

The Investigation of Dynamic Properties Effects on the Seismic Behavior of Duplex Reinforced Concrete Structures Strengthened with FRP Sheets

Fatemeh Talehi

M.Sc., Structural, Faculty of Civil Engineering, Semnan University

Mohammad Kazem Sharbatdar*

Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, corresponding Author
msharbatdar@semnan.ac.ir

Research paper

ABSTRACT

Many concrete structures do not meet the provisions of new regulations due to the reasons such as duplex structures and there is not direct suggestion given by provisions, so it is necessary to provide strengthening and rehabilitation methods such structures among which the use of FRP sheet. In this paper, the seismic behavior of regular and duplex reinforced concrete buildings non-strengthened and strengthened with CFRP was studied via non-linear analyses fifty buildings with 3, 5, 10 and 15 stories with the span number of 1-5. Different parameters such as the maximum displacement of the structure, drift, the shear force applied on the stories, the performance points and the structure capacity curve have been studied and the structure strengthening effect and the structure making duplex effect and the height increase effect and the number of spans were investigated. The results indicated that confining the beams and columns of the reinforced concrete structure with CFRP increased the area under the pushover curve which indicates the structure depreciated energy. Even more the initial gradient and stiffness of the strengthened structure were 1.5-2.5 times more than those of original structure. Generally, 5- story building showed better behavior in terms of maximum stiffness and minimum displacement, and 15- story building showed the best performance in terms of greater energy absorption comparing the other structures. By comparing the capacity curves of the regular and duplex buildings, it can be expressed that the maximum initial stiffness and the minimum lateral displacement belong to the duplex model.

Keywords: Reinforced Concrete Structures Strengthening CFRP, Duplex, Structures Performance, Capacity Curve

*Corresponding Author: Mohammad Kazem Sharbatdar

Rajabi, M., Sharbatdar, M. Effect of Arc Angle in Plan on Seismic Behavior and structural Characteristics of Deck and Pillar of Reinforced Concrete Bridges. Journal of Concrete Structures and Materials, 2021; 6(2): 1-25. <http://doi.org/10.30478/jcsm.2021.293736.1211>
2538-5828/ © 2021 The Authors. Published by Iranian Concrete Society

This is an open access article under the CC BY license (<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>).

بررسی تأثیر خواص دینامیکی بر رفتار لرزه ای سازه های دوبلکسی بتن مسلح تقویت شده با ورق های کامپوزیت پلیمری FRP

فاطمه طالعی

دانش آموخته کارشناسی ارشد مهندسی سازه دانشگاه سمنان

محمد کاظم شربتدار

استاد دانشکده مهندسی عمران دانشگاه سمنان

msharbatdar@semnan.ac.ir

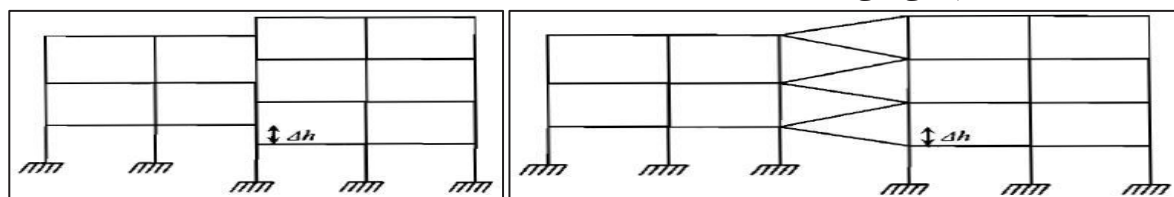
(نویسنده مسئول)

نوع مقاله: پژوهشی

چکیده:

بسیاری از سازه های بتنی به دلایل متفاوتی مانند اختلاف تراز طبقات یا دوبلکسی به سازه ها ضوابط آیین نامه های جدید را ارضا نکرده و یا در آیین نامه مبهم می باشد و مقاوم سازی، بهسازی لرزه ای چنین سازه هایی با روش های مختلف من جمله استفاده از پوشش الیافی پلیمری مسلح FRP لازم است. در این مقاله رفتار لرزه ای ساختمان های بتن آرمه معمولی و دوبلکسی تقویت نشده و تقویت شده با CFRP با انجام آنالیزهای غیرخطی بر روی ۵۰ سازه ۳، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با تعداد دهانه های ۱ الی ۵ بررسی می شود و پارامترهای مختلفی مانند حداکثر جابه جایی سازه، دررفت، نیروی برشی وارد بر طبقات، پارامترهای نقطه ی عملکرد و منحنی ظرفیت سازه ها بدست آمدند و نهایتاً اثر تقویت و دوبلکسی شدن سازه و اثر افزایش ارتفاع و تعداد دهانه ها بر روی سطح عملکرد لرزه ای و پارامترهای متفاوت بررسی شده است. نتایج نشان می دهد که، محصورسازی تیر و ستون سازه ی بتن آرمه با CFRP سطح زیر منحنی پوش آور را که بیانگر مقدار انرژی مستهلک شده توسط سازه است، افزایش داده، از طرفی سختی و شیب اولیه سازه تقویت شده ۱/۵ الی ۲/۵ برابر بالاتر از سازه اصلی بود. بطور کلی سازه ۵ طبقه رفتار بهتری را از نظر بیشترین سختی و کمترین جابجایی نشان داده، و سازه ۱۵ طبقه مطلوب ترین عملکرد را به لحاظ جذب انرژی نسبت به سایر سازه ها دارا می باشد. با مقایسه منحنی ظرفیت سازه های دوبلکسی و منظم می توان گفت بیشترین سختی اولیه و کمترین تغییر مکان جانبی متعلق به مدل دوبلکسی است. کلمات کلیدی: سازه های بتن آرمه، تقویت با CFRP، سازه ی دوبلکسی، سطح عملکرد، منحنی ظرفیت

در سال‌های اخیر پیشرفت‌های زیادی در زمینه مهندسی زلزله و طراحی سازه‌ها انجام گرفته است به گونه‌ای که امروزه با اعتماد و اطمینان بیشتری می‌توان سازه‌های مقاوم در برابر زلزله را طراحی نمود. با این حال بسیاری از سازه‌های بتنی به دلایل خطاهای محاسباتی، اشتباه در ساخت و اجرا، ضعف آیین‌نامه‌های قدیمی، تغییر کاربری سازه و بارهای بهره‌برداری وارد به سازه، خوردگی و زنگ‌زدگی آرماتورها ضوابط آیین‌نامه‌های جدید را ارضا نمی‌کند، لذا ارائه روش‌های مقاوم سازی، بهسازی و تعمیر چنین سازه‌هایی لازم است [۱]، که در این بین استفاده از پوشش FRP بعنوان مصالح سبک بادوام مقاوم یکی از بهترین و مؤثرترین روش‌ها است و عملکرد خوبی طی بست سال گذشته در مقاوم سازی سازه‌ها داشته است [۲-۳]. با توجه به خسارات ناشی از زلزله در کشورهای زلزله خیز، لزوم طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله امری انکار ناپذیر است و باید علاوه بر رعایت آیین‌نامه‌ها بعنوان حداقل شرایط، رفتار سازه‌ها بطور ویژه مبتنی بر طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد را به طور کلی و به دقت مورد توجه قرار داد و سه نوع نامنظمی سختی، نامنظمی جرم و نامنظمی مقاومت در کنار سازه‌های با اختلاف تراز طبقات (دوبلکسی) به دو صورت بافاصله و بدون فاصله مطابق شکل ۱ در ارتفاع یا پلان مدنظر قرار گیرد تا میزان آسیب‌پذیری ساختمان بخصوص سازه‌های نامنظم دارای پتانسیل آسیب‌پذیری مشخص شود و آیین‌نامه زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰) در مورد ساختمان‌های دوبلکس مسکوت بوده و هیچ توصیه‌ای برای بدست‌آوردن پرود ساختمان‌های دوبلکسی و یا نحوه بارگذاری زلزله آن‌ها به شیوه استاتیکی معادل، نکرده است و حتی این گونه سازه‌ها را به صورت نامنظم تلقی نمی‌نماید [۴-۵].



شکل ۱- ساختمان دوبلکسی [۷]

از آن‌جا که بسیاری از سازه‌های بتن‌آرمه‌ی موجود در دنیا علاوه بر قرارگیری در مناطق زلزله خیز، تحت عوامل گوناگون محیطی مانند تماس با سولفات‌ها، کلریدها و سایر عوامل خورنده قرار می‌گیرند که برای کاهش هزینه‌ها و جهت جلوگیری از این آسیب‌ها یکی از تکنیک‌های مورد استفاده رایج استفاده از پوشش FRP برای سطوح بتنی می‌باشد، بنابراین بررسی رفتار لرزه‌ای این سیستم سازه‌ای شناخت ضعف‌ها و امتیازات آن لازم و ضروری به نظر می‌رسد [۶]. در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، چگونگی رفتار سازه در محدوده رفتار غیر الاستیک با روش‌های آنالیز استاتیکی غیرخطی باید بررسی شود و رفتار و خصوصیات دینامیکی آن شناخت بدست آورد [۷]. مصالح FRP بصورت ورق یا میلگرد در ساختمان‌ها بکار می‌رود و دارای خواص متفاوت متناسب با نوع الیاف بکار رفته کربن، شیشه یا آرامید دارد و سیستم‌های FRP برای اولین بار به منظور اعمال محدودیت و محصور کردن ستون‌های بتن‌آرمه در ژاپن در سال ۱۹۸۰ مورد استفاده قرار گرفت [۸]. FRP دارای محاسن و معایب متعددی بخصوص برای محصور شدگی و افزایش مقاومت و شکل‌پذیری ستون‌های بتنی هستند و در مدت دو دهه گذشته آیین‌نامه‌های مختلف در زمینه کاربرد FRP تدوین شده است [۹-۱۰]. در بررسی سازه‌های نامنظم دوبلکسی، احتمال ایجاد پدیده ستون کوتاه در محل اتصال دو کف سازه‌های با اختلاف تراز و خرابی قابل توجه وجود دارد [۱۱-۱۲]. نیروی برشی در ستون کوتاه که دو سازه‌ی با اختلاف تراز طبقه را به هم متصل می‌کند، نسبت به برش در ستون مشابه در سازه‌ی معمولی بین ۱/۵ تا ۲/۵ برابر افزایش می‌یابد [۱۳]. یک تحقیق آزمایشگاهی در دانشگاه بوفالو بر روی ساختمان دوبلکسی انجام شد و پارامترهای مختلف اندازه‌گیری شد و نتیجه گرفته شد که دو جزء سازه نامنظم در شرایطی به سمت یکدیگر حرکت می‌کنند و تنش‌های زیادی را به اجزای ارتباط دهنده آن دو اعمال می‌کنند [۱۴]. آتاناسیادو در سال ۲۰۰۷ [۱۵] به بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های نامنظم به دو روش استاتیکی غیر خطی (پوش‌آور) و دینامیکی در ارتفاع پرداخت. خیرالدین و همکاران به بررسی رفتار غیرخطی

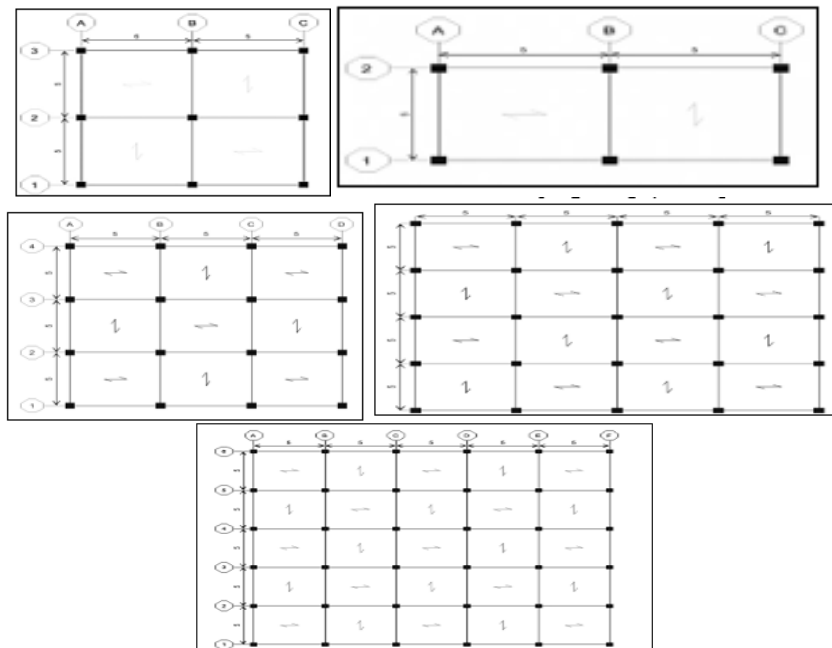
ستون‌های کوتاه بتن آرمه در سازه‌های با اختلاف تراز (دوبلکسی) و همچنین تقویت قاب‌ها پرداختند و تحقیقات فراوانی بر روی سازه‌های فولادی دوبلکسی قاب خمشی یا دارای بادبند با تاکید بر ستون‌های کوتاه و قاب‌های بتنی انجام شده است [۱۶-۱۷].

مطالعات آزمایشگاهی بر روی رفتار غیر خطی نمونه‌های مختلف ستون کوتاه بتنی با کم و زیاد کردن میزان خاموت که با صفحات *FRP* تقویت شده اند و تحت اثر تغییر مکان‌های سیکلی جانبی و بار فشاری ثابت بر حسب تغییرات بارگذاری و شکل‌پذیری قرار گرفتند توسط هایدن و همکاران و لپینگ و همکاران انجام شده است [۱۸-۱۹]. موریتی و تاسیوس [۲۰-۲۱]، آزمایشاتی بر روی ستون‌های کوتاه بتن آرمه تحت بار محوری ثابت و تغییر مکان‌های استاتیکی سیکلی انجام دادند و پس از نتیجه‌گیری، یک مدل خرپائی برای شبیه‌سازی رفتار ستون‌های کوتاه بتن-آرمه در گسیختگی پیشنهاد دادند. یی و همکاران [۲۲]، ستون‌های فولادی کوتاه پر شده از بتن را مورد ارزیابی قرار دادند که مشخص شد ستون‌های ترکیبی پر شده از بتن دارای عملکرد و توانایی بهتر در اعضای سازه‌ای بودند. لیانگ و فراگومنی [۲۳]، یک مدل کلی برای تحلیل و طراحی غیر الاستیک غیر خطی ستون‌های کوتاه فولادی پر شده از بتن ارائه دادند و نیز از روش‌های عددی جهت مدلسازی رفتار غیر خطی ستون‌های استوانه‌ای استفاده کرده‌اند. برای مقاوم‌سازی لرزه‌ای قاب بتن مسلح با *FRP*، جدا از پاسخ سازه‌ای یک قاب مقاوم، چگونگی قرار دادن حداقل مقدار مواد *FRP* برای رسیدن به ارتقاء مورد نیاز در عملکرد لرزه‌ای نیز مهم است که توسط محققین بصورت تحلیلی و مبتنی بر عملکرد لرزه‌ای بخصوص بر روی تقویت اتصالات بررسی شده است [۲۵-۲۴]. یک سازه سه طبقه بتنی تقویت‌شده با *GFRP* در ستون و اتصالات در مقیاس کامل بصورت آزمایشگاهی و تحلیلی توسط حدیقه و همکاران بررسی گردید و نتیجه شد که عملکرد لرزه‌ای ستون از لحاظ ظرفیت شکل‌پذیری سازه و اتلاف انرژی توسط محصور کردن انتهای ستون بهبود یافت [۲۶]. عملکرد لرزه‌ای اتصالات در قاب‌های بتنی که به وسیله لایه‌های *FRP* با کربن یا شیشه تقویت شده‌اند توسط لودوویکو و همکاران و مرتضایی و رونق مورد بررسی قرار گرفتند و نتایج متعددی در خصوص محل تشکیل مفصل پلاستیک و تأمین اصل "تیر ضعیف-ستون قوی" و محاسبه حداکثر مقدار دررفت بین طبقه و ضریب رفتار حاصل شده است [۲۸-۲۷]. همچنین مطالعات تحلیلی و عددی به صورت استاتیکی (پوش آور) و دینامیکی غیرخطی، با محاسبه‌ی منحنی ظرفیت، سطح عملکرد، ضریب رفتار قاب‌ها و یا ستون‌های مجزای بتنی توسط اسلامی و همکاران و تسنیمی و همکاران انجام شده است [۲۹-۳۰]. همچنین مطالعات عددی توسط نرم افزار *ANSYS* به منظور بررسی تأثیر پارامترهای، آرماتورهای کششی، مقاومت فشاری بتن، ضخامت *FRP*، نوع و جنس کامپوزیت، جهت و راستای الیاف، چیدمان لایه‌ها، طول *FRP*، صفحات تقویتی جانبی، بر تیرهای مقاوم‌سازی شده توسط دانش و شاهرودی انجام شده است [۳۱]. از مصالح *FRP* به شکل‌های مختلف برای مقاوم‌سازی اعضای بتن مسلح ضعیف استفاده می‌شود [۳۲-۳۳].

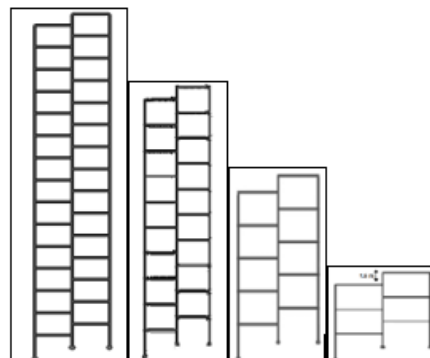
با بررسی تحقیقات گذشته مشخص شد که در زمینه عملکرد لرزه‌ای سازه‌های دوبلکسی بتن مسلح تقویت‌شده با *FRP* کاری صورت نگرفته است و نیاز بیشتری به بررسی رفتار این گونه سازه‌ها می‌باشد. با توجه به موارد بیان شده، ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌های دوبلکسی تقویت‌شده با *FRP* و بررسی رفتار غیرالاستیک آن‌ها از اهمیت به‌سزایی برخوردار است. اکثر قریب به اتفاق سازه‌های متداول در هنگام زلزله وارد ناحیه غیرخطی شده و از خود رفتار غیرارتجاعی نشان می‌دهند، لذا با استفاده از روش‌های مرسوم و سنتی آیین‌نامه‌ها که بر پایه تحلیل‌های خطی استوار است، نمی‌توان کنترلی بر رفتار سازه‌ها پس از ورود به ناحیه غیرارتجاعی داشت. بنابراین در این مجموعه سعی شده است بر روی ساختمان‌هایی که بر مبنای تحلیل‌های خطی بیان شده در آیین‌نامه ۲۸۰۰ ارائه شده است، تحلیل‌های غیرخطی انجام شود و نتایج سازه دوبلکسی تقویت‌نشده با سازه دوبلکسی تقویت‌شده با *FRP* و هم-چنین با نتایج سازه منظم تقویت‌شده و نشده مقایسه شود جهت انجام تحلیل از تحلیل استاتیکی غیر خطی (پوش آور)، و طراحی براساس عملکرد استفاده شده است، مبنای انتخاب این تحلیل تغییر نگرش طراحان از طراحی براساس نیرو به سمت طراحی بر مبنای رفتار بوده است.

۲. معرفی نرم افزار و مشخصات هندسی سازه

از نرم افزار *SAP2000 V.16* که دارای قابلیت های تحلیل استاتیکی و دینامیکی، تحلیل خطی و غیرخطی، تحلیل لرزه ای دینامیکی و تحلیل پوش آور استاتیکی، و تحلیل کمناش، تنوع بارگذاری می باشد برای تحلیل ها استفاده شده است [۳۴]. ۵۰ سازه معمولی و دوبلکسی تقویت شده و تقویت نشده با *CFRP* بصورت ۳، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه ۱ تا ۵ دهانه با پلان و نحوه ی تیرریزی قاب ها مطابق اشکال ۲ و ۳ که بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰، ویرایش چهارم و نشریه شماره ۳۶۰ طراحی لرزه ای شده اند و از آنالیزهای خطی و غیرخطی استفاده شد و تأثیر نوع توزیع بار غیر خطی و جهت آن و تأثیر خواص دینامیکی بر عملکرد سازه ها بررسی شدند. مدل ها دارای دهانه به طول ۵ متر و ارتفاع طبقات ۳/۲ متر و اختلاف تراز سازه های دوبلکسی ۱/۶ متر با سیستم مقاوم در برابر بار جانبی قاب خمشی با شکل پذیری متوسط می باشند. مدل ها مانند *5D-I-O5* و *5D-I-R5* نام گذاری شده که رقم اول از سمت چپ بیانگر تعداد طبقات، حرف *D* معرف سازه دوبلکسی، حرف *I* مخفف واژه (*Intermediate RC frame*) و معرف سازه با سیستم لرزه بر قاب خمشی بتنی متوسط، حرف *O* مخفف (*Original*) و معرف سازه های تقویت نشده، حرف *R* مخفف واژه (*Retrofitted*) و معرف سازه های تقویت شده و رقم آخر بیانگر تعداد دهانه های سازه می باشند. در شکل ۴ نمونه ای از مقاطع تیر و ستون سازه تقویت شده با *CFRP* نشان داده شده است. همچنین، در این تحقیق نتایج تحلیل سازه های دوبلکسی با سازه های معمولی مقایسه شدند که در آن سازه های معمولی با حرف *M* مشخص شده اند. ابعاد تیرها و ستون ها در جداول ۱ تا ۴ نشان داده شده است.



شکل ۲- پلان انتخابی سازه ها



شکل ۳- طبقه بندی سازه دوبلکسی

۳- مشخصات تحلیل و طراحی

بارهای وارده به سازه در طراحی بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان در طبقات شامل، ۶۰۰، ۲۰۰، ۲۰۰ و ۲۵۰ کیلوگرم بر مترمربع برای بار مرده، زنده، مرده ناشی از پارتیشن‌بندی و بار دیوار است. اثر کاهش سربار در سازه‌ها لحاظ نشده است. در ضمن در محاسبه جرم طبقات از بار مرده طبقات به اضافه ۰/۲ بار زنده آن استفاده شده است. مقاومت مشخصه بتن برابر ۲۵۰ (کیلوگرم بر سانتیمترمربع)، ضریب پواسون آن برابر ۰/۲ و مدول الاستیسیته برابر با $۱۰^۵ * ۲/۵$ (کیلوگرم بر سانتیمترمربع) می‌باشند. مقاومت تسلیم و نهایی فولادهای طولی، و تسلیم و نهایی فولادهای عرضی برابر ۴۰۰۰، ۶۰۰۰، ۳۰۰۰ و ۵۰۰۰ کیلوگرم بر سانتیمترمربع در نظر گرفته شده است. ضریب پواسون آن برابر ۰/۳ و مدول الاستیسیته برابر با $۱۰^۶ * ۲/۱$ (کیلوگرم بر سانتیمترمربع) می‌باشند. تقویت سازه‌های بتنی دوبلکسی، به صورت محصور نمودن تمامی اعضای آن صورت می‌گیرد. برای دورپیچ ستون‌ها و تیرهای بتنی از الیاف CFRP با استفاده از برنامه کمکی Section Designer برای ساخت مقاطع تقویت شده در نرم افزار SAP استفاده شده است، چگالی الیاف CFRP، $۱۰^{-۶} * ۱/۵۳$ ، مدول الاستیسیته‌ی آن، $۱۰^۶ * ۵/۹۱۴$ (کیلوگرم بر سانتیمترمربع) و ضریب پواسون آن برابر با ۰/۳ می‌باشد، هم‌چنین ضخامت ورق CFRP برابر ۱/۵۳ میلی متر می‌باشد. لازم به ذکر است که، میلگردهای مقاطع سازه تقویت شده نسبت به سازه اصلی کاهش یافته‌اند همان طور که طبق نظر آئین نامه قبلی به تعداد کمتری میلگرد نیازمند است. خواص مکانیکی ورق‌های CFRP به کار رفته در جدول ۵ آورده شده است. طراحی لرزه‌ای بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، سازه در منطقه با لرزه‌خیزی زیاد ($A=0.3g$)، نوع خاک II، کاربری مسکونی، مدل‌ها در گروه ۳ با اهمیت متوسط، مدل‌ها با سیستم مقاوم جانبی قاب خمشی بتن مسلح دارای شکل‌پذیری متوسط با $R=5$ می‌باشند و مقدار ضریب زلزله $C = \frac{ABI}{R}$ محاسبه می‌شود.

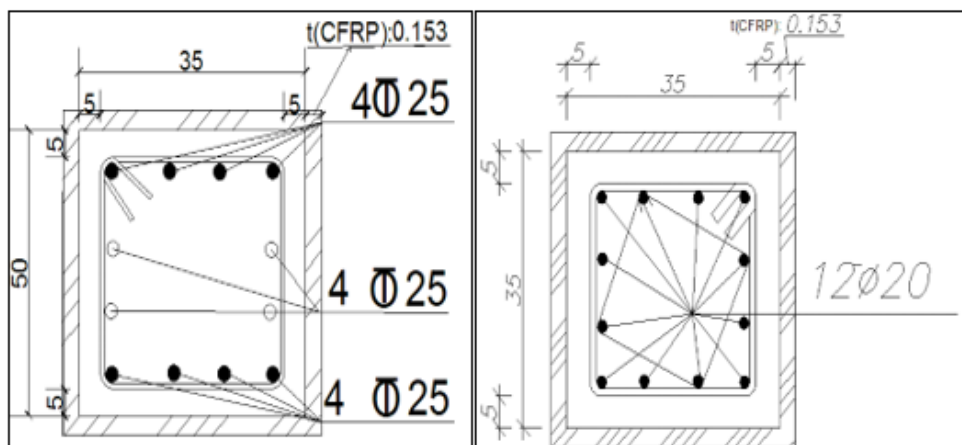
جدول ۱- سازه ۳ طبقه

تیر	ستون وسط		ستون		مدل ۳ طبقه	
	ابعاد (cm)	فولاد	ابعاد (cm)	فولاد	ابعاد (cm)	فولاد
۴۰*۶۰	۲۰*۲۶	۴۵*۴۵	۲۴*۲۰	۴۰*۴۰	طبقه اول	یک دهانه
۳۵*۵۰	۲۰*۲۰	۳۵*۳۵	۲۰*۲۰	۳۵*۳۵	طبقه دوم	
۳۵*۵۰	۲۰*۲۰	۳۵*۳۵	۲۰*۲۰	۳۵*۳۵	طبقه سوم	
۴۵*۶۵	۲۸*۲۰	۴۵*۴۵	۲۸*۲۰	۴۵*۴۵	طبقه اول	دو دهانه
۴۰*۶۰	۲۴*۲۰	۴۰*۴۰	۲۴*۲۰	۴۰*۴۰	طبقه دوم	
۳۵*۵۰	۲۰*۲۰	۳۵*۳۵	۲۰*۲۰	۳۵*۳۵	طبقه سوم	
۴۵*۶۵	۲۸*۲۰	۴۵*۴۵	۲۸*۲۰	۴۵*۴۵	طبقه اول	سه دهانه
۴۰*۶۰	۲۴*۲۰	۴۰*۴۰	۲۴*۲۰	۴۰*۴۰	طبقه دوم	
۴۰*۶۰	۲۰*۲۰	۴۰*۴۰	۲۰*۲۰	۴۰*۴۰	طبقه سوم	
۴۵*۶۵	۲۸*۲۵	۵۰*۵۰	۲۸*۲۰	۴۵*۴۵	طبقه اول	چهار دهانه
۴۰*۶۰	۲۴*۲۰	۴۰*۴۰	۲۴*۲۰	۴۰*۴۰	طبقه دوم	
۴۰*۶۰	۲۰*۲۰	۴۰*۴۰	۲۰*۲۰	۴۰*۴۰	طبقه سوم	
۴۵*۶۵	۳۶*۲۰	۵۰*۵۰	۲۸*۲۰	۴۵*۴۵	طبقه اول	پنج دهانه
۴۰*۶۰	۲۴*۲۰	۴۰*۴۰	۲۴*۲۰	۴۰*۴۰	طبقه دوم	
۴۰*۶۰	۲۰*۲۰	۴۰*۴۰	۲۰*۲۰	۴۰*۴۰	طبقه سوم	

جدول ۲- سازه ۵ طبقه

تیر	ستون وسط		ستون		مدل ۵ طبقه	
	ابعاد (cm)	ابعاد (cm)	ابعاد (cm)	ابعاد (cm)		
۵۰*۷۵	۳۲ Φ۲۶	۵۵*۵۵	۲۸ Φ۲۰	۵۰*۵۰	طبقه اول	یک دهانه
۴۵*۶۵	۲۸ Φ۲۰	۴۵*۴۵	۲۸ Φ۲۰	۴۵*۴۵	طبقه دوم	
۴۵*۶۵	۲۸ Φ۲۰	۴۵*۴۵	۲۸ Φ۲۰	۴۵*۴۵	طبقه سوم	
۴۰*۶۰	۲۰ Φ۲۰	۴۰*۴۰	۲۰ Φ۲۰	۴۰*۴۰	طبقه چهارم	
۴۰*۶۰	۲۰ Φ۲۰	۴۰*۴۰	۲۰ Φ۲۰	۴۰*۴۰	طبقه پنجم	
۵۰*۷۵	۳۲ Φ۲۶	۶۰*۶۰	۲۸ Φ۲۰	۵۰*۵۰	طبقه اول	دو دهانه
۴۵*۶۵	۳۶ Φ۲۰	۵۰*۵۰	۲۸ Φ۲۰	۴۵*۴۵	طبقه دوم	
۴۵*۶۵	۲۸ Φ۲۰	۴۵*۴۵	۲۸ Φ۲۰	۴۵*۴۵	طبقه سوم	
۴۰*۶۰	۲۰ Φ۲۰	۴۰*۴۰	۲۰ Φ۲۰	۴۰*۴۰	طبقه چهارم	
۴۰*۶۰	۲۰ Φ۲۰	۴۰*۴۰	۲۰ Φ۲۰	۴۰*۴۰	طبقه پنجم	
۵۵*۸۰	۴۰ Φ۲۶	۶۵*۶۵	۳۲ Φ۲۶	۵۵*۵۵	طبقه اول	سه دهانه
۵۰*۷۵	۳۲ Φ۲۶	۵۵*۵۵	۲۸ Φ۲۰	۵۰*۵۰	طبقه دوم	
۴۵*۶۵	۲۸ Φ۲۰	۴۵*۴۵	۲۸ Φ۲۰	۴۵*۴۵	طبقه سوم	
۴۰*۶۰	۲۸ Φ۲۰	۴۰*۴۰	۲۸ Φ۲۰	۴۰*۴۰	طبقه چهارم	
۴۰*۶۰	۲۸ Φ۲۰	۴۰*۴۰	۲۸ Φ۲۰	۴۰*۴۰	طبقه پنجم	
۵۵*۸۰	۴۰ Φ۲۶	۷۰*۷۰	۳۲ Φ۲۶	۵۵*۵۵	طبقه اول	چهار دهانه
۵۰*۷۵	۳۲ Φ۲۰	۵۵*۵۵	۳۲ Φ۲۰	۵۰*۵۰	طبقه دوم	
۴۵*۶۵	۲۸ Φ۲۰	۴۵*۴۵	۲۸ Φ۲۰	۴۵*۴۵	طبقه سوم	
۴۵*۶۵	۲۸ Φ۲۰	۴۵*۴۵	۲۸ Φ۲۰	۴۵*۴۵	طبقه چهارم	
۴۰*۶۰	۲۸ Φ۲۰	۴۰*۴۰	۲۸ Φ۲۰	۴۰*۴۰	طبقه پنجم	
۵۵*۸۰	۴۰ Φ۲۶	۷۰*۷۰	۳۲ Φ۲۶	۵۵*۵۵	طبقه اول	پنج دهانه
۵۰*۷۵	۳۲ Φ۲۰	۵۵*۵۵	۳۲ Φ۲۰	۵۰*۵۰	طبقه دوم	
۴۵*۶۵	۲۸ Φ۲۰	۴۵*۴۵	۲۸ Φ۲۰	۴۵*۴۵	طبقه سوم	
۴۵*۶۵	۲۸ Φ۲۰	۴۵*۴۵	۲۸ Φ۲۰	۴۵*۴۵	طبقه چهارم	
۴۰*۶۰	۲۸ Φ۲۰	۴۰*۴۰	۲۸ Φ۲۰	۴۰*۴۰	طبقه پنجم	

در زیر نمونه‌ای از مقاطع تیر و ستون سازه تقویت شده با CFRP نشان داده شده است.



شکل ۴- جزئیات مقاطع تیر و ستون سازه تقویت شده

جدول ۳- ابعاد هندسی و میزان فولاد تیر و ستون سازه ۱۰ طبقه

تیر	ستون های وسط		ستون های		مدل ۱۰ طبقه	
	ابعاد (cm)	فولاد	ابعاد (cm)	فولاد		
۶۰*۹۰	۴۰*۲۶	۶۵*۶۵	۳۶*۲۶	۶۰*۶۰	طبقه اول	یک دهانه
۵۵*۸۰	۳۶*۲۶	۶۰*۶۰	۳۲*۲۶	۵۵*۵۵	طبقه دوم	
۵۵*۸۰	۳۲*۲۶	۵۵*۵۵	۳۲*۲۶	۵۵*۵۵	طبقه سوم	
۴۵*۶۵	۲۰*۲۵	۴۵*۴۵	۲۰*۲۵	۴۵*۴۵	طبقه چهارم	
۴۰*۶۰	۲۰*۲۵	۴۰*۴۰	۲۰*۲۵	۴۰*۴۰	طبقه پنجم	
۴۰*۶۰	۲۰*۲۵	۴۰*۴۰	۲۰*۲۵	۴۰*۴۰	طبقه ششم	
۴۰*۶۰	۲۰*۲۵	۴۰*۴۰	۲۰*۲۵	۴۰*۴۰	طبقه هفتم	
۴۰*۶۰	۲۰*۲۵	۴۰*۴۰	۲۰*۲۵	۴۰*۴۰	طبقه هشتم	
۳۵*۵۰	۲۰*۲۰	۳۵*۳۵	۲۰*۲۰	۳۵*۳۵	طبقه نهم	
۳۵*۵۰	۲۰*۲۰	۳۵*۳۵	۲۰*۲۰	۳۵*۳۵	طبقه دهم	
۶۰*۹۰	۴۰*۲۶	۶۵*۶۵	۳۶*۲۵	۶۰*۶۰	طبقه اول	دو دهانه
۶۰*۹۰	۴۰*۲۶	۶۵*۶۵	۳۶*۲۵	۶۰*۶۰	طبقه دوم	
۵۵*۸۰	۳۲*۲۵	۵۵*۵۵	۳۲*۲۵	۵۵*۵۵	طبقه سوم	
۵۰*۷۵	۲۸*۲۵	۵۰*۵۰	۲۸*۲۵	۵۰*۵۰	طبقه چهارم	
۴۵*۶۵	۲۴*۲۵	۴۵*۴۵	۲۴*۲۵	۴۵*۴۵	طبقه پنجم	
۴۵*۶۵	۲۴*۲۵	۴۵*۴۵	۲۴*۲۵	۴۵*۴۵	طبقه ششم	
۴۰*۶۰	۲۰*۲۵	۴۰*۴۰	۲۰*۲۵	۴۰*۴۰	طبقه هفتم	
۴۰*۶۰	۲۰*۲۵	۴۰*۴۰	۲۰*۲۵	۴۰*۴۰	طبقه هشتم	
۳۵*۵۰	۲۰*۲۰	۳۵*۳۵	۲۰*۲۰	۳۵*۳۵	طبقه نهم	
۳۵*۵۰	۲۰*۲۰	۳۵*۳۵	۲۰*۲۰	۳۵*۳۵	طبقه دهم	
۷۰*۹۵	۴۰*۲۸	۷۰*۷۰	۴۰*۲۸	۷۰*۷۰	طبقه اول	سه دهانه
۶۰*۹۰	۴۰*۲۸	۷۰*۷۰	۳۶*۲۵	۶۰*۶۰	طبقه دوم	
۵۵*۸۰	۴۰*۲۸	۷۰*۷۰	۳۲*۲۵	۵۵*۵۵	طبقه سوم	
۵۵*۸۰	۴۰*۲۶	۶۵*۶۵	۳۲*۲۵	۵۵*۵۵	طبقه چهارم	
۵۰*۷۵	۳۲*۲۵	۵۵*۵۵	۲۸*۲۵	۵۰*۵۰	طبقه پنجم	
۴۵*۶۵	۲۸*۲۵	۵۰*۵۰	۲۴*۲۵	۴۵*۴۵	طبقه ششم	
۴۵*۶۵	۲۴*۲۵	۴۵*۴۵	۲۴*۲۵	۴۵*۴۵	طبقه هفتم	
۴۰*۶۰	۲۰*۲۵	۴۰*۴۰	۲۰*۲۵	۴۰*۴۰	طبقه هشتم	
۴۰*۶۰	۲۰*۲۵	۴۰*۴۰	۲۰*۲۵	۴۰*۴۰	طبقه نهم	
۳۵*۵۰	۲۰*۲۰	۳۵*۳۵	۲۰*۲۰	۳۵*۳۵	طبقه دهم	
۷۰*۹۵	۴۴*۲۶	۷۵*۷۵	۴۰*۲۸	۷۰*۷۰	طبقه اول	چهار دهانه
۶۵*۹۵	۴۰*۲۸	۷۰*۷۰	۳۶*۲۸	۶۵*۶۵	طبقه دوم	
۶۰*۹۰	۴۰*۲۸	۷۰*۷۰	۳۶*۲۵	۶۰*۶۰	طبقه سوم	
۵۵*۸۰	۳۶*۲۵	۶۰*۶۰	۳۲*۲۵	۵۵*۵۵	طبقه چهارم	
۵۵*۸۰	۳۲*۲۵	۵۵*۵۵	۳۲*۲۵	۵۵*۵۵	طبقه پنجم	
۴۵*۶۵	۲۸*۲۵	۵۰*۵۰	۲۴*۲۵	۴۵*۴۵	طبقه ششم	
۴۰*۶۰	۲۴*۲۵	۴۵*۴۵	۲۰*۲۵	۴۰*۴۰	طبقه هفتم	
۴۰*۶۰	۲۰*۲۵	۴۰*۴۰	۲۰*۲۵	۴۰*۴۰	طبقه هشتم	
۳۵*۵۰	۲۰*۲۰	۳۵*۳۵	۲۰*۲۰	۳۵*۳۵	طبقه نهم	
۳۵*۵۰	۲۰*۲۰	۳۵*۳۵	۲۰*۲۰	۳۵*۳۵	طبقه دهم	

ادامه جدول ۳- ابعاد هندسی و میزان فولاد تیر و ستون سازه ۱۰ طبقه

تیر	ستون های وسط		ستون های		مدل ۱۰ طبقه	
	ابعاد (cm)	فولاد	ابعاد (cm)	فولاد		
۷۰*۹۵	۴۴	Φ۲۸	۷۵*۷۵	۴۰	Φ۲۸	طبقه اول
۶۵*۹۵	۴۴	Φ۲۸	۷۵*۷۵	۳۶	Φ۲۸	طبقه دوم
۶۰*۹۰	۴۰	Φ۲۸	۷۰*۷۰	۳۶	Φ۲۵	طبقه سوم
۶۰*۹۰	۳۶	Φ۲۸	۶۵*۶۵	۳۶	Φ۲۵	طبقه چهارم
۵۵*۸۰	۳۲	Φ۲۵	۵۵*۵۵	۳۲	Φ۲۵	طبقه پنجم
۵۰*۷۵	۲۸	Φ۲۵	۵۰*۵۰	۲۸	Φ۲۵	طبقه ششم
۵۰*۷۵	۲۸	Φ۲۵	۵۰*۵۰	۲۸	Φ۲۵	طبقه هفتم
۴۵*۶۵	۲۴	Φ۲۵	۴۵*۴۵	۲۴	Φ۲۵	طبقه هشتم
۴۰*۶۰	۲۰	Φ۲۵	۴۰*۴۰	۲۰	Φ۲۵	طبقه نهم
۳۵*۵۰	۲۰	Φ۲۰	۳۵*۳۵	۲۰	Φ۲۰	طبقه دهم

پنج دهانه

جدول ۴- ابعاد هندسی و میزان فولاد تیر و ستون سازه ۱۵ طبقه

تیر	ستون وسط		ستون		مدل ۱۵ طبقه	
	ابعاد (cm)	فولاد	ابعاد (cm)	فولاد		
۷۰*۹۵	۴۸	Φ۲۸	۸۵*۸۵	۴۰	Φ۲۸	طبقه اول
۶۵*۹۰	۴۸	Φ۲۸	۸۰*۸۰	۳۶	Φ۲۸	طبقه دوم
۶۰*۹۰	۴۴	Φ۲۸	۷۵*۷۵	۳۶	Φ۲۵	طبقه سوم
۵۵*۸۰	۴۰	Φ۲۸	۷۰*۷۰	۳۲	Φ۲۵	طبقه چهارم
۵۵*۸۰	۳۶	Φ۲۸	۶۵*۶۵	۳۲	Φ۲۵	طبقه پنجم
۵۵*۸۰	۳۶	Φ۲۵	۶۰*۶۰	۳۲	Φ۲۵	طبقه ششم
۵۵*۸۰	۳۶	Φ۲۵	۶۰*۶۰	۳۶	Φ۲۰	طبقه هفتم
۵۵*۸۰	۳۶	Φ۲۰	۵۵*۵۵	۳۶	Φ۲۰	طبقه هشتم
۴۰*۶۰	۲۰	Φ۲۵	۴۰*۴۰	۲۰	Φ۲۵	طبقه نهم
۴۰*۶۰	۲۰	Φ۲۵	۴۰*۴۰	۲۰	Φ۲۵	طبقه دهم
۴۰*۶۰	۲۰	Φ۲۵	۴۰*۴۰	۲۰	Φ۲۵	طبقه یازدهم
۳۵*۵۰	۱۶	Φ۲۵	۳۵*۳۵	۱۶	Φ۲۵	طبقه دوازدهم
۳۵*۵۰	۲۰	Φ۲۰	۳۵*۳۵	۲۰	Φ۲۰	طبقه سیزدهم
۳۵*۵۰	۲۰	Φ۲۰	۳۵*۳۵	۲۰	Φ۲۰	طبقه چهاردهم
۳۵*۵۰	۲۰	Φ۲۰	۳۵*۳۵	۲۰	Φ۲۰	طبقه پانزدهم
۷۵*۹۵	۴۸	Φ۲۸	۸۰*۸۰	۴۴	Φ۲۸	طبقه اول
۷۵*۹۵	۴۸	Φ۲۸	۸۰*۸۰	۴۴	Φ۲۸	طبقه دوم
۶۵*۹۰	۴۸	Φ۲۸	۸۰*۸۰	۳۶	Φ۲۸	طبقه سوم
۶۵*۹۰	۴۴	Φ۲۸	۷۵*۷۵	۳۶	Φ۲۸	طبقه چهارم
۶۵*۹۰	۴۰	Φ۲۸	۷۰*۷۰	۳۶	Φ۲۸	طبقه پنجم
۵۵*۸۰	۳۶	Φ۲۸	۶۵*۶۵	۳۲	Φ۲۵	طبقه ششم
۵۵*۸۰	۳۶	Φ۲۸	۶۵*۶۵	۳۲	Φ۲۵	طبقه هفتم
۵۵*۸۰	۳۲	Φ۲۵	۵۵*۵۵	۳۲	Φ۲۵	طبقه هشتم
۵۵*۸۰	۳۶	Φ۲۰	۵۵*۵۵	۳۶	Φ۲۰	طبقه نهم
۵۵*۸۰	۳۶	Φ۲۰	۵۵*۵۵	۳۶	Φ۲۰	طبقه دهم
۴۵*۶۵	۲۴	Φ۲۵	۴۵*۴۵	۲۴	Φ۲۵	طبقه یازدهم
۴۵*۶۵	۲۴	Φ۲۵	۴۵*۴۵	۲۴	Φ۲۵	طبقه دوازدهم
۴۵*۶۵	۲۴	Φ۲۵	۴۵*۴۵	۲۴	Φ۲۵	طبقه سیزدهم
۳۵*۵۰	۱۶	Φ۲۵	۳۵*۳۵	۱۶	Φ۲۵	طبقه چهاردهم
۳۵*۵۰	۱۶	Φ۲۵	۳۵*۳۵	۱۶	Φ۲۵	طبقه پانزدهم

یک دهانه

دو دهانه

ادامه جدول ۴- ابعاد هندسی و میزان فولاد تیر و ستون سازه ۱۵ طبقه

تیر	ستون وسط		ستون		مدل ۱۵ طبقه	
	فولاد	ابعاد (cm)	فولاد	ابعاد (cm)		
۹۵*۱۰۵	۵۶ Φ۲۸	۹۵*۹۵	۵۶ Φ۲۸	۹۵*۹۵	سه دهانه	
۸۵*۱۰۰	۵۶ Φ۲۸	۹۵*۹۵	۴۸ Φ۲۸	۸۵*۸۵		
۷۵*۹۵	۵۴ Φ۲۸	۹۰*۹۰	۴۴ Φ۲۶	۷۵*۷۵		
۷۰*۹۵	۴۸ Φ۲۸	۸۵*۸۵	۴۰ Φ۲۸	۷۰*۷۰		
۷۰*۹۵	۴۴ Φ۲۶	۷۵*۷۵	۴۰ Φ۲۸	۷۰*۷۰		
۶۵*۹۰	۴۰ Φ۲۸	۷۰*۷۰	۳۶ Φ۲۸	۶۵*۶۵		
۶۵*۹۰	۳۶ Φ۲۸	۶۵*۶۵	۳۶ Φ۲۸	۶۵*۶۵		
۶۰*۹۰	۳۶ Φ۲۵	۶۰*۶۰	۳۶ Φ۲۵	۶۰*۶۰		
۶۰*۹۰	۳۶ Φ۲۵	۶۰*۶۰	۳۶ Φ۲۵	۶۰*۶۰		
۵۵*۸۰	۳۲ Φ۲۵	۵۵*۵۵	۳۲ Φ۲۵	۵۵*۵۵		
۵۰*۷۵	۲۸ Φ۲۵	۵۰*۵۰	۲۸ Φ۲۵	۵۰*۵۰		
۴۵*۶۵	۲۴ Φ۲۵	۴۵*۴۵	۲۴ Φ۲۵	۴۵*۴۵		
۴۵*۶۵	۲۴ Φ۲۵	۴۵*۴۵	۲۴ Φ۲۵	۴۵*۴۵		
۳۵*۵۰	۱۶ Φ۲۵	۳۵*۳۵	۱۶ Φ۲۵	۳۵*۳۵		
۳۵*۵۰	۱۶ Φ۲۵	۳۵*۳۵	۱۶ Φ۲۵	۳۵*۳۵		
۹۵*۱۰۵	۶۰ Φ۲۸	۱۰۰*۱۰۰	۵۶ Φ۲۸	۹۵*۹۵		چهار دهانه
۹۰*۱۰۰	۵۶ Φ۲۸	۹۵*۹۵	۵۴ Φ۲۸	۹۰*۹۰		
۸۵*۱۰۰	۵۶ Φ۲۸	۹۵*۹۵	۴۸ Φ۲۸	۸۵*۸۵		
۸۵*۱۰۰	۴۸ Φ۲۸	۸۵*۸۵	۴۸ Φ۲۸	۸۵*۸۵		
۸۰*۹۵	۴۸ Φ۲۸	۸۰*۸۰	۴۸ Φ۲۸	۸۰*۸۰		
۸۰*۹۵	۴۸ Φ۲۸	۸۰*۸۰	۴۸ Φ۲۸	۸۰*۸۰		
۷۵*۹۵	۴۴ Φ۲۸	۷۵*۷۵	۴۴ Φ۲۸	۷۵*۷۵		
۷۰*۹۵	۴۰ Φ۲۸	۷۰*۷۰	۴۰ Φ۲۸	۷۰*۷۰		
۶۵*۹۰	۳۶ Φ۲۸	۶۵*۶۵	۳۶ Φ۲۸	۶۵*۶۵		
۶۵*۹۰	۳۶ Φ۲۸	۶۵*۶۵	۳۶ Φ۲۸	۶۵*۶۵		
۶۰*۹۰	۳۶ Φ۲۵	۶۰*۶۰	۳۶ Φ۲۵	۶۰*۶۰		
۵۰*۷۵	۲۸ Φ۲۵	۵۰*۵۰	۲۸ Φ۲۵	۵۰*۵۰		
۴۵*۶۵	۲۴ Φ۲۵	۴۵*۴۵	۲۴ Φ۲۵	۴۵*۴۵		
۴۰*۶۰	۲۰ Φ۲۵	۴۰*۴۰	۲۰ Φ۲۵	۴۰*۴۰		
۳۵*۵۰	۲۰ Φ۲۰	۳۵*۳۵	۲۰ Φ۲۰	۳۵*۳۵		
۹۵*۱۰۵	۶۴ Φ۲۸	۱۰۵*۱۰۵	۵۶ Φ۲۸	۹۵*۹۵	پنج دهانه	
۹۵*۱۰۵	۶۴ Φ۲۸	۱۰۵*۱۰۵	۵۶ Φ۲۸	۹۵*۹۵		
۹۵*۱۰۵	۶۴ Φ۲۸	۱۰۵*۱۰۵	۵۶ Φ۲۸	۹۵*۹۵		
۹۰*۱۰۰	۶۰ Φ۲۸	۱۰۰*۱۰۰	۵۴ Φ۲۸	۹۰*۹۰		
۹۰*۱۰۰	۵۶ Φ۲۸	۹۵*۹۵	۵۴ Φ۲۸	۹۰*۹۰		
۸۵*۱۰۰	۴۸ Φ۲۸	۸۵*۸۵	۴۸ Φ۲۸	۸۵*۸۵		
۸۰*۹۵	۴۸ Φ۲۸	۸۰*۸۰	۴۸ Φ۲۸	۸۰*۸۰		
۷۵*۹۵	۴۴ Φ۲۸	۷۵*۷۵	۴۴ Φ۲۸	۷۵*۷۵		
۷۰*۹۵	۴۰ Φ۲۸	۷۰*۷۰	۴۰ Φ۲۸	۷۰*۷۰		
۶۵*۹۰	۳۶ Φ۲۸	۶۵*۶۵	۳۶ Φ۲۸	۶۵*۶۵		
۶۰*۹۰	۳۶ Φ۲۵	۶۰*۶۰	۳۶ Φ۲۵	۶۰*۶۰		
۵۰*۷۵	۲۸ Φ۲۵	۵۰*۵۰	۲۸ Φ۲۵	۵۰*۵۰		
۵۰*۷۵	۲۸ Φ۲۵	۵۰*۵۰	۲۸ Φ۲۵	۵۰*۵۰		
۴۵*۶۵	۲۴ Φ۲۵	۴۵*۴۵	۲۴ Φ۲۵	۴۵*۴۵		
۴۰*۶۰	۲۰ Φ۲۵	۴۰*۴۰	۲۰ Φ۲۵	۴۰*۴۰		

با توجه به این که سیستم کف مورد استفاده در این پروژه سقف تیرچه بلوک با عرض بارگیر ۵ متر است و نرم افزار SAP قادر به مدل سازی آن نیست می توان سطح بارگیرها و سهم بار خطی هر تیر را از بارهای مرده، زنده و دیوار بدست آورده و آن را دستی به تیرها اثر داد. و همچنین جهت اختصاص بارگذاری زلزله از قابلیت بارگذاری خودکار *User coefficient* نمی توان استفاده کرد زیرا نرم افزار طبق الگوریتم داخلی خود باید نیروی زلزله محاسبه شده را به مرکز دیافراگم صلب اختصاص دهد و قادر به چنین کاری نبوده، گزینه *User Loads* را انتخاب کرده و به محاسبه نیروی برشی و لنگر واژگونی در هر طبقه و نقطه محل اثر نیروی برشی هر تراز نیز پرداخته و آن را در جدول نیروها که با قابلیت *User Loads* فعال می شود وارد نمود.

توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان بر اساس نیروی برش پایه، ارتفاع و وزن طبقات از رابطه

$$F_i = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n w_j h_j^k} V$$

و مقدار K از رابطه $k = \begin{cases} 2.0 & \text{for } T \geq 2.5 \text{ Sec} \\ 1.0 & \text{for } T \leq 0.5 \text{ Sec} \end{cases}$ محاسبه می شوند [۳۵].

جدول ۵- خواص مکانیکی ورق های CFRP به کاررفته

ضریب پواسون		مدول برشی (MPa)		تنش فشاری (MPa)		تنش کششی (MPa)		مدول الاستیسیته (MPa)	
۰/۲	ν_{xy}	۱۲۵۷۶	G_{xy}	۸۰	σ_x	۳۹۰۰	σ_x'	۲۴۰۰۰	Ex
۰/۲	ν_{xz}	۱۲۵۷۶	G_{xz}	۸۰	σ_y	۵۳/۷	σ_y'	۱۸۵۸۱	Ey
۰/۳	ν_{yz}	۷۱۴۷	G_{yz}	۸۰	σ_z	۵۳/۷	σ_z'	۱۸۵۸۱	Ez

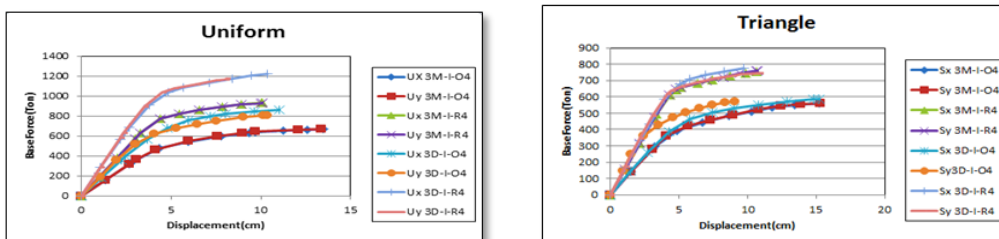
اتصالات بصورت صلب بوده و به مانند دورپیچ تیرها و ستونها در طراحی ها فرض شده و مدل ها در کلیه آنالیزهای خطی و غیرخطی به صورت سه بعدی بوده و در تحلیل های خطی پیچش تصادفی ۵٪ در نظر گرفته شده است. در طراحی سازه های متعارف معمولاً مقاومت مقاطع عامل تعیین کننده در ابعاد آن ها بوده در صورتی که هنگامی که سازه ها مرتفع می شوند بدلیل افزایش پریود ارتعاشی سازه و انعطاف پذیری، عامل تعیین کننده در ابعاد مقاطع، سختی می باشد لذا در طراحی مقاطع، علاوه بر تامین مقاومت کافی، تغییرمکان سازه باید کنترل و با مقدار مجاز مقایسه گردد که مقاطع مناسب در این مقاله بر همین اساس بوده است. از انواع تحلیل های خطی و غیر خطی استاتیکی و دینامیکی می توان استفاده کرد و با توجه به این که اکثر قریب به اتفاق سازه های متداول در هنگام زلزله وارد ناحیه غیرخطی شده و از خود رفتار غیرارتجاعی نشان می دهند لذا استفاده از روش های استاتیکی غیرخطی یا تحلیل استاتیکی فزاینده غیرخطی در آئین نامه های FEMA273 یا ATC-40 و دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود (نشریه شماره ۳۶۰) توصیه شد [۳۶]. در تحلیل استاتیکی غیرخطی باید دو پارامتر سطح عملکرد سازه و سطح خطر اساسی در نظر گرفت. سطوح عملکرد اجزای سازه ای شامل قابلیت استفاده بی وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS)، آستانه ای فروریزش (CP) است و اگر سازه دچار تغییرمکان های بیش از این حد شود، سازه ناپایدار می گردد و فرو می ریزد و براساس دستورالعمل بهسازی لرزه ای سه سطح خطر ۱ (زلزله طرح) و ۲ (زلزله محتمل) و ۳ تعریف شده است [۳۴]. توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی و توزیع یکنواخت که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می شود. در طراحی براساس عملکرد، ظرفیت و نیاز باید مدنظر قرار گیرد و سازه باید دارای ظرفیتی باشد که بتواند در برابر نیروهای لرزه ای مقاومت کرده و رفتار سازه، سازگار با اهداف طراحی آن باشد و در آنالیز غیرخطی باید سه عنصر ظرفیت، نیاز (جابجایی) و عملکرد مشخص شوند و ظرفیت یک سازه معمولاً بوسیله ی منحنی ظرفیت و برش پایه ی ساختمان در برابر جابجایی بام بدست می آید.

۴- نتایج تحلیل مدل ها

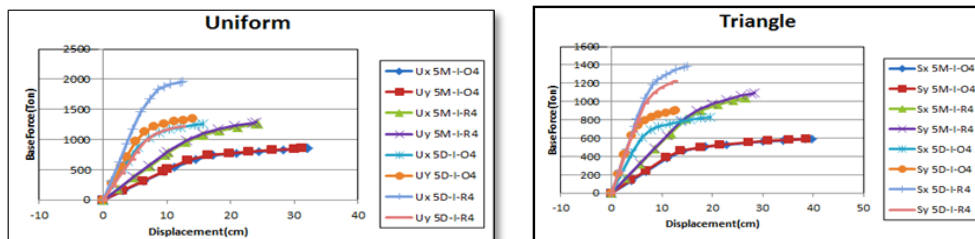
ارزیابی پاسخ لرزه ای در سطح کلی با بدست آوردن منحنی های ظرفیت، حداکثر تغییرمکان بام، ضریب برش پایه مدل ها است.

۴-۱- مقایسه منحنی ظرفیت سازه‌ی دوبلکسی و منظم

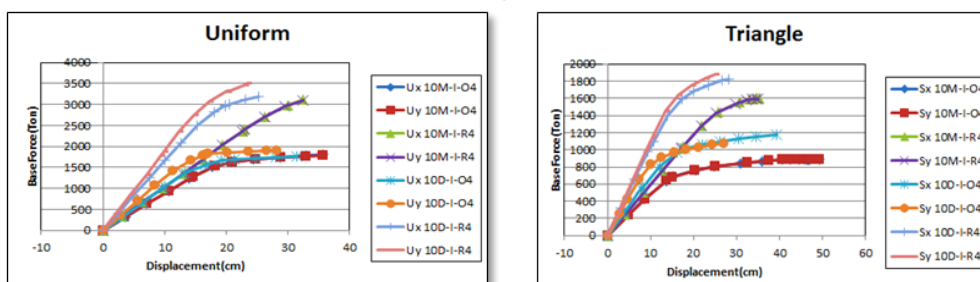
منحنی‌های ظرفیت سازه‌های دوبلکسی (D) و منظم (M) چهار دهانه تقویت نشده (O) و تقویت شده (R) با طبقات متفاوت تحت بارهای جانبی مثلثی (Tri) و یکنواخت (Uni) در شکل ۵ مقایسه شده‌اند. عدد اول بعد از نوع بارگذاری در نامگذاری نمونه‌ها نشان از تعداد طبقات است. اشکال نشان می‌دهد که ساختمان‌های منظم دارای جذب انرژی بیشتری نسبت به مدل دوبلکسی بوده و کاهش جذب انرژی سازه دوبلکسی ۳ طبقه در بارگذاری‌های مثلثی و یکنواخت برابر ۳۹/۶۲ و ۱۵/۶ و در ۵ طبقه برابر ۵۲/۱۳ و ۳۸/۴۶ درصد بود ولی سختی اولیه و ظرفیت برش پایه سازه دوبلکسی بیشتر از سازه منظم بوده و سازه‌ی دوبلکسی تغییرمکان جانبی بیشتری را ایجاد نموده است. سختی اولیه و ظرفیت برش پایه ساختمان ده طبقه دوبلکسی بیشتر از سازه منظم است ولی تغییرمکان جانبی کمتری از خود نشان می‌دهد و درصد کاهش جذب انرژی سازه دوبلکسی در بارگذاری مثلثی و یکنواخت برابر ۳۷/۰۲ و ۴۷/۵۳ درصد است.



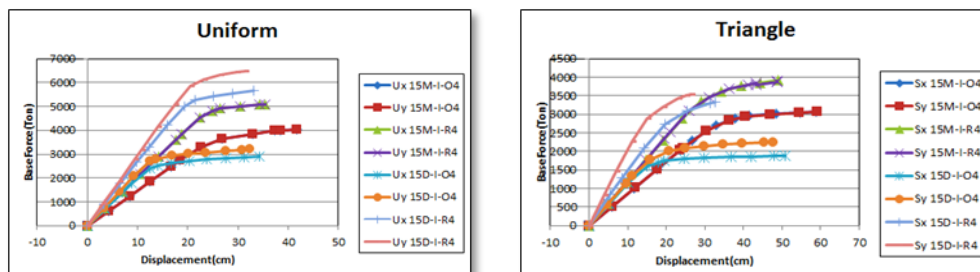
الف - سه طبقه



ب - پنج طبقه



ج - ده طبقه



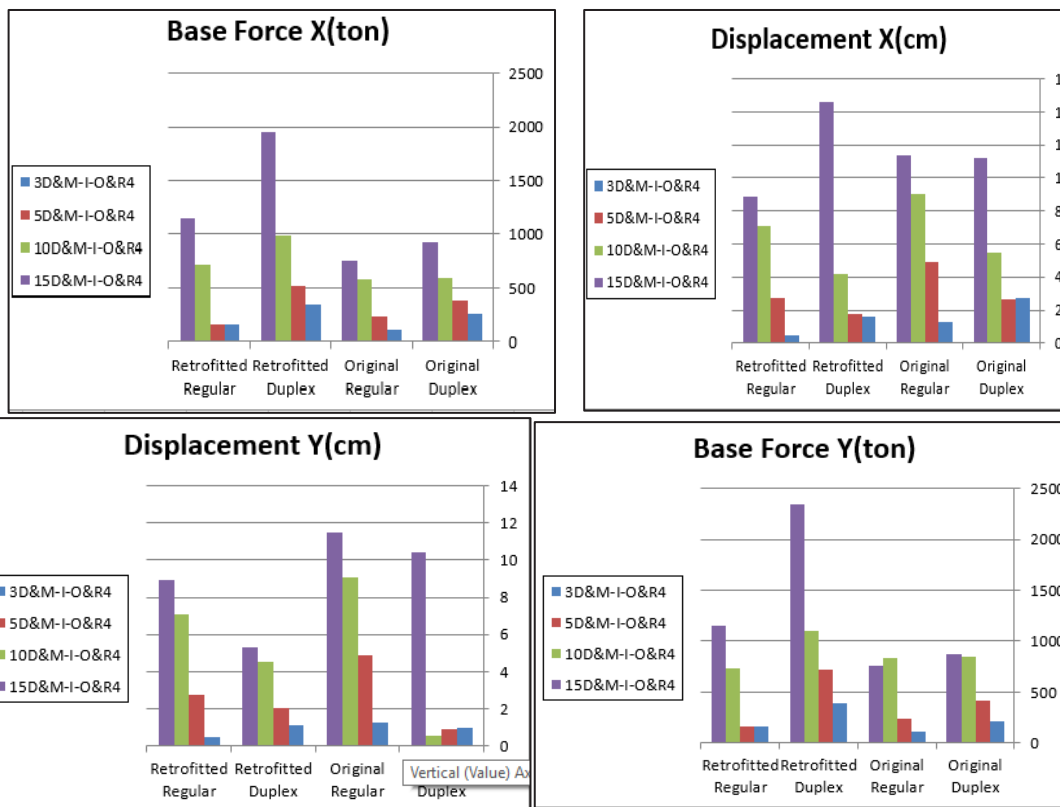
د - ددهد طبقه

شکل ۵ - منحنی ظرفیت ساختمان‌های منظم و دوبلکسی با توزیع بارهای جانبی مثلثی و یکنواخت ساختمان چهار دهانه

ظرفیت برش سازه دوبلکسی ۱۵ طبقه تقویت نشده و در هر دو بارگذاری مثلثی و یکنواخت و در سازه‌ی تقویت شده به ازای بارگذاری مثلثی کمتر از مدل منظم بود و در بارگذاری یکنواخت در هر دو جهت مدل‌های منظم تقویت شده برش پایه کمتری را ایجاد می‌کنند و میزان جذب انرژی سازه دوبلکسی در بارگذاری مثلثی به میزان ۵۱/۱۵ درصد کاهش و بارگذاری یکنواخت ۸/۵ درصد نسبت به منظم افزایش یافته و رفتار بهتری نشان می‌دهد. با افزایش تعداد دهانه‌ها سختی اولیه و ظرفیت برشی پایه و ظرفیت جذب انرژی سازه ۵ طبقه تقویت نشده در دو حالت بارگذاری مثلثی و یکنواخت افزایش یافته است و بیشترین میزان تغییرمکان هدف در بارگذاری مثلثی در جهت X است و کمترین آن در سازه‌ی ۴ دهانه در بارگذاری مثلثی جهت Y رخ می‌دهد ولی در ساختمان‌های ۵ طبقه تقویت شده، در هر دو نوع توزیع بار جانبی، منحنی ظرفیت سازه ۵ دهانه دارای ظرفیت برش پایه و سختی اولیه بیشتری است و در بارگذاری مثلثی سازه ۵ دهانه در جهت X تغییرمکان جانبی بیشتر و سازه ۳ دهانه در بارگذاری مثلثی جهت Y کمترین مقدار این پارامتر را به همراه دارد. بیشترین میزان جذب انرژی و سختی اولیه در تمامی حالات متعلق به سازه ۵ دهانه در بارگذاری یکنواخت و در جهت X می‌باشد. با افزایش تعداد دهانه‌ها سختی اولیه و ظرفیت برشی پایه و ظرفیت جذب انرژی در دو حالت بارگذاری مثلثی و یکنواخت افزایش می‌یابد. در تمام حالات بارگذاری سازه دوبلکسی تقویت شده دارای بیشترین مقدار سختی اولیه و ظرفیت برشی پایه می‌باشد. هم-چنین در سازه‌ی تقویت نشده بیشینه ظرفیت جذب انرژی در سازه منظم و در سازه‌ی تقویت شده بیشترین این فاکتور در سازه دوبلکسی اتفاق می‌افتد. در قیاس کلی بین مدل‌های ۵ طبقه دوبلکسی و منظم ۱ تا ۵ دهانه، می‌توان بیان کرد که، در تمام حالات بارگذاری سازه‌ی دوبلکسی تقویت شده دارای بیشترین مقدار سختی اولیه و ظرفیت برشی پایه نسبت به سازه‌ی منظم می‌باشد. می‌توان گفت بیشترین سختی اولیه و کمترین تغییرمکان جانبی در بارگذاری یکنواخت و مثلثی متعلق به مدل دوبلکسی است. در اکثر مدل‌ها به غیر از سازه‌ی دوبلکسی ۱۵ طبقه ظرفیت برش پایه سازه‌ی دوبلکسی بیشتر از سازه‌ی منظم است و میزان جذب انرژی سازه‌ی دوبلکسی در تمامی حالات به ازای هر دو نوع توزیع بار جانبی کمتر از سازه‌ی منظم است در حالی که سازه‌ی مقاوم ۱۵ طبقه به ازای بارگذاری یکنواخت میزان جذب انرژی و برش پایه‌ی آن نسبت به منظم افزایش یافته و رفتار بهتری نشان می‌دهد.

۲-۴- مقایسه تغییر مکان هدف و برش پایه سازه دوبلکسی و منظم

تفاوت تغییرمکان هدف و برش پایه دو نوع توزیع بار یکنواخت و مثلثی ساختمان‌های منظم و دوبلکسی در دو جهت متفاوت در شکل ۶ نشان داده شده‌اند.



شکل ۶- تفاوت تغییر مکان هدف و برش طبقات برای سازه تقویت شده و تقویت نشده دوبلکسی و منظم

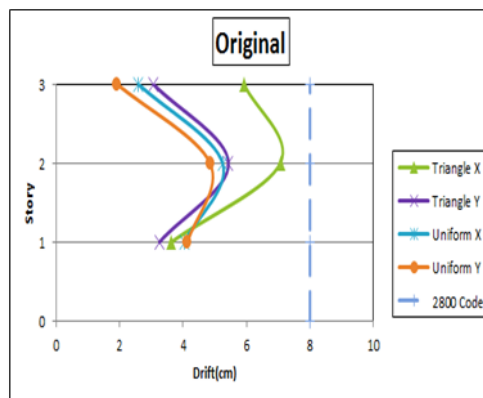
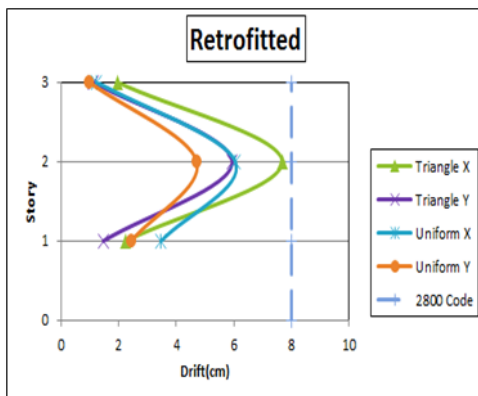
با بررسی دو سازه دوبلکسی و منظم در طبقات مختلف مدل ۴ دهانه اصلی و مقاوم دیده می شود که، در جهت X و Y دوبلکسی شدن سازه باعث افزایش تفاوت ظرفیت برش پایه و تغییر مکان هدف شده که بیشترین تفاوت در سازه ۱۵ طبقه دوبلکسی تقویت شده و کمترین در سازه ۳ طبقه منظم تقویت نشده بود. ضمناً تأثیر دوبلکسی شدن سازه بر تفاوت ظرفیت برش پایه و تغییر مکان هدف در تمامی سازه‌ها با دهانه‌های مختلف یکسان نبوده و غیر از سازه منظم ۳ طبقه مدل ۵ دهانه بیشترین تفاوت ظرفیت برش پایه و سازه‌ی ۱ دهانه کمترین آن را بین سازه‌ی دوبلکسی و منظم اصلی و مقاوم به همراه دارد. دوبلکسی شدن سازه مقاوم باعث افزایش ماکزیمم نیروی برش پایه و کاهش حداکثر تغییر مکان جانبی بام در سازه‌های ۳، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه می‌شود. کاهش حداکثر تغییر مکان بام سازه‌ی دوبلکسی وجود سختی بالاتر این سازه را نسبت به سازه‌ی منظم نشان می‌دهد. از طرفی، دوبلکسی شدن تنها در سازه‌های کوتاه مرتبه ۳ و ۵ طبقه موجب افزایش حداکثر نیروی برش طبقات می‌گردد. به طور کلی می‌توان گفت که، سازه‌های دوبلکسی در مدل‌های میان مرتبه ۱۰ و ۱۵ طبقه رفتار غیر قابل پیش بینی ای از خود نشان می‌دهند به گونه‌ای که در بعضی از بارگذاری‌ها و طبقات، افزایش یا کاهش حداکثر نیروی برش طبقات مشاهده شد.

۳-۴- بررسی حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

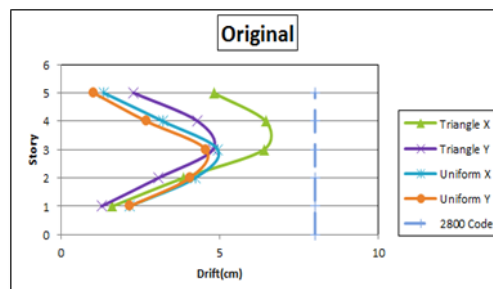
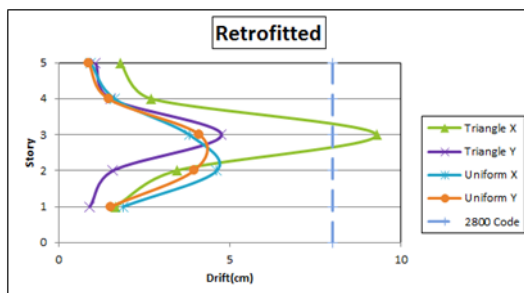
تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، اختلاف تغییر مکان‌های مراکز جرم کف در بالا و پایین آن طبقات است و درصد دریافت، اختلاف تغییر مکان‌های مراکز جرم کف در بالا و پایین آن طبقات تقسیم بر ارتفاع طبقه بالایی است. حداکثر مقدار تغییر مکان جانبی نسبی واقعی طرح (Δ_M) در محل مرکز جرم هر طبقه برای ساختمان‌های تا ۵ طبقه برابر **0.025** برابر ارتفاع طبقه و برای سایر ساختمان‌ها باید **0.02** برابر ارتفاع طبقه باشد [۵۹]. لذا برای کلیه ساختمان‌ها تا ۵ طبقه با ارتفاع طبقات ۳۲۰ سانتیمتر، حد بالای تغییر مکان جانبی نسبی برابر ۸ سانتیمتر و برای ساختمان‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه برابر ۶/۴ سانتیمتر است. قیاس بین تغییر مکان جانبی حداکثر در شکل ۷ نشان داده شده است. در مدل ۳ طبقه دوبلکسی اصلی و تقویت شده، تغییرات دریافت دارای روندی غیریکنواخت

است و مدل دوبلکسی تقویت نشده و تقویت شده، حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی را در بارگذاری مثلثی به ترتیب برابر با ۷/۱ و ۷/۷ سانتیمتر دارا است و دررفت مدل ها در بارگذاری مثلثی بیش از بارگذاری یکنواخت می باشد و در تمامی مدل های دوبلکسی حداکثر تغییرمکان نسبی از حد مجاز موجود در آیین نامه تجاوز نکرده است. با تقویت سازه میزان دررفت سازه برخلاف سازه های منظم دارای روندی غیر یکنواخت بوده و نمی توان گفت که با مقاوم سازی سازه های دوبلکسی کاهش می یابد. بیشترین کاهش تغییرات دررفت سازه تقویت شده به سازه تقویت نشده در بارگذاری یکنواخت جهت Y و برابر با ۲/۹۲ درصد و بیشینه ی افزایش این تغییرات در بارگذاری یکنواخت جهت X و برابر ۱۵/۳۵ درصد می باشد. نتیجه گرفته می شود که در مدل ۳ طبقه دوبلکسی شدن تأثیر یکنواختی بر حداکثر تغییرمکان نسبی طبقات نداشته و بیشترین کاهش دررفت مدل دوبلکسی تقویت نشده به منظم تقویت نشده برابر ۱۶/۴۵ درصد و متعلق به بارگذاری یکنواخت جهت Y و بیشترین کاهش و افزایش دررفت مدل دوبلکسی تقویت شده به منظم تقویت شده برابر ۱۱/۵۲ و ۱۸/۴۷ درصد می باشد. بیشترین تغییرمکان جانبی نسبی در مدل ۵ طبقه ۴ دهانه دوبلکسی تقویت شده و تقویت نشده در اثر بارگذاری مثلثی جهت X به ترتیب برابر ۶/۵ و ۹/۳ است لذا دررفت سازه تقویت شده با $CFRP$ به ازای بارگذاری مثلثی در طبقه سوم از حد مجاز موجود در این آیین نامه تجاوز نموده است و تحلیل پشاور تحت توزیع بار جانبی مثلثی توانسته نیازهای تغییرمکانی بارگذاری یکنواخت را تأمین کند. در سازه دوبلکسی ۵ طبقه تقویت سازه در تمامی حالات غیر از بارگذاری مثلثی جهت X موجب کاهش تغییرمکان جانبی نسبی طبقات شده است و تغییرات دررفت دارای روندی غیر یکنواخت بوده و در سازه ی اصلی در تمام موارد غیر از بارگذاری مثلثی جهت X در طبقه چهارم که ماکزیمم بود در طبقه سوم هم بیشینه است، و برای سازه مقاوم غیر از بارگذاری یکنواخت جهت X که در طبقه دوم حداکثر می باشد، در طبقه سوم بیشینه می گردد. بنابراین بیشترین کاهش دررفت مدل تقویت شده نسبت به تقویت نشده در بارگذاری یکنواخت جهت Y برابر با ۹/۸۵ درصد است و دوبلکسی شدن موجب کاهش حداکثر ۵۴/۳۴ و ۴۷/۷۲ درصد تغییرمکان نسبی طبقات مدل های دوبلکسی تقویت نشده و تقویت شده نسبت به مدل های منظم تقویت نشده و منظم تقویت شده به ترتیب در بارگذاری مثلثی جهت Y و بارگذاری یکنواخت جهت Y شد. گرچه تغییرات دررفت در مدل های ۱۰ طبقه دوبلکسی دارای روندی غیر یکنواخت بود ولی به ازای تمامی بارگذاری ها در طبقه هفتم به بیشینه مقادیر خود رسیده است و بیشینه تغییرمکان جانبی نسبی در سازه تقویت شده و تقویت نشده در بارگذاری مثلثی جهت X به ترتیب برابر ۸/۷ و ۹/۲ بود هم چنین مقدار آن در دو جهت X و Y بیش از بارگذاری یکنواخت می باشد. دررفت به ازای بارگذاری مثلثی جهت X سازه تقویت نشده در طبقات هفتم، هشتم، نهم و به ازای بارگذاری مثلثی جهت Y در طبقات هفتم و هشتم و در مدل تقویت شده با $CFRP$ در بارگذاری مثلثی جهت X در طبقات هفتم و هشتم و در بارگذاری مثلثی جهت Y در طبقه ی هفتم از حد مجاز موجود در این آیین نامه تجاوز نموده است.

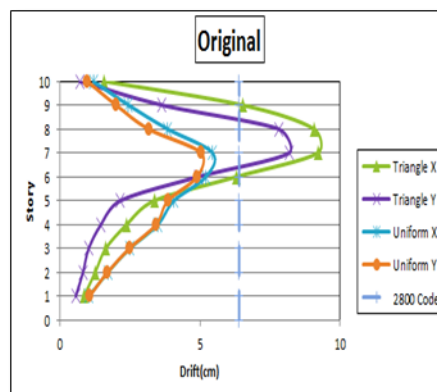
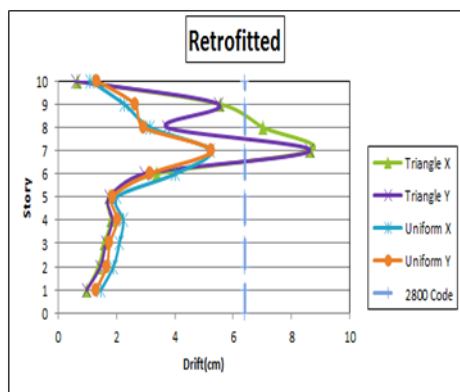
نیازهای تغییرمکانی ناشی از توزیع بار مثلثی و یکنواخت در دو جهت X و Y در طبقه هفتم بیشتر از سایر طبقات بوده است. حداکثر تغییرمکان نسبی طبقات مدل دوبلکسی تقویت نشده و تقویت شده ۱۰ طبقه به مدل منظم تقویت نشده و منظم تقویت شده در بارگذاری مثلثی به ترتیب به جهت Y و X برابر ۴۰/۸۳ و ۳۸/۸۴ درصد کاهش یافت. حداکثر تغییرمکان نسبی طبقات مدل ۱۵ طبقه ۴ دهانه تقویت نشده و دوبلکسی تقویت شده در اثر بارگذاری مثلثی به ترتیب در جهت X و Y به ترتیب برابر ۵/۵ و ۹/۹ است و تغییرات دررفت دارای روندی غیر یکنواخت بود و در سازه تقویت نشده دررفت حد مجاز آیین نامه رعایت شده ولی در مدل تقویت شده در بارگذاری مثلثی دو جهت در طبقات سیزدهم و چهاردهم حد مجاز آیین نامه مراعات نشده است ولی بیشترین افزایش تغییرمکان جانبی نسبی به بارگذاری مثلثی در جهت Y برابر ۱۰۰/۱۶ درصد بود. بیشترین کاهش دررفت مدل دوبلکسی تقویت نشده به مدل منظم تقویت نشده در بارگذاری مثلثی جهت Y برابر ۲۹/۱۹ درصد و مقدار بیشترین کاهش و افزایش دررفت مدل دوبلکسی تقویت شده به منظم تقویت شده با $CFRP$ به ترتیب در بارگذاری یکنواخت جهت Y و بارگذاری مثلثی جهت Y برابر ۱۰/۲۴ و ۵۱/۱۱ درصد بود.



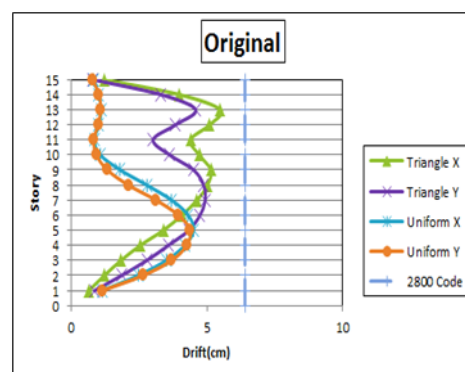
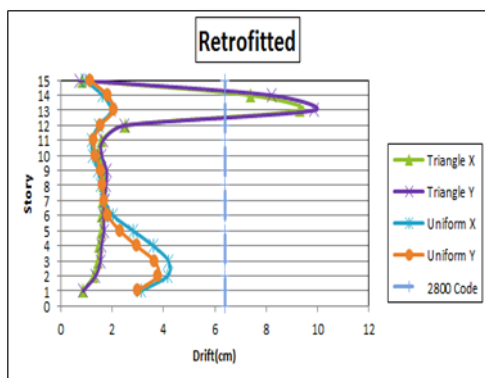
الف - سه طبقه



ب - ۵ طبقه



ج - ۱۰ طبقه



د - ۱۵ طبقه

شکل ۷- حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات ساختمان تقویت نشده و شده با CFRP

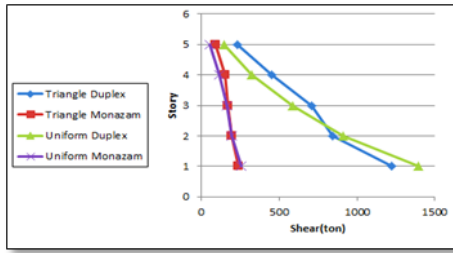
هم چنین بنابه شکل ۷-ب در تمامی حالات بارگذاری جهت X مقادیر بیشتری دیررفت را نسبت به جهت Y ایجاد نموده است. در سازه ی دوبلکسی ۵ طبقه تقویت سازه با $CFRP$ در تمامی حالات غیر از بارگذاری مثلثی جهت X موجب کاهش تغییرمکان جانبی نسبی طبقات شده است. در کلیه ی ساختمان ۵ طبقه، تغییرات دیررفت به ازای آنالیزهای مختلف دارای روندی غیریکنواخت بوده و در سازه ی اصلی در تمام موارد غیر از بارگذاری مثلثی جهت X که در طبقه ی چهارم ماکزیمم می باشد، در طبقه ی سوم بیشینه است، و برای سازه ی مقاوم غیر از بارگذاری یکنواخت جهت X که در طبقه ی دوم حداکثر می باشد، در طبقه ی سوم بیشینه می گردد. مقاوم سازی سازه با $CFRP$ به طور کلی تأثیر یکنواختی بر ماکزیمم حداکثر تغییرمکان نسبی سازه ها ایجاد نکرده است و دوبلکسی شدن سازه نیز تأثیر یکسانی بر میزان دیررفت سازه نداشته ولی می توان گفت در سازه های ۵ و ۱۰ طبقه تأثیر دوبلکسی شدن سازه بر کاهش میزان ماکزیمم دیررفت می باشد. در سازه های تقویت نشده تغییرمکان نسبی طبقات در دهانه های مختلف تقریباً نزدیک به هم می باشند و در سازه تقویت شده بیشینه تغییرمکان نسبی در طبقات تحتانی در مدل یک دهانه رخ داده و برای طبقات فوقانی نمی توان به یک روند واحد دست یافت. در تمامی موارد غیر از مدل مقاوم ۴ و ۵ دهانه در بارگذاری مثلثی جهت X محدودیت مجاز آیین نامه برای ماکزیمم تغییرمکان نسبی رعایت شده است.

۴-۴- بررسی پدیده ی ستون های کوتاه در سازه های دوبلکسی تقویت شده

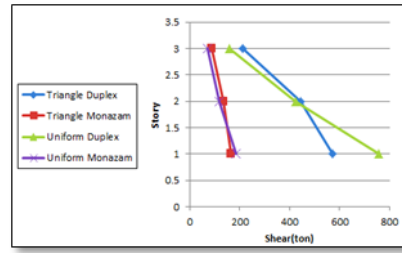
برای بررسی اثر ستون کوتاه های ایجاد شده در سازه دوبلکسی، مقدار نیروی برشی وارد بر ستون های سازه دوبلکسی را با نیروهای وارده بر سازه معمولی برای دو توزیع بار جانبی مثلثی و یکنواخت در شکل ۸ مقایسه شده است. همان طور که نیروی برشی ساختمان های ۳ تا ۱۵ نشان داده شده اند می توان دریافت که نیروی برشی ستون های کوتاه سازه دوبلکسی بیشتر از ستون های نظیر در سازه معمولی می باشد.

۵- بررسی کلی اثر پارامترهای مختلف بر رفتار لرزه ای سازه های تقویت شده با $CFRP$

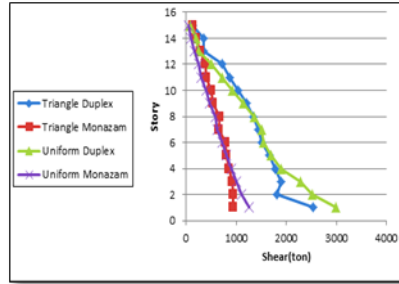
تأثیر متغیرهای هندسی بر میزان تغییرات پارامترها از جمله سختی و جذب انرژی و متغیرهای نقطه عملکرد سازه توسط $CFRP$ به صورت بی بعد در اشکال ۹ تا ۱۴ نشان داده شده اند بطوری که SX و SY به ترتیب بیانگر بارگذاری مثلثی در جهت X و Y و UX و UY به ترتیب بارگذاری یکنواخت در جهت X و Y می باشند. ماکزیمم درصد افزایش سختی سازه به ازای تقویت در سازه ۵ طبقه به میزان ۱۴۱/۷۹ درصد و در سازه ۵ طبقه نیز حداکثر درصد افزایش سختی با تقویت سازه در مدل یک دهانه برابر با ۱۱۳/۳۳ درصد اتفاق می افتد. هم چنین میزان این درصد در پلان ها با تعداد دهانه ی فرد بیشتر از پلان های با تعداد دهانه ی زوج می باشد. ضمناً ماکزیمم درصد تغییرات سختی در سازه های کوتاه مرتبه ۳ و ۵ طبقه در بارگذاری مثلثی جهت X و در سازه ی ۱۰ طبقه در بارگذاری یکنواخت جهت Y و در سازه ی ۱۵ طبقه در بارگذاری مثلثی جهت Y رخ می دهد. حداکثر درصد افزایش جذب انرژی با تقویت سازه در سازه ی ۱۵ طبقه برابر با ۶۶/۵ درصد اتفاق می افتد. هم چنین میزان تغییرات سختی با افزایش تعداد طبقات زیاد شده در حالی که، میزان جذب انرژی در سازه ی ۳ طبقه کاهش می یابد. با افزایش تعداد دهانه در سازه ی ۵ طبقه میزان تغییرات جذب انرژی به ازای تقویت کاهش یافته و حداکثر این درصد در مدل یک دهانه برابر با ۵۹/۹۸ درصد ایجاد می شود. در تمامی سازه های ۴ دهانه ماکزیمم درصد افزایش جذب انرژی در بارگذاری یکنواخت رخ می دهد. با افزایش تعداد طبقات تا سازه ی ۱۰ طبقه میزان تغییرات شتاب طیفی کاهش یافته و بیشینه ی این مقدار در سازه ی ۱۵ طبقه برابر ۹۳/۳۳ درصد اتفاق می افتد و حداکثر درصد افزایش شتاب طیفی در مدل یک دهانه برابر ۱۰۶/۲۸ درصد بوده و نیز با افزایش تعداد دهانه ها در سازه ی ۵ طبقه مقدار این درصد کاهش می یابد. با افزایش تعداد طبقات تا سازه ی ۱۰ طبقه میزان تغییرات شتاب طیفی کاهش یافته و بیشینه ی این مقدار در سازه ی ۱۵ طبقه برابر ۹۳/۳۳ درصد اتفاق می افتد حداکثر درصد افزایش شتاب طیفی در مدل یک دهانه برابر ۱۰۶/۲۸ درصد بوده و نیز با افزایش تعداد دهانه ها در سازه ی ۵ طبقه مقدار این درصد کاهش می یابد. در بررسی اثر نوع بارگذاری بر شتاب طیفی نقطه عملکرد سازه های ۴ دهانه بنابر می توان دریافت که، در سازه های کوتاه مرتبه بارگذاری مثلثی ماکزیمم درصد افزایش شتاب طیفی به ازای تقویت سازه را به خود اختصاص داده از طرفی، در سازه های میان مرتبه حداکثر مقدار این درصد در بارگذاری یکنواخت رخ می دهد.



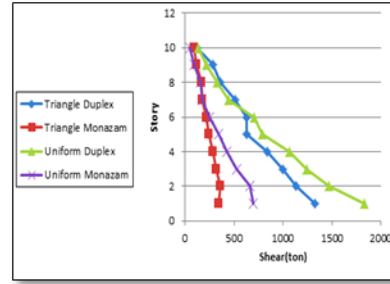
ب- ۵ طبقه



الف- ۳ طبقه

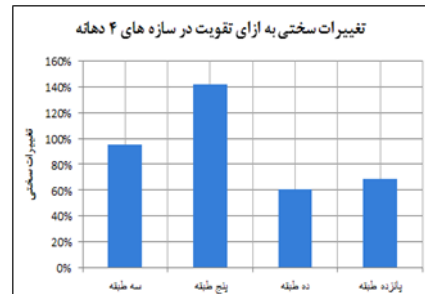
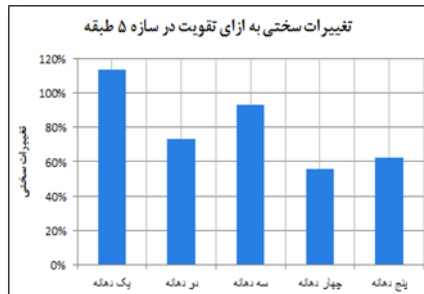


د- ۱۵ طبقه

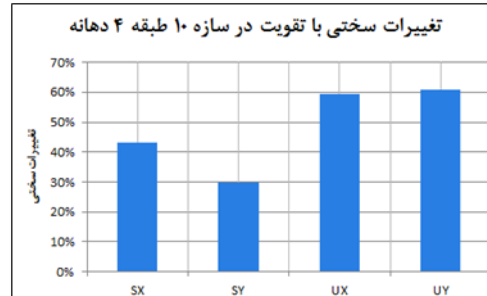
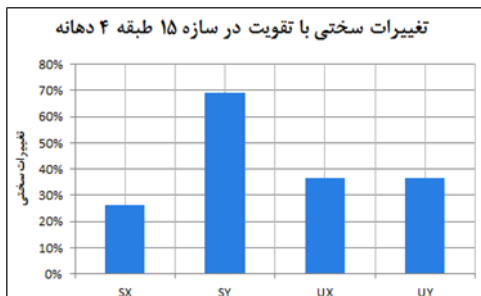
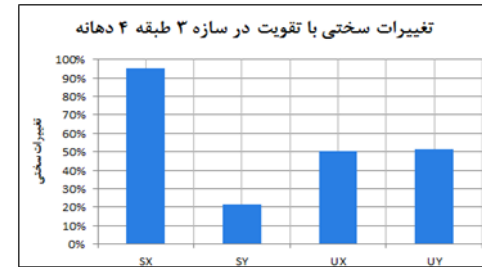
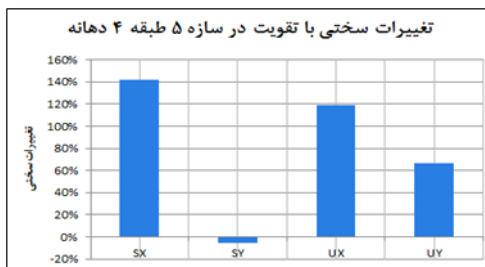


ج- ۱۰ طبقه

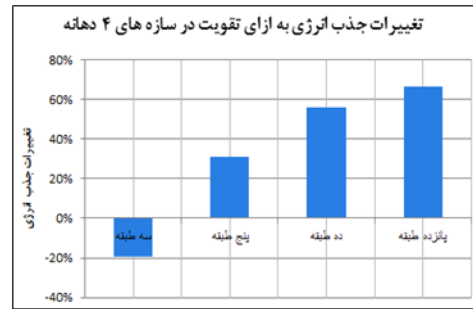
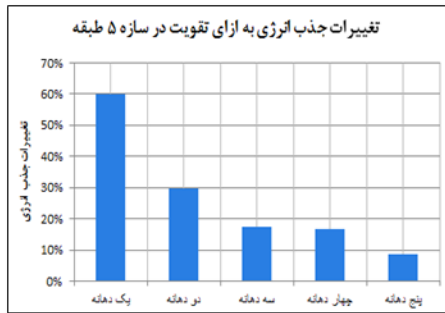
شکل ۸- اثر دوبلکسی شدن سازه بر روی نیروی برشی ستون‌های کوتاه



شکل ۹- اثر تعداد طبقات و دهانه بر سختی سازه

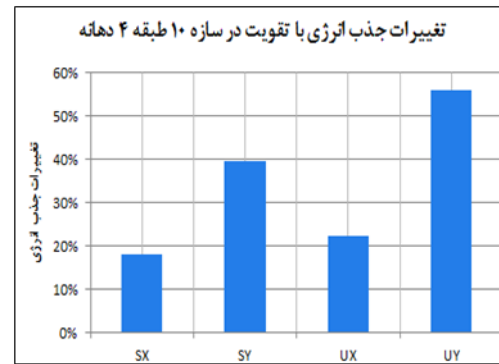
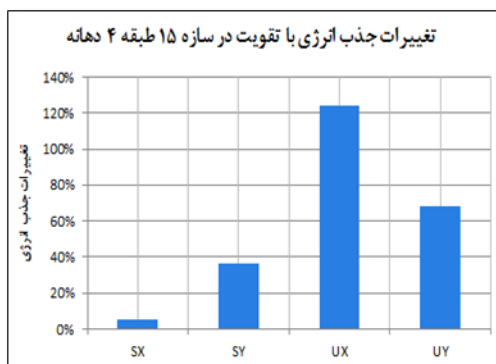
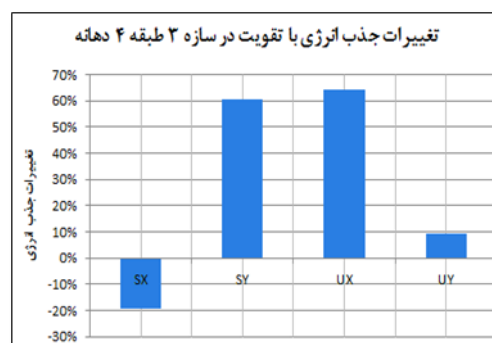
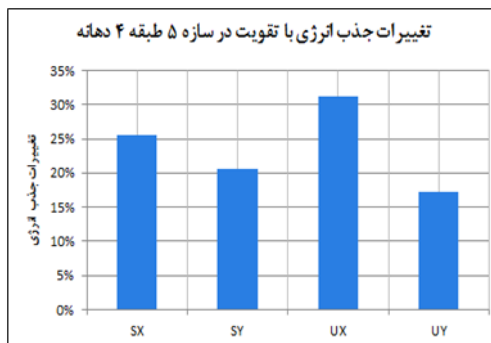


شکل ۱۰- اثر نوع بارگذاری بر سختی سازه‌های ۴ دهانه

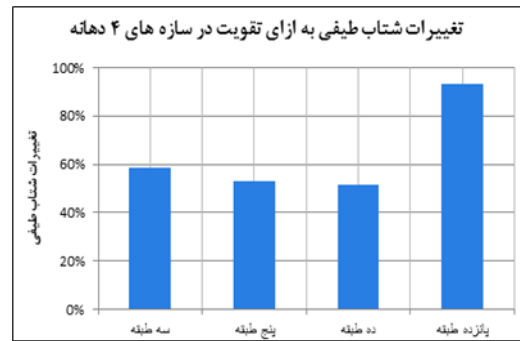
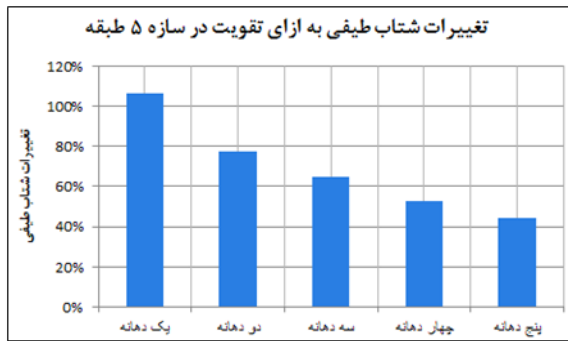


شکل ۱۱- اثر تعداد طبقات و دهانه بر جذب انرژی سازه

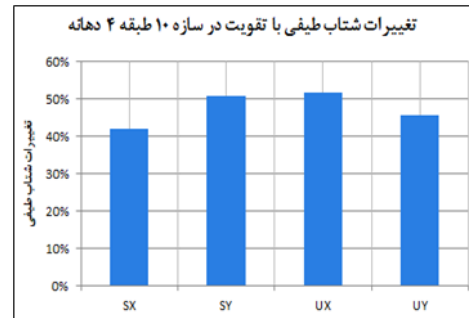
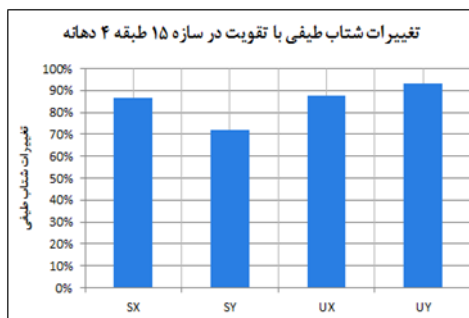
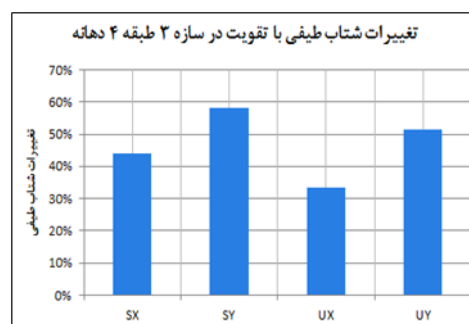
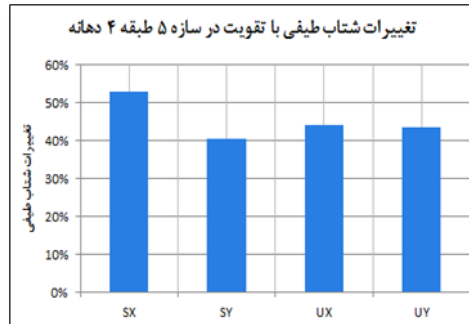
با افزایش ارتفاع سازه‌ها در مدل‌های ۴ دهانه، در دو بارگذاری یکنواخت و مثلثی در تمامی موارد جابجایی طیفی و زمان تناوب مؤثر افزایش یافته این در حالی است که، شتاب طیفی در تمامی حالات کاهش می‌یابد، از طرفی میرایی مؤثر سازه نیز رو به کاهش است. نتایج بیان شده در این قسمت نشان می‌دهد که، سازه‌های با تعداد طبقات پایین که از آن‌ها به عنوان سازه‌های کوتاه مرتبه یاد می‌شود عملکرد لرزه‌ای بهتری از خود نشان می‌دهند.



شکل ۱۲- اثر نوع بارگذاری بر جذب انرژی سازه‌های ۴ دهانه



شکل ۱۳- اثر تعداد طبقات و دهانه بر شتاب طیفی سازه



شکل ۱۴- اثر نوع بارگذاری بر شتاب طیفی نقطه عملکرد سازه های ۴ دهانه

۶- نتیجه گیری

در این پژوهش آنالیزهای خطی و غیرخطی سازه های معمولی و دوبلکسی تقویت شده و تقویت نشده با CFRP با در نظر گرفتن آیین نامه ۲۸۰۰، ویرایش چهارم و آیین نامه دستورالعمل بهسازی لرزه ای سازه های موجود (نشریه شماره ۳۶۰) انجام شده است و تأثیر خواص دینامیکی بر عملکرد سازه ها تحت زلزله در سازه های بتن آرمه، ۳، ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه، تقویت نشده و تقویت شده با CFRP، ۱ تا ۵ دهانه تحت تحلیل های استاتیکی خطی و آنالیز استاتیکی غیرخطی (پوش آور) بررسی شدند و ارزیابی پاسخ لرزه ای در سطح کلی برای ۵۰ نمونه سازه منظم و دوبلکسی تقویت شده و نشده با CFRP با دو نوع بارگذاری مثلثی و یکنواخت انجام شد، تا نیازهای لرزه ای ساختمان ها در محدوده ی غیرارتجاعی نیز تخمین زده شود. نتایج زیر بر اساس آنالیزهای انجام شده حاصل گردید:

۱- سازه های دوبلکسی دارای بیشترین سختی اولیه و ظرفیت برشی و میزان جذب انرژی منحنی ظرفیت و سازه تقویت شده با CFRP دارای کمترین تغییر مکان جانبی بود و درصد میزان جذب انرژی با تقویت سازه ۳ طبقه کاهش و ۱۰ و ۱۵ طبقه بهبود می یابد و سختی سازه تقویت شده ۱/۵ الی ۲/۵ برابر سازه اصلی بود.

۲- با افزایش تعداد دهانه ها در منحنی ظرفیت، سختی اولیه، ظرفیت برشی پایه و ظرفیت جذب انرژی افزایش یافته است.

- ۳- حداکثر درصد افزایش جذب انرژی و سختی منحنی ظرفیت با مقاوم‌سازی، به ترتیب در سازه‌های ۱۵ و ۵ طبقه و ماکزیمم این مقادیر در دهانه‌های مختلف سازه ۵ طبقه، در مدل یک دهانه رخ می‌دهد.
- ۴- مقاوم‌سازی نه تنها ظرفیت تحمل بار جانبی قاب را حفظ بلکه عملکرد لرزه‌ای آن را از نظر جابجایی جانبی نسبی در سازه‌های کوتاه مرتبه در کل ارتفاع سازه افزایش داده و بهبود این رفتار با افزایش طبقات روند نزولی داشته به طوری که در سازه ۱۰ طبقه در ۷۰ درصد فوقانی ارتفاع سازه و در سازه ۱۵ طبقه در ۵۰ درصد میانی ارتفاع سازه با افزایش عملکرد لرزه‌ای روبرو هستیم. حداکثر ظرفیت سازه‌ی مقاوم نسبت به سازه‌ی اصلی در ساختمان‌های ۳ الی ۱۵ طبقه به طور میانگین ۷۰ درصد افزایش یافته است. که با افزایش تعداد طبقات درصد افزایش ظرفیت تحمل بار جانبی افزایش می‌یابد.
- ۵- تقویت باعث افزایش برش پایه و کاهش حداکثر جابه‌جایی طبقات و در کل موجب پایداری بیشتر سازه می‌شود. در سازه‌های مقاوم و اصلی بیشینه‌ی تغییرمکان‌های جانبی بام و جابجایی جانبی نسبی در تمامی موارد در بارگذاری مثالی ایجاد شده و از طرفی ماکزیمم حداکثر برش پایه در بارگذاری یکنواخت رخ می‌دهد.
- ۶- سازه‌های دابلکسی در مدل‌های میان مرتبه ۱۰ و ۱۵ طبقه رفتار غیر قابل پیش بینی‌ای از خود نشان می‌دهند به گونه‌ای که در بعضی از بارگذاری‌ها و طبقات، افزایش یا کاهش حداکثر نیروی برش طبقات مشاهده شد.
- ۷- تغییرات دررفت به ازای آنالیزهای مختلف دارای روندی غیریکنواخت بوده و به طور کلی در طبقه‌ی متفاوتی به بیشینه مقادیر خود رسیده است. حداکثر دررفت در سازه‌های ۳ و ۵ طبقه که با عنوان کوتاه مرتبه از آن‌ها یاد گشته است، در طبقات میانی و در سازه‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه که میان مرتبه نامیده می‌شوند در یک سوم بالایی ساختمان رخ می‌دهد.
- ۸- نیروی برشی ستون‌های کوتاه سازه دابلکسی بیشتر از ستون‌های نظیر در سازه معمولی می‌باشد. پس ستون‌های کوتاه نیروهای بیشتری از زلزله را جذب می‌کنند.

۷- منابع

- [۱]. قدرتی امیری، غلامرضا، رادمان، بهنام. "بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح تقویت شده با الیاف CFRP"، چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران، ایران، اردیبهشت ۱۳۸۷.
- [2]. Sh. Sheikh, G. Yau, "Seismic Behavior of Concrete Columns Confined With Steel and Fiber Reinforced Polymers", *ACI Structural Journal*, Vol. 99, No. 1, 2002, pp 72-80.
- [۳]. توکلی‌زاده، محمدرضا، قدس، امیر صمد. "مروری بر آیین‌نامه تقویت عضوهای بتنی با ورق‌های FRP- (ACI 440.2R- FRP)" (08).
- [۴]. فاروقی، علیرضا. "راهنمای کاربردی بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها"، کتاب، نشر سیمای دانش، چاپ سوم، ۱۳۸۸.
- [۵]. بهنام، مهسا. "بررسی رفتار ساختمان‌های بلند دابلکسی فولادی (با اختلاف تراز) با هسته مقاوم بتن مسلح"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد دانشگاه سمنان، سمنان، شهریور ۱۳۹۳.
- [6]. A. G. Razaqpur, A. H. Kashef, "State-of-the-Art on Fiber Reinforced Plastics for Buildings", *Institute for Research in Construction – National Research Council of Canada, Carleton University, Ottawa, 1993.*
- [۷]. اقبالی، علی‌اکبر. "ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بتنی طراحی شده بر اساس آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰، با روش طیف ظرفیت"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد دانشگاه یزد، یزد، شهریور ۱۳۸۳.
- [8]. "Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures", Reported by ACI Committee 440, 2002.
- [۹]. خالو، علیرضا، دریابیگی، سیدرضا. تقویت سازه‌های بتن مسلح با کامپوزیت FRP، چاپ اول، نشر دانشگاه صنعتی شریف، ایران، ۱۳۸۷.

- [10]. J.G. Teng, L. Lam, "Behavior and Modeling of Fiber Reinforced Polymer-Confined Concrete", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 11, November 1, 2004.
- [۱۱]. میرنظامی، علیرضا. "بررسی رفتار ساختمان‌های نامنظم فولادی با اختلاف تراز طبقات (ساختمان‌های دوبلکسی)", پایان نامه کارشناسی ارشد مهندسی عمران - گرایش سازه، دانشگاه سمنان، ۱۳۸۲.
- [۱۲]. نعیم، فرزاد. "طرح سازه‌ها در برابر زلزله"، کتاب مرجع، ترجمه اوشک سرائی، جلد اول، انتشارات دانشگاه گیلان، ۱۳۷۴.
- [13]. A. Kheyroddin, A. Mirnezami, "Seismic behavior steel building with different floor", Proc., 3rd National conf. on Code of Practice for Seismic Design of Building, Tehran, Iran, 2002.
- [14]. Dyah Kusumastuti, "Development of Benchmark Model for Irregular Structures", Department of Civil, Structural, and Environmental Engineering, University at Buffalo.
- [15]. C.J. Athanassiadou, "Seismic performance of R/C plane frames irregular in elevation", Department of Civil Engineering, Aristotle University of Thessaloniki, Greece, Engineering Structures. 2007
- [۱۶]. خیرالدین، علی، کارگران، علی. "بررسی رفتار لرزهای ستونهای کوتاه بتن آرمه ناشی از احداث سازه بر روی سطح شیبدار"، مجله مدل سازی در مهندسی، سال ۷، شماره ۱۸، ۱۳۸۸، صفحه ۵۷-۶۲.
- [۱۷]. خلیلی، علی، خیرالدین، علی، شربتدار، محمد کاظم، فراهانی، احمد. "بررسی رفتار غیرخطی قابهای بتن مسلح مقاوم سازی شده به کمک طوقه و دستک فولادی در اتصال و تقویت تیر و ستون"، مجله مدل سازی در مهندسی، سال ۱۴، شماره ۴۶، ۱۳۹۵، صفحه ۲۵-۳۸.
- [18]. J. Haedir, XL. Zhao, , "Design of short CFRP-reinforced steel tubular columns", *Journal of Constructional Steel Research*. 67:497-509. 2011.
- [19]. Ye. Lieping, Yue Qingrui, Zhao shuhong, Li Quanwang, "Shear strength of reinforced concrete columns strengthened with carbon Fiber Reinforced plastic sheet", *Journal of Structural Engineering*.;128: 1527-1534. 2002.
- [20]. M. Moretti, TP. Tassios, "Behaviour of short columns subjected to cyclic shear displacements: Experimental results." *Engineering Structures*:29;2018-2029. 2007.
- [21]. M. Moretti, TP. Tassios, "Behaviour and ductility of reinforced concrete short columns using global truss model", *ACI Structural Journal*.;103 :319-327. 2006.
- [22]. B. Uy, Z. Tao, LH. Han, "Behavior of short and slender concrete-filled stainless steel tubular columns." *Journal of Constructional Steel Research*. 67:360-378. 2011.
- [23]. QQ. Liang, S. Fragomeni, "Nonlinear analysis of circular concrete-filled steel tubular short columns under axial loading." *Journal of Constructional Steel Research*.65:2186-2196. 2009.
- [24]. X.K. Zou, J.G. Teng, L.De Lorenzis, S.H. Xia, "Optimal performance-based design of FRP jackets for seismic retrofit of reinforced concrete frames", *Composites: Part B* 584-597, 2006.
- [25]. A. Niroomandi, A. Maheri, M.R. Maheri, S.S. Mahini, "Seismic performance of ordinary RC frames retrofitted at joints by FRP sheets", *Engineering Structures* 32 (2010) 2326_2336, 2010.
- [26]. S.A. Hadigheh, M.R. Maheri, S.S. Mahini, "Performance Of Weak-Beam, Strong-Column Rc Frames Strengthened at The Joints By FRP", *IJST, Transactions of Civil Engineering*, Vol. 37, No. C1, pp 33-51, 2013.
- [27]. M.D. Ludovico, A. Prota, G. Manfredi, E. Cosenza, "Seismic strengthening of an under-designed RC structure with FRP", Department of Structural Engineering, University of Naples Federico II, 80125 Naples, Italy, 2007.

- [28]. A. Mortezaei, H.R. Ronagh, A. Kheyroddin, "Seismic evaluation of FRP strengthened RC buildings subjected to near-fault ground motions having fling step", *Composite Structures* 92 ,1200–1211, 2010.
- [29]. A. Eslami, H.R. Ronagh, "Improving the Seismic Performance of an 8-storey RC Frame Using GFRP", *University of Queensland, Australia, 15 Wcees Lisboa 2012*.
- [۳۰]. تسنیمی، عباسعلی، جعفری، مرتضی. "تحلیل غیرخطی قاب‌های خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری زیاد به روش طیف ظرفیت"، نشریه مهندسی ساختمان و علوم مسکن، شماره پنجم، دوره دوم، پائیز و زمستان ۱۳۸۳.
- [۳۱]. دانش، فخرالدین، شاهرودی، مهناز. "بررسی ظرفیت شکل‌پذیری ستون‌های بتنی تقویت شده با الیاف CFRP"، نشریه مهندسی عمران و نقشه برداری - دانشکده فنی، دوره ۴۴، شماره ۴، دی ۱۳۸۹.
- [۳۲]. بهرامی، معصومه، آقایی، رضا. "بررسی رفتار و شکل‌پذیری برشی تیرهای عمیق بتن مسلح تقویت شده با FRP"، مجله مدلسازی در مهندسی، سال شانزدهم، شماره ۵۲ بهار ۱۳۹۷.
- [۳۳]. روح پرور، محمدرضا، حاجی کاظمی، حسن. "کاربرد مصالح FRP در بادبندهای کمانش ناپذیر"، مجله مدلسازی در مهندسی، سال پانزدهم، شماره ۵۰ پاییز ۱۳۹۶.
- [۳۴]. قاسمی، محمدرضا، شهریاری احمدی، آرش، توکلی زاده، محمدرضا. "تحلیل عددی رفتار خمشی تیرهای بتن مسلح تقویت شده با مواد کامپوزیتی FRP با استفاده از روش اجزا محدود"، پایان نامه کارشناسی ارشد عمران، دانشگاه سیستان و بلوچستان، ۱۳۸۸.
- [۳۵]. آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ ایران، ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۹۸.
- [۳۶]. "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود"، نشریه شماره ۳۶۰، معاونت امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، ۱۳۸۵.
- [37]. Karimipour, A., Mohebbi Najm Abad, J., Fasihour, N., "Predicting the load-carrying capacity of GFRP-reinforced concrete columns using Artificial neural networks and Evolutionary Strategy", *Composite Structures*, 275(2):114470. DOI:10.1016/j.compstruct.2021.114470
- [38]. Bagheri, M., Chahkandi, A., and Jahangir, H., "Seismic Reliability Analysis of RC Frames Rehabilitated by Glass Fiber-Reinforced Polymers" *International Journal of Civil Engineering*, 2019; 17: 1785–1797. DOI: 10.1007/s40999-019-00438-x.
- [39]. Jahangir, H., Bagheri, M. and Delavari, S.M.J., "Cyclic Behavior Assessment of Steel Bar Hysteretic Dampers Using Multiple Nonlinear Regression Approach." *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, 2020. pp.1-25. DOI: 10.1007/s40996-020-00497-4.
- [40]. Jahangir, H., and Rezazadeh Eidgahee, D. "A New and Robust Hybrid Artificial Bee Colony Algorithm-ANN Model for FRP-Concrete Bond Strength Evaluation." *Composite Structures*, 2020.