ها که در شکل ۴ مشاهده می‌شود،

آسیب کامل (لحظه‌ی فروریزش) تحت تمام شتاب‌نگاشت‌های اعمالی در تحلیل دینامیکی افزاینده استخراج و سپس مقدار میانگین آنها رسم شده است. از طرفی، مطابق با مسائل اجرایی در واقعیت، اتصال مفصلی در محل انتقال از بخش بتنی به فولادی به صورت غیرخطی در نرم‌افزار آپن‌سیس مدل‌سازی شده است. همچنین با توجه به تعداد تحلیل‌های موجود و وجود هم‌زمان المان‌های بتنی و فولادی در مدل جهت همگرایی تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی به‌ویژه در سطوح شدت بالای زلزله و افزایش سرعت تحلیل از کد همگرایی نوشته‌شده در نرم‌افزار آپن‌سیس استفاده شد، که به صورت خودکار با تغییر در یک سری از پارامترهای حل مسئله به همگرایی تحلیل کمک کند. در شکل ۳، خلاصه‌یی از فرآیند انجام پژوهش حاضر ارائه شده است.

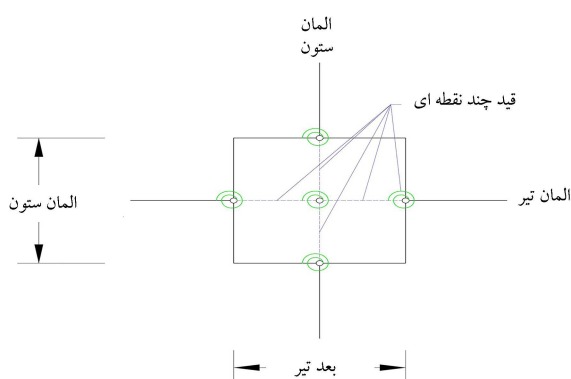
۲. مدل‌سازی ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع

۱.۲. مشخصات سازه و طراحی مدل‌ها

در بخش کنونی، به طراحی ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع در گروه‌های ۷ و ۱۳ طبقه پرداخته شده است. نام‌گذاری مدل‌ها براساس تعداد طبقات بتنی و فولادی آنها بوده است. رقم مقابل حرف‌های C و S به ترتیب بیانگر تعداد طبقات بتنی و



شکل ۵. کاربرد ستون متکی جهت اعمال اثر $P - \Delta$.



شکل ۶. المان به‌کاررفته در محل چشمه‌ی اتصال.

از یک قاب دو بُعدی با توجه به تقارن پلان و پیرامونی بودن قاب‌های باربر جانبی جهت مدل‌سازی غیرخطی استفاده شده است. برای افزایش دقت در مدل‌سازی باید علاوه بر اثر پی-دلتا^{۱۱} ناشی از قاب مدل‌سازی شده، اثر قاب‌های ثقلی داخلی نیز لحاظ شود. لذا از ستون متکی^{۱۲} مطابق شکل ۵ استفاده شده است. خمشی در ستون متکی بسیار کوچک و سختی محوری در آن بسیار بزرگ است. لذا، به آن در تراز هر طبقه، بار متمرکزی که ناشی از نصف وزن هر طبقه است، اعمال می‌شود. اتصال آن به کف به صورت مفصلی بوده و از طریق المان‌های صلب به قاب اصلی متصل شده است. از روش مدل‌سازی اخیر در مطالعات مختلفی استفاده شده است.^[۳۸-۴۰]

همچنین میرایی از طریق دستور رایلی به مدل اختصاص یافت و چشمه‌ی اتصال به صورت صلب در نظر گرفته شد. برای مدل‌سازی آن نیز از المان Joint ۲D استفاده شده است (شکل ۶).

جهت مدل‌سازی اتصال مفصلی در پای ستون‌های اولین طبقه‌ی بخش فولادی، که روی ستون‌های آخرین طبقه‌ی بخش بتنی قرار گرفته‌اند، از المان با طول صفر^{۱۳} استفاده شده است، که دو گره با مختصات کاملاً یکسان داشت و در دو درجه‌ی آزادی انتقالی از طریق اختصاص مصالح کشسان با سختی بالا به یکدیگر بسته شده‌اند و در جهت آزادی دورانی، آزاد بوده است (شکل ۷).

در مدل‌سازی اعضاء سازه‌یی، روش حالت خمیری گسترده با استفاده از المان‌های فایبر^{۱۴} به‌کار گرفته شد، تا با اختصاص رفتار مصالح در نقاط انتقال‌گیری موجود در طول آن، بتوان رفتار لرزه‌یی ساختمان ترکیبی در ارتفاع را بررسی کرد.

در پژوهش‌های مختلفی استفاده شده است.^[۳۳-۳۱] ارتفاع طبقه‌ی اول ۴/۶ متر و طبقات دیگر ۴ متر است. سیستم باربر لرزه‌یی در هر دو بخش بتنی و فولادی، قاب خمشی ویژه در نظر گرفته شده است. طراحی ساختمان‌ها براساس آیین‌نامه‌ی طراحی سازه‌های بتنی آمریکا^[۳۴]، آیین‌نامه‌ی طراحی سازه‌های فولادی آمریکا^[۳۵] و آیین‌نامه‌ی بارگذاری لرزه‌یی آمریکا^[۳۶]،^{۱۰} بوده و سطح لرزه‌خیزی (D_{max} SDC) فرض شده است.

در اعضاء بتنی از مصالح C۳۵ استفاده شده است، که مقاومت فشاری آن، ۳۵ مگاپاسکال و مدول کشسانی آن ۳۱۷۹۹ مگاپاسکال بوده است. همچنین تنش تسلیم آرماتورهای طولی و عرضی به ترتیب برابر با ۴۰۰ و ۳۴۰ مگاپاسکال است. در اعضاء فولادی از مصالح St-۵۲ با مقاومت تسلیم ۳۶۰ مگاپاسکال و مدول کشسانی ۲۰۰۰۰۰۰ مگاپاسکال استفاده شده است. بار مرده در طبقات بتنی و فولادی برابر ۴/۵ کیلونیوتن بر مترمربع، بار زنده به دلیل امکان وجود کاربری‌های متفاوت در طبقات بتنی بیشتر از طبقات فولادی در نظر گرفته شده است، که به ترتیب دارای مقادیر ۵ و ۲/۵ کیلونیوتن بر مترمربع هستند.^[۱۰] همچنین مقدار بار زنده در طبقه‌ی بام برابر ۱/۵ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شده است. وزن لرزه‌یی نیز شامل ۲۵٪ بارهای زنده به‌اضافه‌ی کل بار مرده‌ی ساختمان لحاظ شده است.

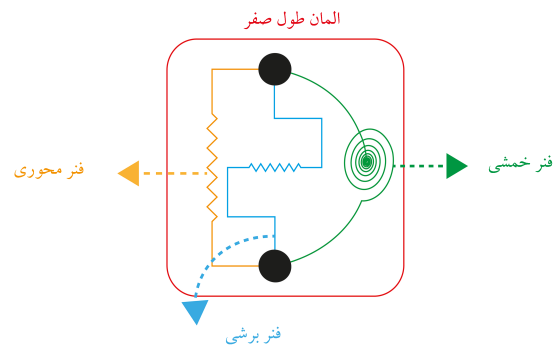
در بخش بتنی، ستون‌ها دارای مقطع مربعی و تیرها دارای مقطع مستطیلی و در بخش فولادی، تیرها و ستون‌ها دارای مقطع W بودند. ساختمان‌های مورد بررسی منظم بوده‌اند؛ البته تغییر پلان در بخش‌های بتنی و فولادی در ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع بسیار محتمل است، که باید در مطالعات آتی بررسی شوند. در آیین‌نامه‌ی ASCE ۷-۲۲، دو روش برای طراحی ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع پیشنهاد شده است. اگر ضریب رفتار قسمت پایینی بزرگ‌تر از قسمت بالایی باشد، باید از پارامترهای لرزه‌یی قسمت بالایی برای طراحی کل سیستم استفاده کرد. این روش به روش طراحی تک‌مرحله‌یی معروف است. در روش دیگر، اگر ضریب رفتار قسمت پایینی کوچک‌تر از قسمت بالایی باشد، برای طراحی قسمت بالایی به‌عنوان یک سازه‌ی مجزا، ضرایب عملکرد لرزه‌یی شامل ضریب رفتار (R)، ضریب اضافه مقاومت (Ω_o) و ضریب بزرگ‌نمایی تغییر مکان (C_d) آن باید در نظر گرفته شود. ضمن اینکه با استفاده از پارامترهای لرزه‌یی قسمت زیرین، قسمت پایینی نیز به صورت سازه‌یی مجزا طراحی می‌شود. در این حالت نیروی منتقل شده از قسمت فوقانی به قسمت تحتانی باید در نسبت ضریب رفتار قسمت بالایی به قسمت پایین ضرب شود و این ضریب نباید از ۱ کمتر باشد. روش دوم ذکر شده که روش طراحی دومرحله‌یی نیز نامیده می‌شود، مستلزم رعایت برخی شرایط است که در متن آیین‌نامه به تفصیل شرح داده شده است. در پژوهش حاضر، با توجه به اینکه پارامترهای لرزه‌یی R ، Ω_o و C_d برای قسمت‌های فوقانی و تحتانی برابر بودند، از روش تک‌مرحله‌یی برای طراحی ساختمان‌های مورد مطالعه‌ی ترکیبی در ارتفاع استفاده شده است. در طراحی تمامی مدل‌ها، محدودیت دررفت یا ضابطه‌ی ستون قوی و تیر ضعیف، یک عامل تعیین‌کننده بوده است؛ همان‌طور که معمولاً در یک سازه‌ی قاب خمشی ویژه با ارتفاع متوسط یا زیاد انتظار می‌رود.

۲.۲. مدل‌سازی غیرخطی ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع

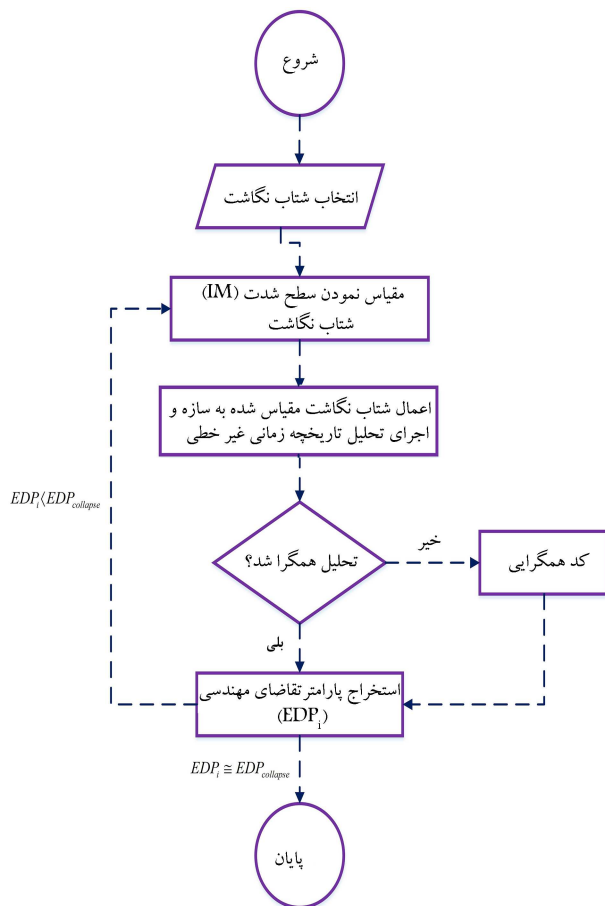
جهت مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی در پژوهش حاضر، از نرم‌افزار آپنسیس،^[۳۷] نسخه‌ی ۳.۲.۲ استفاده شده است. نرم‌افزار آپنسیس، متن باز بوده و طیف گسترده‌یی از انواع مصالح، مقاطع و المان‌ها در آن موجود است.

جدول ۱. مقایسه‌ی زمان تناوب ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع مدل‌سازی شده.

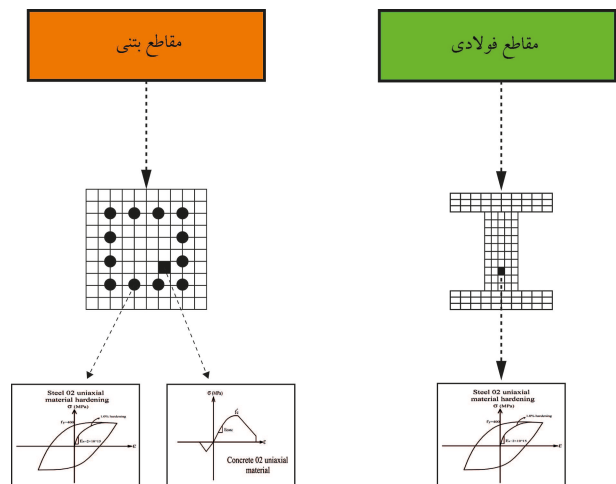
نام سازه	T _۱ - Etabs (s)	T _۱ - OpenSess (s)	درصد خطا (%)
C۲.S۵	۲٫۰۶	۲٫۰۲	۱٫۹۴
C۳.S۴	۱٫۸۳	۱٫۷۷	۳٫۲۸
C۴.S۳	۱٫۷	۱٫۶۲	۴٫۷۱
C۴.S۹	۲٫۶۹	۲٫۵۹	۳٫۷۲
C۶.S۷	۲٫۴۹	۲٫۳۴	۶٫۰۲
C۹.S۴	۲٫۱۳	۱٫۹۷	۷٫۵۱



شکل ۷. المان به‌کار رفته جهت مدل‌سازی غیرخطی اتصال ستون فولادی به بتنی.



شکل ۹. فلوچارت روند کلی تحلیل دینامیکی افزایشی.



شکل ۸. مدل‌سازی غیرخطی مقاطع بتنی و فولادی.

جهت مدل‌سازی فایبرهای بتنی از مصالح Concrete ۰۲ موجود در نرم‌افزار این‌سیس و برای فایبرهای فولادی و آرماتورها از مصالح Steel ۰۲ استفاده شده است. محصورشدگی از طریق روابط مندرج^{۱۵} (۱۹۹۸)،^[۴۱] لحاظ شده است. از طرفی دیگر، در پژوهش حاضر در اعضاء بتنی از آثاری، مانند: پوسته شدن بتن، کمایش و لغزش آرماتور صرف‌نظر شده است. در شکل ۸، تصویری از نحوه‌ی مدل‌سازی غیرخطی مقاطع مشاهده می‌شود. اعضاء فولادی به‌وسیله‌ی Force-Based Beam-Column Element مدل شدند. جهت مدل‌سازی اعضاء بتنی نیز از Displacement-Based Beam-Column Element به‌صورت تقسیم‌بندی شده استفاده شده است.

۳.۲. راستی‌آزمایی

یکی از چالش‌های مهم در پژوهش حاضر، کمبود مطالعات آزمایشگاهی و اطلاعات تجربی در مورد ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع است. لذا در پژوهش حاضر، جهت راستی‌آزمایی، با استفاده از زمان تناوب حاصل از تحلیل مودال برای مدل‌ها، در دو نرم‌افزار ایتبس^{۱۶} و این‌سیس مقایسه صورت گرفته است. با توجه به جدول ۱، در تمام ساختمان‌های بررسی شده‌ی ترکیبی در ارتفاع، مقدار اختلاف زمان تناوب عموماً از ۷٪ کمتر بوده است. یکسان‌بودن دوره‌ی تناوب در دو نرم‌افزار مذکور حاکی از درستی توزیع، مدل‌سازی جرم و سختی است. شایان ذکر است که در دیگر مطالعات عددی انجام شده در مورد ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع، نویسندگان با چالش اخیر روبرو بوده‌اند.^[۳۰، ۳۱، ۳۲، ۳۳]

۳. تحلیل دینامیکی افزایشی

برای به‌دست‌آوردن پاسخ سازه در برابر مقادیر افزایشی شدت لرزه‌یی از تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) در بخش حاضر استفاده شده است. فلوچارت کلی روند تحلیل IDA در شکل ۹ مشاهده می‌شود.

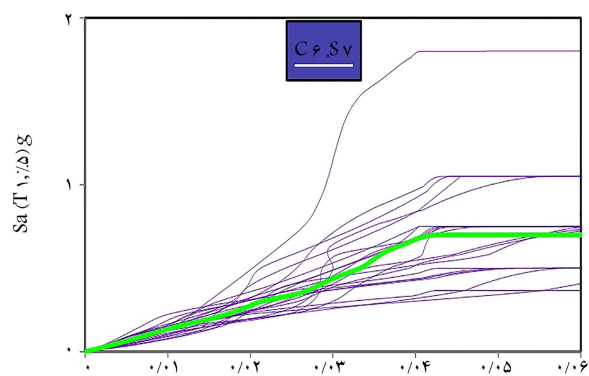
پارامتر تقاضای مهندسی (EDP)^{۱۷} می‌تواند موارد مختلفی همچون بیشینه‌ی نسبت دریافت بین‌طبقه‌یی (MISD)^{۱۸} و بیشینه‌ی شتاب کل سازه^{۱۹} در نظر گرفته شود. از طرفی، سطح شدت لرزه‌یی (IM)^{۲۰} نیز می‌تواند شامل مواردی همچون بیشینه‌ی شتاب زمین‌لرزه (PGA)^{۲۱}، بیشینه‌ی سرعت زمین‌لرزه (PGV)^{۲۲} و شتاب طیفی (Sa)^{۲۳} باشد.^[۲۳] در پژوهش حاضر، از MISD و شتاب

جدول ۲. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های دور گسل استفاده شده. [۴۴].

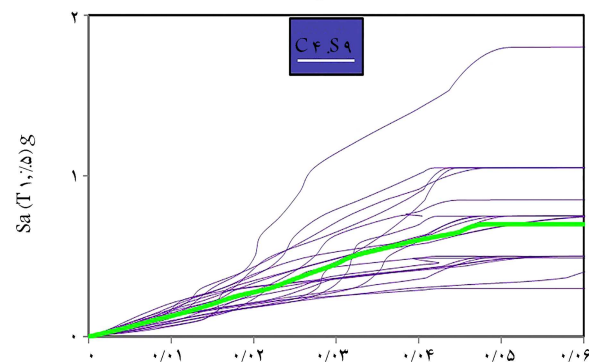
شماره	نام شتاب‌نگاشت	نام شتاب‌نگاشت	سال وقوع	بزرگا (M_w)	بیشینه‌ی شتاب زمین (g)	بیشینه‌ی سرعت زمین (cm/s)
۱	Northridge	Beverly Hills-۱۴۵.۱۴ Mulholland	۱۹۹۴	۶/۷	۰/۵۲	۶۳
۲	Northridge	Canyon County-W Lost Canyon	۱۹۹۴	۶/۷	۰/۴۸	۴۵
۳	Duzce, Turkey	Bolu	۱۹۹۹	۷/۱	۰/۸۲	۶۲
۴	Hector Mine	Hector	۱۹۹۹	۷/۱	۰/۳۴	۴۲
۵	Imperial Valley	Delta	۱۹۷۹	۶/۵	۰/۳۵	۳۳
۶	Imperial Valley	El Centro Array #۱۱	۱۹۷۹	۶/۵	۰/۳۸	۴۲
۷	Kobe, Japan	Nishi—Akashi	۱۹۹۵	۶/۹	۰/۵۱	۳۷
۸	Kobe, Japan	Shin-Osaka	۱۹۹۵	۶/۹	۰/۲۴	۳۸
۹	Kocaeli, Turkey	Duzce	۱۹۹۹	۷/۵	۰/۳۶	۵۹
۱۰	Kocaeli, Turkey	Arcelik	۱۹۹۹	۷/۵	۰/۲۲	۴۰
۱۱	Landers	Yermo Fire Station	۱۹۹۲	۷/۳	۰/۲۴	۵۲
۱۲	Landers	Coolwater	۱۹۹۲	۷/۳	۰/۴۲	۴۲
۱۳	Loma Prieta	Capitola	۱۹۸۹	۶/۹	۰/۵۳	۳۵
۱۴	Loma Prieta	Gilroy Array #۳	۱۹۸۹	۶/۹	۰/۵۶	۴۵
۱۵	Manjil, Iran	Abbar	۱۹۹۰	۷/۴	۰/۵۱	۵۴
۱۶	Superstition Hills	El Centro Imp.Co. Center	۱۹۸۷	۶/۵	۰/۳۶	۴۶
۱۷	Superstition Hills	Poe Road	۱۹۸۷	۶/۵	۰/۴۵	۳۶
۱۸	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	۱۹۹۲	۷/۰	۰/۵۵	۴۴
۱۹	Chi-Chi, Taiwan	CHY۱۰۱	۱۹۹۹	۷/۶	۰/۴۴	۱۱۵
۲۰	Chi-Chi, Taiwan	TCU۰۴۵	۱۹۹۹	۷/۶	۰/۵۱	۳۹
۲۱	San Fernando	LA H ollywood Stor Lot	۱۹۷۱	۶/۶	۰/۲۱	۱۹
۲۲	Friuli, Italy	Tolmezzo	۱۹۷۶	۶/۵	۰/۳۵	۳۱

نمونه‌ها و شتاب‌نگاشت‌ها، جهت بهینه‌سازی زمان تحلیل‌ها و افزایش دقت از روش هانت -فیل استفاده شده است. جهت ارزیابی لرزه‌یی، ۲۲ شتاب‌نگاشت دور گسل پیشنهادی توسط دستورالعمل FEMA P۶۹۵^[۴۴] به‌کار برده شده است، که در جدول ۲ مشخصات آنها ارائه شده است. شتاب‌نگاشت‌های ذکر شده از لحاظ محتوای بسامدی، نوع مناسبی دارند. کمینه، بیشینه و میانگین فاصله‌ی کانونی سایت تا منبع برای آن‌ها به ترتیب برابر ۱۱/۱، ۲۶/۴ و ۱۶/۴ بوده است.^[۴۵] همچنین برای مقیاس‌سازی آن‌ها از روش پیشنهادی در دستورالعمل FEMA P۶۹۵ استفاده شده است. طبق توصیه‌ی FEMA P۶۹۵، مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها در ۲ مرحله صورت می‌گیرد: در مرحله‌ی اول، هر رکورد به بیشینه‌ی سرعت (PGV) خودش نرمالایز می‌شود؛ که این مرحله به دلیل حذف تغییرپذیری غیرقابل توجیه رکوردها، بدون از بین بردن تنوع کلی انجام می‌شود. در مرحله‌ی دوم، طیف میانگین حاصل از رکوردهای نرمالایز شده در مرحله‌ی

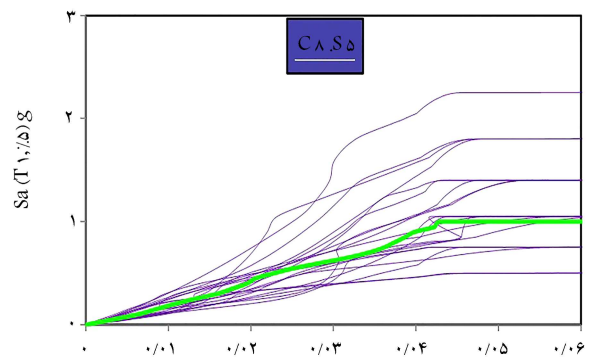
طیفی با میرایی ۵٪ در دوره‌ی تناوب متناظر با مود اول سازه ($Sa(T_1, 5\%)$) به ترتیب به‌عنوان EDP و IM استفاده شده است. تحلیل IDA، مجموعه‌یی از چند تحلیل تاریخی‌ی زمانی غیرخطی متوالی است، که جهت پیاده‌سازی آن، روش‌های گوناگونی، مانند الگوریتم گام ثابت و هانت -فیل^{۲۴} وجود دارد. در روش گام ثابت، در هر مرحله برای انجام تحلیل تاریخی‌ی زمانی دینامیکی با گام ثابتی به‌صورت افزایشی، شتاب‌نگاشت موردنظر مقیاس می‌شود. در روش هانت -فیل، در ابتدا شتاب‌نگاشت موردنظر به‌صورت تصاعدی مقیاس می‌شود، تا با سرعت بیشتری به محدوده‌ی آسیب موردبررسی برسد. در ادامه، میزان مقیاس سطح شدت زلزله به‌گونه‌یی تنظیم می‌شود تا با دقت بیشتری پارامتر تقاضای مهندسی تخمین زده شود. واضح است که روش هانت -فیل نیاز به کدنویسی به‌مراتب پیچیده‌تری نسبت به روش گام ثابت دارد، اما سرعت بیشتر و دقت مناسب‌تری در تخمین نتایج دارد. لذا در پژوهش حاضر با توجه به تعداد



بیشینه دررفت بین طبقه ای

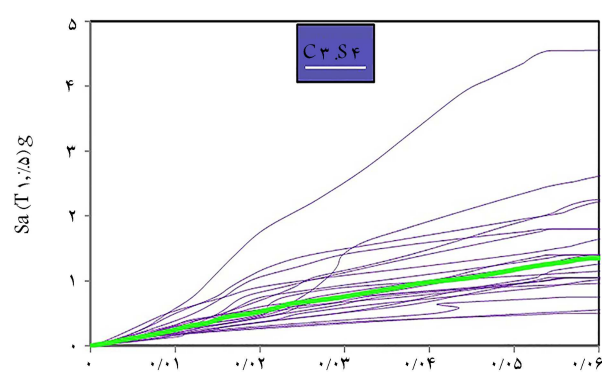


بیشینه دررفت بین طبقه ای

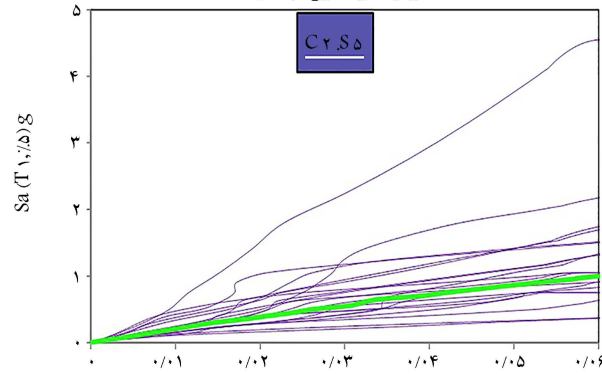


بیشینه دررفت بین طبقه ای

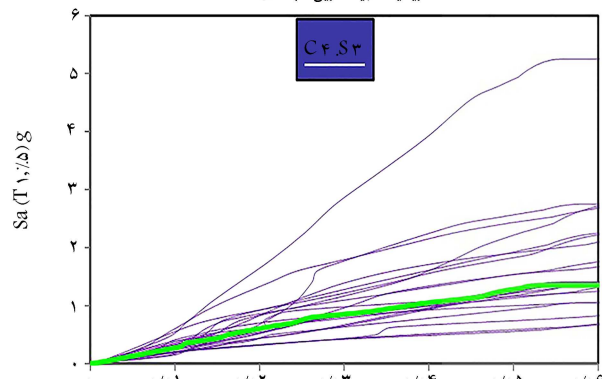
شکل ۱۱. نمودارهای دینامیکی افزایشدهی گروه ۱۳ طبقه.



بیشینه دررفت بین طبقه ای



بیشینه دررفت بین طبقه ای



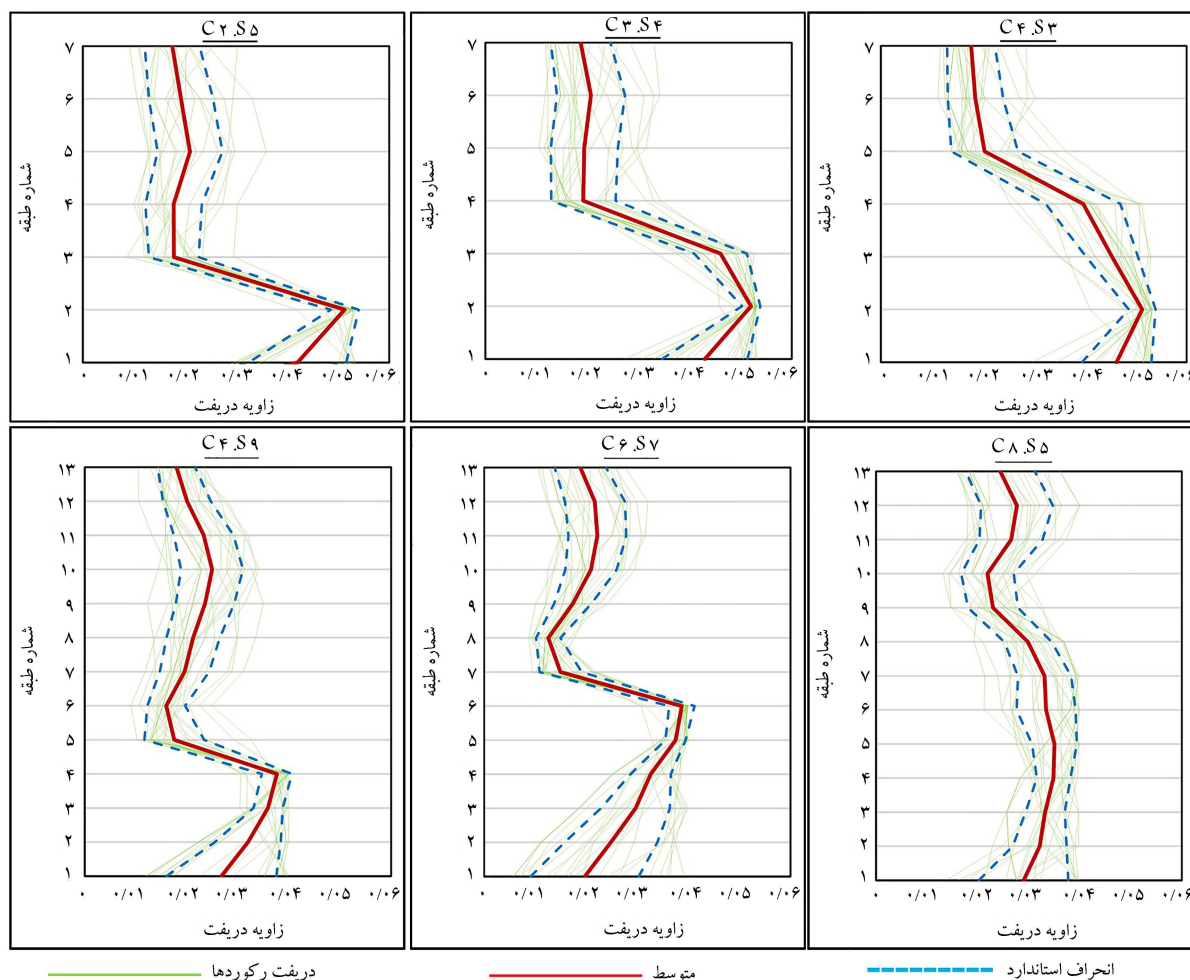
بیشینه دررفت بین طبقه ای

شکل ۱۰. نمودارهای دینامیکی افزایشدهی گروه ۷ طبقه.

در ارتفاع در نظر گرفته شده است. بر همین اساس برای ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع ۷ طبقه، مقادیر MISD در آستانه‌ی حالت‌های: آسیب کم، متوسط، گسترده و کامل به ترتیب برابر ۰/۰۰۰۳۳، ۰/۰۰۰۶۷، ۰/۰۰۲ و ۰/۰۰۰۵۳ لحاظ شده است، که متناظر این مقادیر برای ساختمان‌های ۱۳ طبقه برابر ۰/۰۰۰۲۵، ۰/۰۰۰۵، ۰/۰۱۵ و ۰/۰۴ بوده است. در شکل‌های ۱۰ و ۱۱، به ترتیب نمودارهای خروجی حاصل از تحلیل IDA برای ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع ۷ و ۱۳ طبقه به همراه میانه‌ی آنها مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن‌ها، تمامی تحلیل‌ها با استفاده از کد همگرایی ایجاد شده تا انتها برای تمامی شتاب‌نگاشت‌ها، به‌خوبی همگرا شده‌اند. شایان ذکر است بدون استفاده از کد همگرایی ایجاد شده، اغلب تحلیل‌ها در همان گام‌های اولیه دچار واگرایی می‌شدند. در هر دو گروه ۷ و ۱۳ طبقه، با افزایش تعداد طبقات بتنی، ساختمان ترکیبی در ارتفاع، عملکرد بهتری از خود نشان داده است. در ادامه، با استفاده از نتایج تحلیل IDA انجام شده برای تولید منحنی‌های شکنندگی در

قبل به سطح شدت بیشینه‌ی زلزله‌ی محتمل (MCE) ^{۲۵} مربوط به سطح لرزه‌خیزی (SDC)، $D_{max}^{۲۶}$ در دوره‌ی تناوب اساسی مدل‌های نمونه مقیاس می‌شود.

در گزارش فنی هزوس (۲۰۱۱)، [۴۷] چهار سطح: کم، متوسط، گسترده و کامل برای خرابی ساختمان در نظر گرفته شده است و در آن، مقادیر پاسخ سازه، که همان بیشینه‌ی دررفت میان طبقه‌ی است، در آستانه‌ی هر یک از حالت‌های آسیب ذکر شده برای سیستم‌های مختلف سازه‌ی ارائه شده است. متأسفانه به دلیل کمبود اطلاعات آزمایشگاهی و تجربی در مورد ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع، مقادیر آستانه‌ی برای این گونه از سازه‌ها در هیچ مرجعی ارائه نشده است. لذا، با توجه به اینکه سیستم مورد مطالعه در پژوهش حاضر ترکیبی از قاب خمشی بتنی و فولادی بوده است، که به صورت مجزا دارای مقادیر آستانه‌ی در نوشتار هزوس (۲۰۱۱)، [۴۷] هستند، در یک رویکرد محافظه‌کارانه، کمینه‌ی مقادیر آنها برای ساختمان‌های ترکیبی



شکل ۱۲. توزیع پیش‌بینی درift در آستانه‌ی حالت آسیب کامل به همراه مقدار میانگین (\pm انحراف استاندارد).

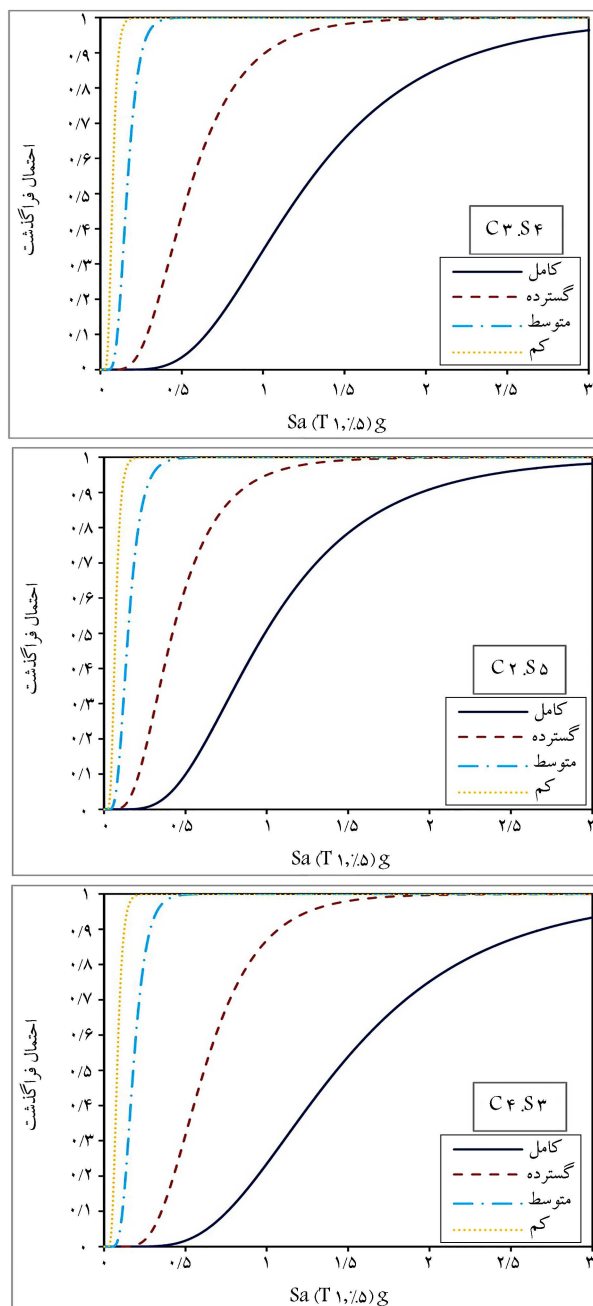
مطابق شکل‌های ۱۲ و ۱۳، در محل انتقال بخش بتنی به فولادی، یک پرش ناگهانی و اختلاف محسوس در نمودارهای درift مشاهده می‌شود، که این اختلاف در مدل‌های C۴.S۹ و C۲.S۵ نمایان‌تر است. بنابراین، محل تغییر بخش تحتانی به فوقانی در ساختمان‌های مذکور، مستعد آسیب بیشتری بوده و یک ناحیه‌ی بحرانی به‌علت وجود نامنظمی در پاسخ سازه در آنجا تشکیل شده است. در گروه ساختمانی ۷ طبقه، این تغییر محسوس در مدل‌های C۲.S۵، C۳.S۴ و C۴.S۳ به ترتیب در طبقه‌های سوم، چهارم و پنجم ایجاد شده است. همچنین در گروه ساختمانی ۱۳ طبقه در مدل‌های C۲.S۵ و C۳.S۴، این تغییر به ترتیب در طبقه‌های پنجم، هفتم، و نهم رخ داده است. این اختلاف محسوس به دلیل تغییر ناگهانی سیستم باربر جانبی در راستای ارتفاع ساختمان ترکیبی رخ داده است. در واقع، با انتقال از بخش بتنی به بخش فولادی، سختی، میرایی، جرم و درکل رفتار لرزه‌ی سازه به‌طور ناگهانی تغییر می‌کند. شایان ذکر است یکی از مهم‌ترین چالش‌ها در مورد رفتار لرزه‌ی ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع، در همین ناحیه‌ی انتقال از بخش بتنی به بخش فولادی است. در ساختمان‌های بلند، صفحه‌ستون واقع در ناحیه‌ی بحرانی اخیر، توانایی تحمل نیروهای ایجاد شده در ناحیه‌ی انتقال از بخش بتنی به بخش فولادی را ندارد و باید از طبقه یا طبقات انتقالی استفاده کرد. طبقه‌ی انتقالی، طبقه‌ی مرکب از بتن و فولاد است و در آن ستون فولادی داخل ستون بتنی مدفون می‌شود. همچنین اگر سیستم باربر در بخش‌های بتنی و فولادی به ترتیب دارای دیوار برشی

سطوح آسیب مختلف و توزیع پاسخ در ارتفاع سازه، نتایج به‌دست آمده بررسی شده‌اند.

۴. بررسی توزیع پاسخ در ارتفاع سازه

در این مرحله به‌وسیله خروجی‌های به‌دست آمده از تحلیل IDA، برای ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع، نمودار میانگین پیش‌بینی درift بین طبقه‌ی در طول مدت زمان اعمال هر شتاب‌نگاشت در آستانه‌ی حالت آسیب کامل در طول ارتفاع ساختمان به‌دست آمده است.

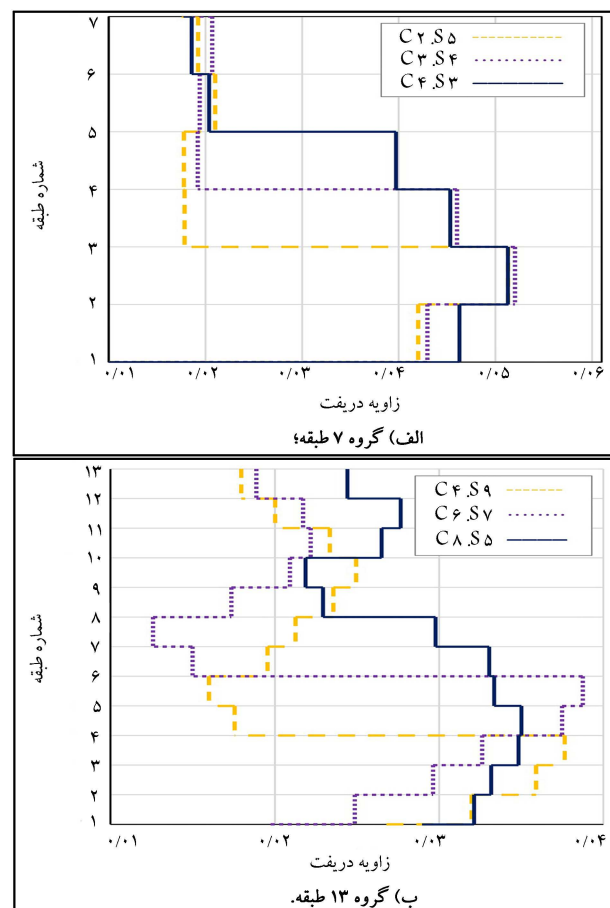
برای این منظور کدی در نرم‌افزار این‌سیس تهیه شده است، که توسط آن، در سطح شدتی که باعث رسیدن پاسخ سازه به مقدار متناظر آن در آستانه‌ی حالت حدی آسیب کامل (سطح شدت فروریزش) می‌شود، پیش‌بینی درift بین طبقه‌ی در طول مدت زمان اعمال زلزله محاسبه می‌شود و در نهایت، مقدار میانگین آن تحت اعمال همه‌ی شتاب‌نگاشت‌ها به‌دست می‌آید. در شکل ۱۲، نمودارهای پیش‌بینی درift بین طبقه‌ی به همراه میانگین آنها در سطح شدت متناظر با آسیب کامل برای ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع مورد مطالعه مشاهده می‌شود. همچنین برای مقایسه‌ی بهتر توزیع ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع در دو گروه ۷ و ۱۳ طبقه، در شکل ۱۳، نمودار میانگین پیش‌بینی درift به‌صورت پلکانی ارائه شده است.



شکل ۱۴. منحنی های شکنندگی در ۴ سطح آسیب در گروه ۷ طبقه.

که در آن، P احتمال فراگذشت سازه از سطح آسیب موردنظر (C) تحت رخداد زلزله‌یی با سطح شدت (IM) برابر x است. همچنین X تابع توزیع تجمعی لوگ نرمال؛ انحراف استاندارد $\ln(IM)$ و θ نیز مقدار میانه‌ی تابع شکنندگی را نشان می‌دهند. در شکل‌های ۱۴ و ۱۵، منحنی‌های شکنندگی برای ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع‌های ۷ و ۱۳ طبقه در ۴ سطح آسیب مبتنی بر گزارش هزوس مشاهده می‌شوند.

که مطابق آنها، با افزایش سطح آسیب در هر مدل، منحنی شکنندگی حالت خمیده‌تری پیدا کرده و تفاوت در رفتار لرزه‌یی مدل‌های مختلف، بهتر قابل مقایسه بوده است. در هر دو گروه ۷ و ۱۳ طبقه، نمودارهای شکنندگی در سطوح آسیب کم و متوسط تقریباً به هم نزدیک بوده و تفاوت چشم‌گیری در رفتار سازه مشهود نبوده



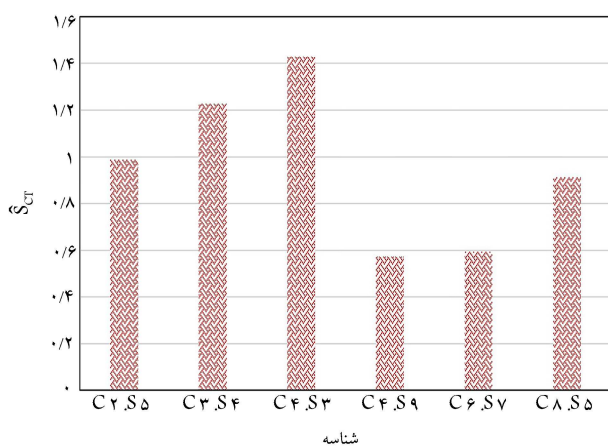
شکل ۱۳. نمودار پلکانی میانگین بیشینه‌ی دررفت.

و مهاربند باشد، مهاربند داخل دیوار برشی قرار می‌گیرد. کاربرد طبقه‌ی انتقالی در ناحیه‌ی بحرانی (محل انتقال از بخش بتنی به بخش فولادی) باعث می‌شود که تغییر سیستم باربر جانبی به‌صورت ناگهانی نباشد و رفتار لرزه‌یی بهبود یابد. البته نیاز است در مطالعات دیگری به بررسی دقیق این امر و روش‌های مقاوم‌سازی ناحیه‌ی بحرانی پرداخته شود. در مدل‌های بررسی شده، هر چقدر محل انتقال از بخش بتنی به بخش فولادی در ارتفاع بالاتری بوده است، یعنی تعداد طبقات فولادی کمتر بوده است، به‌خصوص در مدل‌های C4.S3 و C8.S5 سازه رفتار منظم‌تری داشته و بر همین اساس توانسته است عملکرد لرزه‌یی مناسب‌تری نشان دهد.

۵. تحلیل شکنندگی

در بخش حاضر، منحنی‌های شکنندگی جهت ارزیابی احتمالاتی آسیب ساختمان، در سطوح مختلف شدت لرزه‌یی در ۴ سطح آسیب: کم، متوسط، گسترده و کامل استخراج شده است. در واقع، منحنی شکنندگی، یک ابزار آماری است که به‌واسطه‌ی آن، احتمال فراگذشت سازه از حالت آسیب یا عملکرد معین به‌عنوان تابعی از پارامتر تقاضای مهندسی نشان داده می‌شود.^[۴۸] تابع شکنندگی P مطابق رابطه‌ی ۱ تعریف می‌شود:

$$P[C|IM=x] = \Phi\left[\frac{\ln(x/\theta)}{\beta}\right] \quad (۱)$$



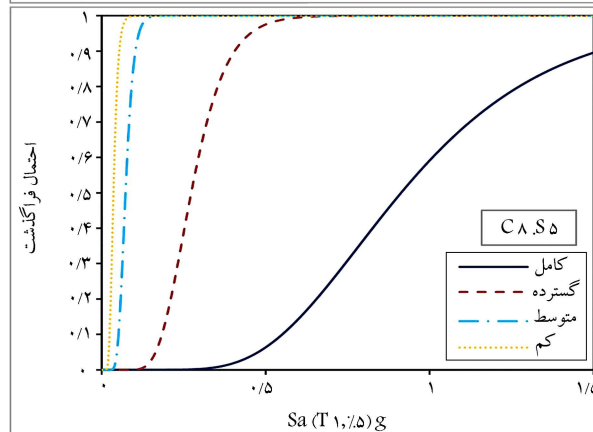
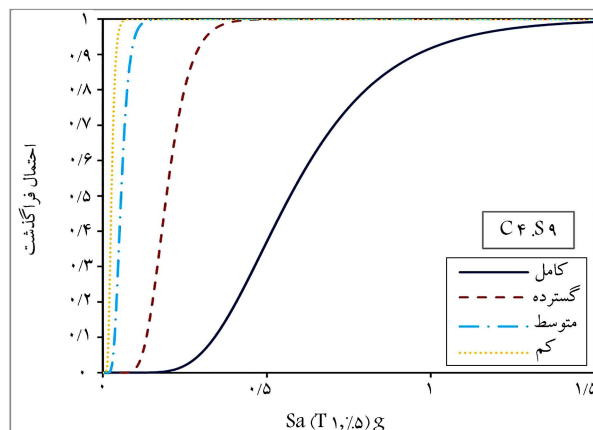
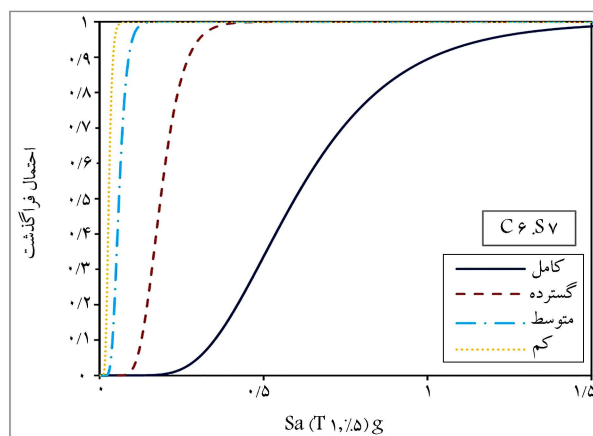
شکل ۱۶. مقایسه‌ی میانه‌ی ظرفیت فروریزش در مدل‌های مختلف.

می‌روند، که منجر به تغییر شکل جانبی قابل توجهی و ایجاد ترک‌های خمشی بزرگ و کمانش آرماتوره‌های اصلی می‌شود. سطح آسیب کامل را می‌توان متناظر با لحظه‌ی فروریزش سازه در نظر گرفت. در این حالت، بخش قابل توجهی از عناصر سازه از ظرفیت خود فراتر می‌روند، قاب پایداری خود را از دست می‌دهد و در معرض فروپاشی قرار می‌گیرد. در سطح آسیب کامل، بارهای ثقیلی وارد بر سازه همراه با تغییر مکان جانبی رخ داده باعث ایجاد گشتاور به عنوان آثار مرتبه‌ی دوم می‌شود، که در نهایت منجر به فروپاشی سازه می‌شود.

از طرفی، جهت مقایسه‌ی بهتر رفتار لرزه‌ی ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع از منحنی‌های شکنندگی به دست آمده در سطح آسیب کامل پارامتر SCT استخراج شده است. پارامتر SCT، نشان‌دهنده‌ی سطح شدتی از زلزله است، که در آن نیمی از شتاب‌نگاشت‌های اعمال شده منجر به رسیدن پاسخ سازه به سطح آسیب مورد نظر می‌شوند. [۴۹] در شکل ۱۶، مقدار پارامتر SCT در ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع مختلف مشاهده می‌شود؛ که مطابق آن، مقاومت ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع مختلف با یکدیگر مقایسه و تأثیر نسبت تعداد طبقات بتنی به فولادی بررسی شده است. پارامتر SCT بیانگر سطح شدتی از زلزله است، که در آن نیمی از شتاب‌نگاشت‌های اعمال شده به سازه باعث فروریزش آن شوند. در واقع، پارامتر SCT، نشان‌دهنده‌ی سطح شدت متناظر با احتمال فروریزش ۵۰٪ است.

در پژوهش حاضر، منحنی‌های دریافت و پارامتر SCT در آستانه‌ی حالت آسیب کامل بررسی شده‌اند، تا مدل‌های مورد مطالعه بیشتر وارد ناحیه‌ی غیرخطی شوند و رفتار غیرخطی سازه مشهودتر شود؛ در نتیجه، مقایسه‌ی بهتری برای بررسی رفتار غیرخطی در برابر زلزله صورت پذیرفته است.

مطابق شکل ۱۶، با افزایش ارتفاع در ساختمان‌های ترکیبی متناظر از نظر نسبت تعداد طبقات بتنی به فولادی از مقدار SCT کاسته شده است. همچنین در هر دو گروه ۷ و ۱۳ طبقه، ارتفاع بخش فولادی نسبت عکس با مقدار SCT داشته و با کاهش ارتفاع بخش فولادی، عملکرد ساختمان مطلوب‌تر شده است. می‌توان در محدوده‌ی مدل‌های بررسی شده در پژوهش حاضر، مناسب‌ترین نسبت تعداد طبقات بتنی به کل طبقات را تقریباً مقدار ۰/۶ در نظر گرفت؛ زیرا در این حالت ساختمان ترکیبی در ارتفاع دارای میانه‌ی ظرفیت فروریزش بیشتری است و در نتیجه، عملکرد لرزه‌ی بهتری را بروز خواهد داد. به طور کلی، با افزایش تعداد طبقات بتنی، ساختمان‌های ترکیبی مورد بررسی مقاومت بیشتری داشته و نیاز به سطح شدت بیشتری از زلزله برای فروریزش آنها بوده است.



شکل ۱۵. منحنی‌های شکنندگی در ۴ سطح آسیب در گروه ۱۳ طبقه.

است. اما در سطوح آسیب گسترده و کامل، فاصله‌ی بین منحنی شکنندگی با سایر سطوح آسیب کاملاً مشهود است. در تمامی سطوح آسیب، مدل‌های C4.S3 و C8.S5 به ترتیب در گروه‌های ۷ و ۱۳ طبقه، عملکرد بهتری را از خود نشان داده و در سطح شدت متناظر، احتمال فروریزش کمتری نسبت به مدل‌های دیگر داشته‌اند. با توجه به دستورالعمل هزوس، در سطح آسیب کم، تغییر شکل جزئی در اتصالات فولادی رخ می‌دهد. همچنین ترک‌های مویی در برخی از تیرها و ستون‌های بتنی نزدیک اتصالات یا داخل اتصالات ایجاد می‌شود. در سطح آسیب متوسط، برخی از اعضاء فولادی تسلیم می‌شوند و چرخش‌های دائمی قابل مشاهده‌ی را در اتصال نشان می‌دهند. از طرفی، در سطح آسیب متوسط، بیشتر تیر و ستون‌های بتنی، ترک مویی دارند. در سطح آسیب گسترده، بیشتر اعضاء سازه‌ی از ظرفیت خود فراتر

۶. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، از طریق مدل‌سازی غیرخطی و تحلیل دینامیکی غیرخطی، تأثیر حرکات دور از گسل در پاسخ لرزه‌ی ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع میان مرتبه، که دارای اتصال مستقیم بخش فولادی به بتنی بودند، در مدل‌های مختلف ۷ و ۱۳ طبقه بررسی شده است.

در ابتدا با توجه به نسبت‌های متفاوت تعداد طبقات بتنی به فولادی، ساختمان‌های مختلفی طراحی شده‌اند. پس از مدل‌سازی غیرخطی مبتنی بر روش حالت خمیری گسترده، تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) بر روی تمامی مدل‌ها صورت پذیرفته است. در ادامه، از طریق کد نوشته شده در آستانه‌ی حالت آسیب کامل، مقادیر پیشینه‌ی دررفت بین طبقه‌ی برای هر طبقه در تمامی شتاب‌نگاشت‌های اعمالی استخراج و نمودار میانگین آن رسم شده است. همچنین منحنی‌های شکنندگی براساس چهار سطح آسیب: کم، متوسط، گسترده، و کامل ارائه شده در گزارش فنی هزوس برای ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع مختلف به دست آمده و پارامتر \hat{S}_{CT} آنها در سطح آسیب کامل مقایسه شده است.

• نتایج مربوط به توزیع پیشینه‌ی دررفت در آستانه‌ی حالت آسیب کامل نشان داد که در محل اتصال بخش فولادی به بخش بتنی، یک تغییر ناگهانی و محسوس در مقدار دررفت بین طبقه‌ی رخ داده است. در ساختمان‌های ۷ طبقه‌ی C_۲.S_۵، C_۲.S_۴ و C_۲.S_۳ مقدار تغییر دررفت در اولین طبقه‌ی فولادی نسبت به آخرین طبقه‌ی بتنی برابر با ۵۸٫۳، ۶۵٫۲ و ۴۸٫۶ درصد بوده است. همچنین در ساختمان‌های ۱۳ طبقه‌ی C_۲.S_۹، C_۶.S_۷ و C_۸.S_۵ مقادیر این تغییر به ترتیب

برابر ۹۸، ۶۱ و ۲۳ درصد شده است. بنابراین در ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع، محل اتصال بخش فولادی به بخش بتنی، مستعد شکست و آسیب بیشتری است و یک ناحیه‌ی بحرانی وجود دارد که نیازمند تمهیدات ویژه‌ی است؛

• براساس مقایسه‌ی منحنی‌های شکنندگی در ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع متناظر از لحاظ نسبت تعداد طبقه‌ی بتنی به فولادی با افزایش ارتفاع، مقدار پارامتر میانه‌ی ظرفیت فروریزش (SCT) کاهش پیدا کرده است. همچنین در ساختمان‌های ۷ و ۱۳ طبقه، ارتفاع بخش فولادی نسبت عکس با میزان مطلوبیت عملکرد سازه در برابر زلزله داشته است؛

• با توجه به ساختمان‌های بررسی شده، در صورتی که نسبت تعداد طبقات بتنی به تعداد طبقات کل مدل تقریباً برابر با مقدار ۰٫۶ باشد، آن مدل نسبت به مدل‌های دیگر در سطح شدت بیشتری دچار فروریزش می‌شود و عملکرد لرزه‌ی مطلوب‌تری خواهد داشت و به‌طورکلی با افزایش تعداد طبقات بتنی در ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع، عملکرد لرزه‌ی بهبود خواهد یافت.

شایان ذکر است نتایج حاصل از پژوهش حاضر فقط در محدوده‌ی مدل‌های بررسی شده در آن معتبر است و برای تعمیم نتایج به تمامی ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع، نیاز به مطالعات بسیار بیشتری در مورد سازه‌های مذکور خصوص مطالعات آزمایشگاهی است. بررسی تأثیر تعداد طبقه‌ی انتقالی در محل بحرانی انتقال بخش بتنی به فولادی در ساختمان‌های بلندمرتبه، در نظر گرفتن سیستم‌های باربر جانبی متفاوت در بخش‌های بتنی و فولادی، و نیز تغییر پلان در دو بخش بتنی و فولادی از مواردی هستند که باید در مطالعات آتی در مورد ساختمان‌های ترکیبی در ارتفاع به‌صورت جامع بررسی شوند.

پانویس‌ها

1. Shanghai World Financial Center
2. Wuhan International Securities Building
3. Yokohama Landmark Tower
4. Papageorgiou & Gantes
5. Uang
6. HAZUS
7. OpenSees
8. ACI318M-19
9. AISC360-16
10. ASCE7-16
11. $P - \Delta$
12. Leaning Column
13. Zero Length Element
14. Fiber
15. Mander
16. Etabs
17. Engineering Demand Parameter
18. Maximum Inter-Story Drift Ratio
19. Maximum Acceleration Of Stories
20. Seismic Intensity Measure
21. Peak Ground Acceleration
22. Peak Ground Velocity
23. Spectral Acceleration
24. Hunt-Fill

25. Maximum Eonsidered Earthquake
26. Seismic Design Category

منابع (References)

1. Lu, Z., Li, J. and Zhou, Y., 2018. Shaking table test and numerical simulation on a vertical hybrid structure under seismic excitation. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 27, e1497. <https://doi.org/10.1002/tal.1497>.
2. Papageorgiou, A. and Gantes, C., 2010. Equivalent modal damping ratios for concrete/steel mixed structures. *Computers & structures*, 88, pp.1124-1136. <https://doi.org/10.1016/j.compstruc.2010.06.014>.
3. Papageorgiou, A. and Gantes, C., 2011. Equivalent uniform damping ratios for linear irregularly damped concrete/steel mixed structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31, pp.418-430. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2010.09.010>.
4. Huang, W., Qian, J., Zhou, Z. and Fu, Q. 2015. An approach to equivalent damping ratio of vertically mixed structures based on response error minimization. *Soil*

- Dynamics and Earthquake Engineering*, 72, pp.119-128. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2015.02.008>.
5. Jiang, Q., Zhou, Z. and Huang, W., 2015. Investigation on the modal strain energy for dynamic analysis of steel-concrete vertically mixed structures. *Journal of Asian Architecture and Building Engineering*, 14, pp.671-678. <https://doi.org/10.3130/jaabe.14.671>.
6. Hemmati, A. and Kheyroddin., 2011. Investigation of transition story effect on behavior of vertically habrid buildings. *Journal of Modeling in Engineering*, 9, pp.57-65. [In Persian]. <https://doi.org/10.22075/jme.2017.1596>.
7. Sivandi-Pour, A., Gerami, M. and Khodayarnezhad, D., 2014. Equivalent modal damping ratios for non-classically damped hybrid steel concrete buildings with transitional storey. *Structural Engineering and Mechanics*, 50, pp.383-401. <https://doi.org/10.12989/sem.2014.50.3.383>.
8. Sivandi-Pour, A., Gerami, M. and Kheyroddin, A., 2016. Uniform damping ratio for non-classically damped hybrid steel concrete structures. *International Journal of Civil Engineering*, 14, pp.1-11. <https://doi.org/10.1007/s40999-016-0003-8>.
9. Fanaie, N. and Shamloo, S., 2012. Studying seismic behavior of mixed structures in height, in: Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, September.
10. Fanaie, N. and Shamlou, S.O., 2015. Response modification factor of mixed structures. *Steel and Composite Structures*, 19, pp.1449-1466. <http://dx.doi.org/10.12989/scs.2015.19.6.1449>.
11. Uang, C.M., 1991. Establishing R (or R w) and C d factors for building seismic provisions. *Journal of structural Engineering*, 117, pp.19-28. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1991\)117:1\(19\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1991)117:1(19)).
12. Lu, Z., He, X. and Zhou, Y., 2017. Studies on damping behavior of vertically mixed structures with upper steel and lower concrete substructures. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 26, e1392. <https://doi.org/10.1002/tal.1392>.
13. Pnevmatikos, N.G., Papagiannopoulos, G.A. and Papavasileiou, G.S., 2019. Fragility curves for mixed concrete/steel frames subjected to seismic excitation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 116, pp.709-713. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.09.037>.
14. Bahri, F., Kafi, M.A. and Kheyroddin, A., 2019. Full-scale experimental assessment of new connection for columns in vertically mixed structures. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 28, e1629. <https://doi.org/10.1002/tal.1629>.
15. Moradi, E., Naderpour, H. and Kheyroddin, A. 2020. An experimental approach for shear strengthening of RC beams using a proposed technique by embedded through-section FRP sheets. *Composite Structures*, 238, 111988. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2020.111988>.
16. Ahmadi, M., Naderpour, H. and Kheyroddin, A., 2014. Utilization of artificial neural networks to prediction of the capacity of CCFT short columns subject to short term axial load. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 14, pp.510-517. <https://doi.org/10.1016/j.acme.2014.01.006>.
17. Naderpour, H., Poursaeidi, O. and Ahmadi, M., 2018. Shear resistance prediction of concrete beams reinforced by FRP bars using artificial neural networks. *Measurement*, 126, pp.299-308. <https://doi.org/10.1016/j.measurement.2018.05.051>.
18. Ahmadi, M., Naderpour, H., Kheyroddin, A. 2017. ANN model for predicting the compressive strength of circular steel-confined concrete. *International Journal of Civil Engineering*, 15, pp.213-221. <https://doi.org/10.1007/s40999-016-0096-0>.
19. Pachideh, G. and Ketabdari, H., 2023. Investigation of the mechanical properties of self-compacting concrete containing recycled steel springs; experimental and numerical investigation. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, pp.1-20. <https://doi.org/10.1080/19648189.2023.2169355>.
20. Bagheri, S. and Tayyari, F., Evaluation of response modification factor and deflection amplification factor of steel intermediate moment-resisting frames. *Sharif Journal of Civil Engineering*, 33.2, pp.119-128. [In Persian]. <https://doi.org/10.24200/j30.2017.4561>.
21. Fadaei, E., Shakib, H. and Azarbakht, A.R., 2019. Seismic performance of dual steel structures consisting of non-geometrical irregularity along the height. *Sharif Journal of Civil Engineering*, 35.2, pp.107-120. [In Persian]. <https://doi.org/10.24200/j30.2018.5396.2238>.
22. SeyyedKazemi, A. and Rahimzadeh Rofooei, F., 2020. The effect of angle change of diagonal members on r-factor and collapse fragility curves of mid-rise steel diagrid structures. *Sharif Journal of Civil Engineering*, 35.2, pp.39-51. [In Persian]. <https://doi.org/10.24200/j30.2018.5434.2245>.
23. Naderpour, H. and Mirrashid, M., 2020. Moment capacity estimation of spirally reinforced concrete columns using ANFIS. *Complex & Intelligent Systems*, 6, pp.97-107. <https://doi.org/10.1007/s40747-019-00118-2>.
24. Hoseini Vaez, S.R. and Karimi, F., 2019. Optimum design of steel moment-resisting frames based on performance levels, using target roof displacement criterion. *Sharif Journal of Civil Engineering*, 35.2, pp.71-82. [In Persian]. <https://doi.org/10.24200/j30.2018.5196.2212>.
25. Fathali, M.A. and Vaez, S.R.H., 2020. Optimum performance-based design of eccentrically braced frames. *Engineering Structures*, 202, 109857. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109857>.
26. Moradiyan, M., Pachideh, G. and Moshtagh, A., 2022. Study of seismic behavior and development of fragility curves of divergent braced frames under successive earthquakes. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8, pp.156-175. [In Persian]. <https://doi.org/10.22065/jsce.2021.263292.2315>.
27. Tobber, L. and Yang, T., 2021. Seismic design and evaluation of controlled outriggered rocking wall (CORW) using equivalent energy design procedure (EEDP). *Engineering Structures*, 247, 113194. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113194>.

28. Yang, T., Qiao, T., Tobber, L. and Rodgers, G., 2022. Seismic performance of controlled outrigger rocking wall system with different energy dissipation devices. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 155, 107179. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107179>.
29. Kiani, A., Kheyroddin, A., Kafi, M.A. and Naderpour, H., 2022. Seismic fragility assessment for mixed concrete/steel buildings considering the appropriate position of the transition story. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 163, 107552. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107552>.
30. Kiani, A., Kheyroddin, A., Kafi, M.A. and Naderpour, H., 2023. Non-linear study of the method of transition in mixed concrete/steel structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 170, 107925. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2023.107925>.
31. Elkady, A. and Lignos, D.G., 2014. Modeling of the composite action in fully restrained beam-to-column connections: Implications in the seismic design and collapse capacity of steel special moment frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43, pp.1935-1954. <https://doi.org/10.1002/eqe.2430>.
32. Ghasemi, M., Fanaie, N. and Khorshidi, H., 2021. Seismic performance factors of a dual system with IMRF and cable-cylinder bracing. *Journal of Building Engineering*, 39, p.102309. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2021.102309>.
33. Ghasemi, M., Zhang, C., Khorshidi, H. and Sun, L., 2022. Seismic performance assessment of steel frames with slack cable bracing systems. *Engineering Structures*, 250, 113437. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113437>.
34. Committee, A., 2019. ACI 318-19: Building code requirements for structural concrete and commentary. American Concrete Institute: Farmington Hills, MI, USA.
35. A.A. 341-16., 2016. Seismic provisions for structural steel buildings. Chicago, Illinois, USA: American Institute of Steel Construction (AISC).
36. ASCE., 2006. Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures (ASCE/SEI 7-16), in, American Society of Civil Engineers.
37. Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M.H., Fenves, G.L., 2006. OpenSees command language manual. *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center*, 264, pp.137-158.
38. Kheyroddin, A. and Mashhadiali, N., 2018. Response modification factor of concentrically braced frames with hexagonal pattern of braces. *Journal of Constructional Steel Research*, 148, pp.658-668. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.06.024>.
39. Mashhadiali, N. and Kheyroddin, A., 2018. Seismic performance of concentrically braced frame with hexagonal pattern of braces to mitigate soft story behavior. *Engineering Structures*, 175, pp.27-40. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.08.036>.
40. Mashhadiali, N. and Kheyroddin, A., 2019. Quantification of the seismic performance factors of steel hexagrid structures. *Journal of Constructional Steel Research*, 157, pp.82-92. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.02.013>.
41. Mander, J.B., Priestley, M.J. and Park, R., 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114, pp.1804-1826. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804)).
42. Askouni, P.K. and Papagiannopoulos, G.A., 2021. Seismic Behavior of a Class of Mixed Reinforced Concrete-Steel Buildings Subjected to Near-Fault Motions. *Infrastructures*, 6(12), p.172. <https://doi.org/10.3390/infrastructures6120172>.
43. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A., 2002. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & structural Dynamics*, 31, pp.491-514. <https://doi.org/10.1002/eqe.141>.
44. FEMA, P, 695, 2009. Quantification of seismic performance factors, FEMA P-695 report. the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
45. Jalali, S., Banazadeh, M., Abolmaali, A. and Tafakori, E., 2012. Probabilistic seismic demand assessment of steel moment frames with side-plate connections. *Scientia Iranica*, 19, pp.27-40. <https://doi.org/10.1016/j.scient.2011.11.036>.
46. Naderpour, H., Kiani, A. and Kheyroddin, A., 2020. Structural control of RC buildings subjected to near-fault ground motions in terms of tuned mass dampers. *Scientia Iranica*, 27, pp.122-133. <https://doi.org/10.24200/sci.2018.5600.1365>.
47. Hazus, M., 2011. Multi-hazard loss estimation methodology: Earthquake model hazus-MH MR5 technical manual. Federal Emergency Management Agency: Washington, DC, USA.
48. Baker, J.W., 2015. Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*, 31, pp.579-599. <https://doi.org/10.1193/021113EQS025M>.
49. Kizilarlan, E., Broberg, M., Shafaei, S., Varma, A.H. and Bruneau, M., 2021. Seismic design coefficients and factors for coupled composite plate shear walls/concrete filled (CC-PSW/CF). *Engineering Structures*, 244, 112766. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112766>.