ارزیابی تأثیر اضافه مقاومت در رفتار لرزه‌ای قابهای خمشی فولادی

احمد نیکنام[۱] ، راضیه هاشمی[۲]

چکیده

آئین‌نامه‌های معتبر جهان نظیر IBC۲۰۰۰ و یا NEHRP۲۰۰۰ در چند سال اخیر توجه خاصی به ضریب اضافه مقاومت (Overstrength Factor) در سازه‌ها نموده‌اند. تأثیر این پارامتر در حفظ ایمنی سازه‌ها در برابر زلزله به وضوح آشکار است. این پارامتر به همراه ضریب قابلیت اعتماد/ درجه نامعینی که کنترل کنندهٔ تأمین اضافه مقاومت مورد نیاز سازه می‌باشد، از سال ۱۹۹۷ در آئین‌نامه‌های یاد شده مطرح گردید. تشریح پارامتر اضافه مقاومت و عوامل مؤثر بر آن، نقش آن در رفتار لرزه‌ای سازه‌ها، بیان کمّی آن در قابهای خمشی فولادی از طریق انجام تحلیل‌های غیرخطی تحت بارگذاری جانبی استاتیکی افزاینده (Push Over) و همچنین تعیین مقدار این ضریب در نقطهٔ عملکرد سازه (Performance Point) بخشهایی از این مقاله را تشکیل می‌دهند. همچنین این مطلب که " آیا مقدار اضافه مقاومت نامشخصی که طی طراحی در سازه‌ها ایجاد می‌شود، برای آنها کافی است و یا اینکه باید مقدار مشخصی اضافه مقاومت در سازه‌ها ایجاد شود تا سازه‌ها عملکرد مناسبی در رفتار غیرخطی داشته باشند" مورد بررسی قرار می‌گیرد. در این مقاله هشت قاب خمشی با تعداد طبقات و دهانه‌های مختلف در دو سیستم قاب خمشی فولادی معمولی و ویژه مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. این قابها بر اساس دو آئین نامهٔ استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش دوم) و IBC2000 آمریکا طراحی و میزان تأمین اضافه مقاومت مورد نیاز سازه ها تعیین و بر اساس ضوابط هر دو آئین نامه مقایسه شده‌اند.

کلمات کلیدی

اضافه مقاومت، ضریب قابلیت اعتماد/ درجه نامعینی، قاب خمشی فولادی، بارگذاری جانبی افزاینده

Evaluation and Assessment the Effect of Overstrength Factor in Seismic Behavior of Steel Moment Resisting Frames

A.Nicknam, R.Hashemi

ABSTRACT

In recent years, the world - wide standard codes such as IBC2000 and NEHRP2000 have paid special attention to the coefficient over-strength factor. The effect of this parameter on saving the safety of structures from earthquake is quite postulated. This parameter associated with the Redundancy/ Reliability factor by which the structural safety is controlled is added into the above mentioned Codes from 1997. Describing the over-strength parameter, the role of effective factors on it, it's role on the seismic behavior of structure, quantitative description of the problem in terms of performing linear and non-linear analyzing of selected structures under incremental push-over analysis and determining this factor in performance pint of the structures constitute some sections of this article. Moreover, an important issue concerning the following question is investigated. That is, "Dose the unknown over-strength factor value incorporated in the structure through the design procedure suffices the structures for being safe or it should be sufficiently induced in structures for responding an appropriate non-linear performance".

In this article eight Moment Resisting Frames (MRF) with different number of stories and bays in two different systems, ordinary and special are studied and the results are assessed. These structures have been designed according to The Iranian standard 2800 and American IBC2000 Standard and the required over-

[۱] عضو هیات علمی گروه سازه، دانشکده مهندسی عمران دانشگاه علم و صنعت ایران a_nicknam@iust.ac.ir

[۲] کارشناس ارشد مهندسی زلزله دانشگاه علم و صنعت ایران rhashemee@ghods-niroo.com

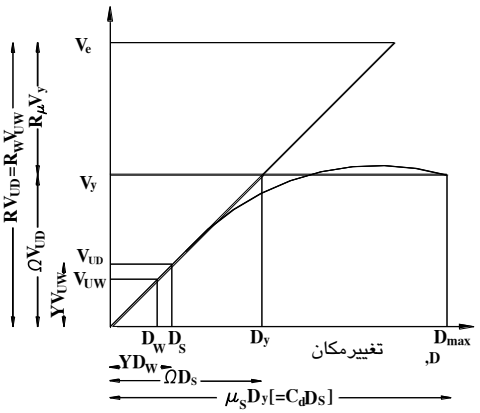
strength values produced by the design procedure are determined and the results obtained from both Codes are compared and evaluated.

KEYWORDS

Over-strength factor, Redundancy/ Reliability factor, Steel Moment Resisting Frame, Push-over loading,

۱- مقدمه

آئین‌نامه‌های معتبر جهان نظیر IBC۲۰۰۰ طراحی سازه‌ها را بر اساس تحلیل طیف پاسخ الاستیک سازه انجام می‌دهند، از طرفی نیروهای حاصل از این تحلیل بسیار کمتر از نیروهای مورد انتظار در اثر زلزله‌ی طرح هستند. شکل ۱ رفتار کلی غیرخطی یک سازهٔ معمولی در برابر زلزله را نشان می‌دهد. به دلیل نیاز به لحاظ کردن تمامی پارامترهای مصالح – سازه در روشهای تحلیل غیرخطی و پیچیدگی‌های ناشی از آن، آئین‌نامه‌ها برای تسهیل طراحی از ضریب رفتار سازه (R) بهره گرفته و طراحی را در حد الاستیک انجام می‌دهند. این ضریب به دو عامل وابسته است، بر اساس رابطه (۱)، ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری (R_μ) که از تقسیم مقاومت نهایی سازه در رفتار الاستیک(V_e) به مقاومت نهایی سازه(V_y) بدست می‌آید، و بر اساس رابطه(۲) ضریب اضافه مقاومت (Ω_{0U}) که از تقسیم مقاومت نهایی سازه(V_y) به مقاومت سازه در سطح طراحی به روش حد نهایی(V_{UD}) حاصل می‌گردد. در صورتیکه طبق شکل ۱ طراحی با روش تنش مجاز انجام شود رابطه (۲) به شکل رابطه(۳) اصلاح می‌شود [۱].



شکل ۱ : پاسخ یک سازهٔ معمولی در برابر نیروی جانبی

$$R\mu = \frac{Ve}{Vy} \qquad (۱)$$

$$\Omega_{0U} = \frac{Vy}{V_{UD}} \qquad (۲)$$

$$\Omega_{0W} = \frac{Vy}{V_{UW}} \qquad (۳)$$

$$\Omega = (\Omega_{0U}\mathrm{OR}\Omega_{0W})F_1F_2F_3...F_n \qquad (۴)$$

$$R = R\mu\Omega \qquad (۵)$$

$$R_W = R\mu\Omega Y \qquad (۶)$$

در رابطه (۶)، Y ضریبی بین ۱/۵-۱/۴ و رابط بین طراحی بر اساس حد نهایی و حد مجاز است. ضریب اضافه مقاومت(Ω) که موضوع اصلی این مقاله است در نتیجهٔ تشکیل تدریجی و غیرهمزمان مفصلهای پلاستیک در اعضاء سازه‌های نامعین و افزایش مقاومت سازه در رفتار غیرخطی تا حد مقاومت نهایی بوجود می‌آید و لازمهٔ افزایش مناسب مقاومت طی این روند، وجود درجهٔ نامعینی کافی در سازه است. بر اساس رابطه(۴) یادآوری می‌شود که ضریب اضافه مقاومت به پارامترهای دیگری مانند اثر ناسازه‌ها(F1)، اثر سرعت بارگذاری(F2)، نسبت تنش حد تسلیم واقعی به اسمی، اثر تغییرات در توزیع نیروی جانبی زلزله بین طبقات، و غیره بستگی دارد [۱۳]. در این کار تحقیقاتی مقادیر این ضرایب معادل واحد در نظر گرفته شده است.

بر خلاف رعایت تمامی ضوابط آئین‌نامه‌ها دیده می‌شود که در برخی سازه‌ها ضریب رفتار به میزانی که در طراحی لحاظ شده، تأمین نمی‌شود که یکی از دلایل آن کمبود اضافه مقاومت در سازه هاست. رعایت مقررات آئین‌نامه‌ای بدون توجه به میزان اضافه مقاومت مورد نیاز سازه‌ها، تضمین کننده تأمین ضریب رفتار سازه‌ها نیست و می‌تواند رفتار لرزه‌ای سازه‌ها را مختل نماید.

یکی از نکات بسیار مهم در رفتار غیرخطی سازه‌ها، بروز پدیدهٔ P-Δ است. با توجه به طراحی سازه‌ها در حد الاستیک، اثر دقیق تغییرمکانهای بزرگ غیرخطی در طراحی لحاظ نمی‌شود، بنابراین می‌توان برای ایمن‌سازی سازه در مقابل این ضعف، از ایجاد اضافه مقاومت کافی در سازه‌ها کمک گرفت.

پیرامون نقش اضافه مقاومت در سازه‌های مختلف تحقیقات فراوانی انجام شده است که می‌توان بعنوان نمونه به کارهای پژوهشی آقایان برترو[۱](۱۹۸۶) و رجان[۲] (۱۹۸۸) اشاره کرد. آقای ویتاکر[۳] و همکارانش (۱۹۸۹) طی بررسی یک ساختمان فلزی ٦ طبقه بادبندی شده، ضریب اضافه مقاومت را معادل ۲/۸-۲/٤ ارزیابی نمودند[۲]. آقای آسف[٤] (۱۹۸۹) نیز از طریق تحلیلهای غیرخطی استاتیکی ضریب اضافه مقاومت را در یک قاب داخلی از یک ساختمان اداری در ناحیه با خطرپذیری بالا

بررسی کرد[۳] و مقدار آن را در قابهای خمشی ویژه برابر۲ پیش‌بینی نمود. آقای کالدرونی[۵] (۱۹۹۶) طی یک تحقیق آماری تأثیر اضافه مقاومت سازه را بر ضریب رفتار آن بررسی کرده است، در این تحقیق اثر اضافه مقاومت ناشی از تیرها و ستونهای قابهای مقاوم خمشی فولادی به صورت جداگانه مورد ارزیابی قرار گرفته است[٤]. بر اساس مطالعات مختلف چنین نتیجه‌گیری می‌شود که مقدار این ضریب در سازه‌های زیر ٤ طبقه بیشتر است زیرا بیشتر بارهای مرده و زنده درطراحی حاکم هستند[۱]. برای سازه‌های بلندتر از۱۲ طبقه نیز این ضریب افزایش می‌یابد زیرا طراحی بیشتر بر اساس تأمین سختی و کنترل تغییر مکان جانبی صورت می‌گیرد. همچنین نتایج حاصل از این کارهای تحقیقاتی نشان می‌دهد که پارامترهای زیادی از مشخصات مصالح- سازه نظیر اضافه مقاومت مصالح، سخت شدگی کرنشی، ضرایب جزئی کاهش مقاومت، ضرایب جزئی افزایش بار، درجهٔ نامعینی سازه، ارتفاع سازه، نحوهٔ توزیع نیروی جانبی زلزله در ارتفاع سازه، دست بالا بودن مقاطع سازه پس از طراحی، نحوهٔ تیپ بندی اعضاء سازه و سهم اعضای غیر سازه‌ای در مقابله با نیروی جانبی در ضریب اضافه مقاومت موثر است.

۲ - ارزیابی عوامل مؤثر بر ضریب اضافه مقاومت

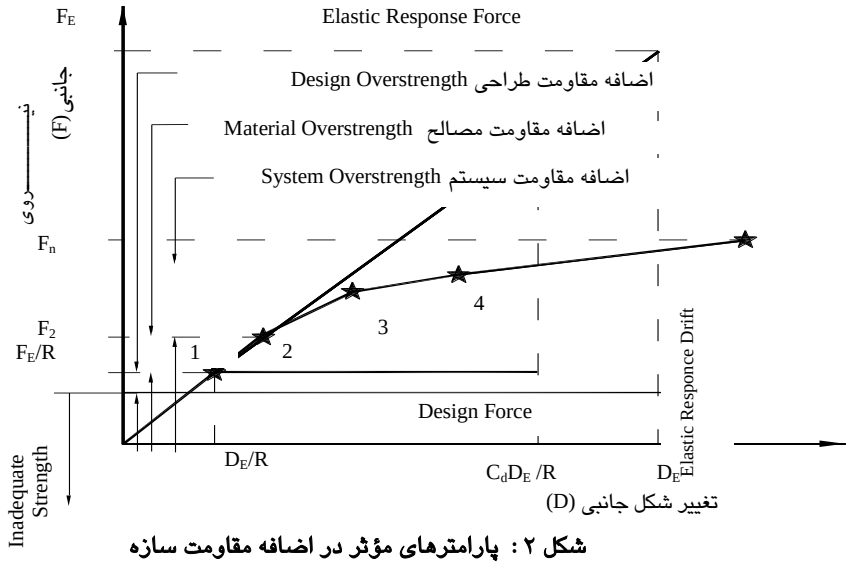
در تفسیر آئین‌نامهٔ NEHRP۲۰۰۰ اضافه مقاومت سازه به سه جزء تقسیم می‌شود، اضافه مقاومت طراحی (Ω_D)، اضافه مقاومت مصالح (Ω_M) و اضافه مقاومت سیستم(Ω_S) ،(شکل ۲) [۷].

نسبت نیروی برش پایهٔ طراحی به مقدار F_E/R که پس از طراحی در سازه بوجود می‌آید(نقطهٔ ۱)، مقدار *اضافه مقاومت طراحی* (Ω_D) را در سازه بیان می‌کند که مقدار آن به سیستم سازه‌ای بستگی دارد. در سیستم‌های با سختی زیاد که مقاومت اعضای سازه در طراحی کنترل‌کننده است، مثل سیستم‌های مهاربندی ضربدری و یا دیوار برشی، مقدار اضافه مقاومت طراحی مقادیر کمتری در مقایسه با دیگر سازه‌ها دارد. در سیستم‌های سازه‌ای نرم که رعایت محدودیت تغییرمکان جانبی (DRIFT) کنترل کننده است، نظیر قابهای خمشی ویژه، مقاطع المانها افزون بر نیاز طراحی گردیده و منجر به افزایش اضافه مقاومت طراحی می‌شود. مقاومت کل سازه با انتخاب مقاطع بزرگتر در سازه های فلزی (بدلیل استاندارد بودن پروفیل‌ها) و یا آرایش آرماتور بیشتر در سازه‌های بتنی (بدلیل ایجاد نظم در آرایش آرماتورها یا رعایت میزان کمینه آرماتور) افزایش می‌یابد.

در شکل۲ *اضافه مقاومت مصالح* (Ω_M)، با نسبت $F_۲/F_۱$ نمایش داده شده است ($F_۲$ محل تشکیل اولین مفصل پلاستیک است). مقاومت انواع مصالح که در طراحی بکار می‌رود به طور محافظه کارانه ای کمتر از مقاومت واقعی آنها است. مقاومت مشخصه مصالح بر اساس مقادیر میانگین ثبت شده از نمونه های استاندارد آنها مشخص می‌شود و با اعمال ضریب کاهش مقاومت مصالح(Ø)، مقاومت مشخصه نهایی آنها تعیین می‌شود. در آئین‌نامه‌ها برای سازه‌های بتنی، فولادی و بتنی پیش‌ساخته از ضریب ۱/۲۵ برای لحاظ کردن نسبت مقاومت میانگین به مقاومت مشخصه مصالح و همچنین سخت شدگی کرنشی آنها استفاده می‌کنند. یادآوری می‌شود که ضریب Ø معادل ۰/۹، می‌تواند سبب افزیش اضافه مقاومت مصالح به میزان ۱/٤=۱/۲۵/۰/۹ گردد.

اضافه مقاومت سیستم(Ω_S)، از تقسیم حداکثر نیروی جانبی که سازه می‌تواند در برابر آن پایداری کند (F_n) به نیرویی که در آن جاری شدن نخستین عضو رخ می‌دهد ($F_۲$) حاصل می‌گردد. این مقدار به درجهٔ نامعینی سازه وابسته است و درجهٔ نامعینی بر حسب تعداد و نحوهٔ چیدمان المانهای مقاوم جانبی مقادیر متفاوتی بدست می‌دهد که ناشی از داوری نمودن و سلیقهٔ مهندسی است.

در سازه هایی که اعضای مقاوم آنها در مقابل نیروی جانبی، افزون بر تعداد مورد نیاز طبق ملاحظات طراحی است، اضافه مقاومت سیستم به دلیل افزایش درجه نامعینی افزایش می‌یابد. جدول ۱ دامنه هر یک از این ضرایب را برای برخی سازه ها بیان می‌کند[۷] .



شکل ۲ : پارامترهای مؤثر در اضافه مقاومت سازه

جدول ۱ : دامنهٔ تغییرات ضرایب اضافه مقاومت طراحی، مصالح و سیستم[تفسیر آئین‌نامهٔ NEHRP2000]

سیستم سازه	Ω_D	Ω_M	Ω	Ω_S
قاب خمشی بتنی و فولادی ویژه	۱/۵–۲/۵	۱/۲–۱/۶	**۲–۳/۵**	۱/۰–۱/۵
قاب خمشی بتنی و فولادی متوسط	۱/۰–۲/۰	۱/۲–۱/۶	**۲–۳/۵**	۱/۰–۲/۰
قاب مهاربندی شده	۱/۵–۲/۰	۱/۲–۱/۶	**۱/۵–۲**	۱/۰–۱/۵

یادآوری می شود پارامترهای این جدول در بند ۲ آمده است.

۳- درجه نامعینی

کمبود درجهٔ نامعینی در سازه ها سبب بسیاری از شکستگی‌های ترد در اتصالات و رفتار ضعیف سازه ها در برابر زلزله می‌شود. آئین نامه های ATC 19 و34 ATC، ضریب کاهش پاسخ سازه را به سه جزء شامل ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری، ضریب اضافه مقاومت و ضریب درجه نامعینی سازه تقسیم نموده‌اند:[۹]

$$R = R_\mu . R_S . R_R \qquad (۷)$$

برترو و همکارانش (۱۹۹۹) نشان دادند که پارامتر درجه نامعینی (R_R)، مستقل از شکل پذیری و اضافه مقاومت سازه نیست و نمی توان جداگانه آنرا ارزیابی نمود و مقدار کمّی آن را تخمین زد و این سه پارامتر ارتباط تنگاتنگی باهم دارند[۱۱].

درجه نامعینی لرزه‌ای سازه برابر با تعداد مفصلهای پلاستیکی است که تحت نیروهای جانبی، منجر به ناپایداری سازه می‌شود. با توجه به اینکه در یک سازه ممکن است به چند شکل مکانیزم رخ دهد، درجه نامعینی لرزه ای برای هر سازه بطور یقین عدد منحصر به فردی نخواهد بود.

آئین نامه های جدید مانند IBC ۲۰۰۰ و یا NEHRP ۲۰۰۰، وجود اضافه مقاومت کافی در سازه را با درجه نامعینی آن مرتبط می‌نمایند. رابطهٔ آقای بنوویتز[۶] یکی از روشهایی است که برحسب درجهٔ نامعینی، میزان پارامتر اضافه مقاومت را در سازه‌ها کنترل می‌کند[۱۰]:

$$\rho = ۲-۶/۱\sqrt{r_{max}A_B} \qquad ۱ \geq \rho \geq ۱/۵ \qquad (۸)$$

$$E = \rho Eh + Ev \qquad (۹)$$

مطابق رابطهٔ ۸ ضریب درجه نامعینی/ قابلیت اعتماد "ρ" بر اساس سطح باربر طبقه A_B و پارامتر "r_{max}" تعیین می‌شود، پارامتر r_i نسبت میزان باربری یک عضو مقاوم جانبی در طبقهٔ iام به بار جانبی کل همان طبقه و r_{max} بزرگترین r_i در طبقات ساختمان می‌باشد. مقدار این ضریب بین ۱/۰ تا ۱/۵ متغیر است. اگر ضریب ρ بزرگتر از یک باشد بدان معنی است که درجهٔ نامعینی سازه کافی نبوده و در نتیجه اضافه مقاومت سازه به طور مناسب تأمین نخواهد شد اما از طریق افزایش نیروی جانبی زلزله و طراحی سازه در برابر نیروی جانبی بزرگتر، کمبود اضافه مقاومت در سازه جبران می‌گردد. افزایش درجهٔ نامعینی سازه در سازه های قاب مقاوم خمشی، با افزایش تعداد تیرها و ستونها (اعضای باربر جانبی سازه) و ایجاد تغییر در چیدمان المانهای سازه مقدور می‌باشد. در رابطه ۹، بار زلزله در ترکیبات اصلی بارگذاری(E) شامل مؤلفهٔ افقی افزایش یافته زلزله (ρE_h) و نیز مؤلفهٔ قائم زلزله (E_v) است.

۴- بررسی و ارزیابی ضریب اضافه مقاومت در قابهای مقاوم خمشی فولادی

در این مقاله پارامتر اضافه مقاومت در قابهای مقاوم خمشی فولادی معمولی و ویژه که بر اساس دو آئین نامه استاندارد ۲۸۰۰ ایران (ویرایش دوم) وIBC۲۰۰۰ آمریکا طراحی شده اند، مورد بررسی و ارزیابی قرار می‌گیرند و با انجام تحلیل غیرخطی استاتیکی و دستیابی به منحنی ظرفیت سازه‌ها، ضریب اضافه مقاومت سازه ها تعیین می‌گردد. یکی از نکات قابل توجه در طراحی قابهای خمشی رعایت محدودیت تغییر مکان جانبی (خطی یا غیرخطی) است. در آئین‌نامهٔ ۲۸۰۰ حد مجاز تغییرمکان الاستیک سازه به $\frac{0/03}{R}$ محدود می‌شود و با توجه به ضریب بزرگنمایی جابجایی (C_d) که برابر ۰/۴R است، میزان تغییرمکان غیرخطی مجاز سازه‌ها به مقدار $\frac{0/03}{R}\times 0/4R$ معادل ۱/۲ درصد ارتفاع سازه محدود می‌شود[۱۴]. در آئین‌نامهٔIBC۲۰۰۰ آمریکا نیز مقادیر مختلف تغییر مکان جانبی غیرخطی مجاز در هر طبقه، بر حسب درجهٔ اهمیت سازه و ارتفاع آن بیان می‌شود.

با تبدیل منحنی ظرفیت سازه به طیف ظرفیت و تلاقی آن با طیف نیاز، نقطهٔ عملکرد سازه در برابر زلزلهٔ طرح بدست می‌آید. در این مقاله علاوه بر مطالعه مقدار اضافه مقاومت در محل تغییرمکان مجاز غیرخطی، ضریب اضافه مقاومت در نقطهٔ عملکرد نیز محاسبه و مورد ارزیابی قرار می‌گیرد (Ω_P). آئین‌نامهٔ IBC۲۰۰۰ طی جدولی مقدار اضافه مقاومت مورد نیاز سازه‌ها را بر حسب نوع سازه ارائه می‌کند که این مقدار برای قابهای خمشی فولادی معمولی و ویژه برابر ۳ می‌باشد.

۵- سازه‌های مورد مطالعه

در این بخش هشت قاب خمشی فولادی با تعداد طبقات و دهانه های مختلف در دو سیستم قاب خمشی فولادی معمولی و ویژه مورد بررسی قرار می‌گیرند، در مدلسازی و طراحی قابهای خمشی ویژه علاوه بر اعمال ضریب رفتار قاب خمشی فولادی ویژه، ضوابط بند ۷-۳ نسبت عرض به ضخامت بال و بند ۷-۵ نسبت مقاومت از پیوست شماره ۲ استاندارد ۲۸۰۰ نیز رعایت شده است. در طراحی بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ فرض بر آن است که سازه ها دارای اهمیت متوسط هستند و در ناحیه با خطر لرزه خیزی خیلی زیاد(شتاب مبنای ۰/۳۵g) و در زمین نوع II واقعند. در طراحی بر اساس آئین نامهٔ IBC۲۰۰۰ آمریکا، سازه ها با اهمیت نوع I هستند و در ناحیه‌ای قرار دارند که حداکثر شتاب زمین در زلزلهٔ با زمان تناوب کوتاه (کمتر از ۰/۲ ثانیه) برابر ۰./۵g و در زلزلهٔ با زمان تناوب ۱ ثانیه برابر ۰/۲g است و زمین ساختگاه از نوع C می‌باشد (مشابه خاک نوع II در استاندارد۲۸۰۰ ایران). ارتفاع طبقات ۳متر، طول دهانه ها ۵متر و بارگذاری تیرها شامل ton/m ۲/۵ بار مرده وton/m ۱/۰ بار زنده است. ابتدا کلیه سازه ها طراحی و سپس تغییر مکان جانبی طبقات طبق ضوابط آئین‌نامه ها کنترل می‌گردد، همچنین درصورت نیاز ترکیبات بارگذاری ویژه در طراحی ستونها لحاظ می‌شود. پس از طراحی تمامی سازه ها توسط نرم افزار ETABS۲۰۰۰، تحلیل غیرخطی استاتیکی (Pushover) نیز با همین نرم‌افزار صورت می‌گیرد. نحوه‌ی نامگذاری سازه‌های مورد بررسی به شرح ذیل است:

حرف اول : I : آئین نامه ۲۸۰۰ و A : آئین‌نامه IBC ۲۰۰۰

حرف دوم : S : قاب خمشی ویژه و O : قاب خمشی معمولی

اعداد سوم و چهارم : تعداد طبقات (۰۲، ۰۴، ۰۶ و ۱۰)

عدد پنجم : تعداد دهانه ها (۳ و۵)

برای مثال، قاب خمشی فولادی معمولی ۶ طبقه و ۳ دهانه : (A&I)O۰۶۳ و قاب خمشی فولادی ویژه ۱۰طبقه و ۵ دهانه: (A&I) S ۱۰۵

با توجه به رابطهٔ ضریب درجه نامعینی/ قابلیت اعتماد (ρ) که برای قابهای خمشی در آئین‌نامهٔ IBC ۲۰۰۰ ارائه شده است، در قابهای مورد مطالعه ضریب ρ کوچکتر از یک بدست آمد، بنابراین نیروی برش پایه افزایش نمی‌یابد.

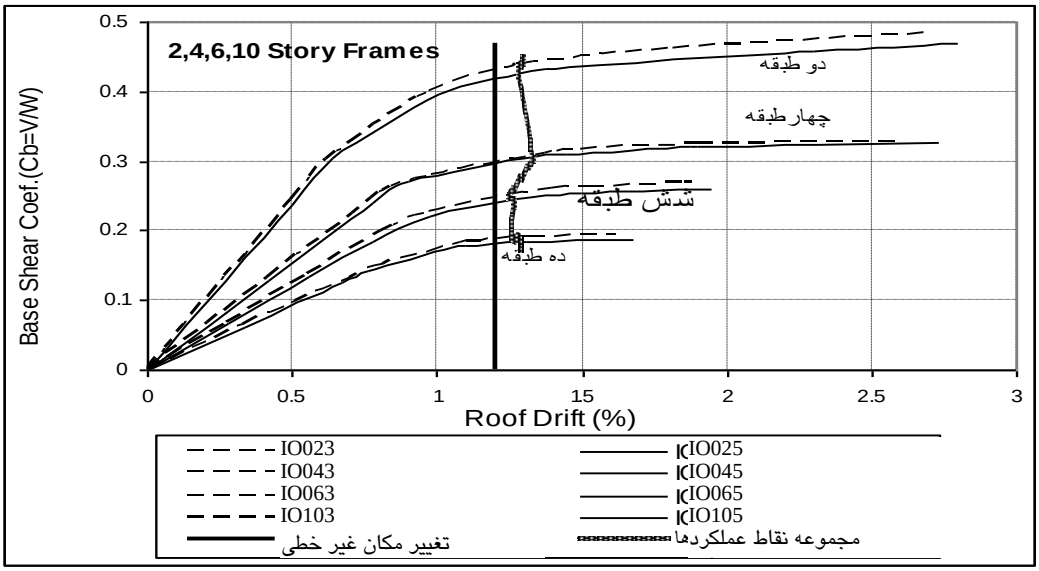
۶- نتایج تحلیل سازه‌ها

بر اساس نتایج حاصل از تحلیلهای غیرخطی برش پایه در چهار سطح تعیین می‌شود ۱) برش پایه طراحی در حد تنش مجاز، ۲) برش نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک، ۳) برش نظیر تغییرمکان آئین‌نامه‌ای و ۴) برش نظیر در نقطه عملکرد که این نقطه بر اساس محل برخورد طیف زلزله طرح (طیف تقلیل یافته) با منحنی ظرفیت سازه بدست می‌آید. از تقسیم این چهار برش پایه بر جرم مؤثر سازه به ترتیب پارامترهای C_W، C_S، C_Yو C_P تعیین می‌شوند. با استفاده از این پارامترها و مطابق جدول ۲ ضریب اضافه مقاومت در نقطه تغییر مکان ضریب اضافه مقاومت در نقطهٔ تغییر مکان مجاز غیرخطی سازه (Ω_Y) و ضریب اضافه مقاومت در نقطهٔ عملکرد سازه (Ω_p) تعیین می‌گردد. در این کار تحقیقی، ضریب اضافه مقاومت به دو جزء تقسیم شده است. جزء اول $\frac{C_S}{C_W}$ مربوط به اضافه مقاومت

سازه در ناحیه الاستیک است(قبل از تشکیل اولین مفصل پلاستیک)، این جزء در اثر اضافه مقاومت مصالح، تیپ‌بندی اعضاء در مرحلهٔ طراحی و دست‌بالا بودن مقاطع بوجود می‌آید. جزء دوم $\frac{C_Y}{C_S}$ یا $\frac{C_P}{C_S}$ است که به ترتیب مربوط به اضافه مقاومت سازه در مرحلهٔ الاستو- پلاستیک تا حد تغییر مکان مجاز غیرخطی و تا نقطهٔ عملکرد سازه می‌باشند و در اثر درجه نامعینی سازه بوجود می‌آیند. با ضرب این دوجزء در یکدیگر ($\Omega_Y = \frac{C_S}{C_W} \times \frac{C_Y}{C_S}$ و $\Omega_P = \frac{C_S}{C_W} \times \frac{C_P}{C_S}$) ضریب اضافه مقاومت سازه در هر سطح حاصل می‌گردد.

در بخشهای ۶-۱ تا ۶-۴ برای چهار گروه سازه‌های مورد بررسی، نمودارها و جداولی از نتایج ارائه گردیده است. شکلهای ۳ تا ۶ نمودارهای منحنی ظرفیت سازه‌ها به همراه محدودیت تغییر مکان غیرخطی مجاز آئین‌نامه‌ای و مجموعهٔ نقاط عملکرد سازه‌ها در برابر زلزلهٔ طرح را نمایش می‌دهند.

۶-۱- ارزیابی ضرایب اضافه مقاومت قابهای خمشی فولادی معمولی، بر اساس آئین نامه ۲۸۰۰



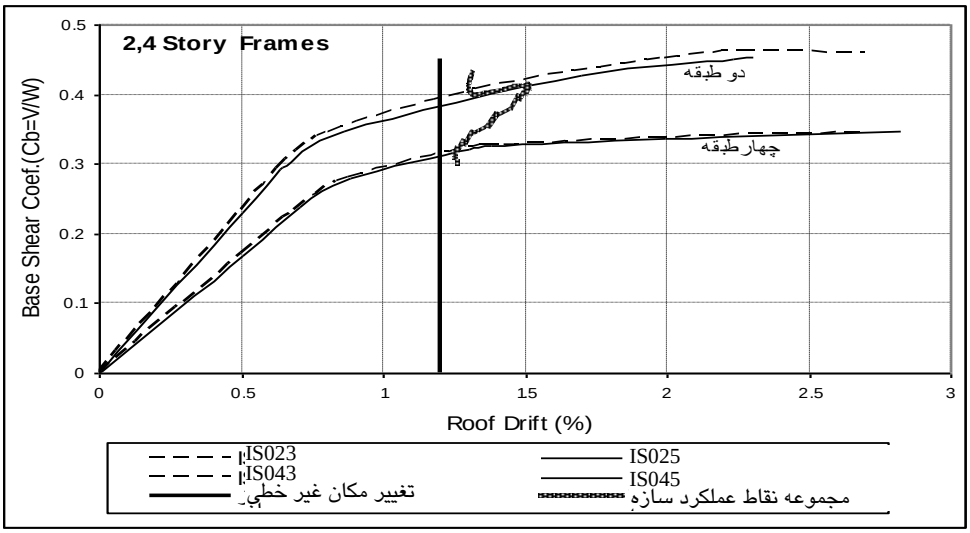
شکل ۳ : منحنی های ظرفیت سازه ها تحت بارگذاری جانبی افزاینده

جدول ۲ : ضرایب اضافه مقاومت قابهای خمشی فولادی معمولی که بر اساس آئین‌نامه ۲۸۰۰ طراحی شده‌اند.

تعداد طبقات	تعداد دهانه ها	نسبت برش پایه به وزن مؤثر: C=V/W				$\frac{C_S}{C_W}$	$\frac{C_Y}{C_S}$	$\frac{C_P}{C_S}$	Ω_Y	Ω_P
		(C_W)	(C_S)	(C_Y)	(C_P)					
(۲)	۳	۰/۱۴۶	۰/۳۰۳	۰/۴۲۶	۰/۴۳۹	۲/۰۸	۱/۴۱	۱/۴۵	۲/۹۲	۳/۰۱
	۵	۰/۱۴۶	۰/۳۰۳	۰/۴۲۰	۰/۴۰۵	۲/۰۸	۱/۳۹	۱/۳۴	۲/۸۸	۲/۷۷
(۴)	۳	۰/۱۲۳	۰/۲۴۶	۰/۲۹۵	۰/۳۲۳	۲/۰۰	۱/۲۰	۱/۳۱	۲/۴۰	۲/۶۳
	۵	۰/۱۲۳	۰/۲۴۱	۰/۲۹۵	۰/۲۹۸	۱/۹۶	۱/۲۲	۱/۲۴	۲/۴۰	۲/۴۲
(۶)	۳	۰/۱۱۷	۰/۱۹۸	۰/۲۴۸	۰/۲۶۱	۱/۶۹	۱/۲۵	۱/۳۲	۲/۱۲	۲/۲۳
	۵	۰/۱۱۷	۰/۱۸۵	۰/۲۴۱	۰/۲۴۶	۱/۵۸	۱/۳۰	۱/۳۳	۲/۰۶	۲/۱۰
(۱۰)	۳	۰/۰۹۰	۰/۱۴۹	۰/۱۸۶	۰/۱۸۸	۱/۶۵	۱/۲۵	۱/۲۶	۲/۰۷	۲/۰۷
	۵	۰/۰۹۰	۰/۱۴۲	۰/۱۸۲	۰/۱۸۴	۱/۵۸	۱/۲۸	۱/۳۰	۲/۰۲	۲/۰۵

یادآوری می شود پارامترهای این جدول در بند ٦ آمده است.

۶-۲- ارزیابی ضرایب اضافه مقاومت قابهای خمشی فولادی ویژه بر اساس آئین نامه ۲۸۰۰



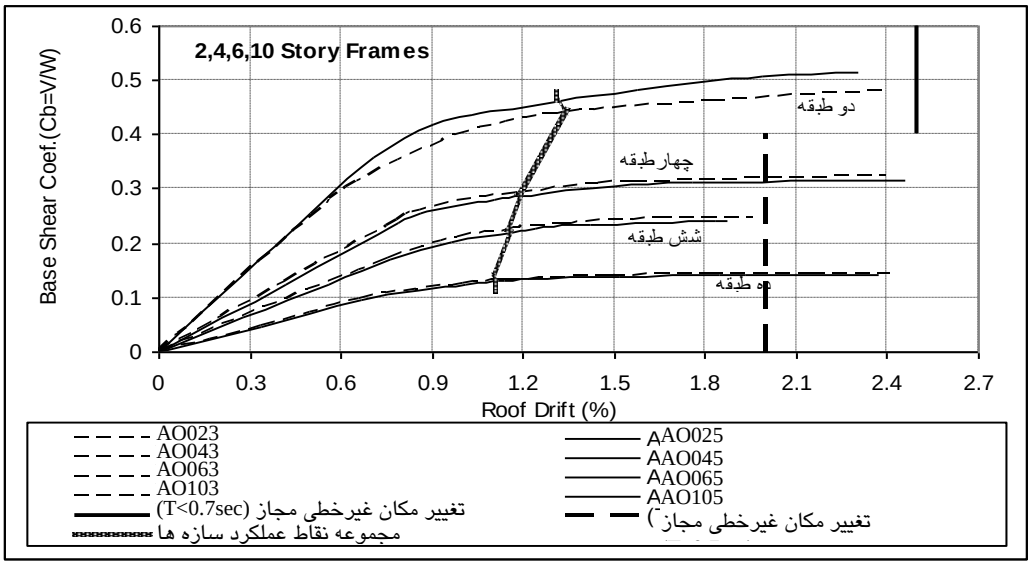
شکل ۴ : منحنی های ظرفیت سازه ها تحت بارگذاری جانبی افزاینده

جدول۳: ضرایب اضافه مقاومت قابهای خمشی فولادی ویژه که بر اساس آئین‌نامه ۲۸۰۰ طراحی شده‌اند.

Ω_P	Ω_Y	$\frac{C_P}{C_S}$	$\frac{C_Y}{C_S}$	$\frac{C_S}{C_W}$	نسبت برش پایه به وزن مؤثر: C=V/W				تعداد دهانه ها	تعداد طبقات
					(C_P)	(C_Y)	(C_S)	(C_W)		
۴/۶۰	۴/۵۱	۱/۳۸۸	۱/۳۶	۳/۳۱	۰/۴۰۳	۰/۳۹۵	۰/۲۹	۰/۰۸۷۵	۳	(۲)
۴/۷۲	۴/۳۸	۱/۴۲۴	۱/۳۲	۳/۳۱	۰/۴۱۳	۰/۳۸۳	۰/۲۹	۰/۰۸۷۵	۵	
۴/۳۰	۴/۲۴	۱/۳۸۱	۱/۳۶	۳/۱۱	۰/۳۱۸	۰/۳۱۳	۰/۲۳	۰/۰۷۳۹	۳	(۴)
۴/۲۴	۴/۲۴	۱/۳۰۷	۱/۳۰	۳/۲۵	۰/۳۱۴	۰/۳۱۳	۰/۲۴	۰/۰۷۳۹	۵	

یادآوری می‌شود پارامترهای این جدول در بند ٦ آمده است.

۶-۳- ارزیابی ضرایب اضافه مقاومت قابهای خمشی فولادی معمولی، بر اساس آئین‌نامه IBC۲۰۰۰



شکل ۵ : منحنی های ظرفیت سازه‌ها تحت بارگذاری جانبی افزاینده

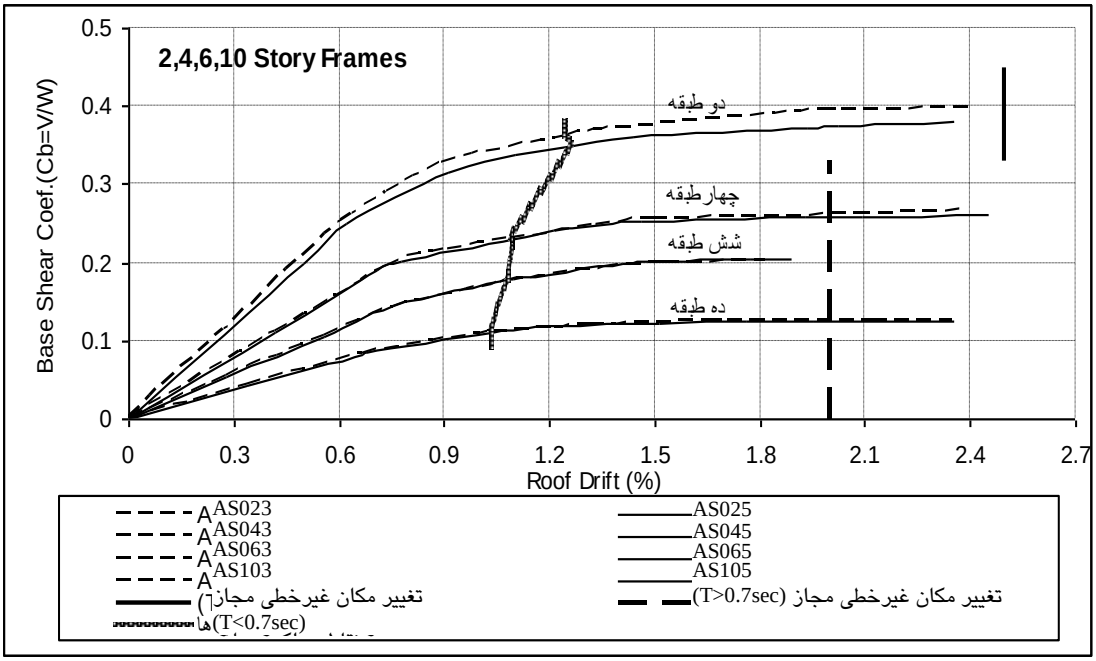
جدول ۴ : ضرایب اضافه مقاومت قابهای خمشی فولادی معمولی که بر اساس آئین‌نامه IBC2000 طراحی شده‌اند.

Ω_P	Ω_Y	$\frac{C_P}{C_S}$	$\frac{C_Y}{C_S}$	$\frac{C_S}{C_W}$	نسبت برش پایه به وزن مؤثر: C=V/W				تعداد دهانه ها	تعداد طبقات
					(C_P)	(C_Y)	(C_S)	(C_W)		
۲/۴۱۰	۲/۶۲۳	۱/۴۵۵	۱/۵۸۴	۱/۶۵۶	۰/۴۴۱	۰/۴۸۰	۰/۳۰۳	۰/۱۸۳	۳	(۲)
۲/۵۱۴	۲/۸۴۲	۱/۲۷۸	۱/۴۴۴	۱/۹۶۷	۰/۴۶۰	۰/۵۲۰	/۳۶۰	۰/۱۸۳	۵	
۲/۲۳۱	۲/۴۵۴	۱/۱۹۳	۱/۳۱۳	۱/۸۶۹	۰/۲۹۰	۰/۳۱۹	۰/۲۴۳	۰/۱۳۰	۳	(۴)
۲/۲۰۸	۲/۴۱۵	۱/۲۰۱	۱/۳۱۴	۱/۸۳۸	۰/۲۸۷	۰/۳۱۴	۰/۲۳۹	۰/۱۳۰	۵	
۲/۳۲۳	۲/۵۷۳	۱/۲۹۷	۱/۴۳۶	۱/۷۹۲	۰/۲۲۳	۰/۲۴۷	۰/۱۷۲	۰/۰۹۶	۳	(۶)
۲/۲۹۲	۲/۵۳۱	۱/۲۸۷	۱/۴۲۱	۱/۷۸۱	۰/۲۲۰	۰/۲۴۳	۰/۱۷۱	۰/۰۹۶	۵	
۲/۱۳۸	۲/۳۳۸	۱/۳۹۰	۱/۵۲۰	۱/۵۳۸	۰/۱۳۹	۰/۱۵۲	۰/۱۰۰	۰/۰۶۵	۳	(۱۰)
۲/۱۳۸	۲/۳۲۳	۱/۰۰۰	۱/۰۸۶	۲/۱۳۸	۰/۱۳۹	۰/۱۵۱	۰/۱۳۹	۰/۰۶۵	۵	

٦ - ٤ - ارزیابی ضرایب اضافه مقاومت قابهای خمشی فولادی ویژه، بر اساس آئین‌نامه IBC۲۰۰۰

جدول ۵ : ضرایب اضافه مقاومت قابهای خمشی فولادی ویژه که بر اساس آئین‌نامه IBC2000 طراحی شده‌اند.

Ω_P	Ω_Y	$\frac{C_P}{C_S}$	$\frac{C_Y}{C_S}$	$\frac{C_S}{C_W}$	نسبت برش پایه به وزن مؤثر: C=V/W				تعداد دهانه ها	تعداد طبقات
					(C_P)	(C_Y)	(C_S)	(C_W)		
۳/۷۲۲	۴/۱۴۴	۱/۴۳۳	۱/۵۹۵	۲/۵۹۸	۰/۳۶۱	۰/۴۰۲	۰/۲۵۲	۰/۰۹۷	۳	(۲)
۳/۵۸۸	۳/۹۶۹	۱/۳۹۸	۱/۵۴۶	۲/۵۶۷	۰/۳۴۸	۰/۳۸۵	۰/۲۴۹	۰/۰۹۷	۵	
۳/۳۳۳	۳/۷۹۳	۱/۱۹۲	۱/۳۵۲	۲/۷۹۷	۰/۲۳۰	۰/۲۶۱	۰/۱۹۳	۰/۰۶۹	۳	(۴)
۳/۳۴۸	۳/۷۳۹	۱/۲۰۹	۱/۳۵۱	۲/۷۶۸	۰/۲۳۱	۰/۲۵۸	۰/۱۹۱	۰/۰۶۹	۵	
۳/۴۵۲	۳/۹۸۴	۱/۲۳۲	۱/۴۲۳	۲/۸۰۱	۰/۱۷۵	۰/۲۰۲	۰/۱۴۲	۰/۰۵۱	۳	(۶)
۳/۵۱۱	۴/۰۶۳	۱/۲۳۶	۱/۴۳۱	۲/۸۴۰	۰/۱۷۸	۰/۲۰۶	۰/۱۴۴	۰/۰۵۱	۵	
۳/۰۰۳	۳/۴۴۴	۱/۲۹۸	۱/۴۸۸	۲/۳۱۴	۰/۱۰۹	۰/۱۲۵	۰/۰۸۴	۰/۰۳۶	۳	(۱۰)
۳/۰۰۳	۳/۴۴۴	۱/۳۱۰	۱/۴۸۸	۲/۳۱۴	۰/۱۰۹	۰/۱۲۵	۰/۰۸۴	۰/۰۳۶	۵	



شکل ۶ : منحنی های ظرفیت سازه‌ها تحت بارگذاری جانبی افزاینده

۷- نتیجه‌گیری

با توجه به تعداد محدود سازه‌های تحلیل شده، نتایج مشروح ذیل قابل مطرح کردن است :

۱. در سازه‌های طراحی شده مطابق آئین‌نامه ۲۸۰۰ ایران، نقطهٔ عملکرد سازه‌ها همواره بعد از حد تغییر مکان مجاز غیرخطی آئین‌نامه (۱/۲ درصد ارتفاع طبقه) رخ می‌دهد در حالیکه در سازه‌های طراحی شده مطابق آئین‌نامه IBC۲۰۰۰ نقاط عملکرد همواره قبل از حد مجاز یاد شده می‌باشند. سازه‌های گروه اول در عمل دارای نقطهٔ عملکردی مناسب و با حاشیه ایمنی تا آستانه فروریزش سازه می‌باشند لیکن به دلیل کم بودن حد مجاز تغییر مکان غیرخطی سازه‌ها، با نقطهٔ عملکردی فراتر از این میزان روبرو هستند، در نتیجه سازه‌ها با وجود داشتن ظرفیت کافی، از نظر آئین‌نامه ۲۸۰۰ مردود شناخته می‌شوند.

۲. در سازه‌های مورد مطالعه، وابستگی مقدار ضریب اضافه مقاومت به ارتفاع سازه‌ها مشهود است، به گونه ای که با افزایش ارتفاع، این پارامتر کاهش می‌یابد.

۳. در آئین‌نامه IBC۲۰۰۰ ضریب اضافه مقاومت، در ترکیبات بارگذاری ویژه ستونها بکار رفته است و در آئین‌نامهٔ ۲۸۰۰ ایران نیز از ضریب ۰/۴R به این منظور استفاده شده است. بدلیل این شباهت، می‌توان ضریب ۰/۴R را به عنوان معیار ضریب اضافه مقاومت سازه‌های طراحی شده بر اساس آئین‌نامهٔ ۲۸۰۰ ایران، بکار برد. به این ترتیب در قابهای خمشی معمولی عدد ۲/۴ و در قابهای خمشی ویژه عدد ۴/۰، معیار کنترل اضافه مقاومت تأمین شده در سازه‌ها می‌باشند. قابهای خمشی معمولی مورد مطالعه که بر اساس آئین‌نامهٔ ۲۸۰۰ طراحی شده‌اند، تا سازه‌های دو طبقه، ضریب اضافه مقاومت معادل ۲/۴ را به خوبی تأمین می‌کنند ولی سازه‌های بلندتر در تأمین این ضریب حدود ۲۵درصد ضعف دارند و قابهای خمشی ویژه به خوبی مقدار عدد ۴/۰ را برآورده می‌کنند. در سازه‌های بلندتر از چهار طبقه به دلیل رعایت محدودیت تغییر مکان جانبی، مقاطع آن به حدی افزایش می‌یابد که منجر به افزایش ۴۰درصدی وزن سازه می‌گردد، و بنظر می‌رسد مقولهٔ غیراقتصادی بودن آن مطرح می‌گردد.

۴. ضریب اضافه مقاومت در قابهای خمشی معمولی که بر اساس IBC۲۰۰۰ طراحی شده‌اند مقادیری مشابه آئین‌نامه ایران نتیجه می‌دهد و در تأمین ضریب اضافه مقاومتی معادل ۳ (مطابق آئین‌نامهٔ فوق) حدود ۲۵درصد ضعف دارد. قابهای خمشی ویژه دارای مقاومت الاستیک بسیار بالاتری نسبت به میزان عدد ۳ هستند. با توجه به محدودیت تعداد سازه‌های بررسی شده چنین به نظر می‌رسد که این مقدار اضافه مقاومت برای قابهای خمشی فولادی ویژه، مقدار کمی است و این سازه‌ها نیاز به ضریب اضافه مقاومت بیشتری دارند تا بتوانند عملکرد مناسبی در برابر زلزلهٔ طرح از خود نشان دهند.

۸- مراجع

[۱] Uang, C.M., "Establishing R (or R_w) and C_d Factors for building Seismic provisions." J. strct. Engrg., Vol. 117 , No. 1, PP. 19-28, ASCE, 1991b

[۲] Whittaker, A. S., Uang, C.-M., and Bertero, V. V. (1989). "Experimental behavior of a dual steel system." J. Struct. Engrg., ASCE, 115(1), 183-200

[۳] Assaf, A. F. (1989), "Evaluation of structural overstrength in steel building systems." Thesis presented to Northeastern University , at Boston, Mass.

[۴] Calderoni, B. and Ghersi, A. and Rinaldi, Z. (1996) "Statistical Analysis of Seismic Behaviour of Steel Frames: Influence of Overstrength" J. Construct. Steel Res. Vol. 39, No. 2, pp. 137-16101.

[۵] Whittaker, A., Hart, G. and Rojahn, C.(1999) "Seismic Response Modification Factor"J. Struct. Engrg. Vol. 125, No.4, PP.438-443

[۶] Uang, C.M., 1993 "Evaluation of two – level seismic design procedure" Earthquake Spectra, 9. 121-135

[۷] FEMA. "NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings" (1997 edition): part 1_provisions; part 2_commantry. Washington DC: BSSC, 1997.

[۸] Song, S.H., and Wen Y.K. (2000). "Redundancy of Dual Systems Under Earthquake Loads." 8th ASCE Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability. PMC2000-145.

[۹] Applied Technology Council (ATC) (1994), "A critical review of current approached to earthquake – resistant design." Final Draft, ATC-34, Redwood city, Calif

[۱۰] International Code Council, INC., Southern Building Code Congress International, INC., International Conference of Building Officials. & Building Officials and Administrators International, INC. "International Building Code"

[۱۱] Bertero, R. D. and Bertero, V. V. (1999), "Redundancy in Earthquake – Resistant Design" ASCE, J. Struct. Engrg. Vol. 125(1), PP. 81-88

[۱۲] Miranda, E., and Bertero, V. V. (1994). "Evaluation of strength reduction factors for earthquake – resistant design." Earthquake Spectra, 10(2), 357-379

[۱۳] Uang, C.M. "Seismic force reduction and displacement amplification factors" 10th world conference of earthquake engineering. Madrid, Spain, 1992, PP. 5875-5880

[۱۴] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن؛ "آئین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ایران)" ویرایش ۲؛ نشریه شماره ۲۵۳؛ چ۵؛ تهران: مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن؛۱۳۷۹.

[۱۵] مقررات ملی ساختمان؛"مبحث ششم: بارهای وارد بر ساختمان "دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان؛ چ۱

[۱۶] مقررات ملی ساختمانی ایران؛ "مبحث۱۰: طرح و اجرای ساختمانهای فولادی "دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان؛

۹- زیرنویسها

1. V. V. Bertero
2. C. Rojahn
3. A. S. Whittaker
4. A. F. Assef
5. B. Calderoni
6. D. Bonowitz