

اثر محصور شدگی بتن بر ضریب رفتار سازه‌های بتنی*

عباسعلی تسنیمی^(۱)محمد سلیمی^(۲)

چکیده دامنه تغییرات ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح با شکل پذیری زیاد و متوسط بر مبنای میزان تأثیر محصور شدگی بتن برای دو نوع بستر و میزان خطر پذیری، مورد بررسی و تحقیق قرار گرفت. بدین منظور رفتار بتن در فشار و کشش برای بتن محصور و بتن نامحصور مورد ارزیابی قرار گرفته و پس از بررسی مدل‌های رفتاری دو گونه بتن یاد شده، مناسبترین آنها با اصلاحات مورد نیاز در تحلیل غیر ارتجاعی مورد استفاده قرار گرفت. با استفاده از مدل رفتاری منتخب منحنی‌های تنش - کرنش انواع مختلف تیرها و ستون‌های بتن مسلح در قاب‌های مورد مطالعه، تعیین و سپس با استفاده از نرم افزار IDARC-5 و به روش بار افزون (Push-over) تحلیل شده اند. در این تحلیل ضمن اعمال بارهای ثقلی (بار مرده +۲۰ درصد بار زنده)، در توزیع بار جانبی در ارتفاع قاب از روش توانی تعمیم یافته استفاده شده است. سپس با استفاده از منحنی‌های ظرفیت به دست آمده به کمک روش تساوی انرژی ارتجاعی-خمیری و روش کاهش سختی و تساوی جاری شدگی، ضریب رفتار ساختمان برای قاب‌های با بتن محصور و نامحصور با استفاده از توصیه‌های ATC-19 محاسبه شده است. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که ضرایب رفتار قاب‌های با بتن محصور و قاب‌های با بتن نامحصور، متفاوت بوده و همچنین به ارتفاع سازه بستگی دارد.

واژه‌های کلیدی شکل‌پذیری، مقاومت افزون، ضریب رفتار، محصور شدگی بتن، تحلیل غیرخطی، منحنی ظرفیت، منحنی تنش کرنش.

The Effect of Concrete Confinement on the Behavior Factor of Concrete Structures

A.A. Tasnimi

M. Salimi

Abstract Variation of behavior factor of reinforced concrete moment resisting frames (RC-MRFs) with high and medium ductility level is investigated upon the effect of concrete confinement for two soil types and hazard levels. For this purpose concrete stress-strain curve in tension and compression for confined and unconfined concrete is studied and then the best modified model was selected for the nonlinear static analysis of RC-MRF through IDARC computer program. Dead load and 20% of live load was applied as gravity loading upon which the lateral load was distributed according to the generalized power distribution method along the height of the frames. Based on ATC-19, the analysis was carried out using idealized capacity diagram on the basis of stiffness degradation model as well as equal elasto-plastic dissipated energy model, for both confined and unconfined concrete of appropriate frames. The results indicate that the behavior factor of confined frames are different from those of unconfined frames, and also vary with respect to the aspect ratio of the frames.

Key Words Pushover Analysis, Behavior Factor, Overstrength, Capacity Diagram, Stress-Strain Curve, Ductility, Confinement, RC-MRF.

* نسخه اولیه مقاله در تاریخ ۸۳/۶/۱۱ و نسخه نهایی آن در تاریخ ۸۵/۱۲/۲۱ به دفتر نشریه رسیده است.

(۱) دانشیار، گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه تربیت مدرس

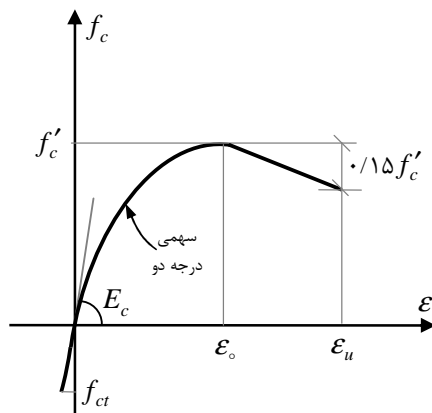
(۲) دانشجوی کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه تربیت مدرس

تحلیل بار افزون قرار گرفته است. از روی نتایج به دست آمده از تحلیل غیر خطی، یعنی منحنی‌های تغییر مکان بام-برش پایه، مقدار ضریب رفتار محاسبه شده است.

رفتار مصالح

مدل رفتاری مصالح استفاده شده در تحلیل‌های غیر خطی که شامل رفتار در کشش و فشار می‌شود، برای بتن محصور و بتن نامحصور و میلگردها در نظر گرفته شده است که ذیلاً شرح مختصر آن ارائه می‌شود.

مدل رفتاری برای بتن نامحصور. منحنی تنش- کرنش بتن نامحصور برای تحلیل قاب‌هایی به کار برده شد، که در آنها اثر محصور شدگی در نظر گرفته نشده است. این مدل رفتاری دارای دو قسمت است: یک ناحیه افزایشی که به صورت سهمی است و شامل مرحله ارتجاعی (تا ترک خوردگی، جاری شدن و رسیدن به حد اکثر مقاومت) می‌باشد، و یک ناحیه غیر ارتجاعی یا شاخه نزولی که به صورت خط مستقیم با شیب معادل رفتار نرم پیش بینی شده است [4]. در مدل سازی قاب‌های بتن مسلح برای حالتی که بتن نامحصور در نظر گرفته می‌شود، مقاومت نظیر حداکثر کرنش (ϵ_u)، ۱۵٪ نسبت به حداکثر مقاومت کاهش دارد که این رفتار در شکل (۱) نشان داده شده است.



شکل ۱ مدل تنش - کرنش برای بتن نامحصور

مقدمه

در این مقاله منظور از محصورسازی، محصور کردن بتن واقع در هسته مرکزی تیرها و ستون‌های بتنی به وسیله فولادهای عرضی و یا خاموت‌ها می‌باشد. در خصوص تغییراتی که در رفتار بتن به خاطر آرماتورگذاری روی می‌دهد تحقیقات بسیاری انجام شده و مدل‌های متعددی برای تنش - کرنش بتن محصور شده ارائه شده است که در همه آنها افزایش مقاومت و افزایش حداکثر کرنش قابل تحمل بتن در نظر گرفته شده است [1,3]. با محصور کردن بتن، رفتار آن در مقایسه با بتن نامحصور تغییر می‌کند و این تغییر رفتار موجب تغییر رفتار غیر خطی کل ساختمان می‌شود. از این رو برای بالا بردن درجه اعتماد به نتایج تحلیل غیر خطی، لازم است برای تحلیل مورد نظر، رفتار مصالح بدرستی مدل سازی شده باشد. از طرفی کاهش مقدار نیروهای وارده بر یک سازه دارای رفتار کاملاً ارتجاعی، به مقدار نیروهایی که متناظر با رفتار غیر ارتجاعی باشد، با اعمال ضریب رفتار ساختمان صورت می‌گیرد. یکی از مبانی محاسبه این ضریب، منحنی ظرفیت به دست آمده از تحلیل غیرخطی است که نتایج آن به شدت تحت تأثیر پارامترهای مؤثر بر این منحنی رفتاری است. بنابراین تغییرات ضریب رفتار ساختمان، تحت تأثیر تغییر در رفتار غیرخطی بتن است که باید مورد بررسی قرار گیرد. مطالعات موجود حاکی از آن است که این موضوع کمتر مورد توجه قرار گرفته است. این مقاله به بررسی میزان تأثیر محصور شدگی بتن بر روی ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح و اندازه گیری میزان خطای احتمالی، در مقایسه با حالتی که محصور شدگی منظور نشود، می‌پردازد. همچنین برای قاب‌های مورد مطالعه، میزان درستی ضریب رفتار ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ ایران را بررسی می‌کند. بدین منظور منحنی تنش-کرنش بتن، برای انواع مختلف تیرها و ستون‌ها از نظر ابعاد و آرماتورگذاری در دو حالت با بتن محصور و نامحصور استخراج شده و مبنای انجام

مورد بررسی قرار داده است. مدل محصورشدگی بتن که در این نرم افزار گنجانده شده است، مدل دو خطی کنت- پارک [6] می باشد که در آن افزایش مقاومت بتن در اثر محصور شدگی منظور نشده است و فقط شیب قسمت نزولی و کرنش بیشینه افزایش یافته بتن محاسبه می شود. برای رفع این نقیصه (افزایش مقاومت بتن در اثر محصور شدگی) از مدل اصلاح شده شیخ و ازومری [1] که سه قلمرو رفتاری را در بر می گیرد، استفاده شد. برای اصلاح این مدل که سه مرحله ای است، و نرم افزار IDARC-5 فقط مدل های دو مرحله ای را می پذیرد، می بایست شرایطی در نظر گرفته می شد که قابلیت استهلاک انرژی و ملحوظ کردن بیشترین اثر محصور شدگی بتن، در قلمرو رفتار خمیری در مدل اصلاح شده منظور شود. همانطور که در شکل (۲) نشان داده شده است، در مرحله رفتار خمیری بتن یعنی پس از رسیدن به حداکثر مقاومت، شیب خط به نحوی اختیار شد که سطح زیر منحنی در قسمت های افزایش یافته و کاهش یافته با هم برابر باشند؛ به عبارت دیگر مقدار استهلاک انرژی بتن محصور شده در مدل شیخ و ازومری با مدل اصلاح شده برابر باشد. در پی این مدل که نتایج قابل توجهی را به دست داد مقدار حداکثر تنش فشاری بتن محصور از رابطه ۷ محاسبه می شود که وابسته به نحوه آرایش میلگردهای عرضی، میلگردهای طولی، مساحت هسته بتن محصور، مساحت میلگردهای طولی، نحوه مدل سازی هندسی مقطع محصور و همچنین مشخصات مکانیکی بتن محصور و میلگردها می باشد. بدین ترتیب انتهای منحنی در رفتار غیر ارتجاعی در تراز بالتر از $0.7 f_c$ قرار می گیرد.

مقدار پارامترهای آورده شده در شکل (۱) برابر مقادیر زیر است:

$$f'_c = 30 \text{ MPa} \quad (1)$$

$$f_{ct} = 0.63\sqrt{f'_c} = 3.45 \text{ MPa} \quad (2)$$

$$W_c = 2450 \text{ kg/m}^3 \quad (3)$$

$$\epsilon_u = 0.003 \quad (4)$$

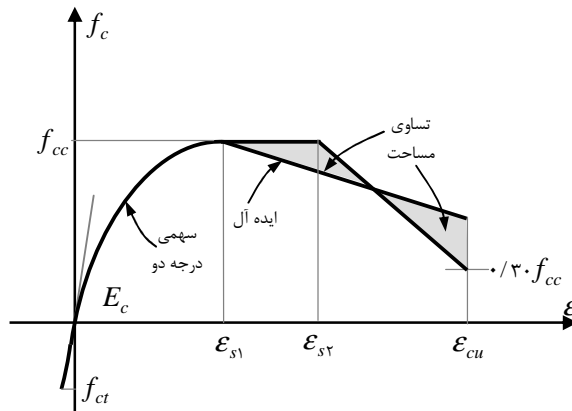
برای محاسبه مدول ارتجاعی و کرنش نظیر حداکثر مقاومت از روابط (۵) و (۶) استفاده شده است [5]:

$$E_c = 2.25 \ln \left\{ \frac{f_c'^{2.8}}{W_c^{0.2}} \right\} + 0.05 f'_c = 19.42 \text{ kN/mm}^2 \quad (5)$$

$$\epsilon_o = \left\{ 26.73\sqrt{f'_c} + 14.78 \right\} \times 10^{-5} = 0.0026 \quad (6)$$

این روابط بر مبنای آزمایشات بسیار زیاد محققان مختلف و بر روی انواع نمونه های بتنی، به دست آمده است. از آنجا که رابطه (۵) برای مدول ارتجاعی (E_c) به صورت تابعی از جرم حجمی بتن ارائه شده است، می تواند برای بتن های مختلف، مدول های ارتجاعی نظیر را به دست دهد. از طرفی نشان داده شده است که این رابطه با توجه به حساسیت بسیار زیاد مدول ارتجاعی در آغاز بارگذاری، از دقت بالایی برخوردار است. همچنین رابطه (۶) که برای محاسبه ϵ_o ارائه شده است، به دلیل وابستگی به مقاومت مشخصه بتن (f'_c) مقادیر مختلفی برای بتن های مختلف به دست می دهد و به همین دلیل از دقت بالایی برخوردار است [5].

مدل رفتاری برای بتن محصور. همانگونه که قبلاً گفته شد، این مقاله اثر محصورشدگی بتن بر روی ضریب رفتار قاب های خمشی بتن مسلح را با روش تحلیل غیرخطی و با استفاده از نرم افزار IDARC-5



شکل ۲ مدل اصلاح شده شیخ و ازومری برای بتن محصور

مقدار نیروی فشاری هسته محصور از رابطه (۱۱) به دست می‌آید:

$$P_{occ} = 0.85f'_c(A_{co} - A_s) \quad (11)$$

ϵ_o مقدار کرنش نظیر حداکثر مقاومت بتن نامحصور، ϵ_{s1} کرنش ابتدای ناحیه تنش بیشینه و ϵ_{s2} کرنش انتهای تنش بیشینه یا در ابتدای شاخه نزولی منحنی می‌باشد، (شکل ۲). این عوامل به ترتیب از روابط (۱۲) و (۱۳) به دست می‌آیند.

$$\epsilon_{s1} = 80K_s f'_c \times 10^{-6} \quad (12)$$

$$\frac{\epsilon_{s2}}{\epsilon_o} = 1 + \frac{248}{C} \left[1 - 5 \left(\frac{s}{B} \right)^2 \right] \frac{\rho_s f_{yh}}{\sqrt{f'_c}} \quad (13)$$

در این روابط C فاصله مرکز به مرکز میلگردهای طولی و برحسب mm و A_{co} مساحت هسته بتنی محصور شده با خط مرکزی خاموت بیرونی، n تعداد فواصل بین میلگردهای طولی و α عدد ثابتی با مقدار ۰/۵، η ضریب نسبت مساحت بتن محصور (به طور مؤثر) به مساحت هسته در تراز خاموت، S فاصله بین خاموت‌ها، A_s مساحت میلگردهای طولی، P_{occ} برحسب kN و f_{yh} برحسب MPa و زاویه θ برابر ۴۵

بنابراین معادله کلی این مدل از دو قسمت که یکی سهمی و دیگری خط مستقیم ناحیه رفتار پلاستیک است، تشکیل شده و عواملی از آن که در محاسبه نیرو و لنگر مورد نیاز هستند، عبارتند از:

$$f_{cc} = (0.85f'_c)K_s \quad (7)$$

که مقدار K_s از رابطه ۸ به دست می‌آید:

$$K_s = 1 + \frac{\lambda^* B^2}{140 P_{occ}} \sqrt{\rho_s f_{yh}} \quad (8)$$

ρ_s را درصد حجمی تسلیح می‌گویند که عبارت است از نسبت حجم خاموت‌ها در تراز مورد نظر به حجم هسته بتنی که محصور بین مرکز تا مرکز خاموت بیرونی است.

$$\lambda^* = \frac{(B) \theta \cdot 5s \tan \theta - 0.5s \tan \theta}{A_{co}} \quad (9)$$

که در آن مقدار η برابر است با:

$$\eta = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n C_i^2}{\alpha A_{co}} \quad (10)$$

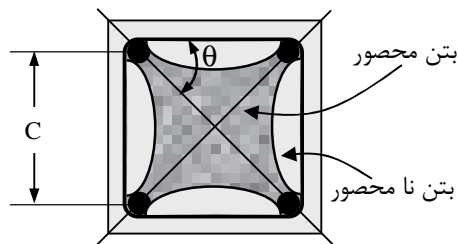
عملکرد ساختمان‌ها در زلزله‌های گذشته برآورد می‌شود. از اوایل دهه ۱۹۸۰ پژوهشگران در صدد تجزیه این ضریب به عوامل تشکیل دهنده آن برآمدند، بدین منظور مطالعات آزمایشگاهی و میدانی بسیاری انجام شد که از جمله آنها تحقیقات انجام شده در انجمن فناوری کاربردی (ATC) می‌باشد [۷]. حاصل این پژوهش‌ها فرمولبندی جدیدی برای ضریب رفتار است که طبق آن این ضریب تحت تأثیر چهار عامل می‌باشد.

$$R = R_{\mu} \times R_{\xi} \times R_r \times R_{\xi} \quad (14)$$

در رابطه (۱۴)، R_{ξ} ضریب کاهش ناشی از مقاومت افزون، R_{μ} ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری (وابسته به زمان تناوب)، R_r ضریب کاهش ناشی از نامعینی یا ضریب درجه نامعینی سازه و R_{ξ} ضریب ناشی از میراگرهای افزوده شده به سازه می‌باشد. به دلیل این که عامل آخر در سازه‌های تحلیل شده در این تحقیق وجود ندارد از تشریح آن خودداری می‌شود. شایان ذکر است که اجزای تشکیل دهنده R مستقل از یکدیگر نبوده و احتمالاً وابستگی به آن ضرایب مقاومت افزون و شکل پذیری خیلی زیاد است. شرح و نحوه محاسبه هر یک از ضرایب فوق به قرار زیر است.

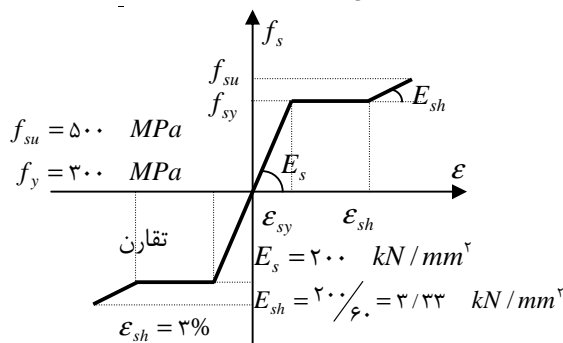
اثر مقاومت افزون بر ضریب رفتار. در سازه‌های نامعین استاتیکی، مقاومت سازه از دیدگاه طراحی در حالت بهره برداری، هنگامی به پایان می‌رسد که در یکی از مقاطع عضو سازه ای لولای خمیری (تسلیم مقطع) تشکیل شود. ولی در حالت طراحی انهدام، تشکیل لولای خمیری به عنوان پایان مقاومت سازه به حساب نمی‌آید، زیرا عضو مورد نظر همچنان می‌تواند با پذیرش تغییر شکل غیر ارتجاعی، انرژی ناشی از زلزله را جذب کند تا به مرحله گسیختگی برسد. بررسی رفتار کلی سازه نیز نشان می‌دهد که، تشکیل لولای خمیری باعث کاهش سختی سازه و در نتیجه کاهش

درجه می‌باشد. مفهوم زاویه θ در شکل (۳) نشان داده شده و تمام تنش‌ها بر حسب MPa می‌باشد.



شکل ۳ نحوه برآورد مساحت بتن نامحصور

مدل رفتاری برای میلگردها. منحنی تنش-کرنش میلگردها برای مدل سازی رفتار آنها به صورت سه خطی و متقارن در کشش و فشار مطابق شکل (۴) در نظر گرفته شده است. این منحنی شامل قسمت ارتجاعی اولیه، قسمت جاری شدگی و سپس سخت کرنشی بوده و در آن مقدار مدول ارتجاعی، تنش نظیر جاری شدگی، تنش مرحله نهایی، کرنش نظیر آن و میزان سخت کرنشی در شکل (۴) ارائه شده است. مقادیر فوق براساس فولاد نوع AII در طراحی اولیه قاب‌های مورد مطالعه در این تحقیق منظور شده است.



شکل ۴ منحنی (مدل) تنش - کرنش میلگردهای مصرفی در نمونه‌ها

ضریب رفتار

معمولاً ضریب رفتار برای سیستم‌های مختلف سازه ای غالباً به صورت تجربی و بر اساس مشاهده میدانی از

درجه نامعینی آن می‌شود، ولی پایداری سازه همچنان بر قرار است و سازه توانایی مقاومت در مقابل نیروی خارجی را خواهد داشت. با ادامه افزایش نیروی خارجی، روند تشکیل لولاهای خمیری نیز ادامه یافته و بر تعداد لولاهای خمیری در سازه افزوده می‌شود، تا جایی که سازه از نظر استاتیکی ناپایدار شده و دیگر توان تحمل بار جانبی اضافی را ندارد. مقاومتی که سازه بعد از تشکیل اولین لولای خمیری تا تشکیل مکانیزم (ناپایداری) از خود بروز می‌دهد، مقاومت افزون نامیده می‌شود. در طراحی لرزه ای سازه‌ها مقاومت ارتجاعی مورد نیاز سازه‌ها را متناسب با مقاومت افزون آنها کاهش می‌دهند. بدین منظور، مقدار ضریب رفتار سازه‌ها متناسب با مقاومت افزون افزایش داده می‌شود [۸]. مقدار این ضریب از رابطه (۱۵) به دست می‌آید:

درجه نامعینی آن می‌شود، ولی پایداری سازه همچنان بر قرار است و سازه توانایی مقاومت در مقابل نیروی خارجی را خواهد داشت. با ادامه افزایش نیروی خارجی، روند تشکیل لولاهای خمیری نیز ادامه یافته و بر تعداد لولاهای خمیری در سازه افزوده می‌شود، تا جایی که سازه از نظر استاتیکی ناپایدار شده و دیگر توان تحمل بار جانبی اضافی را ندارد. مقاومتی که سازه بعد از تشکیل اولین لولای خمیری تا تشکیل مکانیزم (ناپایداری) از خود بروز می‌دهد، مقاومت افزون نامیده می‌شود. در طراحی لرزه ای سازه‌ها مقاومت ارتجاعی مورد نیاز سازه‌ها را متناسب با مقاومت افزون آنها کاهش می‌دهند. بدین منظور، مقدار ضریب رفتار سازه‌ها متناسب با مقاومت افزون افزایش داده می‌شود [۸]. مقدار این ضریب از رابطه (۱۵) به دست می‌آید:

$$R_s = \frac{V_0}{V_d} \quad (15)$$

اثر شکل پذیری بر ضریب رفتار. شکل پذیری در سازه‌ها از مهمترین خاصیت‌های مستهلک کننده انرژی ورودی ناشی از زلزله می‌باشد که در رفتار چرخه ای (هیسترتیک) سازه بروز می‌کند. مقدار این اتلاف انرژی به مقدار شکل پذیری کلی سازه بستگی دارد. شکل پذیری کلی نیز به شکل پذیری موضعی وابسته است به گونه ای که اثر شکل پذیری موضعی در مجموع اعضا نباید شکل پذیری کلی را از حد مجاز آن بیشتر کند. براین اساس است که هنگام طراحی سازه، باید حداقل مقاومت لازم برای سازه مترادف با حدود معینی از شکل پذیری کلی که از قبل مشخص شده است، باشد. برای محاسبه شکل پذیری کلی، ابتدا باید ضریب شکل پذیری (μ) را با استفاده از رابطه زیر محاسبه کرد.

$$\mu = \frac{\Delta_y}{\Delta_m} \quad (16)$$

در رابطه (۱۶)، Δ_y تغییر مکان نظیر جاری شدن سازه است که از منحنی (ایده آل شده) و از تحلیل بار افزون و یکنواخت استخراج می‌شود و Δ_m حداکثر تغییر مکان سازه می‌باشد. برای محاسبه ضریب رفتار ناشی از شکل پذیری، تحقیقات بسیاری انجام شده و روابط زیادی که این ضریب را به ضریب شکل پذیری

که در آن V_d عبارت است از برش پایه مبنای طراحی که مبتنی بر روش طراحی محاسبه می‌شود و V_0 نیز برش پایه نظیر تغییر مکان هدف است که در تحلیل غیر خطی استاتیکی و از روی منحنی ظرفیت استخراج می‌شود. رابطه (۱۵) بیانگر این است که مقاومت افزون یکی از عوامل اصلی و مؤثر در ضریب رفتار بوده و چون ضریب رفتار یکی از پایه‌های طراحی لرزه ای است، مستقیماً بر ایمنی و اقتصاد طرح اثرگذار است. لازم به یادآوری است که ضریب کاهش مقاومت بر اثر شکل پذیری (R_μ) در ساختمان‌های با زمان تناوب کوتاه (حتی اگر دارای ضریب شکل پذیری بزرگ باشند)، کمتر از ساختمان‌های با دوره تناوب بلند است [9]، بنابراین اهمیت ضریب مقاومت افزون برای ساختمان‌های با زمان تناوب کوتاه دوچندان می‌شود. از این رو در ساختمان‌های با زمان تناوب کوتاه یعنی ساختمان‌هایی که یا کوتاه مرتبه هستند و یا دارای

تخریب تعداد زیادی از سیستم‌های سازه ای با درجات نامعینی کم در زلزله‌های ۱۹۹۴ نورتریج و ۱۹۹۵ کوبه، موضوع نامعینی سیستم‌های سازه ای اهمیت خود را در رفتار لرزه ای ساختمان‌ها نشان داد. بنابراین نامعینی سیستم‌های سازه ای مفهوم مهمی است که باید به آن توجه ویژه ای معطوف داشت. تاکنون تعریف‌ها و تفسیرهای متفاوتی از نامعینی لرزه ای مطرح شده است که در این مقاله فقط به برخی از آنها اشاره می‌شود.

با توجه به اینکه در مراحل افزایش نیروی جانبی، تعداد لولاهای خمیری در اعضای سازه ای تدریجاً اضافه می‌شوند، مجموع آنها درجه نامعینی لرزه ای را مشخص می‌نماید. بی تردید حداکثر تعداد لولاهای خمیری که همان درجه نامعینی لرزه ای است، معادل درجه نامعینی استاتیکی به علاوه یک است. زیرا در صورت رسیدن تعداد لولاها به درجه نامعینی استاتیکی، سازه ای معین خواهیم داشت که با تشکیل لولای بعدی به مکانیزم تبدیل شده و ناپایدار خواهد گردید. بنابراین درجه نامعینی لرزه ای یک سیستم سازه ای، عبارت است از تعداد لولاهای خمیری که باید در سیستم سازه ای تشکیل شود تا سازه را تحت اثر تغییرشکل‌های جانبی، که به صورت یکنواخت افزایش می‌یابند، به انهدام بکشد [8,10]. مطابق مطالعات برترو و ویتاکر، بر روی چهار ردیف از قاب‌های لرزه بر که واجد شرایط ویژه ای باشند، می‌توان در طراحی‌های با درجه نامعینی کم، نیروی طراحی بیشتری در نظر گرفت [10,11]. این شرایط عبارتند از:

- ۱- از نظر مقاومت و تغییر شکل سازگار باشند
- ۲- به عنوان حداقل تأمین درجه نامعینی، اعضای با مقاومت و سختی مشابه در هر یک از جهت‌های اصلی ساختمان در نظر گرفته شوند.
- ۳- مبنای ضرایب کاهش پاسخ در آیین نامه UBC-97 و مقررات ۱۹۹۸-NEHRP باشد

و دوره تناوب مربوط می‌کند ارائه شده است. در این مقاله از روابطی که توسط میراندا و برترو برای خاک‌های سنگی، آبرفتی و نرم ارائه شده، استفاده شده است. این روابط براساس ۱۲۴ شتابنگاشت مختلف و محدوده وسیعی از انواع خاک‌ها و با فرض ۵ درصد میرایی به دست آمده که عبارتند از [۷]:

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \quad (17)$$

که مقدار Φ برای بسترهای مختلف در روابط (۱۸) تا (۲۰) آورده شده است. برای زمین‌های سنگی:

$$\Phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} e^{-4.5(\ln(T) - 0.6)^2} \quad (18)$$

برای زمین‌های آبرفتی:

$$\Phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} e^{-2(\ln(T) - 0.2)^2} \quad (19)$$

برای زمین‌های نرم:

$$\Phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} e^{-3(\ln(T/T_g) - 0.25)^2} \quad (20)$$

در رابطه (۲۰)، T_g زمان تناوب غالب شتابنگاشت است. همان طور که قبلاً اشاره شد، محصور شدگی بتن که باعث افزایش ظرفیت مقاومتی و شکل پذیری سازه می‌شود، بر روی ضریب رفتار سازه نیز اثر می‌گذارد، این مجموعه آثار بایستی به نحو مناسبی در فرایند تحلیل و طراحی لرزه ای سازه‌های بتن مسلح ملحوظ گردد.

اثر درجات نامعینی بر ضریب رفتار. با مشاهده

کمی ضریب رفتار ناشی از نامعینی انجام شده، از اعداد ارائه شده در جدول (۱) برای ضریب کاهش ناشی از درجه نامعینی استفاده شده است که در این مقاله به دلیل اینکه تمامی قاب‌های تحلیل شده دارای چهار دهانه می‌باشند، مقدار ۱/۰ برای ضریب کاهش ناشی از درجات نامعینی در نظر گرفته شد.

انتخاب، بارگذاری و طراحی قاب‌ها

برای تأمین اهداف این مقاله، ۱۶ قاب خمشی بتن مسلح دو بعدی به گونه ای انتخاب شده اند که محدوده قابل قبولی از تعداد طبقات مختلف را که با استفاده از روش استاتیکی معادل استاندارد ۲۸۰۰ ایران قابل تحلیل و طراحی باشند، شامل شود. بدین منظور تعداد طبقات ۵، ۸، ۱۲ و ۱۵ در نظر گرفته شد. کلیه قاب‌های فوق در دو نوع زمین که یکی بستر سنگی (زمین نوع I در استاندارد ۲۸۰۰) و دیگری بستر آبرفتی (زمین نوع III در استاندارد ۲۸۰۰ ایران) در نظر گرفته شدند. این دو نوع بستر برای دو منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد و متوسط اختیار شدند. بر طبق آیین نامه بتن ایران (آبا) [۱۳] قاب‌های واقع در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد از نوع قاب خمشی بتنی ویژه و قاب‌های واقع در منطقه با خطر پذیری متوسط می‌تواند از نوع قاب خمشی بتنی ویژه یا متوسط باشند.

در مطالعه ای که انجمن فناوری کاربردی (ATC) انجام داده است [۷]، قاب‌های با تعداد دهانه‌های بیشتر از چهار را مانند قاب‌های چهار دهانه در نظر گرفته و در مورد تعداد طبقات مسکوت است [۷]. از این نظر تمامی قاب‌های انتخاب شده دارای چهار دهانه باطول مساوی ۴ متر و ارتفاع طبقات برابر با ۳/۲ متر و عرض برابر هر قاب ۴ متر در نظر گرفته شد. پوشش سقف‌های طبقات و بام، دال بتنی با جزئیات متعارف در

در این صورت و با فرض اینکه چهار ردیف قاب لرزه ای که از نظر مقاومت و تغییر شکل سازگار باشند، می‌توان مقادیر ساده ضریب درجه نامعینی را از جدول (۱) استخراج کرد.

جدول ۱ ضرایب نامعینی پیشنهادی بر ترو و ویتاکر [۱۰ و ۱۱]

تعداد دهانه‌های قاب	ضریب نامعینی پیشنهادی
۲	۰/۷۱
۳	۰/۸۶
۴	۱/۰۰

همچنین در یافته‌های آنان آمده است که تعداد این لولاها می‌تواند برای قاب‌های مشابهی که ابعاد اعضا و جزئیات تسلیح (مکانیزم خرابی) آنها متفاوت است، تغییر کند. از دیگر موارد قابل توجه اینکه، درجه نامعینی لرزه ای برای سیستم‌های یکسان و برای الگوهای مختلف بارهای جانبی، می‌تواند متفاوت باشد. برای به دست آوردن درجه نامعینی لرزه ای می‌توان از روش تحلیل خمیری یا روش تحلیل بار افزون استفاده کرد [۸ و ۱۰].

شایان ذکر است که برای تأمین درجه نامعینی، تعبیه چند ردیف قاب لرزه ای قائم در یک ساختمان کافی نیست و لازم است از اعضای با مقاومت و سختی مشابه در تمام ردیف‌های سیستم لرزه بر استفاده شود. ردیف‌های چند گانه از سیستم مقاوم جانبی، بایستی از نظر مقاومت و تغییر شکل سازگار باشند تا اطمینان حاصل شود که همه قاب‌ها در پاسخ ساختمان به زلزله طرح مشارکت کافی دارند. قاب‌های لرزه ای که این شرط‌ها را تأمین نکنند احتمالاً نباید در محاسبه ضریب درجه نامعینی به کار روند [۱۲].

با توجه به تحقیقات اندکی که برای ارائه مقدار

شناسایی تعریف شد که در آن هر شناسه، به تناسب از دو حرف و دو عدد تشکیل شده که نماد عمومی شناسه به صورت $HijX$ و $MijX$ است، که در آن M برای قاب‌های با شکل پذیری متوسط و H برای قاب‌های با شکل پذیری زیاد می‌باشد. حرف آخر در این شناسه (X) بسته به نوع بستر، می‌تواند R برای بستر سنگی و A برای بستر آبرفتی باشد. عدد بین این دو حرف، تعداد طبقات را مشخص می‌کنند. مشخصات و نامگذاری قاب‌ها به طور خلاصه در جدول (۳) آورده شده است.

ساختمان‌ها در نظر گرفته شد. بارگذاری سازه مطابق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (استاندارد ۵۱۹ و ۲۸۰۰) انجام شده است [۱۴]. بار مرده برای کل طبقات برابر با ۷۶۰kg/m^2 و بار زنده برابر با ۲۰۰kg/m^2 محاسبه شد. ضریب اهمیت همه قاب‌ها $۱/۰$ در نظر گرفته شد. دیگر خصوصیات مربوط به تحلیل و طراحی اولیه قاب‌ها که برای تطبیق با شرایط ساخت و ساز کشور فرض شده اند، در جدول (۲) آورده شده اند. برای شناسایی ساده و سریع قاب‌های مورد مطالعه و پرهیز از بیان مکرر مشخصات آنها، یک سیستم

جدول ۲ مشخصات بتن و فولادهای مورد استفاده در سازه‌های مورد مطالعه

مشخصات بتن	مقاومت فشاری	مقاومت کششی	مدول ارتجاعی	کرنش نظیر مقاومت فشاری	کرنش نهایی در فشار
	f'_c (MPa)	f_t (MPa)	E_c (kN/mm ²)	ϵ_c (%)	ϵ_u (%)
	۳۰	۲/۸۸	۲۷/۴	۰/۲	۰/۳۵
مشخصات فولاد	مقاومت تسلیم	مقاومت نهایی	مدول ارتجاعی	مدول سخت کرنشی	کرنش در شروع سخت کرنشی
	f_{sy} (MPa)	f_{su} (MPa)	E_s (kN/mm ²)	E_{sh} (kN/mm ²)	ϵ_u (%)
	۳۰۰	۵۰۰	۲۰۰	۳/۳۳	۳

جدول ۳ مشخصات قاب‌های مورد مطالعه

شناسه قاب‌ها								تعداد طبقه	نوع بستر زمین	نوع قاب
۱۵	۱۲	۸	۵							
A	R	A	R	A	R	A	R			
H15A	H15R	H12A	H12R	H08A	H08R	H05A	H05R	H شکل پذیری زیاد		
M15A	M15R	M12A	M12R	M08A	M08R	M05A	M05R	M شکل پذیری متوسط		

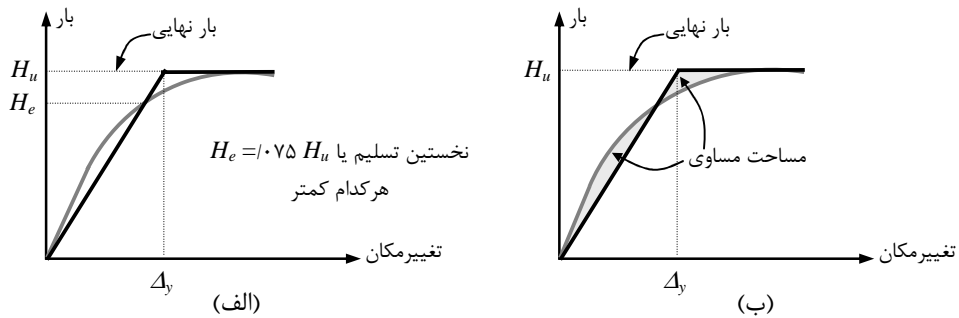
تحلیل‌ها و مقایسه نتایج

ایده آل سازی منحنی ظرفیت. پس از طراحی قاب‌ها، همه آنها به روش غیر خطی استاتیکی تحلیل شدند. در این تحلیل، برای تمامی انواع تیرها و ستون‌ها، از مدل‌های رفتاری که شرح آنها گذشت، در دو حالت بتن محصور و نامحصور، رفتار تنش- کرنش بتن در مقاطع استخراج شد. بدین ترتیب ۳۶ قاب به روش استاتیکی غیرخطی تحلیل گردید. برای استفاده از منحنی‌های پاسخ کلی سازه‌ها، غالباً تعیین بار یا تغییر مکان تسلیم (تغییر مکان، دوران یا انحاء) با مشکلاتی مواجه است، زیرا منحنی بار- تغییر مکان دارای نقطه تسلیم مشخصی نیست، که علت آن را باید در عواملی نظیر رفتار غیرخطی مصالح، شروع تسلیم در بخش‌های مختلف سازه در ترازهای مختلف بار به علت نامعینی سازه و باز توزیع نیروها دانست. از این رو لازم است تا منحنی پاسخ کلی سازه را که از تحلیل‌ها به دست می‌آید، به یک منحنی دو خطی تبدیل نمود. برای این کار از دو روش به شرح زیر استفاده می‌شود [۹].

روش کاهش سختی. در این روش که مبتنی بر تغییر مکان تسلیم در یک سیستم ارتجاعی- خمیری ایده‌آل شده استوار است، سختی آن از نوع وتری و از اولین تسلیم یا ۰/۷۵ بار جانبی نهایی، هر کدام کمتر باشد، به دست می‌آید. برای این کار ابتدا خطی که مبدأ را به نقطه نظیر ۰/۷۵ حداکثر بار بر روی منحنی واقعی، وصل می‌کند، ترسیم کرده، سپس آن را ادامه داده تا خط افقی که متناظر با حداکثر بار است، را قطع نماید (شکل ۵-الف).

روش تساوی انرژی. مبنای این روش در به دست آوردن تغییر مکان تسلیم، تساوی انرژی جذب شده توسط سیستم ارتجاعی- خمیری ایده‌آل و سیستم واقعی، می‌باشد که در شکل ۵-ب نشان داده شده است. نتایج به دست آمده از هر دو روش ایده‌آل سازی در جدول‌های (۴ تا ۷) آورده شده است.

تغییر مکان هدف. حداکثر تغییر مکانی که یک سازه با توجه به ظرفیتش می‌تواند بدون فرو ریزی بپذیرد، و یا در آن تغییر مکان، فرایند تحلیل سازه متوقف می‌شود، تغییر مکان هدف نام دارد. تعریفی که در این مقاله برای آن در نظر گرفته شده است، عبارت است از تغییر مکانی که در آن، حداقل یکی از عضوها به حداکثر انحاء خود رسیده باشد. مقدار تغییر مکان هدف طبق این تعریف برای قاب‌های تحلیل شده بین ۳/۳۹ تا ۵/۴۸ درصد ارتفاع کل سازه، برای قاب‌های با بتن محصور شده و ۳/۲۵ تا ۵/۲۲ درصد برای قاب‌های با بتن نامحصور می‌باشد. برای استفاده از اعداد بالا به عنوان تغییر مکان هدف باید اعداد فوق در عددی کوچکتر از یک ضرب شوند تا اثرات بارگذاری دینامیکی در زمان زلزله که باعث خرابی افزایشی در اعضا می‌شود، در نظر گرفته شده باشد. به طور مثال می‌توان از ضریب ۰/۶۷ استفاده کرد. معیار دیگری که برای تغییر مکان حداکثر بایستی در نظر گرفت حداکثر تغییر مکانی است که در آن خدمت پذیری رعایت شده باشد تا آسیب‌های رسیده به اعضای غیر سازه‌ای مانند پارتیشن‌ها، پله‌ها، آسانسور و اجزاء شکننده در حد قابل قبولی باشند و همچنین، از ناپایداری ناشی از P- Δ اجتناب شود. بدین منظور می‌توان از اعدادی که در آیین نامه‌های زلزله ارائه شده است استفاده کرد. در این مقاله از توصیه‌هایی که در آیین نامه FEMA368 [۱۵] آمده است، استفاده شد. بر طبق این آیین نامه، قاب‌های مطالعه شده در زمره قاب‌هایی که تغییر مکان حداکثر آنها ۲ درصد ارتفاع می‌باشد قرار می‌گیرند. ملاحظه می‌شود که با وجود اعمال ضریب ۰/۶۷ به اعداد به دست آمده از تحلیل تمامی آنها از مقدار ۲٪ بزرگتر می‌باشند. بنابراین اگر قرار باشد از توصیه‌های طراحی استفاده شود، می‌توان مقدار حداکثر تغییر مکان را برابر با ۲٪ در نظر گرفت.



شکل ۵ ایده آل سازی منحنی ظرفیت از دو روش الف: کاهش سختی و ب: برابری انرژی
جدول ۴ محاسبات مربوط به ضریب رفتار قاب‌های با بتن محصور بر مبنای روش کاهش سختی

نوع بستر	نتایج مورد نیاز در بررسی ضریب رفتار								
	قاب خمشی ویژه منطقه باخطر نسبی خیلی زیاد				قاب خمشی متوسط منطقه باخطر نسبی متوسط				
	M15R	M12R	M08R	M05R	H15R	H12R	H08R	H05R	
شکل پذیر (۱)	۳۰/۱۶۳	۲۵۷/۵۹	۱۵۵/۰۳	۹۸/۹۰	۲۸۵/۶۳	۲۲۰/۰۶	۱۳۹/۵۴	۸۲/۵۸	تغییر مکان جاری شدن $\Delta_m(mm)$
	۳/۱۸	۲/۹۸	۳/۳۰	۳/۲۴	۳/۳۶	۳/۴۹	۳/۶۷	۳/۸۷	شکل پذیری - μ
	۲/۲۵	۲/۳۳	۲/۲۷	۲/۲۸	۲/۳۸	۲/۴۳	۲/۵۴	۲/۷۴	اثر مقاومت افزون بر ضریب رفتار R_s
	۳/۴۷	۳/۴۰	۳/۹۲	۳/۷۷	۳/۷۸	۴/۰۷	۴/۳۶	۴/۱۷	اثر شکل پذیری بر ضریب رفتار R_{μ}
	۷/۸۰	۷/۹۱	۸/۹۲	۸/۵۸	۹/۰۰	۹/۹۰	۱۱/۰۹	۱۱/۴۱	ضریب رفتار R
آبجکت (۲)	M15A	M12A	M08A	M05A	H15A	H12A	H08A	H05A	
	۲۹۶/۳۸	۲۳۳/۳۲	۱۵۴/۰۹	۹۸/۵۸	۲۶۴/۹۶	۲۲۰/۸۸	۱۳۷/۳۲	۸۴/۱۲	تغییر مکان جاری شدن $\Delta_m(mm)$
	۳/۲۴	۳/۲۹	۳/۳۲	۳/۲۵	۳/۶۲	۳/۴۸	۳/۷۳	۳/۸۰	شکل پذیری - μ
	۲/۲۴	۲/۲۱	۲/۲۴	۲/۲۲	۲/۲۹	۲/۳۰	۲/۳۴	۲/۵۴	اثر مقاومت افزون بر ضریب رفتار R_s
	۳/۳۹	۳/۵۶	۳/۹۱	۴/۰۲	۳/۹۲	۳/۹۱	۴/۵۹	۴/۶۰	اثر شکل پذیری بر ضریب رفتار R_{μ}
۷/۵۸	۷/۸۸	۸/۷۵	۸/۹۲	۸/۹۸	۸/۹۷	۱۰/۷۴	۱۱/۶۸	ضریب رفتار R	

نتایج تحلیل

شدن ضریب رفتار ناشی از شکل پذیری می‌گردد. همچنین ضریب رفتار به دست آمده از روش کاهش سختی، در قاب‌های با بتن محصور بین ۱۶/۴۲ تا ۴۷/۷۷ درصد بزرگتر از ضریب محاسبه شده بر مبنای روش تساوی انرژی است. این اختلاف با افزایش ارتفاع سازه و بیشتر شدن مقاومت جانبی سازه (مقاومت افزون) بیشتر می‌شود. در قاب‌های با بتن نامحصور این اختلاف بین ۱۴/۳۳ تا ۳۲/۹ درصد است. لازم به ذکر است که اختلاف بین دو روش با افزایش ارتفاع سازه بیشتری شود.

الف- اثر روش ایده آل سازی بر ضریب رفتار. با رجوع به نتایج به دست آمده در جدول‌های (۴ تا ۷) ملاحظه می‌شود که با استفاده از روش تساوی انرژی در ایده آل سازی منحنی ظرفیت، میزان ضریب رفتار محاسبه شده کوچکتر می‌شود. دلیل اصلی این مسئله، بزرگتر بودن تغییر مکان جاری شدن در این روش و ثابت نگهداشتن حداکثر تغییر مکان است که باعث کوچکتر شدن ضریب شکل پذیری و در نتیجه کوچکتر

جدول ۵ محاسبات مربوط به ضریب رفتار قاب‌های با بتن محصور بر مبنای روش تساوی انرژی

قاب خمشی متوسط منطقه باخطر نسبی متوسط				قاب خمشی ویژه منطقه باخطر نسبی خیلی زیاد				نتایج مورد نیاز در بررسی ضریب رفتار	نوع بستر
M15R	M12R	M08R	M05R	H15R	H12R	H08R	H05R		
۳۸۴/۸۸	۳۲۱/۶۱	۱۹۷/۲۵	۱۱۴/۲۸	۳۹۰/۶۸	۳۰۳/۷۰	۱۸۹/۲۷	۱۱۴/۹۵	$\Delta_m(mm)$ تغییر مکان جاری شدن	سنگ (نوع ۱)
۲/۴۹	۲/۳۹	۲/۶۰	۲/۸۰	۲/۴۶	۲/۵۳	۲/۷۱	۲/۷۸	شکل پذیری - μ	
۲/۲۳	۲/۳۳	۲/۲۷	۲/۲۷	۲/۳۸	۲/۴۳	۲/۵۴	۲/۷۴	اثر مقاومت افزون بر ضریب رفتار R_s	
۲/۷۰	۲/۶۹	۳/۰۵	۳/۲۵	۲/۷۴	۲/۹۱	۳/۱۹	۳/۰۳	اثر شکل پذیری بر ضریب رفتار R_{μ}	
۶/۰۳	۶/۲۷	۶/۹۳	۷/۳۷	۶/۵۱	۷/۰۸	۸/۱۱	۸/۲۸	ضریب رفتار R	
M15A	M12A	M08A	M05A	H15A	H12A	H08A	H05A		آب‌قشی (نوع ۳)
۳۳۲/۶۶	۳۰۳/۵۸	۱۹۲/۴۲	۱۱۵/۷۰	۳۶۷/۸۷	۳۰۱/۵۷	۱۸۳/۲۲	۱۱۳/۰۲	$\Delta_m(mm)$ تغییر مکان جاری شدن	
۲/۳۱	۲/۵۳	۲/۶۶	۲/۷۷	۲/۶۱	۲/۵۵	۲/۷۹	۲/۸۳	شکل پذیری - μ	
۲/۱۳	۲/۲۱	۲/۲۳	۲/۲۲	۲/۲۷	۲/۳۰	۲/۳۳	۲/۵۴	اثر مقاومت افزون بر ضریب رفتار R_s	
۲/۴۰	۲/۷۲	۳/۱۰	۳/۳۹	۲/۸۰	۲/۸۳	۳/۴۰	۳/۴۰	اثر شکل پذیری بر ضریب رفتار R_{μ}	
۵/۱۳	۶/۰۲	۶/۹۰	۷/۵۳	۶/۳۷	۶/۵۰	۷/۹۲	۸/۶۳	ضریب رفتار R	

جدول ۶ محاسبات مربوط به ضریب رفتار قاب‌های با بتن نامحصور بر مبنای روش کاهش سختی

قاب خمشی متوسط منطقه باخطر نسبی متوسط				قاب خمشی ویژه منطقه باخطر نسبی خیلی زیاد				نتایج مورد نیاز در بررسی ضریب رفتار	نوع بستر
M15R	M12R	M08R	M05R	H15R	H12R	H08R	H05R		
۳۱۵/۳۳	۲۶۱/۹۴	۱۵۱/۱۴	۱۰۹/۳۵	۲۷۸/۵۳	۲۱۸/۱۶	۱۴۳/۷۰	۸۳/۱۶	$\Delta_m(mm)$ تغییر مکان جاری شدن	سنگ (نوع ۱)
۳/۰۴	۲/۹۳	۳/۳۹	۲/۹۳	۳/۴۵	۳/۵۲	۳/۵۶	۳/۸۵	شکل پذیری - μ	
۲/۱۲	۲/۱۹	۲/۱۲	۲/۲۶	۲/۱۶	۲/۲۲	۲/۳۴	۲/۵۴	اثر مقاومت افزون بر ضریب رفتار R_s	
۳/۲۷	۳/۲۶	۴/۰۰	۳/۴۳	۳/۸۱	۴/۰۴	۴/۲۵	۴/۲۴	اثر شکل پذیری بر ضریب رفتار R_{μ}	
۶/۹۲	۷/۱۶	۸/۴۸	۷/۷۴	۸/۲۰	۸/۹۸	۹/۹۴	۱۰/۷۹	ضریب رفتار R	
M15A	M12A	M08A	M05A	H15A	H12A	H08A	H05A		آب‌قشی (نوع ۳)
۲۹۷/۰۹	۲۴۲/۸۴	۱۶۶/۶۰	۱۰۵/۴۳	۲۵۵/۹۴	۲۱۴/۷۸	۱۳۳/۵۳	۸۵/۹۹	$\Delta_m(mm)$ تغییر مکان جاری شدن	
۳/۲۳	۳/۱۶	۳/۰۷	۳/۰۴	۳/۷۵	۳/۵۸	۳/۸۳	۳/۷۲	شکل پذیری - μ	
۲/۰۶	۲/۰۸	۲/۱۴	۲/۱۶	۲/۰۶	۲/۰۸	۲/۱۳	۲/۳۷	اثر مقاومت افزون بر ضریب رفتار R_s	
۳/۳۳	۳/۳۵	۳/۵۴	۳/۷۳	۳/۹۶	۳/۹۲	۴/۶۵	۴/۵۸	اثر شکل پذیری بر ضریب رفتار R_{μ}	
۶/۸۷	۶/۹۸	۷/۵۶	۸/۰۶	۸/۱۶	۸/۱۵	۹/۹۳	۱۰/۸۴	ضریب رفتار R	

جدول ۷ محاسبات مربوط به ضریب رفتار قاب‌های با بتن نامحصور بر مبنای روش تساوی انرژی

نوع بستر	نتایج مورد نیاز در بررسی ضریب رفتار	قاب خمشی ویژه				قاب خمشی متوسط			
		M15R	M12R	M08R	M05R	H15R	H12R	H08R	H05R
تخت	تغییر مکان جاری شدن $\Delta_m(mm)$	۳۸۵/۶۶	۳۱۶/۱۷	۱۸۶/۳۵	۱۲۴/۱۸	۳۵۹/۵۰	۲۷۷/۴۹	۱۷۶/۲۳	۱۰۴/۸۶
	شکل پذیری - μ	۲/۴۹	۲/۴۳	۲/۷۵	۲/۵۸	۲/۶۷	۲/۷۷	۲/۹۱	۳/۰۵
	اثر مقاومت افزون بر ضریب رفتار R_s	۲/۱۲	۲/۱۹	۲/۱۲	۲/۲۶	۲/۱۶	۲/۲۲	۲/۳۴	۲/۵۴
	اثر شکل پذیری بر ضریب رفتار R_{μ}	۲/۶۶	۲/۶۸	۳/۲۲	۳/۰۰	۲/۹۳	۳/۱۵	۳/۴۵	۳/۳۸
	ضریب رفتار R	۵/۶۳	۵/۸۸	۶/۸۲	۶/۷۷	۶/۳۲	۷/۰۱	۸/۰۶	۸/۶۱
کمر	تغییر مکان جاری شدن $\Delta_m(mm)$	M15A	M12A	M08A	M05A	H15A	H12A	H08A	H05A
	تغییر مکان جاری شدن $\Delta_m(mm)$	۳۷۳/۵۰	۲۹۹/۳۲	۱۹۸/۱۰	۱۲۱/۴۵	۳۳۹/۷۵	۲۷۳/۸۹	۱۶۷/۸۲	۱۰۲/۷۰
	شکل پذیری - μ	۲/۵۷	۲/۵۷	۲/۵۸	۲/۶۳	۲/۸۳	۲/۸۰	۳/۰۵	۳/۱۲
	اثر مقاومت افزون بر ضریب رفتار R_s	۲/۰۶	۲/۰۸	۲/۱۴	۲/۱۶	۲/۰۶	۲/۰۸	۲/۱۳	۲/۳۷
	اثر شکل پذیری بر ضریب رفتار R_{μ}	۲/۶۵	۲/۷۱	۲/۹۵	۳/۲۱	۲/۹۸	۳/۰۶	۳/۶۷	۳/۸۱
ضریب رفتار R	۵/۴۶	۵/۶۴	۶/۳۰	۶/۹۳	۶/۱۴	۶/۳۶	۷/۸۴	۹/۰۳	

می‌دهد که در روش تساوی انرژی، ضریب رفتار محاسبه شده برای قاب‌های با بتن نامحصور با قاب‌های با بتن محصور تفاوت چندانی ندارد و در بعضی موارد برای بتن نامحصور بزرگتر نیز می‌باشد. به عنوان مثال ضریب رفتار قاب‌های H05R, H05A و M15A با بتن نامحصور در جدول (۷) بیشتر از موارد مشابه در جدول (۵) می‌باشد. همچنین در این روش (تساوی انرژی) ضریب رفتار محاسبه شده برای تمامی قاب‌های با بتن محصور و نامحصور از مقادیر ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ ایران کمتر است. این اختلاف با افزایش تعداد طبقات قاب‌ها بیشتر می‌شود. در روش کاهش سختی مقدار ضریب رفتار ابتدا بزرگتر از مقدار آیین نامه است ولی با افزایش تعداد طبقات، از مقدار آیین نامه کوچکتر می‌شود. به منظور بررسی اثر نحوه ایده آل سازی منحنی ظرفیت بر نتایج تحلیل، منحنی ظرفیت یکی از قاب‌ها (قاب H08A) مطابق شکل (۶) و با استفاده از دو روش تساوی انرژی و روش کاهش سختی به نمودار دو خطی تبدیل شده است. همان طور که از شکل (۶) آشکار است، استفاده از روش تساوی انرژی، موجب شده تا تراز جاری شدن

ب- اثر محصور کردن بتن بر مقاومت افزون. همچنین با رجوع به جدول‌های (۴ تا ۷) ملاحظه می‌شود که ضریب ناشی از مقاومت افزون برای قاب‌های با بتن محصور در هر دو حالت ایده آل سازی (روش تساوی انرژی و روش کاهش سختی) بیشتر از قاب‌های با بتن نامحصور است. درصد افزایش مقاومت افزون برای قاب‌های مشابه از نظر نوع شکل پذیری، خاک منطقه و تعداد طبقات که دارای برش پایه مساوی هستند، در جدول (۸) آورده شده است. چنانچه ملاحظه می‌شود، این نسبت برای قاب‌های با شکل پذیری بالا در حدود ۱۰ درصد و برای قاب‌های با شکل پذیری متوسط در حدود ۵ درصد می‌باشد. این نتیجه اهمیت در نظر گرفتن اثر محصورشدگی بتن را در قلمرو رفتار غیر خطی سازه تبیین کرده و ضرورت تکمیل مباحث آیین نامه ای را در کمی کردن اثر محصورشدگی بتن نشان می‌دهد.

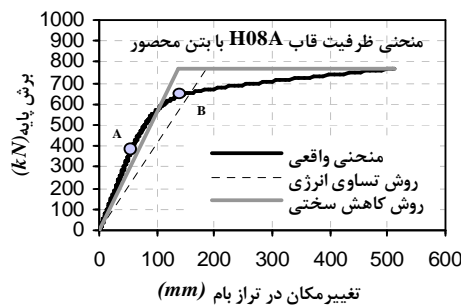
ج- اثر محصور کردن بتن بر انحناء و ضریب رفتار. برای بررسی تأثیر محصورشدگی بر ضریب رفتار، نتایج نشان

روش کاهش سختی که تراز جاری شدن را در محدوده رفتار ارتجاعی - خمیری به دست می دهد، داشته باشد. براین اساس روش کاهش سختی که با رفتار واقعی سازه ها همسانی بیشتری دارد، مبنای استخراج نتایج و ایده آل سازی منحنی ظرفیت همه نمونه ها اختیار شد.

نسبت به حد ارتجاعی منحنی واقعی یعنی نقطه A که پس از آن سختی قاب شروع به کاهش می کند، انتقال بیشتری داشته باشد. همچنین این تراز نسبت به آغاز مرحله خمیری کامل (نقطه B) نیز جا به جایی بیشتری دارد. این امر موجب شده تا تقریب بیشتری نسبت به

جدول ۸ نسبت ضریب ناشی از مقاومت افزون قاب های با بتن محصور به نامحصور

نوع بستر	نوع قاب	R_s بر مبنای روش تساوی انرژی			R_s بر مبنای روش کاهش سختی				
		قاب با بتن محصور (۱)	قاب با بتن نامحصور (۲)	میانگین (۱)/(۲)	قاب با بتن محصور (۳)	قاب با بتن نامحصور (۴)	میانگین (۳)/(۴)		
بستر سنگی (نوع ۱)	H05R	۲/۷۴	۲/۵۴	۱/۰۸	۲/۷۴	۲/۵۴	۱/۰۸		
		H08R	۲/۵۴	۲/۳۴	۱/۰۹	۲/۳۴	۲/۵۴	۱/۰۹	
		H12R	۲/۴۳	۲/۲۲	۱/۱۰	۲/۴۳	۲/۲۲	۱/۱۰	
		H15R	۲/۳۸	۲/۱۶	۱/۱۰	۲/۳۸	۲/۱۶	۱/۱۰	
	M05R	۲/۲۷	۲/۲۶	۱/۰۱	۲/۲۸	۲/۲۶	۱/۰۱		
		M08R	۲/۲۷	۲/۱۲	۱/۰۷	۲/۲۷	۲/۱۲	۱/۰۷	
		M12R	۲/۳۳	۲/۱۹	۱/۰۶	۲/۳۳	۲/۱۹	۱/۰۶	
		M15R	۲/۲۳	۲/۱۲	۱/۰۵	۲/۲۵	۲/۱۲	۱/۰۶	
	آبشاری (نوع ۳)	H05A	۲/۵۴	۲/۳۷	۱/۰۷	۲/۵۴	۲/۳۷	۱/۰۷	
			H08A	۲/۳۳	۲/۱۳	۱/۰۹	۲/۳۴	۲/۱۳	۱/۱۰
			H12A	۲/۳۰	۲/۰۸	۱/۱۱	۲/۳۰	۲/۰۸	۱/۱۱
			H15A	۲/۲۷	۲/۰۶	۱/۱۰	۲/۲۹	۲/۰۶	۱/۱۱
M05A		۲/۲۲	۲/۱۶	۱/۰۳	۲/۲۲	۲/۱۶	۱/۰۳		
		M08A	۲/۲۳	۲/۱۴	۱/۰۴	۲/۲۴	۲/۱۴	۱/۰۵	
		M12A	۲/۲۱	۲/۰۸	۱/۰۶	۲/۲۱	۲/۰۸	۱/۰۶	
		M15A	۲/۱۳	۲/۰۶	۱/۰۳	۲/۲۴	۲/۰۶	۱/۰۹	

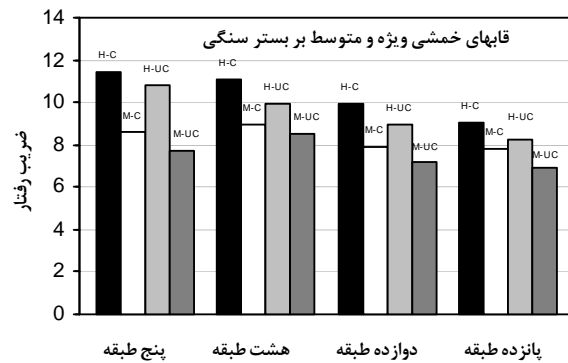


شکل ۶ مقایسه روش کاهش سختی با روش تساوی انرژی در ایده آل سازی منحنی ظرفیت برای قاب H08A با بتن محصور

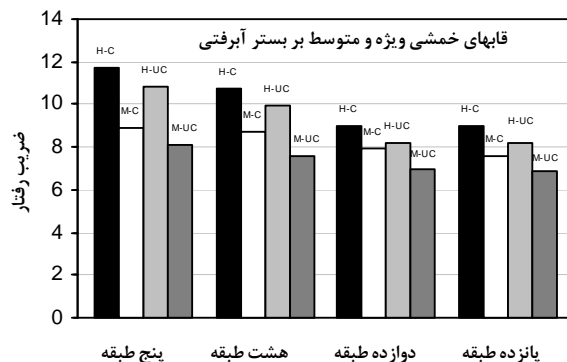
دلیل نوع سازه‌ها باید برای ضرایب رفتار تفاوت قایل شد. در هر حال میانگین ضریب رفتار برای قاب‌های با شکل پذیری متوسط برای بتن محصور و نامحصور به ترتیب برابر با ۸/۲۹ و ۷/۴۷ و برای قاب‌های با شکل پذیری بالا برای بتن محصور و نامحصور به ترتیب برابر با ۱۰/۲۲ و ۹/۳۷ به دست آمده است.

یکی دیگر از نکات مهم در بررسی تأثیر محصور شدن بتن، که باید به آن اشاره کرد، این است که مدول ارتجاعی، مقاومت بتن محصور بیشتر از بتن نامحصور بوده و این مسئله موجب می‌گردد تا تغییر مکان ناحیه ارتجاعی کاهش و سختی کلی سازه افزایش یابد.

در شکل‌های (۷ و ۸) مقدار ضریب رفتار همه نمونه‌ها به تفکیک نوع بستر و محصور و نامحصور بودن بتن سازه‌ها و فقط بر مبنای روش کاهش سختی آورده شده است. در این شکل‌ها، تفاوت نه چندان زیاد مقدار ضریب رفتار برای قاب‌های خمشی ویژه و متوسط حاکی از آن است که ثابت نگهداشتن حداکثر تغییر مکان سازه، موجب شده است تا ضریب شکل پذیری نتواند متناسب با رفتار سازه افزایش یابد، و در نتیجه، این تفاوت که اساساً به دلیل قایل بودن تفاوت رفتاری بین قاب خمشی ویژه و متوسط باید قابل توجه باشد، آشکار نشده است. بنابر این می‌توان نتیجه گرفت که به



شکل ۷ ضریب رفتار قاب‌های با بتن محصور و نامحصور بر روی بستر سنگی، روش کاهش سختی

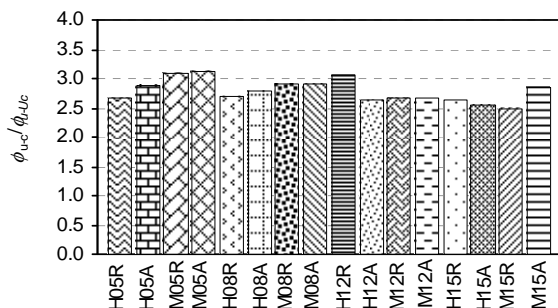


شکل ۸ ضریب رفتار قاب‌های با بتن محصور و نامحصور بر روی بستر آبرفتی، روش کاهش سختی

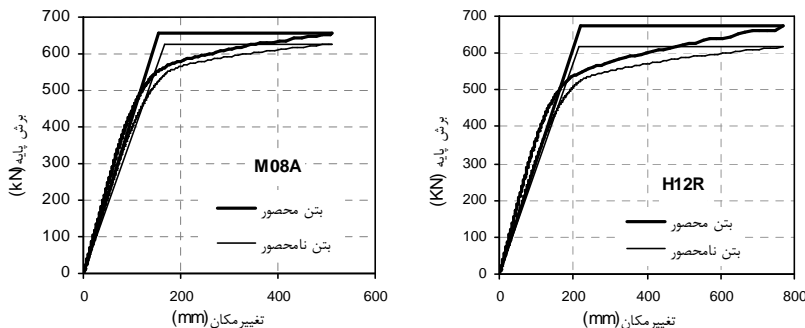
تغییر مکان کلی سازه در قلمرو غیر ارتجاعی می‌گردد. بنابراین نسبت تغییر مکان نهایی به تغییر مکان جاری شدن، ضریب شکل پذیری و مآلاً ضریب رفتار افزایش خواهد یافت. اگرچه در این مقاله تمامی نتایج کمی انحناء که بسیار زیاد و مربوط به مجموع ۲۸۸۰ لولای خمیری تیرها و ستون‌ها می‌شود، آورده نشده است، لیکن اثر افزایش کرنش نهایی بتن بر طبق به کارگیری مدل رفتاری بتن محصور به عنوان نمونه‌ای از این اثر، برای همه قاب‌ها در شکل (۹) آمده است. همچنین اثر این پدیده بر ضریب رفتار در جدول‌های (۴ تا ۷) آورده شده و برای اختصار، در شکل (۱۰) برای قاب M08A و H12R موضوع افزایش ضریب رفتار در اثر این پدیده نشان داده شده است.

بنابراین اگر یک نیروی مشخص به دو سازه با بتن محصور و نامحصور اعمال شود، تغییر مکان سازه با بتن محصور از تغییر مکان سازه با بتن نامحصور کمتر می‌شود، به عبارت دیگر ظرفیت سازه با بتن محصور از نظر مقاومت و سختی بیشتر می‌گردد. بنابراین با افزایش سختی قاب، تغییر مکان نظیر جاری شدن کوچکتر می‌شود. از طرفی دیگر همان طور که در قسمت مربوط به مدل رفتاری بتن محصور به اختصار اشاره شد، بر اثر محصور شدگی بتن، کرنش نهایی (ϵ_{cu}) آن افزایش می‌یابد در حالی که از عمق محور خنثی در قلمرو پلاستیک کاسته می‌شود، در نتیجه مقدار انحناء به شدت افزایش خواهد یافت. اثر افزایش انحناء (چرخش پلاستیک) در مواضع لولاهای خمیری منجر به افزایش

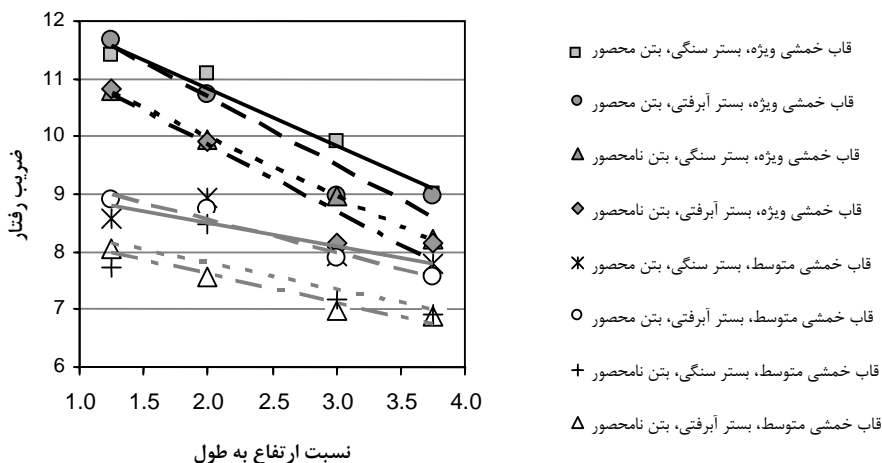
نسبت انحناء مرحله نهایی فابهای دارای بتن محصور به بتن نامحصور



شکل ۹ افزایش انحناء در قاب‌های با بتن محصور نسبت به بتن نامحصور



شکل ۱۰ نمودارهای ظرفیت و تقریب دو خطی آنها برای قاب شماره M08A و H12R



شکل ۱۱ تغییرات ضریب رفتار در مقابل نسبت ارتفاع به طول

افزایش نسبت ارتفاع به طول کاهش می‌یابد.

نتیجه گیری

با توجه به تحقیق انجام یافته محدوده تغییرات ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح برای دو نوع شکل پذیری زیاد و متوسط بر مبنای میزان تأثیر محصور شدگی بتن و در دو نوع بستر و همچنین، میزان خطر پذیری در دو ناحیه خیلی زیاد و متوسط به دست آمده که خلاصه نتایج به قرار زیر است:

۱- ضریب رفتار برای قاب‌هایی که محصور شدگی بتن برای نواحی مفاصل پلاستیک منظور شده باشد، در مقایسه با حالتی که منظور نشده باشد، متفاوت است. بنابراین تخصیص ضریب رفتار مساوی برای سازه بدون توجه به این خاصیت خالی از اشکال نیست.

۲- با افزایش کرنش نهایی بتن فشاری، انحناء قابل تحمل برای مقاطع عرضی نیز افزایش می‌یابد، در نتیجه تغییر مکان مورد نیاز قاب برای رسیدن به این انحناء نیز افزایش خواهد یافت. با زیاد شدن

د- اثر نسبت ارتفاع به طول بر ضریب رفتار. به منظور مشخص کردن نتایج به دست آمده از تحلیل و برآورد کلی از ضریب رفتار، تغییرات آن برای همه قاب‌ها در مقابل نسبت ارتفاع به طول قاب (مجموع طول دهانه‌ها) مورد بررسی قرار گرفت. در شکل (۱۰) برای قاب‌های خمشی با شکل پذیری بالا و قاب‌های با شکل پذیری متوسط این تغییرات نشان داده شده است. برای تسهیل در مقایسه نتایج از تحلیل رگرسیون خطی بر نمودار تغییرات ضریب رفتار استفاده شد که میانگین ضریب همبستگی (R^2) برای قاب‌های خمشی ویژه و قاب‌های خمشی متوسط به ترتیب برابر با ۰/۷۹ و ۰/۹۵ به دست آمد.

همان طور که در این نمودارها مشخص است، با افزایش نسبت ارتفاع به طول قاب (لاغرتر شدن سازه) ضریب رفتار کاهش می‌یابد. همچنین نرخ تغییرات ضریب رفتار برای قاب‌های خمشی ویژه، اعم از بتن محصور و نامحصور، مانند هم است و همین نتیجه در مورد قاب‌های خمشی متوسط نیز صادق است. این نتیجه نشان می‌دهد که در همه موارد ضریب رفتار با

شده باشد، بیشتر از سازه ای است که بتن آن محصور نشده باشد.

۶- نتایج به دست آمده حاکی از آن است که ضریب رفتار کلیه قاب‌ها با افزایش نسبت ارتفاع به طول کاهش می‌یابد. البته ضریب رفتار برای نسبت‌های پایین ارتفاع به طول، ابتدا بزرگتر از مقدار توصیه شده در استاندارد ۲۸۰۰ است و بتدریج با افزایش این نسبت، مقدار آن کوچکتر از مقدار آیین نامه نیز می‌شود. به عبارت دیگر اثر عواملی مانند میانقاب‌ها که می‌توانند موجب افزایش ضریب رفتار شوند، با بالا رفتن نسبت ارتفاع به طول (ضریب لاغری) کم اهمیت می‌شود. این نتیجه در مطالعات سایرین نیز گزارش شده است [۱۶].

تغییر مکان حداکثر قاب، شکل پذیری و در نتیجه ضریب رفتار ساختمان بیشتر می‌شود.

۳- بیشینه تغییر مکان ناشی از محصورشدگی بتن در صورتی برای محاسبه ضریب رفتار قابل استفاده است که از حد مجاز (در این تحقیق برطبق FEMA368، ۲ درصد ارتفاع سازه اختیار شده)، بیشتر نباشد.

۴- اگرچه تغییر مکان جانبی افزایش یافته به علت محصور شدگی بتن، نقش قابل توجهی در رفتار غیر ارتجاعی و استهلاک انرژی دارد، ولی مقدار بیش از حد مجاز آن، تأثیری بر روی مقدار ضریب رفتار نخواهد داشت.

۵- برای دو سازه ای که دارای برش پایه (طراحی) مساوی باشند، ضریب رفتار ناشی از مقاومت افزون برای سازه ای که بتن آن به خوبی محصور

مراجع

1. Sheikh S.A., Uzumeri S.M., "Analytical model for concrete confinement in tied columns", ASCE Journal of Structural Division, 108(ST12): 2703-2722., (1982)
2. Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R., "Theoretical stress-strain model for confined concrete", ASCE Journal of Structural Engineering, 114(8): 1804-1826. (1988)
3. Saatcioglu M., Razvi S., "Confinement model for high strength concrete", ASCE Journal of Structural Engineering, 125(3): 281-289, (1999)
4. Park R., Paulay T., "Reinforced concrete structures", John Wiley and Sons, New York, (1975).
5. Tasnimi A. A., "Mathematical model for complete stress-strain curve prediction of normal, light weight and high strength concrete", Magazine of concrete research, 56. No. 1: 23-34, (2004).
6. Valles, R. E., Reinhorn, A. M., Kunnath, S. K., Li, C. and Madan, A., "IDARC2D Version 5: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings", Technical Report NCEER-96-0010, State University of New York at Buffalo, (1999).
7. ATC, "Structural response modification factors", ATC-19 Report, Applied Technology Council, Red Wood City, California (1995).

8. Bertero R. D. and Bertero V. V., "Redundancy in earthquake-resistance design", journal of structural engineering, ASCE, 125(1), 81-88, (1999).
9. Park R., "Ductility evaluation from laboratory and analytical testing", Proceeding of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, VII605-VII616, (1988).
10. Bertero R. D. and Bertero V. V., "Redundancy in earthquake-resistance design, how to define and quantify its effects", Proceedings of the 6th U.S. national conference on earthquake engineering, (1998).
11. Whitaker A., Hart G. and Rojahn C., "Seismic response modification factors", Journal of structural engineering, ASCE, 125(4), 438-444, (1999).
۱۲. تسنیمی ع.ع، معصومی ع، "چه وقت می‌توان به ضرایب رفتار سازه‌ها اعتماد کرد"، چهارمین کنفرانس بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران، (۱۳۸۲).
۱۳. آیین‌نامه بتن ایران (آبا)، نشریه شماره ۱۲۰ سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی، مرکز مدارک اقتصادی-اجتماعی و انتشارات، (۱۳۷۵).
۱۴. بارگذاری، مبحث ششم مقررات ملی ساختمان، وزارت مسکن و شهرسازی، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان (آیین‌نامه ۲۸۰۰ و ۵۱۹).
15. BSSC, "The 2000 NEHRP recommended provisions for new building and other structures", FEMA (368), Federal Emergency Management Agency, Washington DC (2000).
۱۶. معصومی ع، "تعیین ضرایب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح با تأکید بر اثر مقاومت افزون و درجه نامعینی"، رساله دکترا، دانشگاه تربیت مدرس (۱۳۸۲).