

(کد B۱۴۹)

بررسی عملکرد لرزه‌های سازه‌های تقویت شده با FRP

محمدکاظم شربتدار^۱، حکیمه پارسا^۲

۱- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، ایران

۲- کارشناس ارشد عمران-سازه، دانشگاه سمنان، ایران

E-mail: msharbatdar@semnan.ac.ir

Hakimeh.Parsa@yahoo.com

چکیده:

در سال‌های اخیر با انجام مطالعات آزمایشگاهی روی بتن محصورشده با FRP مشخص گردید که تغییر کاربری برخی سازه‌ها، وجود ضعف اولیه در طراحی و اجرا، خطاهای محاسباتی و افزایش بارهای وارده و همچنین کاهش سطح عملکرد سازه‌های بتن مسلح به علت گذشت زمان و زوال بتن از دلایل نیاز به بهسازی و تقویت سازه‌های بتن مسلح می‌باشند که پوشش FRP یکی از بهترین و مؤثرترین روش‌های تقویت است. در این راستا جهت تحقیق بیشتر در این مقاله به بررسی عملکرد لرزه‌های سازه‌های موجود، ساختمان‌های بتن مسلح اصلی و مقاوم با CFRP با تعداد طبقات ۵ و ۱۵ طبقه با تعداد دهانه‌های ۳ الی ۵، از نظر جایجایی‌های جانبی و نیروی برش طبقات در آنالیز استاتیکی خطی و غیرخطی ناشی از بارگذاری مثلثی و یکنواخت پرداخته می‌شود. مقاوم‌سازی با CFRP عملکرد لرزه‌ای قاب آسیب‌دیده از نظر جایجایی جانبی نسبی را نیز در ۷۰ درصد فوقانی ارتفاع هر سازه افزایش می‌دهد که این رفتار در کل ارتفاع سازه‌ی ۱۵ طبقه به طور کامل بهبود می‌یابد. رفتار قاب تحت حرکات زلزله از لحاظ جایجایی جانبی نسبی در سازه‌ی ۵ طبقه در ۵۰ درصد فوقانی ارتفاع هر سازه با مقاوم‌سازی بهبود می‌یابد. با تقویت سازه‌ی بتن مسلح حداکثر تغییرمکان جانبی طبقات و دررفت کاهش و حداکثر نیروی برش طبقات افزایش می‌یابد که موجب پایداری بیشتر سازه می‌گردد. حداکثر دررفت‌ها در سازه ۵ طبقه (کوتاه‌مرتبه) در طبقات میانی و در سازه‌ی ۱۵ طبقه (میان‌مرتبه) در یک‌سوم بالایی ساختمان‌ها رخ می‌دهد. با افزایش پیوند و تقویت سازه ماکزیمم زاویه دررفت کل ساختمان کاهش یافته است. در پایان مشخص گردید که ماکزیمم نیروی برش پایه در سازه‌ی تقویت شده با CFRP و در توزیع بار جانبی یکنواخت اتفاق می‌افتد. در تحلیل پوش آور، با افزایش پیوند ضرایب برش پایه کاهش و با تقویت سازه، افزایش می‌یابد.

واژه‌های کلیدی: مقاوم‌سازی با CFRP، سازه‌های بتن مسلح، تغییرمکان جانبی، نیروی برش طبقات، دررفت، توزیع بار جانبی مثلثی و یکنواخت

۱- مقدمه

امروزه تقویت و بهسازی سازه‌های موجود بخش اعظم فعالیت‌های ساختمانی را به ویژه در کشورهای پیشرفته تشکیل می‌دهد. پوشش محیط پیرامونی اعضای بتنی با استفاده از صفحات FRP باعث ایجاد فشار محصور شدگی در بتن و افزایش مقاومت آن و در نتیجه تغییر رفتار سازه می‌گردند [۱]. FRPها مصالحی سبک با دوام و مقاوم هستند که امروزه به راحتی در دسترس مهندسين قرار گرفته اند. ضخامت نسبتاً نازک ورق‌های FRP کاربرد آن‌ها را بسیار ساده نموده و قابلیت اعمال بر روی اکثر سطوح را امکان‌پذیر می‌نماید. بیشتر پژوهش‌ها و کاربردهای ورق‌های FRP در مهندسی عمران در طی بیست سال گذشته محدود به تقویت و تعمیر سازه‌های بتنی یا بنایی بوده و با توجه به عمر کوتاه آن مطالعات بر روی دوام و عملکرد دراز مدت سیستم‌های تقویت شده با FRP در جریان است. لازم به ذکر است که مانند هر مصالحی FRPها دارای نقاط ضعفی نظیر حساسیت در مقابل آتش و ضعف در تحمل تنش‌های فشاری می‌باشد. نکته مهم دیگر آن‌که پیوستگی بین ورق FRP و سطح عضو بتنی در بیشتر موارد حلقه بحرانی در این مجموعه می‌باشد [۲].

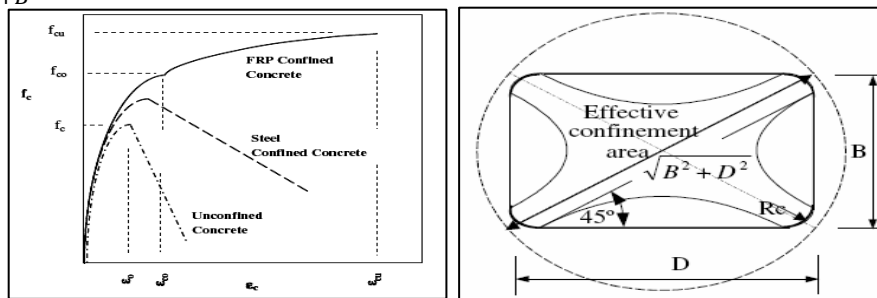
بر این اساس در این مجموعه پس از آشنایی با رفتار بتن محصور شده با FRP به بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح تقویت شده با CFRP پرداخته می‌شود، ساختمان‌هایی که بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۳] طراحی لرزه‌ای شده‌اند. در این پژوهش با انجام آنالیز استاتیکی خطی و غیرخطی بر روی سازه‌های بتن مسلح مذکور با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 V16، پارامترهای رفتار لرزه‌ای از جمله حداکثر تغییرمکان جانبی و نسبی طبقات و حداکثر برش طبقات مورد بررسی قرار می‌گیرد. همچنین اثر تقویت سازه با CFRP، افزایش تعداد طبقات، تعداد دهانه‌های ساختمان بر روی سطح عملکرد و رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح نیز بررسی و ارزیابی می‌گردد. هدف اصلی طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد قادر ساختن مهندسان برای طراحی سازه‌هایی است که عملکردشان قابل پیش‌بینی است در واقع وارد کردن کارفرما در انتخاب میزان آسیب‌پذیری ساختمان در سطوح مختلف زمین‌لرزه است. برای شناخت رفتار بتن تحت تنش‌های چند محوره آزمایشات زیادی انجام شده است. نخستین آزمایش در سال 1928 توسط ریچارت انجام گرفت. در سال 1988، ماندر رابطه‌ای برای محصورشدگی توسط فولاد ارائه نمود که مبنای بسیاری از مدل‌های ارائه شده برای منحنی تنش- کرنش بتن محصورشده توسط کامپوزیت‌ها می‌باشد. رابطه ارائه شده توسط ماندر و همکارانش اولین رابطه‌ای بود که برای مقاطع دایروی و مستطیلی قابل کاربرد بود [۴]. بنابراین در این پژوهش مدل Lam و Teng به عنوان یک مدل ساده انتخاب می‌شود و بر این اساس مقاومت فشاری نهایی و کرنش محوری نهایی ستون‌های مستطیلی پوشیده شده با FRP به ترتیب از روابط (۱) و (۲) به دست می‌آیند [۵].

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 1 + 3.3k_{s1} \frac{f_1}{f'_{co}} \quad (1)$$

$$\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{co}} = 1.75 + 12k_{s2} \left(\frac{f_1}{f'_{co}} \right) \left(\frac{\epsilon_{h,rupt}}{\epsilon_{co}} \right)^{0.45} \quad (2)$$

که در آن f_1 فشار محصورکنندگی جاکت FRP بوده، که توسط رابطه (۳) محاسبه می‌شود.

$$f_1 = \frac{2E_j \epsilon_j t_j}{\sqrt{D^2 + B^2}} \quad (3)$$



شکل ۱- مدل ضریب شکل برای ستون‌های مستطیلی [۷] و نمودار تنش-کرنش بتن معمولی و محصورشده با فولاد و FRP [۸]

با توجه به شکل (۱) Lam و Teng مدل زیر را برای سطح مؤثر پوشش ارائه کردند که به صورت رابطه (۴) بیان می‌شود:

$$\frac{A_g}{A_c} = \frac{1 - \left[\frac{\left(\frac{B}{D} (D - 2R_c) \right)^2 + \frac{D}{B} (B - 2R_c)^2}{3A_g} \right]}{1 - \rho_{sc}} \quad (۴)$$

این محققین k_{s1} و k_{s2} را به ترتیب ضریب شکل تنش فشاری نهایی و ضریب شکل کرنش محوری نهایی به صورت روابط (۵) و (۶) پیشنهاد می‌کنند. در روابط زیر، $\epsilon_{h,rupt}$ کرنش حلقه‌ای جاکت FRP، D بعد بزرگتر مقطع مستطیلی، B بعد کوچکتر مقطع مستطیلی $D \geq B$ ، R_c شعاع گوشه‌های مقطع، A_c سطح مقطع خالص بتن، A_g سطح مقطع ناخالص بتن می‌باشند [۹].

$$K_{s1} = \left(\frac{B}{D} \right)^2 \frac{A_g}{A_c} \quad (۵)$$

$$K_{s2} = \left(\frac{D}{B} \right)^{0.5} \frac{A_g}{A_c} \quad (۶)$$

۲- نحوه مدل‌سازی FRP در برنامه SAP2000

روش کار در SAP2000 بدین ترتیب است که ابتدا باید یک تحلیل استاتیکی غیرخطی تحت ترکیبات بار ثقلی معرفی شده انجام شود. سپس تحلیل‌های غیرخطی برای بارهای جانبی در ادامه‌ی تحلیل استاتیکی غیرخطی تحت ترکیبات بار ثقلی انجام شود. در این روش بار جانبی ناشی از زلزله، استاتیکی و به تدریج به صورت فزاینده به سازه اعمال می‌شود تا آنجا که تغییرمکان در یک نقطه خاص (تغییرمکان هدف) به مقدار بیان شده در رابطه (۱۱) برسد. بر اساس FEMA-356 و دستورالعمل بهسازی توزیع بار جانبی روی مدل سازه باید تا حد امکان شبیه آن چه هنگام زلزله رخ خواهد داد، باشد و حالت‌های بحرانی تغییر شکل و نیروهای داخلی را در اعضا ایجاد کند. به همین دلیل باید حداقل دو نوع توزیع بار جانبی به شرح زیر، روی سازه اعمال شود [۱۰]:

توزیع نوع اول:

به عنوان توزیع نوع اول باید بار جانبی به یکی از سه روش زیر محاسبه و بر مدل سازه اعمال شود. برای سازه‌هایی که دارای زمان تناوب اصلی بزرگتر از یک ثانیه هستند فقط می‌توان از روش سوم این نوع توزیع بار استفاده کرد. از این توزیع هنگامی می‌توان استفاده کرد که حداقل ۷۵٪ جرم سازه در مود ارتعاشی اول در جهت موردنظر مشارکت کند. در صورت انتخاب این توزیع، توزیع نوع دوم باید از نوع یک‌نواخت باشد.

توزیع متناسب با توزیع بار جانبی در روش استاتیکی خطی، از این توزیع هنگامی می‌توان استفاده کرد که حداقل ۷۵٪ جرم سازه در مود ارتعاشی اول در جهت مورد نظر مشارکت کند. در صورت انتخاب این توزیع، توزیع نوع دوم باید از نوع یک‌نواخت انتخاب شود.

توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان بر اساس نیروی برش پایه، ارتفاع و وزن طبقات برابر است با:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} \quad (۷)$$

در این فرمول مقدار K برابر است با:

$$k = \begin{cases} 2.0 & \text{for } T \geq 2.5 \text{ Sec} \\ 1.0 & \text{for } T \leq 0.5 \text{ Sec} \end{cases} \quad (۸)$$

برای مقادیر $0.5 < T < 2.5$ با استفاده از انترپولاسیون خطی K برابر است با:

$$k = 0.5T + 0.75 \quad (۹)$$

توزیع متناسب با شکل مود اول ارتعاش در جهت مورد نظر، از این توزیع هنگامی می‌توان استفاده کرد که حداقل ۷۵٪ جرم سازه در این مود مشارکت کند.

توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی، که به عنوان بارگذاری مثلثی^۱ مشخص می‌شود، برای این منظور تعداد مودهای ارتعاشی مورد بررسی باید چنان انتخاب شود که حداقل ۹۰٪ جرم سازه در تحلیل مشارکت کند. در این تحقیق از این نوع توزیع بار استفاده شده است.
توزیع نوع دوم:

به‌عنوان توزیع نوع دوم باید بار جانبی به یکی از دو روش زیر محاسبه و بر مدل سازه اعمال شود.
توزیع یک‌نواخت^۲ که در آن بار جانبی متناسب با وزن هر طبقه محاسبه می‌شود. در این تحقیق از این نوع توزیع بار استفاده شده است. در این حالت توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان بر اساس وزن طبقات برابر است با:

$$F_i = \frac{W_i}{\sum_{j=1}^n W_j} \quad (10)$$

توزیع متغیر که در آن توزیع بار جانبی بر اساس وضعیت رفتار غیرخطی مدل سازه در هر گام افزایش بار با استفاده از یک روش معتبر تغییر داده می‌شود. موارد دیگری که باید در این نوع تحلیل مدنظر قرار داد این است که سازه بتواند به ازای سطح عملکرد خاص، حد معینی از جابجایی جانبی را بدون این‌که تغییر شکل‌ها در منحنی نیرو-تغییر شکل اعضا از یک حد مجاز فراتر رود تحمل کند. به این حد جابجایی، تغییر مکان هدف می‌گویند و از رابطه زیر بدست می‌آید [۱۰]:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (11)$$

^۳T_e: زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان در جهت مورد بررسی، بر حسب ثانیه.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (12)$$

^۴T_i: براساس دستورالعمل بهسازی زمان تناوب اصلی ساختمان با فرض رفتار خطی و براساس FEMA-356 زمان تناوب اصلی ساختمان بدست آمده از یک تحلیل دینامیکی الاستیک، بر حسب ثانیه.

^۵K_i: سختی جانبی الاستیک ساختمان در جهت مورد بررسی.

^۶K_e: سختی جانبی مؤثر ساختمان در جهت مورد بررسی.

روش بدست آوردن T_e، T_i، K_i و K_e براساس مدل رفتار دوخطی منحنی پوش‌آور سازه در پیوست ب به صورت کامل توضیح داده شده است.

C₀: ضریب اصلاح برای ارتباط تغییرمکان طیفی سیستم یک درجه آزادی به تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی.

C₁: ضریب اصلاح برای ارتباط تغییرمکان‌های محاسبه شده از پاسخ خطی الاستیک به ماکزیمم تغییرمکان غیرالاستیک مورد انتظار سازه.

C₂: ضریب اصلاح برای در نظر گرفتن شکل منحنی هیستریزیس، کاهش سختی و زوال مقاومت اعضای سازه‌ای بر ماکزیمم تغییرمکان‌ها.

C₃: ضریب اصلاح برای در نظر گرفتن افزایش تغییرمکان‌های ناشی از اثرات دینامیکی P-Delta

S_a: شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی مؤثر [۱۰ و ۱۱].

^۱ Triangular

^۲ Uniform

^۳ Effective Fundamental Period

^۴ Elastic Fundamental Period

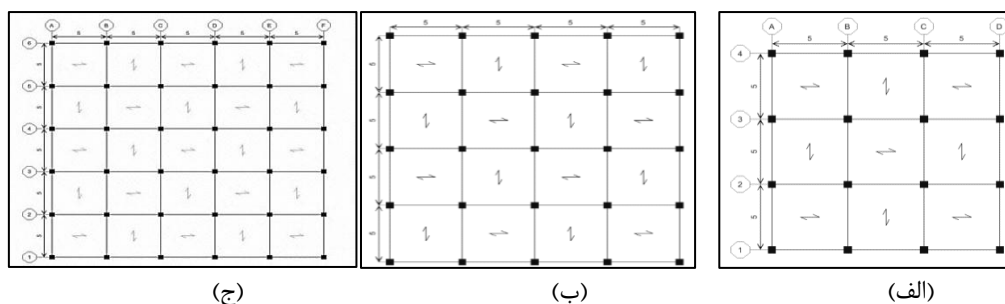
^۵ Elastic Lateral Stiffness

^۶ Effective Lateral Stiffness

۳- مدل سازی و تحلیل

در این تحقیق سازه‌های بتن مسلح تقویت نشده و تقویت شده با CFRP با تعداد طبقات ۵ و ۱۵ مورد پژوهش قرار گرفتند که پلان‌های آن در شکل (۲) نشان داده شده است. مدل‌ها دارای قاب‌های ۳ تا ۵ دهانه به طول ۵ متر و ارتفاع طبقات ۳/۲ متر است. بارگذاری ثقلی بر اساس میحث ششم مقررات ملی ساختمان [۱۲] بوده و بارهای وارده به سازه در طراحی در طبقات شامل 600 kg/m^2 بار مرده، 200 kg/m^2 بار زنده، 200 kg/m^2 بار مرده ناشی از پارتیشن‌بندی و 250 kg/m^2 بار دیوار است. اثر کاهش سربار در سازه‌ها لحاظ نشده است. در ضمن در محاسبه جرم طبقات از بار مرده طبقات به اضافه 0.2 بار زنده آن استفاده شده است. مقاومت تسلیم فولادهای طولی 4000 kg/cm^2 ، مقاومت نهایی فولادهای طولی 6000 kg/cm^2 ، مقاومت تسلیم فولادهای عرضی 3000 kg/cm^2 ، مقاومت نهایی فولادهای عرضی 5000 kg/cm^2 در نظر گرفته شده است. ضریب پواسون آن برابر 0.3 و مدول الاستیسیته برابر با 10^6 kg/cm^2 می‌باشند. مقاومت مشخصه بتن برابر 250 kg/cm^2 ضریب پواسون آن برابر 0.2 و مدول الاستیسیته برابر با 10^5 kg/cm^2 می‌باشند. هم‌چنین ضخامت ورق CFRP برابر $1/53$ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. طراحی لرزه‌ای بر اساس آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم و سازه در منطقه با لرزه‌خیزی زیاد در شهر سمنان ($A=0.3g$) واقع شده است. نوع خاک II است. مدل‌ها از نظر طبقه‌بندی ساختمان در گروه ۳ با اهمیت متوسط (با کاربری مسکونی) قرار دارند. مدل‌ها با سیستم مقاوم جانبی قاب خمشی بتن مسلح دارای شکل‌پذیری متوسط با $R=5$ می‌باشند. سقف طبقات از نوع تیرچه بلوک و عرض بارگیر ۵ متر است. اتصالات صلب فرض شده و طراحی قاب‌ها با استفاده از نرم افزار SAP2000V16 صورت گرفته است و سعی شده است سازه‌ها تأمین‌کننده محدوده‌ی تغییر مکانی بیان شده در آیین‌نامه لرزه‌ای ۲۸۰۰ باشند. در نرم‌افزار طراحی مقاطع قاب‌های مورد مطالعه از استاندارد CSA-A23.3-94¹ استفاده شده است و با میحث نهم مقررات ملی ساختمان کنترل شده است. برای انجام تحلیل $P-\Delta$ نیز از ضریب واحد برای بارهای مرده و زنده استفاده شده است.

تقویت سازه‌های بتنی به صورت محصورنمودن تمام اعضای آن صورت می‌گیرد. برای دورپیچ ستون‌ها و تیرهای بتنی از الیاف CFRP از قابلیت برنامه کمکی Section Designer در نرم‌افزار SAP2000 V16 استفاده شده است. چکالی الیاف CFRP 10^6 kg/cm^2 ، مدول الاستیسیته‌ی آن 10^5 kg/cm^2 و ضریب پواسون آن برابر 0.3 می‌باشد. لازم به ذکر است که آرماتورهای مقاطع سازه‌ی تقویت شده نسبت به سازه‌ی اصلی کاهش یافته‌اند.



شکل ۲- پلان مدل‌های مورد بررسی؛ (الف) سازه سه دهانه، (ب) سازه چهار دهانه، (ج) سازه پنج دهانه

۴- تجزیه و تحلیل نتایج

۴-۱- عملکرد سازه‌ها از نظر جابجایی جانبی نسبی طبقات

در این بخش بررسی کلی که در آیین‌نامه FEMA-356 [۱۳] بر اساس دریافت طبقات است، انجام می‌شود. در جدول (۱) (FEMA-356, Table C1-3) محدودیت‌هایی برای کنترل تغییرمکان نسبی جانبی انواع سازه‌ها آورده شده است. از محدودیت تغییرمکان نسبی جانبی آورده شده در این جدول نباید به عنوان معیار پذیرش و قابل قبول بودن سازه‌ی بهسازی شده استفاده کرد، زیرا این مقادیر تنها برای ارزیابی کیفی رفتار سازه‌ها در سطح عملکردی مورد نظر است. در این جدول منظور از Transient drift (تغییرمکان جانبی گذرا) حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی طبقات است که پیش‌بینی می‌شود در طول وقوع

¹ Canadian Standard Association

زلزله‌ی طرح در ساختمان ایجاد شود و منظور از Permanent drift (تغییرمکان جانبی ماندگار) حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی طبقات است که پس از وقوع زلزله‌ی به دلیل رفتار خمیری یا ترک‌خوردگی در سازه باقی می‌ماند.

جدول ۱- محدودیت‌های کنترل تغییرمکان جانبی نسبی در FEMA-356

Structural Performance Levels and Damage (Base on FEMA-356, Table C1-3)				
Elements	Type	Collapse Prevention S-5	Life Safety S-3	Immediate Occupancy S-1
Concrete Frames	Drift	4% transient Or Permanent	2% transient 1% Permanent	1% transient negligible Permanent
Steel Moment Frames	Drift	5% Transient Or Permanent	2.5% transient 1% Permanent	0.7% transient negligible Permanent
Braced Steel Frames	Drift	2% transient Or Permanent	1.5% transient 0.5% Permanent	0.5% transient negligible Permanent
Concrete Walls	Drift	2% transient Or Permanent	1% transient 0.5% Permanent	0.5% transient negligible Permanent

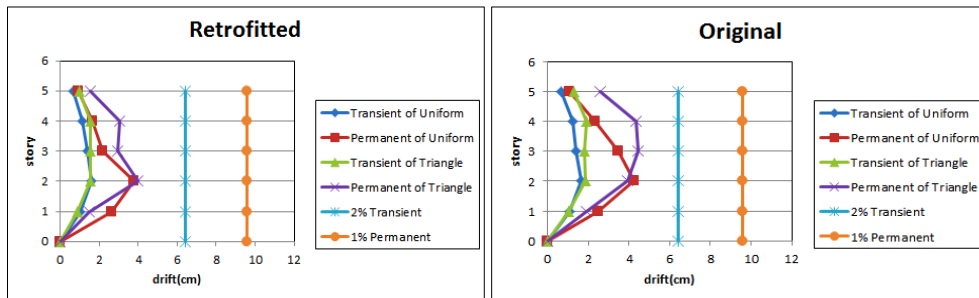
همان‌گونه که مشاهده می‌نمایید، برای ساختمان با سیستم مقاوم جانبی قاب خمشی، این محدودیت بین ۱٪ تا ۲٪ است. اگر تغییرمکان جانبی نسبی بین این محدوده قرار گیرد سازه در سطح عملکردی ایمنی جانی (LS) قرار می‌گیرد. ۲٪ طبقه برابر با ۶/۴ سانتیمتر و ۱٪ طبقه برابر با ۳/۲ سانتیمتر می‌شود، بنابراین محدودیت خطوط ۶/۴ و ۹/۶ سانتیمتر است. به منظور بررسی جابجایی جانبی نسبی طبقات در دهانه‌های مختلف، منحنی دررفت سازه‌های ۵ طبقه با تعداد دهانه‌های ۳ تا ۵ در دو نوع بارگذاری جانبی مثلثی و یکنواخت تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی در شکل (۳) رسم شده‌اند و در انتها نیز همه‌ی این منحنی‌ها برای سازه‌ی ۱۵ طبقه‌ی اصلی و مقاوم با CFRP با ۴ دهانه‌ی ۵ متری در شکل (۴) ترسیم شده است. همانگونه که شکل‌های (۳) و (۴) نشان می‌دهد، در اکثر موارد تأثیر مقاوم شدن سازه با CFRP بر کاهش میزان دررفت سازه‌ها می‌باشد. هم‌چنین تمامی ساختمان‌های اصلی و تقویت شده با CFRP با وجود مفاصلی که از حد آستانه‌ی فروریزش گذشته‌اند، اما در بررسی کلی در محدوده‌ی ایمنی جانی قرار گرفته‌اند. بنابراین در سطح طبقات، مدل‌ها در اجزای سازه‌ای در محدوده‌ی ایمنی جانی (S-3) قرار گرفته‌اند.

۴-۲- بررسی حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی طبقات

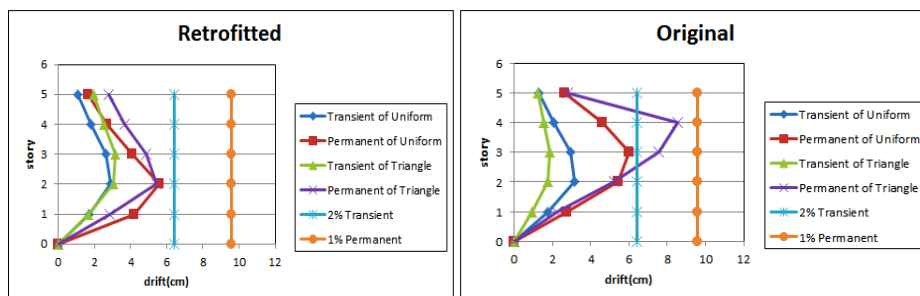
تغییرمکان جانبی نسبی غیرخطی طرح با در نظر گرفتن اثرات $P - \Delta$ که با $\overline{\Delta}_M$ نشان داده می‌شود، در هر طبقه نباید از مقادیر مجاز بیشتر شود. مقادیر مجاز برای ساختمان‌های تا ۵ طبقه 0.025 برابر ارتفاع طبقه $\overline{\Delta}_M <$ و برای سایر ساختمان‌ها 0.02 برابر ارتفاع طبقه $\overline{\Delta}_M \leq$ می‌باشد. بنابراین برای کلیه ساختمان‌های تا ۵ طبقه حد بالای تغییرمکان جانبی نسبی برابر است با ۸ سانتیمتر و برای ساختمان ۱۵ طبقه مقدار مجاز برابر ۶/۴ سانتیمتر می‌باشد. در این قسمت بین تغییرمکان جانبی حداکثر ناشی از تحلیل پوش‌آور و برای انواع ساختمان‌های تقویت نشده و تقویت شده با CFRP مقایسه و در شکل (۵) بررسی صورت گرفته است و در جدول (۲) هم نشان داده شده است.

در مدل‌های با تعداد طبقات ۱۵ که به عنوان ساختمان‌های میان‌مرتبه از آن‌ها یاد گشته، دیده شده است مقادیر تغییرمکان نسبی در دو جهت X و Y تقریباً با یکدیگر برابرند. ولی در سازه‌های کوتاه‌مرتبه (۵ طبقه) جهت X مقادیر بالاتری را نسبت به جهت Y ارائه می‌دهد. حداکثر دررفت‌ها در سازه‌های ۵ طبقه (کوتاه‌مرتبه) در طبقات میانی بالایی ساختمان‌ها رخ می‌دهد ولی در سازه‌ی ۱۵ طبقه در بارگذاری مثلثی یک سوم بالایی و در بارگذاری یکنواخت یک سوم پایینی سازه حداکثر دررفت را ایجاد می‌کند. ماکزیمم حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی در تمام سازه‌ها در بارگذاری مثلثی ایجاد می‌شود. در سازه‌های میان‌مرتبه آنالیز پوش‌آور با بارگذاری جانبی مثلثی در طبقات بالایی پوشش دهنده‌ی آنالیز یکنواخت و بارگذاری جانبی یکنواخت در طبقات پایینی پوشش دهنده‌ی آنالیز مثلثی است در حالی که در سازه‌های کوتاه‌مرتبه با کمی اغماض می‌توان این نتیجه‌گیری را پذیرفت. از طرفی دیده شده است، نمی‌توان به نظام خاصی در مورد تغییرپذیری تغییرمکان نسبی به ازای افزایش تعداد طبقات رسید. هم‌چنین در کلیه‌ی ساختمان‌ها، تغییرات دررفت به ازای آنالیزهای مختلف دارای روندی غیریکنواخت بوده و در طبقات مختلفی به

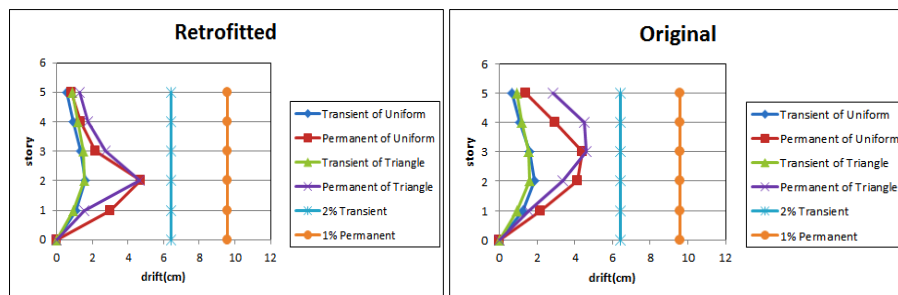
بیشینه مقادیر خود رسیده است. با تقویت سازه با CFRP در اکثر موارد میزان دریفت سازه کاهش می‌یابد.



(الف) سازه سه دهانه

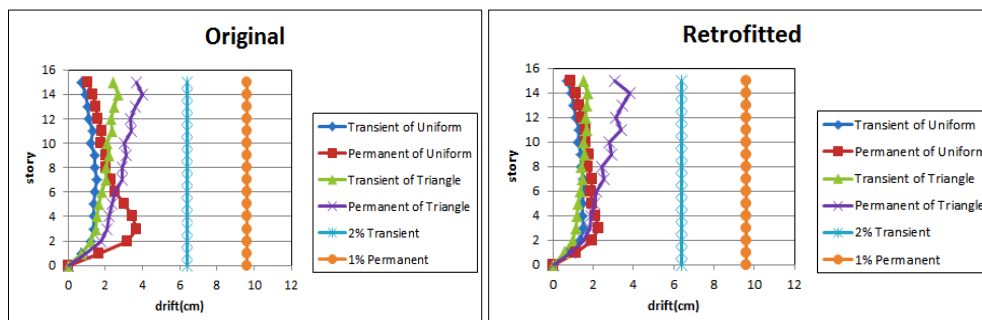


(ب) سازه چهار دهانه



(ج) سازه پنج دهانه

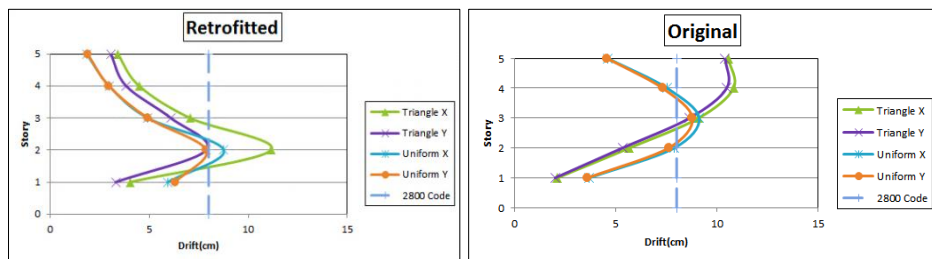
شکل ۳- حداکثر جابجایی جانبی نسبی طبقات سازه‌های ۵ طبقه‌ی تقویت نشده و مقاوم با CFRP



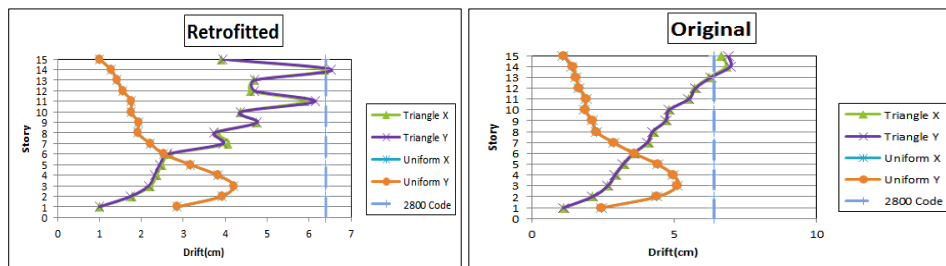
شکل ۴- حداکثر جابجایی جانبی نسبی طبقات سازه‌های چهار دهانه ۱۵ طبقه تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی

جدول ۲- مقایسه ماکزیمم تغییرمکان جانبی نسبی سازه‌ها

بارگذاری یکنواخت		بارگذاری مثلثی		سازه‌ها از نظر تقویت	سازه‌های دهانه
جهت Y	جهت X	جهت Y	جهت X		
۸/۷۷۸۹	۹/۱۱۴۱	۱۰/۴۷۳۳	۱۰/۸۰۹۵	تقویت نشده (cm)	ساختمان ۵ طبقه
۷/۸۷۱	۸/۷۶۴۲	۷/۸۷۲۵	۱۱/۱۴۱۵	تقویت شده با CFRP (cm)	
-۱۰/۳۴	-۳/۸۴	-۲۴/۸۳	۳/۰۷	تقویت شده با CFRP به تقویت نشده (%)	
۵/۱۱۶۵	۵/۱۱۵۸	۶/۹۶۸۸	۶/۸۲۷۵	تقویت نشده (cm)	ساختمان ۱۵ طبقه
۴/۲۱۰۱	۴/۲۱۱۵	۶/۵۳۵۵	۶/۳۶۶۶	تقویت شده با CFRP (cm)	
-۱۷/۷۲	-۱۷/۶۸	-۶/۲۲	-۶/۷۵	تقویت شده با CFRP به تقویت نشده (%)	



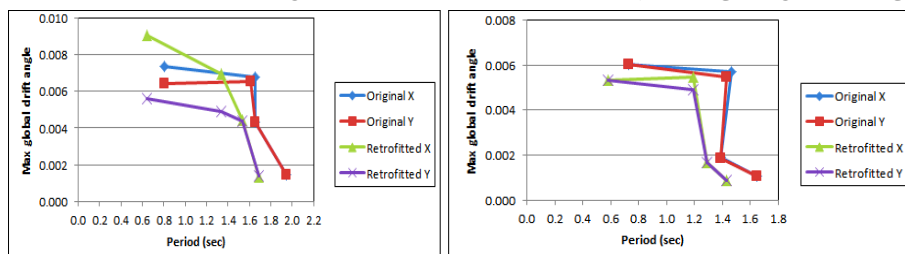
(الف) ساختمان ۵ طبقه



(ب) ساختمان ۱۵ طبقه

شکل ۵- حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات سازه‌های تقویت شده و تقویت نشده با CFRP

با توجه به شکل (۶)، ماکزیمم زاویه دررفت کل ساختمان (تغییرمکان جانبی به ارتفاع ساختمان) به ازای پریود سازه و با افزایش پریود، ماکزیمم زاویه دررفت کل ساختمان در دو بارگذاری مثلثی و یکنواخت کاهش یافته و همچنین پریود سازه به ازای تقویت سازه کاهش می‌یابد و توزیع مثلثی ماکزیمم زاویه دررفت بیشتری را نسبت به توزیع یکنواخت به همراه دارد.



(ب) بارگذاری یکنواخت

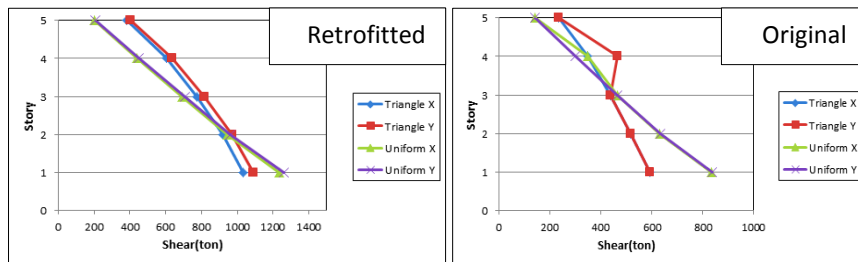
(الف) بارگذاری مثلثی

شکل ۶- مقایسه ماکزیمم زاویه دررفت: (الف) ماکزیمم زاویه دررفت کل ساختمان در بارگذاری مثلثی،

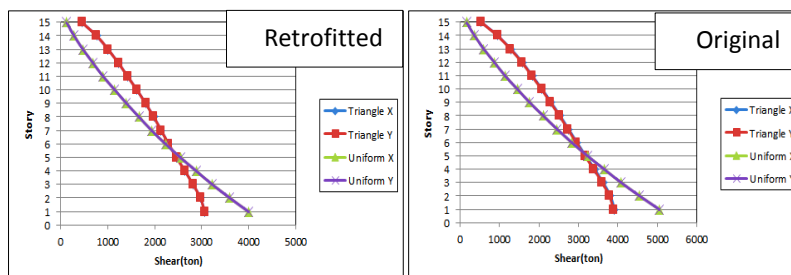
(ب) ماکزیمم زاویه دررفت کل ساختمان در بارگذاری یکنواخت

۳-۴- بررسی حداکثر نیروی برش طبقات

حداکثر نیروی برشی طبقات ناشی از تحلیل پوش‌آور برای سازه‌های ۴ دهانه‌ی تقویت نشده و تقویت شده با CFRP در شکل (۷) و جدول (۳) آمده است.



(الف) ۵ طبقه



(ب) ۱۵ طبقه

شکل ۷- حداکثر نیروی برش طبقات سازه‌های تقویت نشده و سازه‌ی مقاوم با CFRP تحت تحلیل

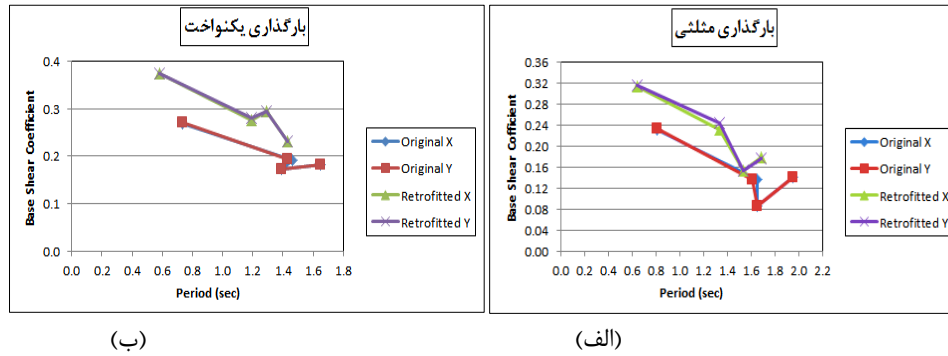
استاتیکی غیرخطی: (الف) ۵ طبقه، (ب) ۱۵ طبقه

جدول ۳- مقایسه ماکزیمم نیروی برش پایه سازه‌ها

بارگذاری یکنواخت		بارگذاری مثلثی		سازه‌ها از نظر تقویت	سازه‌های ۴ دهانه
جهت Y	جهت X	جهت Y	جهت X		
۸۳۵/۴۳۵	۸۳۲/۷۱۹	۵۹۴/۲۴۲	۵۹۳/۴۶۳	تقویت نشده (cm)	ساختمان ۵ طبقه
۱۲۵۸/۱۲۹	۱۲۳۳/۰۶۵	۱۰۹۰/۳۵۸	۱۰۳۵/۵۱۴	تقویت شده با CFRP (cm)	
۵۰/۵۹	۴۸/۰۷	۸۳/۴۹	۷۴/۴۸	تقویت شده با CFRP به تقویت نشده (%)	ساختمان ۱۵ طبقه
۳۹۸۷/۴۸۵	۳۹۸۷/۴۸۶	۳۰۵۸/۹۹۷	۳۰۶۱/۶۷۸	تقویت نشده (cm)	
۵۰۴۳/۳۲۳	۵۰۴۳/۴۳۶	۳۸۸۳/۸۲۷	۳۹۱۲/۴۳۸	تقویت شده با CFRP (cm)	
۲۶/۴۸	۲۶/۴۸	۲۶/۹۶	۲۷/۷۸	تقویت شده با CFRP به تقویت نشده (%)	

در تمامی سازه‌ها و در تمامی حالات تقویت نشده و تقویت شده با CFRP در بارگذاری یکنواخت طبقات تحتانی حداکثر نیروی برش طبقات بیشتری را نسبت به طبقات فوقانی به همراه دارد در حالی که بارگذاری مثلثی در طبقات فوقانی حداکثر نیروی برش طبقات بالاتری را نسبت به توزیع بار یکنواخت ایجاد می‌کند. هم‌چنین هنگامی که سازه با ورق‌های CFRP تقویت می‌گردد، حداکثر نیروی برش طبقات آن نیز رو به افزایش می‌رود. اگر قیاسی بین بارگذاری در جهت X و Y داشته باشیم مقدار این فاکتور در این دو جهت نزدیک هم می‌باشند. ماکزیمم نیروی برش پایه در سازه‌ی تقویت شده با CFRP و در توزیع بار جانبی یکنواخت اتفاق می‌افتد. هم‌چنین در هر دو سازه‌ی اصلی و مقاوم در سازه‌های ۵ و ۱۵ طبقه با افزایش تعداد طبقات در یک سازه حداکثر نیروی برش طبقات کاهش می‌یابد. در تمامی ساختمان‌ها بیشترین تغییرات ماکزیمم نیروی برش پایه سازه‌ی تقویت شده با CFRP به تقویت نشده را توزیع بار مثلثی به همراه دارد. با افزایش تعداد طبقات از ۵ الی ۱۵ طبقه حداکثر نیروی برش طبقات افزایش می‌یابد. از طرفی دیده شده است، نمی‌توان به نظام خاصی در مورد تغییرپذیری درصد تغییرات ماکزیمم نیروی برش سازه‌ها به ازای مقاوم شدن با ورق‌های CFRP با افزایش تعداد طبقات رسید. با توجه به این‌که بهترین حالت قیاس نمودن ارائه نمودارها و جداول بدون بعد است، در این راستا در این قسمت به بررسی ضریب برش پایه مدل نسبت به پرپود آن به ازای

تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی پرداخته شده است. ضریب برش پایه از تقسیم برش پایه بر وزن کل ساختمان بدست آمده است. شکل (۸) نشان می‌دهد که در هر دو سازه اصلی و مقاوم با CFRP، توزیع یکنواخت ضریب برش پایه‌ی بیشتری را نسبت به توزیع مثلثی به همراه دارد. هم‌چنین با افزایش پریود (افزایش ارتفاع ساختمان) ضرایب برش پایه در دو بارگذاری مثلثی و یکنواخت کاهش یافته و از طرفی ضریب برش پایه‌ی سازه به ازای تقویت سازه نسبت به حالات تقویت نشده، افزایش می‌یابد.



شکل ۸- ضریب برش پایه حاصل از آنالیز غیرخطی استاتیکی: (الف) بارگذاری مثلثی، (ب) بارگذاری یکنواخت

۵- نتیجه‌گیری

در این پژوهش با بررسی رفتار و پاسخ لرزه‌ای نتایج زیر برداشت شده است:

- ◆ رفتار قاب تحت حرکات زلزله از لحاظ جابجایی جانبی نسبی در سازه‌ی ۵ طبقه با تعداد دهانه‌های مختلف در ۵۰ درصد فوقانی ارتفاع هر سازه با مقاوم‌سازی بهبود می‌یابد. دیده می‌شود که با تقویت سازه‌ی بتن مسلح حداکثر تغییرمکان جانبی طبقات و دررفت کاهش و حداکثر نیروی برش طبقات افزایش می‌یابد که موجب پایداری بیشتر سازه می‌گردد.
- ◆ مقادیر حداکثر تغییرمکان جانبی طبقات در آنالیز پوش‌آور بیشتر از آنالیز خطی است. با افزایش پریود (افزایش ارتفاع ساختمان) و تقویت سازه ماکزیمم زاویه دررفت کل ساختمان کاهش یافته است. هم‌چنین پریود سازه به ازای تقویت سازه به دلیل سختی بیشتر سازه، کاهش می‌یابد و توزیع مثلثی ماکزیمم زاویه دررفت طبقات و کل ساختمان بیشتری را نسبت به توزیع یکنواخت به همراه دارد. شیب تغییرات تغییرمکان جانبی بام به ازای افزایش تعداد طبقات کاهش یافته است. حداکثر دررفت‌ها در سازه‌های ۵ طبقه (کوتاه‌مرتبه) در طبقات میانی و در سازه‌ی ۱۵ طبقه (میان‌مرتبه) در یک‌سوم بالایی ساختمان‌ها رخ می‌دهد.
- ◆ در تمامی سازه‌ها در طبقات فوقانی حداکثر تغییرمکان و نیروی برش طبقات به ازای بارگذاری مثلثی بیشتر از توزیع بار یکنواخت است. هم‌چنین ماکزیمم حداکثر تغییرمکان جانبی بام و جابجایی جانبی نسبی و مینیمم حداکثر نیروی برش پایه در تمام سازه‌ها در بارگذاری مثلثی ایجاد می‌شود و در سازه‌های میان مرتبه میزان حداکثر تغییرمکان جانبی نسبی طبقات در آنالیز پوش‌آور با بارگذاری جانبی مثلثی در طبقات بالایی پوشش دهنده‌ی آنالیز یکنواخت است در حالی که در سازه‌های کوتاه‌مرتبه با کمی اغماض می‌توان این نتیجه را پذیرفت.
- ◆ در تحلیل پوش‌آور، با افزایش پریود ضرایب برش پایه کاهش و از طرفی این ضریب به ازای تقویت سازه، افزایش می‌یابد. هم‌چنین توزیع یکنواخت ضریب برش پایه‌ی بیشتری را نسبت به توزیع مثلثی به همراه دارد. هم‌چنین تمامی پارامترهای مورد بحث در این تحقیق در دو بارگذاری جهت X و Y به دلیل منظم بودن سازه‌ها نزدیک به هم می‌باشند.
- ◆ با افزایش پریود و تقویت سازه ماکزیمم زاویه دررفت کل ساختمان کاهش و هم‌چنین پریود سازه به ازای تقویت سازه به دلیل سختی بیشتر سازه، کاهش می‌یابد و ماکزیمم زاویه دررفت کل ساختمان به ازای دو بارگذاری یکنواخت و مثلثی در دو جهت X و Y تقریباً با هم برابر یا بارگذاری جهت X مقادیر بیشتری را نسبت به بارگذاری جهت Y دارا می‌باشد.

۶- مراجع

- (۱) پارسا، حکیمه، "ارزیابی تأثیر خواص دینامیکی بر رفتار لرزه ای سازه‌های بتن مسلح تقویت شده با FRP"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد دانشگاه سمنان، سمنان، زمستان ۱۳۹۳.
- (۲) توکلی‌زاده محمدرضا، قدس امیرصمد، "مروری بر آیین‌نامه‌ی تقویت عضوهای بتنی با ورق‌های FRP (ACI 440.2R-08)"
- (۳) آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ ایران، ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۹۴.
- (۴) موسوی، سید هاشم، حسینی، عبدالله، "تقویت ستون‌های بتن‌آرمه با استفاده از مواد پلیمری (FRP)"، اولین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، اردیبهشت ۱۳۸۳.
- (5) Teng, J.G., Chen, J.F., Smith, S.T., Lam, L., (2002) FRP strengthened RC structures. Copyright John Wiley and Sons, Ltd Baffins Lane, Chichester, West Sussex, PO19 1UD, England.
- (6) Lam, L., Teng, J.G., (2003) Design-oriented stress-strain model for FRP confined concrete in rectangular columns, J Reinf Plast Compos.
- (7) Zou, X.K., Teng, J.G., DeLorenzis, L., Xia, S.H., (2007), Optimal performance based design of FRP jackets for seismic of reinforced concrete buildings, ELSEVIER Composites Part B.
- (۸) شوشتری، احمد، بیات، محمد، "بررسی شکل‌پذیری و رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح با اعضاء محصور شده با FRP"، پنجمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد، اردیبهشت ۱۳۸۹.
- (۹) قدرتی‌امیری، غلام‌رضا، رادمان، بهنام، "بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح تقویت شده با الیاف CFRP"، چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، دانشگاه تهران، اردیبهشت ۱۳۸۷.
- (۱۰) تقی‌نژاد رامین، "طراحی و بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها براساس سطح عملکرد با استفاده از تحلیل پوشش آور SAP2000-ETABS"، کتاب، نشر کتاب دانشگاهی، چاپ سوم، ۱۳۹۲.
- (۱۱) "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود"، نشریه شماره ۳۶۰، معاونت امور فنی، تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، ۱۳۸۵.
- (۱۲) "مبحث ششم مقررات ملی ساختمان بارهای وارد بر ساختمان"، دفتر امور مقررات ملی ساختمان، ۱۳۸۸.
- (13) FEMA, FEMA-356. (2000) NEHRP guideline for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency.

Abstract:

In recent years, by doing laboratory studies on confined concrete with FRP sheets was found that the usage change of some structures, initial faults in design and construction, computational errors, increasing of loads and decreasing in the performance level of reinforced concrete (RC) structures due to time passing and concrete deterioration are of the main reasons to retrofit concrete structures. In this regard, for further investigation in this study to evaluate the seismic performance of existing structures, the original and resistant reinforced concrete buildings with CFRP with 5 and 15 stories and bays from 3 to 5, in terms of story lateral displacement and floors shear force in linear and nonlinear static analysis of triangular and uniform load will be discussed. Retrofitting with CFRP increases seismic performance in terms of relative lateral displacement in the upper 70 percent of the height of each structure the behavior at the total height of 15-storey structure fully heals. Frame behavior under earthquake motions in terms of relative lateral displacement in 5-storey buildings in the upper 50 percent of the height of each structure by retrofitting can be improved. By strengthening reinforced concrete structure reduces the maximum lateral displacement floors and drift and increases the maximum story shears force that is more stable structures. The maximum drift of the structures 5-floor (short time) in the middle classes and structures 15- floor (mid-time) occurs in the upper third of buildings. By increasing the period and retrofitting structures, maximum drift angle of the whole building decreased. In the end it was determined that the maximum shear force based on CFRP-reinforced structures and on uniform lateral load distribution occurs. In pushover analysis by increasing the period, the coefficient of shear force based reduce and with retrofitting structures, increases.

Keywords: Retrofitting with CFRP, reinforced concrete structures, lateral displacement, Story shears forces, drift, triangular and uniform lateral load distribution