

ضریب افزایش تغییرمکان در سازه‌های فولادی با سیستم قاب خمشی معمولی و قاب ساده با مهاربندهای هم محور

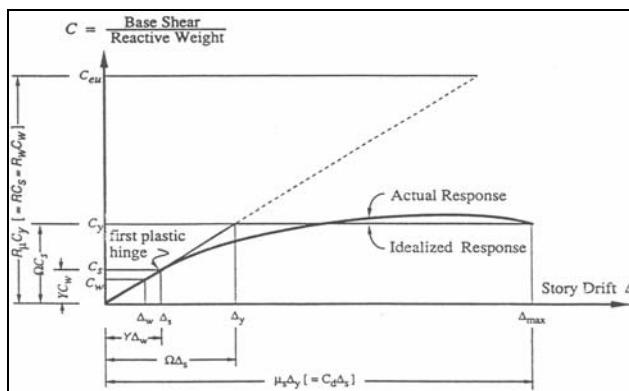
رضا جعفرزاده و علی اکبر آفکوچک

چکیده: بسیاری از خرابی‌ها و فروریزی‌های سازه‌ها در اثر زمین‌لرزه‌های شدید، ناشی از تغییرمکان بیش از حد بوجود آمده در طبقات، المان‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای می‌باشد. بنابراین یکی از اهداف بسیار مهم در طراحی مناسب لرزه‌ای سازه‌ها، تعیین جابجایی‌ها و تغییرمکان‌های نسبی واقعی غیرالاستیک بوجود آمده در سازه تحت اثر زمین‌لرزه‌های شدید می‌باشد. در آئین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای، مراکزیم تغییرمکان نسبی غیرالاستیک سازه، با بزرگنمایی و افزایش تغییرمکان‌های نسبی حاصل از آنالیزهای الاستیک خطی و متناظر با سطح نیروهای طراحی لرزه‌ای، تخمین زده می‌شود. این بزرگنمایی توسط ضریب افزایش تغییرمکان انجام می‌شود.

در این تحقیق، ضریب بزرگنمایی جابجایی و تغییرمکان نسبی طبقات دو سیستم قاب مفصلی با مهاربندهای هم مرکز و قاب مقاوم خمشی معمولی مورد ارزیابی قرار گرفته است. در هر دو سیستم از چهار ساختمان ۲، ۴، ۶ و ۸ طبقه استفاده شده است. هریک از قاب‌ها تحت تأثیر ۷ رکورد از زمین‌لرزه مختلف با خصوصیات لرزه‌ای متفاوت نظیر محتوای فرکانسی، حداکثر شتاب زمین و... قرار گرفته‌اند.

در این تحقیق، ضریب بزرگنمایی تغییرمکان برای هر دو سیستم سازه‌ای مورد بررسی، بطور قابل ملاحظه‌ای بزرگتر از آنچه که در ویرایش دوم آئین‌نامه طرح لرزه‌ای ۲۸۰۰ ایران پیشنهاد شده است، بدست آمده و ضریبی به عنوان ضریب افزایش تغییرمکان در مورد هر یک از سیستم‌های یاد شده، ارائه شده است.

واژه‌های کلیدی: ضریب افزایش تغییرمکان، زلزله، جابجایی، تغییرمکان نسبی، پاسخ غیرخطی، قاب مفصلی با مهاربندهای هم مرکز، قاب مقاوم خمشی معمولی



شکل ۱. پاسخ عمومی سازه در برابر زمین‌لرزه شدید [۱]

چالش اساسی در این آئین‌نامه‌ها این است که طراحی باید طوری باشد که اگر ساختمان تحت اثر چنین زمین‌لرزه‌ای قرار گیرد، میزان

۱. مقدمه

از آنجا که بر طبق آئین‌نامه‌های طراحی، اکثر ساختمان‌ها برای نیروهای برشی به مراتب کوچکتر از نیروی برش الاستیک نظیر طیف طرح پیشنهادی خود طراحی می‌شوند، بدینهی است وقتی که ساختمانی تحت اثر زمین‌لرزه‌ای متناظر با طیف طرح آئین‌نامه قرار می‌گیرد، تغییرشکل‌هایی فراتر از حد الاستیک در آن ایجاد خواهد شد.

این مقاله در تاریخ ۸۳/۶/۱۸ دریافت و در تاریخ ۸۵/۸/۲۴ به تصویب نهایی رسیده است.

رضا جعفرزاده، کارشناس ارشد سازه، دانشگاه تربیت مدرس، دکтор علی اکبر آفکوچک، استادیار دانشکده عمران، دانشگاه تربیت مدرس، a_agha@modares.ac.ir

- ۲) نسبت میرایی
 ۳) نوع رفتار غیرخطی سازه
 ۴) نسبت شکلپذیری μ
- کلیه تحقیقات انجام شده در این زمینه، بر این موضوع اتفاق نظر دارند که زمان تناوب طبیعی سازه، T و نسبت شکلپذیری، μ ، تأثیر بیشتر و دو عامل دیگر یعنی میرایی و نوع رفتار غیرخطی سازه تأثیر کمتری را بر روی R_μ دارند. بنابراین بهصورت کلی می‌توان R_μ را بهصورت زیر درنظر گرفت:

$$R_\mu = R_\mu(T, \mu_i) \quad (5)$$

۵- ضریب اصلاح پاسخ (R_w یا R)

باتوجه به شکل (۱)، مقدار این ضریب برای دو روش مختلف طراحی بهصورت زیر تعیین می‌شود [۱] .
 (الف) طراحی به روش مقاومت نهایی

$$R = \frac{C_{eu}}{C_s} = \frac{C_{eu}}{C_y} \times \frac{C_y}{C_s} = R_\mu * \Omega_o \quad (6)$$

(ب) طراحی به روش تنش مجاز:

$$R = \frac{C_{eu}}{C_w} = \frac{C_{eu}}{C_y} \times \frac{C_y}{C_s} \times \frac{C_s}{C_w} = R_\mu * \Omega_o * Y \quad (7)$$

۶- ضریب افزایش تغییر مکان (C_d)

باتوجه به شکل یک، مقدار این ضریب بصورت زیر تعیین می‌شود [۱] .

$$C_d = \frac{\Delta \max}{\Delta s} = \frac{\Delta \max}{\Delta y} \times \frac{\Delta y}{\Delta s} = \mu_s \Omega_o \quad (8)$$

۲. بررسی ضریب افزایش تغییر مکان و تحقیقات انجام

شده بر روی این ضریب

در بسیاری از آئین نامه ها، تنها آنالیز های الاستیک خطی به منظور تخمین ماکریزم پاسخ غیرخطی یک سازه مورد استفاده قرار می گیرند. با وجود آنکه امروزه امکان دسترسی و انتخاب تعداد کافی و مناسبی از شتابنگاشتهای تاریخچه زمانی زمین لرزه های مختلف، برای مقاصد طراحی به سادگی وجود دارد، اما باتوجه به پیچیدگی های انجام آنالیز های غیرخطی تاریخچه زمانی، استفاده از این روش برای طراحی سازه ها رایج نمی باشد.

بنابراین استفاده از روش های تحلیلی ساده شده به منظور تخمین ماکریزم پاسخ غیر الاستیک سازه ها در طول زمین لرزه های شدید، امری ضروری و اجتناب ناپذیر می باشد. بر این اساس، در تحقیقات

خسارت به مقدار قابل قبولی محدود شود. در شکل ۱، منحنی پاسخ نیرو - تغییر مکان ایدهآل شده یک سازه تحت اثر یک زمین لرزه شدید، به صورت یک منحنی الاستوپلاستیک کامل نشان داده شده است. به کمک این منحنی ایدهآل شده می توان پارامترهای مختلف لرزه ای سازه را معرفی نمود:

۱-۱. ضریب شکلپذیری (μ_s)

$$\mu_s = \frac{\Delta \max}{\Delta y} \quad (1)$$

$\Delta \max$ بیانگر ماقریزم تغییر مکان و Δy معادل با تغییر مکان متناظر با مقاومت جاری شدن C_y یا نیروی جاری شدن V_y ، در منحنی ایدهآل شده می باشد [۱].

۱-۲. ضریب اضافه مقاومت (Ω_o)

ضریب اضافه مقاومت در حقیقت مبنی نسبت بین نیروی جاری شدن سازه و نیروی معادل با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه می باشد [۱] .

$$\Omega_o = \frac{C_y}{C_s} \quad (2)$$

۱-۳. ضریب مربوط به طراحی به روش تنش مجاز (Y)

این ضریب در حقیقت از اختلاف بین طراحی به روش مقاومت نهایی و طراحی به روش تنش مجاز ظاهر می شود [۱] .

$$Y = \frac{C_s}{C_w} \quad (3)$$

۱-۴. ضریب کاهش نیرو ناشی از شکلپذیری (R_μ)

سازه به دلیل شکلپذیری که از خود نشان می دهد، قابلیت و ظرفیت مستهلك کردن انرژی ورودی ناشی از زمین لرزه را دارد [۲] . به همین دلیل، نیروی طرح الاستیک V_e را می توان تا سطح نیروی جاری شدن V_y کاهش داد. بخش اعظمی از ضریب اصلاح نیرو را همین ضریب کاهش نیرو ناشی از شکلپذیری تشکیل می دهد.

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} = \frac{C_{eu}}{C_y} \quad (4)$$

ضریب کاهش نیرو ناشی از شکلپذیری، بطور کلی وابسته به دو پارامتر بسیار مهم زیر می باشد:

(الف) خصوصیات و مشخصات سیستم سازه ای
 (ب) خصوصیات و مشخصات زمین لرزه

برای یک زمین لرزه مشخص، ضریب R_μ را می توان بصورت تابعی از موارد ذیل در نظر گرفت:

(۱) زمان تناوب طبیعی سازه

در این تحقیق مقادیر ماکزیمم نیاز تغییرمکان غیرالاستیک $\Delta_{inelastic}$ برای مقادیر مختلف و معینی از μ محاسبه شده است.

برخی از نتایج این تحقیق، به شرح زیر می‌باشد:

(الف) نسبت تغییرمکان غیرالاستیک در محدوده زمان تناوب‌های کوچک، بزرگتر از یک بوده و همچنین در این محدوده، مقادیر این نسبت، کاملاً بستگی به μ و T خواهد داشت. اما برای زمان تناوب‌های بزرگتر از یک ثانیه، مقادیر این نسبت، فقط بستگی به μ داشته و مستقل از T می‌باشد. در محدوده زمان تناوب‌های بزرگتر از یک ثانیه می‌توان گفت که تقریباً ماکزیمم نیاز تغییرمکان غیرالاستیک با ماکزیمم نیاز تغییرمکان الاستیک برابر می‌باشد.

(ب) برای مناطقی که میانگین سرعت امواج برشی در آنها بیشتر از $\frac{m}{sec} 180$ می‌باشد، اثر شرایط متفاوت این مناطق بر روی مقادیر C_μ نسبتاً کوچک می‌باشد.

(پ) در این تحقیق یک رابطه ساده با استفاده از آنالیزهای رگرسیون غیرخطی، برای محاسبه میانگین نسبت تغییرمکان غیرالاستیک پیشنهاد شده است.

$$C_\mu = \left[1 + \left(\frac{1}{\mu} - 1 \right) \exp(-12T\mu^{-0.8}) \right]^{-1} \quad (10)$$

۲-۲. تحقیق انجام شده توسط کرمی

در این تحقیق، با انجام مطالعات آماری بر روی ضریب افزایش تغییرمکان، نقش پارامترهای مختلفی که بر روی این ضریب ممکن است تأثیرگذار باشند، مورد بررسی قرار گرفته است [۷]. از مهمترین نتایج حاصل از این تحقیق، می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

(الف) ضریب بزرگنمایی تغییرمکان، کاملاً به دو پارامتر μ و T وابسته می‌باشد. به طور کلی این ضریب، با افزایش نیاز شکل‌پذیری سازه، افزایش می‌یابد. در محدوده زمان تناوب‌های کوچکتر از یک ثانیه، ضریب DF با کاهش زمان تناوب سازه، افزایش می‌یابد. در محدوده زمان تناوب‌های بزرگتر از یک ثانیه، ضریب DF به تدریج با افزایش زمان تناوب سازه، افزایش پیدا کرده است.

(ب) ضریب بزرگنمایی تغییرمکان را می‌توان مستقل از الگوی توزیع بار جانی درنظر گرفت.

(پ) با انجام مطالعات آماری بر روی نتایج بدست آمده در این تحقیق، رابطه تجربی زیر برای محاسبه ضریب DF پیشنهاد شده است.

$$DF = \begin{cases} (0.78 + 0.17\mu).n^{(0.27-0.004n)} + (0.03 - 0.24\mu)T, & T \leq 0.8 \text{ sec} \\ (0.78 + 0.17\mu).n^{(0.27-0.004n)} + 0.8(0.03 - 0.24\mu), & T > 0.8 \text{ sec} \end{cases} \quad (11)$$

صورت گرفته، سعی در تخمین ماکزیمم پاسخ غیرالاستیک سازه و بخصوص ماکزیمم نیاز تغییرمکان جانی غیرالاستیک سازه با استفاده از نتایج حاصل از تحلیلهای الاستیک خطی می‌باشد.

در این خصوص یکی از اولین مطالعات مربوط به ولتسوس [۴۳] می‌باشد. وی در تحقیقات خود به این نتیجه رسید که می‌توان ماکزیمم تغییرشکل یک سیستم الاستیک کامل را مرتبط با یکسانی با سختی اولیه سیستم الاستیک پلاستیک دارد.

وی سیستم‌های یک درجه آزاد را در معرض پالس‌های ساده و همچنین سه زمین‌لرزه قرارداد و با توجه به نتایج حاصل از تحقیقات خود به این نتیجه رسید که در محدوده فرکانس‌های طبیعی ارتعاش کوچک (فرکانس‌های کوچکتر از 380 هرتز) و یا به عبارت دیگر در محدوده زمان تناوب‌های طبیعی ارتعاش بلند (زمان تناوب‌های بیشتر از 263 ثانیه) می‌توان ماکزیمم تغییرشکل یک سیستم غیرالاستیک و ماکزیمم تغییر شکل سیستم الاستیک مربوطه را با یکدیگر مساوی درنظر گرفت. این مشاهدات باعث شکل‌گیری قانونی شد که امروزه «قانون تساوی تغییرمکان» نامیده می‌شود. از این قانون در بسیاری از آئین‌نامه‌های ساختمنانی و لرزه‌ای به عنوان پایه‌ای به منظور تخمین ماکزیمم تغییرشکل‌های غیرالاستیک استفاده می‌شود.

ولتسوس همچنین در تحقیقات خود به این نتیجه رسید که در محدوده فرکانس‌های طبیعی ارتعاش زیاد و نسبتاً زیاد (در محدوده زمان تناوب‌های طبیعی ارتعاش کوچک و نسبتاً کوچک)، ماکزیمم تغییرمکان غیرالاستیک سیستم‌های الاستیک پلاستیک محسوس و قابل توجهی از ماکزیمم تغییرمکان سیستم‌های الاستیک مربوطه بزرگتر می‌باشد.

در ادامه این بخش برخی از تحقیقاتی که بر روی ضریب C_d صورت پذیرفته است، ارائه می‌شود.

۲-۱. تحقیق انجام شده توسط میراندا

در این تحقیق نسبت تغییرمکان غیرالاستیک به الاستیک با C_μ نشان داده شده و توسط رابطه زیر بدست آمده است [۵]. در این رابطه ماکزیمم نیاز تغییرمکان جانی غیرالاستیک با $\Delta_{inelastic}$ و ماکزیمم نیاز تغییرمکان جانبی الاستیک با $\Delta_{elastic}$ بیان شده‌اند.

$$C_\mu = \frac{\Delta_{inelastic}}{\Delta_{elastic}} \quad (9)$$

تحقیق یاد شده در مورد سیستم‌های یک درجه آزاد خطی و غیرخطی صورت گرفته است.

۲-۴. اهمیت ضریب افزایش تغییرمکان

در طراحی لرزه‌ای، تخمین این ضریب و به تبع آن، تعیین ماکزیمم تغییرمکان غیرالاستیک در طبقات و بام یک سازه، به دلایل زیر از اهمیت خاصی برخوردار می‌باشد:

۱) تعیین حداقل درز انقطاع مورد نیاز بین دو ساختمان مجاور برای جلوگیری از ضربه

۲) تعیین ماکزیمم تغییرمکان‌های نسبی غیرالاستیک طبقات

۳) کنترل ظرفیت تغییرشکل المان‌های بحرانی یک سازه (نظیر تیرهای پیوند در مهاربندهای واگرا ...)

۴) کنترل اثرات $P - \Delta$

۵) تعیین جزئیات مناسب برای اعضای غیرسازه‌ای.

۲-۵. بررسی ضریب افزایش تغییرمکان در آیین‌نامه‌های مختلف لرزه‌ای

به دلیل استفاده از نیروهای لرزه‌ای کاهش یافته در طراحی سازه‌ها، تغییرمکان‌هایی که از این نیروها و از طریق آنالیزهای الاستیک بدست می‌آیند، باید به منظور تخمین تغییرمکان‌های واقعی غیرالاستیک سازه در اثر زمین‌لرزه‌های شدید، افزایش داده شوند. بهاین منظور، آیین‌نامه‌های مختلف از ضریب افزایش تغییرمکان استفاده می‌کنند. اگر چه هر دو ضریب کاهش نیرو (R) و افزایش تغییر مکان (C_d) نقش بسیار مهمی را در طراحی سازه‌ها ایفا می‌کنند، ولی آیین‌نامه‌های مختلف مقادیر متفاوتی را برای نسبت بین این دو ضریب $\frac{C_d}{R}$ پیشنهاد داده‌اند. در جدول ۱ ضرایب کاهش نیرو و افزایش تغییرمکان مورد استفاده در آیین‌نامه‌های مختلف لرزه‌ای ارائه داده شده است.

در رابطه فوق n تعداد طبقات سازه می‌باشد. ضریب DF در تحقیق کرمی، معادل با ضریب C_μ در تحقیق میراندا می‌باشد.

(ت) شکل‌های بدست آمده در این تحقیق نشان می‌دهد که روش و رابطه پیشنهاد شده، ممکن است برای تعیین ماکزیمم تغییرمکان غیرالاستیک سازه‌های واقعی و متداول، دست بالا و محافظه‌کارانه باشد.

۲-۳. تحقیق انجام شده توسط یانگ و معروف

در این تحقیق مقایسه‌ای بین آیین‌نامه‌های مختلف در مورد ضریب افزایش تغییرمکان انجام شده است [۶].

با مقایسه تعداد زیادی از این آیین‌نامه‌ها مشخص شد که ضریب $UBC - 91$ و $NEHRP - 91$ بسیار کوچک بوده و استفاده از آنها ممکن است منجر به تخمین نادرست و غیرمحافظه‌کارانه تغییرمکان‌های نسبی غیرالاستیک سازه در اثر زمین‌لرزه‌های شدید شود.

به همین منظور مطالعه‌ای بر روی رفتار لرزه‌ای چهار ساختمان متفاوت انجام شد. نتایج حاصل از این مطالعه تحلیلی نشان داد که در ساختمان‌های مورد بررسی، تغییرمکان‌های نسبی غیرالاستیک بوجود آمده در اثر زمین‌لرزه‌های شدید، بسیار بزرگ‌تر از تغییرمکان‌های نسبی غیرالاستیکی هستند که با استفاده از آیین‌نامه‌های مذکور تعیین می‌شوند.

بنابراین پیشنهاد شده است که ضریب افزایش تغییرمکان به منظور تخمین ماکزیمم تغییرمکان‌های غیرالاستیک سازه، افزایش داده شود و حداقل مساوی ضریب کاهش نیرو (R_w در آیین‌نامه $UBC - 91$ و R در آیین‌نامه $NEHRP - 91$) درنظر گرفته شود.

جدول ۱. ضرایب کاهش نیرو و افزایش تغییرمکان و نسبت آنها در آیین‌نامه‌های مختلف

Building Code	FRF (R)	DAF (C_d)	C_d/R
Euro Code (۱۹۸۸)	q	q	۱/۰
Mexico Building Code (۱۹۸۷)	Q	Q	۱/۰
National Building Code of Canada (۱۹۹۰)	$R/(0.6)$	R	۰.۶
Uniform Building Code (۱۹۹۱)	$R_w/(1.5)$	$R_w/(4)$	۰.۳۷۵
Uniform Building Code (۱۹۹۴)	$R_w/(1.5)$	$R_w/(4)$	۰.۳۷۵
Uniform Building Code (۱۹۹۷)	R	$0.7R$	۰.۷
International Building Code (۲۰۰۰)	R	C_d	۰.۵~۱/۰
NEHRP Seismic Provisions (۲۰۰۰)	R	C_d	۰.۵~۱/۰
Iran Standard No.2800 (۱۹۹۷)	$R_w/(1.4)$	$2Rw/7$	۰.۴

مهندسی می‌باشد، استفاده شده است. این برنامه برای آنالیز مدل‌ها، به طور کلی از روش اجزای محدود استفاده می‌کند. در این تحقیق از آنالیزهای استاتیکی، مودال و تاریخچه زمانی دینامیکی استفاده

۳. مختصری درباره نرم‌افزار مورد استفاده

در تحقیق حاضر از نرم‌افزار ANSYS 5.4 که یکی از قوی‌ترین نرم‌افزارهای موجود در خصوص تحلیل مسائل مختلف در علوم

در این مدل همانطور که از شکل ۲ نیز مشخص است، فرض می‌شود کل محدوده تنش مساوی دو برابر تنش جاری شدن می‌باشد. با فرض یاد شده اثر بوشینگر در مدل درنظر گرفته می‌شود. این مدل مناسب‌ترین مدل، برای مصالحی است که از ضوابط جاری شدن فون میسز^۱ تعیت می‌کنند. فولاد نیز جز همین دسته از مصالح می‌باشد.

در این تحقیق تنش جاری شدن فولاد معادل $F_y = 2400 \frac{kg}{cm^2}$ سخت شوندگی کرنشی معادل ۳ درصد و مدول الاستیسیته فولاد به طور کلی دو نوع زوال در رفتار سازه‌ها تحت اثر بارهای رفت و برگشتی متصور می‌باشد که عبارتند از:

(الف) زوال مقاومت (ب) زوال سختی

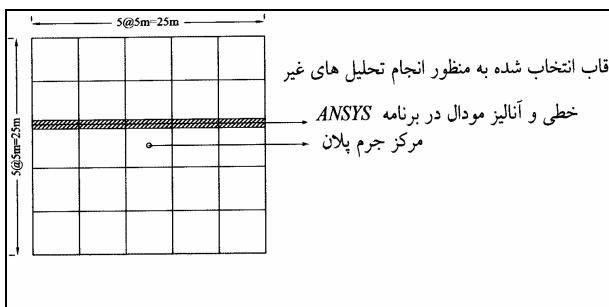
در اثر نادیده گرفتن اثر زوال‌ها در رفتار قاب‌ها، جواب‌های حاصله تفاوت بسیاری با مقادیر واقعی خواهند داشت و لذا این جواب‌ها، به منظور محاسبه پارامترهای لرزه‌ای این نوع قاب‌ها دارای اعتبار نخواهد بود.

در این تحقیق و در کلیه قاب‌های مورد بررسی، اثرات زوال مقاومت و سختی در رفتار این قاب‌ها (بخصوص در مورد قاب‌های مفصلی با مهاربندهای هم‌محور که نقش اثر زوال‌ها و بخصوص زوال سختی در رفتار و پاسخ دینامیکی و غیرخطی این نوع قاب‌ها کاملاً مشخص و محسوس می‌باشد) منظور شده است.

۴. تشریح مدل‌های مورد استفاده در این تحقیق

۴-۱. هندسه مدل‌ها

در این تحقیق چهار ساختمان، ۲، ۴، ۶ و ۸ طبقه فولادی با سیستم قاب خمشی و قاب مفصلی با مهاربندهای هم‌محور مورد بررسی قرار گرفت. ارتفاع هر طبقه مساوی ۳، ۲، ۱ متر درنظر گرفته شده است.



شکل ۳. هندسه پلان ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

^۱. Von Mises Yield Criterion

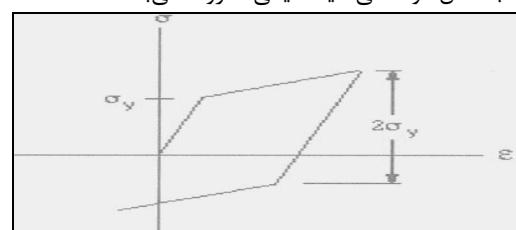
شده است. یکی از امکانات بسیار مفید این نرم‌افزار، امکان مدل کردن مسائل غیرخطی در تحلیل می‌باشد. در این تحقیق اثرات غیرخطی مواد و غیرخطی هندسی بیشتر در نظر گرفته شده است. در این تحقیق، برای مدل کردن اعضای تیر، ستون و مهاربند از مان 23 Beam و برای مدل کردن جرم از المان Mass 21 استفاده شده است. المان Beam 23، دارای قابلیت‌های کشش، فشار و خمش می‌باشد. این المان همچنین دارای قابلیت‌های پلاستیک، خزش و تورم می‌باشد. المان Mass 21 یک المان نقطه‌ای می‌باشد. به عبارت دیگر این المان را می‌توان تنها به نقاط اختصاص داد. برای این المان می‌توان تا ۶ درجه آزادی اختصاص داد که عبارتند از انتقال در جهات X، Y و Z و همچنین دوران حول محورهای X، Y و Z. در این تحقیق از روش کامل، برای انجام آنالیز تاریخچه زمانی دینامیکی، استفاده شده است.

برای تعریف میرایی در این تحقیق، از میرایی رایلی استفاده شده است:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (12)$$

در این رابطه $[C]$ ماتریس میرایی، $[M]$ ماتریس جرم، α و β ضرایب میرایی رایلی می‌باشند. ضرائب میرایی رایلی با توجه به نسبت میرایی مودال، i ، محاسبه می‌شوند. برای یک نسبت میرایی مشخص i ، فرض می‌شود که مجموع دو ضریب α و β در یک محدوده از فرکانس‌های متوالی طبیعی ارتعاش، تقریباً ثابت می‌باشد. بنابراین با فرض یک i مشخص (برای سازه‌های معمولی این مقدار معمولاً ۵ درصد اختیار می‌شود) و انتخاب یک محدوده فرکانسی مشخص (مثلاً محدوده فرکانسی بین مودهای متوالی i و j ام ارتعاش)، دو معادله حاصل می‌شود که با حل این دو معادله به صورت همزمان، ضرایب میرایی رایلی حاصل خواهند شد. در این تحقیق از مودهای ارتعاشی اول و دوم هر یک از قاب‌های مورد تحلیل، برای محاسبه این ضرایب استفاده شده است.

در برنامه ANSYS 5.4 می‌توان از هشت نوع رفتار غیرخطی مصالح استفاده کرد. در این تحقیق از مدل دو خطی شکل ۲ برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی فولاد استفاده شده است. این مدل در برنامه، به مدل دو خطی کینماتیکی معروف می‌باشد.



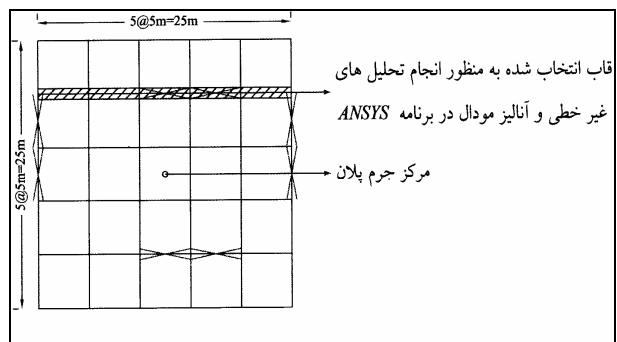
شکل ۲. مدل دو خطی کینماتیکی برای معرفی رفتار غیرخطی فولاد

می باشند. در جدول ۲، مقاطع مورد استفاده در قاب های انتخاب شده ساختمان های خمثی ارائه شده است.

در برنامه ANSYS برای معرفی جرم موثر در هر قاب از جرم انتقالی استفاده شده است. این جرم براساس سطح بارگیر هر ستون محاسبه شده و به صورت مرکزی در انتهای ستون های هر طبقه اثر داده می شود.

هر یک از ساختمان های مفصلی، بر اساس ضوابط طراحی بیان شده در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و همچنین ضوابط ارائه شده در آیین نامه طرح لرزه ای ۲۸۰۰ ایران (در خصوص طراحی مهاربندها)، طراحی شده اند.

برای کلیه تیرهای ساختمان های مفصلی، از پروفیل IPE 360 استفاده شده است. کلیه مقاطع در نظر گرفته شده برای ستون ها نیز به شکل قوطی بوده و همچنین در کلیه مهاربندها از نبیشهای دوبل (تصویر پشت به پشت) استفاده شده است. در جدول ۳، مقاطع مورد استفاده در قاب های انتخاب شده ساختمان های مفصلی ارائه شده است. سختی کلی ساختمان های مفصلی عمدتاً ناشی از قاب های مهاربندی شده می باشد. بنابراین به منظور انجام تحلیل های مهاربندی شده هر یک از ساختمان های مورد بررسی یکسان می باشد، می توان جرم کل سازه بین این قابها و به نسبت سختی آن ها توزیع گردند. به دلیل آنکه مقاطع به کار رفته در قاب های از قابها، جرم های هر طبقه بصورت مرکزی در انتهای ستون های هر طبقه اثر داده می شود.



شکل ۴. هندسه پلان ساختمان های با سیستم قاب مفصلی با مهاربندهای هم محور

طراحی این ساختمان ها و تحلیل های خطی مربوطه، در برنامه SAP2000 و به صورت سه بعدی و تحلیل های غیر خطی در برنامه 5.4 ANSYS و به صورت دو بعدی انجام گرفت. سیستم سقف از نوع تیرچه بلوك بوده و بار مرده طبقات مساوی $\omega_L = 200 \frac{kg}{m^2}$ و بار زنده طبقات مساوی $\omega_D = 750 \frac{kg}{m^2}$ در نظر گرفته شده است.

۴-۴. مقاطع مورد استفاده در مدل ها

هر یک از ساختمان های خمثی، بر اساس ضوابط طراحی بیان شده در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، طراحی شده اند. تیرهای مورد استفاده در این تحقیق همگی از نوع پروفیل IPE بوده و کلیه مقاطع در نظر گرفته شده برای ستون ها به شکل قوطی

جدول ۲. مقاطع مورد استفاده در قاب های انتخاب شده ساختمان های خمثی

دو طبقه چهارم		دو طبقه سوم		دو طبقه دوم		دو طبقه اول		تعداد طبقات
ستون BOX	تیر IPE	ستون BOX	تیر IPE	ستون BOX	تیر IPE	ستون BOX	تیر IPE	
۲۴۰×۲۴۰×۱۴/۲	۳۶۰ ۴۰۰	۲۶۰×۲۶۰×۱۴/۲ ۲۸۰×۲۸۰×۱۶	۴۰۰ ۴۵۰	۲۸۰×۲۸۰×۱۶ ۳۰۰×۳۰۰×۱۷/۵	۴۵۰	۳۰۰×۳۰۰×۱۷/۵ ۳۶۰×۳۶۰×۲۰ ۳۸۰×۳۸۰×۲۲/۲	۴۵۰	۸
		۲۴۰×۲۴۰×۱۲/۵	۳۶۰	۲۶۰×۲۶۰×۱۴/۲ ۲۸۰×۲۸۰×۱۴/۲	۴۰۰ ۴۵۰	۲۸۰×۲۸۰×۱۴/۲ ۳۰۰×۳۰۰×۲۰ ۳۴۰×۳۴۰×۲۰	۴۵۰	۶
				۱۸۰×۱۸۰×۱۰ ۲۲۰×۲۲۰×۱۲/۵ ۲۶۰×۲۶۰×۱۴/۲	۳۳۰ ۳۶۰ ۴۰۰	۲۴۰×۲۴۰×۱۴/۲ ۲۶۰×۲۶۰×۱۴/۲ ۲۸۰×۲۸۰×۱۶	۴۰۰	۴
						۱۸۰×۱۸۰×۱۰ ۲۲۰×۲۲۰×۱۲/۵ ۲۴۰×۲۴۰×۱۲/۵ ۲۴۰×۲۴۰×۱۶	۳۳۰ ۳۶۰	۲

جدول ۳. مقاطع مورد استفاده در قاب‌های انتخاب شده ساختمان‌های با سیستم قاب مفصلی با مهاربندهای هم محور

دو طبقه چهارم			دو طبقه سوم			دو طبقه دوم			دو طبقه اول			تعداد طبقات
مهاربندها نیشها دوبل به صورت پشت به پشت	ستونهای غیرمتصل به مهاربند BOX	ستونهای متصل به مهاربند BOX	مهاربندها نیشها دوبل به صورت پشت به پشت	ستونهای غیرمتصل به مهاربند BOX	ستونهای متصل به مهاربند BOX	مهاربندها نیشها دوبل به صورت پشت به پشت	ستونهای غیرمتصل به مهاربند BOX	ستونهای متصل به مهاربند BOX	مهاربندها نیشها دوبل به صورت پشت به پشت	ستونهای غیرمتصل به مهاربند BOX	ستونهای متصل به مهاربند BOX	
۲L۱۵۰×۱۵ ۲L۱۱۰×۱۰	۱۴۰×۱۴۰×۱۰ ۲L۱۱۰×۱۰	۱۴۰×۱۴۰×۱۰ ۲L۱۱۰×۱۰	۲L۱۵۰×۱۵ ۲L۱۱۰×۱۰	۱۶۰×۱۶۰×۱۴/۲ ۲۲۰×۲۲۰×۱۳/۵	۱۶۰×۱۶۰×۱۴/۲ ۲۶۰×۲۶۰×۱۴/۲	۲L۱۸۰×۱۸ ۲L۱۱۰×۱۰	۲۴۰×۲۴۰×۱۲/۵ ۳۰۰×۳۰۰×۱۶	۲۴۰×۲۴۰×۱۲/۵ ۳۲۰×۳۲۰×۲۰	۲L۱۸۰×۱۸ ۲L۱۱۰×۱۰	۲۸۰×۲۸۰×۱۴/۲ ۳۸۰×۳۸۰×۲۵	۲۸۰×۲۸۰×۱۴/۲ ۴۰۰×۴۰۰×۳۰	۸
				۲L۱۵۰×۱۲ ۲L۱۱۰×۱۰	۱۴۰×۱۴۰×۱۰ ۲L۱۱۰×۱۰	۱۴۰×۱۴۰×۱۰ ۲L۱۱۰×۱۰	۲L۱۵۰×۱۵ ۲۲۰×۲۲۰×۱۲/۵	۱۶۰×۱۶۰×۱۴/۲ ۲۰۰×۲۰۰×۱۷/۵	۲L۱۵۰×۱۸ ۲L۱۱۰×۱۰	۲۰۰×۲۰۰×۱۷/۵ ۳۲۰×۳۲۰×۱۷/۵	۲۰۰×۲۰۰×۱۷/۵ ۳۴۰×۳۴۰×۲۰	۶
						۲L۱۲۰×۱۵ ۲L۱۰۰×۱۰	۱۴۰×۱۴۰×۱۰ ۲L۱۰۰×۱۰	۱۴۰×۱۴۰×۱۰ ۲L۱۰۰×۱۰	۲L۱۲۰×۱۸ ۲L۱۰۰×۱۰	۱۶۰×۱۶۰×۱۴/۲ ۲۴۰×۲۴۰×۱۲/۵	۱۶۰×۱۶۰×۱۴/۲ ۲۸۰×۲۸۰×۱۴/۲	۴
								۲L۱۰۰×۱۰	۱۲۰×۱۲۰×۱۰ ۱۴۰×۱۴۰×۱۰	۱۲۰×۱۲۰×۱۰ ۱۶۰×۱۶۰×۱۰	۱۲۰×۱۲۰×۱۰ ۱۴۰×۱۴۰×۱۰ ۱۶۰×۱۶۰×۱۰	۲

برای مقیاس نمودن زمین‌لرزه‌های مورد استفاده در این تحقیق، از طیف طرح ارائه شده در آئین‌نامه طرح لرزه‌ای ۲۸۰۰ ایران و از روش آئین‌نامه طرح لرزه‌ای IBC – 2000 کشور آمریکا، استفاده شده است. طیف طرح ارائه شده در آئین‌نامه ۲۸۰۰ ایران، برای نسبت میرایی ۵ درصد تنظیم شده است.

در مورد هر یک از مدل‌ها، به منظور مقیاس زمین‌لرزه‌ها، ابتدا طیف پاسخ شبیه شتاب، برای هر یک از زمین‌لرزه‌ها و برای نسبت میرایی ۵ درصد بدست آمد و سپس هر یک از طیف‌ها در محدوده زمان تناوبی $0.2T$ الی $1.5T$ ، بر طیف طرح الاستیک ارائه شده در آئین‌نامه طرح لرزه‌ای ۲۸۰۰ ایران منطبق گردید.

طیف طرح الاستیک این آئین‌نامه، از رابطه ABI حاصل می‌شود. T زمان تناوب طبیعی مود اول ارتعاش سازه می‌باشد. در جداول شماره ۵ و ۶، ضرایب مقیاس زمین‌لرزه‌های مورد استفاده در این تحقیق، به ترتیب برای ساختمان‌های با سیستم مقاوم خمشی و ساختمان‌های با سیستم مفصلی و مهاربندهای هم محور، ارائه شده است.

۵. شتاب‌نگاشتهای مورد استفاده در این تحقیق

در این پژوهش از ۷ زلزله به منظور بارگذاری دینامیکی سازه‌ها استفاده شده است که مشخصات این زمین‌لرزه‌ها در جدول شماره ۴ ارائه شده‌است.

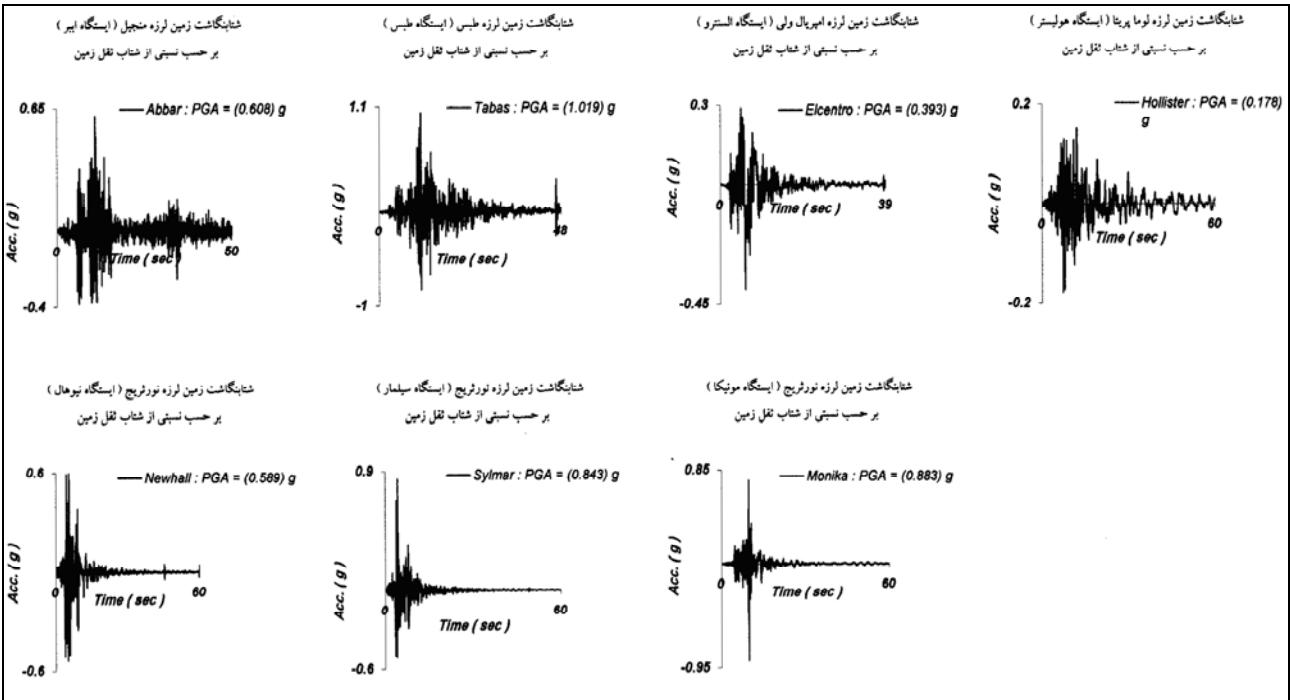
جدول ۴. مشخصات زمین‌لرزه‌های مورد استفاده در این تحقیق

ردیف	نام زلزله	شتاب پیشینه (g)	مدت زلزله (sec)
۱	منجیل	۰/۶۰۸	۵۰
۲	طبیس	۱/۰۱۹	۴۸
۳	امپریال ولی (ایستگاه سنترو)	۰/۳۹۳	۳۹
۴	نورثربیج (ایستگاه نیوهال)	۰/۵۸۹	۶۰
۵	نورثربیج (ایستگاه سیلمار)	۰/۸۴۳	۶۰
۶	نورثربیج (ایستگاه مونیکا)	۰/۸۸۳	۶۰
۷	لوماپریتا (ایستگاه هولیستر)	۰/۱۷۸	۶۰

جدول ۵. ضرایب مقیاس زمین‌لرزه‌های مورد استفاده در این تحقیق برای ساختمان‌های خمشی

لوماپریتا (ایستگاه هولیستر)	نورثربیج (ایستگاه مونیکا)	نورثربیج (ایستگاه سیلمار)	نورثربیج (ایستگاه نیوهال)	امپریال ولی (ایستگاه سنترو)	طبیس	منجیل	ردیف	نام زلزله	شتاب پیشینه (g)	Mت	T(sec)	تعداد طبقات
۱/۹۰۱۳۲	۱/۲۶۰۹۹	۰/۵۵۲۸۱	۰/۵۲۲۷۹	۱/۱۹۹۴۳	۰/۵۱۷۲۹	۱/۳۲۸۴۴	۰/۱۴~۱/۰۶	۰/۱۴۰~۱/۰۶	۰/۲T~۱/۰T	۰/۲T~۱/۰T	۰/۲T~۱/۰T	۲
۱/۸۰۰۳۴	۱/۴۰۶۶۲	۰/۵۲۹۸۹	۰/۴۸۸۲۷	۱/۱۷۴۵۸	۰/۶۸۴۹۲	۱/۵۴۲۱۹	۰/۲۱~۱/۰۵	۰/۲۱~۱/۰۵	۰/۲T~۱/۰T	۰/۲T~۱/۰T	۰/۲T~۱/۰T	۴
۱/۸۷۶۰۶	۱/۴۳۳۷۴	۰/۵۲۳۵۰	۰/۵۳۰۱۱	۱/۱۱۷۶۵	۰/۷۲۱۸۹	۱/۷۰۵۶۵	۰/۲۵~۱/۰۹	۰/۲۵~۱/۰۹	۰/۲T~۱/۰T	۰/۲T~۱/۰T	۰/۲T~۱/۰T	۶
۱/۹۴۷۰۳	۱/۴۱۹۲۶	۰/۵۳۸۷۹	۰/۶۰۰۱۱	۱/۰۵۷۹۵	۰/۷۳۴۳۷	۱/۶۷۰۳۸	۰/۳۰~۲/۲۹	۰/۳۰~۲/۲۹	۰/۲T~۱/۰T	۰/۲T~۱/۰T	۰/۲T~۱/۰T	۸

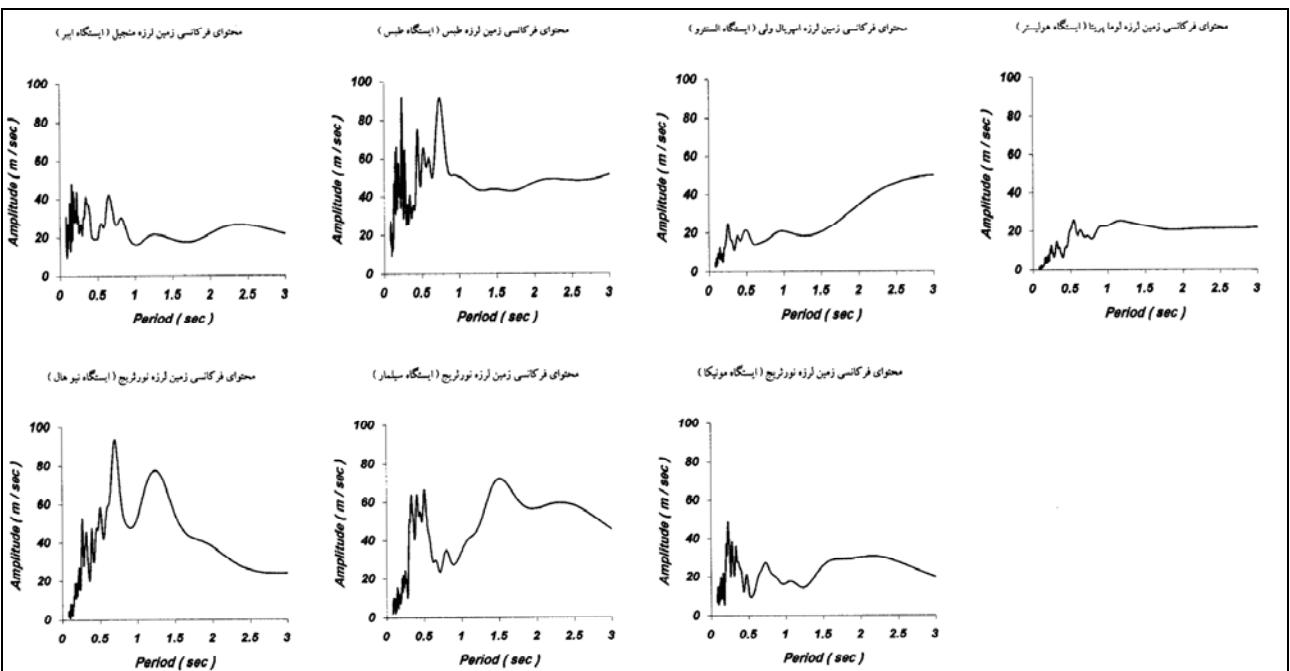
رضا جعفرزاده، علی اکبر آقاکوچک



شکل ۵. شتاب نگاشتهای زمین لرزه‌های مورد استفاده در این تحقیق

جدول ۶. ضرایب مقیاس زمین لرزه‌های مورد استفاده در این تحقیق برای ساختمان‌های باسیستم قاب مفصلی با مهاربندهای هم محور

تعداد طبقات	T (sec)	$0.2T \sim 1/\Delta T$ (sec)	منجل (ایستگاه آبر)	طبس (ایستگاه طبس)	امپریال ولی (ایستگاه سترنرو)	نورثروج (ایستگاه نورثروج)	نورثروج (ایستگاه سیلمار)	نورثروج (ایستگاه مونیکا)	لومپریتا (ایستگاه هولیستر)
۲	$0/29$	$0/0.6 \sim 0/43$	$0/790.21$	$0/478.52$	$1/322.449$	$0/799.8$	$0/581.21$	$0/686.3$	$2/727.75$
۴	$0/45$	$0/0.9 \sim 0/88$	$0/933.14$	$0/469.69$	$1/258.15$	$0/829.36$	$0/530.2$	$1/619.5$	$2/148.32$
۶	$0/66$	$0/1.3 \sim 0/99$	$1/1067.02$	$0/496.05$	$1/201.49$	$0/534.80$	$0/549.84$	$1/221.40$	$1/962.59$
۸	$0/85$	$0/1.7 \sim 1/27$	$1/291.64$	$0/596.60$	$1/20.297$	$0/492.05$	$0/544.47$	$1/369.02$	$1/745.01$



شکل ۶. محتوای فرکانسی زمین لرزه‌های مورد استفاده در این تحقیق

در این تحقیق، شکل‌هایی به منظور مقایسه ماکریتم جابجایی‌ها و تغییرمکان‌های نسبی حاصل از آنالیزهای غیرخطی، با آچه که آین‌نامه طرح لرزه‌ای ۲۸۰۰ ایران به منظور تخمین این مقادیر پیشنهاد داده است، ترسیم و ارائه شده است. آین‌نامه ۲۸۰۰ ایران، مقدار $0.4R$ را برای تخمین این مقادیر، پیشنهاد داده است. در این مقاله به عنوان نمونه از میان قاب‌های خمشی، قاب ۶ طبقه و از میان قاب‌های مفصلی با مهاربندهای هم محور نیز قاب ۶ طبقه، برای ارائه نتایج مذکور، انتخاب شده‌اند (شکل ۹ برای قاب خمشی ۶ طبقه و شکل ۱۰ برای قاب مفصلی ۶ طبقه). نتایج کلی حاصل از این تحقیق، در مورد کلیه قاب‌های خمشی معمولی در شکل ۱۱ و کلیه قاب‌های مفصلی در نظر گرفته شده نیز در شکل ۱۲ ارائه شده است. در جدول شماره ۷ ضریب بزرگنمایی جابجایی و تغییرمکان نسبی طبقات کلیه قاب‌ها، بر حسب ضریب رفتار قاب‌های مذکور، ارائه شده است. لازم به ذکر است که در آین‌نامه طرح لرزه‌ای ۲۸۰۰ ایران، مقدار درنظر گرفته شده برای ضریب رفتار قاب‌های خمشی معمولی و قاب‌های مفصلی با مهاربندهای هم محور، مساوی ۶ می‌باشد ($R = 6$). در شکل‌های ۱۳ الی ۱۶ نیز تغییرات ضریب بزرگنمایی جابجایی و تغییرمکان نسبی قاب‌های خمشی و قاب‌های مفصلی بر حسب ضریب رفتار این قاب‌ها، در مقابل زمان تناوب طبیعی اصلی ارتعاش قاب‌های مذکور ارائه شده است.

۶. نتایج تحلیل مدل‌ها

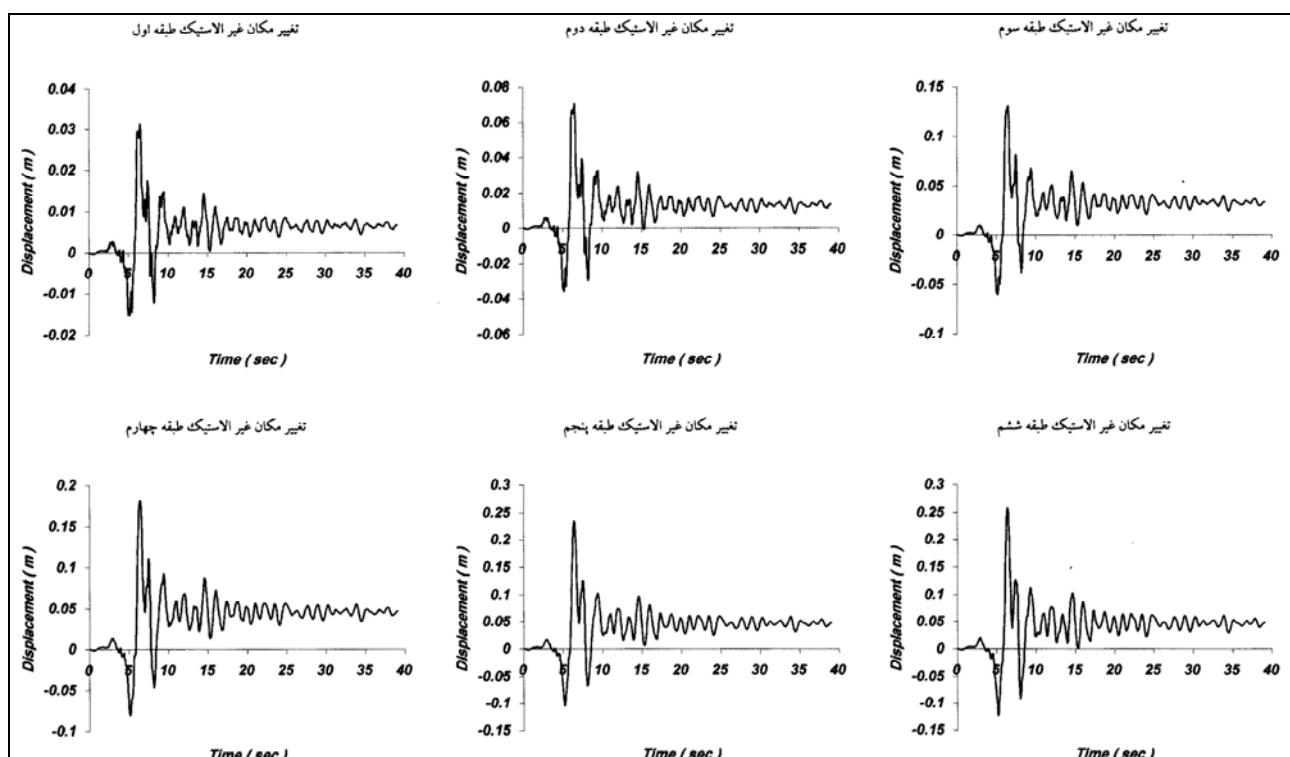
۶-۱. نتایج تفصیلی در مورد دو ساختمان نمونه

در این قسمت به عنوان نمونه از میان قاب‌های خمشی، قاب ۶ طبقه و از میان قاب‌های مفصلی با مهاربندهای هم محور نیز قاب ۶ طبقه برای ارائه نتایج تفصیلی بدست آمده از انجام آنالیزهای غیرالاستیک، انتخاب شده‌اند. در شکل‌های ۷ و ۸، به ترتیب جابجایی غیرالاستیک هر یک از طبقات قاب خمشی ۶ طبقه و جابجایی غیرالاستیک هر یک از طبقات قاب مفصلی ۶ طبقه، تحت اثر زمین‌لرزه السنترو، نشان داده شده است.

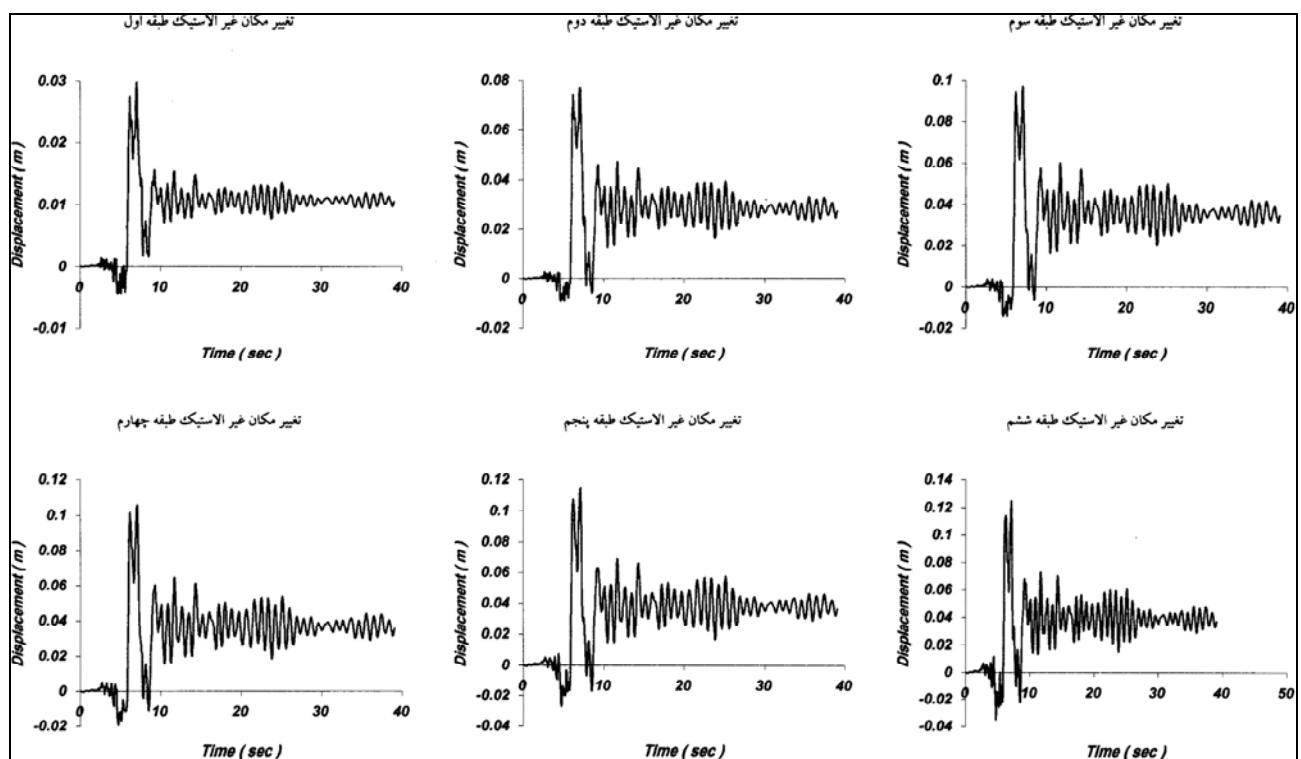
۶-۲. نحوه محاسبه ضریب بزرگنمایی تغییرمکان

پس از مقیاس کردن زمین‌لرزه‌ها، برای هر یک از زمین‌لرزه‌های مقیاس شده، آنالیزهای غیرخطی در مورد تمام قاب‌ها انجام شده است. با انجام این آنالیزها، برای هر یک از زمین‌لرزه‌ها ماکریتم جابجایی و تغییرمکان نسبی ایجاد شده در طبقات هر یک از قاب‌ها بدست آمد.

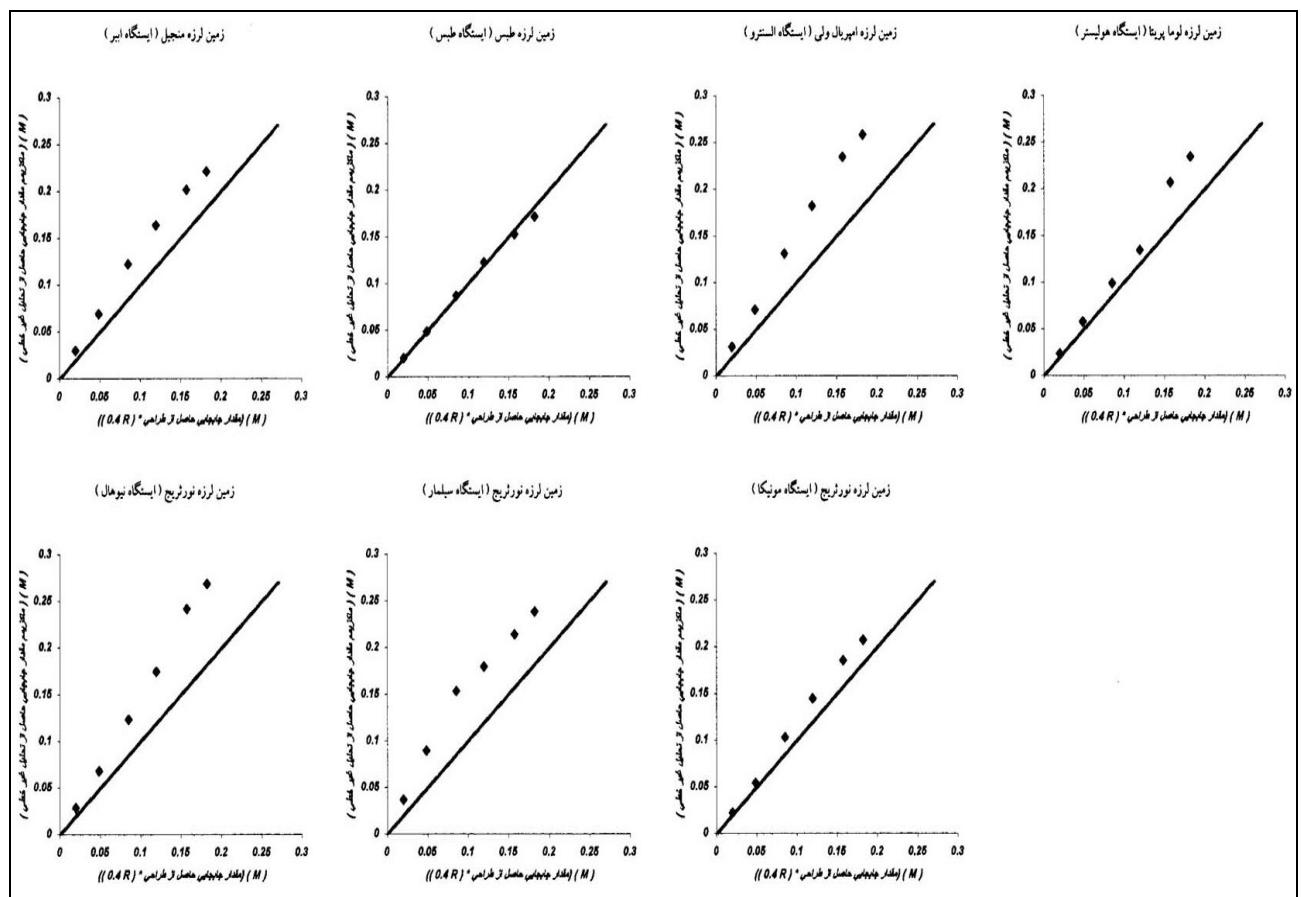
ضرایب بزرگنمایی جابجایی و تغییرمکان نسبی با تقسیم ماکریتم جابجایی‌ها و تغییرمکان‌های نسبی حاصل از آنالیزهای غیرخطی بر جابجایی‌ها و تغییرمکان‌های نسبی نظری طراحی هر یک از قاب‌ها حاصل شده‌اند. سپس این ضرایب براساس ضریب رفتار مورد استفاده در طراحی هر یک از قاب‌ها مقیاس شده‌اند.



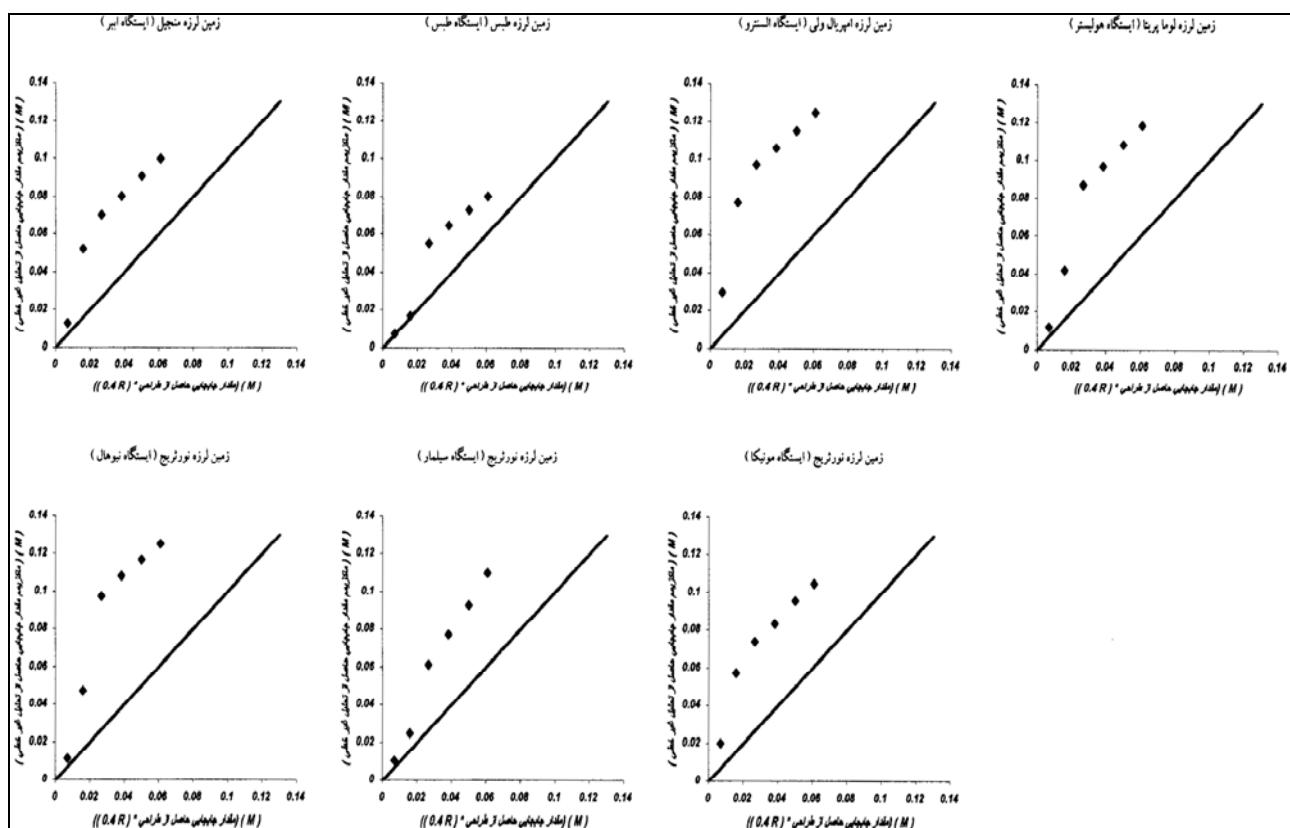
شکل ۷. جابجایی غیرالاستیک هر یک از طبقات قاب خمشی ۶ طبقه در اثر زمین‌لرزه السنترو



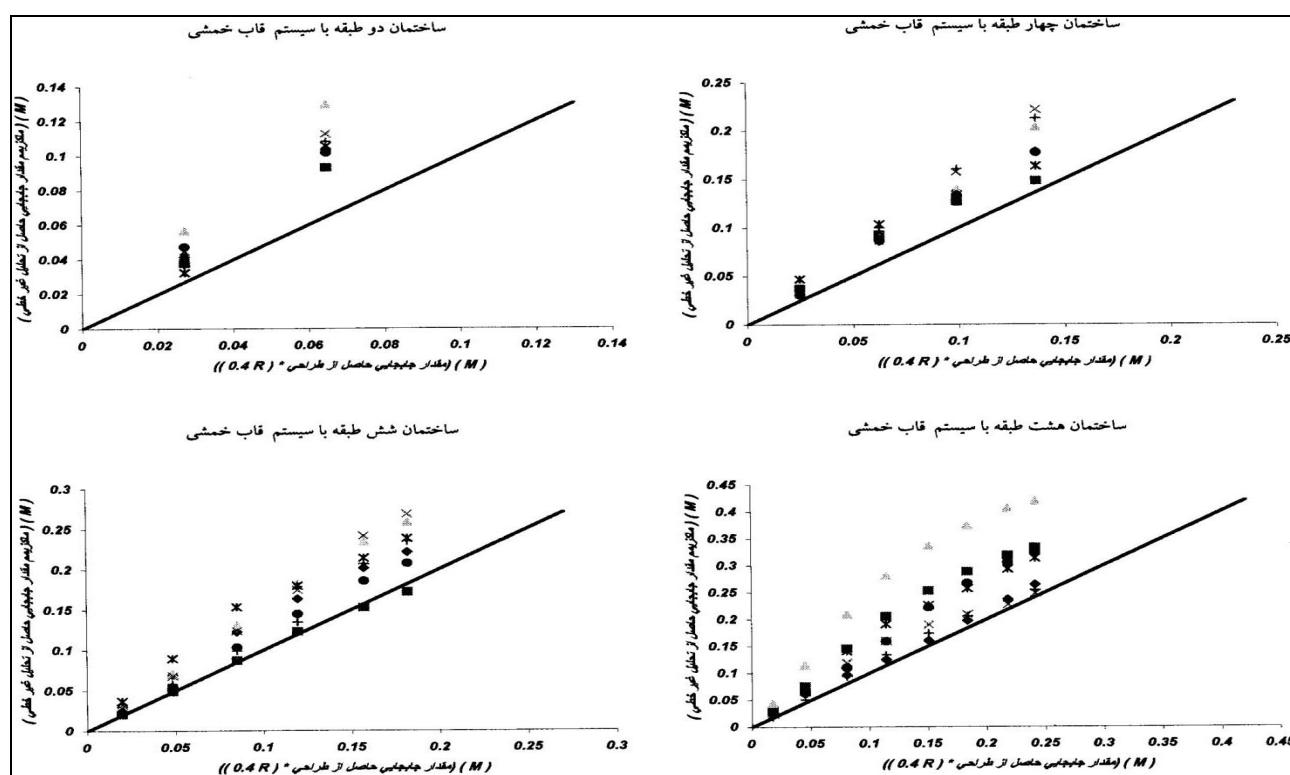
شکل ۸. جابجایی غیرالاستیک هر یک از طبقات قاب مفصلی ۶ طبقه در اثر زمین لرزه السنترو



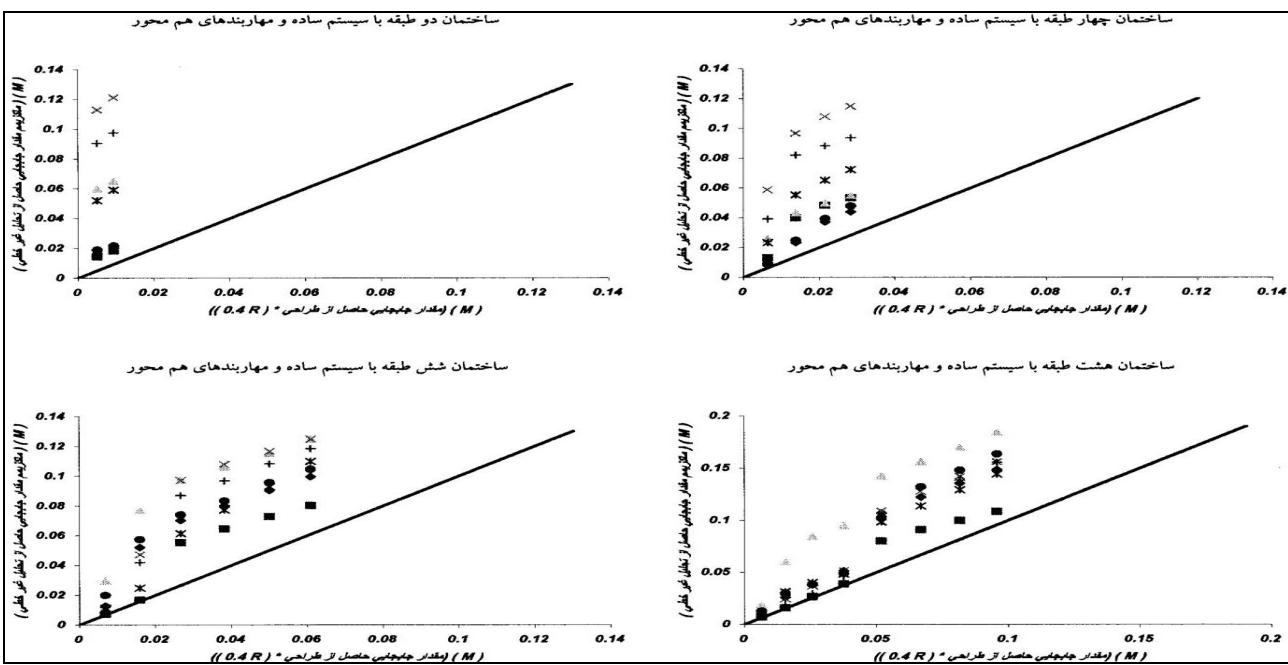
شکل ۹. مقایسه ماکریم جابجایی غیرالاستیک طبقات حاصل از آنالیزهای غیرخطی و مقدار پیشنهاد شده در استاندارد ۲۸۰۰ ایران در مورد قاب ۶ طبقه خمسی تحت اثر هر یک از زمین لرزه های مورد استفاده در این تحقیق



شکل ۱۰. مقایسه ماکریتم جابجایی غیرالاستیک طبقات حاصل از آنالیزهای غیرخطی و مقدار پیشنهاد شده در استاندارد ۲۸۰۰ ایران در مورد قاب ۶ طبقه مفصلی تحت اثر هر یک از زمین لرزه‌های مورد استفاده در این تحقیق



شکل ۱۱. مقایسه ماکریتم جابجایی غیرالاستیک طبقات حاصل از آنالیزهای غیرخطی صورت گرفته برای هر یک از زمین لرزه‌های مورد استفاده در این تحقیق و مقدار پیشنهاد شده در استاندارد ۲۸۰۰ ایران در مورد قاب‌های مقاوم خمشی معمولی



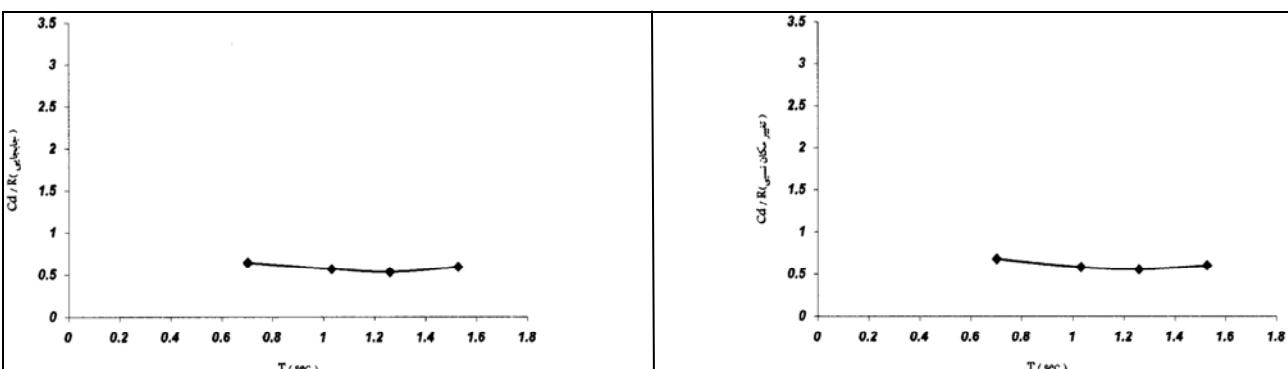
شکل ۱۲. مقایسه ماکریم جابجایی غیراستیک طبقات حاصل از آنالیزهای غیرخطی صورت گرفته برای هر یک از زمین لزه های مورد استفاده در این تحقیق و مقدار پیشنهاد شده در استاندارد ۲۸۰۰ ایران در مورد قابهای مفصلی با مهاربندهای هم محور

جدول ۷. ضریب بزرگنمایی تغییرمکان و تغییرمکان نسبی طبقات در ساختمان های مقاوم خمسی معمولی

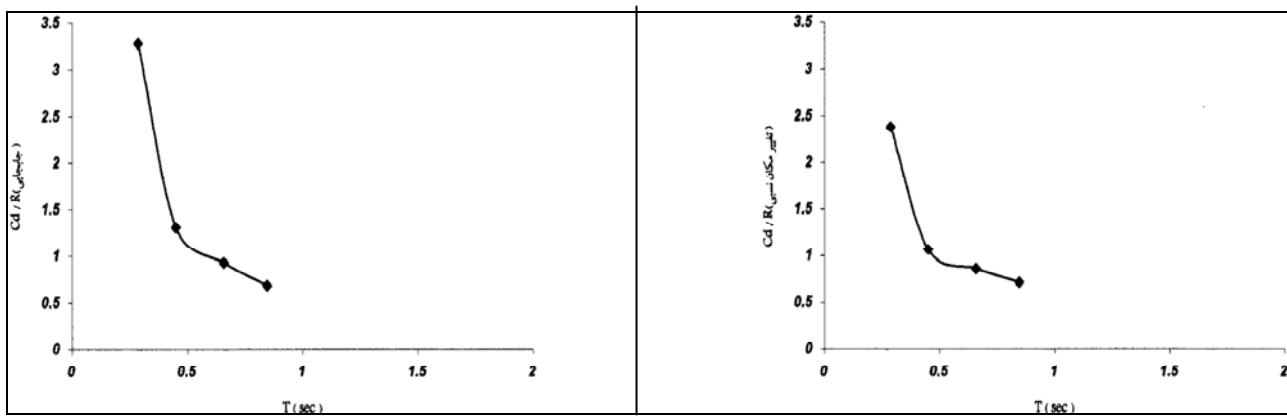
تعداد طبقات	ضریب بزرگنمایی بر حسب ضریب رفتار سازه	
	جابجایی (Displacement)	تغییرمکان نسبی (Drift)
۲	۰/۶۴۶۲	۰/۶۸۱۴
۴	۰/۵۶۹۶	۰/۵۸۱۵
۶	۰/۵۳۳۴	۰/۵۵۶۲
۸	۰/۵۹۲۴	۰/۶۰۱۴
میانگین	۰/۵۸۵۴	۰/۶۰۵۱

جدول ۸. ضریب بزرگنمایی تغییرمکان و تغییرمکان نسبی طبقات در ساختمان های مفصلی با مهاربندهای هم محور

تعداد طبقات	ضریب بزرگنمایی بر حسب ضریب رفتار سازه	
	جابجایی (Displacement)	تغییرمکان نسبی (Drift)
۲	۳/۲۸۶۰	۲/۲۸۳۶
۴	۱/۳۱۰۹	۱/۰۶۶۹
۶	۰/۹۳۰۳	۰/۸۶۳۵
۸	۰/۶۸۸۵	۰/۷۱۸۳
میانگین	۱/۵۵۳۹	۱/۲۵۸۱



شکل ۱۳ و ۱۴. تغییرات ضریب بزرگنمایی تغییرمکان نسبی و ضریب بزرگنمایی جابجایی قاب های خمسی بر حسب ضریب رفتار این قاب ها نسبت به زمان تناوب طبیعی ارتعاش قاب های مذکور



شکل ۱۵ و ۱۶. تغییرات ضریب بزرگنمایی تغییرمکان نسبی و ضریب بزرگنمایی جابجایی قاب‌های مفصلی بر حسب ضریب رفتار این قاب‌ها نسبت به زمان تنابوب طبیعی ارتعاش قاب‌های مذکور

تنابوب‌های طبیعی اصلی ارتعاش بزرگتر از یک ثانیه، تقریباً مستقل از T می‌باشد چراکه با افزایش تعداد طبقات این قابها و به دنبال آن افزایش زمان تنابوب طبیعی اصلی ارتعاش، نسبت $\frac{C_d}{R}$ در حال همگرا شدن به یک مقدار مشخص می‌باشد. در کلیه قاب‌های مفصلی به استثنای قاب ۸ طبقه، مقدار ضریب بزرگنمایی جابجایی طبقات با مقدار ضریب بزرگنمایی تغییرمکان نسبی طبقات، متفاوت می‌باشد. این اختلاف بخصوص در مورد قاب ۲ طبقه مفصلی، قاب توجه می‌باشد. در محدوده زمان تنابوب‌های کوچکتر از یک ثانیه، با افزایش زمان تنابوب طبیعی اصلی ارتعاش در قاب‌های مفصلی، مقدار نسبت $\frac{C_d}{R}$ (هم در مورد جابجایی و هم در مورد تغییرمکان نسبی طبقات) کاهش می‌یابد. بر این اساس منطقی آن است که در مورد قاب‌های مفصلی با مهاربندهای هم مرکز، ابتدا زمان تنابوب‌های طبیعی اصلی ارتعاش، به چندین محدوده تقسیم شده و سپس مقدار ضریب بزرگنمایی تغییرمکان برای هر محدوده جداگانه تعیین شود. اما به دلیل، در این تحقیق تنها یک مقدار مجرد برای تعیین ضریب بزرگنمایی تغییرمکان قاب‌های مفصلی با مهاربندهای هم مرکز پیشنهاد می‌گردد. این دو دلیل عبارتند از:

(الف) ساده‌سازی
 (ب) امکان ایجاد مقایسه بین ضریب پیشنهاد شده در این تحقیق با ضرایب پیشنهاد شده در آینه‌نامه‌های مختلف
 باتوجه به نتایج حاصله در این پژوهش، مقدار $1.0R_w$ برای ضریب بزرگنمایی تغییرمکان قاب‌های مفصلی با مهاربندهای هم مرکز به دست می‌آید. همینطور که پیشتر اشاره شد، آینه‌نامه طرح لرزه‌ای ایران، مقدار $0.4R_w$ را برای این ضریب پیشنهاد می‌کند که در مورد این نوع قاب‌ها دست پایین می‌باشد. آینه‌نامه‌های $IBC - 2000$ و $UBC - 97$ برای قاب‌های خمشی معمولی به ترتیب $0.7R$ و $0.89R$ پیشنهاد می‌کنند.

۷. نتیجه‌گیری

- ۱) ضریب بزرگنمایی تغییرمکان، برای تخمین ماکریم جابجایی و تغییرمکان نسبی غیرالاستیک با استفاده از مقادیر جابجایی و تغییرمکان نسبی الاستیک نظری سطح طراحی، مورد استفاده قرار می‌گیرد. در مورد قاب‌های مقاوم خمشی معمولی، نتایج حاصله از این تحقیق برای قاب‌های ۲ الی ۸ طبقه، اختلاف ناچیزی با یکدیگر داشته و بنابراین می‌توان به منظور پیشنهاد ضریب بزرگنمایی جابجایی و تغییرمکان نسبی طبقات، از نتایج بدست آمده برای کلیه قاب‌های مقاوم خمشی معمولی، میانگین گیری به عمل آورد. به طور کلی از نتایج حاصل می‌توان اینگونه نتیجه گرفت که مقدار نسبت $\frac{C_d}{R}$ (هم برای جابجایی و هم برای تغییرمکان نسبی طبقات) برای محدوده زمان تنابوب‌های طبیعی اصلی ارتعاش بزرگتر از یک ثانیه، مستقل از T می‌باشد. باتوجه به نتایج حاصله در این پژوهش، برای ضریب بزرگنمایی تغییرمکان قاب‌های خمشی مقدار $0.6R_w$ پیشنهاد می‌شود. ویرایش دوم آینه‌نامه طرح لرزه‌ای ایران، مقدار $0.4R_w$ را برای این ضریب پیشنهاد می‌کند که در مورد این نوع قاب‌ها دست پایین می‌باشد. آینه‌نامه‌های $IBC - 2000$ و $UBC - 97$ کشور آمریکا، مقدار این ضریب را برای قاب‌های خمشی معمولی به ترتیب $0.7R$ و $0.89R$ پیشنهاد می‌کنند.
- ۲) به دلیل سختی زیاد قاب‌های مفصلی با مهاربندهای هم مرکز، زمان تنابوب طبیعی اصلی ارتعاش این قاب‌ها، نسبت به قاب‌های خمشی کوچکتر می‌باشد. همین امر باعث می‌شود که برخلاف قاب‌های مقاوم خمشی معمولی، مقدار نسبت $\frac{C_d}{R}$ در قاب‌های مفصلی (هم برای جابجایی و هم برای تغییرمکان نسبی طبقات) به شکل کاملاً محسوسی به زمان تنابوب طبیعی اصلی ارتعاش این قاب‌ها، بستگی داشته باشد. در مورد قاب‌های مفصلی با مهاربندهای هم مرکز نیز می‌توان ادعا کرد که مقدار نسبت $\frac{C_d}{R}$ برای زمان

- [5] Miranda, E., "Inelastic Displacement Ratios for Displacement-based Earthquake Resistant Design," Proc. 12th WCEE Conf., Auckland, New Zealand, 2000.
- [6] Uang, C.-M., Maarouf, A., "Deflection Amplification Factor for Seismic Design Provisions," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.120, No.8, 1994, PP. 2423-2436.
- [7] Karami Mohammadi, R., "Approximate Evaluation of Deflection Amplification Factor," Journal of Structural Engineering, Vol.128, No.2, 2002.
- [8] Applied Technology Council, "Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations," Report No.ATC-32, Redwood City, California, 1996.
- [9] Federal Emergency Management Agency (FEMA), "NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings," Reports FEMA 273 (Guidelines) and 274 (Commentary), Washington, D.C, 1997.
- [10] Federal Emergency Management Agency (FEMA), "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures," 1997.
- [11] Miranda, E., "Seismic Evaluation and Upgrading of Existing Structures," PhD Thesis, University of California of Berkeley, Berkeley, CA, 1991.
- [12] Miranda, E., "Evaluation of Site-Dependent Inelastic Seismic Design Criteria," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 5, 1993, PP. 1319-1338.
- [13] Miranda, E., "Evaluation of Seismic Design Criteria for Highway Bridges," Earthquake Spectra, EERI, Vol. 9, No. 2, 1993, PP. 233-250.
- [14] Miranda, E., "Inelastic Displacement Ratios for Structures on Firm Sites," Submitted for Possible Publication in the Journal of Structural Engineering, ASCE, 2000.

[۱۵] کمیته دائمی بازنگری آیننامه، آیننامه طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله، نشریه شماره ۲۵۳، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش دوم، ۱۳۷۶.

مقدار بدست آمده در این تحقیق، با مقداریکه آیننامه IBC – 2000 پیشنهاد کرده است، قابل مقایسه خواهد بود.

(۳) با توجه به نتایج بدست آمده برای قاب‌های خمشی معمولی و قاب‌های مفصلی با مهاربندهای هم‌مرکز، مشخص می‌شود که اعمال یک ضربیت تها و مجرد برای تعیین ضربیت بزرگنمایی تغییرمکان کلیه سازه‌ها (نظیر $0.4R_w$ در آیننامه طرح لرزه‌ای ۲۸۰۰ ایران) منجر به خطای قابل‌توجه‌ای خواهد شد و اصولی‌تر آن است که این ضربیت برای هر نوع سیستم سازه‌ای، جداگانه تعیین شود. (نظیر ضربیت C_d در آیننامه‌های IBC – 2000 و NEHRP – 2000)

(۴) محتوای فرکانسی زلزله بر روی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها تأثیر مستقیم داشته، به‌گونه‌ای که تنها بیشینه شتاب یک زلزله تعیین کننده پاسخ لرزه‌ای سازه نمی‌باشد، بلکه پاسخ لرزه‌ای سازه به نحو چشمگیری متأثر از محتوای فرکانسی زلزله و یا درگیری فرکانسی است. با وجود آنکه در مورد هر یک از قاب‌های مورد بررسی، کلیه زمین‌لرزه‌ها ابتدا مقیاس شده و سپس به مدل‌ها به منظور انجام آنالیزهای دینامیکی غیرخطی اعمال شدند، اما در مورد هر قاب، نتایج حاصل از زمین‌لرزه‌ها با یکدیگر متفاوت می‌باشند. این موضوع به خصوص در مورد قاب دو طبقه مفصلی با مهاربندهای هم‌مرکز، کاملاً ملموس می‌باشد.

در مورد این قاب، نتایج حاصل از زمین‌لرزه‌ها درخصوص ضربیت بزرگنمایی تغییرمکان، تفاوت قابل‌توجه‌ای با یکدیگر دارند. در مورد سایر قاب‌ها نیز چنین موضوعی مشاهده می‌شود، اما میزان اختلاف بین نتایج حاصل از زمین‌لرزه‌ها در قاب‌های دیگر، نسبت به قاب دو طبقه مفصلی، کمتر بوده و با افزایش زمان تناوب طبیعی اصلی ارتعاش قاب‌ها، از میزان اختلاف بین نتایج حاصل از زمین‌لرزه‌ها، کاسته می‌شود.

مراجع

- [1] Uang, C.M., "Establishing R (or R_w) and C_d Factors for Building Seismic Provisions," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.117, No.1, 1991, PP. 19-28.
- [2] Miranda, E., Bertero, V.V., "Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake Resistant Design," Earthquake Spectra, Vol.10, No.2, 1994, PP. 357-380.
- [3] Veletsos, A.S., Newmark, N.M., "Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions," Proc. 2nd WCEE Conf., Japan, Vol.2, 1960, PP. 895-912.
- [4] Veletsos, A.S., Newmark, N.M., Chepalati, C.V., "Deformation Spectra for Elastic and Elastoplastic Systems Subjected to Ground Shock and Earthquake Motions," Proc. 3rd WCEE Conf., New Zealand, Vol.2, 1965, PP. 663-682.