



Journal of Structural and Construction Engineering

www.jsce.ir



Seismic Performance of Reinforced Concrete Frames with Different Allowable Story Drift Limits and the Application of FRP for Drift Reduction

Alireza Bagher Shemirani^{1*}, Hossein Lotfi², Ramin Rezaei²,

1- Assistant Professor, Faculty of Civil, Water and Environmental Engineering, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran

2- MSc Graduated in Civil-Earthquake Engineering, Faculty of Civil, Water and Environmental Engineering, Shahid Beheshti University, Tehran, Iran

ABSTRACT

The seismic design of reinforced concrete (RC) frames against lateral loads is typically governed by three main factors: structural ductility, strength capacity, and allowable story drift limits. In this study, the seismic performance of an 8-story RC frame designed according to the Iranian code was investigated considering three allowable story drift limits (0.5%, 0.75%, and 1.0%). The assessment was carried out using pushover analysis and nonlinear time-history analysis with 10 ground motion records at different PGA levels. The mean and one standard deviation of story drift ratios, along with the maximum story drift ratio, were used as performance indicators. Six different design cases were considered: three cases with constant column and beam dimensions but varying reinforcement ratios (e.g., D1 with 25 mm rebars and D2 with 20 mm rebars), and three cases with variable column and beam dimensions but constant reinforcement. Additionally, one design was retrofitted with FRP. The results indicated that keeping member dimensions constant while changing reinforcement significantly affects strength and story drift ratios. Notably, the maximum drift ratio in design D1 was about 33% higher than in D2.

ARTICLE INFO

Receive Date: 02 May 2025

Revise Date: 20 November 2025

Accept Date: 21 December 2025

Keywords:

Pushover analysis
Dynamic time-history analysis
PGA
FRP fibers
Drift

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2025.431406.3691>

*Corresponding author: Alireza Bagher Shemirani
Email address: a_bagherhemirani@sbu.ac.ir

عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتنی با محدودیت‌های مختلف جابه‌جایی نسبی هر طبقه و به‌کارگیری FRP برای کاهش جابه‌جایی نسبی زیاد

علیرضا باقرشمیرانی^{۱*}، حسین لطفی^۲، رامین رضایی^۲

۱- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

۲- کارشناس ارشد مهندسی عمران-زلزله، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

چکیده

طراحی قاب‌های بتنی در برابر بارهای جانبی معمولاً تحت کنترل سه عامل اصلی قرار دارد: میزان انعطاف‌پذیری سازه، ظرفیت مقاومت، و محدودیت جابه‌جایی نسبی طبقات. در این پژوهش، عملکرد لرزه‌ای یک قاب بتنی ۸ طبقه طراحی‌شده بر اساس آیین‌نامه ایران، با در نظر گرفتن سه حد مجاز جابه‌جایی نسبی طبقه (۰.۵٪، ۰.۷۵٪ و ۱.۰٪) مورد بررسی قرار گرفته است. ارزیابی لرزه‌ای به کمک تحلیل پوش‌آور و تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی با ۱۰ رکورد زلزله در سطوح مختلف PGA انجام شد. میانگین و یک انحراف معیار نسبت جابجایی نسبی طبقات و همچنین حداکثر نسبت جابجایی نسبی، به عنوان شاخص‌های عملکرد لرزه‌ای انتخاب شدند. در این مطالعه شش حالت طراحی مختلف در نظر گرفته شد: سه حالت با ابعاد ثابت ستون و تیر و میلگردهای متغیر (مانند D1 با میلگرد قطر ۲۵ میلی‌متر و D2 با میلگرد قطر ۲۰ میلی‌متر)، و سه حالت دیگر با ابعاد متغیر ستون و تیر و میلگردهای ثابت. سپس یکی از مدل‌ها با الیاف FRP تقویت گردید. نتایج نشان داد که ثابت نگه داشتن ابعاد و تغییر میلگردها، اثر قابل توجهی بر مقاومت و تغییر مکان نسبی طبقات دارد. به طور خاص، حداکثر جابجایی نسبی در طراحی D1 نسبت به D2 حدود ۳۳٪ افزایش یافته است.

کلمات کلیدی: تحلیل پوش‌آور، تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی، PGA، الیاف FRP، تغییر مکان نسبی

سابقه مقاله:		شناسه دیجیتال:			
دریافت	بازنگری	پذیرش	انتشار آنلاین	چاپ	doi:
۱۴۰۴/۰۲/۱۲	۱۴۰۴/۰۸/۲۹	۱۴۰۴/۰۹/۳۰	۱۴۰۴/۰۹/۳۰	۱۴۰۵/۰۲/۳۱	https://doi.org/10.22065/jsce.2025.431406.3691
نویسنده مسئول:		علیرضا باقرشمیرانی			
پست الکترونیکی:		a_baghershemirani@sbu.ac.ir			

۱- مقدمه

طراحی لرزه‌ای قاب‌های بتنی به دلیل محدودیت‌های انعطاف‌پذیری، مقاومت و جابه‌جایی نسبی طبقه‌ها اهمیت ویژه‌ای دارد [۱،۲]. با این حال، تحلیل‌های استاتیکی مرسوم نمی‌توانند رفتار غیرالاستیک واقعی سازه‌ها تحت زلزله‌های قوی را به‌طور دقیق پیش‌بینی کنند. بنابراین، ارزیابی عملکرد غیرخطی و دینامیکی سازه‌های طراحی شده با آیین‌نامه، اطلاعات مهمی درباره سطح حفاظت ارائه می‌دهد [۳،۴].

محدودیت‌های جابه‌جایی نسبی طبقه‌ها، شاخصی کلیدی برای کنترل آسیب اجزای غیرسازه‌ای در آیین‌نامه‌ها محسوب می‌شوند. آیین‌نامه‌های ایران (نشریه ۳۶۰) دو سطح حد مجاز برای اجزای صلب و نیمه‌صلب ارائه کرده‌اند [۵،۶]. آرماتورهای عرضی نقش مهمی در افزایش محصورشدگی بتن هسته و یکنواخت کردن توزیع تغییرمکان غیرکشسانی ایفا می‌کنند و به کنترل جابجایی نسبی کمک می‌کنند.

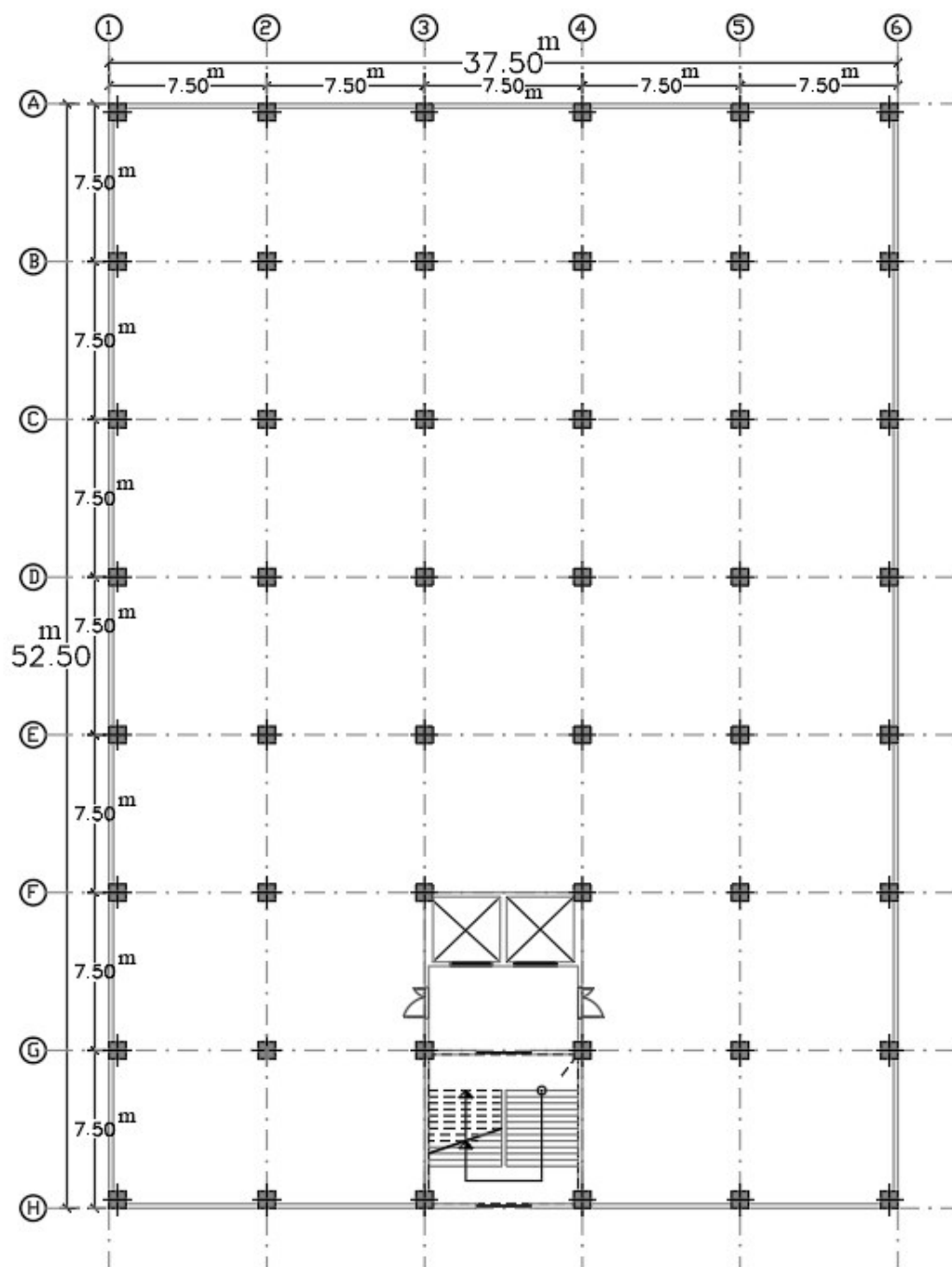
هدف این مطالعه، ارزیابی عملکرد لرزه‌ای یک قاب بتنی ۸ طبقه با سطوح مختلف محدودیت جابجایی نسبی طبقه‌ها و بررسی تأثیر تقویت با FRP است. شش مورد طراحی (D1) تا (D6) با محدودیت‌های ۰.۵٪، ۰.۷۵٪ و ۱٪ در نظر گرفته شدند. تحلیل‌های پوش‌آور و دینامیکی تاریخچه زمانی با استفاده از ۱۰ رکورد زلزله و برنامه SeismoStruct انجام شده است. نتایج ارائه شده، شامل میانگین و انحراف استاندارد جابجایی نسبی طبقه‌ها و اثرات تقویت با FRP، مبنایی برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ارائه می‌کنند [۷-۱۰].

۲- مدل سازی

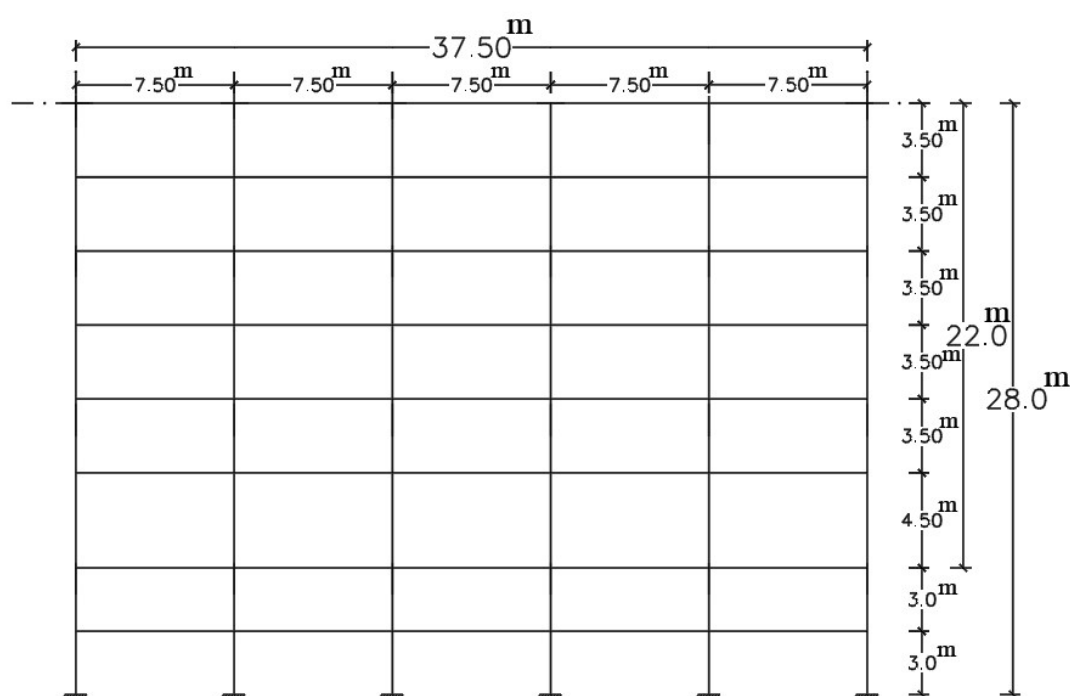
نمونه اولیه ساختمان بتنی در نظر گرفته شده در این مطالعه، یک ساختمان اداری ۸ طبقه واقع در تهران، ایران، با شتاب مبنای طرح 0.35g است. پلان ساختمان، که در شکل ۱ و نمای عرضی در شکل ۲ نشان داده شده است، دارای پیکربندی مستطیلی شکل با ۵ قاب در جهت عرضی و ۷ قاب در جهت طولی است. میزان عرض قاب در هر دو جهت ثابت و برابر با ۷/۵ متر است. ارتفاع طبقه برای طبقه همکف ۴/۵ متر، برای دو طبقه پارکینگ و انباری هر کدام ۳ متر و سایر طبقه‌ها ۳/۵ متر با ارتفاع کل سازه ۲۲/۰ متر از روی زمین و ۶ متر در زیر تراز زمین است. سقف طبقه‌ها از دال بتنی سبک ۱۰ سانتی‌متری بر روی تیرچه بلوک دبل تشکیل شده است. مشخصات بتن سازه‌ای معمول برای مقاطع استفاده شده است. مصالح مورد استفاده میلگردهای طولی از نوع S400 و میلگردهای عرضی از نوع S300 است، همچنین بتن با مقاومت مشخصه ۳۰ مگاپاسکال، مدول الاستیسیته ۲۹۴۴۰ مگاپاسکال، ضریب پواسون ۰/۲ و مدول برشی ۱۲۲۶۶/۷ مگاپاسکال می‌باشد که جزئیات آن در جدول ۱ دیده می‌شود.

ساختمان دارای قاب خمشی بتنی متوسط در هر دو جهت، جهت حمل بارهای لرزه‌ای است که نمایی از قاب در شکل ۲ نشان داده شده است. بار مرده وارد بر کف، برابر ۵ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شده است که شامل وزن‌های تیرها، ستون‌ها، سقف‌ها، پارتیشن‌ها و سیستم‌های مکانیکی و الکتریکی است. وزن سطح معادل دیوارهای خارجی برابر با ۱/۵ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شده است. بار زنده اعمال شده برای ساختمان‌های اداری ۲/۵ کیلونیوتن بر مترمربع است. طراحی قاب خمشی بتنی مطابق با آیین‌نامه‌های مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان [۱۲]، آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) و دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، نشریه شماره ۳۶۰، با برنامه Etabs^۱ انجام شده است [۱۳]. نیروهای داخلی طراحی با در نظر گرفتن ترکیب بحرانی نیروهای ثقلی و بارگذاری لرزه‌ای محاسبه شده است. الزامات آیین‌نامه برای جلوگیری از تسلیم ناحیه بحرانی و برای طراحی تیر ضعیف ستون قوی نیز اعمال شده است. بررسی‌های جابجایی نسبی طبقه‌ها بر اساس محدودیت آیین‌نامه انجام شده است. جابجایی نسبی محاسبه شده است، همچنین تقاضای جابجایی نسبی با کاهش جابجایی نسبی زلزله قوی برآورد می‌شود تا تفاوت دوره‌های بازگشت بین زلزله بهره‌برداری و شدید محاسبه شود [۱۴ و ۱۵]. تصویر پلان ساختمان اداری بتنی در برنامه Etabs در شکل شماره ۳ و نتایج تحلیل و طراحی ساختمان اداری بتنی در برنامه Etabs در شکل شماره ۴ نمایش داده شده است.

^۱ Etabs software



شکل ۱- نمای پلان ساختمان اداری بتنی



شکل ۲- نمای عرضی ساختمان اداری بتنی

جدول ۱: مشخصات بتن مورد استفاده در مدلسازی سازه

نوع مصالح	نسبت پواسون	مدول الاستیسیته (MPa)	مقاومت فشاری (MPa)	وزن واحد حجم (Kg/m ³)
بتن	۰/۲	$2/944 \times 10^4$	۳۰	۲۵۰۰

دستورالعمل بهسازی بسته به نوع عناصر غیرسازه‌ای و آرایش آنها در سازه، دو سطح از حد مجاز جابجایی نسبی طبقه‌ها را مشخص می‌کند. این آیین‌نامه ۰.۷۵ درصد نسبت جابجایی نسبی طبقه‌های مجاز را برای اجزای صلب و ۱ درصد برای اجزای نیمه صلب مشخص می‌کند. ۶ حالت طراحی سازه قاب خمشی بتنی ۸ طبقه، D1، D2، D3، D4، D5 و D6 در این مطالعه در نظر گرفته شده است. این موارد طراحی به ترتیب با محدودیت‌های جابجایی نسبی طبقه‌های مجاز ۰/۵، ۰/۷۵ و ۱ درصد مطابقت دارند. اندازه مقطع ستون‌ها و تیرها در جدول ۲ برای ۶ حالت طراحی خلاصه شده است. مدل‌ها با استفاده از برنامه کامپیوتری ^۱Seismostruct مدل‌سازی شدند، نمای سه بعدی ساختمان در برنامه Seismostruct در شکل شماره ۵ و مشخصات مصالح بتنی، آرماتور طولی، آرماتور عرضی و نحوه چیدمان آرماتور عرضی تعریف شده در برنامه Seismostruct به ترتیب در شکل‌های شماره ۶، ۷، ۸ و ۹ قابل مشاهده می‌باشند. تیرها و ستون‌ها با استفاده از عنصر تیر-ستون مبتنی بر نیرو مدل‌سازی می‌شوند که از رویکرد مدل‌سازی فایبر^۲ استفاده می‌کند تا گسترش غیرارتجاعی را بتوان بررسی کرد.

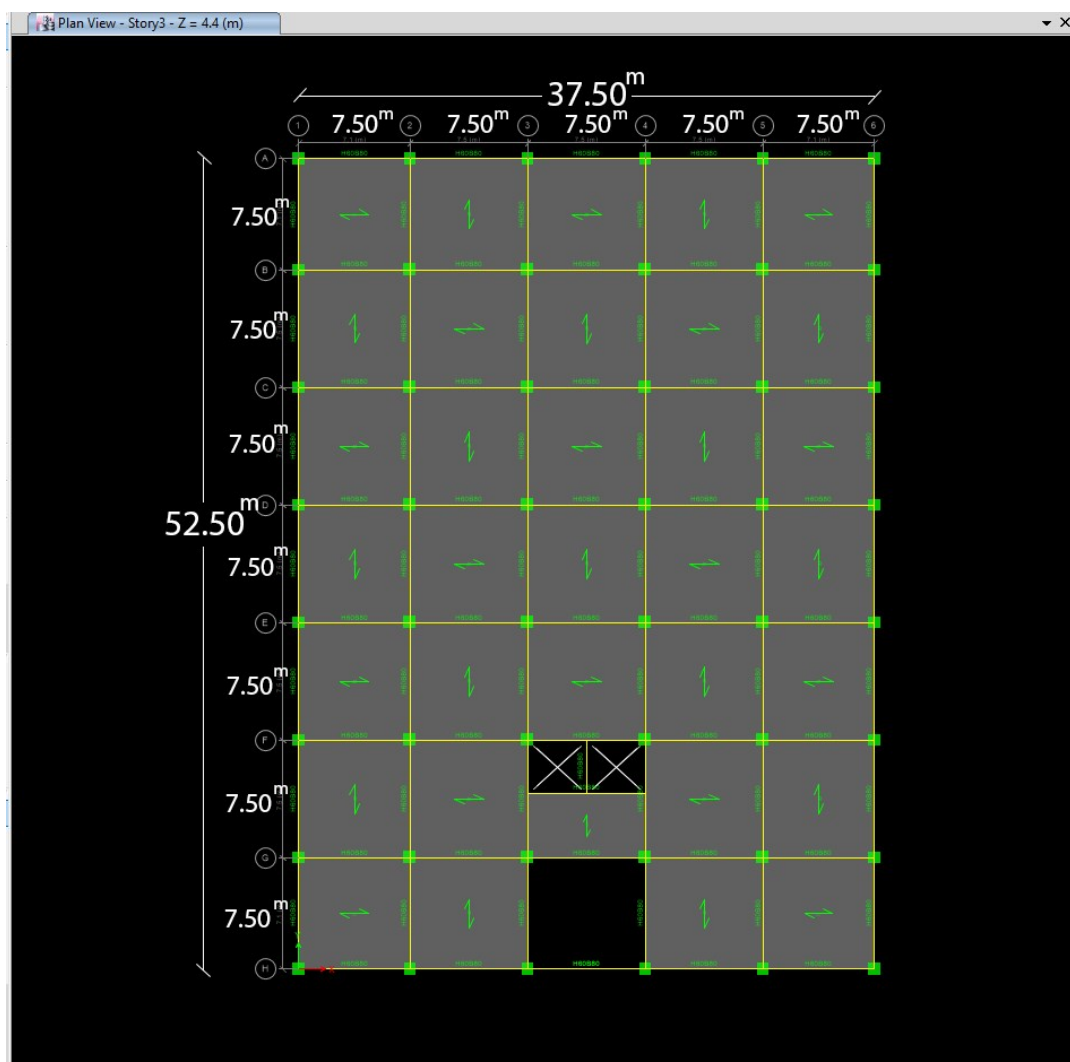
^۱ <https://seismosoft.com/product/seismostruct/>

^۲ Fiber

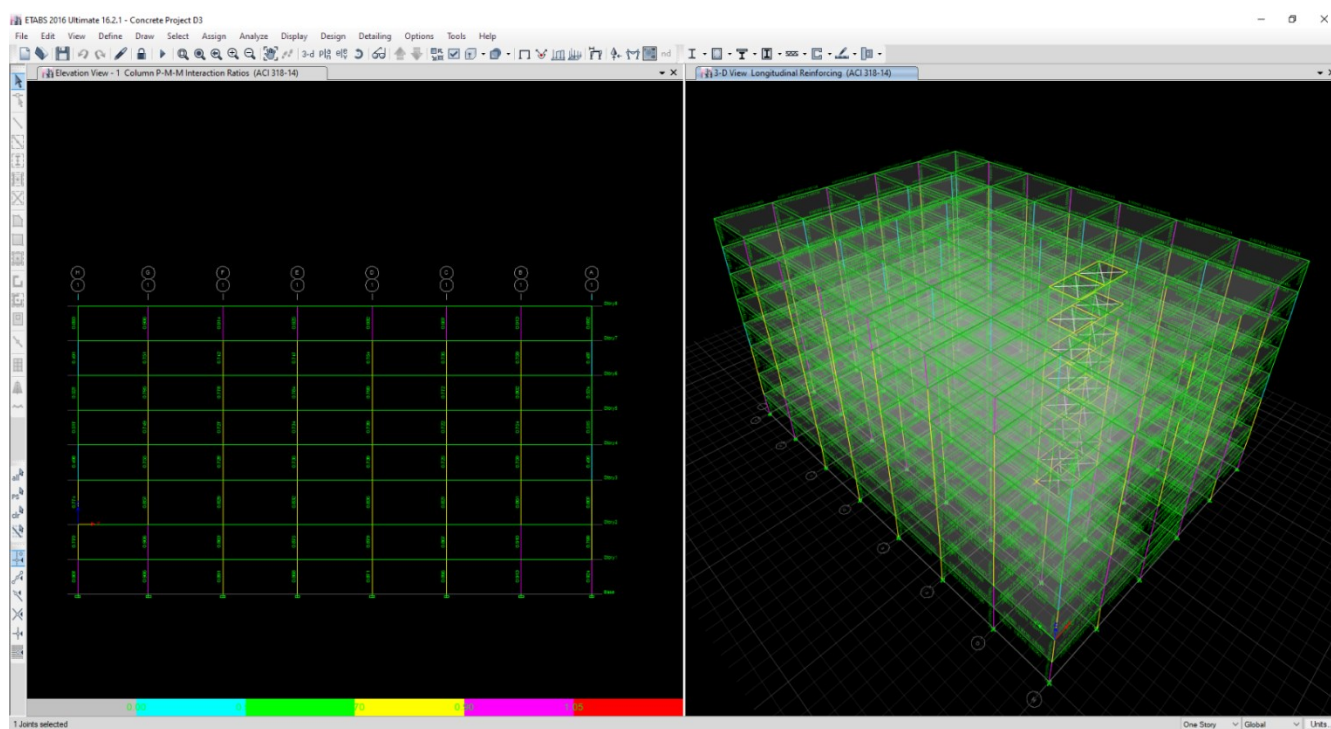
جدول ۲: مقاطع طراحی شده برای ساختمان اداری بتنی

Story	Beams	Exterior column	Interior column	ϕ	Story	Beams	Exterior column	Interior column	ϕ
Case D₁					Case D₄				
1	H650xB950	C750x750	C950x950	25	1	H750xB1000	C900x900	C1000x1000	20
2	H600xB850	C750x750	C850x850		2	H700xB950	C800x800	C950x950	
3	H600xB800	C750x750	C800x800		3	H650xB900	C750x750	C900x900	
4	H600xB750	C700x700	C750x750		4	H600xB850	C700x700	C850x850	
5	H600xB700	C650x650	C700x700		5	H600xB800	C700x700	C800x800	
6	H550xB650	C600x600	C650x650		6	H550xB750	C650x650	C750x750	
7	H500xB600	C550x550	C600x600		7	H550xB700	C650x650	C700x700	
8	H450xB550	C450x450	C550x550		8	H500xB650	C550x550	C650x650	
Case D₂					Case D₅				
1	H650xB950	C750x750	C950x950	20	1	H700xB950	C800x800	C950x950	20
2	H600xB850	C750x750	C850x850		2	H650xB900	C750x750	C900x900	
3	H600xB800	C750x750	C800x800		3	H650xB850	C750x750	C850x850	
4	H600xB750	C700x700	C750x750		4	H600xB800	C700x700	C800x800	
5	H600xB700	C650x650	C700x700		5	H600xB750	C650x650	C750x750	
6	H550xB650	C600x600	C650x650		6	H550xB700	C650x650	C700x700	
7	H500xB600	C550x550	C600x600		7	H500xB650	C600x600	C650x650	
8	H450xB550	C450x450	C550x550		8	H450xB600	C500x500	C600x600	
Case D₃					Case D₆				
1	H650xB950	C750x750	C950x950	16	1	H650xB950	C750x750	C950x950	20
2	H600xB850	C750x750	C850x850		2	H600xB850	C750x750	C850x850	
3	H600xB800	C750x750	C800x800		3	H600xB800	C750x750	C800x800	
4	H600xB750	C700x700	C750x750		4	H600xB750	C700x700	C750x750	
5	H600xB700	C650x650	C700x700		5	H600xB700	C650x650	C700x700	
6	H550xB650	C600x600	C650x650		6	H550xB650	C600x600	C650x650	
7	H500xB600	C550x550	C600x600		7	H500xB600	C550x550	C600x600	
8	H450xB550	C450x450	C550x550		8	H450xB550	C450x450	C550x550	

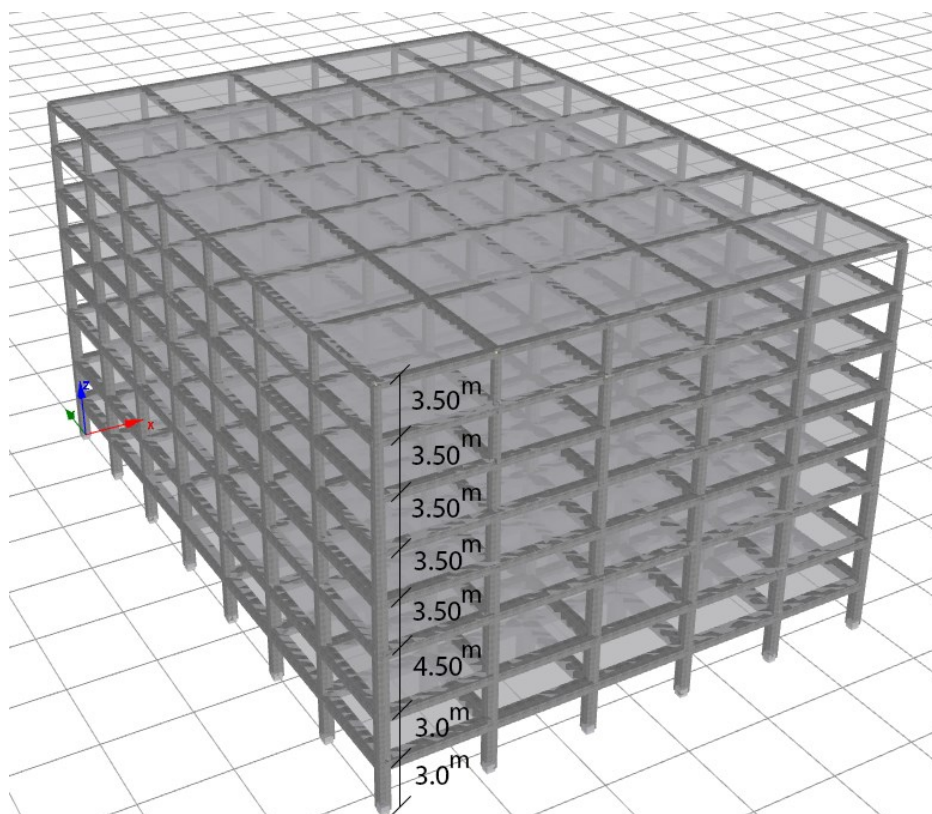
در مدل سازی فایبر، طول هر عضو به چند بخش در امتداد طولی تقسیم می شود و سطح مقطع هر بخش به الیاف بتنی مجزا تفکیک می گردد. برای هر الیاف، یک مدل تنش-کرنش تک محوری دوخطی با سخت شوندگی کرنش از نوع سینماتیک در نظر گرفته شده است. رفتار مقطع با ادغام پاسخ های تنش-کرنش تک محوری الیاف تشکیل دهنده آن به دست می آید، درحالی که رفتار کلی عضو از طریق ادغام پاسخ های مقطع در طول عضو حاصل می شود. [۱۶ و ۱۷].



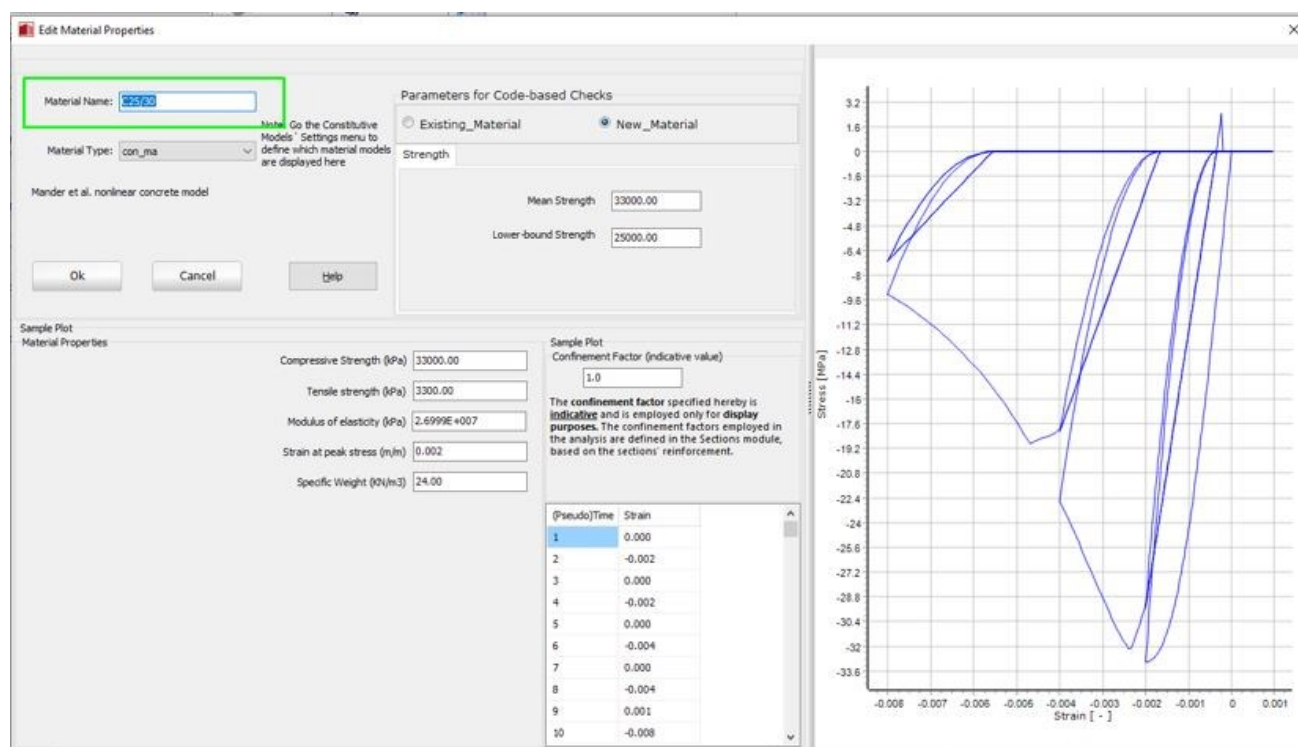
شکل ۳- نمای پلان ساختمان اداری بتنی در برنامه Etabs



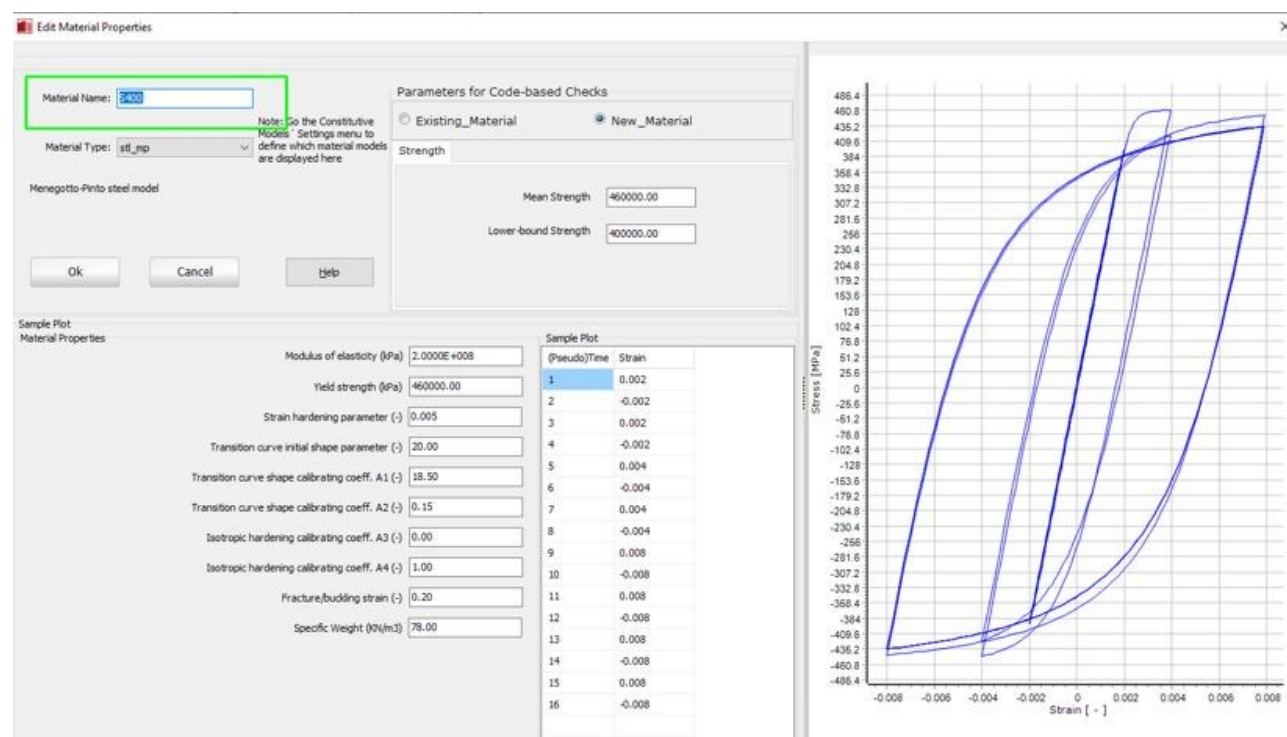
شکل ۴- تحلیل و طراحی ساختمان اداری بتنی در برنامه Etabs



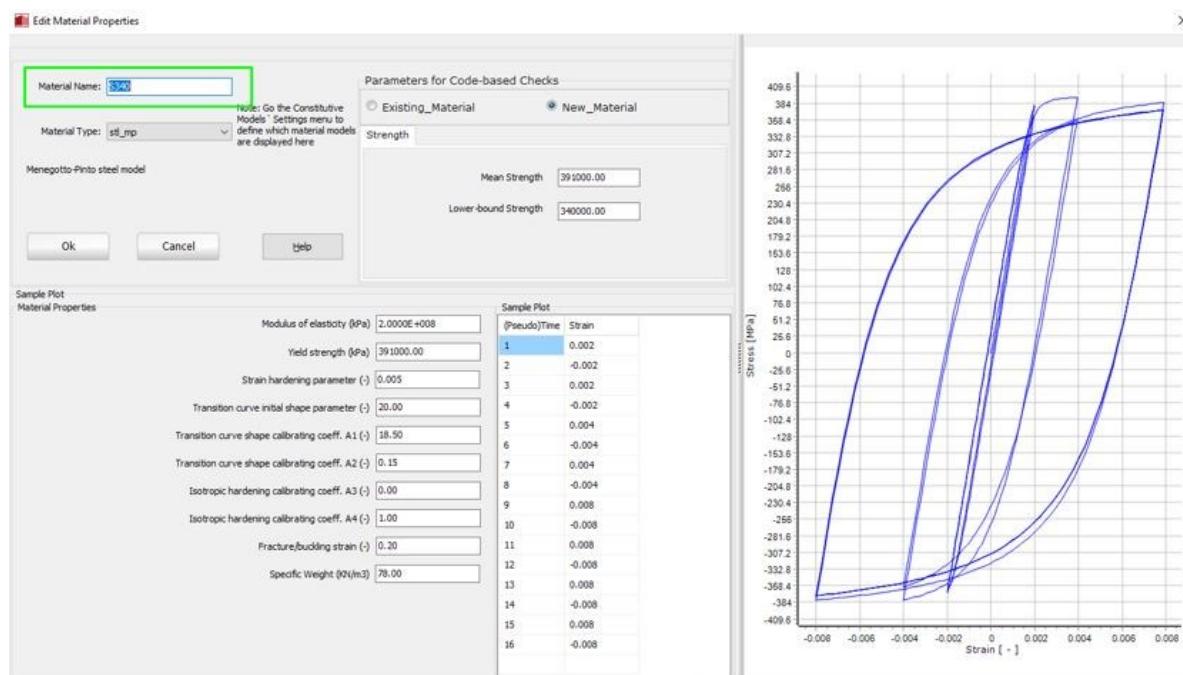
شکل ۵- طراحی ساختمان اداری بتنی در برنامه Seismostruct



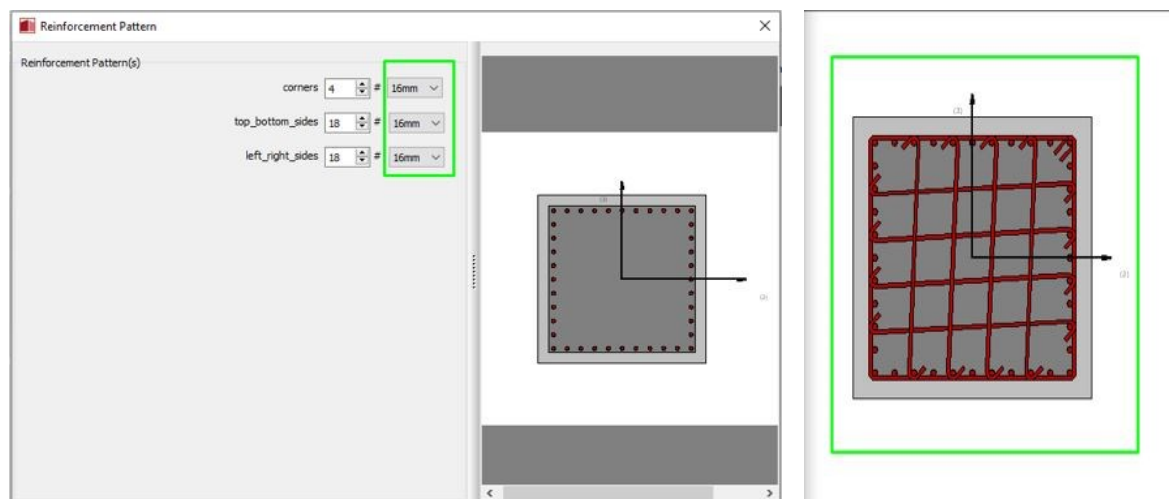
شکل ۶- تعریف مشخصات مصالح بتن در برنامه Seismostruct



شکل ۷- تعریف مشخصات مصالح آرماتور طولی در برنامه Seismostruct



شکل ۸- تعریف مشخصات مصالح آرماتور عرضی در برنامه Seismostruct



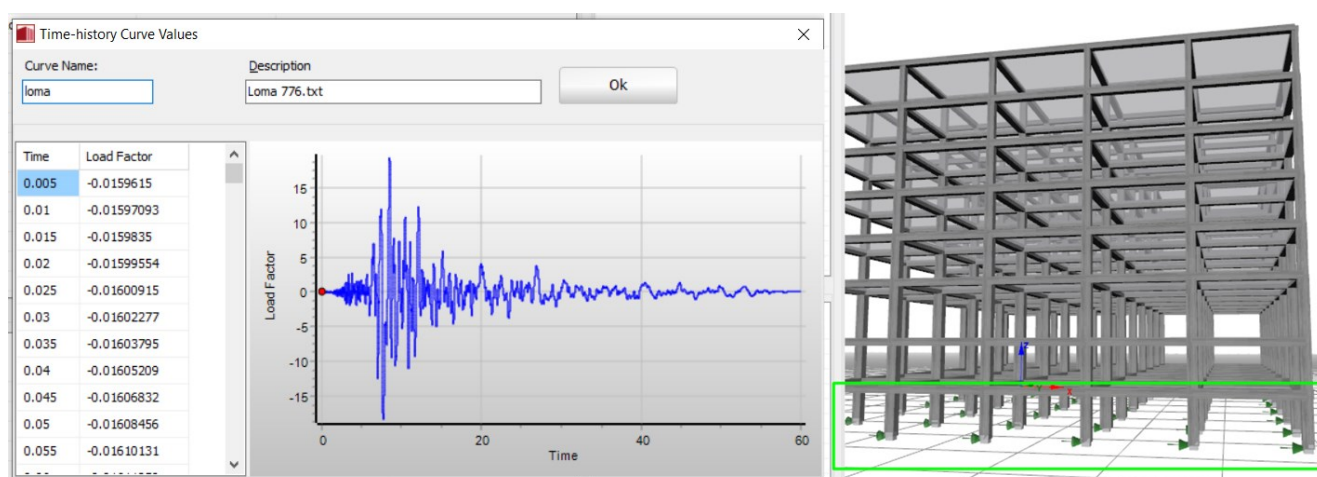
شکل ۹- تعریف چیدمان آرماتور عرضی در برنامه Seismostruct

تجزیه و تحلیل قاب خمشی بتنی متوسط طراحی شده برای دستیابی به میرایی ویسکوز ۵ درصد در حالت طبیعی اولیه ساختمان تعریف شده است. ده رکورد زمین لرزه با سطوح مختلف PGA در تجزیه و تحلیل استفاده می شود. داده های زلزله و اطلاعات مکان ایستگاه برای سابقه حرکت زمین انتخاب شده در جدول ۳ ارائه شده است و نحوه اختصاص آن در برنامه در شکل ۱۰ دیده می شود.

جدول ۳: اطلاعات رکوردهای زلزله و حداکثر شتاب آنها

Earthquake data and site information for the selected ground motions								
Record No.	Event	Year	Record station	M	R (km)	PGA (g)	V _s	Soil type
1	Kobe, Japan	1995	Tadoka	6.90	31.69	0.29	312	III
2	Kobe, Japan	1955	Sakai	6.90	28.08	0.12	256	III

3	Kobe, Japan	1955	Yae	6.90	27.77	0.15	256	III
4	CAPE MENDOCINO, USA	1992	Eureka - Myrtle & West	7.01	41.97	0.17	337.46	III
5	CAPE MENDOCINO, USA	1992	Fortuna Fire Station	7.01	20.41	0.33	355.18	III
6	Tabas, Iran	1978	Boshrooyeh	7.35	28.79	0.10	324.57	III
7	Loma Prieta, USA	1989	Hollister - South & Pine	6.93	27.93	0.19	282.14	III
8	Loma Prieta, USA	1989	Halls Valley	6.93	30.49	0.13	281.61	III
9	Kocaeli, Turkey	1999	Goynuk	7.51	31.74	0.13	347.62	III
10	Kocaeli, Turkey	1999	Zeytinburnu	7.51	53.88	0.11	341.56	III



شکل ۱۰- اعمال رکوردهای زلزله به ساختمان اداری بتنی در برنامه Seismostruct

در این مطالعه، از ورق‌های FRP کربنی با ضخامت ۰.۳ میلی‌متر، مقاومت کششی ۲۸۰۰ مگاپاسکال، مدول کششی ۷۰,۰۰۰ مگاپاسکال و کرنش نهایی ۲ درصد استفاده شد. الیاف در راستای صفر درجه، منطبق بر محور طولی عضو، قرار داده شدند. در تیرها، ورق‌های FRP به صورت یک یا چند لایه بر روی وجه کششی (زیرین) نصب گردید تا مقاومت خمشی و شکل‌پذیری افزایش یابد. در ستون‌ها نیز FRP به صورت محصورکننده کامل پیرامون مقطع اعمال شد تا مقاومت محوری و شکل‌پذیری ستون‌ها بهبود یابد. برای اجرای این سیستم تقویت، از چسب اپوکسی استاندارد استفاده گردید و فاصله‌گذاری بین لایه‌ها و محل نصب با توجه به ابعاد مقطع و ارتفاع عضو تعیین شد.

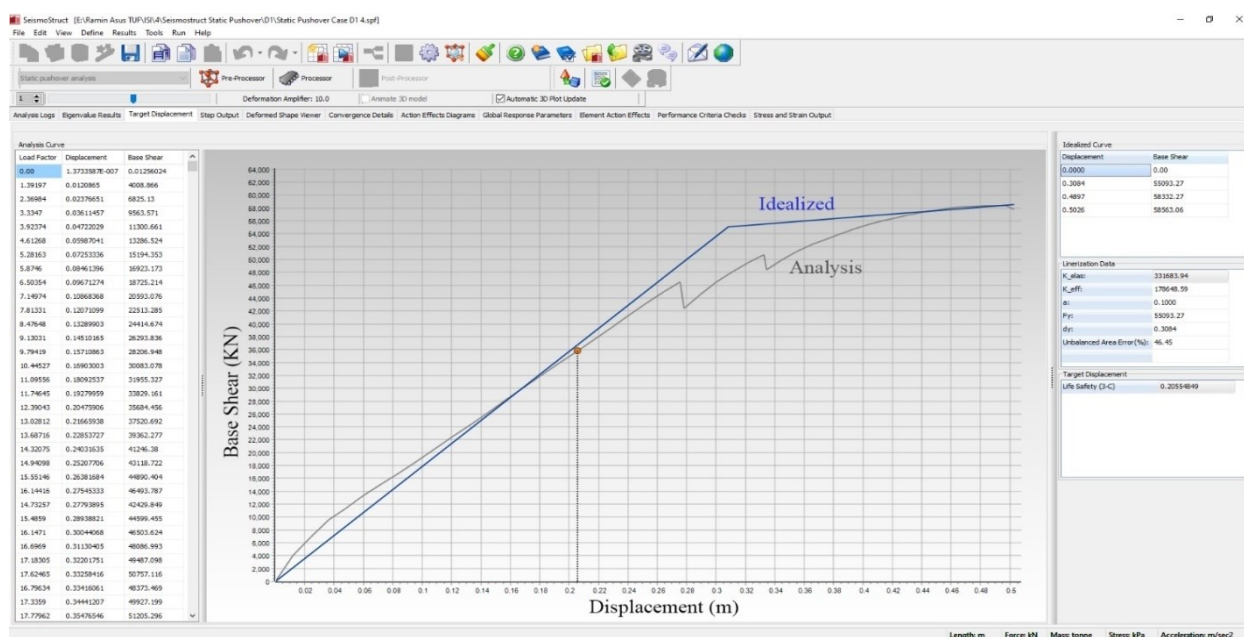
از میان شش حالت طراحی معرفی شده D1 تا D6، حالت D1 به عنوان مدل پایه جهت بررسی اثر تقویت خارجی انتخاب گردید. در این مدل، اعضای قاب با میلگردهای طولی به قطر ۲۵ میلی‌متر طراحی شده بودند. سپس، برای شبیه‌سازی تقویت خارجی، ورق‌های FRP کربنی با همان مشخصات فنی ذکر شده به تیرها (در وجه کششی) و ستون‌ها (به صورت محصورکننده کامل) اضافه شدند. هدف از این مدل، بررسی و مقایسه عملکرد تقویت‌شده با مدل مرجع (D1 بدون تقویت) در تحلیل‌های پوش‌آور و دینامیکی تاریخچه زمانی بود.

۳- نتایج

نتایج تحلیل پوش‌آور به‌دست‌آمده با استفاده از برنامه کامپیوتری Seismostruct اطلاعاتی را در مورد رابطه بار - جابه‌جایی نسبی سطح بام و طبقه‌های مختلف سازه ارائه می‌دهد. توزیع جابه‌جایی‌های نسبی طبقه به‌دست‌آمده از تحلیل پوش‌آور در ارزیابی شکل‌پذیری کلی سازه بسیار مهم است. همچنین تغییر شکل‌های موضعی عناصر سازه به‌دست‌آمده از تحلیل پوش‌آور در تعیین عناصر حیاتی سازه حائز اهمیت است. برای محاسبه تغییر مکان هدف از رابطه (۱) استفاده شده است.

$$\delta = C_0 \times C_1 \times C_2 \times C_3 \times S_a \times \frac{T_e^2}{4\pi^2} \times g \quad (1)$$

که در آن C_0 ضریب اصلاح جابجایی طیفی یک سیستم یک درجه آزادی به جابجایی بام سیستم چند درجه آزادی، C_1 ضریب اصلاح جابجایی خطی به غیر خطی، C_2 ضریب اصلاح اثرات کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌ای بر تغییر مکان‌ها به دلیل رفتار غیرارجاعی، C_3 ضریبی برای نشان دادن افزایش تغییر مکان به علت اثرات ثانویه، S_a شتاب طیفی، T_e^2 زمان تناوب اصلی سازه در راستای مورد بررسی، g شتاب گرانش زمین است.



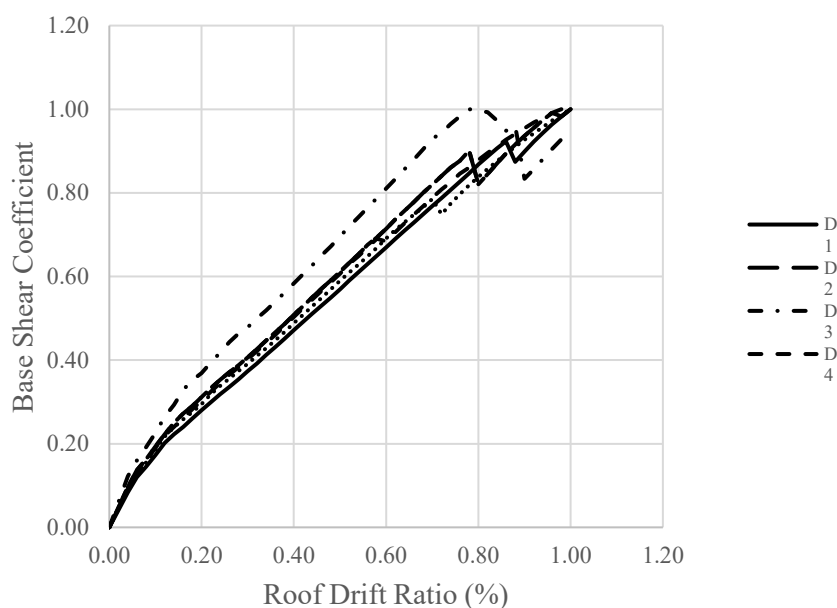
شکل ۱۱- منحنی برش پایه و جابجایی نسبی در برنامه Seismostruct

تجزیه و تحلیل پوش‌آور تا ۲ درصد نسبت جابجایی نسبی طبقه‌های مختلف با استفاده از الگوی توزیع بار جانبی مشخص شده در نشریه ۳۶۰ انجام می‌شود. بارهای ثقلی در طول تحلیل پوش‌آور بر روی قاب اعمال می‌شود و برابر با بارهای مرده به اضافه نیمی از بارهای زنده در نظر گرفته می‌شود. منحنی برش پایه و جابجایی نسبی حاصل از تحلیل برنامه در شکل شماره ۱۱ قابل مشاهده می‌باشد. شکل ۱۲ روابط بین ضریب برش پایه و نسبت جابجایی نسبی طبقه‌های مختلف، ۶ حالت طراحی قاب ۸ طبقه را نشان می‌دهد. نسبت جابجایی نسبی ۲ درصد طبقه‌ها برای هر ۵ حالت طراحی در شکل شماره ۱۳ مشاهده می‌گردد. ضریب برش پایه به صورت تقسیم برش پایه بر حداکثر برش تعریف می‌شود. نتایج نشان داده شده در شکل ۱۴ نشان می‌دهد برای ۶ حالت طراحی سازه قاب خمشی بتنی ۸ طبقه، D1، D2، D3، D4، D5 و D6 در این مطالعه در نظر گرفته شده است، ضرایب برش پایه نهایی به جز حالت طراحی D4 که برابر ۰/۹۸ شده است، سایر طراحی‌ها برابر ۱ است. این نشان می‌دهد که همه حالت‌های طراحی عملکردی یکسان داشته‌اند.

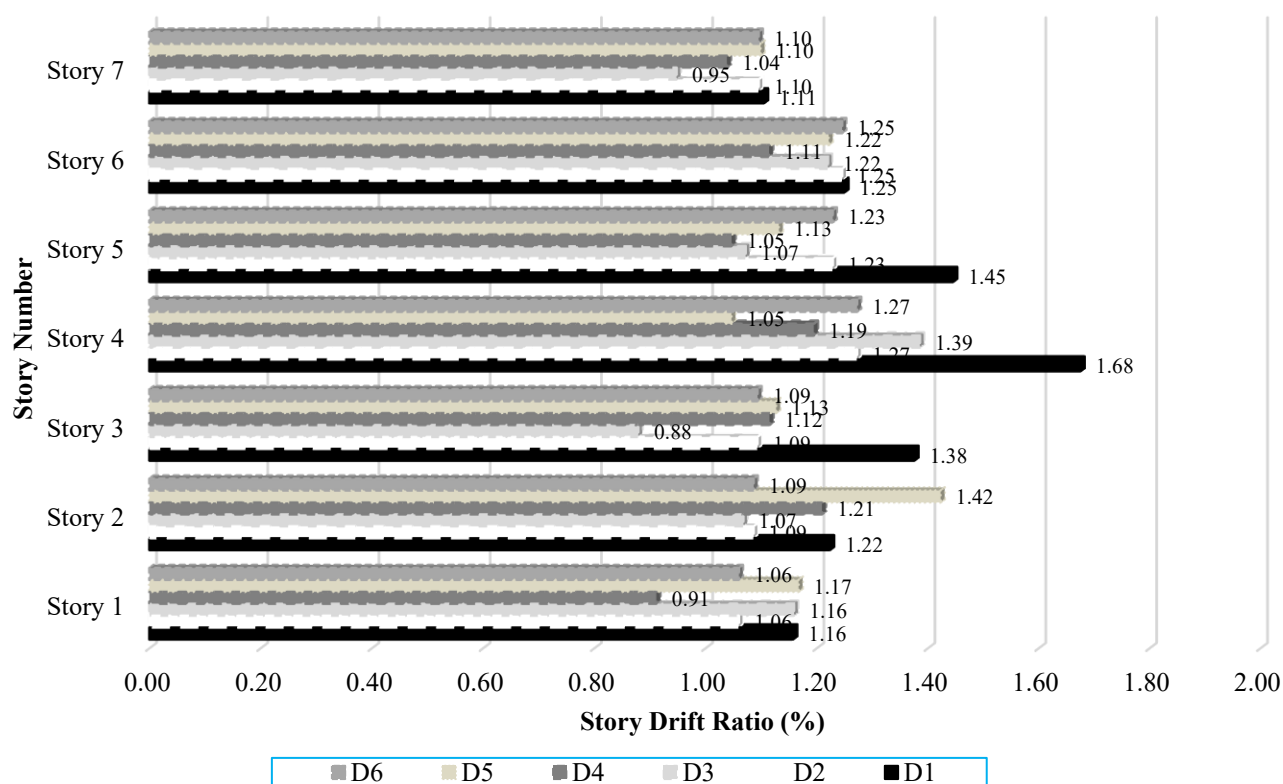
شکل ۱۴ توزیع نسبت‌های جابجایی نسبی طبقه‌ها در ارتفاع قاب را برای ۲٪ جابجایی نسبی طبقه بام نشان می‌دهد. در حالت‌های طراحی D1 تا D3 بیشترین جابجایی نسبی در طبقه چهارم رخ می‌دهد، که علت آن وجود طبقه نرم و نسبت پایین سختی به ظرفیت خمشی در این طبقه است. بنابراین طبقه چهارم بیشتر تحت تغییر مکان غیر خطی قرار گرفته و در D1 بیشترین افزایش (۳۳٪ نسبت به D2) مشاهده شده است. در D4 و D5، حداکثر دررفت در طبقه دوم رخ داده است که با تغییر نسبت ابعاد ستون و تیر و توزیع بار جانبی مرتبط است. اثر FRP نیز باعث کاهش جابجایی نسبی گردید؛ به طوری که در تحلیل پوش‌آور، حداکثر نسبت جابجایی نسبی ۲۱٪ کاهش یافته و در تحلیل تاریخیچه زمانی ۹٪ کاهش نشان می‌دهد. این کاهش به دلیل افزایش محصورکنندگی بتن توسط FRP و افزایش ظرفیت خمشی و شکل‌پذیری

تیرها و ستون‌ها است. این نتایج با مطالعات پیشین در زمینه تقویت قاب‌های بتنی با FRP [۶ و ۸] همخوانی دارد و نشان می‌دهد که استفاده از FRP می‌تواند به کنترل دررفت و بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه کمک کند.

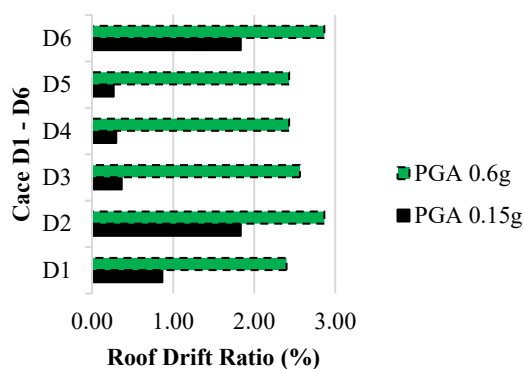
شکل ۱۵ روابط بین نسبت‌های جابجایی نسبی طبقه بام و PGA زلزله‌ها را نشان می‌دهد. نتایج ارائه شده در شکل ۱۵ نشان می‌دهد که پاسخ جابجایی نسبی طبقه بام با افزایش حد مجاز جابجایی نسبی طبقه‌های قاب افزایش می‌یابد. نسبت‌های جابجایی نسبی طبقه بام در سطوح PGA برابر $0.15g$ و $0.6g$ در جدول ۴ ارائه شده است. سطح $0.15g$ نشان دهنده PGA کمتر از شتاب مبنای طراحی قاب‌ها است، در حالی که سطح $0.6g$ نشان دهنده حداکثر سطح PGA در نظر گرفته شده در تجزیه و تحلیل و بالاتر از شتاب مبنای طراحی قاب‌ها می‌باشد.



شکل ۱۲- رابطه بین ضریب برش پایه و ضریب جابجایی نسبی طبقه بام برای هر ۶ حالت طراحی



شکل ۱۳- ضریب جابجایی نسبی ۲ درصد طبقه‌ها برای هر ۵ حالت طراحی



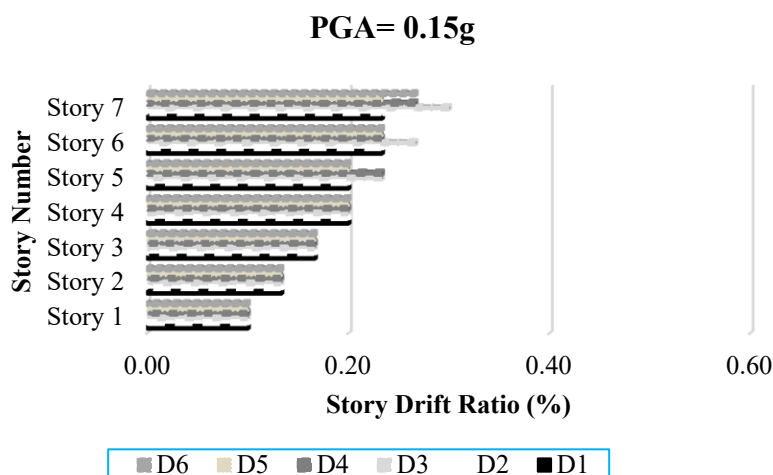
شکل ۱۴- ضریب جابجایی نسبی طبقه بام در سطوح مختلف

جدول ۴: ضریب جابجایی نسبی طبقه بام در سطوح مختلف

Design Case	PGA= 0.15g	PGA= 0.6g
D1	0.87	2.40
D2	1.83	2.87
D3	0.37	2.57
D4	0.30	2.43
D5	0.27	2.43
D6	1.83	2.87

نتایج ارائه شده در جدول ۴ نشان می‌دهد که در سطح PGA برابر با $0.15g$ ، حالت طراحی D1 و D2، نسبت جابجایی نسبی بام به ترتیب ۵۱۰ درصد و ۱۹۰ درصد بیشتر از سایر حالت‌ها است. شکل‌های ۱۵ و ۱۶ روابط بین حداکثر نسبت جابجایی نسبی طبقه‌ها و PGA زلزله‌ها را نشان می‌دهد. نتایج ارائه شده نشان می‌دهد که حداکثر پاسخ جابجایی نسبی طبقه‌ها با افزایش حد مجاز جابجایی نسبی طبقه‌های قاب افزایش می‌یابد. توزیع حداکثر نسبت‌های جابجایی نسبی طبقه‌ها در امتداد طبقه‌های قاب مربوط به سطوح $0.15g$ و $0.6g$ در این دو شکل نشان داده شده است. در سطح $0.15g$ حداکثر نسبت جابجایی نسبی طبقه‌ها برای همه موارد طراحی کمتر از حالت طراحی رخ داده است در حالی که در سطح $0.6g$ حداکثر نسبت جابجایی نسبی طبقه‌ها در همه حالت‌های طراحی فراتر رخ داده است. نتایج این دو شکل نشان می‌دهد که حالت طراحی D2 و D3 در مقایسه با سایر طراحی‌ها سطوح بسیار بالاتری از انحراف‌های طبقه‌ای را نشان می‌دهند. حداکثر نسبت‌های جابجایی نسبی طبقه‌ها در سطوح PGA برابر $0.15g$ و $0.6g$ در جدول ۵ و ۶ ارائه شده است. نتایج ارائه شده در جدول ۶ در سطح $0.6g$ نشان می‌دهد که حالت طراحی D1، حداکثر نسبت‌های جابجایی نسبی طبقه‌ها را نشان می‌دهند که طبقه هفتم نسبت به طبقه اول ۱۱ درصد بیشتر شده است ولی در سایر طراحی‌ها D2، D3، D4، D5 و D6 به ترتیب ۱۱، ۱۴، ۱۰، ۱۲ و ۱۱ درصد کاهش یافته است. با این حال، سطوح جابجایی نسبی طبقه‌های به دست آمده در این مطالعه برای ۶ حالت طراحی در سطح PGA برابر $0.6g$ ، بیشتر از حداکثر ۲/۵ درصد نسبت جابجایی نسبی طبقه‌ها است که توسط FEMA-356 به عنوان مقدار مجاز در سطح ایمنی جانی برای احتمال فراگذشت ۱۰ درصد در ۵۰ سال عمر مفید سازه لحاظ شده است [۱۸].

شکل ۱۴ روابط بین نسبت‌های جابجایی نسبی طبقه بام و PGA زلزله‌ها را نشان می‌دهد. نتایج ارائه شده در شکل ۱۴ نشان می‌دهد که پاسخ جابجایی نسبی طبقه بام با افزایش حد مجاز جابجایی نسبی طبقه‌های قاب افزایش می‌یابد. نسبت‌های جابجایی نسبی طبقه بام در سطوح PGA برابر $0.15g$ و $0.6g$ در جدول ۳ ارائه شده است. سطح $0.15g$ نشان دهنده PGA کمتر از شتاب مبنای طراحی قاب‌ها است، در حالی که سطح $0.6g$ نشان دهنده حداکثر سطح PGA در نظر گرفته شده در تجزیه و تحلیل و بالاتر از شتاب مبنای طراحی قاب‌ها می‌باشد.



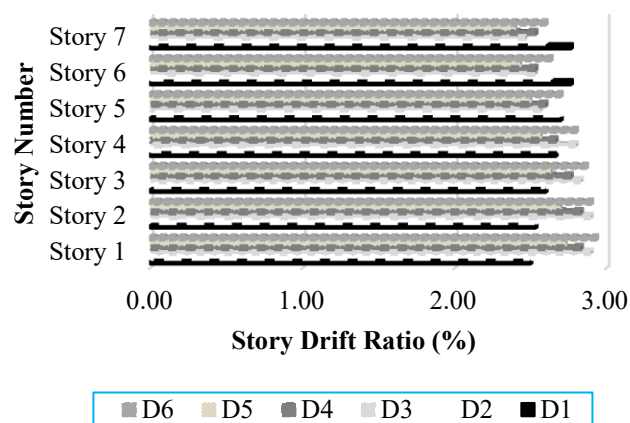
شکل ۱۵- ضریب جابجایی نسبی طبقه‌ها در سطح PGA برابر با $0.15g$

جدول ۵: ضریب جابجایی نسبی طبقه‌ها در سطح PGA برابر با $0.15g$

PGA= 0.15 g							
Design Case	Story 1	Story 2	Story 3	Story 4	Story 5	Story 6	Story 7
D1	0.10	0.13	0.17	0.20	0.20	0.23	0.23
D2	0.10	0.13	0.17	0.20	0.20	0.23	0.27
D3	0.10	0.13	0.17	0.20	0.23	0.27	0.30

D4	0.10	0.13	0.17	0.20	0.23	0.23	0.27
D5	0.10	0.13	0.17	0.20	0.20	0.23	0.23
D6	0.10	0.13	0.17	0.20	0.20	0.23	0.27

PGA= 0.6g



شکل ۱۶- ضریب جابجایی نسبی طبقه‌ها در سطح PGA برابر با ۰.۶g

جدول ۶: ضریب جابجایی نسبی طبقه‌ها در سطح PGA برابر با ۰.۶g

PGA= 0.6g							
Design Case	Story 1	Story 2	Story 3	Story 4	Story 5	Story 6	Story 7
D1	2.50	2.53	2.60	2.67	2.70	2.77	2.77
D2	2.93	2.90	2.87	2.80	2.70	2.63	2.60
D3	2.90	2.90	2.83	2.80	2.57	2.53	2.47
D4	2.83	2.83	2.77	2.67	2.60	2.53	2.53
D5	2.73	2.70	2.63	2.57	2.50	2.43	2.40
D6	2.93	2.90	2.87	2.80	2.70	2.63	2.60

۴- تفسیر نتایج

نتایج نشان می‌دهد که افزایش حداکثر نسبت جابه‌جایی نسبی در طراحی D1 نسبت به D2 ناشی از تمرکز تغییر مکان غیرکشسانی در طبقات نرم است. در D1، طبقه چهارم به عنوان طبقه نرم، بیشترین جابه‌جایی را تجربه کرده است. تفاوت سختی و ظرفیت خمشی طبقات نیز باعث ناهمگونی جابه‌جایی‌ها در ارتفاع قاب شده است. در D4 و D5، طبقه دوم بیشترین جابه‌جایی را دارد که با تغییر نسبت ابعاد ستون و تیر و توزیع بار جانبی مرتبط است. افزایش دررفت در سطح $PGA=0.6g$ بیشتر از حد مجاز آیین‌نامه است که مطابق انتظار است؛ زیرا این سطح PGA مربوط به زلزله شدید است و آیین‌نامه بر مبنای اطمینان محافظه کارانه طراحی شده است. زمان تناوب محاسبه شده قاب‌ها کمتر از مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه است که با ماهیت محافظه کارانه معادله آیین‌نامه همخوانی دارد.

اثر FRP موجب کاهش حداکثر نسبت جابه‌جایی نسبی شد؛ میانگین کاهش ۲۱٪ در تحلیل پوش‌آور و ۹٪ در تحلیل دینامیکی مشاهده شد. این کاهش با افزایش محصورکنندگی بتن و ظرفیت خمشی اعضا قابل توجیه است و با مطالعات پیشین در زمینه تقویت قاب‌های بتنی با FRP همخوانی دارد [۶ و ۸]. در این مطالعه، طرح D1 به عنوان مدل مرجع برای تقویت انتخاب شد (به دلیل بیشترین دررفت نسبی در بین حالت‌های طراحی). تقویت به صورت ورق‌های FRP کربنی (CFRP) در ناحیه پلاستیک ستون‌ها و تیرها، به ویژه در اطراف طبقه چهارم (محل تشکیل طبقه نرم) اعمال گردید. در مدل‌سازی عددی، ورق‌های FRP با در نظر گرفتن افزایش سختی خمشی و ظرفیت کرنش نهایی بتن، بر اساس روابط آیین‌نامه ACI 440 و با استفاده از مدل کامپوزیت معادل در نرم‌افزار اعمال شدند. نتایج مدل D1-FRP نشان داد که استفاده از CFRP علاوه بر کاهش تغییر مکان نسبی طبقات، منجر به بهبود سختی مؤثر و توزیع یکنواخت‌تر تغییر مکان‌ها در طبقات شد.

۵- نتیجه گیری

بر اساس تجزیه و تحلیل انجام شده توسط این مطالعه، نتایج زیر را می‌توان نتیجه گرفت:

- ۱) حداکثر نسبت جابه‌جایی نسبی طبقه‌ها در تحلیل پوش‌آور در حالت‌های طراحی D1-D3 در طبقه چهارم و در D4-D5 در طبقه دوم رخ داد و در D1 نسبت به D2 تا ۳۳٪ افزایش داشت.
- ۲) در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی، افزایش نسبت جابه‌جایی نسبی طبقه‌ها با $PGA=0.6g$ بیش از حد مجاز آیین‌نامه بود و اختلاف تحلیل پوش‌آور و دینامیکی آشکار شد.
- ۳) استفاده از الیاف FRP موجب کاهش جابه‌جایی نسبی طبقه‌ها شد؛ به طور میانگین ۲۱٪ در تحلیل پوش‌آور و ۹٪ در تحلیل دینامیکی.
- ۴) افزایش حد مجاز جابه‌جایی نسبی طبقه‌ها باعث کاهش استحکام قاب می‌شود و با ثابت بودن اندازه میل‌گردها و افزایش ابعاد قاب، کاهش استحکام و جابه‌جایی نسبی بیشتر است (حداکثر ۳۳٪).
- ۵) نتایج نشان می‌دهد کنترل جابه‌جایی نسبی طبقات نرم برای جلوگیری از تمرکز تغییر مکان غیرخطی ضروری است.
- ۶) سطوح حداکثر جابه‌جایی نسبی طبقه‌ها در زلزله‌های شدید، محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای را برآورده نمی‌کند و نیاز به اقدامات تقویتی مانند استفاده از FRP دارد.

پیشنهاد برای تحقیقات آینده:

- بررسی قاب‌های بلندتر و ساختمان‌های با تعداد طبقات بیشتر.
- مطالعه انواع دیگر تقویت FRP و روش‌های اعمال آن.
- ارزیابی تأثیر خاک‌های مختلف و شرایط مرزی متفاوت بر عملکرد لرزه‌ای.
- استفاده از رکوردهای زمین‌لرزه متنوع و تحلیل‌های آماری گسترده‌تر برای اطمینان از تعمیم نتایج.

مراجع

- [1] Iranian code of the practice for seismic resistant design of buildings, Standard No. 2800, (4th edition), (2015), Road, Housing and Urban Development Research Center.
- [2] Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, No. 360, (2014), (in Persian).
- [3] Priestley, M.J.N., (1997), "Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings", *Journal of Earthquake Engineering*, 1(1), p. 157-192, doi:10.1080/13632469708962365.
- [4] ElKassas, S.H., Haroun, M.A., (2011), "Estimation method of inelastic displacement demands of moment resisting frame buildings in moderate seismic zones", in: *Proc. of the 2nd Int. Eng. Mechanics and Materials Specialty Conference*, Ottawa, Canada, No EM-056.
- [5] Algamati, M., Al-Sakkaf, A., Abdelkader, E.M., Bagchi, A., (2023), "Studying and Analyzing the Seismic Performance of Concrete Moment-Resisting Frame Buildings", *CivilEng*, 4(1), p. 34-54, <https://doi.org/10.3390/civileng4010003>.
- [6] Ali, O., Bigaud, D., Riahi, H., (2018), "Seismic performance of reinforced concrete frame structures strengthened with FRP laminates using a reliability-based advanced approach", *Composites Part B: Engineering*, 139, p. 238-248, <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2017.11.051>.
- [7] "SeismoStruct, A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures, v22, (2022).
- [8] Rostamiyan, E., Golafshar, A., Saghafi, M.H., (2023), "Presenting a strategy to prevent FRP debonding for strengthening RC connections", *Engineering Structures*, 115823, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.115823>.
- [9] Dong, G., Hajirasouliha, I., Pilakoutas, K., Asadi, P., (2023), "Multi-level performance-based seismic design optimisation of RC frames", *Engineering Structures*, 116591, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116591>.
- [10] Zameeruddin, M., Sangle, K.K., (2021), "Damage assessment of reinforced concrete moment resisting frames using performance-based seismic evaluation procedure", *Journal of King Saud University - Engineering Sciences*, 227-239, <https://doi.org/10.1016/j.jksues.2020.04.010>.
- [11] Zou, X.K., Teng, J.G., De Lorenzis, L., Xia, S.H., (2006), "Optimal performance-based design of FRP jackets for seismic retrofit of reinforced concrete frames", *Composites Part B Engineering*, 38(5-6), 584-597, <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2013.08.049>.
- [12] "Reinforced concrete construction, (2019), The National Building Regulations", No. 9, (in Persian).
- [13] "Etabs – A Computer Program for Analysis of Framed Structures", v16.2 (2016).
- [14] Hung, C.C., Hsiao, H.J., Shao, Y., Yen, C.H., (2023), "A comparative study on the seismic performance of RC beam-column joints retrofitted by ECC, FRP, and concrete jacketing methods", *Journal of Building Engineering*, 64, 105691, <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.105691>.
- [15] Zhang, D., Feng, P., Zhou, P., Xu, W., Ma, G., (2023), "3D printed concrete walls reinforced with flexible FRP textile: Automatic construction, digital rebuilding, and seismic performance", *Engineering Structures*, 291, 116488, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116488>.
- [16] Farokhzad, R., Gerveii, F., (2023), "Investigating Effect of Rheological Properties of Fiber Reinforced Self-Compacting Concrete on Stress-strain Curve", *Amirkabir Journal Civil Engineering.*, 55(6), 265-268, DOI: 10.22060/ceej.2023.20644.7488.
- [17] Moradi, A., Izadpanah, M., (2022), "Evaluation of the behavior factor of vertically irregular moment, resisting reinforced concrete frames considering the influence of masonry infill walls", *Amirkabir Journal Civil Engineering.*, 54(5), 2005-2030, <https://doi.org/10.22060/ceej.2021.20089.7340>.
- [18] FEMA 356, (2000), "Prestandard and Commentray for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA.