

مطالعه‌ی پارامتری اثر عوامل مختلف در نیروی وارد بر اجزای غیرسازه‌یی

رضا کریمی محمدی* (استادیار)

محمد محمدی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

مهندسی عمران شریف، (پهار ۱۳۹۳)
دروزی ۲-۳، شماره‌ی ۱/۲، ص. ۷۳-۸۰

آیین‌نامه‌های معتبر ساختمانی در یکی دو دهه‌ی اخیر، روابطی را برای محاسبه‌ی نیروی وارد بر اجزای غیرسازه‌یی ساختمان‌ها ارائه کرده‌اند. در این مطالعه، روابط پیشنهادی آیین‌نامه‌ی یوروکد با مقادیر حاصل از تحلیل‌های تاریخی‌چهره‌ی زمانی قاب‌های فولادی ۵، ۳ و ۷ طبقه‌ی خمشی، مهاربندی هم‌محور و برون‌محور با رفتار کشسان و خمیری تحت رکوردهای حوزه‌ی دور و نزدیک مقایسه و نشان داده شده است که مقادیر حاصل از این روابط در بسیاری از موارد، غیرمحافظة‌کارانه و کمتر از حد لازم است. بر این اساس و با استفاده از نتایج تحلیل‌های ذکر شده برای اصلاح مقادیر آیین‌نامه، اصلاحاتی پیشنهاد می‌شود. این اصلاحات عمدتاً مرتبط با اثر محل قرارگیری عضو غیرسازه‌یی در ارتفاع سازه و نیز ضریب تشدید ارائه شده در آیین‌نامه‌ی مذکور است. در این نوشتار، همچنین اثر زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک و شدت زلزله در نیروی وارد بر اعضای غیرسازه‌یی نشان داده شده است.

واژگان کلیدی: اجزای غیرسازه‌یی، شدت زلزله، قاب برشی، زلزله‌ی حوزه‌ی نزدیک، طیف پاسخ طبقه، ضریب تشدید، بیشینه‌ی شتاب طبقه.

۱. مقدمه

بخشی از اجزای غیرسازه‌یی موجود در ساختمان‌ها که به شتاب وارد شده حساس هستند، نیروی زیادی را در هنگام وقوع زلزله تحمل می‌کنند؛ که ممکن است در اثر این نیرو دچار خرابی و یا واژگونی شوند. این اجزاء، معمولاً دارای میرایی کمی هستند و کمتر اقدامات لازم برای مهار آن‌ها صورت می‌گیرد. این در حالی است که طبق مطالعات انجام شده بیش از ۷۰٪ خسارات اقتصادی ناشی از تخریب کامل یک ساختمان اداری معمولی در زلزله‌ی شدید ناشی از خرابی این اجزاست.^[۱] از طرف دیگر این اجزاء می‌توانند با سقوط بر روی انسان‌ها و یا بستن راه‌های فرار اضطراری و درها منجر به افزایش تلفات جانی شوند. همچنین ساختمان‌های با اهمیت زیاد مانند بیمارستان‌ها، مراکز نظامی و انتظامی، مراکز آتشنشانی، مراکز اطلاع‌رسانی و مخابراتی و... که در حین و پس از وقوع زلزله باید قابلیت استفاده‌ی خود را حفظ کنند، در اثر تخریب این اجزاء، کاربری خود را از دست می‌دهند و نمی‌توانند اهداف طراحی را برآورده سازند.

اولین مطالعات مرتبط با اجزای غیرسازه‌یی بر روی اجزای بحرانی نیروگاه‌های اتمی انجام شد.^[۲-۴] بعدها نتایج این مطالعات به صورت راهنمای الزامات هسته‌یی آمریکا آمد.^[۵] در یکی دو دهه‌ی اخیر نیز بیشتر آیین‌نامه‌های ساختمانی پیشنهادهایی برای محاسبه‌ی نیروهای وارد بر اجزای غیرسازه‌یی ارائه کردند.^[۶-۸]

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۰/۷/۲۰، اصلاحیه ۱۳۹۱/۷/۲۲، پذیرش ۱۳۹۱/۸/۲۱.

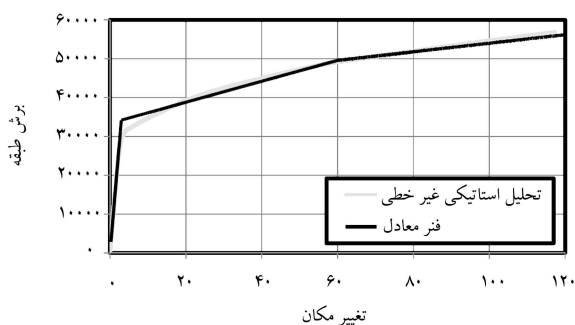
rkarami@kntu.ac.ir
m0.mohammadi@yahoo.com

بر این اساس، پاسخ اجزای غیرسازه‌یی به عوامل مختلفی بستگی دارد که برخی از آن‌ها عبارت‌اند از: رفتار سازه‌ی اصلی، محل قرارگیری عضو غیرسازه‌یی در سازه، اندرکنش سازه و اجزای غیرسازه‌یی، نوع و تعداد نقاط اتصال عضو غیرسازه‌یی، هندسه و شکل و نحوه‌ی توزیع جرم عضو غیرسازه‌یی و...^[۱۷-۱۹]

پژوهشگران برای محاسبه‌ی پاسخ اعضای غیرسازه‌یی از روش‌های مختلفی استفاده کرده‌اند، از جمله‌ی این روش‌ها می‌توان به روش ترکیبی و روش طیف پاسخ اشاره کرد. در روش ترکیبی، تحلیل سازه‌ی اصلی و اجزای غیرسازه‌یی با مدل‌سازی هم‌زمان آن‌ها صورت می‌گیرد.^[۱۷، ۱۸] براساس این مطالعات، در صورتی که وزن عضو غیرسازه‌یی از ۱٪ وزن کل سازه و ۲٪ وزن طبقه کمتر باشد، می‌توان از اثر عضو غیرسازه‌یی بر سازه صرف‌نظر کرد.^[۱۷، ۱۶] در این صورت می‌توان به جای روش ترکیبی از روش‌های ساده‌تری استفاده کرد.^[۱۷، ۱۴، ۱۶-۱۷] صرف‌نظر کردن از اثر متقابل عضو غیرسازه‌یی بر سازه در این موارد منجر به نتایج محافظه‌کارانه می‌شود.^[۱]

روش ساده‌تر در تحلیل پاسخ اعضای غیرسازه‌یی، استفاده از طیف پاسخ طبقه است.^[۱۷، ۱۲، ۷، ۳-۱] در این روش، ابتدا رفتار سازه‌ی اصلی در نقطه یا نقاط اتصال عضو غیرسازه‌یی با صرف‌نظر از اندرکنش آن‌ها تعیین می‌شود. سپس این پاسخ به عنوان ورودی برای تحلیل عضو غیرسازه‌یی استفاده می‌شود. در بسیاری از آیین‌نامه‌های طراحی، از این روش برای تعیین نیروی طراحی اعضای غیرسازه‌یی استفاده شده است.^[۸-۱۲]

براساس پژوهش‌های انجام شده، روشی سریع برای تخمین بیشینه‌ی شتاب



شکل ۱. منحنی نیرو-تغییر مکان طبقه‌ی اول سازه‌ی ۵ طبقه‌ی قاب خمشی و فتر معادل رفتار آن.

نگه‌داشتن نسبت سختی و مقاومت طبقات، سختی سازه‌ها به گونه‌ی تغییر داده شد که هر قاب با ۸ دوره‌ی تناوب مختلف (۲۵/۰، ۳۳/۰، ۵۰/۰، ۶۷/۰، ۱۰۰/۰، ۱۳۳/۰، ۱۷۰/۰) و ۲۰۰ و ۴۰۰ ثانیه) مدل‌سازی شود. به این ترتیب هر یک از قاب‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه‌ی خمشی، مهاربندی هم‌محور و برون‌محور با ۸ دوره‌ی تناوب مختلف تولید و در مجموع ۷۲ قاب تولید شد. این قاب‌ها تحت اثر ۱۵ رکورد زلزله‌ی حوزه‌ی نزدیک و ۱۵ رکورد زلزله‌ی حوزه‌ی دور قرار گرفتند. این رکوردها با بزرگای بیش از ۶/۵ و ثبت‌شده در خاک نوع ۲ با سرعت موج برشی ۳۶۰ تا ۷۵۰ متر بر ثانیه بودند که از پایگاه داده‌های مرکز تحقیقات مهندسی زلزله‌ی اقیانوس آرام دانشگاه برکلی (PEER) گرفته شده بودند. زلزله‌های دور از گسل همگی در فاصله‌ی بیش از ۱۳ کیلومتر تا محل شکست گسل و زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک در فاصله‌ی کمتر از ۱۰ کیلومتر ثبت شدند. نحوه‌ی مقیاس‌سازی زلزله‌های مورد استفاده به این گونه است که رکورد هر زلزله برای هر قاب در عددی ضرب می‌شود که مقدار طیف شتاب رکورد در دوره‌ی تناوب سازه برابر مقدار شتاب طیف طراحی در آن دوره‌ی تناوب شود. این کار برای هر ۸ قاب و هر ۳۰ زلزله تکرار و از این رکوردها برای تحلیل کشسان و خمیری استفاده شده است. مزیت استفاده از این روش آن است که از زلزله‌هایی برای تحلیل استفاده خواهد شد که بیشترین شباهت و نزدیک‌ترین مقدار را به طیف آیین‌نامه‌ی طراحی دارند.

با وارد کردن هر زلزله به هر قاب، بیشینه‌ی نیروی برشی ایجاد شده در طبقات قاب کشسان برای هر رکورد زلزله محاسبه و با تقسیم این نیرو بر ضرایب کاهش مقاومت این ترتیب مجموعاً $5 \times 72 = 360$ مدل ایجاد شده است. از نرم‌افزار OpenSees برای تحلیل تاریخچه‌ی زمانی و ثبت تاریخچه‌ی زمانی شتاب مطلق طبقات این قاب‌ها استفاده شده است. در این مطالعه، از روش طیف پاسخ طبقه (اتصال عضو غیرسازه‌ی از طریق ۱ اتصال صلب به مرکز جرم طبقه) برای محاسبه‌ی پاسخ اجزای غیرسازه‌ی استفاده و در تمامی تحلیل‌ها نسبت میرایی برابر ۵٪ در نظر گرفته شده است.

۳. رابطه‌ی یوروکد ۸ برای محاسبه‌ی نیروی وارد بر

اجزای غیرسازه‌ی

آیین‌نامه‌ی یوروکد ۸ برای محاسبه‌ی نیروی که عضو غیرسازه‌ی باید برای آن طراحی شود (F_a)، رابطه‌ی ۱ را پیشنهاد می‌دهد:

$$F_a = \frac{S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a}{q_a} \quad (1)$$

طبقه‌ی (PFA) سازه‌های چند درجه‌ی آزادی ارائه شده است.^{[۱۹] و [۲۰]} با این روش می‌توان شتاب طبقه را در هر ارتفاع و با هر زلزله تخمین زد. ویژگی‌های دینامیکی سازه با یک مدل ساده‌شده بر اساس سازه‌ی پیوسته، که شامل ترکیب تیر خمشی و تیر برشی است، انجام می‌گیرد. در این روش برای محاسبه‌ی شتاب در سازه با استفاده از آنالیز مودی و در نظر گرفتن سه مود اول سازه، مقادیر شتاب به صورت تقریبی تخمین زده می‌شوند.

در پژوهش دیگری با مطالعه‌ی مجموعه‌ی از قاب‌های خمشی ۳، ۶، ۹ و ۱۸ طبقه تحت ۴۰ رکورد حوزه‌ی دور، اثر دوره‌ی تناوب سازه‌ی اصلی، مکان عضو در سازه، ارتفاع سازه‌ی اولیه، توزیع سختی سازه، مقاومت سازه‌ی اولیه و نسبت میرایی عضو غیرسازه‌ی بر پاسخ آن‌ها را بررسی شد. سپس در ارزیابی ضوابط ASCE 7-02 به مقایسه‌ی ضریب افزایش پاسخ عضو غیرسازه‌ی پرداخته شد و بر این اساس روشی را برای محاسبه‌ی نیروی وارد بر اجزای غیرسازه‌ی پیشنهاد شد. همچنین پژوهشگرانی با مدل‌سازی عضو غیرسازه‌ی به صورت یک درجه‌ی آزادی، که به سازه‌ی اصلی یک درجه‌ی آزادی متصل است، برای دوره‌های تناوب مختلف سازه و عضو غیرسازه‌ی با اعمال ۱۶۴ رکورد زلزله‌ی ثبت‌شده در مرکز داده‌های حرکت قوی اروپا مطالعات پارامتری را در خصوص پاسخ اعضای غیرسازه‌ی انجام دادند. همچنین آن‌ها رفتار غیرخطی سازه را با در نظر گرفتن ضرایب کاهش مقاومت ۲، ۳، ۴ و ۵ و با ۴ نوع مدل چرخشی مختلف بررسی کردند. در این مطالعه، آن‌ها ضریب تشدید (نسبت طیف شتاب عضو غیرسازه‌ی به طیف شتاب سازه‌ی اصلی) و ضریب افزایش پاسخ (نسبت طیف شتاب سیستم ثانویه در حالت خمیری به طیف شتاب همان سیستم در حالت کشسان) مورد مطالعه قرار گرفت و با مقدار مشابه در آیین‌نامه‌ی یوروکد ۸ مقایسه شد؛ این مقایسه نشان داد که مقادیر آیین‌نامه بسیار کمتر از مقادیر محاسبه‌شده هستند و نیاز به اصلاح دارند.^[۱۱]

همچنین در پژوهش دیگری اثر رفتار غیرخطی سازه بر اجزای غیرسازه‌ی با رفتار غیرخطی بررسی شد. در این مطالعه ۸ قاب ۲، ۴، ۸ و ۱۶ طبقه تحت ۸۴ رکورد زلزله‌ی حوزه‌ی دور در نظر گرفته شدند. اثر پارامترهایی نظیر سختی سازه، رفتار غیرخطی سازه و عضو غیرسازه‌ی، تشدید، ارتفاع محل نصب عضو غیرسازه‌ی و میرایی آن بررسی شد.^[۲۱]

مطالعات دیگری نیز در این زمینه انجام شده است که در اینجا برای رعایت اختصار از ذکر همه‌ی آن‌ها خودداری می‌شود. در این پژوهش، ضمن مطالعه‌ی پارامتری پاسخ اعضای غیرسازه‌ی واقع بر روی سازه‌های خطی تحت زلزله‌های حوزه‌ی دور و زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک و نیز مقایسه‌ی پارامترهای ضریب تشدید و ضریب افزایش حاصله با مقادیر پیشنهادی آیین‌نامه‌ی یوروکد ۸ روشی برای محاسبه‌ی پاسخ اعضای غیرسازه‌ی با استفاده از بیشینه‌ی شتاب زلزله‌ی ورودی پیشنهاد شده است.

۲. معرفی مدل‌ها و روش تحلیل

در این پژوهش از قاب‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه با سیستم مقاوم جانبی قاب خمشی، قاب مهاربندی هم‌محور و برون‌محور استفاده شده است. ارتفاع هر طبقه‌ی این قاب‌ها ۳ متر و دهانه‌ی آن‌ها ۵ متر است (به جز قاب ۳ طبقه‌ی مهاربند هم‌محور که طول دهانه‌ی آن ۴ متر است). این قاب‌ها تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفته‌اند و رفتار نیرو-تغییر مکان طبقات آن به صورت سه‌خطی مدل‌سازی شده است (شکل ۱). سپس مدل قاب برشی (سیستم جرم و فنر) هر قاب با اختصاص رفتار سه‌خطی هر طبقه به فنر متناظر آن طبقه در مدل ساخته شده است. با ثابت

که در آن S_a از رابطه ی ۲ به دست می آید:

$$S_a = \alpha \cdot S \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0.5 \right] \quad (2)$$

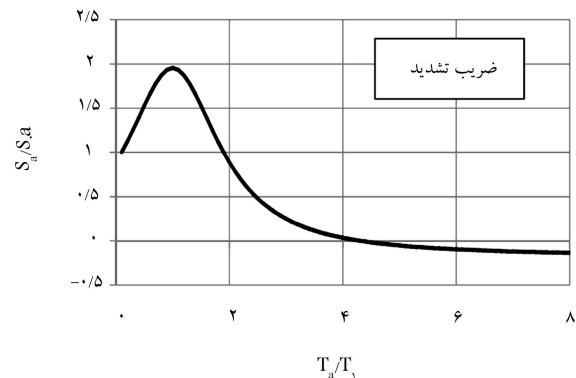
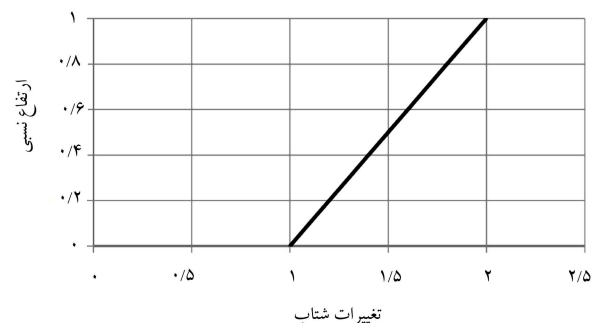
W_a وزن عضو غیرسازه‌یی؛ γ_a ضریب اهمیت عضو غیرسازه‌یی؛ q_a ضریب رفتار؛ S_a بیشینه شتاب وارد بر عضو غیرسازه‌یی؛ α نسبت بیشینه شتاب طراحی زمین نوع A به شتاب گرانشی زمین g (PGA/g)؛ S ضریب نوع خاک؛ T_a و T_1 به ترتیب دوره ی تناوب عضو غیرسازه‌یی و سازه ی اصلی؛ Z ارتفاع عضو غیرسازه‌یی در سازه؛ H ارتفاع سازه است.

چنان که ملاحظه می شود، در این رابطه اثر عواملی نظیر بیشینه شتاب زمین ($\alpha \cdot S$)، محل قرارگیری عضو غیرسازه‌یی (Z/H)، دوره ی تناوب عضو غیرسازه‌یی و سازه (T_a/T_1) و نیز اثر رفتار غیرخطی سازه (q_a) در نظر گرفته شده است. در این رابطه، دو پارامتر عمده وجود دارد که این مطالعه به بررسی آنها می پردازد:

الف) ضریب افزایش شتاب در طبقات (نسبت به شتاب زمین) که با رابطه ی $(1 + Z/H)$ مشخص شده است.

ب) ضریب تشدید شتاب که برای ملاحظه ی اثر نسبت دوره ی تناوب عضو غیرسازه‌یی به سازه و با رابطه ی $3/[1 + (1 - T_a/T_1)^2]$ مشخص شده است. مقدار 0.5 در رابطه ی ۲ برای تعدیل مقادیر حدی شتاب اعمال شده است (مثلاً برای $Z = T_a = 0$ ، باید $S_a = \alpha \cdot S$ شود).

شکل ۲، چگونگی تغییرات ضریب افزایش و ضریب تشدید پیشنهادی آیین نامه ی یوروکد ۸ را در حالتی که $T_a/T_1 = 1.0$ نشان می دهد.



شکل ۲. تغییرات ضریب افزایش شتاب در ارتفاع سازه و ضریب تشدید یوروکد.

۴. ضریب افزایش

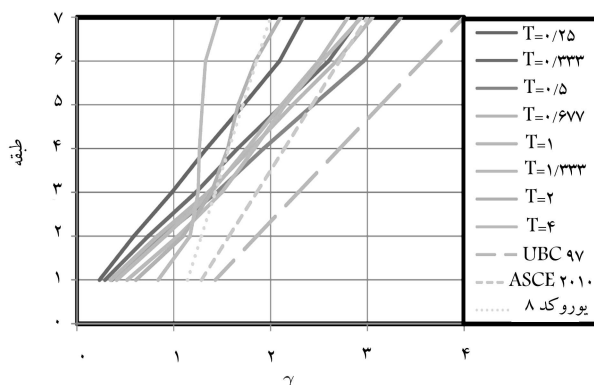
همانگونه که ذکر شد، ضریب افزایش (γ) از تقسیم بیشینه شتاب طبقه ی سازه ی ارتجاعی (PFAe) بر بیشینه شتاب زمین (PGA) به دست می آید $\gamma = \text{PFAe}/\text{PGA}$. در شکل ۳، ضریب افزایش طبقات سازه ی ارتجاعی قاب خمشی ۷ طبقه با ۸ دوره ی تناوب مختلف تحت اثر رکورد حوزه ی دور در مقایسه با مقادیر متناظر آیین نامه های UBC ۹۷، ASCE ۲۰۱۰ و یوروکد ۸ نمایش داده شده است. همانطور که مشاهده می شود، مقادیر پیشنهادی آیین نامه های یوروکد ۸ و ASCE ۲۰۱۰ در طبقات بالایی، پوشش دهنده ی مقادیر ضریب افزایش برای سازه هایی با دوره ی تناوب 0.5 تا 1.33 ثانیه نیستند.

۱.۴. اثر نوع سیستم مقاوم جانبی

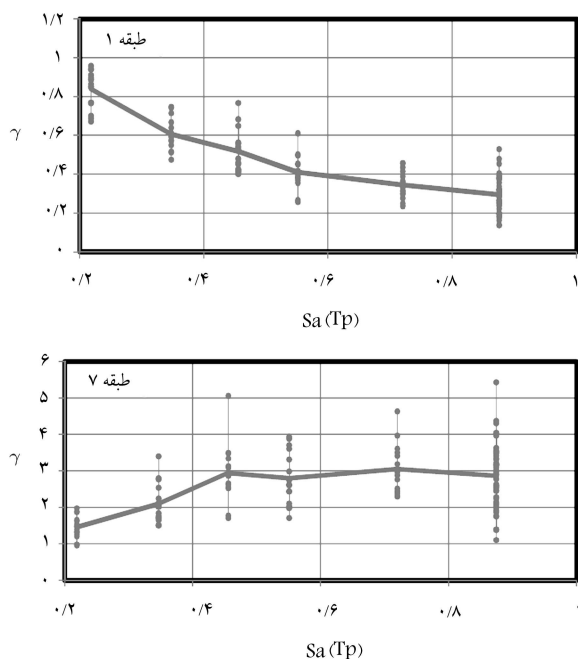
در این مطالعه، نوع سیستم سازه ی قاب خمشی، قاب های مهاربندی شده ی هم محور و برون محور از نظر میزان شتاب وارد بر اجزای غیرسازه یی نصب شده در طبقات شان مورد مقایسه قرار گرفتند. نوع سیستم سازه یی می تواند عمدتاً در نحوه ی توزیع سختی و مقاومت طبقات مؤثر باشد و در اثر آن مقدار شتاب وارد بر طبقات سازه می تواند متفاوت باشد. در شکل ۴، اثر نوع سیستم سازه یی بر روی میانگین ضریب افزایش طبقات سازه ی ۷ طبقه در سه سیستم سازه یی مختلف با دوره های تناوب 0.5 ، 0.67 و 1.0 ثانیه نشان داده شده است. ملاحظه می شود که نوع سیستم سازه یی، اثر تعیین کننده یی در ضریب افزایش ندارد. این موضوع در سایر سازه های مورد مطالعه نیز مشاهده شده است.

۲.۴. اثر زلزله ی حوزه ی نزدیک

همانگونه که در شکل ۴ ملاحظه می شود، بیشینه ی ضریب افزایش در طبقه ی فوقانی و کمینه ی آن در طبقه ی اول سازه رخ می دهد. در شکل ۵، بیشینه و کمینه ی ضریب افزایش طبقات قاب های ارتجاعی خمشی با دوره های تناوب مختلف تحت رکوردهای حوزه ی دور و نزدیک مقایسه شده اند. مشاهده می شود که در رکوردهای مورد بررسی، مقدار بیشینه ی شتاب طبقات در زلزله های دور بیشتر از آن در زلزله های نزدیک خواهد بود، در حالی که مقدار کمینه ی شتاب چندان تفاوتی نمی کند.



شکل ۳. میانگین ضریب افزایش طبقات قاب خمشی ارتجاعی ۷ طبقه با ۸ دوره ی تناوب مختلف تحت اثر رکورد حوزه ی دور.



شکل ۶. ضریب افزایش طبقه‌های اول و هفتم قاب خمشی ۷ طبقه‌ی ارتجاعی تحت اثر ۱۵ رکورد زلزله‌ی حوزه‌ی دور با شدت‌های مختلف.

و افزایش بیشینه‌ی شتاب (در طبقه‌ی بالا) می‌شود. این موضوع در هیچ‌یک از ضوابط آیین‌نامه‌ی مورد توجه قرار نگرفته است.

با ملاحظه‌ی مطالب ذکرشده در قسمت‌های قبل و بررسی آن در تمام سازه‌های مورد مطالعه، در اینجا رابطه‌ی ۳ برای محاسبه‌ی پارامتر ضریب افزایش γ که با توجه به نتایج تحلیل‌ها متناسب‌تر از رابطه‌ی یوروکد ۸ به نظر می‌رسد، ارائه می‌شود:

$$\gamma = \left[3 \cdot \left(\frac{Z}{H} \right) \right] \quad (3)$$

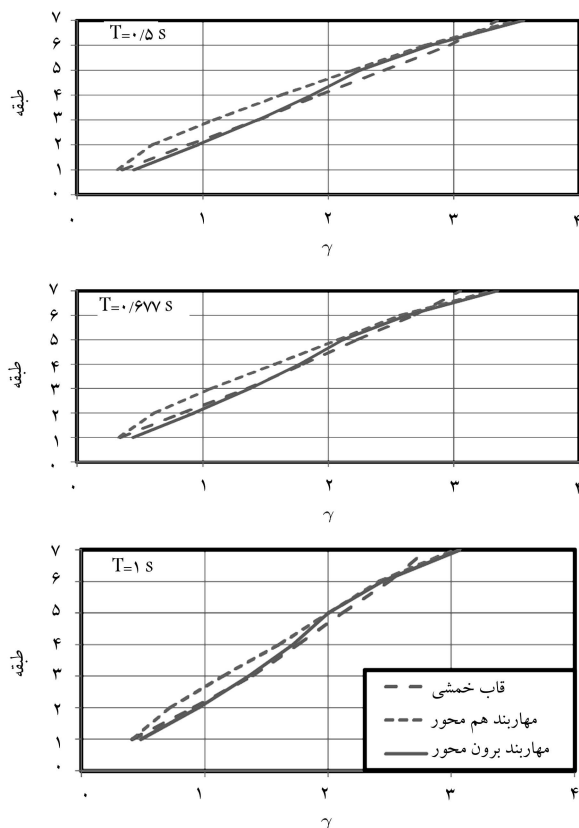
۵. ضریب تشدید

ضریب تشدید که رابطه‌ی آن در یوروکد ۸ قبلاً تعریف شده است و در این مطالعه با پارامتر β_e نشان داده می‌شود، در حقیقت از تقسیم شتاب ارتجاعی طبقه (FRSe) بر بیشینه‌ی شتاب (حاصل از تاریخچه‌ی زمانی شتاب) وارد بر طبقه (PFAe) حاصل می‌شود $\beta_e = FRSe/PFAe$. در شکل ۷، مقادیر میانگین ضریب تشدید ارتجاعی طبقات قاب‌های خمشی ۳، ۵ و ۷ طبقه با دوره‌ی تناوب ۰٫۶۷ ثانیه تحت اثر ۱۵ رکورد حوزه‌ی دور نمایش داده شده است.

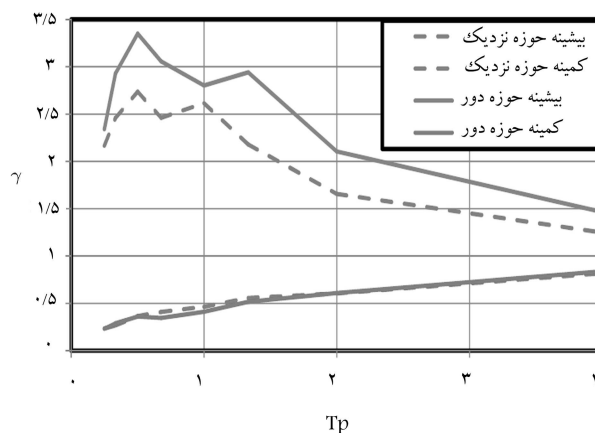
همان‌طور که مشاهده می‌شود، مقادیر آیین‌نامه‌ی یوروکد بسیار کمتر از مقادیر محاسبه‌شده هستند. این موضوع قبلاً در مطالعات Oropeza و همکارانش نیز مورد اشاره قرار گرفته است.

با ملاحظه‌ی تمامی نتایج حاصل از این مطالعه‌ی پارامتریک، اصلاح رابطه‌ی یوروکد ۸ به صورت رابطه‌ی ۴ برای محاسبه‌ی ضریب تشدید قابل توصیه است:

$$\beta' = \frac{1,2}{0,2 + \left(1 - \frac{T_e}{T_p} \right)^2} \quad (4)$$



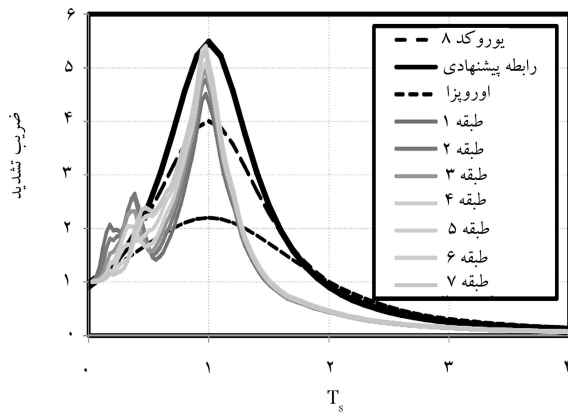
شکل ۴. میانگین ضریب افزایش طبقات سازه‌ی ۷ طبقه در سه سیستم سازه‌ی مختلف با دوره‌های تناوب ۰٫۶۷، ۰٫۵ و ۰٫۶ ثانیه ناشی از ۱۵ رکورد حوزه‌ی دور.



شکل ۵. بیشینه و کمینه‌ی ضریب افزایش طبقات قاب‌های ارتجاعی خمشی ۷ طبقه با دوره‌های تناوب مختلف تحت رکوردهای حوزه‌ی دور و نزدیک.

۳.۴. اثر شدت زلزله

یکی از پارامترهایی که در این مطالعه مورد بررسی قرار گرفت، اثر شدت زلزله‌ی ورودی بر ضریب افزایش طبقات است. در شکل ۶، اثر شدت زلزله بر ضریب افزایش طبقه‌های اول و هفتم قاب خمشی ۷ طبقه‌ی ارتجاعی تحت اثر ۱۵ رکورد زلزله‌ی حوزه‌ی دور با شدت‌های مختلف نشان داده شده است. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، افزایش شدت زلزله سبب کاهش کمینه‌ی شتاب (در طبقه‌ی اول)



شکل ۹. مقایسه‌ی مقادیر حاصل از رابطه‌ی یوروکد ۸، رابطه‌ی پیشنهادی، مطالعات Oropeza (دوره‌ی تناوب 170° ثانیه و طبقه‌ی بام $Z/H = 170$) و مقادیر ناشی از تحلیل.

رسم شده است. همان‌گونه که در این شکل ملاحظه می‌شود، افزایش دوره‌ی تناوب سازه از حدود 170° ثانیه سبب کاهش این مقدار شده است، ولی تعداد طبقات سازه بر مقدار این پارامتر تقریباً بی‌تأثیر است. بنابراین به نظر می‌رسد اصلاح رابطه‌ی ضریب تشدید برای دوره‌ی تناوب سازه (مستقل از دوره‌ی تناوب عضو غیرسازه‌ی) نیز ضروری است. برای این منظور با مطالعه‌ی نتایج حاصل از این پژوهش، رابطه‌ی $\beta_e \approx (T_s/T_p)^{0.2}$ برای تخمین مقدار بیشینه‌ی ضریب تشدید سازه‌های تا ۷ طبقه پیشنهاد می‌شود. مقادیر حاصل از این رابطه نیز جهت مقایسه در شکل ۸ نشان داده شده است.

همان‌طور که مشاهده می‌شود، رابطه‌ی پیشنهادی به خوبی مقادیر بیشینه‌ی ضریب تشدید را تخمین می‌زند. به این ترتیب به‌طور کلی رابطه‌ی پیشنهادی برای ضریب تشدید با اصلاح رابطه‌ی ۷ به‌صورت رابطه‌ی ۵ خواهد بود:

$$\beta_e = \frac{1.2}{0.2 + \left(1 - \frac{T_s}{T_p}\right)^2} \left(\frac{170}{T_p}\right)^{0.2} \leq 6.1 \quad (5)$$

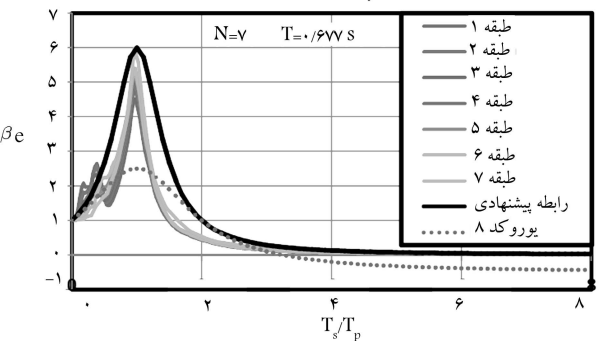
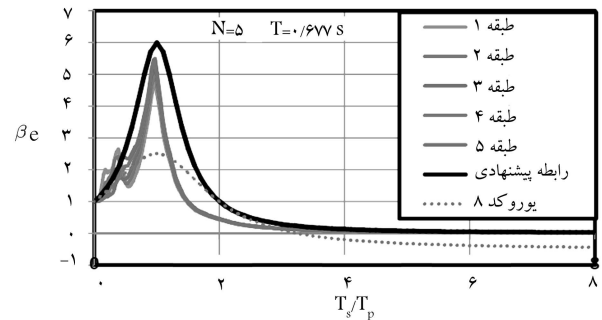
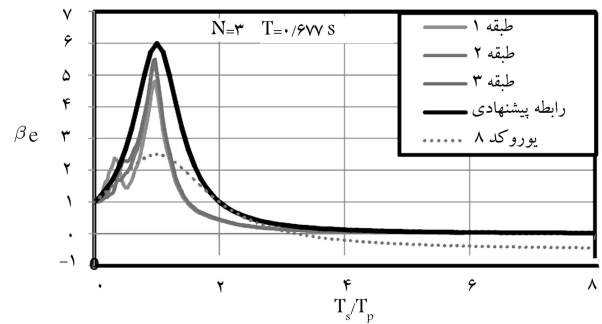
در این رابطه، دوره‌ی تناوب عضو غیرسازه‌ی T_p و دوره‌ی تناوب سازه‌ی اصلی است.

در شکل ۹، نتایج حاصل از رابطه‌ی یوروکد ۸ و رابطه‌ی پیشنهادی با نتایج تحلیل‌های Oropeza [۱۱] نیز نشان داده شده است. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، رابطه‌ی پیشنهادی هم‌خوانی بهتری از رابطه‌ی یوروکد با نتایج تحقیقات Oropeza نیز نشان می‌دهد.

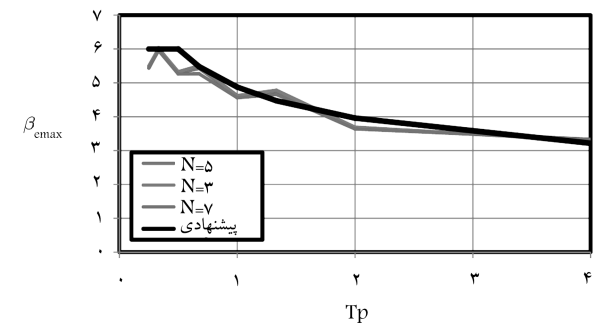
۶. رفتار غیرارتجاعی سازه

در این بخش اثر غیرخطی بودن رفتار سازه بر بیشینه‌ی شتاب وارد بر عضو غیرسازه‌ی مورد مطالعه قرار می‌گیرد. ضرایب کاهش مقاومت ۲، ۳، ۴ و ۵ برای بررسی اثر رفتار غیرارتجاعی سازه در نظر گرفته شده است. در این مطالعه نسبت PFAp/PFAe با پارامتر α نشان داده می‌شود و به‌عنوان ضریب تأثیر رفتار غیرارتجاعی معرفی می‌شود.

در شکل ۱۰، میانگین پارامتر α در طبقات فوقانی و تحتانی سازه‌های غیرارتجاعی ۳، ۵ و ۷ طبقه با دوره‌ی تناوب 167° ثانیه و ضرایب رفتار ۳ و ۵ تحت اثر ۱۵ رکورد حوزه‌ی دور نشان داده شده است. چنان‌که ملاحظه می‌شود، تعداد طبقات سازه



شکل ۷. میانگین ضریب تشدید ارتجاعی طبقات سازه‌ی قاب‌های خمشی ۳ و ۷ طبقه با دوره‌ی تناوب 167° ثانیه تحت اثر ۱۵ رکورد حوزه‌ی دور.

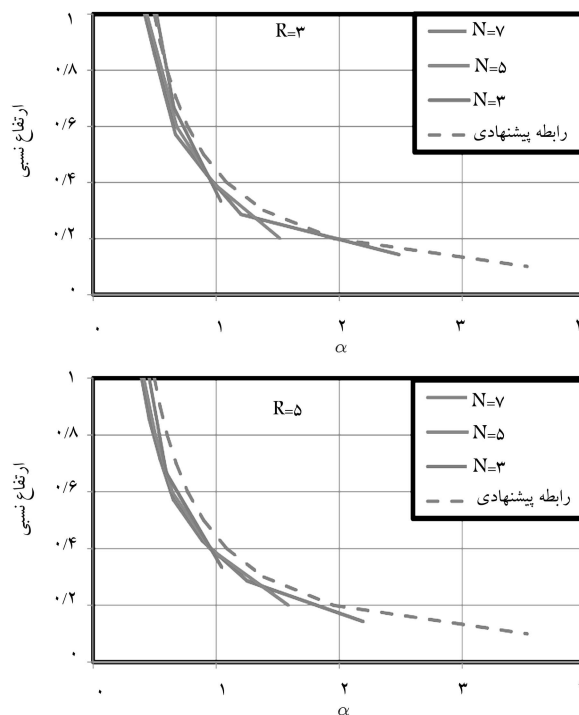
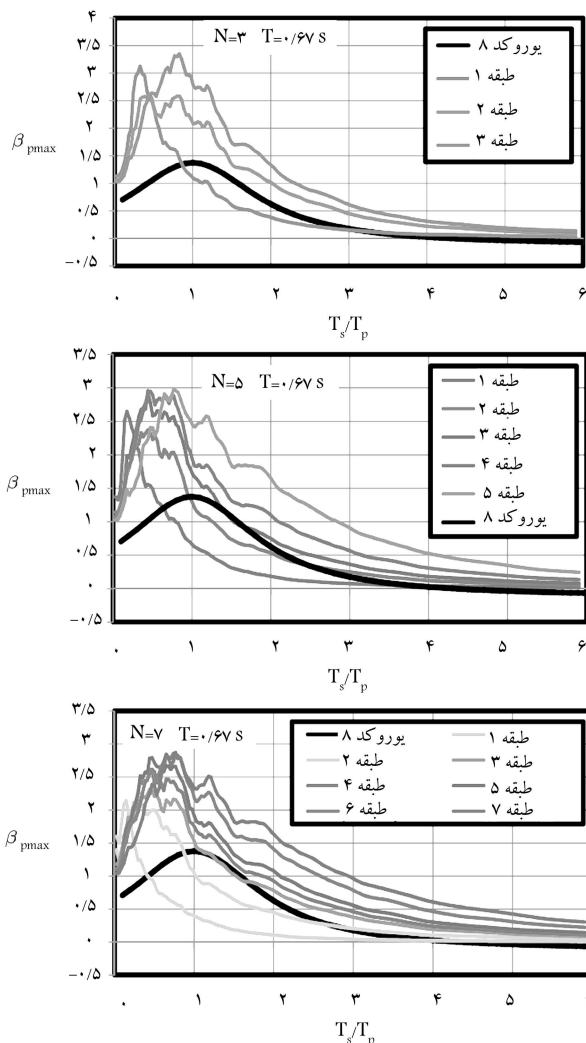


شکل ۸. مقایسه‌ی مقادیر بیشینه‌ی ضریب تشدید حاصل از تحلیل سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه‌ی کشسان تحت اثر ۱۵ رکورد حوزه‌ی دور با رابطه‌ی پیشنهادی.

مقادیر حاصل از این رابطه نیز در شکل ۷ جهت مقایسه نشان داده شده است. چنان‌که ملاحظه می‌شود، رابطه‌ی پیشنهادی، پوشش‌دهنده‌ی بیشینه‌ی شتاب وارد بر همه‌ی طبقات و محافظه‌کارانه‌تر از رابطه‌ی یوروکد است.

۱۰.۵ اثر دوره‌ی تناوب سازه

در شکل ۸، مقدار بیشینه‌ی ضریب افزایش (β_{max}) برای سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه



شکل ۱۰. میانگین پارامتر α در طبقات فوقانی و تحتانی سازه‌های غیرارتجاعی ۳، ۵، ۷ و طبقه با دوره‌ی تناوب ۰/۶۷ ثانیه تحت اثر ۱۵ رکورد حوزه‌ی دور.

اثر عمده‌ی در مقدار α ندارد. نحوه‌ی تغییرات این پارامتر نشان‌دهنده‌ی آن است که بیشینه‌ی شتاب طبقات فوقانی در سازه‌های غیرارتجاعی (نسبت به سازه‌های ارتجاعی) کاهش و بیشینه‌ی شتاب طبقات تحتانی در این سازه‌ها افزایش می‌یابد، به نحوی که توزیع بیشینه‌ی شتاب در طبقات سازه‌های غیرارتجاعی یکنواخت‌تر از سازه‌های ارتجاعی خواهد بود. موضوعی که مکرراً در این پژوهش و سایر پژوهش‌های مشابه ملاحظه شده است. در اینجا با توجه به شکل ۱۰، برای محاسبه‌ی تغییرات α در ارتفاع رابطه‌ی ۶ ارائه می‌شود:

$$\alpha = 0.5 \left(\frac{H}{Z} \right)^{0.85} \quad (6)$$

مقادیر حاصل از این رابطه جهت مقایسه در شکل ۱۰ نشان داده شده است. در این مطالعه ملاحظه شد که نوع سیستم سازه‌ی اثر عمده‌ی در پارامتر α ندارد. از آنجا که بیشینه‌ی شتاب طبقات سازه‌ی غیرارتجاعی (PFAP) با استفاده از رابطه‌ی ۱۰، از بیشینه‌ی شتاب طبقات سازه‌های ارتجاعی (PFAe) محاسبه می‌شود، اثر دوره‌ی تناوب سازه‌ی اصلی، زلزله‌ی حوزه‌ی نزدیک و شدت زلزله بر پارامتر α ، متأثر از اثر آن بر PFAe است و لذا به‌طور جداگانه ارائه نمی‌شود.

$$PFAP = \alpha \cdot PFAe \quad (7)$$

۷. طیف شتاب غیرارتجاعی طبقه (FRSp)

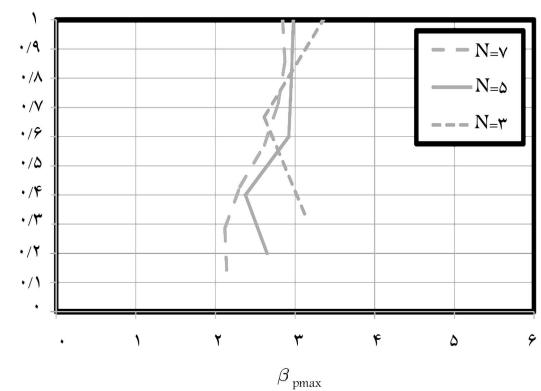
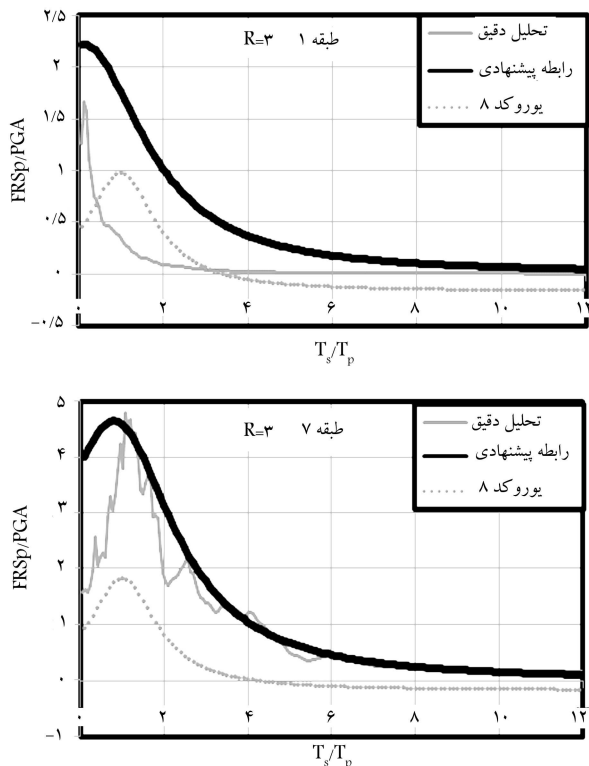
مقدار FRSp را می‌توان با استفاده از رابطه‌ی ۸ محاسبه کرد:

$$\frac{FRSp}{PGA} = \frac{PFAe}{PGA} \times \frac{FRSp}{PFAp} \times \frac{PFAp}{PFAe} = \gamma \times \beta_p \times \alpha \quad (8)$$

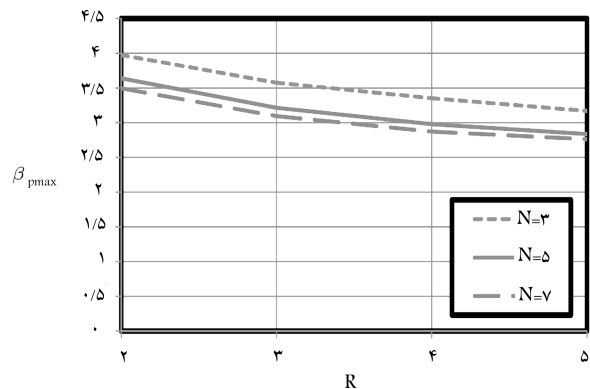
شکل ۱۱. میانگین ضریب تشدید غیرارتجاعی طبقات سازه‌ی قاب‌های خمشی ۳ و ۷ طبقه با دوره‌ی تناوب ۰/۶۷۷ ثانیه تحت اثر ۱۵ رکورد حوزه‌ی دور.

در این رابطه، $\beta_p = FRSp/PFAp$. در شکل ۱۱، مقادیر میانگین ضریب تشدید غیرارتجاعی ($R = 4$) طبقات قاب‌های خمشی ۳، ۵ و ۷ طبقه با دوره‌ی تناوب ۰/۶۷ ثانیه تحت اثر ۱۵ رکورد حوزه‌ی دور نمایش داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مقادیر آیین‌نامه‌ی یوروکد بسیار کمتر از مقادیر محاسبه‌شده هستند.

اهمیت اثر رفتار غیرارتجاعی سازه بر روی طیف شتاب طبقه همانند آنچه در ارتباط با طیف شتاب طبقه‌ی سازه‌های ارتجاعی بیان شد، عمدتاً ناشی از اثر آن بر روی β_{pmax} است. در شکل ۱۲، تغییرات β_{pmax} در ارتفاع سازه‌های شکل ۱۱ نشان داده شده است. همان‌گونه که در این شکل ملاحظه می‌شود، β_{pmax} با افزایش ارتفاع محل نصب عناصر غیرسازه‌ی تدریجاً افزایش می‌یابد. شکل ۱۳، تغییرات β_{pmax} را برای طبقات فوقانی سازه‌های شکل ۱۱ با ضرایب کاهش مقاومت ۲ تا ۵ نشان می‌دهد. در این شکل ملاحظه می‌شود که افزایش ضریب کاهش مقاومت اثر اندکی در کاهش β_{pmax} دارد. از سوی دیگر دیده می‌شود که با افزایش تعداد طبقات سازه، روند کاهش β_{pmax} تقریباً ثابت می‌ماند.



شکل ۱۲. تغییرات $\beta_{p \max}$ در ارتفاع سازه‌های شکل ۱۱.



شکل ۱۳. تغییرات $\beta_{p \max}$ طبقات فوقانی سازه‌های شکل ۱۱ با ضریب کاهش مقاومت.

شکل ۱۴. نسبت طیف خمیری به بیشینه‌ی شتاب زمین ناشی از تحلیل دقیق، رابطه‌ی یوروکد ۸ و رابطه‌ی پیشنهادی قاب ۷ طبقه‌ی خمشی با دوره‌ی تناوب ۰٫۳۳ ثانیه.

بیشینه‌ی شتاب وارد بر طبقات قاب‌های ارتجاعی و غیرارتجاعی خمشی، مهاربندی هم‌محور و برون‌محور تا ۷ طبقه به شکل رابطه‌ی ۱۰ پیشنهاد شد:

$$F_a = S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a \quad (10)$$

که در این رابطه، $S_a/(\alpha \cdot S)$ برای قاب با رفتار کشسان از رابطه‌ی ۵ و برای قاب با رفتار خمیری از رابطه‌ی ۹ محاسبه می‌شود. S و α مطابق تعاریف یوروکد به دست می‌آیند. نشان داده شد که این روابط برای انواع سیستم‌های سازه‌ی مورد مطالعه قابل استفاده است و تغییر محسوسی نخواهند داشت.

۹. نتیجه‌گیری

در این پژوهش اثر پارامترهای مختلفی نظیر نوع سیستم سازه‌ی، زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک و شدت زلزله در ضریب افزایش شتاب وارد بر طبقات سازه‌های فولادی ارتجاعی و همچنین اثر نسبت دوره‌ی تناوب اجزای غیرسازه‌ی به دوره‌ی تناوب سازه بر ضریب تشدید شتاب وارد بر طبقات مورد بررسی قرار گرفت و بر اساس آن روابطی برای محاسبه‌ی ضرایب فوق ارائه و این روابط با روابط پیشنهادی یوروکد ۸ مقایسه شد. همچنین نشان داده شد که اثر رفتار غیرارتجاعی سازه‌ی اصلی بر روی ضرایب افزایش و شتاب طبقات، همان‌گونه که در رابطه‌ی یوروکد نیز آمده است، کاهش خواهد بود. هر چند مقادیر حاصل از رابطه‌ی یوروکد ۸ تخمین درستی از مقدار شتاب وارد بر طبقات ساختمان‌های چند طبقه‌ی فولادی ارائه نمی‌دهد. لذا براساس نتایج این پژوهش، روابطی برای دستیابی به مقادیر مناسب‌تر پیشنهاد شده است.

۸. جمع‌بندی

با توجه به تغییرات β_p که در شکل‌های ۱۱ تا ۱۳ ملاحظه می‌شود و با استفاده از رابطه‌ی ۱۱ و روابطی که قبلاً برای پارامترهای α و γ ارائه شده است، در اینجا رابطه‌ی ۹ برای محاسبه‌ی طیف پاسخ طبقه‌ی غیرارتجاعی نرمال‌سازی شده به بیشینه‌ی شتاب زمین پیشنهاد می‌شود:

$$\frac{S_a}{\alpha \cdot S} = \left(\frac{2 \left(\frac{Z}{H} \right) + 2,7}{1 + \frac{1}{R} \left(0,8 \frac{Z}{H} - \frac{T_s}{T_p} \right)^2} \right) \times \left(\frac{Z}{H} \right)^{0,15} \quad (9)$$

مقادیر رابطه‌ی ۱۲ در شکل ۱۴ به همراه مقادیر رابطه‌ی آیین‌نامه‌ی یوروکد ۸ و مقادیر ناشی از تحلیل دقیق ارائه شده است. این شکل نشان می‌دهد که رابطه‌ی ارائه شده، تخمین بهتری از شتاب طیفی طبقات سازه‌های غیرارتجاعی نسبت به رابطه‌ی یوروکد ۸ است. همچنین تعیین محل (نسبت T_s/T_p) وقوع بیشینه‌ی شتاب طیفی که در طبقات مختلف متفاوت است، در رابطه‌ی ۱۵ گنجانده شده است؛ در حالی که در رابطه‌ی یوروکد ۸، این محل در کلیه‌ی طبقات یکسان تلقی شده است.

با توجه به مطالب ذکر شده در این نوشتار، ضمن نشان دادن اثر پارامترهای مختلف نظیر دوره‌ی تناوب عضو غیرسازه‌ی و سازه‌ی اصلی، نوع سیستم سازه‌ی، رفتار غیرخطی، محل قرارگیری عضو غیرسازه‌ی در سازه، زلزله‌ی حوزه‌ی نزدیک و نیز شدت زلزله بر بیشینه‌ی شتاب وارد بر عناصر غیرسازه‌ی، روشی برای محاسبه‌ی

منابع (References)

1. Villaverd, R., *Earthquake Engineering From Engineering Seismology to Performance Based Engineering*, CRC Press, Ch19 (2004).
2. Subramanian, K.V., SpidharGopal, P. and Sudarsan, R.P. "A practical approach for floor response spectra generation in nuclear power plants", 15th international conference on structural mechanics in reactor technology, Seoul, Korea, Vol III, pp.345-353 (August 1999).
3. Kitada, Y., Hattori, K., Ogata, M. and Kanda, J. "Stochastic seismic floor response analysis method for various damping systems", *Nuclear Engineering and Design*, **128**(2), pp. 247-257 (September 1990).
4. Viti, G., Olivieri, M. and Travi, S. "Development of nonlinear floor response spectra", *Nuclear Engineering and Design*, **64**(1), pp. 33-38 (April 1981).
5. Jeanpierre, F. and Livolant, M. "Direct calculation of floor response spectra from the fourier transform of ground, Movement- application to the superhenix fast reactor project", *Nuclear Engineering and Design*, **41**(1), pp. 45-51 (December 1977).
6. Peters, K.A., Schmitz, D. and Wanger, U. "Determination of floor response spectra on the basis of the response spectrum method", *Nuclear Engineering and Design*, **44**(2), pp. 255-262 (November 1976).
7. Medina, R.A., Sankaranarayanan, R. and Kingston, K.M., "Floor response spectra for light components mounted on regular moment-resisting frame structures", *Engineering Structures*, **28**(14), pp. 1927-1940 (December 2006).
8. American Society of Civil Engineers Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE 7, (2010).
9. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance (2003).
10. Uniform Building Code, Volume 2, Structural Engineering Design Provisions (1997).
11. Oropeza, M., Favez, P. and Lestuzzi, P. "Seismic response of nonstructural components in case of nonlinear structures based on floor response spectra method", *Bulletin Earthquake Eng*, **8**(2), pp. 387-400 (2010).
12. Sadeghzadeh-Nazari, M. and Ghafory-Ashtiany, M. "Seismic design force requirements for secondary systems in buildings", 6th International Conference on Seismology and Earthquake Engineering (May 2011).
13. Braga, F., Manfredi, V., Masi, A., Salvatori, A. and Vona, M. "Performance of non-structural elements in RC buildings during the L'Aquila, 2009 earthquake", *Bull. Earthquake Eng.*, **9**, pp. 307-324 (2011).
14. Shooshtari, M., Saatcioglu, M., Naumoski, N. and Foo, S. "Floor response spectra for seismic design of operational and functional components of concrete buildings in Canada", *Can. J. Civ. Eng.*, **37**(12), pp. 1590-1599 (2010).
15. Taghavi, Sh. and Miranda, E. "Response assessment of nonstructural building elements", Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering PEER (September 2003).
16. Singh, M.P., Suarez, L.E., Matheau, E.E. and Maldonado, G.O. "Simplified procedures for seismic design of nonstructural components and assessment of current code provisions", Technical Report NCEER 93-0013 (August 1993).
17. Chen, Y. and Soong T.T. "State-of-the-art review seismic response of secondary systems", *Engineering Structures*, **10**(4), pp. 218-229 (April 1988).
18. fuez, A. and Ghafory Ashtiany, M. "Simple Method for Analyzing of secondary systems" The Construction Industry Portal of Iran (In Persain) (2006).
19. Miranda, E. and Taghavi, Sh. "Approximate Floor acceleration demands in multistory buildings. I: Formulation", *Journal of Structural Engineering*, **131**(2), pp.203-211 (April 2004).
20. Miranda, E. and Taghavi, Sh. "Approximate floor acceleration demands in multistory buildings. II: Applications", *Journal of Structural Engineering*, **131**(2), pp.212-220 (April 2004).
21. Chaudhuri, S.R. and Villaverde, R. "Effect of building nonlinearity on seismic response of nonstructural components: A parametric study", *Journal of Structural Engineering*, **134**(4), pp.661-670 (April 2008).