تغییرات ضریب مقاومت افزون قاب های خمشی بتن مسلح با ارتفاع متوسط

عباسعلی تسنیمی
دانشیار
گروه سازه، بخش عمران، دانشکده فنی و مهندسی
دانشگاه تربیت مدرس

موسی محمودی صاحبی
استادیار
مرکز آموزش عالی فنی امام محمد باقر (ع)، ساری

چکیده

یکی از عواملی که در تعیین ضریب رفتار (R) سازه های چند طبقه مؤثر می باشد، مقاومت افزون آنها است. مقاومت افزون، مقاومت اضافه ای است که سازه علاوه بر مقاومت طرح دارا بوده و در مرحله غیر ارتجاعی از خود بروز می دهد و معمولاً آن را با ضریب مقاومت افزون بیان می کنند. این ضریب به منظور کاهش مقاومت ارتجاعی مورد نیاز سازه ها به همراه ضریب کاهش مقاومت ناشی از شکل پذیری در قالب ضریب رفتار در اکثر آئین نامه های زلزله مورد استفاده قرار می گیرد. نقش مقاومت افزون علیر غم اهمیت بالای آن همچنان در حد بررسی کیفی باقی مانده است.

این مقاله نتیجه بخشی از تحقیقاتی را ارائه می کند که قسمتی از نتایج آن به صورت مقاله ای تحت عنوان «محاسبه مقاومت افزون قاب های خمشی کوتاه بتن مسلح» در شماره ۳۶ زمستان ۱۳۷۶ مجله امیرکبیر به چاپ رسیده است. در این بررسی دامنه تغییرات ضریب مقاومت افزون قاب های خمشی بتن مسلح با ارتفاع متوسط (۱۵ تا ۴۵ متر) به روش تحلیل غیرخطی تعیین و ارائه گردیده است. نتایج بدست آمده نشان می دهد که مقاومت افزون این قبیل سازه ها بین ۲۵ الی ۴۰ درصد مقاومت اولیه آنها می باشد.

Variaton of Overstrength Factor for Mid-Rise R.C. Moment Resisting Frames

A. A. Tasnimi
Associate Professor

M. Mahmoodi Sahebi
Assistant Professor

School of Engineering,
Tarbiat Modarres University

Abstract

The overstrength of a multi-storey structure (as a multi-degree of freedom system) is one of the parameters playing the evaluation of the behaviour factor. This is an important property when the structure exhibits inelastic behaviour and is described by overstrength factor. The overstrength factor and strength reduction factor due to ductility are considered in most seismic design codes of practice to reduce the elastic strength demand of the structure. Inspite the importance of the overstrength, its influence has not yet been quantified. This paper is a part of an investigation from which the first part was published in Amirkabir Jurnal No. 36/Winter 1998, entitled as "Estimation of overstrength of low-rised flexural R.C. frames using nonlinear analysis". This paper investigates the variation of overstrength factor for reinforced concrete moment resisting frames, having several stories (5 to 15) with various spans (3 to 5) and located in high seismicity regions using non-linear inelastic analysis. The results indicate that the overstrength factor of these systems efforts 25 to 40 percent reduction in the elastic strength demand of such frames.

کلید واژه‌ها

رفتار لرزه‌ای ـ غیر ارتجاعی ، مقاومت افزون، شکل پذیری، ضریب رفتار، قاب های خمشی بتن مسلح.

مقدمه

امروزه، عملکرد غیر ارتجاعی سازه ها در مقابل زلزله های شدید به منظور اقتصادی نمودن طرح مجاز شمرده شده است. این عمل سبب می گردد تا قسمت اعظم انرژی ناشی از زلزله در اثر تغییر شکل غیرارتجاعی سازه ها جذب گردد. همچنین در این حالت می توان از مقاومت اضافه ای که در مرحله غیر ارتجاعی بروز می کند، استفاده کرد. چنین مقاومتی در روند تشکیل پی در پی لولاهای خمیری در اعضای سازه پدید آمده و در آستانه ناپایداری سازه خاتمه می یابد. به مقاومت مذکور، مقاومت افزون گفته می شود. مقاومت افزون به عوامل مختلفی بستگی دارد که در قسمت بعدی توضیح داده خواهد شد. مقاومت افزون سازه ها با ضریب مقاومت افزون بیان می گردد که برابر است با نسبت حداکثر مقاومت سازه به مقاومت ارتجاعی آن. در آئین نامه های طرح لرزه ای، مقاومت ارتجاعی مورد نیاز سازه ها برای مقابله با زلزله های شدید به کمک ضریبی به نام ضریب رفتار (R) کاهش داده می شود که این ضریب خود از دو عامل ضریب مقاومت افزون (R_s) و ضریب ناشی از تغییر شکل غیر ارتجاعی و یا شکل پذیری (R_μ) متأثر می باشد. درخصوص ضریب ناشی از شکل پذیری، مطالعات و تحقیقات مختلفی صورت پذیرفته است. ولی فقدان تحقیقات لازم در کمّی کردن ضریب مقاومت افزون محسوس است. به همین منظور سلسله مطالعاتی انجام پذیرفته است تا بتوان ضریب مقاومت افزون قاب های خمشی را به طور قابل قبولی تخمین زد. در مرجع (۱) ضریب مقاومت افزون قاب های خمشی کوتاه (تا ارتفاع ۱۲ متر) ارائه گردیده است. در تحقیق حاضر ضریب مقاومت افزون قاب های خمشی بتن مسلح دارای ارتفاع متوسط (۵ تا ۱۵ طبقه) بررسی شده و چگونگی تغییرات آن بر حسب تعداد طبقه ارائه گردیده است.

در انتها نتایج حاصل از مقاله اول در مرجع (۱) و این مقاله به صورت مشترک مورد بحث و بررسی قرار گرفته است.

عوامل مؤثر بر مقاومت افزون

مقاومت افزون نتیجه عوامل گوناگونی است که عبارتند از:

۱ ـ باز توزیع تنش ها یا نیروهای داخلی اعضای سازه ای.

۲ ـ درجات نامعینی سازه.

۳ ـ اضافه مقاومت آرماتور نسبت به مقاومت اسمی آن.

۴ ـ اضافه مقاومت بتن نسبت به مقاومت اسمی آن.

۵ ـ افزایش مقاومت آرماتور بر اثر پدیده سخت شوندگی کرنشی در تغییر شکل های زیاد.

۶ ـ افزایش مقاومت بتن در اثر محصور شدن توسط آرماتورها.

۷ ـ نرخ افزایش کرنش در تغییر شکل های غیر ارتجاعی.

۸ ـ اعمال محدودیت های ذیل که در آئین نامه ها الزامی است:

الف) محدود کردن تغییر مکان جانبی سازه.

ب) محدود کردن خیز اعضای سازه ای برای سطح بهره برداری.

ج) محدود کردن ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری.

د) اعمال ضرایب و شرایط بارگذاری ها.

۹ ـ وجود اعضای غیرسازه ای.

بررسی کمّی عوامل فوق در تغییرات مقاومت افزون یک سازه بسیار پیچیده است. از طرفی نمی توان از بروز همه آنها در سازه مطمئن بود. به همین دلیل در این مقاله فقط به مهمترین عامل ایجاد مقاومت افزون که عامل اول است پرداخته و از بقیه آنها چشم پوشی می شود. بنابراین مقاومت افزونی که در حد فاصل سطح مقاومت هنگام تشکیل نخستین لولای خمیری تا سطح مقاومت همزمان با تشکیل مکانیزم بوجود می آید، مورد مطالعه قرار گرفته است.

منحنی پاسخ کلی سازه

باتوجه به آنچه که به اختصار گذشت می توان بروز چنین حالتی را در سازه بر طبق شکل (۱) توضیح داد. این شکل تغییر مکان کلی سازه که می تواند تغییر مکان جانبی بالاترین تراز (سقف) سازه باشد، در مقابل سطح مقاومت متناظر با حالات رفتاری سازه به صورت کیفی ارائه می دهد. از آنجا که طرح اقتصادی سازه ها در برابر زلزله های شدید منوط به طرح لرزه ای ـ غیر ارتجاعی آنها است، طرح ارتجاعی سازه ها در برابر زلزله های شدید غیر اقتصادی شده و جز در موارد استثنایی

کاربرد ندارد. در هر حال نیاز مقاومت در این حالت یعنی حالت ارتجاعی کامل با سطح مقاومت S_e که متناظر با تغییر مکان نسبی Δ_e است، در شکل (۱) نشان داده شده است.

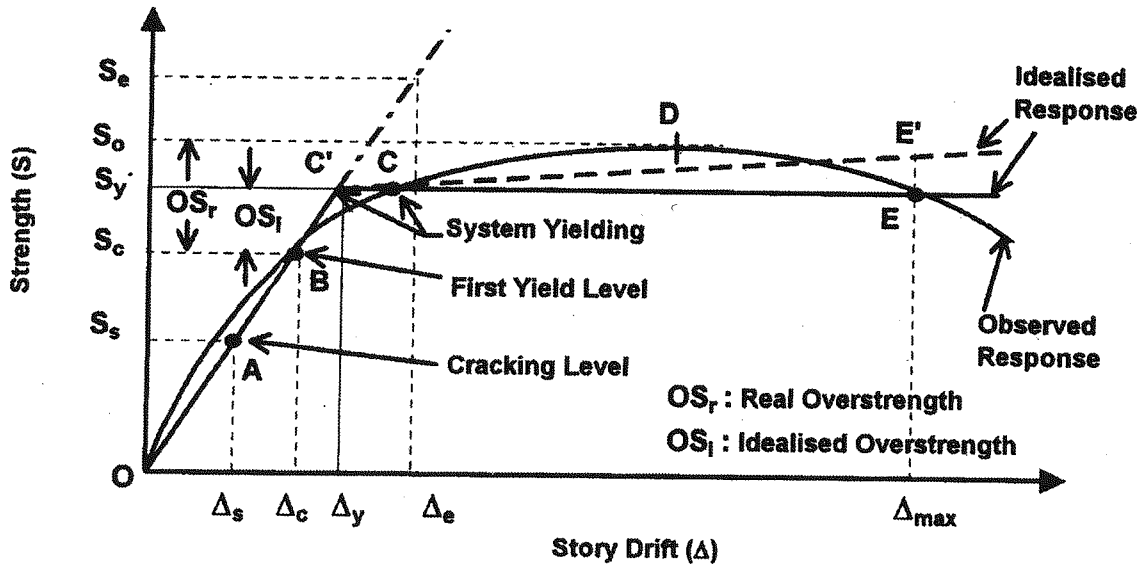
چنانچه قرار باشد رفتار سازه وارد قلمرو غیرارتجاعی گردد، لازم است سطح مقاومت آن کمتر از S_e باشد، در این صورت سازه در قلمرو غیر ارتجاعی دارای دو سطح از تغییر مکان خواهد بود. یکی تغییر مکان متناظر با حد رفتار خمیری (نقطه C روی منحنی واقعی) و دیگری تغییر مکان متناظر با مقاومت نهایی (نقطه E).

از نقطه C به بعد سختی کلی سازه به شدت کاهش یافته و در نقطه D به صفر می‌رسد و پس از آن منفی می‌شود. پس از اینکه تغییر مکان سازه به حد نهایی (Δ_{max}) رسید، بیشترین انرژی زلزله توسط سازه جذب شده است و از این مرحله به بعد سازه دچار گسیختگی خواهد شد.

برای سهولت بررسی رفتار سازه، معمولاً منحنی واقعی را با یک منحنی ایده آل و ساده شبیه سازی می‌کنند. منحنی ایده آل یکی منحنی دو خطی است که شاخه نخست آن محدوده ارتجاعی را تا سطح مقاومت S_y در بر می‌گیرد (OC'). شاخه بعدی محدوده غیر ارتجاعی را مشخص می‌کند که یا به صورت خط C'E با سختی سفر و یا به صورت خط C'E' با سختی اندک که غالباً همراه با پدیده سخت شوندگی کرنشی است شبیه سازی می‌شود. مقدار سختی مربوط به محدوده ارتجاعی بستگی به اختلاف سطح مقاومت نهایی S_0 و سطح خمیری S_y دارد. برای مشخص کردن محل نقطه C' روش های مختلفی وجود دارد. یکی از آن روش ها تعیین مقاومت خمیری سازه است که برخی از محققین آن را متناظر با مقاومت نقطه E دانسته اند و برخی آن را متناظر با تغییر مکان خاصی از سازه می‌دانند که شرح آن در بخش محاسبه مقاومت افزون توضیح داده خواهد شد. در منحنی فوق سطح مقاومت مربوط به آیین نامه ها بین دو نقطه A و B قرار داده که محل آن به ضرایب هر آیین نامه ای بستگی دارد. همانطور که در شکل (۱) مشخص است در نقطه B نخستین لولای خمیری تشکیل می‌شود که سطح مقاومت متناظر با آن S_c است. هچنانکه مشاهده می‌شود حداکثر سطح مقاومت S_0 است در حالیکه برای منحنی ایده آل شده این سطح S_p است که متناظر با سطح مقاومت مربوط به جاری شدن کل سیستم یعنی S_yاست. دامنه محصور بین S_c تا S_y (یا S_p) برای منحنی ایده آل و بین S_c تا S_0 برای منحنی واقعی را که بر اثر عوامل برشمرده پدیده می‌آید، دامنه مقاومت افزون است، نسبت S_y/S_c یا S_0/S_c را ضریب مقاومت افزون می‌گویند که برای سازه های مختلف تفاوت دارد.

$$R_s = \frac{S_y}{S_c} \qquad (۱)$$

همانگونه که قبلاً توضیح داده شد در بعضی موارد



شکل (۱) منحنی پاسخ واقعی و ایده آل سازه از قلمرو ارتجاعی تا غیرارتجاعی.

منحنی ایده آل را در قلمرو غیر ارتجاعی به صورت خطی شیب دار در نظر می‌گیرند. در این پژوهش منحنی ایده ال OC' E در نظر گرفته شده است.

مشخصات سازه‌ها

برای این بررسی از قاب های بتن مسلح که به طور معمول در کشور طراحی و ساخته می شوند، استفاده شده است. بدین منظور تعداد قاب خمشی بتن مسلح با ارتفاع ۱۵ تا ۴۵ متر و تعداد دهانه های سه و پنج مورد بررسی واقع شده اند. در تمام این قاب ها ارتفاع طبقات مساوی ۳ متر و طول دهانه ها برابر ۴ متر در نظر گرفته شده است. همگی این قاب ها به صورت مدل دو بعدی تحت بارهای ثقلی و زلزله که به ترتیب منطبق بر آیین نامه بارگذاری ۵۱۹ ایران و آیین نامه طرح ساختمان ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ ایران قرار گرفته است. جدول (۱) مشخصات هندسی قاب های مورد مطالعه را ارائه می دهد.

تحلیل ارتجاعی سازه ها توسط نرم افزار SAP90 انجام شده و طراحی آنها مطابق آیین نامه ACI-318-92 صورت گرفته است. برای هر یک از سازه های انتخاب شده جرم طبقات مساوی یکدیگر فرض گردیده است. الگوی بارگذاری مورد استفاده در این بررسی منطبق بر الگوی ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ ایران است که بر طبق آن بار جانبی ناشی از زلزله به صورت زیر توزیع می گردد.

$$F_i = (V - F_t)\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \qquad (۲)$$

که در آن:

V = نیروی برشی پایه.

F_i= نیروی جانبی در تراز طبقه i.

W_i = وزن طبقه i شامل وزن سقف و ۲۰ درصد سربار آن (برای ساختمان های مسکونی، اداری، هتل ها و پارکینگ ها) و نصف وزن دیوارها و ستون های بالا و پایین تراز سقف.

h_i = ارتفاع سقف طبقه i از تراز پایه.

n = تعداد طبقات.

F_t = نیروی جانبی اضافی در تراز سقف طبقه n که از رابطه (۳) بدست می‌آید.

$$F_t = 0/07TV > 0/25V \qquad (۳)$$

در این رابطه T زمان تناوب سازه است.

در این قاب ها ابعاد ستون ها از ۳۵ × ۳۵ سانتیمتر تا ۷۰ × ۷۰ سانتیمتر و همچنین ابعاد تیرها از ۲۵ × ۳۰ تا ۳۵ × ۵۰ متغیر می باشد.

جدول (۱) مشخصات هندسی قاب های مورد بررسی.

تعداد طبقه	تعداد دهانه‌های انتخاب شده	
	۳	۵
۵	●	●
۶	●	●
۸	●	●
۱۰	●	○
۱۵	●	○

محاسبه ضریب مقاومت افزون

تحلیل سازه های مورد نظر توسط برنامه غیرخطی و دو بعدی DRAIN-2DX و با روش استاتیکی غیرخطی با فشار تدریجی انجام شد. با استفاده از این روش که به علت سهولت و سادگی آن بر روش پیچیده و وقت گیر تحلیل دینامیکی (در قلمرو زمان) ارجحیت دارد، می توان رفتار دینامیکی (پاسخ دینامیکی) سازه را بخوبی تخمین زد. برای اینکار ابتدا سازه را تحت بار مشخص و از پیش تعیین شده ای که منطبق بر الگوی بارگذاری استاندارد ۲۸۰۰ ایران است تحریک کرده، سپس مقدار آن را در مراحل مختلف و به تدریج افزایش داده تا جایی که سازه یک سیکل کامل از رفتار ارتجاعی خمیری خود را طی کند. چون تعداد اعضای هر سازه ای که برای تحلیل انتخاب می شود به تعداد دهانه و تعداد طبقات آن بستگی دارد؛ رابطه k (2m + 1) که در آن k تعداد طبقات و m تعداد دهانه است، کل عضوهای یک سازه را بدست می دهد. برای مثال یک قاب سه دهانه و سه طبقه دارای ۲۱ عضو می شود و چون به تناسب تعداد عضوها، تعداد لولاهای خمیری افزایش می یابد، ارائه همه آنها در یک جدول و یا یک شکل، تناسبی با حجم این مقاله ندارد. بهمین علت برای تشریح کامل روش محاسبه مقاومت افزون لازم است به ساده ترین مثال ها اکتفا شود. از آنجا که قاب یک دهانه ـ یک طبقه و قاب دو دهانه ـ یک طبقه می توانند از ساده ترین حالت ها برای این بررسی تلقی

شود، مشخصات اعضای آنها در جدول (۲) آورده شده است. از آنجاییکه تشریح کامل این محاسبه در مرجع [۱] ارائه گردیده است از ارائه کامل آن خودداری می‌گردد و نظر علاقمندان را به مطالعه مرجع [۱] که توسط نویسندگان ارائه شده است جلب می‌کند. در این قسمت برای کسانی که دسترسی به مقاله فوق مقدور نیست توضیحات کلی آورده شده است. در این روش برای ملحوظ کردن کاهش سختی در عضوهای سازه، که با ترک خوردن مقطع عضو تحت تأثیر قرار می‌گیرد، سختی تیرها به میزان ۵۰ درصد و سختی ستون‌ها به میزان ۲۰ درصد به عنوان عامل کاهندگی سختی در نظر گرفته شد [۲]. مقدار شتاب مبنای طرح برای مناطق با خطر نسبی بالا بر طبق استاندارد ۲۸۰۰ ایران برابر با ۰/۳۵ اختیار شد. مقدار ضریب بازتاب سازه‌ها بر طبق همین استاندارد مشخص شد که در جدول (۳) مقدار ضریب بازتاب آورده شده است.

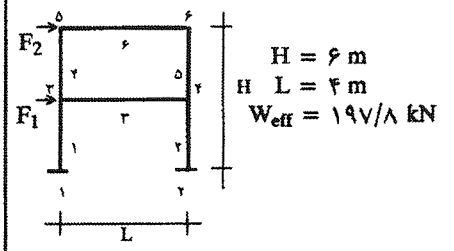
سطح مقاومت نظیر جاری شدن کلی سیستم براساس محدود کردن تغییر جانبی سازه در تراز بالاترین سقف و با نسبت یک درصد ارتفاع آن بدست می‌آید. یعنی اگر مقدار تغییر مکان جانبی برابر با $0/01\ H$ شود، مقاومت حد جاری شدن متناظر با این تغییر مکان اختیار می‌شود [۳]. دلیل تعیین سطح مقاومت نظیر جاری شدن سازه از طریق اعمال محدودیت فوق این است که مقاومت افزون محاسبه شده نباید شکل‌پذیری زیادی را طلب کند، زیرا در غیر این صورت استقلال ضرایب شکل پذیری و مقاومت افزون مخدوش می‌گردد.

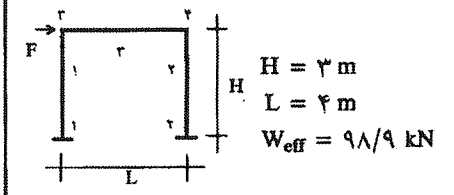
تحلیل نتایج

پس از محاسبه مقاومت افزون، نتایج بدست آمده در جدول (۴) آورده شده است. همانگونه که در قسمت محاسبه مقاومت افزون بیان شد، برای جلوگیری از مخدوش شدن استقلال ضرایب شکل پذیری و مقاومت افزون سطح مقاومت نظیر جاری شدن از طریق اعمال محدودیت بر تغییر مکان جانبی سازه در تراز بالاترین سقف تعیین گردید تا سازه شکل پذیری بیش از حدی را طلب نکند. البته و به طور معمول نیاز شکل پذیری کمتر از ۲ برای مسائل مشابه پذیرفته شده است. جالب توجه اینکه در همه سازه‌های تحلیل شده نیاز شکل پذیری کلی متناظر با مقاومت افزون کمتر از ۲ بدست آمده است. همانگونه که از جدول (۴) بر می‌آید، ضرایب مقاومت افزون برای دو حالت دهانه ۳ و ۵ در مورد قاب‌های ۵، ۶ و ۸ طبقه با اختلاف ناچیز، تقریباً با هم مساوی هستند. بهمین دلیل و برای پرهیز از عملیات تحلیلی اضافی در مورد ساختمان‌های ۱۰ و ۱۵ طبقه فقط تعداد دهانه ۳ در نظر گرفته شد. همچنین دامنه تغییرات ضریب مقاومت افزون برای قاب‌های خمشی بتن مسلح

جدول (۴) مشخصات قاب‌های یک طبقه ـ یک دهانه و دو طبقه ـ یک دهانه.

شماره های اعضا	مشخصات سازه‌ای اعضا		
	ابعاد (Cm×Cm)	نیروی محوری تسلیم (kN)	لنگر خمشی تسلیم (kN.m)
مشخصات اعضا قاب یک دهانه-دوطبقه			
۲ و ۱	۳۰×۳۰	۱۵۴/۹	۵۰/۶
۳	۲۵×۳۰		۷۰/۳
۵ و ۴	۱۵×۲۵	۷۵/۸	۶۰/۶
۶	۲۵×۳۰		۷۰/۳
مشخصات اعضا قاب یک دهانه-یک طبقه			
۱	۲۵×۲۵	۸۵/۹	۶۵/۳
۲	۲۵×۲۵	۸۵/۹	۶۵/۳
۳	۱۵×۲۵		۴۵/۰





با ارتفاع متوسط و نسبتاً بلند از ۲۶ تا ۴۰ درصد مقاومت اولیه آنها بدست آمده است. این مقدار مقاومت مقاومت افزون رقم قابل ملاحظه ای است که می تواند در اقتصادی کردن طرح لرزه ای این قبیل سازه ها در برابر زلزله های شدید مؤثر باشد. ملاحظه می شود که این رقم نیز از نظر اقتصادی قابل توجه است.

به دلیل اینکه ضرایب نسبی R_s و $S_w, S_y, S_c, FS,$ در قاب های خمشی با تعداد طبقات مساوی ولی با دهانه های متفاوت تقریباً مساوی هستند، فقط منحنی پاسخ کلی قاب های ۳ دهانه برای تعداد طبقه های ۵، ۶، ۸، ۱۰ و ۱۵ در شکل (۲) ارائه شده است. در این شکل بر روی محور قائم به جای مقاومت از نسبت مقاومت به وزن مؤثر استفاده شده است.

جدول (۳) مقدار ضریب بازتاب قاب های خمشی مورد مطالعه.

ضریب بازتاب (B)	زمان تناوب اصلی T(sec)	تعداد طبقه
۲	۰/۵۳	۵
۲	۰/۶۱	۶
۱/۸۹	۰/۷۶	۸
۱/۶۹	۰/۹	۱۰
۱/۳۸	۱/۲۲	۱۵

مقایسه پاسخ کلی قاب ها

در این قسمت یک بررسی مقایسه ای بر روی پاسخ کلی قاب های خمشی از نتایج بدست آمده این تحقیق و پژوهش قبلی که بر روی قاب های یک، دو، سه و چهار طبقه با دهانه های متفاوت یک،دو ، سه و پنج انجام شده بود [۱] ارائه می شود.

چنین به نظر می رسد که از مقایسه نتایج تحلیل بر روی قاب های خمشی بتن مسلح کوتاه و متوسط تا نسبتاً بلند، می توان برای دامنه تغییرات مقاومت افزون آنها یک منحنی مشترک ارائه کرد که به کمک این منحنی مقدار مقاومت افزون قاب های خمشی بتن مسلح را با تقریب قابل قبولی تخمین زد. این منحنی در شکل (۳) ارائه شده است. محور افقی آن تعداد طبقات سازه و محور قائم مقاومت افزون آن را نشان می دهد. برای اثبات اینکه تعداد دهانه ها تأثیر اندکی بر دامنه تغییرات مقاومت افزون دارد، منحنی های مربوط به تعداد دهانه های ۱، ۳، ۵ ترسیم شده است. همچنانکه از این شکل بر می آید، تأثیر تعداد دهانه ها بر تغییرات مقاومت افزون بسیار ناچیز است. لازم به تذکر است که در مورد قاب های یک دهانه موضوع متفاوت است، زیرا این قبیل قاب ها تنها دارای دو ستون خارجی (بدون ستون های داخلی) بوده که رفتار آنها با ستون های سایر قاب ها تفاوت دارد. بنابر این با مستثنی کردن قاب های یک طبقه که برای احداث ساختمان های مسکونی و اداری - تجاری و مشابه متداول و معمول نیست، می توان با استفاده از میانگین مقادیر مقاومت افزون بدست آمده (با توجه به تعداد دهانه های مورد مطالعه)، مقاومت افزون قاب های خمشی بتن مسلح را متناسب با تعداد طبقاتشان تعیین کرد.

جدول (۴) ضریب مقاومت افزون قاب های خمشی مورد مطالعه.

ضریب مقاومت افزون R_s	ضریب ایمنی F.S.	نسبت سطح مقاومت به وزن موثرسازه			وزن‌موثر سازه (W_{eff})	تعداد دهانه	تعداد طبقات
		نظیر جاری‌شدن کل سازه C_y	نظیر نخستین جاری شدن C_s	نظیر طراحی C_y			
۱/۴۰	۱/۴۳	۰/۲۸۰	۰/۲۰۰	۰/۱۴	۱۵۱/۲۰	۳	۵
۱/۳۹	۱/۴۳	۰/۲۷۸	۰/۲۰۰	۰/۱۴	۲۵۲/۰۰	۵	
۱/۳۵	۱/۴۳	۰/۲۷۰	۰/۲۰۰	۰/۱۴	۱۸۱/۴۴	۳	۶
۱/۳۴	۱/۴۰	۰/۲۶۳	۰/۱۹۶	۰/۱۴	۳۰۲/۴۰	۵	
۱/۳۰	۱/۴۳	۰/۲۴۲	۰/۱۸۶	۰/۱۳	۲۴۱/۹۲	۳	۸
۱/۲۹	۱/۴۰	۰/۲۳۶	۰/۱۸۶	۰/۱۳	۴۰۳/۲۰	۵	
۱/۲۹	۱/۴۲	۰/۲۱۷	۰/۱۶۸	۰/۱۱۸	۳۰۲/۴۰	۳	۱۰
۱/۲۶	۱/۴۲	۰/۱۷۴	۰/۱۳۸	۰/۰۹۷	۴۵۳/۶۰	۳	۱۵

کاربرد تحقیق

با پذیرفتن این موضوع که مقاومت ثانویه سازه ها، یعنی مقاومت افزون آنها، به ظرفیت مقاومتی سازه ها اضافه می کند، می توان از آن در مقابل زلزله های شدید استفاده کرد. برای استفاده عملی می توان فرض کرد هنگام طراحی سازه ها با کاهش نیروی جانبی طراحی، مقاومت کاهش یافته در قلمرو ارتجاعی سازه، به وسیله مقاومت افزون ولی در قلمرو غیر ارتجاعی جبران می گردد. در آیین نامه های طراحی سازه ها در برابر زلزله با اعمال ضریب رفتار (R) در محاسبه نیروی برش پایه فرض فوق ارضاء می گردد. در واقع با تقسیم کردن مقاومت نیاز ارتجاعی به ضریب رفتار، مقدار برش پایه مورد نیاز کاهش می یابد. ضریب رفتار از دو عامل مهم شکل پذیری و مقاومت افزون ناشی می شود و به وسیله رابطه (۴) محاسبه می گردد [۴].

$$R = R_\mu^* R_s \qquad (۴)$$

که در آن R_s ضریب رفتار ناشی از مقاومت افزون و R_μ ضریب رفتار ناشی از ظرفیت شکل پذیری می باشد.

با توجه به مطالعه انجام شده مقدار R_s بین ۱/۲۵ تا ۱/۶ در حالت تغییر است. از طرفی نتیجه بررسی دیگران نشان داده است که تغییرات ظرفیت شکل پذیری سازه های متعارف بین ۳ تا ۵ در حالت تغییر است [۳]. بدین ترتیب ضریب رفتار (R) قاب های خمشی متوسط و نسبتاً بلند بین دو مقدار ۳/۷۵ تا ۸ متغیر است.

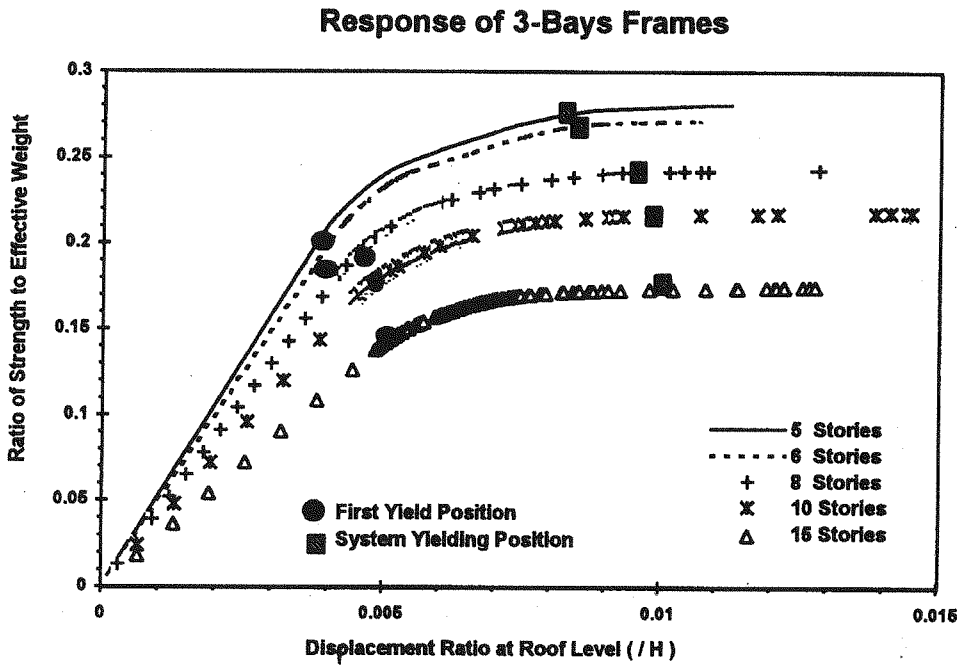
نتیجه گیری

مقاومت افزون بدست آمده برای قاب های خمشی متوسط و نسبتاً بلند که هدف این مقاله است، در حدود ۲۶ تا ۴۰ درصد مقاومت اولیه آنها می باشد که رقم قابل توجهی می باشد. از این مقاومت می توان به عنوان عامل مهمی برای کاهش مقاومت اولیه مورد نیاز سازه استفاده کرد. مقاومت افزون سازه های فوق با افزایش تعداد طبقات و همچنین با افزایش تعداد تقریباً دهانه کاهش می یابد. در آیین نامه های بارگذاری زلزله اثر ضریب مقاومت افزون در ضریب رفتار نمود پیدا کرده و با تقسیم مقاومت مورد نیاز به نسبت مقاومت افزون آنها تأمین می گردد. شکل (۷) که برای قاب های خمشی بتن مسلح کوتاه و متوسط ارائه شده است، می تواند برای تعیین ضریب رفتار این قبیل سازه مورد استفاده قرار گیرد.

فهرست علائم

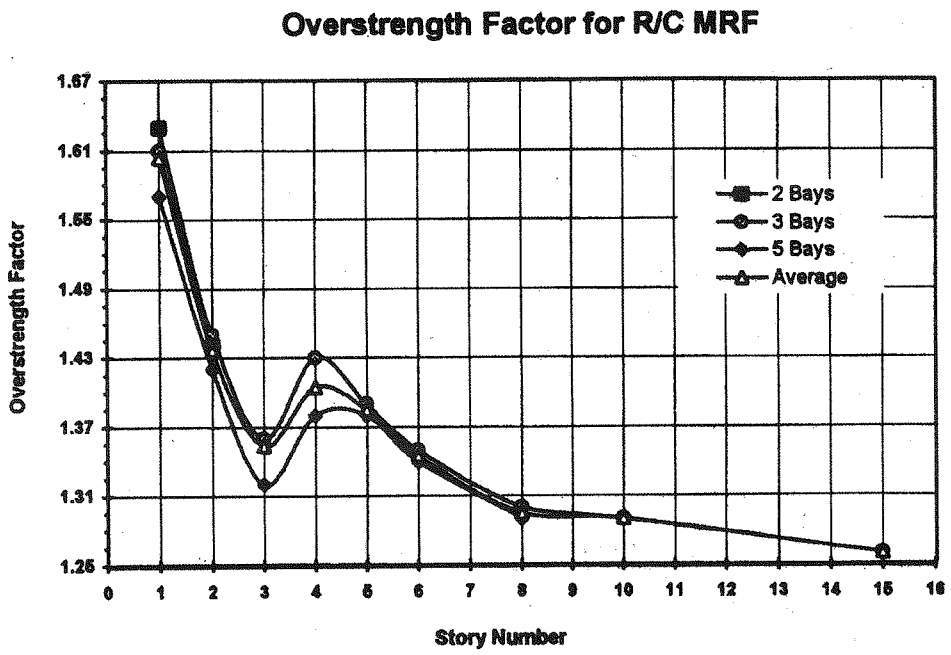
F_i نیروی جانبی در تراز طبقه i

F_t نیروی جانبی اضافی در تراز سقف طبقه n



شکل (۲) منحنی پاسخ قاب های مورد مطالعه دارای سه دهانه.

h_i	ارتفاع سقف طبقه i از تراز پایه	S_s	مقاومت تراز ترک خوردگی
m	تعداد دهانه	S_y	سطح مقاومت نظیر جاری شدن سیستم
n	تعداد طبقات	T	زمان تناوب سازه
R	ضریب رفتار سازه	V	نیروی برش پایه
R_s	ضریب رفتار در اثر مقاومت افزون	W_i	وزن طبقه i شامل سقف و ۲۰٪ سربار
R_μ	ضریب رفتار در اثر شکل پذیری	Δ_c	تغییر مکان در نخستین جاری شدن
S_0	حداکثر مقاومت	Δ_e	تغییر مکان در حالت ارتجاعی کامل
S_c	سطح مقاومت نظیر نخستین جاری شدن	Δ_s	تغییر مکان در ترک خوردگی
S_e	سطح مقاومت در حالت ارتجاعی کامل	Δ_y	تغییر مکان در جاری شدن سیستم
S_p	منحنی ایده آل شده	Δ_{max}	حداکثر تغییر مکان



شکل (۴) منحنی تغییرات ضریب مقاومت افزون قاب ها.

مراجع

[۱] تسنیمی ع. ع، محمودی صاحبی م، «محاسبه مقاومت افزون قاب های خمشی کوتاه بتن مسلح به روش تحلیل غیرخطی»، مجله امیرکبیر، شماره ۳۶ زمستان ۱۳۷۶.

[۲] محمودی صاحبی م . ، تسنیمی ع . ع، «عوامل مؤثر بر نیاز لرزه ای ـ غیر ارتجاعی سازه ها»، مجموعه مقالات سمینار استان فارس، زلزله، کاهش آسیب پذیری و الگوهای بازسازی ، خرداد ۱۳۷۵.

[3] T. Paulay, and R. Park, "Joints In Reinforced Concrete Frames Designed For Earthquake Resistance", A Report prepared for a U.S. - New ZwlAnd-Japan Seminar, July 1984.

[4] M. Fischinger and P. Fajfar," On the Response Modification Factors for Reinforced Concrete Buildings", Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Ear. Eng. May 20-24, 1990, Vol. 2.

[5] P. Fajfar, "Equivalent Ductility Factors, Taking Into Account Low-Cycle Fatigue", Journal of Ear. Eng. and Str. Dyn. vol. 21, 1992, P. 837-848.