

# بررسی ضریب رفتار ساختمانهای بتنی مسلح در تحلیل لرزه ای

احمد شوشتری<sup>۱</sup>، حامد غزنوی زاده<sup>۲</sup>

۱- احمد شوشتری، دانشگاه فردوسی مشهد، تلفن: ۰۵۱۱-۸۸۱۵۱۰۰ (داخلی ۶۰۳)

۲- حامد غزنوی زاده، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، تلفن: ۰۵۱۱-۸۷۹۰۷۹۰

## خلاصه

در این مقاله به منظور بررسی چگونگی محاسبه ضریب رفتار R مربوط به سازه های بتنی و همچنین بررسی تاثیرات مشخصات هندسی و مشخصات سازه ای بر روی این ضریب، چند ساختمان بتنی مسلح با طبقات مختلف و طراحی شده بر اساس آیین نامه بتن ایران (آبا) مورد تحلیل لرزه ای بارافزون انطباقی قرار گرفته و ضرایب R بدست آمده است. همچنین به منظور بررسی تاثیر میانقابهای آجری بر این ضرایب، ضرایب R مربوط به ساختمانی که دارای میانقاب آجری می باشد محاسبه شده است. مقایسه نتایج حاصله با ضرایب رفتار (R) پیشنهادی آیین نامه ۲۸۰۰ (نشر سوم) نشان دهنده عدم تطبیق آنان در تمامی موارد است.

کلمات کلیدی: تحلیل لرزه ای، تحلیل بار افزون انطباقی، ضریب رفتار R، ساختمان های بتن مسلح، میانقابهای آجری

## مقدمه

اخیراً بیشتر آیین نامه های لرزه ای، ضرایب رفتار را در تعریف نیروهای جانبی معادل به کار می برند که این نیروها برای طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله استفاده می شوند. ضریب رفتار (R) برای کاهش طیف طراحی کشسان خطی به منظور در نظر گرفتن ظرفیت اتلاف انرژی سازه استفاده می شود. در نتیجه نیروی طرح از تقسیم نیروی ارتجاعی زلزله بر ضریب رفتار بدست می آید. یعنی:

$$V = \frac{V_e}{R} \quad (1)$$

طراحی لرزه ای استفاده از مفاهیم جذب و اتلاف انرژی را برای کاهش نیروهای طراحی به منظور صرفه جویی اقتصادی ممکن می سازد. با توجه به مطلب فوق که نیروهای طراحی خارج قسمت نیروهای کشسان و ضریب رفتار هستند، می توان نتیجه گرفت که این ضریب یک نقش کلیدی و اساسی در پردازش طراحی لرزه ای ایفا می کند.

با جستجو در متون فنی و علمی در می یابیم که اثری از یک روش مدون و منطقی یکسان برای تعیین ضریب R یافت نمی شود. به نظر می رسد جدول ضریب R در آیین نامه های مختلف کاملاً سلیقه ای تعیین شده باشد و در تعیین این ضرایب سعی شده است حتی الامکان نیروی طرح با آنچه قبلاً محاسبه می شده است، تطابق داشته باشد. از این رو، در این مقاله به بررسی تعیین ضرایب رفتار در نشر سوم آیین نامه ۲۸۰۰ ایران پرداخته تا در آینده عملکرد مطمئن تری در طراحی سازه ها داشته باشیم.

## پاسخ نیرو - تغییر مکان سازه ها [1]:

یک ارتباط کلی نیرو - تغییر مکان برای یک قاب سازه ای در شکل ۱ نشان داده شده است. این رابطه پاسخ قاب سازه ای را برای افزایش یکنواخت تغییر مکانها تشریح می کند. برای هدف طراحی، این رابطه غیر خطی اغلب توسط یک رابطه دو خطی ایده آل تقریب زده می شود. دو نوع تقریب دو خطی بطور گسترده برای برآورد نیروها و تغییر مکانهای گسیختگی می توانند استفاده شوند که این دو روش عموماً نتایج مشابهی برای اکثر سیستمهای قابی شکل پذیر بدست می دهند.

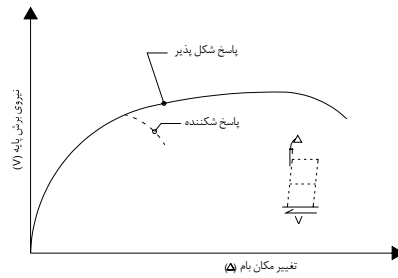
اولین تقریب توسعه یافته برای مشخصه های رابطه بار - تغییر مکان مربوط به عناصر بتنی مسلح (پانولی و پریستلی) [2]، یک مقاومت گسیختگی برای قاب  $(V_y)$  فرض می کند. سختی کشسان از نقطه تقاطع منحنی نیرو - تغییر مکان واقعی با نیروی مطابق با  $0.75(V_y)$  بدست می آید. تخمین سختی کشسان (K) در شکل (۲-الف) نشان داده شده است.

روش دوم استفاده شده برای تقریب رابطه نیرو - تغییر مکان یک قاب، عموماً روش انرژی معادل می باشد. این روش فرض می کند که سطح زیر منحنی و سطح زیر خط تقریب با هم برابرند. این تقریب دو خطی در شکل (۲-ب) نشان داده شده است. منحنی غیر خطی که در شکل ۲

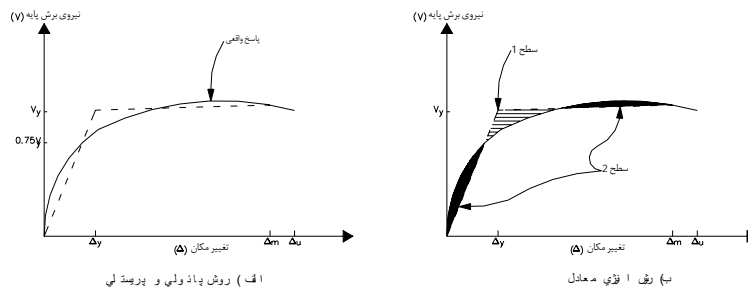
<sup>۱</sup> استادیار دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد

<sup>۲</sup> دانشجوی کارشناسی ارشد گرایش سازه، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد

مشاهده شده توسط موارد زیر تشریح می‌گردد: نیروی گسیختگی یا جاری شدن ( $V_y$ )، تغییر مکان گسیختگی ( $\Delta Y$ )، نیروی حداکثر ( $V_0$ )، تغییر مکان مطابق با حالت حدی ( $\Delta m$ ) و تغییر مکان درست در لحظه قبل از شکست و خرابی ( $\Delta u$ )



شکل ۱- رابطه برش پایه در مقابل تغییر مکان بام [1]



شکل ۲- تقریب های دو خطی رابطه نیرو - تغییر مکان [1]

### ضرایب اصلاح پاسخ R [1]:

در این مقاله برای محاسبه ضرایب اصلاح پاسخ، از فرمول ATC-19 استفاده می‌شود. راهنمای ATC-34 یک فرمول جدید برای R ارائه کرد که در آن R بعنوان حاصلی از سه ضریب بصورت زیر بیان شده است:

$$R = R_S R_\mu R_R \quad (2)$$

که در آن:  $R_S$  ضریب مقاومت وابسته به پرورد،  $R_\mu$  ضریب شکل‌پذیری وابسته به پرورد و  $R_R$  ضریب قیود اضافی می‌باشد.

### ضریب مقاومت $R_S$ [1]:

آنچه در گزارش ATC-19 بیان شده است اینست که جهت یافتن مقاومت یک سازه یا قاب سازه‌ای از تحلیل استاتیکی غیر خطی استفاده شود. روش بکار برده شده جهت برآورد مقاومت یک سازه درست است، ولی تحلیلگر نیاز به انتخاب یک حالت حدی پاسخ دارد. پاسخهای حدی کلی شامل حداکثر تغییر مکان بین طبقه‌ای و حداکثر چرخش مفاصل مومسان می‌باشند. مراحل این روش به ترتیب زیر هستند:

- ۱- با استفاده از تحلیلهای استاتیکی غیر خطی، رابطه برش پایه - تغییر مکان بام را برای یک سازه بوجود می‌آوریم.
- ۲- در تغییر مکان بام مطابق با حالت حدی پاسخ، نیروی برش پایه  $V_0$  در سازه محاسبه شود. مقاومت ذخیره شده سازه برابر است با اختلاف

$$V_0, (V_d)$$

بین برش پایه طراحی  $V_0$  و  $V_d$ ، ضریب مقاومت با استفاده از فرمول زیر محاسبه می‌شود:

$$R_s = \frac{V_0}{V_d} \quad (3)$$

### ضریب شکل‌پذیری $R_\mu$ [1]:

شکل‌پذیری با توجه به توانایی یک قاب‌سازه‌ای در محدوده بعد از حد کشسان برای نیروی قابل توجه مقاوم و جذب انرژی توسط رفتار غیر کشسان، تشکیل می‌شود. شکل‌پذیری تغییر مکانی در حد فاصل بین  $\Delta_m$ ،  $\Delta_y$  تعریف می‌شود. حداکثر شکل‌پذیری تغییر مکانی اختلاف بین  $\Delta_y$ ،  $\Delta_u$  می‌باشد. و نسبت شکل‌پذیری تغییر مکانی عموماً به صورت نسبت  $\Delta_m$  به  $\Delta_y$  تعریف می‌شود:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (4)$$

با مشخص شدن نسبت شکل‌پذیری  $\mu$  طبق رابطه (4) هم‌اکنون بدنیال یافتن فرمولی برای محاسبه ضریب شکل‌پذیری و ایجاد یک رابطه بین شکل‌پذیری تغییر مکانی و ضریب شکل‌پذیری هستیم. ارائه فرمولی مناسب برای محاسبه ضریب شکل‌پذیری یکی از موضوعاتی بوده است

که در سالهای اخیر محققین مختلفی را بر آن داشته است تا تحقیقات زیادی را در این مقوله انجام دهند. از میان تحقیقات به عمل آمده، توصیه ATC-19 روابط گسترش یافته توسط نیومارک و هال، کراوینکلرو نسا، میراندا و برترو می‌باشند که جهت یافتن ضریب شکل‌پذیری در زیر تشریح و تفسیر می‌گردند.

### تحقیقات نیومارک و هال: [۳ و ۱]

نیومارک و هال با توجه به زمانهای تناوب اصلی سازه (T) روابطی را برای یافتن ضریب شکل‌پذیری یک سازه یک درجه آزادی با رفتار کشسان - مومسان به شکل زیر معرفی می‌کنند:

برای فرکانسهای بیشتر از ۳۳ هرتز (پریودهای کمتر از 0.03 ثانیه):

$$R_{\mu} = 1 \quad T < 0.03_{Sec} \quad (5)$$

برای فرکانسهای بین 2 هرتز و 8 هرتز (پریودهای بین 0.12 و 0.5 ثانیه):

$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \quad 0.12 < T < 0.5_{Sec} \quad (6)$$

برای فرکانسهای کمتر از 1 هرتز (پریودهای بزرگتر از 1 ثانیه):

$$R_{\mu} = \mu \quad T > 1_{sec} \quad (7)$$

### تحقیقات کراوینکلر و نسا: [4 و 1]

کراوینکلرونسا یک رابطه  $R_{\mu} - \mu - T$  را برای سیستمهای یک درجه آزادی روی زمینهای سنگی یا خاکی سخت گسترش دادند. آنها رابطه‌ای را برای محاسبه ضریب شکل‌پذیری ارائه دادند که برحسب مقادیر مختلف زمان تناوب سازه (T) و شیب منحنی نیرو - تغییر مکان در قسمت ثانویه ( $\alpha$ ) تغییر می‌کند.

$$R_{\mu} = [c(\mu - 1) + 1]^{\frac{1}{c}} \quad (8)$$

$$c(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \quad (9)$$

پارامترهای a و b برای نسبتهای سخت شونده کرنشی متفاوت ( $\alpha$ ) به طریق زیر بدست می‌آیند.

$$\alpha = 0\% : a = 1.00 \quad , \quad b = 0.42$$

$$\alpha = 2\% : a = 1.00 \quad , \quad b = 0.37$$

$$\alpha = 10\% : a = 1.00 \quad , \quad b = 0.29$$

توجه شود که  $\alpha = 0\%$  مطابق است با یک سیستم کشسان - مومسان. برای مقادیر مختلف  $\alpha$  از درونیایی خطی استفاده می‌شد.

### تحقیقات میراندا و برترو: [5 و 1]

میراندا و برترو در سال ۱۹۹۴ روابط  $R_{\mu} - \mu - T$  گسترش یافته توسط تعدادی از محققین از جمله: نیومارک و هال، ریدل و نیومارک و کراوینکلر و نسا را خلاصه‌سازی کردند. به علاوه معادلات عمومی  $R_{\mu} - \mu - T$  را برای زمینهای سنگی، رسوبی (آبرفتی) و خاکی نرم گسترش دادند. این روش نسبت به دو روش قبلی جدیدتر می‌باشد و طبق توصیه ATC-19 در بین سه روش پیشنهادی از درجه اعتبار بالاتری برخوردار است.

فرمول محاسبه ضریب شکل‌پذیری بر حسب زمان تناوب سازه و محل قرارگیری ساختمان مورد نظر به صورت زیر است:

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \quad (10)$$

$$\Phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} e^{-105(\ln(T) - 0.6)^2} \quad (11) \quad \text{برای زمینهای سنگی}$$

$$\Phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} e^{-2(\ln(T) - 0.2)^2} \quad (12) \quad \text{برای زمینهای رسوبی یا آبرفتی}$$

$$\Phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} e^{3\left(\ln\left(\frac{T}{T_g}\right) - 0.25\right)^2} \quad (13) \quad \text{برای زمینهای خاکی نرم}$$

ضریب قید اضافی ( $R_R$ ): [1]

یک سامانه مقاوم در برابر زلزله باید دارای قابهای مقاومی باشد که نقش انتقال بارهای لرزه‌ای و نیروهای اینرسی ناشی از زمین لرزه را به پی ساختمان دارا باشند. ضریب قید اضافی، افزایش درجه اطمینان در سیستمهای لرزه‌ای را که از چندین قاب قائم مقاوم برخوردارند محدود می‌سازد. خاطر نشان می‌کند تاکنون راه‌حل دقیقی برای محاسبه ضریب قید اضافی ارائه نشده است، ولی آنچه در ATC-19 توصیه شده است، معرفی مقادیر مختلف این ضریب برحسب پانلهای مقاوم سازه در برابر بارهای لرزه‌ای می‌باشد که در جدول ۱ ارائه شده است.

جدول 1- مقادیر مختلف ضریب قید اضافی برای استفاده در طراحی طبق توصیه ATC-19 [1]

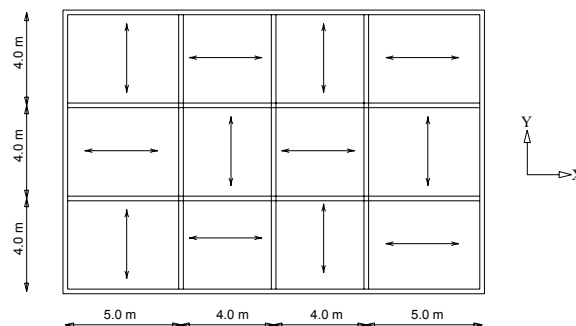
تعداد پانل‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی	ضریب قید اضافی ( $R_R$ )
2	0.71
3	0.86
4	1

### بررسی ضرایب رفتار سازه های بتن مسلح دارای ارتفاعهای مختلف:

سازه‌هایی که به لحاظ ارتفاعی با یکدیگر متفاوت می‌باشند، رفتار لرزه‌ای متفاوتی را از خود نشان می‌دهند. این مسئله در سازه‌هایی که سیستم مقاوم لرزه‌ای آنها سیستم قاب خمشی است بسیار مهم می‌باشد چرا که انعطاف پذیری این سازه‌ها نسبت به سازه‌های دارای دیوار برشی بسیار بیشتر بوده و در نتیجه تأثیر اختلاف ارتفاع بر عملکرد اینگونه سازه‌ها باید مورد توجه قرار گیرد. بدین لحاظ برای تعیین سازه‌های نمونه مورد نظر که تنها با سیستم قاب خمشی در مقابل نیروهای جانبی مقاومت می‌نمایند، انتخاب ساختمانهای کوتاه مرتبه متداول مناسب می‌باشد. از سوی دیگر ضرورت توجه به تأثیر ارتفاع بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتنی کاملاً حائز اهمیت می‌باشد اما با این حال تنها ضابطه عملی آیین نامه ۲۸۰۰ [۱] در مورد اکثر سازه‌های پر مصرف به لحاظ ارتفاع و جنس زمین (ارتفاع تا حدود ساختمان ۷،۸ طبقه و جنس زمین III)، تفاوتی بین سازه‌های دارای ارتفاع متفاوت برای تعیین نیروهای زلزله قائل نمی‌شود و ضریب رفتار در آیین نامه ۲۸۰۰ برای کلیه سازه‌ها تا ارتفاع مجاز ۵۰ متر یکسان در نظر گرفته می‌شود.

### انتخاب ساختمانهای مورد بررسی:

با توضیحات فوق سه ساختمان ۴، ۸ و ۱۲ طبقه بعنوان ساختمانهای نمونه، برای ارزیابی رفتار سازه‌های بتن مسلح معمولی (ساختمانهای دارای ارتفاع متفاوت و بدون دیوار برشی) جهت بررسی در این پژوهش انتخاب می‌شوند. ساختمانهای مزبور مسکونی بوده و دارای پلان یکسان به ابعاد ۱۸×۱۲ متر بصورت شکل 3 می‌باشند، ارتفاع طبقه همکف ۳/۸ متر و ارتفاع سایر طبقات ۳/۲ متر در نظر گرفته شده است.



شکل 3- پلان سازه‌های نمونه مورد بررسی به همراه نمایش موقعیت قابهای خمشی و جهت تیرچه ریزی سقفها

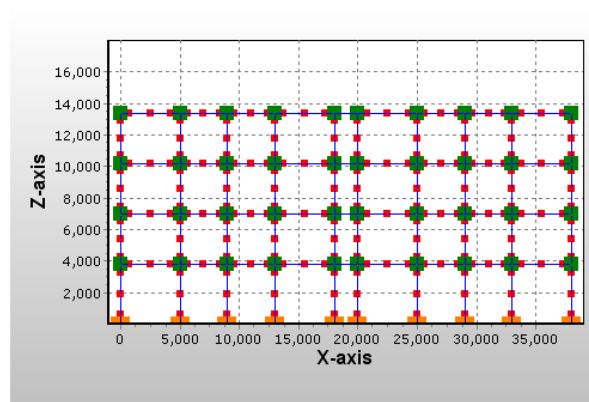
### تحلیل و طراحی ساختمانهای نمونه:

برای تحلیل سازه جهت طراحی از نرم افزار SAP2000 [6] استفاده شده است. برای طراحی هر یک از سازه‌ها با در نظر گرفتن ابعاد تقریبی برای تیر و ستونها، تحلیل سازه صورت پذیرفته و آنگاه با کنترل نتایج بدست آمده در یک فرآیند سعی و خطائی بر اساس ضوابط آیین نامه‌های ۲۸۰۰ [۱] و آبا [۲] ابعاد مقاطع و مقدار آرماتور مورد نیاز هر مقطع بصورت بهینه برای هر عضو بدست آمده است (با استفاده از برنامه SAP2000). خاطر نشان می‌کند در طراحی‌های مزبور، ویژگی‌های سازه‌های با انعطاف پذیری متوسط مندرج در آیین نامه بتن ایران مدنظر قرار گرفته است. سرانجام مقاطع طوری تیپ بندی شده اند که ضمن اجرائی بودن، حتی الامکان با نتایج حاصل از طراحی مطابقت داشته باشند. بر این اساس تیپ بندی تیرها و ستونها در هر طبقه برای هر سازه صورت پذیرفته است.

### مدلسازیهای انجام شده جهت تحلیل استاتیکی غیر خطی:

پس از تعیین مشخصات سازه‌های نمونه مورد بررسی، حال به مدلسازی این سازه‌ها توسط نرم افزار Seismostruct [7] خواهیم پرداخت. هدف از مدلسازی توسط این نرم افزار انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی بارافزون انطباقی و ترسیم نمودار برش پایه در برابر تغییر مکان بام

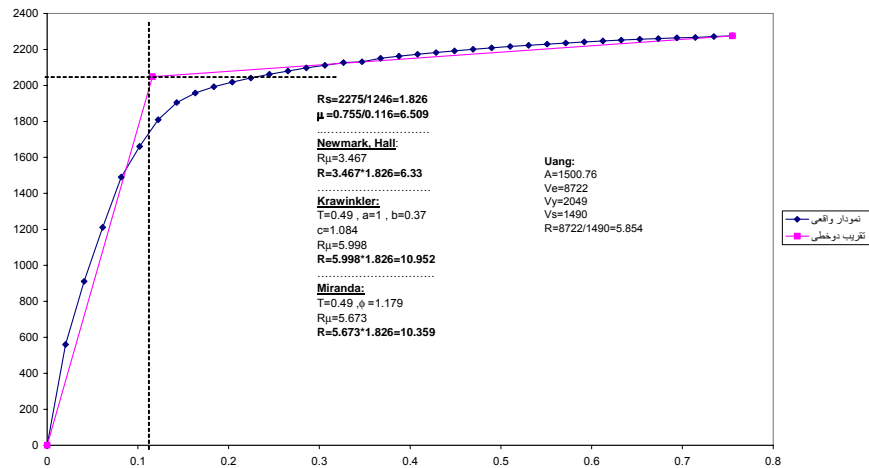
سازه های مورد نظر می باشد. در این بخش تحلیل دو بعدی سازه های نمونه را مورد بررسی قرار می دهیم. با مد نظر قرار دادن توضیحات فوق مدلسازی سازه های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه در دو جهت X و Y انجام شده، مقاطع تیرها و ستونها مطابق آنچه که طراحی شده است اعمال گردیده اند. شکل ۴ بعنوان نمونه مدل مربوط به سازه ۴ طبقه در جهت X را نشان می دهد.



شکل ۴- مدل ساخته شده توسط نرم افزار Seismostruct برای ساختمان ۴ طبقه در جهت X

#### ترسیم نمودار برش پایه- تغییر مکان بام و محاسبه ضرایب رفتار:

پس از به اتمام رسیدن مدلسازی سازه ها، تحلیل غیرخطی استاتیکی بار افزون انطباقی برای این مدلها انجام گرفته و نمودارهای برش پایه در برابر تغییر مکان بام ترسیم شده اند. این نمودارها در ابتدا بصورت خطی بوده و سپس وارد مرحله غیر خطی می شوند و تا حد گسیختگی یا ناپایداری سازه ها پیش می روند که در این هنگام تحلیل متوقف می شود. پس از ترسیم نمودارها، ضرایب رفتار سازه ها توسط روشهایی که مورد بحث قرار گرفتند، محاسبه شده اند. شکل ۵ بطور نمونه نمودار برش پایه در برابر تغییر مکان بام سازه ۴ طبقه را در جهت X و برای زمان تناوب تجربی یا طراحی (Tdes) به تصویر کشیده است. در این شکل همچنین تقریب دو خطی نمودار و نحوه محاسبه ضرایب رفتار توسط روش پیشنهادی ATC-19 و روش پیشنهادی یانگ ملاحظه می شوند.



شکل ۵- نمودار برش پایه در برابر تغییر مکان بام برای سازه ۴ طبقه در جهت X با استفاده از Tdes

در بخشهای قبلی ملاحظه شد که ضرایب رفتار برای ساختمانهای نمونه مورد بررسی با زمانهای تناوب اصلی متفاوت و توسط ۴ روش نیومارک- هال، کراوینکلر- ناسار، میراندا- برترو و یانگ [8] محاسبه شدند. به منظور مقایسه اعداد بدست آمده و نتیجه گیری، کلیه اطلاعات و ضرایب محاسبه شده در جدول ۲ آمده اند و با توجه به اینکه ضریب رفتار طراحی ساختمانهای مورد بررسی برای سیستم قاب خمشی بتنی متوسط طبق ویرایش سوم آیین نامه ۲۸۰۰ برابر ۷ می باشد، بایستی ضرایب بدست آمده با این عدد ۷ مقایسه شوند. بدین منظور همانطور که در جدول ۲ ملاحظه می شود در یک ستون میانگین ضرایب رفتار حاصل از ۴ روش محاسباتی (Rave) نوشته شده است، همچنین نسبت میانگین ضرایب رفتار حاصل از ۴ روش محاسباتی به ضریب رفتار طراحی گرد آوری شده اند.

جدول ۲- ضرایب رفتار محاسبه شده توسط روشهای مختلف برای سازه های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه و مقایسه آنها

سازه مدل	جهت	ضریب رفتار محاسباتی با استفاده از روشهای مختلف Rcal				ضریب طراحی Rdes	میانگین روش محاسباتی Rave	Rave/Rdes
		Newmark Hall	Krawinkler Nassar	Miranda Bertero	Uang			

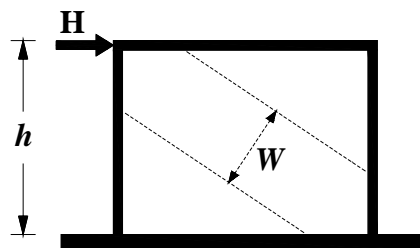
4 Story	x	6.33	10.95	10.36	5.854	7	8.374	1.196
		7.58	12.08	11.45	5.854	7	9.243	1.320
		10.59	13.46	11.26	5.854	7	10.288	1.470
	y	5.758	10.2	9.245	6.195	7	7.851	1.122
		7.024	11.38	10.54	6.195	7	8.784	1.255
		9.761	12.75	12.67	6.195	7	10.344	1.478
8 Story	x	6.563	8.649	9.055	7.545	7	7.953	1.136
		7.723	8.891	9.55	7.545	7	8.427	1.204
		7.723	8.998	9.28	7.545	7	8.387	1.198
	y	6.946	9.277	9.576	6.212	7	8.003	1.143
		8.352	9.636	10.15	6.212	7	8.588	1.227
		8.352	9.791	10.03	6.212	7	8.597	1.228
12 Story	x	6.588	7.694	8.123	8.481	7	7.722	1.103
		6.588	7.711	7.717	8.481	7	7.624	1.089
		6.588	7.727	7.342	8.481	7	7.535	1.076
	y	5.719	6.712	7.009	8.195	7	6.909	0.987
		5.719	6.773	6.698	8.195	7	6.846	0.978
		5.719	6.765	6.304	8.195	7	6.746	0.964

#### تأثیر میانقاب های آجری بر ضرایب رفتار سازه های بتن مسلح:

به قابهای ساختمانی که درون آنها با دیوارهای بنائی پر شده باشد قاب میان پر گفته می شود مصالح پر کننده ممکن است از نوع آجری و یا بتنی باشند که به آنها میانقاب نیز گفته می شود. عبارت دیگر معمولاً در هر ساختمان دیوارهایی وجود دارد که برای جداکردن فضاهای مختلف از همدیگر (فضابندی) مورد استفاده قرار می گیرند، چنانچه این دیوارها در درون یک قاب واقع شوند در این صورت به آنها جداگرهای میانقابی اطلاق می شود. هنگامی که درون قابی با دیوار پر شود خواص مکانیکی آن در برابر نیروهای جانبی نظیر سختی، مقاومت و شکل پذیری به طور چشمگیری تغییر می کند به گونه ای که نمی توان با جمع ساده خواص قاب خالی و دیوار تنها به این خواص دست یافت تفاوت رفتار قاب های میان پر با قاب های لخت خود باعث تغییر رفتار سازه می گردد. به طوریکه وجود میانقاب ها به نحویکه در زلزله ها مشاهده شده، ممکن است اثرات مطلوب و یا نامطلوبی بر روی رفتار لرزه ای سازه ها داشته باشد. بنابراین در صورت عدم توجه به تأثیر میانقاب ها بر رفتار سازه، نتایج تحلیل های غیر خطی، غیر واقعی و نادرست خواهد بود.

#### روش نیمه تجربی مین استون جهت مدلسازی بصورت خرپای فشاری قطری [9]:

مین استون با توجه به تأثیر پارامتر سختی نسبی میانقاب به قاب  $(\lambda_h)$  رابطه نیمه تجربی زیر را برای محاسبه عرض موثر پیشنهاد نموده است. عرض موثر میانقاب (W) مطابق شکل ۶ عرض ناحیه ای از میانقاب است که تحت فشار در بین دو کنج فشرده شده بوجود آمده است.



شکل ۶- روش مین استون برای تعیین عرض موثر میانقاب

$$\frac{W}{d} = 0.175(\lambda_h \cdot h)^{-0.4} \quad (14)$$

که  $(\lambda_h)$  معرف نسبت سختی لهدیگی پر کننده به صلبیت خمشی ستون است و برابر است با:

$$\lambda_h = 4 \sqrt{\frac{E_i \cdot t \cdot \sin 2\theta}{4E_f \cdot I_f \cdot h}} \quad (15)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{h}{l} \right) \quad (16)$$

در روابط فوق  $w$  عرض موثر میانقاب،  $d$  طول قطر میانقاب،  $h$  ارتفاع میانقاب،  $\theta$  زاویه بین قطر میانقاب با راستای افق مطابق با رابطه (۳-۵)،  $E_i$  مدول الاستیسیته مصالح پرکننده،  $E_f I_f$  صلبیت خمشی قاب،  $t$  ضخامت پرکننده و  $l$  طول میانقاب می باشند. برای محاسبه سختی قاب میانقاب را با یک قید فشاری معادل جایگزین ساخت که مساحت آن برابر است با:

$$A_e = w \cdot t \quad (17)$$

با توجه به نحوه محاسبه برش پایه معادل زلزله، توسط آیین نامه در پاره ای از ساختمانهای دارای میانقاب با توجه به جنس زمین محل سازه، چنانچه پیوند سازه کمتر از مقدار معلومی باشد دیگر تفاوتی در نیروی اعمالی به سازه در دو حالت سازه دارای میانقاب و سازه بدون میانقاب وجود نخواهد داشت لذا توصیه آیین نامه در این گونه سازه ها بی تأثیر می باشد لازم به توضیح است که در خصوص انتخاب ضریب رفتار ( $R$ ) در آیین نامه ۲۸۰۰ ایران هیچگونه اشاره ای به وجود یا عدم وجود میانقاب ها نشده است و انتخاب ضریب  $R$  فقط وابسته به نوع سیستم سازه ای می باشد، لذا ضروری بنظر می رسد تأثیر میانقاب ها بر روی این ضرایب مورد بررسی قرار گیرد.

### انتخاب ساختمان مورد بررسی:

ضرورت توجه به تأثیر میانقاب ها بر رفتار لرزه ای سازه های بتنی کاملاً حائز اهمیت می باشد اما با این حال تنها ضابطه عملی آیین نامه ۲۸۰۰ [۱۱] در مورد اکثر سازه های پر مصرف به لحاظ ارتفاع و جنس زمین، تفاوتی بین سازه با در نظر گرفتن میانقاب و یا بدون در نظر گرفتن آن برای تعیین نیروهای زلزله قائل نمی شود. با این توضیح ساختمان ۴ طبقه بعنوان ساختمان نمونه، برای ارزیابی رفتار سازه های بتنی مسلح معمولی (عموماً ساختمانهای کم ارتفاع و بدون دیوار برشی) که دارای میانقاب بوده اما به طور معمول اثر میانقاب ها در طراحی آنها منظور نمی شود جهت بررسی در این مقاله انتخاب می شود. پلان و مشخصات ساختمان مزبور همان پلان به کار برده شده در قبل می باشد با این تفاوت که در دو قاب خارجی پلان و در جهت  $X$  و در تمام طبقات آن میانقاب ها استقرار یافته اند.

### طراحی ساختمان مورد بررسی:

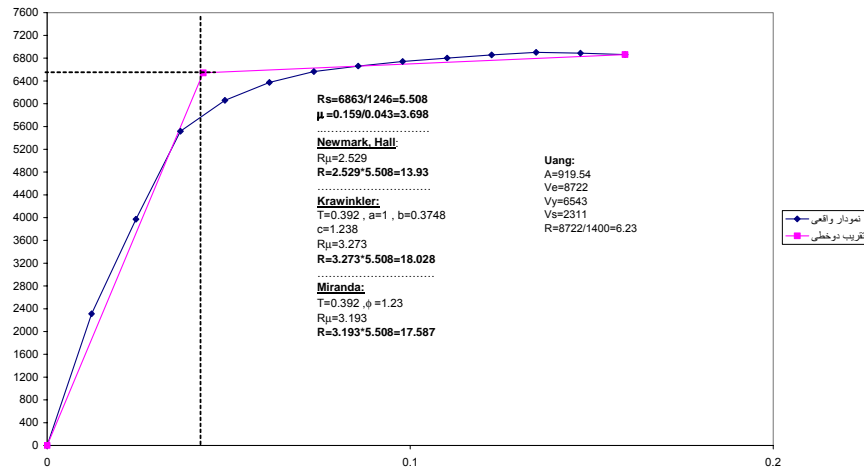
همانطوریکه اشاره شد، طراحی ساختمان مورد بررسی که دارای میانقاب می باشد با طراحی همین ساختمان و بدون در نظر گرفتن میانقاب ها، تفاوتی نمی کند. تنها فرق موجود بارهای جانبی و کاهش ۲۰ درصدی زمان تناوب اصلی ساختمان می باشد. ارتفاع ساختمان ۴ طبقه مورد بررسی برابر ۱۳/۴ متر می باشد و این ارتفاع در محدوده ارتفاعی قرار می گیرد که ضریب  $B$  و در نتیجه ضریب  $C$  برای این ساختمان با ساختمان بدون میانقاب یکسان بوده و به دنبال آن نیروهای جانبی هر دو ساختمان نیز برابر می باشد. بنابراین طراحی ساختمان دارای میانقاب با توجه به آیین نامه های ایران کاملاً شبیه طراحی ساختمان بدون میانقاب بوده و مقاطع بدست آمده همان مقاطع قبلی می باشد.

### مدلسازی ساختمان مورد بررسی:

جهت مدلسازی این سازه توسط نرم افزار Seismostruct [7] و انجام تحلیل بارافزون انطباقی لازمست ابتدا مقطع معادل میانقاب ها بصورت عضو دو سر مفصل قطری خریائی محاسبه شوند. برای این منظور از روش نیمه تجربی مین استون استفاده کرده ایم و عرض موثر را برای تک تک میانقاب ها محاسبه نموده ایم. پس از بدست آمدن عرضهای موثر و در دست داشتن ضخامت میانقاب ها برابر با ۰/۲۲ متر و همچنین با در نظر گرفتن مقادیر مدول الاستیسیته و مقاومت فشاری مصالح آجری میانقاب ها به ترتیب برابر با ۵۷۴۷ و ۷/۳ مگاپاسکال، سازه ۴ طبقه مورد نظر را توسط نرم افزار Seismostruct [7] در جهت  $X$  مدلسازی کرده ایم.

### محاسبه ضرایب رفتار:

حال با تکمیل مدلسازی سازه مورد نظر و انجام تحلیل غیر خطی استاتیکی بار افزون انطباقی، نمودار برش پایه در برابر تغییر مکان بام ترسیم شده است و ضرایب رفتار سازه نمونه با روشهای پیشنهادی ATC-19 و یانگ محاسبه شده اند. شکل 7 نمودار برش پایه در برابر تغییر مکان بام سازه ۴ طبقه دارای میانقاب را در جهت  $X$  و برای زمان تناوب تجربی یا طراحی ( $T_{des}$ ) به تصویر کشیده است. همچنین در این شکل تقریب دو خطی نمودار و مقادیر عددی ضرایب رفتار بدست آمده از روشهای ATC-19 و یانگ [8] ملاحظه می شود.



شکل 7- نمودار برش پایه در برابر تغییر مکان بام برای سازه ۴ طبقه دارای میانقاب در جهت X با استفاده از Tdes

ضرایب رفتار سازه ۴ طبقه دارای میانقاب در جهت X برای زمانهای تناوب متفاوت و با روشهای نیومارک- هال، کراوینکلر- ناسار، میراندا- برترو و یانگ [8] در بخشهای قبلی محاسبه شدند. همچنین این ضرایب رفتار برای همان سازه ۴ طبقه و بدون میانقاب در جهت X قبلاً بدست آمدند. به منظور مقایسه این اعداد و نتیجه گیری، کلیه اطلاعات و ضرایب محاسبه شده در جدول ۳ جمع آوری شده اند و همانند قبل با ضریب پیشنهادی آیین نامه ۲۸۰۰ (برابر ۷) مقایسه شده اند.

جدول ۳- ضرایب رفتار محاسبه شده توسط روشهای مختلف برای سازه های ۴ طبقه دارای میانقاب و ۴ طبقه بدون میانقاب و مقایسه آنها

سازه مدل	جهت	محاسباتی با استفاده از روشهای مختلف ضریب رفتار Rcal				ضریب طراحی Rdes	میانگین ۴ روش محاسباتی Rave	Rave/Rdes
		Newmark Hall	Krawinkler Nassar	Miranda Bertero	Uang			
4Story	X	6.33	10.952	10.359	5.854	7	8.374	1.196
		7.58	12.084	11.453	5.854	7	9.243	1.320
		10.585	13.456	11.255	5.854	7	10.288	1.470
4Story with Masonry Infills	X	13.93	18.028	17.587	6.23	7	13.944	1.992
		13.93	19.344	19.118	6.23	7	14.656	2.094
		13.93	17.956	17.51	6.23	7	13.907	1.987

جمع بندی و نتیجه گیری:

پس از محاسبه ضرایب رفتار ساختمانهای نمونه مورد بررسی توسط روشهای متفاوت و مقایسه اعداد بدست آمده با ضریب پیشنهادی و برآیند سوم آیین نامه ۲۸۰۰ ( $R=7$ ) بطور کلی نتایج زیر بدست آمدند. لازم بذکر است در این بخش منظور از ضرایب رفتار محاسباتی، میانگین ضرایب بدست آمده از ۴ روش محاسباتی می باشد.

\*ضرایب رفتار محاسباتی با افزایش ارتفاع، کوچکتر می شوند و هر چه ارتفاع افزایش می یابد، ضریب محاسبه شده به ضریب آیین نامه نزدیکتر می شود بطوریکه برای ساختمانهای کوتاه، ضریب محاسبه شده خیلی بزرگتر از عدد ۷ آیین نامه بوده و با افزایش ارتفاع (ساختمان ۱۲ طبقه) این ضریب به عدد ۷ آیین نامه نزدیکتر می شود. این بدان معناست که ضریب رفتار طراحی (پیشنهادی آیین نامه ۲۸۰۰) برای ساختمانهای کم ارتفاع، عددی محافظه کارانه است و هر چه ارتفاع ساختمان افزایش می یابد، این عدد منطقی تر به نظر می رسد.

\*کلیه اعداد بدست آمده در دو جهت  $Y, X$  بیانگر این مطلبند که ضرایب رفتار محاسباتی در دو جهت  $Y, X$  برای تمامی سازه ها با یکدیگر متفاوتند، در صورتیکه آیین نامه ۲۸۰۰ ایران ضریب رفتار طراحی را برای هر دو جهت برابر ۷ در نظر می گیرد.

\*ضرایب رفتار محاسباتی سازه دارای میانقاب بزرگتر از ضرایب رفتار محاسباتی سازه بدون میانقاب بدست آمدند. این مطلب نشانگر آنست که در این نمونه خاص سازه در اثر وجود میانقاب تقویت شده و رفتار مقاوم تری در برابر نیروهای جانبی از خود نشان می دهد و عدد پیشنهادی آیین نامه ( $R=7$ ) عدد بسیار محافظه کارانه ای برای سازه دارای میانقاب می باشد. نکته مهم در اینجا اینست که آیین نامه ایران در صورت وجود میانقاب هیچ تغییری در ضریب رفتار طراحی ایجاد نمی کند.

با توجه به توضیحات ارائه شده و اهمیت ضرایب رفتار در طراحی لرزه ای سازه های مقاوم در برابر زلزله ضروی به نظر می رسد که اصلاحاتی در این خصوص برای آیین نامه ۲۸۰۰ ایران اندیشیده شود.

#### مراجع:

1. Structural Response Modification Factors , *ATC-19*. National Science Foundation Grant NO.ECE-8600721 and National Center for Earthquake Engineering Research NCEER Project NO.92-4601.

2. Priestley, T. and Priestly, M.J.N.(1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley and Sons , New York.

3. Newmark , N.M. and Hall, W.J.(1982), *Earthquake Spectra and Design*, EERI Monograph Series , EERI , Oakland.

4. Krawinkler, H. and Nassar , A.A.(1992), *Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities, Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*, Fagfar , Krawinkler , Edd , Elsevier, Applied Science , New York.

5. Miranda E, Bertero VV.( 1994) *Evaluation of strength reduction factor for earthquake-resistance design*. Earthquake Spectra; 10:357-79.

6. SAP2000,(1999), *Static and Dynamic Finite Elements Methods Analysis of Structures*, Computer and Structures Inc, Berkeley.

7. "Seissoft Manual and Program Description of the Program Seismostruct" [online] (2004).

8. Chia-Ming Uang , Associate Member , ASCE . *Establishing R (or R<sub>w</sub>) and C<sub>d</sub> Factors for Building Seismic Provisions*.

9. Mainstone, R. J., (1971), *On the stiffness and strengths of infilled frames*, Proc. ICE, Supplementary Volume, pp 57-90.

۱. آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله- استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم،(۱۳۸۴)، کمیته دائمی بازنگری آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله ، تهران ، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.

۲. آیین نامه بتن ایران (آبا)، (۱۳۷۹) / معاونت امور فنی، دفتر امور فنی و تدوین معیارها، تجدید نظر اول، ویرایش سوم، تهران، سازمان دیریت و برنامه ریزی کشور، مرکز مدارک علمی و انتشارات.