

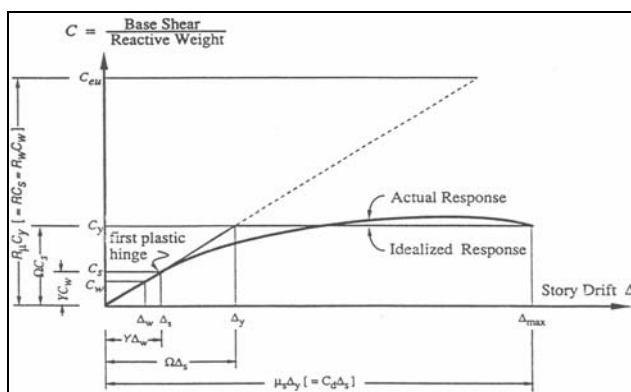
ضریب افزایش تغییرمکان در سازه‌های فولادی با سیستم قاب خمشی معمولی و قاب ساده با مهاربندهای هم‌محور

رضا جعفرزاده و علی اکبر آفاکوچک

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 آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای، ماکزیمم 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 ضریبی به عنوان ضریب افزایش تغییرمکان انجام می‌شود. در این تحقیق، ضریب بزرگنمایی جابجایی و تغییرمکان نسبی طبقات دو سیستم قاب مفصلی با مهاربندهای هم‌محور 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 ۴ 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 قابل‌ملاحظه‌ای بزرگتر از آنچه که در ویرایش دوم آیین‌نامه 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 هم‌محور، قاب مقاوم خمشی معمولی



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

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

۱. مقدمه

از آنجا که بر طبق آیین‌نامه‌های طراحی، اکثر ساختمان‌ها برای نیروهای برشی به مراتب کوچکتر از نیروی برش الاستیک نظیر طیف طرح پیشنهادی خود طراحی می‌شوند، بدیهی است وقتی که ساختمانی تحت اثر زمین‌لرزه‌ای متناظر با طیف طرح آیین‌نامه 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،
دکتر علی اکبر آفاکوچک، استادیار دانشکده عمران، دانشگاه تربیت مدرس،
a_gha@modares.ac.ir

(۲) نسبت میرایی

(۳) نوع رفتار غیرخطی سازه

(۴) نسبت شکل پذیری μ

کلیه تحقیقات انجام شده در این زمینه، بر این موضوع اتفاق نظر دارند که زمان تناوب طبیعی سازه، T و نسبت شکل پذیری، μ ، تأثیر بیشتر و دو عامل دیگر یعنی میرایی و نوع رفتار غیرخطی سازه تأثیر کمتری را بر روی R_μ دارند. بنابراین به صورت کلی می توان R_μ را به صورت زیر در نظر گرفت:

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

۱-۵ ضریب اصلاح پاسخ (R یا R_w)

باتوجه به شکل (۱)، مقدار این ضریب برای دو روش مختلف طراحی به صورت زیر تعیین می شود [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:

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

۱-۶ ضریب افزایش تغییر مکان (C_d)

باتوجه به شکل یک، مقدار این ضریب بصورت زیر تعیین می شود [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 آنالیزهای الاستیک خطی به منظور تخمین ماکزیمم پاسخ غیرخطی یک سازه مورد استفاده قرار می گیرند. با وجود آنکه امروزه امکان دسترسی و انتخاب تعداد کافی و مناسبی از شتاب نگاشت های تاریخچه زمانی زمین لرزه های مختلف، برای مقاصد طراحی به سادگی وجود دارد، اما باتوجه به پیچیدگی های انجام آنالیزهای 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 ماکزیمم پاسخ غیرالاستیک سازه ها در طول زمین لرزه های شدید، امری ضروری و اجتنابناپذیر می باشد. بر این اساس، در تحقیقات

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

۱-۱ ضریب شکل پذیری (μ_s)

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

$\Delta \max$ بیانگر ماکزیمم تغییر مکان و Δy معادل با تغییر مکان متناظر با مقاومت جاری شدن C_y یا نیروی جاری شدن $V_y = C_y W$ ، در منحنی ایده آل شده می باشند [۱].

۱-۲ ضریب اضافه مقاومت (Ω_o)

ضریب اضافه مقاومت در حقیقت مبین 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 شکل پذیری (R_μ)

سازه به دلیل شکل پذیری که از خود نشان می دهد، قابلیت و ظرفیت مستهلک کردن انرژی ورودی ناشی از زمین لرزه را داراست [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 شکل پذیری تشکیل می دهد.

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

ضریب کاهش نیرو ناشی از شکل پذیری، 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 می‌باشند:

الف) نسبت تغییرمکان غیرالاستیک در محدوده زمان تناوب‌های کوچک، بزرگتر از یک بوده و همچنین در این محدوده، مقدار این نسبت، کاملاً بستگی به μ و T خواهد داشت. اما برای زمان تناوب‌های بزرگتر از یک ثانیه، مقدار 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 $180 \frac{m}{sec}$ می‌باشد، اثر شرایط متفاوت این مناطق بر روی مقدار 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 گرمی

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

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

ب) ضرب بزرگنمایی تغییرمکان را می‌توان مستقل از الگوی توزیع بار جانبی در نظر گرفت.

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

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

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

در این خصوص یکی از اولین مطالعات مربوط به ولتسوس [۳ و ۴] می‌باشد. وی در تحقیقات خود به این نتیجه رسید که می‌توان ماکزیمم تغییرشکل یک سیستم الاستو پلاستیک کامل را مرتبط با ماکزیمم تغییرشکل یک سیستم الاستیکی دانست که سختی یکسانی با سختی اولیه سیستم الاستو پلاستیک دارد.

وی سیستم‌های یک درجه آزاد را در معرض پالس‌های ساده و همچنین سه زمین‌لرزه قرارداد و باتوجه به نتایج حاصل از تحقیقات خود به این نتیجه رسید که در محدوده فرکانس‌های طبیعی ارتعاش کوچک (فرکانس‌های کوچکتر از ۰٫۳۸ هرتز) و یا به‌عبارت دیگر در محدوده زمان تناوب‌های طبیعی ارتعاش بلند (زمان تناوب‌های بیشتر از ۲٫۶۳ ثانیه) می‌توان ماکزیمم تغییرشکل یک سیستم غیرالاستیک و ماکزیمم تغییر شکل سیستم الاستیک مربوطه را با یکدیگر مساوی در نظر گرفت. این مشاهدات باعث شکل‌گیری قانونی شد که امروزه «قانون تساوی تغییرمکان» نامیده می‌شود. از این قانون در بسیاری از آئین‌نامه‌های ساختمانی 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 الاستوپلاستیک، به‌نحو محسوس و قابل توجهی از ماکزیمم تغییرمکان سیستم‌های الاستیک مربوطه بزرگتر می‌باشد.

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

۱-۲. 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 جانبی 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 و ...)
- (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. به این 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 شده است.

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)	$R/(۰/۶)$	R	۰/۶
Uniform Building Code (۱۹۹۱)	$R_w/(۱/۵)$	$R_w/(۴)$	۰/۳۷۵
Uniform Building Code (۱۹۹۴)	$R_w/(۱/۵)$	$R_w/(۴)$	۰/۳۷۵
Uniform Building Code (۱۹۹۷)	R	$۰/۷R$	۰/۷
International Building Code (۲۰۰۰)	R	C_d	$۰/۵ \sim ۱/۰$
NEHRP Seismic Provisions (۲۰۰۰)	R	C_d	$۰/۵ \sim ۱/۰$
Iran Standard No.2800 (۱۹۹۷)	$R_w/(۱/۴)$	$۲R_w/۷$	۰/۴

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

در رابطه فوق n تعداد طبقات سازه می‌باشد. ضریب DF در تحقیق کرمی، معادل با ضریب C_μ در تحقیق میراندا می‌باشد. 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 افزایش تغییرمکان ارائه شده در دو آیین‌نامه $UBC - 91$ 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 $NEHRP - 91$ در نظر گرفته شود.

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 در نظر گرفته می‌شود. این مدل مناسب‌ترین مدل، برای مصالحی است که از ضوابط جاری شدن فون میسر^۱ تبعیت 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 $E = 2.04 * 10^6 \frac{kg}{cm^2}$ فرض شده است.

به‌طور کلی دو نوع زوال در رفتار سازه‌ها تحت اثر بارهای رفت و برگشتی متصور می‌باشد که عبارتند از:

الف) زوال مقاومت ب) زوال سختی

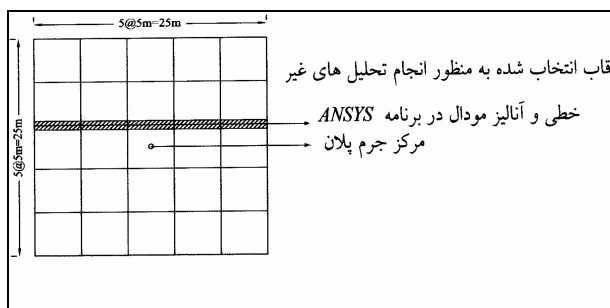
در اثر نادیده گرفتن اثر زوال‌ها در رفتار قاب‌ها، جواب‌های حاصله تفاوت بسیاری با مقادیر واقعی خواهند داشت و لذا این جواب‌ها، به منظور محاسبه پارامترهای لرزه‌ای این نوع قاب‌ها دارای اعتبار نخواهد بود.

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 متر در نظر گرفته شده است.



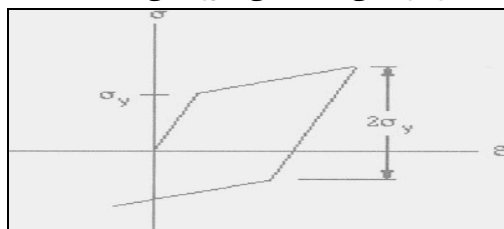
شکل ۳. هندسه پلان ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی

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 المان *Beam 23* 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 محوره‌های *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، $[K]$ ماتریس سختی و α و β ضرایب میرایی رایلی می‌باشند. ضرایب میرایی رایلی با توجه به نسبت میرایی مودال، ζ_i ، محاسبه می‌شوند. برای یک نسبت میرایی مشخص ζ_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 ζ_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 ام 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 دوخطی کینماتیکی برای معرفی رفتار غیرخطی فولاد

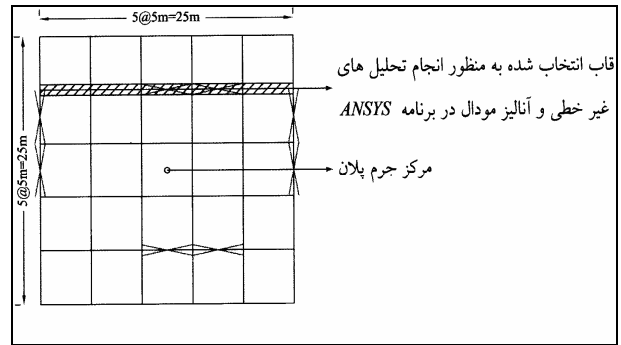
¹ Von Mises Yield Criterion

می‌باشند. در جدول ۲، مقاطع مورد استفاده در قاب‌های انتخاب شده ساختمان‌های خمشی 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 متمرکز در انتهای ستون‌های هر طبقه اثر داده می‌شود.

هر یک از ساختمان‌های مفصلی، بر اساس ضوابط طراحی بیان شده در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان و همچنین ضوابط ارائه شده در آیین‌نامه طرح لرزه‌ای ۲۸۰۰ ایران (در خصوص طراحی مهاربندها)، طراحی شده‌اند.

برای کلیه تیرهای ساختمان‌های مفصلی، از پروفیل *IPE 360* استفاده شده است. کلیه مقاطع در نظر گرفته شده برای ستون‌ها نیز به شکل قوطی بوده و همچنین در کلیه مهاربندها از نبشی‌های دوبر (بصورت پشت به پشت) استفاده شده است. در جدول ۳، مقاطع مورد استفاده در قاب‌های انتخاب شده ساختمان‌های مفصلی ارائه شده است. سختی کلی ساختمان‌های مفصلی عمدتاً ناشی از قاب‌های مهاربندی شده می‌باشد. بنابراین به منظور انجام تحلیل‌های دو بعدی، باید جرم کل سازه بین این قاب‌ها و به نسبت سختی آن‌ها توزیع گردند. به دلیل آنکه مقاطع به کار رفته در قاب‌های مهاربندی شده هر یک از ساختمان‌های مورد بررسی یکسان می‌باشد، می‌توان جرم کل سازه را در هر دو جهت به صورت مساوی بین هر کدام از این قاب‌های مهاربندی شده تقسیم نمود. در هر یک از قاب‌ها، جرم‌های هر طبقه بصورت متمرکز در انتهای ستون‌های هر طبقه اثر داده می‌شود.



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

طراحی این ساختمان‌ها و تحلیل‌های خطی مربوطه، در برنامه *SAP2000* و به صورت سه بعدی و تحلیل‌های غیرخطی در برنامه *ANSYS 5.4* و به صورت دو بعدی انجام گرفت. سیستم سقف از نوع تیرچه بلوک بوده و بار مرده طبقات مساوی $\omega_D = 75 \cdot \frac{kg}{m^2}$ و بار زنده طبقات مساوی $\omega_L = 200 \cdot \frac{kg}{m^2}$ در نظر گرفته شده است.

۴-۲. مقاطع مورد استفاده در مدل‌ها

هر یک از ساختمان‌های خمشی، بر اساس ضوابط طراحی بیان شده در مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، طراحی شده‌اند. تیرهای مورد استفاده در این تحقیق همگی از نوع پروفیل *IPE* بوده و کلیه مقاطع در نظر گرفته شده برای ستون‌ها به شکل قوطی

جدول ۲. مقاطع مورد استفاده در قاب‌های انتخاب شده ساختمان‌های خمشی

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	۲۶۰×۲۶۰×۱۴/۲	۴۰۰	۲۸۰×۲۸۰×۱۶	۴۵۰	۳۰۰×۳۰۰×۱۷/۵	۴۵۰	۸
	۴۰۰	۲۸۰×۲۸۰×۱۶	۴۵۰	۳۰۰×۳۰۰×۱۷/۵	۴۵۰	۳۶۰×۳۶۰×۲۰	۴۵۰	
		۲۴۰×۲۴۰×۱۲/۵	۳۶۰	۲۶۰×۲۶۰×۱۴/۲	۴۰۰	۲۸۰×۲۸۰×۱۴/۲	۴۵۰	۶
				۲۸۰×۲۸۰×۱۴/۲	۴۵۰	۳۰۰×۳۰۰×۲۰	۴۵۰	
				۱۸۰×۱۸۰×۱۰	۳۳۰	۲۴۰×۲۴۰×۱۴/۲	۴۰۰	۴
				۲۲۰×۲۲۰×۱۲/۵	۳۶۰	۲۶۰×۲۶۰×۱۴/۲	۴۰۰	
				۲۶۰×۲۶۰×۱۴/۲	۴۰۰	۲۸۰×۲۸۰×۱۶	۴۰۰	۲
						۱۸۰×۱۸۰×۱۰	۳۳۰	
						۲۲۰×۲۲۰×۱۲/۵	۳۶۰	
						۲۴۰×۲۴۰×۱۲/۵	۳۶۰	
						۲۴۰×۲۴۰×۱۶	۳۶۰	

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

دو طبقه چهارم		دو طبقه سوم			دو طبقه دوم			دو طبقه اول			تعداد طبقات	
مهاربندها نیشیهای دوبل به صورت پشت به پشت	ستونهای غیرمتصل به مهاربند BOX	ستونهای متصل به مهاربند BOX	مهاربندها نیشیهای دوبل به صورت پشت به پشت	ستونهای غیرمتصل به مهاربند BOX	ستونهای متصل به مهاربند BOX	مهاربندها نیشیهای دوبل به صورت پشت به پشت	ستونهای غیرمتصل به مهاربند BOX	ستونهای متصل به مهاربند BOX	مهاربندها نیشیهای دوبل به صورت پشت به پشت			
۲L۱۵۰×۱۵ ۲L۱۱۰×۱۰	۱۴۰×۱۴۰×۱۰	۱۴۰×۱۴۰×۱۰	۲L۱۵۰×۱۵ ۲L۱۱۰×۱۰	۱۶۰×۱۶۰×۱۴/۲ ۲۲۰×۲۲۰×۱۲/۵	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	۱۴۰×۱۴۰×۱۰	۲L۱۵۰×۱۵ ۲L۱۱۰×۱۰	۱۶۰×۱۶۰×۱۴/۲ ۲۲۰×۲۲۰×۱۲/۵	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	۱۴۰×۱۴۰×۱۰	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	۱۲۰×۱۲۰×۱۰ ۱۴۰×۱۴۰×۱۰	۲

۵. شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در این تحقیق

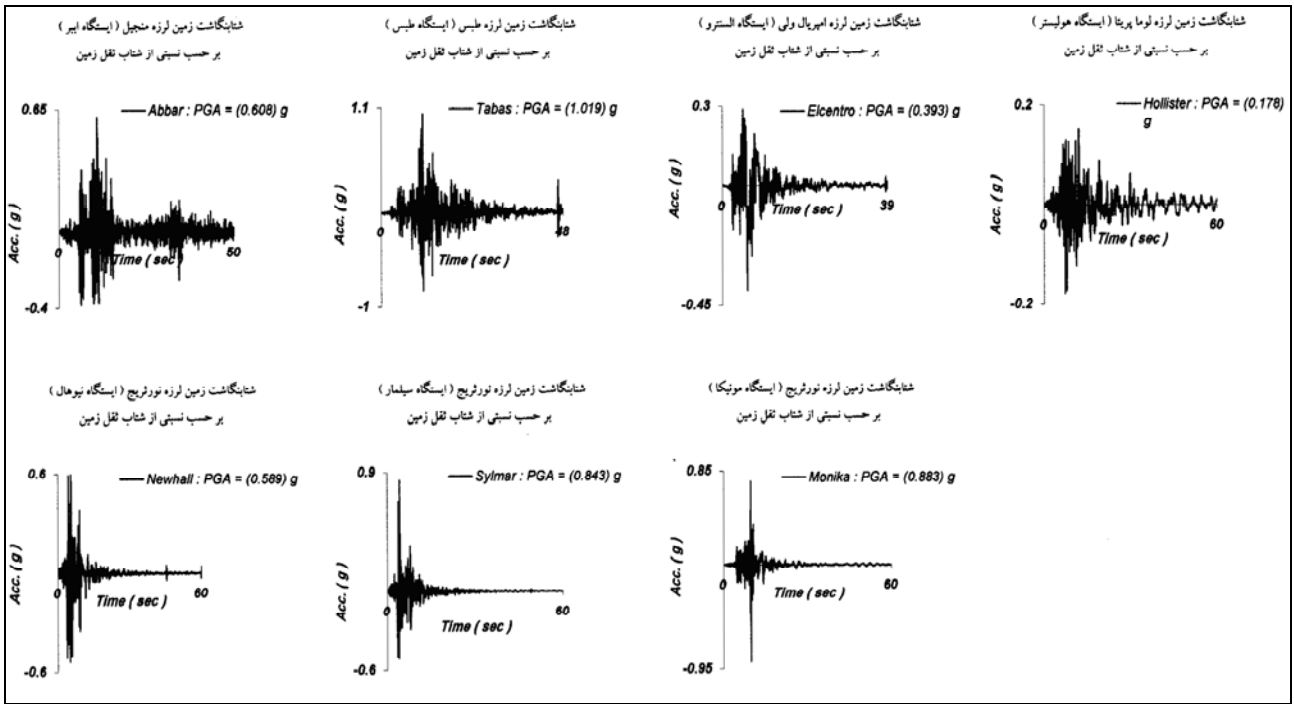
در این پژوهش از ۷ زلزله به منظور بارگذاری دینامیکی سازه‌ها استفاده شده است که مشخصات این زمین‌لرزه‌ها در جدول شماره ۴ ارائه شده‌است.

جدول ۴. مشخصات زمین‌لرزه‌های مورد استفاده در این تحقیق

مدت زلزله (sec)	شتاب بیشینه (g)	نام زلزله	ردیف
۵۰	۰/۶۰۸	منجیل	۱
۴۸	۱/۰۱۹	طیس	۲
۳۹	۰/۳۹۳	امپریال ولی (ایستگاه السنترو)	۳
۶۰	۰/۵۸۹	نورث‌ریج (ایستگاه نیوهال)	۴
۶۰	۰/۸۴۳	نورث‌ریج (ایستگاه سلیمار)	۵
۶۰	۰/۸۸۳	نورث‌ریج (ایستگاه مونیکا)	۶
۶۰	۰/۱۷۸	لوماپریتا (ایستگاه هولیستر)	۷

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

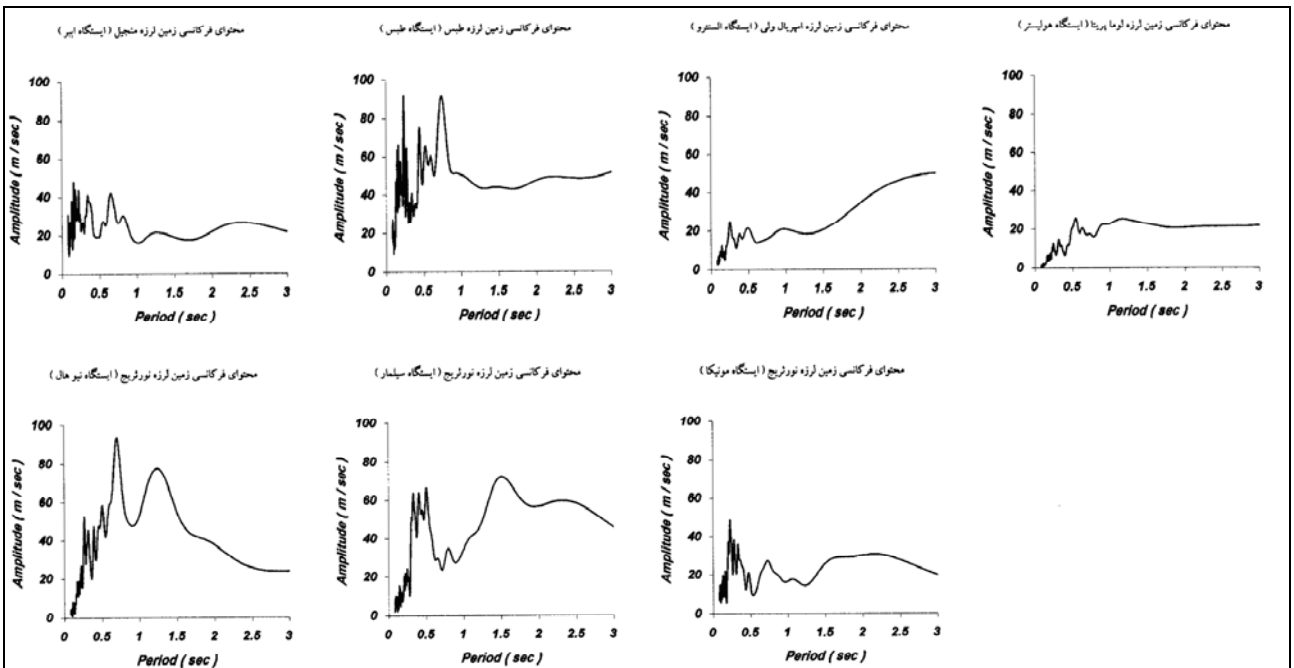
تعداد طبقات	T (sec)	۰/۲T~۱/۵T (sec)	منجیل (ایستگاه آبر)	طیس (ایستگاه طیس)	امپریال ولی (ایستگاه السنترو)	نورث‌ریج (ایستگاه نیوهال)	نورث‌ریج (ایستگاه سلیمار)	نورث‌ریج (ایستگاه مونیکا)	لوماپریتا (ایستگاه هولیستر)
۲	۰/۷۰	۰/۱۴~۱/۰۶	۱/۳۲۸۴۴	۰/۵۱۷۲۹	۱/۱۹۹۴۳	۰/۵۲۲۷۹	۰/۵۵۲۸۱	۱/۲۶۰۹۹	۱/۹۰۱۳۲
۴	۱/۰۳	۰/۲۱~۱/۵۵	۱/۵۴۲۱۹	۰/۶۸۴۹۲	۱/۱۷۴۵۸	۰/۴۸۸۲۷	۰/۵۲۹۸۹	۱/۴۰۶۶۲	۱/۸۰۰۳۴
۶	۱/۲۶	۰/۲۵~۱/۸۹	۱/۷۰۵۶۵	۰/۷۲۱۸۹	۱/۱۱۷۶۵	۰/۵۳۰۱۱	۰/۵۲۳۵۰	۱/۴۳۳۷۴	۱/۸۷۶۰۶
۸	۱/۵۳	۰/۳۰~۲/۲۹	۱/۶۷۰۳۸	۰/۷۳۴۳۷	۱/۰۵۷۹۵	۰/۶۰۰۱۱	۰/۵۳۸۷۹	۱/۴۱۹۲۶	۱/۹۴۷۰۳



شکل ۵. شتاب‌نگاشت‌های زمین‌لرزه‌های مورد استفاده در این تحقیق

جدول ۶. ضرایب مقیاس زمین‌لرزه‌های مورد استفاده در این تحقیق برای ساختمان‌های باسیستم قاب مفصلی با مهاربندهای هم‌محور

تعداد طبقات	T (sec)	$0.7T \sim 1/5T$ (sec)	منجیل (ایستگاه آبر)	طیس (ایستگاه طیس)	امپریال ولی (ایستگاه السنترو)	نورتریج (ایستگاه نیوهال)	نورتریج (ایستگاه سیلمار)	نورتریج (ایستگاه مونیکا)	لوماپریتا (ایستگاه هولیستر)
۲	۰/۲۹	۰/۰۶~۰/۴۳	۰/۷۹۰۲۱	۰/۴۷۸۵۲	۱/۳۲۴۴۹	۰/۷۹۹۹۸	۰/۵۸۱۲۱	۰/۶۸۶۰۳	۲/۷۲۷۷۵
۴	۰/۴۵	۰/۰۹~۰/۶۸	۰/۹۳۳۱۴	۰/۴۶۹۶۹	۱/۲۵۸۱۵	۰/۶۲۹۳۶	۰/۵۳۰۰۲	۱/۰۶۱۹۵	۲/۱۴۸۳۲
۶	۰/۶۶	۰/۱۳~۰/۹۹	۱/۰۶۷۰۲	۰/۴۹۶۰۵	۱/۲۰۱۴۹	۰/۵۳۴۸۰	۰/۵۴۹۸۴	۱/۲۲۱۴۰	۱/۹۶۲۵۹
۸	۰/۸۵	۰/۱۷~۱/۲۷	۱/۲۹۱۶۴	۰/۵۹۶۶۰	۱/۲۰۲۹۷	۰/۴۹۲۰۵	۰/۵۴۴۴۷	۱/۳۶۹۰۲	۱/۷۴۵۰۱



شکل ۶. محتوای فرکانسی زمین‌لرزه‌های مورد استفاده در این تحقیق

در این تحقیق، شکل‌هایی به منظور مقایسه ماکزیمم جابجایی‌ها و تغییرمکان‌های نسبی حاصل از آنالیزهای غیرخطی، با آنچه که آیین‌نامه طرح لرزه‌ای ۲۸۰۰ ایران به منظور تخمین این مقادیر پیشنهاد داده است، ترسیم و ارائه شده است. آیین‌نامه 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 هم‌محور 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 آیین‌نامه طرح لرزه‌ای ۲۸۰۰ ایران، مقدار در نظر گرفته شده برای ضریب رفتار قاب‌های خمشی معمولی و قاب‌های مفصلی با مهاربندهای هم‌محور، 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

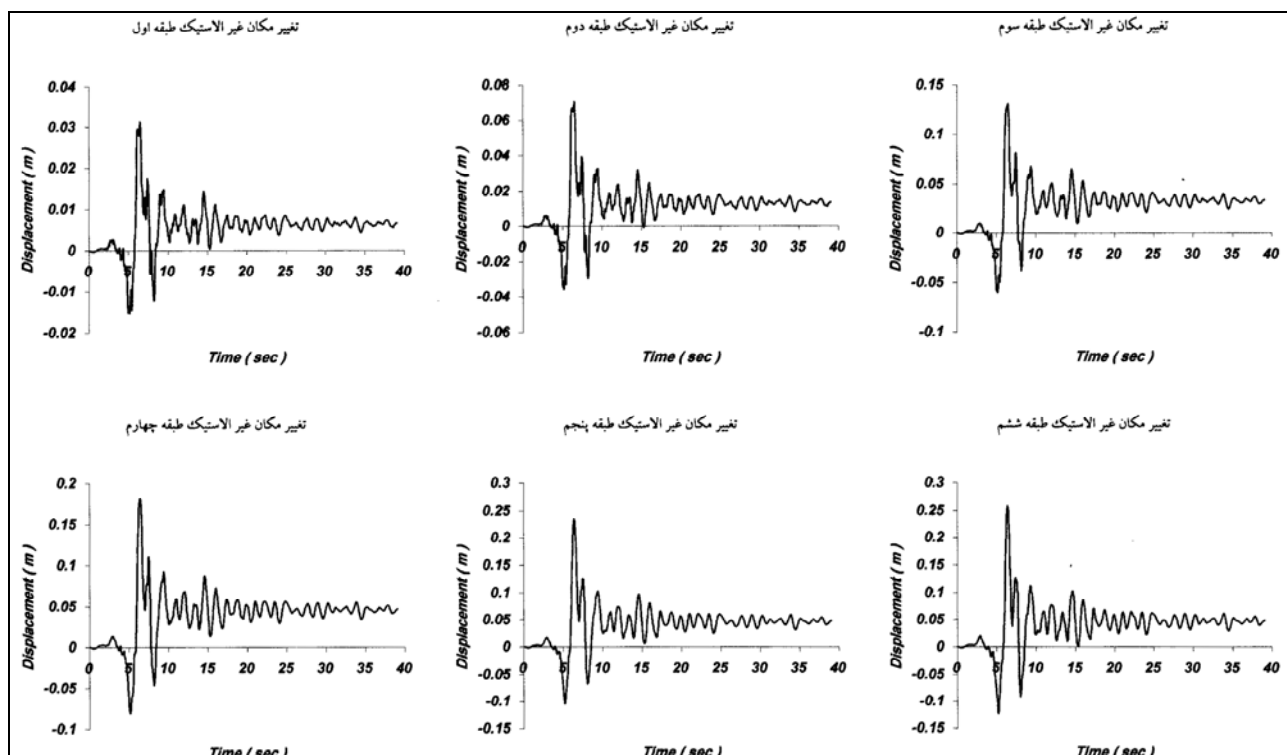
۶-۱. نتایج تفصیلی در مورد دو ساختمان نمونه

در این قسمت به عنوان نمونه از میان قاب‌های خمشی، قاب ۶ طبقه و از میان قاب‌های مفصلی با مهاربندهای هم‌محور 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 سنترو، نشان داده شده است.

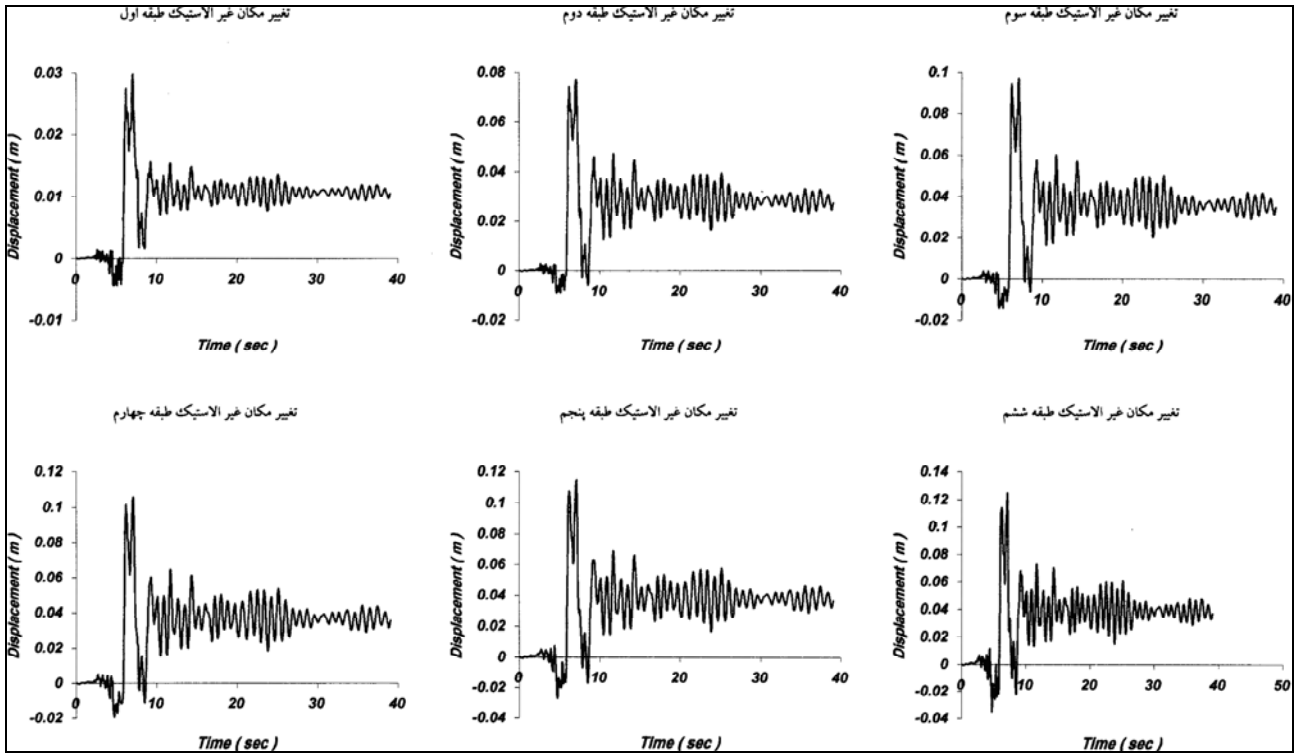
۶-۲. نحوه محاسبه ضریب بزرگنمایی تغییرمکان

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 ماکزیمم جابجایی و تغییرمکان نسبی ایجاد شده در طبقات هر یک از قاب‌ها بدست آمد.

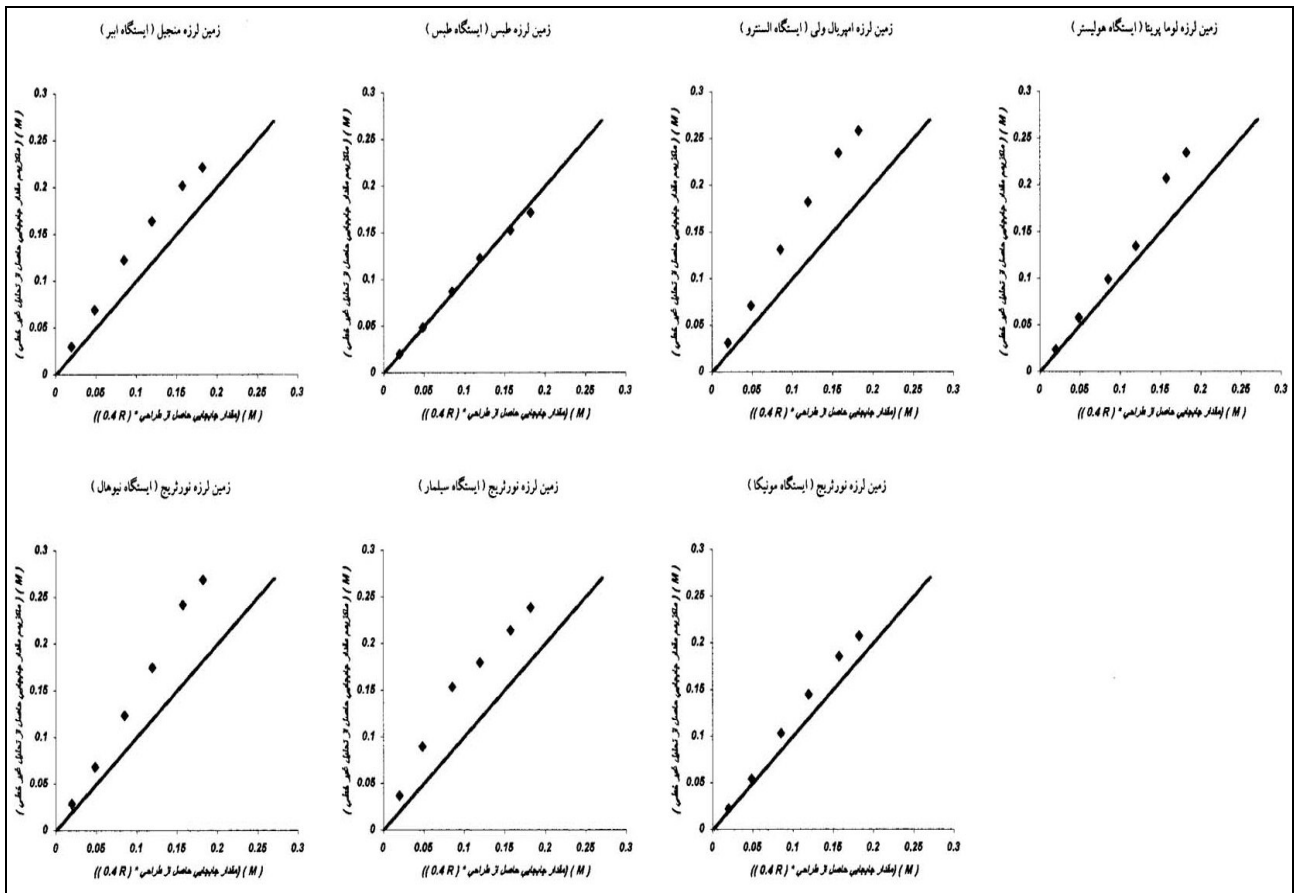
ضرایب بزرگنمایی جابجایی و تغییرمکان نسبی با تقسیم ماکزیمم جابجایی‌ها و تغییرمکان‌های نسبی حاصل از آنالیزهای غیرخطی بر جابجایی‌ها و تغییرمکان‌های نسبی نظیر طراحی هر یک از قاب‌ها حاصل شده‌اند. سپس این ضرایب براساس ضریب رفتار مورد استفاده در طراحی هر یک از قاب‌ها مقیاس شده‌اند.



شکل ۷. جابجایی غیرالاستیک هر یک از طبقات قاب خمشی ۶ طبقه در اثر زمین لرزه سنترو

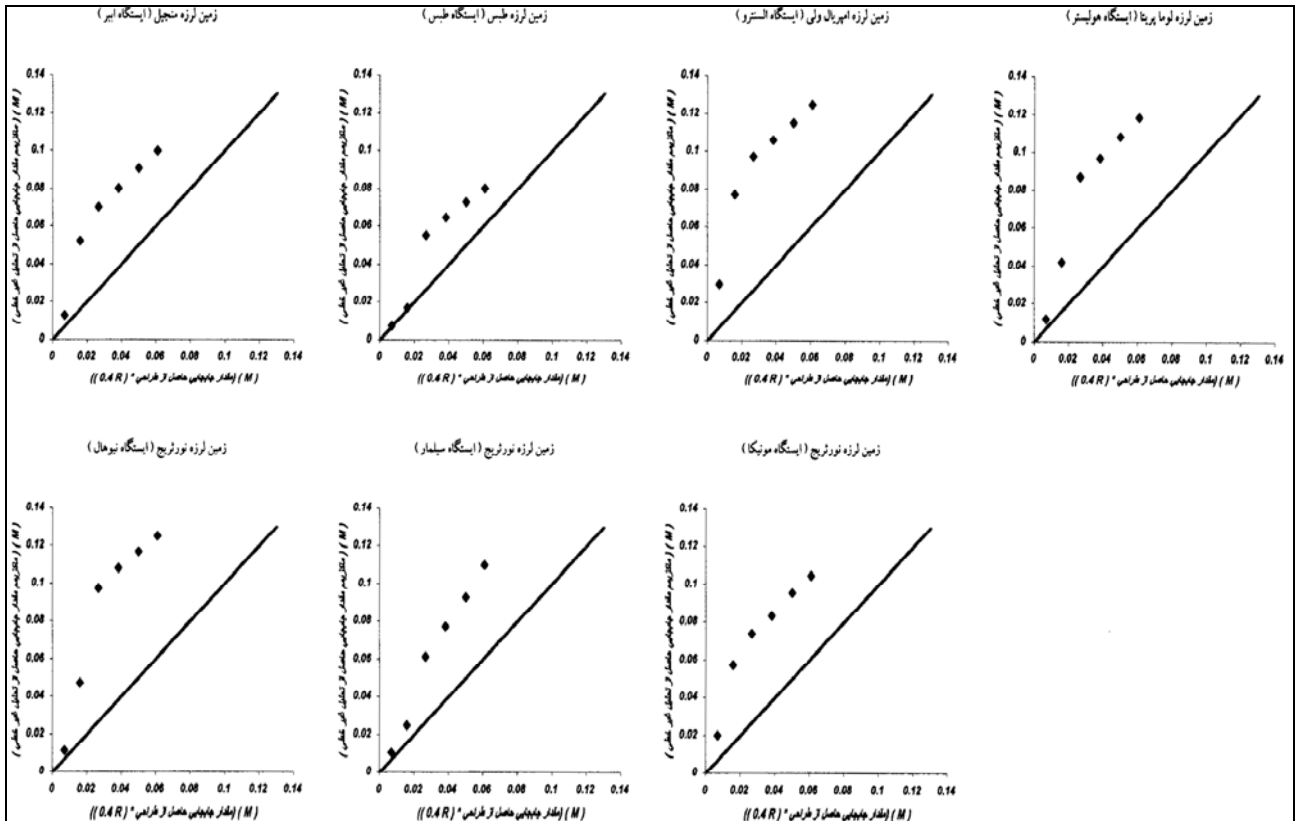


شکل ۸. جابجایی غیرالاستیک هر یک از طبقات قاب مفصلی ۶ طبقه در اثر لرزه سنترو

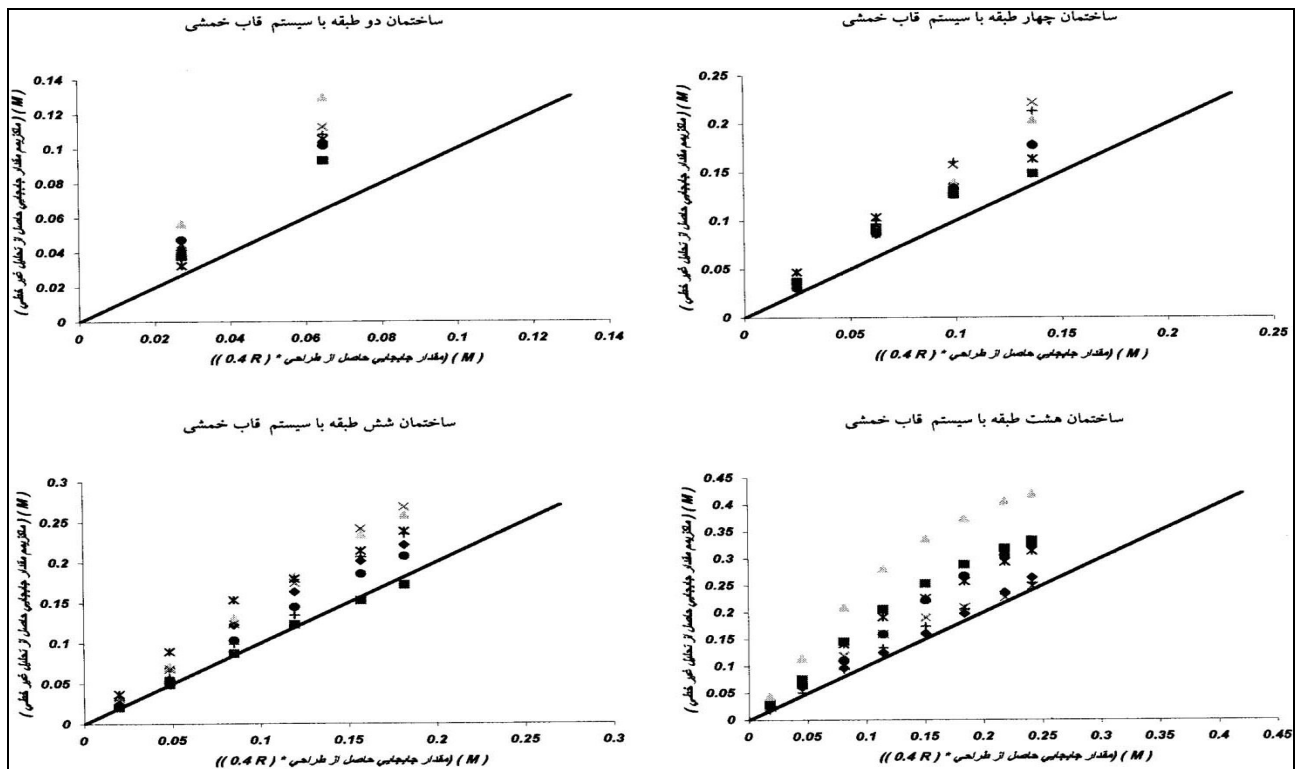


شکل ۹. مقایسه ماکزیمم جابجایی غیرالاستیک طبقات حاصل از آنالیزهای غیرخطی و مقدار پیشنهاد شده در استاندارد ۲۸۰۰

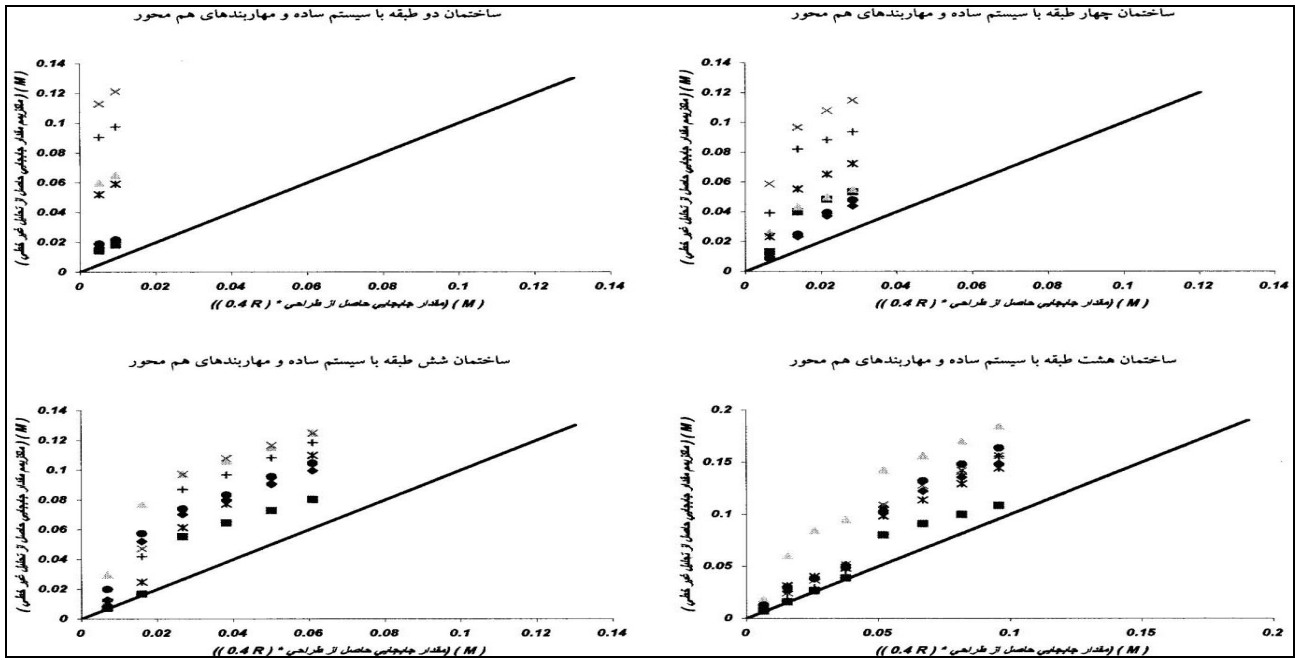
ایران در مورد قاب ۶ طبقه خمشی تحت اثر هر یک از زمین لرزه های مورد استفاده در این تحقیق



شکل ۱۰. مقایسه ماکزیمم جابجایی غیرالاستیک طبقات حاصل از آنالیزهای غیر خطی و مقدار پیشنهاد شده در استاندارد ۲۸۰۰ ایران در مورد قاب ۶ طبقه مفصلی تحت اثر هر یک از زمین لرزه های مورد استفاده در این تحقیق



شکل ۱۱. مقایسه ماکزیمم جابجایی غیرالاستیک طبقات حاصل از آنالیزهای غیر خطی 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



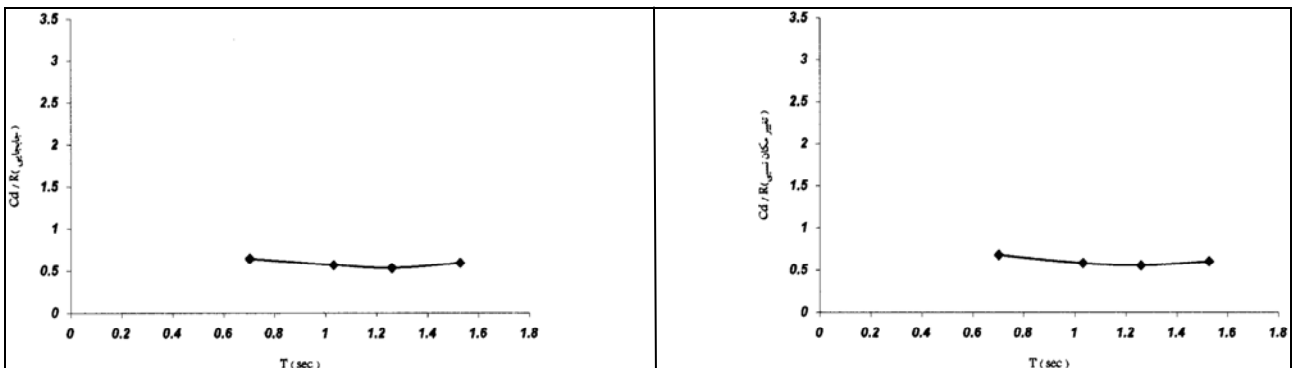
شکل ۱۲. مقایسه ماکزیمم جابجایی غیرالاستیک طبقات حاصل از آنالیزهای غیرخطی صورت گرفته برای هر یک از زمین لرزه های مورد استفاده در این تحقیق و مقدار پیشنهاد شده در استاندارد ۲۸۰۰ ایران در مورد قابهای مفصلی با مهاربندهای هم محور

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

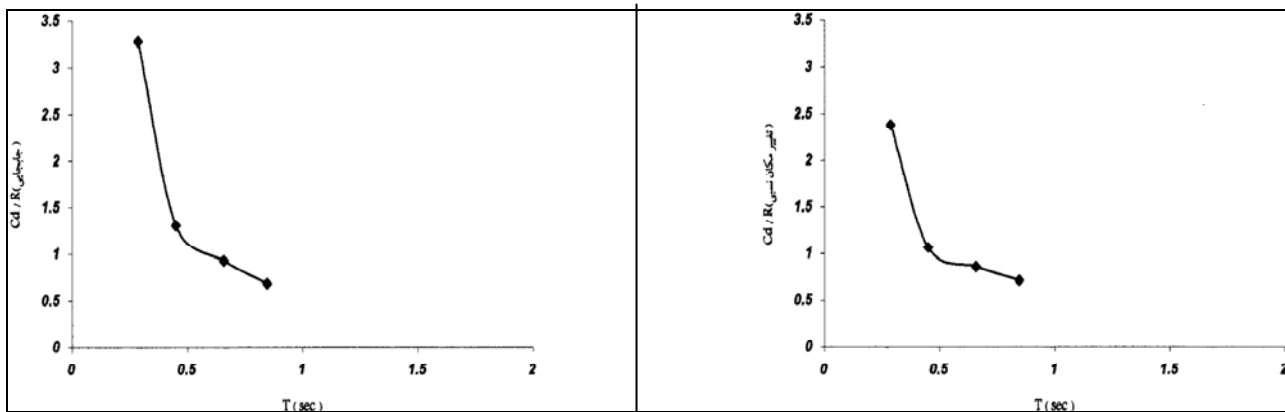
تعداد طبقات	ضریب بزرگنمایی بر حسب ضریب رفتار سازه	
	جابجایی (Displacement)	تغییرمکان نسبی (Drift)
۲	۰/۶۴۶۲	۰/۶۸۱۴
۴	۰/۵۶۹۶	۰/۵۸۱۵
۶	۰/۵۲۳۴	۰/۵۵۶۲
۸	۰/۵۹۲۴	۰/۶۰۱۴
میانگین	۰/۵۸۵۴	۰/۶۰۵۱

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	۲/۳۸۳۶
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 قابهای خمشی بر حسب ضریب رفتار این قابها 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 تناوب طبیعی ارتعاش قاب های مذکور

۷. نتیجه‌گیری

۱) ضریب بزرگنمایی تغییرمکان، برای تخمین ماکزیمم جابجایی و تغییرمکان نسبی غیرالاستیک با استفاده از مقادیر جابجایی و تغییرمکان نسبی الاستیک نظیر 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، میانگین‌گیری به‌عمل آورد. به‌طور 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 تناوب‌های 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 پیشنهادی $0.6R_w$ می‌شود. ویرایش دوم آیین‌نامه طرح لرزه‌ای ۲۸۰۰ ایران، مقدار $0.4R_w$ را برای این ضریب پیشنهاد می‌کند که در مورد این نوع قاب‌ها دست پایین می‌باشد. آیین‌نامه‌های $IBC - 2000$ 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 تناوب طبیعی اصلی ارتعاش این قاب‌ها، نسبت به قاب‌های خمشی کوچکتر می‌باشد. همین امر باعث می‌شود که بر خلاف 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 تناوب طبیعی اصلی ارتعاش این قاب‌ها، بستگی داشته باشد. در مورد قاب‌های مفصلی با مهاربندهای هم‌مرکز نیز می‌توان ادعا کرد که مقدار نسبت $\frac{C_d}{R}$ برای زمان

تناوب‌های 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 تناوب 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، قابل توجه می‌باشد. در محدوده زمان تناوب‌های کوچکتر از یک ثانیه، با افزایش زمان تناوب 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 هم‌مرکز، ابتدا زمان تناوب‌های طبیعی اصلی ارتعاش، به چندین محدوده تقسیم شده و سپس مقدار ضریب بزرگنمایی تغییرمکان برای هر محدوده جداگانه تعیین شود. اما به دو دلیل، در این تحقیق تنها یک مقدار مجرد برای تعیین ضریب بزرگنمایی تغییرمکان قاب‌های مفصلی با مهاربندهای هم‌مرکز 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 آیین‌نامه‌های مختلف
باتوجه به نتایج حاصله در این پژوهش، مقدار $1.0R_w$ برای ضریب بزرگنمایی تغییرمکان قاب‌های مفصلی با مهاربندهای هم‌مرکز به دست می‌آید. همینطور که پیشتر اشاره شد، آیین‌نامه طرح لرزه‌ای ۲۸۰۰ ایران، مقدار $0.4R_w$ را برای این ضریب پیشنهاد می‌کند که در مورد قاب‌های مفصلی با مهاربندهای هم‌مرکز، بسیار دست پایین می‌باشد. آیین‌نامه‌های $IBC - 2000$ و $UBC - 97$ کشور آمریکا، مقدار این ضریب را برای قاب‌های مفصلی با مهاربندهای هم‌مرکز، به ترتیب $0.7R$ و $0.90R$ پیشنهاد می‌کنند. بنابراین

- [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 دایمی بازنگری آیین‌نامه، آیین‌نامه 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 آیین‌نامه $IBC - 2000$ پیشنهاد کرده است، قابل مقایسه خواهد بود.

(۳) باتوجه به نتایج بدست آمده برای قاب‌های خمشی معمولی و قاب‌های مفصلی با مهاربندهای هم‌مرکز، مشخص می‌شود که اعمال یک ضریب تنها و مجرد برای تعیین ضریب بزرگنمایی تغییرمکان کلیه سازه‌ها (نظیر $0.4R_w$ در آیین‌نامه طرح لرزه‌ای ۲۸۰۰ ایران) منجر به خطای قابل‌ملاحظه‌ای خواهد شد و اصولی‌تر آن است که این ضریب برای هر نوع سیستم سازه‌ای، جداگانه تعیین شود. (نظیر ضریب C_d در آیین‌نامه‌های $IBC - 2000$ 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 با 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 ضریب بزرگنمایی تغییرمکان، تفاوت قابل‌ملاحظه‌ای 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.