

تخمین پاسخ‌های لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی میان مرتبه با استفاده از یک روش غیرخطی جدید مبتنی بر انرژی

رضا اسماعیل‌زاده شهری (دانشجوی دکتری)

ساسان عشقی* (دانشیار)

پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران

مهندسی عمران شریف، آرمستان ۱۴۰۲
دوری ۳۹، شماره ۴، صص. ۷۵-۸۷، (پژوهشی)

استفاده از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی (NTHA) در ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها فرایندی پیچیده و سخت‌گیرانه است. تحلیل استاتیکی غیرخطی (بار افزون) می‌تواند در ساده‌سازی فرایند اخیر کمک کند. پژوهش حاضر قصد دارد با استفاده از تحلیل بار افزون و بر اساس نظریه‌ی توازن انرژی، یک روش ارزیابی لرزه‌ای را توسعه دهد. در روش پیشنهادی، با استفاده از منحنی بار افزون حاصل از اعمال بارگذاری جانبی متناسب با هر مد، منحنی ظرفیت انرژی سازه محاسبه شده است. سپس با محاسبه‌ی منحنی تقاضای انرژی و روی هم انداختن دو منحنی اخیر، پاسخ‌های نهایی سازه به دست می‌آید. این روش می‌تواند با در نظر گرفتن آثار مدهای بالاتر، پاسخ‌های غیرخطی ساختمان‌های میان مرتبه را با عملیات محاسباتی بسیار کمتر از NTHA تخمین بزند. از مزیت‌های روش اخیر می‌توان به محاسبه‌ی ظرفیت انرژی با استفاده‌ی مستقیم از منحنی ظرفیت سازه‌ی چند درجه آزادی و محاسبه‌ی تقاضای انرژی سازه بر اساس طیف میانگین شتاب‌نگاشت‌های زلزله متناسب با هر سطح خطر دلخواه به جای به کارگیری جداگانه‌ی طیف شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌ی متعدد اشاره کرد. به منظور ارزیابی دقت روش پیشنهادی، سه ساختمان ۴، ۸ و ۹ طبقه فولادی انتخاب و در نرم‌افزار آپنسیس (OpenSEES) مدل شده است. نتایج پژوهش حاضر نشان می‌دهد که روش پیشنهادی در مقایسه با میانگین نتایج روش NTHA، قادر است پاسخ‌های سازه را با دقت قابل قبول تخمین بزند. علاوه بر این، روش پیشنهادی باعث کاهش قابل ملاحظه‌ی میزان خطا نسبت به روش MPA شده است.

واژگان کلیدی: ارزیابی لرزه‌ای، تحلیل بارافزون، روش انرژی، آثار مدهای بالاتر، قاب‌های فولادی.

reza.esmaeizadeh@stu.iiees.ac.ir
s.eshghi@iiees.ac.ir

۱. مقدمه

ارزیابی لرزه‌ای دقیق ساختمان‌ها برای تحلیل عملکردی و دستیابی به پاسخ‌های آن، نیازمند تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی (NTHA) ^۱ است، اما به کارگیری آن، یک فرایند پیچیده و سخت برای مهندسان است. به منظور حل مشکل اخیر، پژوهش‌های پیشین و آیین‌نامه‌های لرزه‌ای، روش‌های مختلفی را ارائه کرده‌اند، که غالباً بر اساس تحلیل استاتیکی غیرخطی (بار افزون) ^۲ تعریف شده‌اند. دستورالعمل ^۱ATC۴۰، ^۱روش طیف ظرفیت و دستورالعمل ^۲FEMA ۳۵۶، ^۲و استاندارد ^۳ASCE ۴۱-۱۷، ^۳روش ضرایب را معرفی کرده‌اند. هر دو روش ذکر شده، بر اساس منحنی ظرفیت تحلیل بار افزون تعریف شده‌اند و با توجه به این‌که در آنها، الگوی بار جانبی ثابت فرض می‌شد، آثار مدهای بالاتر به خوبی در نتایج تحلیل در نظر گرفته نمی‌شد. از این رو، روش تحلیل مبتنی بر توزیع بار سازگار ارائه شده است. ^۴علی‌رغم دقت خوب روش مذکور در منظور کردن آثار مدهای بالاتر، عملیات محاسباتی آن زیاد بود و این مشکل باعث کاهش به کارگیری آن شد؛ که برای رفع آن، روش تحلیل بار افزون مودال (MPA) ^۳ پیشنهاد شد. ^۵در روش MPA، پاسخ‌های غیرخطی هر مد به طور جداگانه محاسبه می‌شود، سپس آنها با استفاده

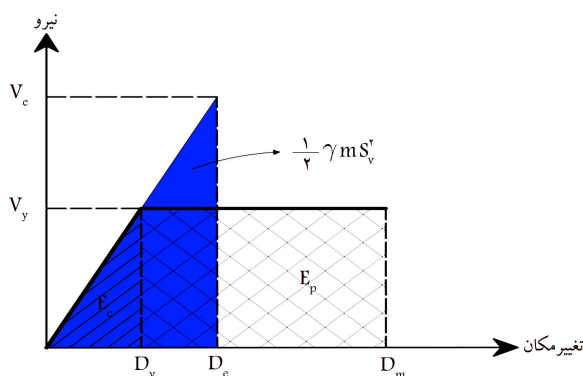
از تحلیل عملکردی و دستیابی به پاسخ‌های آن، نیازمند تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی (NTHA) ^۱ است، اما به کارگیری آن، یک فرایند پیچیده و سخت برای مهندسان است. به منظور حل مشکل اخیر، پژوهش‌های پیشین و آیین‌نامه‌های لرزه‌ای، روش‌های مختلفی را ارائه کرده‌اند، که غالباً بر اساس تحلیل استاتیکی غیرخطی (بار افزون) ^۲ تعریف شده‌اند. دستورالعمل ^۱ATC۴۰، ^۱روش طیف ظرفیت و دستورالعمل ^۲FEMA ۳۵۶، ^۲و استاندارد ^۳ASCE ۴۱-۱۷، ^۳روش ضرایب را معرفی کرده‌اند. هر دو روش ذکر شده، بر اساس منحنی ظرفیت تحلیل بار افزون تعریف شده‌اند و با توجه به این‌که در آنها، الگوی بار جانبی ثابت فرض می‌شد، آثار مدهای بالاتر به خوبی در نتایج تحلیل در نظر گرفته نمی‌شد. از این رو، روش تحلیل مبتنی بر توزیع بار سازگار ارائه شده است. ^۴علی‌رغم دقت خوب روش مذکور در منظور کردن آثار مدهای بالاتر، عملیات محاسباتی آن زیاد بود و این مشکل باعث کاهش به کارگیری آن شد؛ که برای رفع آن، روش تحلیل بار افزون مودال (MPA) ^۳ پیشنهاد شد. ^۵در روش MPA، پاسخ‌های غیرخطی هر مد به طور جداگانه محاسبه می‌شود، سپس آنها با استفاده

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۱/۱۰/۲۵، اصلاحیه ۱۴۰۲/۱/۲۶، پذیرش ۱۴۰۲/۲/۱۰.

استاد به این مقاله:

اسماعیل‌زاده شهری، رضا و عشقی، ساسان، ۱۴۰۲. تخمین پاسخ‌های لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی میان مرتبه با استفاده از یک روش غیرخطی جدید مبتنی بر انرژی. مهندسی عمران شریف، ۳۹(۴)، صص. ۷۵-۸۷. DOI:10.24200/J30.2023.61672.3189



شکل ۱. توازن انرژی اصلاح شده.

که در آن،

$$\gamma = \frac{E_e + E_p}{m S_v^T / 2} = \frac{V_y D_y / 2 + V_y (D_m - D_y)}{V_e D_e / 2} = \frac{2\mu - 1}{R_y^T} \quad (4)$$

که در آن، D_y تغییر مکان تسلیم، D_m بیشینه تغییر مکان غیرکشسان، D_e بیشینه تغییر مکان کشسان، V_y مقاومت تسلیم، V_e بیشینه مقاومت کشسان، μ شکل پذیری و R_y ضریب کاهش مقاومت هستند. در شکل ۱، ضمن نمایش توازن انرژی اصلاح شده، پارامترهای فوق نشان داده شده است. این تذکر لازم است که برای محاسبه‌ی R_y می‌توان از رابطه‌ی ۵ استفاده کرد: [۵]

$$R_y = \begin{cases} 1 & T < T_a \\ \sqrt{2\mu - 1} & T_b \leq T < T_c' \\ \mu & T > T_c \end{cases} \quad (5)$$

که در آن، T دوره‌ی تناوب سازه، μ شکل پذیری و T_a ، T_b و T_c دوره‌های تناوب مرزی هستند، که به مشخصات شتاب‌نگاشت‌های زلزله بستگی دارند.

در نوشتار حاضر، رابطه‌ی ۳ به‌عنوان معادله‌ی توازن انرژی در نظر گرفته شده و روش پیشنهادی بر اساس آن پایه‌ریزی شده است. با توجه به اینکه روش پیشنهادی برای سازه‌های چند درجه آزادی معرفی شده است، لازم است رابطه‌ی ۳ برای سازه‌های مذکور تعمیم داده شود. بدین منظور، برای محاسبه‌ی تقاضای انرژی (سمت چپ رابطه‌ی ۳)، باید هر یک از متغیرهای آن بر اساس مدهای سازه‌ی چند درجه‌ای آزادی تعریف شود. همچنین برای محاسبه‌ی ظرفیت انرژی (سمت راست رابطه‌ی ۳) می‌توان از منحنی بارافزون متناسب با هر مد استفاده کرد. نحوه‌ی دقیق محاسبه‌ی مؤلفه‌های ذکر شده در بخش ۲.۲ بیان شده است.

۲.۲. روش

پژوهش حاضر قصد دارد به‌منظور تخمین پاسخ‌های ساختمان‌ها و با استفاده از نظریه‌ی توازن انرژی، روشی را بر مبنای تحلیل بارافزون توسعه دهد. لیلاتاویات و همکاران [۸]، (۲۰۰۹)، یک روش مبتنی بر انرژی را برای محاسبه‌ی پاسخ‌های سازه‌ای ارائه کرده‌اند، که در آن آثار مدهای بالاتر در نظر گرفته نشده است. از این رو در بخش حاضر، یک روش توسعه‌یافته برای منظور کردن آثار مدهای بالاتر پیشنهاد شده است، که در این گام‌ها، خلاصه شده است:

۱. تحلیل بارافزون ساختمان با استفاده از الگوی بارگذاری جانبی مشابه با مد ۱.م.

از اصل جذر مجموع مربعات (SRSS) ^۴ ترکیب می‌شوند. علاوه بر این، روش‌های دیگری همچون: CMP ^۵ و SPA ^۶ ارائه شدند، که می‌توانستند پاسخ‌های غیرخطی سازه را تخمین بزنند.

در تحلیل بارافزون، تغییر مکان بام در کنار برش پایه به‌عنوان شاخص ظرفیت سازه استفاده می‌شود، در حالی که ممکن است شاخص اخیر در شرایطی همچون بازگشت تغییر مکان در منحنی ظرفیت به‌واسطه‌ی آثار مدهای بالاتر گمراه‌کننده باشد. [۸] از طرفی دیگر، برای محاسبه‌ی تقاضای لرزه‌ای سازه‌ها در روش‌های بر پایه‌ی تحلیل بارافزون، [۳-۱] از شتاب طیفی استفاده و از سایر پارامترهای مؤثر در تقاضا، همچون رفتار غیرخطی سازه و شکل پذیری آن، صرف‌نظر می‌شود.

رویکرد انرژی می‌تواند نقایص موجود در مفهوم روش‌های رایج را رفع کند. انرژی، آثار هم‌زمان نیرو و تغییر شکل را شامل می‌شود و شاخص‌های مبتنی بر آن قادر هستند خسارت تجمعی ناشی از تمامی مؤلفه‌های مؤثر را در قالب یک سنجش مناسب بیان کنند. استفاده از رویکرد انرژی برای ارزیابی سازه‌ها در پژوهش‌های مختلفی بحث شده است. [۱۴-۹] از طرف دیگر، رویکرد انرژی را می‌توان به‌منظور محاسبه‌ی تقاضا و ظرفیت سازه‌ها استفاده کرد. [۱۵ و ۱۶]

نوشتار حاضر قصد دارد یک روش توسعه‌یافته‌ی مبتنی بر انرژی را برای ارزیابی پاسخ‌های لرزه‌ای ساختمان‌های دارای قاب خمشی فولادی با استفاده از مطالعات لیلاتاویات ^۷ و همکاران (۲۰۰۹)، [۸] معرفی کند. در روش مذکور، از آثار مدهای بالاتر صرف‌نظر شده است، در حالی که آثار اشاره شده به‌جهت اهمیت قابل ملاحظه‌ی آنها، در پژوهش حاضر در نظر گرفته شده‌اند. برای این منظور، سه قاب خمشی فولادی ۴، ۸ و ۹ طبقه انتخاب و در نرم‌افزار OpenSEES ^۸، [۱۷] مدل شده‌اند. علاوه بر این، نتایج روش پیشنهادی با نتایج NTHA و MPA راستی‌آزمایی و مقایسه شده است.

۲. روش ارزیابی لرزه‌ای مبتنی بر انرژی

۲.۱. نظریه‌ی توازن انرژی

به‌طور کلی، رابطه‌ی توازن انرژی در سازه‌ها به‌صورت رابطه‌ی ۱ تعریف می‌شود:

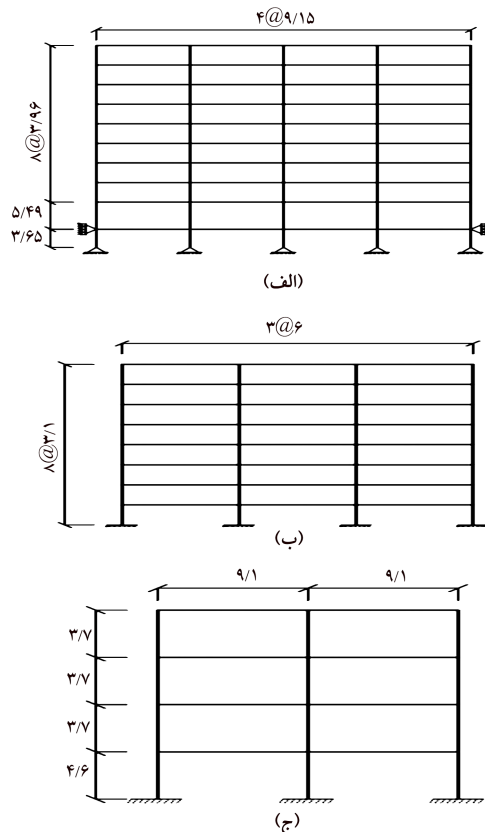
$$E_{demand} = E_{capacity} \quad (1)$$

که در آن، $E_{capacity}$ مجموع ظرفیت انرژی‌های کشسان (E_e) و خمیری (E_p) است ($E_{capacity} = E_e + E_p$). برای تعریف تقاضای انرژی (E_{demand})، هاوسنر ^۹ (۱۹۵۶)، [۱۸] رابطه‌ی ۲ را برای سازه‌های یک درجه آزادی (SDOF) معرفی کرده است:

$$E_{demand} = \frac{1}{2} m S_v^T \quad (2)$$

که در آن، m جرم سازه و S_v سرعت طیفی سامانه‌ی SDOF در سطح خطر دلخواه هستند. هاوسنر از اصل برابری سطح زیر نمودار نیرو- تغییر مکان سامانه‌های کشسان و غیرکشسان استفاده کرده است. با وجود این، مطالعات متعددی اثبات کرده‌اند، [۱۹ و ۲۰] که رابطه‌ی ۲، فقط برای سازه‌هایی با دوره‌ی تناوب کوتاه برقرار است. از این رو، لی و گوئل ^{۱۱} (۲۰۰۱)، [۲۱] از یک ضریب اصلاحی با نام ضریب انرژی (γ) استفاده و بر اساس آن، رابطه‌ی توازن انرژی را مطابق رابطه‌ی ۳ بازنویسی کرده‌اند:

$$\gamma \frac{1}{2} m S_v^T = E_e + E_p \quad (3)$$



شکل ۲. الف) قاب ۹ طبقه، ب) قاب ۸ طبقه و ج) قاب ۴ طبقه (ابعاد بر حسب متر).

۳. ارزیابی دقت روش پیشنهادی و مقایسه‌ی نتایج با

روش‌های رایج

۱.۳. مشخصات سازه‌ها

با توجه به این‌که در دستورالعمل FEMA ۳۵۵، تعداد طبقات ساختمان‌های میان‌مرتبه بین ۴ تا ۹ طبقه در نظر گرفته می‌شود، در مطالعه‌ی حاضر، یک ساختمان ۹ طبقه‌ی فولادی از پروژه‌ی SAC، [۲۵] یک ساختمان ۸ طبقه‌ی فولادی [۲۶] و یک ساختمان ۴ طبقه‌ی فولادی، [۲۷] برای بررسی روش پیشنهادی ارزیابی لرزه‌ای انتخاب شده است. کاربری ساختمان ۹ طبقه از نوع اداری بوده و بر روی خاک سخت در شهر سیاتل ایالات متحده بنا شده است. همچنین سازه‌ی مذکور در گروه پسانورتریج دسته‌بندی می‌شود. ساختمان ۸ طبقه با فرض قرارگیری در منطقه‌ای با لرزه‌خیزی زیاد و نوع خاک II بر اساس استانداردهای ایران طراحی شده است. ساختمان ۴ طبقه با کاربری اداری در شهر لس‌آنجلس ایالات متحده و بر روی خاک نوع D فرض شده است. شکل ۲، قاب‌های دو بعدی مورد نظر نوشتار حاضر را برای ساختمان‌های ۹، ۸ و ۴ طبقه نشان می‌دهد. دوره‌ی تناوب مد اول سازه‌های اخیر به ترتیب برابر با ۳٫۰۲، ۲٫۰۲ و ۱٫۶۱ ثانیه بوده است، که با نتایج مراجع ارائه دهنده‌ی ساختمان‌های ذکر شده هم‌خوانی دارند. چون در ساختمان‌های اشاره شده از یک قاب دو بعدی استفاده شده است، بارگذاری ثقلی هر ستون بر اساس سطح بارگیر آن محاسبه و باقیمانده‌ی بارگذاری ثقلی به ستون‌های ثقلی کناری^{۱۱} منتقل شده است، که در کنار هر یک از قاب‌ها تعبیه شده‌اند.

برای تعریف رفتار غیرخطی سازه‌ها از فنرهای دورانی غیرخطی با طول صفر در

فرمول توزیع بار جانبی مطابق رابطه‌ی ۶ است:

$$F_i = \alpha_i \varphi_i^T M \quad (6)$$

که در آن، F_i نیروی جانبی طبقات حاصل از مد \hat{z}_m ، α_i ضریب افزایشی بار جانبی در مد \hat{z}_m ، φ_i بردار شکل مد \hat{z}_m و M ماتریس جرم سازه هستند. این تذکر لازم است که باید مقدار بردار شکل مدی در تراز بام، در همه‌ی مدها، به عدد ۱ مقیاس شود.

۲. تبدیل منحنی بار افزون به منحنی ظرفیت انرژی در برابر تغییرمکان بام برای هر مد. برای انجام این کار، لازم است سطح زیر منحنی ظرفیت بار افزون برای هر گام تغییرمکان و برای هر مد محاسبه شود؛

۳. محاسبه‌ی منحنی تقاضای انرژی در برابر تغییرمکان بام با استفاده از رابطه‌ی ۷:

$$E_{demand} = \frac{1}{\gamma} \gamma_i m_i^* S_{vi}^2 \quad (7)$$

که در آن، γ_i ضریب انرژی برای مد \hat{z}_m ، m_i^* جرم مؤثر مدی $(\varphi_i^T M \varphi_i)$ و S_{vi} سرعت طیفی متناظر با مد \hat{z}_m در سطح خطر دلخواه هستند.

برای محاسبه‌ی γ_i می‌توان رابطه‌ی ۴ را استفاده کرد، که در آن، نحوه‌ی محاسبه‌ی μ و R_y اهمیت دارد. برای محاسبه‌ی μ ، باید تغییرمکان بام را بر تغییرمکان تسلیم متناظر با منحنی ظرفیت دوخطی ایده‌آل حاصل از گام ۱، تقسیم کرد. نتایج مطالعات پیشین، [۲۳ و ۲۴] نشان می‌دهند که تغییرشکل سازه‌های کشسان و غیرکشسان برای سازه‌های با دوره‌ی تناوب بزرگ‌تر از ۱ ثانیه تقریباً برابر است. لذا، می‌توان از یک ساده‌سازی برای محاسبه‌ی R_y استفاده کرد؛ اگر دوره‌ی تناوب مد \hat{z}_m بزرگ‌تر از ۱ باشد، R_y و μ با هم برابر هستند، اما اگر دوره‌ی تناوب مد \hat{z}_m از ۱ کمتر باشد، $R_y = 2\mu - 1$ که در این

مورد $\gamma = 1$ است. همچنین باید در نظر داشت که برای تغییرمکان‌های کمتر از تغییرمکان تسلیم، مقدار γ برابر با ۱ است؛

۴. ترسیم منحنی‌های ظرفیت و تقاضای انرژی در یک نمودار برای هر مد و تعیین نقطه‌ی برخورد دو منحنی اخیر. نقطه‌ی برخورد آنها، نشان‌دهنده‌ی پاسخ هدف در مد \hat{z}_m است (تغییرمکان بام هدف و برش پایه‌ی هدف). اکنون می‌توان پاسخ‌های متناظر با نقطه‌ی هدف را در هر مد با استفاده از منحنی بار افزون آن مد به‌دست آورد. پاسخ‌های نهایی (r_u) ناشی از ترکیب مدی را می‌توان از طریق رابطه‌ی ۸ محاسبه کرد:

$$r_u = \left(\sum_{i=1}^n (\Gamma_i r_i)^2 \right)^{0.5} \quad (8)$$

که در آن، Γ_i ضریب مشارکت مدی، r_i مقدار پاسخ در مد \hat{z}_m و n آخرین مد مشارکت‌کننده در پاسخ هستند.

روش پیشنهادی مبتنی بر انرژی سه مزیت اصلی دارد: ۱- می‌تواند آثار مدهای بالاتر را با به‌کارگیری ظرفیت و تقاضای انرژی سازه‌ها در پاسخ‌ها منظور کند. ۲- می‌تواند برای محاسبه‌ی ظرفیت انرژی، مستقیماً از منحنی ظرفیت سازه‌های چند درجه آزادی (MDOF) استفاده کند و نیازی به تبدیل منحنی ظرفیت سازه‌ی MDOF به سازه‌ی یک درجه آزادی معادل (ESDOF) نیست. ۳- برای تعیین تقاضای انرژی سازه‌ی حاصل از یک مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت، می‌توان از مقادیر طیفی میانگین تمام شتاب‌نگاشت‌ها استفاده کرد. لذا، نیازی به محاسبه‌ی جداگانه پاسخ‌ها برای هر شتاب‌نگاشت زلزله نیست، که این موارد منجر به کاهش عملیات محاسباتی در روش پیشنهادی می‌شود.

دو انتهای تمامی اعضا استفاده شده است، که بر اساس مدل ایبارا - کروینگر اصلاح شده^[۱۲، ۲۷] معرفی شده‌اند. علاوه بر این، رفتار چشمه‌ای اتصال طبق پژوهش گوپتا و کروینگر (۱۹۹۸)،^[۲۵] تعریف شده است. مشخصات تمامی مقاطع قاب‌های ۸ و ۹ طبقه به ترتیب در جدول ۱ الی ۳ ارائه شده است.

۲.۳. شتاب‌نگاشت‌های زلزله

برای راستی‌آزمایی و ارزیابی دقت روش پیشنهادی، از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی (NTHA) به عنوان یک روش مرجع استفاده شده است. شتاب‌نگاشت‌های پژوهش بیکر^{۱۴} و همکاران (۲۰۱۱)،^[۲۹] مجموعه‌های ۱۸ # و ۲ # جهت انجام تحلیل‌های مذکور انتخاب شده‌اند (در پیوست، مشخصات شتاب‌نگاشت‌ها در جدول‌های ۴ و ۵ و طیف آنها در شکل ۱۴ ارائه شده است). شتاب‌نگاشت‌های اخیر، میدان دور هستند و متناسب با خاک سخت (مجموعه‌ی ۲ #) با میانگین سرعت موج برشی در عمق ۳۰ متری، V_{S30} ، برابر با ۷۶۰ متر بر ثانیه برای ساختمان‌های

جدول ۱. مقاطع تیرها و ستون‌های ساختمان ۹ طبقه.

طبقه	مقطع تیر	مقطع ستون
۱-	$W27 \times 114$	$W24 \times 229$
۱	$W27 \times 114$	$W24 \times 229$
۲	$W27 \times 114$	$W24 \times 229$
۳	$W27 \times 94$	$W24 \times 229$
۴	$W27 \times 94$	$W24 \times 207$
۵	$W27 \times 94$	$W24 \times 207$
۶	$W24 \times 16$	$W24 \times 207$
۷	$W21 \times 62$	$W24 \times 162$
۸	$W21 \times 62$	$W24 \times 162$
۹	$W21 \times 62$	$W24 \times 131$

جدول ۲. مقاطع تیرها و ستون‌های ساختمان ۸ طبقه.

طبقه	مقطع تیر	مقطع ستون
	داخلی	خارجی
۱	IPE360	$BOX320 \times 20$
۲	IPE360	$BOX200 \times 20$
۳	IPE360	$BOX200 \times 20$
۴	IPE360	$BOX200 \times 20$
۵	IPE360	$BOX280 \times 20$
۶	IPE360	$BOX280 \times 20$
۷	IPE330	$BOX260 \times 20$
۸	IPE240	$BOX260 \times 20$

جدول ۳. مقاطع تیرها و ستون‌های ساختمان ۴ طبقه.

طبقه	مقطع تیر	مقطع ستون
۱	$W27 \times 102$	$W24 \times 131$
۲	$W27 \times 102$	$W24 \times 131$
۳	$W21 \times 93$	$W24 \times 131$
۴	$W21 \times 93$	$W24 \times 76$

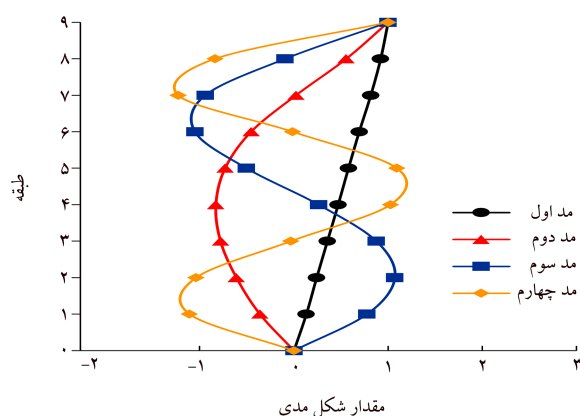
۸ و ۹ طبقه و متناسب با خاک نرم (مجموعه‌ی ۱۸ #) با V_{S30} ، برابر با ۲۵۰ متر بر ثانیه، برای ساختمان ۴ طبقه با استفاده از طیف میانگین شرطی انتخاب شده‌اند. با توجه به این‌که ساختمان‌های مورد نظر در پژوهش حاضر در سه مکان متفاوت احداث و بر اساس استانداردهای لرزه‌ای مختلفی (ایران و آمریکا) طراحی شده‌اند، برای مقیاس شتاب‌نگاشت‌های زلزله از طیف هدف متناظر با آن استاندارد استفاده شده است. از طرفی دیگر، برای سنجش هر چه بهتر عیار روش پیشنهادی، انتخاب طیف هدف به گونه‌ای بوده است که پاسخ‌های سازه‌ای (مانند دررفت بین طبقاتی) در سطوح بالای عملکردی (بین سطح ایمنی جانی و آستانه‌ی فروریزش) قرار گیرند، تا غالب اعضاء سازه‌ای تسلیم و وارد فاز غیرخطی شوند. لذا، برای ساختمان ۹ طبقه، مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت انتخابی ۲ # به دو برابر مقدار شتاب طیف MCE_R متناظر با شهر سیاتل و برای ساختمان ۸ طبقه، این مجموعه به مقدار شتاب طیف MCE (۱/۵ برابر شتاب طرح استاندارد ۲۸۰۰) و برای ساختمان ۴ طبقه، مجموعه‌ی ۱۸ # به مقدار شتاب طیف MCE_R متناظر با شهر لس‌آنجلس مقیاس شده است. بر اساس نتایج نوشتار حاضر، در سطوح خطر لرزه‌ای ذکر شده، هر سه ساختمان تقریباً در محدوده‌ی دررفت بین طبقاتی ۲/۰ تا ۵/۰ قرار می‌گیرند، که این پاسخ‌ها بر اساس دستورالعمل FEMA 356^[۲]، بین سطوح عملکردی ایمنی جانی و آستانه‌ی فروریزش قرار می‌گیرند.

شایان ذکر است که روش مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌ها به گونه‌ای بوده است که میانگین شتاب طیفی تمام شتاب‌نگاشت‌ها در محدوده‌ی ۲/۰ تا ۲ برابر دوره‌ی تناوب مد اول ساختمان از نمودار طیف شتاب متناظر با سطح خطر مورد نظر کمتر نباشد. در پیوست، میانگین طیف شتاب‌نگاشت‌های انتخابی و طیف‌های هدف ارائه شده است.

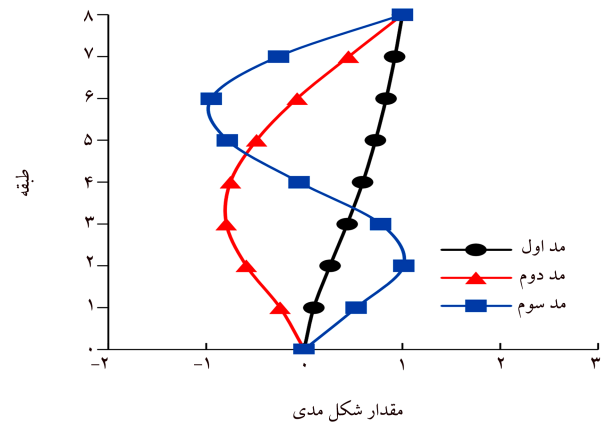
۳.۳. نتایج

در بخش کنونی، پاسخ‌های ساختمان‌های ۸ و ۹ طبقه‌ی فولادی با استفاده از روش‌های NTHA، MPA و روش پیشنهادی مبتنی بر انرژی ارائه شده است. این تذکر لازم است که پاسخ‌های روش NTHA به صورت میانگین پاسخ‌های تمامی شتاب‌نگاشت‌ها ارائه شده‌اند.

بر اساس فرایند روش پیشنهادی، برای انجام تحلیل بارافزون لازم است شکل مدی سازه استخراج شود. بر اساس نتایج، برای ساختمان ۹ طبقه: چهار مد اول، برای ساختمان ۸ طبقه: سه مد اول و برای ساختمان ۴ طبقه: فقط مد اول بیشترین تأثیر را در محاسبه‌ی پاسخ‌های ساختمان‌ها داشته‌اند. از این رو، مقادیر شکل مدی ساختمان‌های ۸ و ۹ طبقه به ترتیب در شکل ۳ و ۴ ترسیم شده‌اند. همچنین، مقادیر



شکل ۳. شکل مدی چهار مد اول ساختمان ۹ طبقه.



شکل ۴. شکل مدی سه مد اول ساختمان ۸ طبقه.

شکل مدی برای طبقات اول تا چهارم ساختمان ۴ طبقه، به ترتیب برابر با ۰/۱۵۴، ۰/۳۴۴، ۰/۶۲۶ و ۱/۰ بوده است. شایان ذکر است که تعداد مدهای لازم در روش پیشنهادی به دقت پاسخ‌ها بستگی دارد؛ به عبارت بهتر، اگر با اضافه کردن یک مد به روند تحلیل، تغییر محسوسی در پاسخ‌ها ایجاد نشود، دیگر نیازی به افزایش تعداد مدها نیست.

در شکل ۵ - الف، نتایج تحلیل بارافزون ساختمان ۹ طبقه با استفاده از الگوی بار جانبی متناسب با چهار مد اول به صورت منحنی ظرفیت ارائه شده است. نتایج نشان می‌دهند که افت مقاومت منحنی ظرفیت در مدهای بالاتر شدیدتر بوده است. همچنین شکل ۵ - ب، ظرفیت و تقاضای انرژی ساختمان ۹ طبقه برای هر مد را نشان می‌دهد. در ساختمان اخیر، دوره‌ی تناوب مدهای اول و دوم بزرگ‌تر از ۱ بوده است، بنابراین در دو مد ذکر شده، مقدار γ فقط برای تغییرمکان‌های کمتر از حد تسلیم مساوی ۱ است (بخش افقی ابتدای منحنی تقاضا). با وجود این، دوره‌ی تناوب مدهای سوم و چهارم کمتر از ۱ هستند، از این رو برای مدهای سوم و چهارم، مقدار γ همواره برابر با ۱ است. به همین دلیل، منحنی تقاضا در مدهای سوم و چهارم، یک خط افقی و مقدار آن برابر با $\gamma_i m_i^* S_{vi}^2 / 2$ است.

نتایج تحلیل بارافزون و محاسبه‌ی پاسخ‌های هدف برای ساختمان ۸ طبقه در شکل ۶ مشاهده می‌شود. مشابه ساختمان ۹ طبقه، افت مقاومت منحنی ظرفیت ساختمان ۸ طبقه برای مدهای دوم و سوم در تغییرمکان‌های کمتری نسبت به مد اول شروع شده است. همچنین، منحنی تقاضای انرژی فقط برای مد سوم به صورت یک خط افقی است؛ چرا که در مد سوم، دوره‌ی تناوب کمتر از ۱ ثانیه است، از این رو، مقدار γ برابر با ۱ فرض شده است.

علاوه بر این، نتایج تحلیل بارافزون و منحنی‌های ظرفیت و تقاضای انرژی برای ساختمان ۴ طبقه در شکل ۷ مشاهده می‌شود. همان‌طور که قبلاً بیان شد، برای سازه‌ی اخیر، فقط از مد اول استفاده شده است.

در شکل ۸ و ۹، تغییرمکان طبقات و نسبت دررفت بین طبقاتی (IDR) به ترتیب برای ساختمان ۸ و ۹ طبقه با استفاده از روش‌های NTHA، MPA و روش پیشنهادی مبتنی بر انرژی (در ۴ حالت با در نظر گرفتن مد اول، دو مد اول، سه مد اول و چهار مد اول) مشاهده می‌شوند. علاوه بر این در شکل ۱۰ پاسخ‌های ساختمان ۴ طبقه با در نظر گرفتن مد اول نشان داده شده است. همچنین در ساختمان ۴ طبقه، برای به‌کارگیری روش MPA از مد اول استفاده شده است.

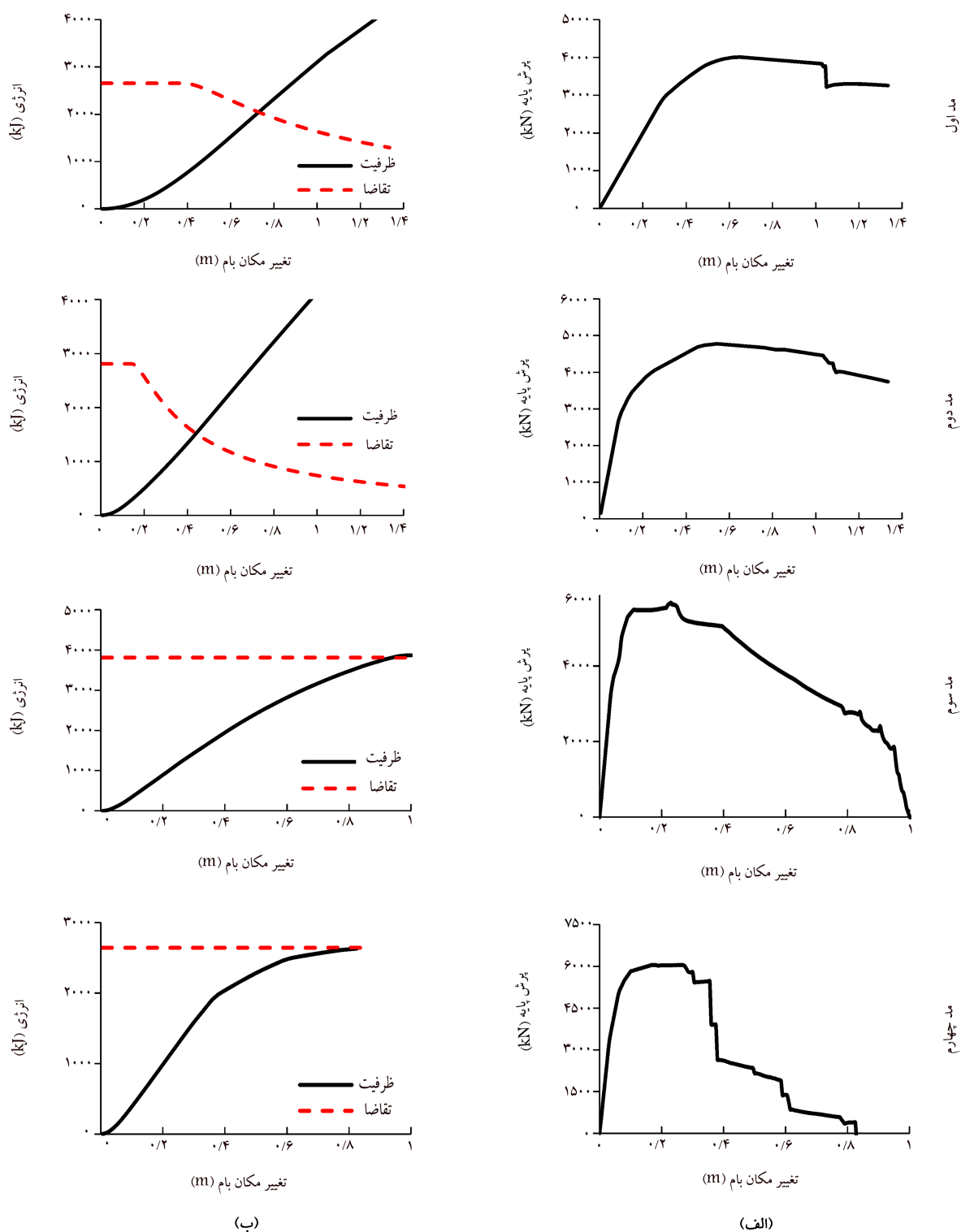
در شکل ۱۱ و ۱۲، مقادیر خطای پاسخ‌های اخیر در مقایسه با نتایج NTHA برای

ساختمان‌های ۹ و ۸ طبقه مشاهده می‌شود. شایان ذکر است، مشابه روش پیشنهادی، آثار ۴ و ۳ مد اول برای محاسبات روش MPA به ترتیب برای ساختمان‌های ۹ و ۸ طبقه در نظر گرفته شده است. علاوه بر این، در شکل ۱۳ خطای پاسخ‌ها در مقایسه با نتایج روش NTHA برای ساختمان ۴ طبقه با در نظر گرفتن مد اول ارائه شده است. پاسخ‌های نسبت دررفت بین طبقاتی ساختمان ۹ طبقه در شکل ۸ - الف نشان می‌دهند که هر دو روش پیشنهادی و MPA توانسته‌اند پاسخ‌های مناسبی را در مقایسه با نتایج روش NTHA ارائه دهند. با این حال، دقت روش پیشنهادی در تمامی طبقات به جز طبقه‌ی اول، بهتر از روش MPA بوده است، به‌طوری که میانگین خطای روش پیشنهادی در طبقات ذکر شده، ۸٪ بوده است (شکل ۱۱ - الف). علاوه بر این، پاسخ‌های نسبت دررفت بین طبقاتی ساختمان ۸ طبقه هم بر دقت منطقی و قابل قبول روش پیشنهادی صحنه می‌گذارند (شکل ۹ - الف). در ساختمان ۸ طبقه، به جز طبقات اول، پنجم و ششم، در سایر طبقات دقت روش پیشنهادی بالاتر از روش MPA بوده است، به‌طوری که میانگین خطای پاسخ‌های طبقات مذکور در روش پیشنهادی نزدیک به ۶٪ بوده است (شکل ۱۲ - الف). نتایج نسبت دررفت بین طبقاتی در شکل ۱۰ - الف برای ساختمان ۴ طبقه هم مشابه سایر ساختمان‌ها، بیانگر دقت مناسب روش پیشنهادی است. پاسخ‌های نسبت دررفت بین طبقاتی در سازه‌ی اخیر نشان می‌دهند که در تمامی طبقات به جز طبقه‌ی دوم، دقت روش پیشنهادی در تخمین پاسخ‌ها بیشتر از روش MPA بوده است، به‌طوری که میانگین خطای روش پیشنهادی در طبقات ذکر شده ۶٪ و در روش MPA، ۱۸٪ بوده است (شکل ۱۳ - الف).

پاسخ‌های تغییرمکان طبقات، دقت روش پیشنهادی را بهتر به نمایش می‌گذارند (شکل ۸ - ب و شکل ۹ - ب). یافته‌ها نشان می‌دهند که در تمامی طبقات ساختمان ۹ طبقه به جز دو طبقه‌ی اول و در تمامی طبقات ساختمان ۸ طبقه به جز طبقه‌ی اول، دقت روش پیشنهادی در تخمین پاسخ‌های تغییرمکان طبقات، بالاتر از روش MPA بوده است. میانگین خطای روش پیشنهادی در طبقات ذکر شده‌ی ساختمان‌های ۹ و ۸ طبقه به ترتیب برابر با ۲ و ۵ درصد بوده است (شکل ۱۱ - ب و شکل ۱۲ - ب). علاوه بر این، پاسخ‌های تغییرمکان طبقات ساختمان ۴ طبقه نشان می‌دهند که روش پیشنهادی توانسته است در طبقات اول و دوم، تخمین‌های دقیق‌تری نسبت به روش MPA ارائه دهد، اما در دو طبقه‌ی آخر، دقت روش MPA بیشتر بوده است (شکل ۱۰ - ب). میانگین خطای پاسخ‌های روش‌های پیشنهادی و MPA، برای تمامی طبقات ساختمان ۴ طبقه به ترتیب ۹ و ۶ درصد بوده است، اما با در نظر گرفتن دو طبقه‌ی اول، میانگین خطا به ترتیب ۴ و ۷/۵ رصدها بوده است.

شایان ذکر است در روش لیلاناویات و همکاران (۲۰۰۹)^[۸] که مبنای روش پیشنهادی در نظر گرفته شده است، برای تخمین پاسخ‌ها از آثار مدهای بالاتر صرف نظر شده است. به عبارت بهتر، می‌توان اظهار داشت که لیلاناویات و همکاران، فقط از مد اول استفاده کرده‌اند، در حالی که این مد برای ساختمان‌های ۸ و ۹ طبقه، نتایج قابل قبولی ارائه نمی‌کند (شکل ۸ و شکل ۹) فقط برای ساختمان ۴ طبقه می‌توان از آثار مدهای بالاتر صرف نظر کرد (شکل ۱۰).

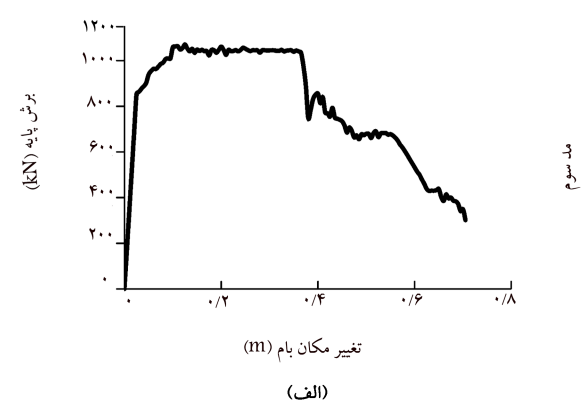
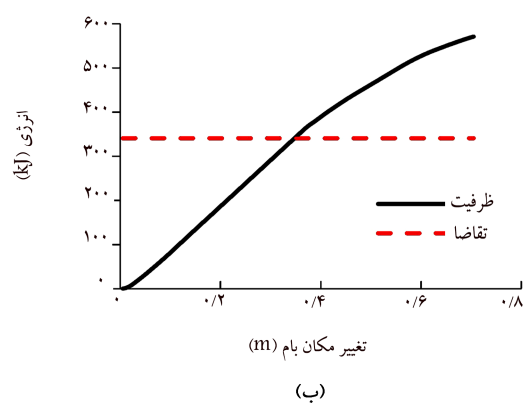
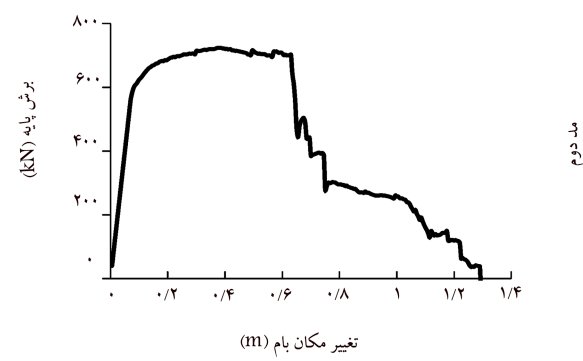
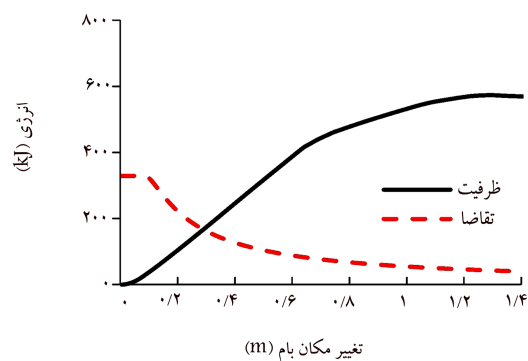
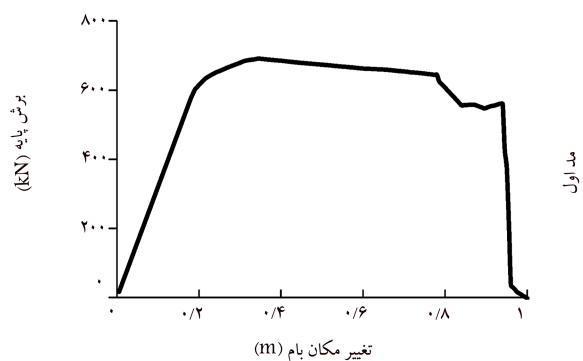
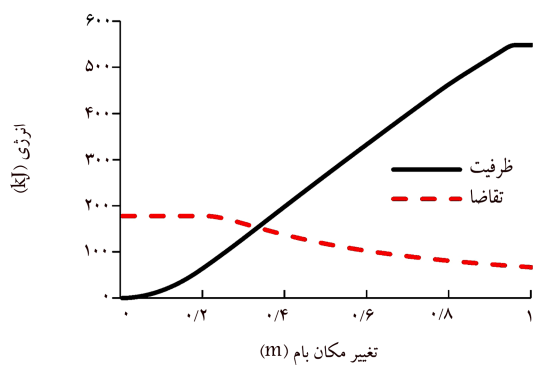
بر اساس نتایج ارائه شده، روش پیشنهادی دقتی منطقی در تخمین تغییرمکان‌های طبقات و نسبت‌های دررفت بین طبقاتی از خود بروز داده است. علاوه بر این، روش پیشنهادی قادر است برآوردهای دقیق‌تری از روش MPA ارائه دهد. به‌طور میانگین، روش پیشنهادی در مقایسه با روش MPA، مقدار خطا را بین ۲ تا ۱۴ درصد در ساختمان ۹ طبقه، بین ۱ تا ۴۱ درصد در ساختمان ۸ طبقه و بین ۱ تا ۲۲ درصد در ساختمان ۴ طبقه کاهش داده است. با وجود این، این تذکر لازم است که در بعضی از طبقات، دقت روش MPA بالاتر از روش پیشنهادی بوده است.



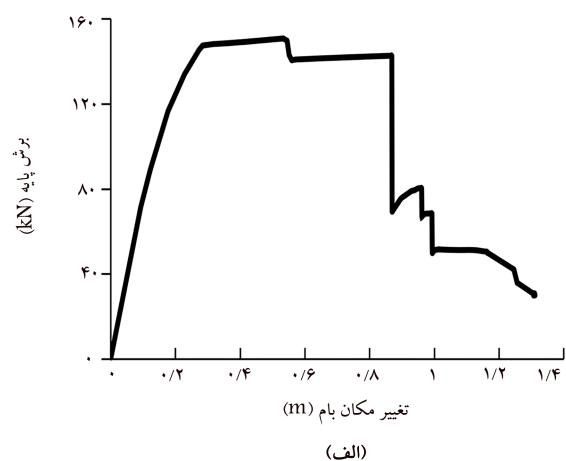
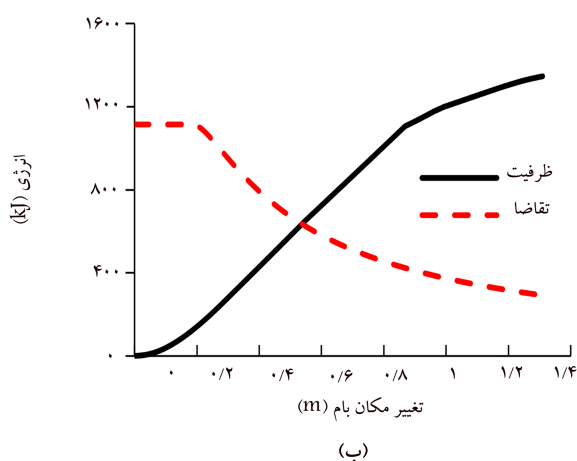
شکل ۵. الف) منحنی‌های ظرفیت و ب) نمودار انرژی در برابر تغییر مکان بام در مدهای مختلف برای ساختمان ۹ طبقه.

و نسبت‌های دررفت طبقات ۱ تا ۶ در ساختمان ۸ طبقه را اصلاح کند و به مقادیر NTHA نزدیک کند. علاوه بر این، مدهای بالاتر، پاسخ‌های طبقات انتهایی را بهبود بخشیده‌اند. لذا، اهمیت در نظر گرفتن آثار مدهای بالاتر کاملاً مشهود است. با این حال، بررسی پاسخ‌های تغییر مکان طبقات نشان می‌دهد که فقط پاسخ‌های مد اول، تفاوت آشکاری با نتایج NTHA داشته‌اند، در حالی که پاسخ‌های مدهای

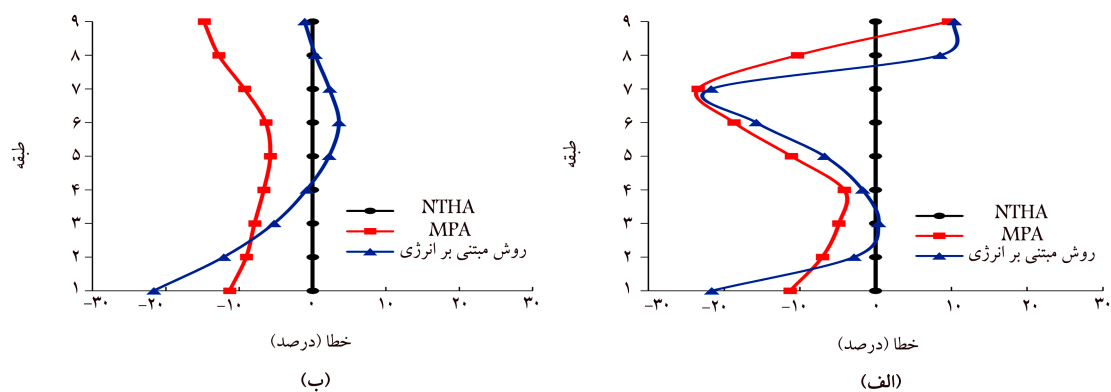
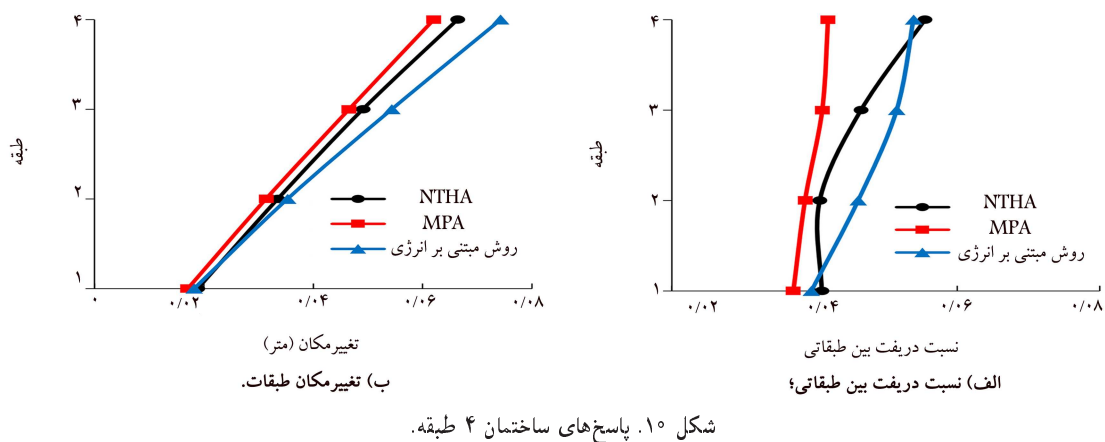
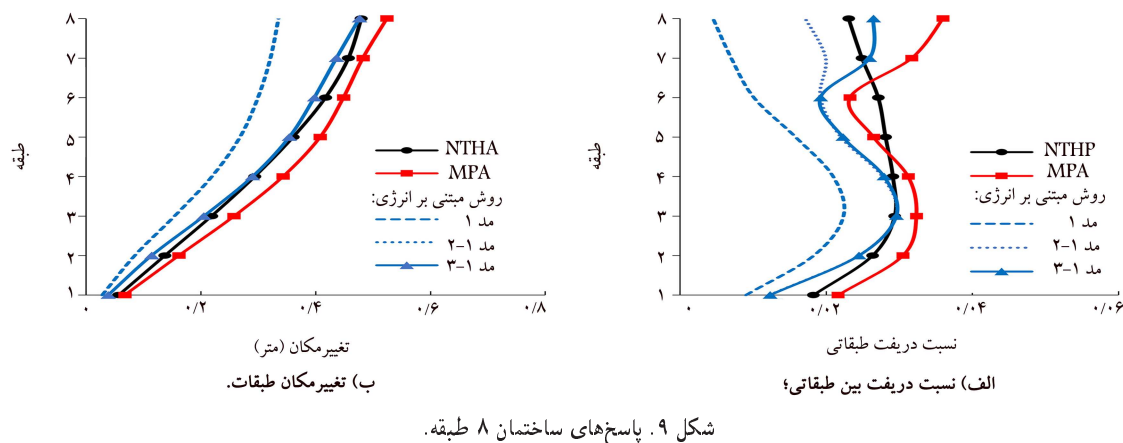
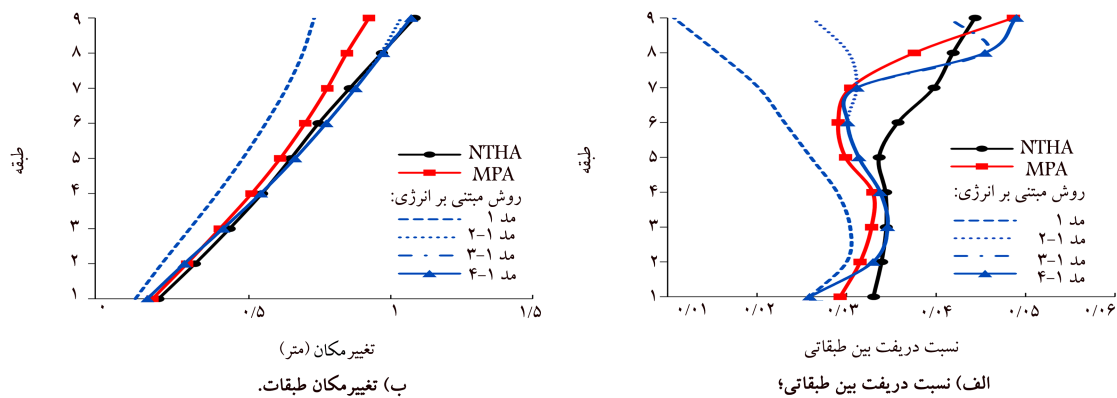
مقایسه‌ی آثار مدهای مختلف در پاسخ‌های ساختمان‌های ۹ و ۸ طبقه به ترتیب در شکل ۸ و ۹ نشان می‌دهند که آثار مدهای بالاتر در این ساختمان‌ها حائز اهمیت هستند. بر اساس یافته‌ها، پاسخ‌های ناشی از مد اول برای هر دو ساختمان ۸ و ۹ طبقه، خطای بسیار زیادی نسبت به میانگین نتایج روش NTHA داشته است. نتایج مد دوم توانسته است نسبت‌های دررفت طبقات ۲ تا ۷ در ساختمان ۹ طبقه

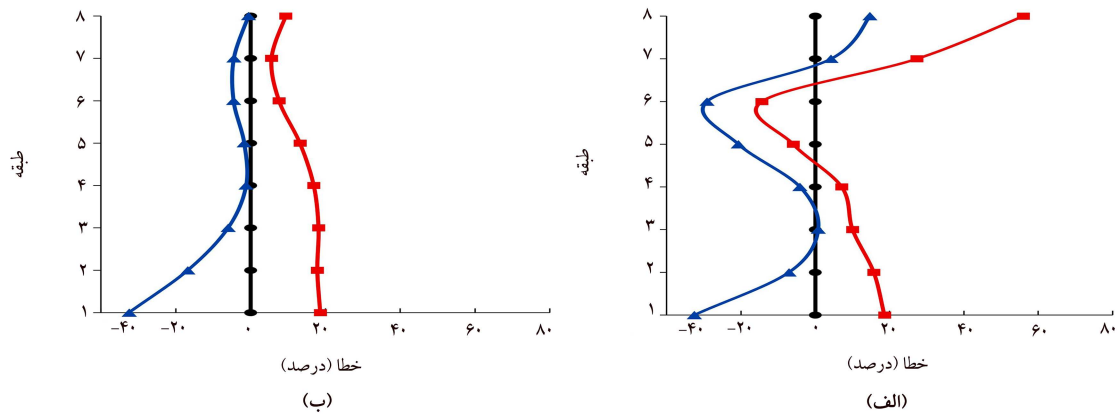


شکل ۶. الف) منحنی‌های ظرفیت و ب) نمودار انرژی در برابر تغییر مکان بام در مدل‌های مختلف برای ساختمان ۸ طبقه.

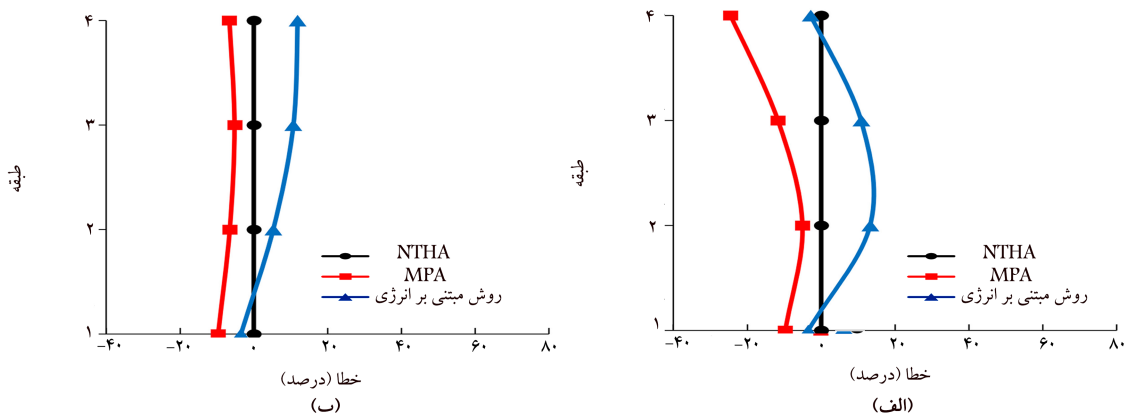


شکل ۷. الف) منحنی ظرفیت و ب) نمودار انرژی در برابر تغییر مکان بام در مدل اول برای ساختمان ۴ طبقه.





شکل ۱۲. خطای پاسخ‌های: (الف) نسبت در بفت بین طبقاتی و (ب) تغییر مکان طبقات در مقایسه با نتایج میانگین NTHA برای ساختمان ۸ طبقه.



شکل ۱۳. خطای پاسخ‌های: (الف) نسبت در بفت بین طبقاتی و (ب) تغییر مکان طبقات در مقایسه با نتایج میانگین NTHA برای ساختمان ۴ طبقه.

برای محاسبه‌ی ظرفیت انرژی، مستقیماً از منحنی ظرفیت سازه‌های چند درجه آزادی (MDOF) استفاده شده و نیازی به تبدیل منحنی ظرفیت سازه MDOF به سازه یک درجه آزادی معادل (ESDOF) نبوده است. علاوه بر این، برای تعیین تقاضای انرژی سازه حاصل از یک مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت، می‌توان از مقادیر طیفی میانگین تمام شتاب‌نگاشت‌ها استفاده کرد، از این رو، نیازی به محاسبه‌ی جداگانه‌ی پاسخ‌ها برای هر شتاب‌نگاشت زلزله نبوده است، که این موارد منجر به کاهش زیاد عملیات محاسباتی در روش پیشنهادی شده است.

مقایسه‌ی نتایج روش پیشنهادی با روش‌های NTHA و MPA بیانگر دقت قابل قبول آن است، به طوری که اگر به جای روش MPA از روش ارائه شده در پژوهش حاضر استفاده شود، خطای پاسخ‌های ساختمان‌های بررسی شده نسبت به پاسخ‌های NTHA تا ۴۱٪ کاهش می‌یابد. علاوه بر این، خطای پاسخ‌های روش پیشنهادی در تعدادی از طبقات به کمتر از ۱٪ رسیده است. یافته‌های پژوهش حاضر نشان می‌دهند اعمال آثار مدهای بالاتر در روش پیشنهادی، منجر به افزایش قابل ملاحظه‌ی دقت پاسخ‌ها شده است. با وجود این، در طبقه‌ی اول ساختمان‌های بررسی شده، دقت روش پیشنهادی از MPA کمتر بوده است.

بر اساس مطالعات موردی انجام شده در پژوهش حاضر می‌توان نتیجه گرفت روش پیشنهادی مبتنی بر انرژی قادر است با دقت منطقی پاسخ‌های سازه‌ها را تخمین بزند و جایگزینی ساده، کارا و سریع برای تحلیل‌های تاریخی زمانی غیرخطی باشد.

بالاتر به هم نزدیک بوده‌اند. از این رو، برای محاسبه‌ی تغییر مکان طبقات، استفاده از نتایج دو مدل اول ساختمان‌ها کافی به نظر می‌رسد.

۴. نتیجه‌گیری

اگرچه تحلیل تاریخی زمانی غیرخطی (NTHA)، ابزاری قدرتمند برای ارزیابی لرزه‌ای سازه‌هاست، اما نحوه‌ی انجام آن، فرایندی پیچیده و سخت است؛ که به منظور ساده‌سازی آن، می‌توان از تحلیل استاتیکی غیرخطی (بار افزون) استفاده کرد. در پژوهش حاضر، یک روش توسعه‌یافته‌ی مبتنی بر انرژی با استفاده از تحلیل بار افزون ارائه شده است. هدف روش پیشنهادی، تخمین پاسخ‌های غیرخطی ساختمان‌های فولادی بدون انجام تحلیل‌های غیرخطی دینامیکی با دقت مناسب و بالاتر از روش‌های رایج است. از این رو، سه قاب خمشی فولادی ۹، ۸ و ۴ طبقه انتخاب و با استفاده از نرم‌افزار OpenSEES مدل و تحلیل شده‌اند. تمامی قاب‌های اخیر از سازه‌های سه بعدی منظم استخراج شده‌اند. به منظور راستی‌آزمایی و مقایسه‌ی نتایج روش پیشنهادی با سایر روش‌ها، علاوه بر روش پیشنهادی، روش‌های NTHA و MPA هم استفاده شده‌اند.

با استفاده از روش پیشنهادی می‌توان آثار مدهای بالاتر را در پاسخ‌ها منظور کرد. ظرفیت و تقاضای لرزه‌ای سازه‌ها در روش اخیر بر اساس انرژی محاسبه می‌شود.

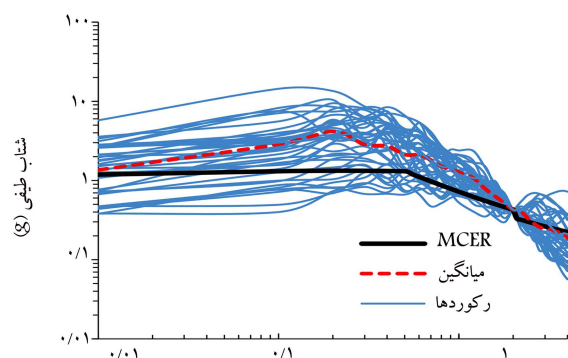
پانوشتها

1. Nonlinear Time History Analysis
2. Pushover
3. Modal Pushover Analysis
4. Square Root of the Sum of the Square
5. Consecutive Modal Pushover
6. Spectrum-based Pushover Analysis
7. Leelataviwat
8. Open System for Earthquake Engineering Simulation
9. Housner
10. Lee & Goel
11. Leaning Columns
12. Modified Ibarra-Krawinkler
13. Gupta & Krawinkler
14. Baker

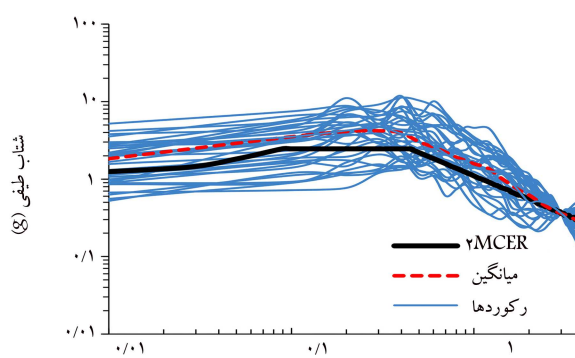
منابع (References)

1. ATC-40., 1996. Seismic evaluation and retrofit of reinforced concrete buildings, Applied Technology Council.
2. FEMA-356., 2000. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, USA.
3. ASCE/SEI-41-17., 2017. Seismic evaluation and retrofit of existing buildings, American Society of Civil Engineers.
4. Gupta, B. and Kunnath, S.K., 2000. Adaptive spectral-based pushover procedure for seismic evaluation of structures. *Earthquake Spectra*, 16(2), pp.367-391. <https://doi.org/10.1193/1.1586117>.
5. Chopra, A.K., 2020. *Dynamic of Structures*, 5th Edition in SI Units., Ed: Pearson Press.
6. Poursha, M., Khoshnoudian, F. and Moghadam, A., 2009. A consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of tall buildings. *Engineering Structures*, 31(2), pp.591-599. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.10.009>.
7. Liu, Y. and Kuang, J., 2017. Spectrum-based pushover analysis for estimating seismic demand of tall buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(10), pp.4193-4214. <https://link.springer.com/article/10.1007/s10518-017-0132-8>.
8. Leelataviwat, S., Saewon, W. and Goel, S.C., 2009. Application of energy balance concept in seismic evaluation of structures. *Journal of Structural Engineering*, 135(2), pp.113-121. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2009\)135:2\(113\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135:2(113)).
9. Akiyama, H., 1985. Earthquake-resistant limit-state design for buildings. University of Tokyo press.
10. Decanini, L.D. and Mollaioli, F., 2001. An energy-based methodology for the assessment of seismic demand. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21(2), pp.113-137. [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(00\)00102-0](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(00)00102-0).
11. Güllü, A., Yüksel, E., Yalçın, C., Anil Dindar, A., Özkaynak, H. and Büyükoztürk, O., 2019. An improved input energy spectrum verified by the shake table tests. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 48(1), pp.27-45. <https://doi.org/10.1002/eqe.3121>.
12. Esmailzadeh-Shahri, R. and Eshghi, S., 2021. Development of an energy-based method to evaluate the seismic collapse of steel structures. Presented at the 12th International Congress on Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran. [In Persian].
13. Eshghi, S. and Esmailzadeh-Shahri, R., 2023. Energy-based collapse risk assessment of steel framed structures subjected to earthquakes. Research Report No 7423. International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES).
14. Esmailzadeh-Shahri, R. and Eshghi, S., 2023. A new energy-based procedure for seismic collapse assessment of steel moment frame buildings including the higher mode effects. *Presented at the 9th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMP-DYN 2023)*, Athens, Greece, (Accepted).
15. Cheng, Y., Lucchini, A. and Mollaioli, F., 2020. Ground-motion prediction equations for constant-strength and constant-ductility input energy spectra. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18, pp.37-55. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00725-x>.
16. Shargh, G.B. and Barati, R., 2021. Estimation of inelastic seismic input energy. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 142, p.106505. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106505>.
17. OpenSEES., Open system for earthquake engineering simulation. Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center.
18. Housner, G.W., 1956. Limit design of structures to resist earthquakes. In *Proceedings of the First World Conference on Earthquake Engineering*, Berkeley, California, pp.5.1-5.13.
19. Newmark, N.M. and Hall, W.J., 1982. *Earthquake Spectra and Design Earthquake Engineering Research Institute*, Berkeley, Calif.
20. Uang, C.M. and Bertero, V.V., 1990. Evaluation of seismic energy in structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 19, pp.77-90. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290190108>.
21. Lee, S.S. and Goel, S., 2001. Performance-based design of steel moment frames using target drift and yield mechanism. Report No. UMCEE 01-17, Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan.
22. Chopra, A.K. and Chintanapakdee, C., 2004. Inelastic deformation ratios for design and evaluation of structures: Single-degree-of-freedom bilinear systems. *Journal of Structural Engineering*, 130, pp.1309-1319. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:9\(1309\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:9(1309)).
23. FEMA-440., 2005. Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA.
24. FEMA-355., 2000. State of the art report on systems performance of steel moment frames subject to earthquake ground shaking. SAC Joint Venture, Federal Emergency Management Agency Washington, DC, USA.

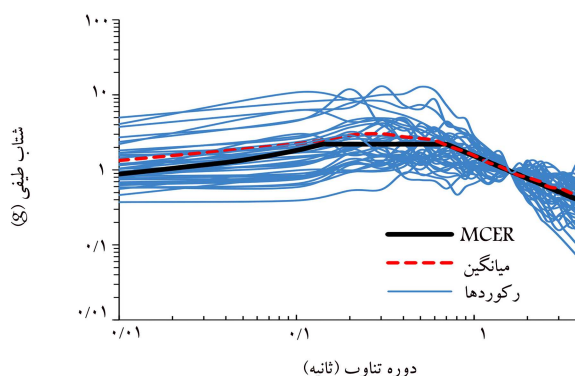
25. Gupta, A. and Krawinkler, H., 1998. *Seismic Demands for the Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures*. Ed: The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Report No. 132, Stanford University.
26. Eshghi, S., and Maddah, M.M., 2019. A study on influencing factors for simplified seismic collapse risk assessment of steel moment-resisting frames with intermediate ductility. *International Journal of Structural Integrity*, 11(6), pp.833-848. <http://dx.doi.org/10.1108/IJSI-07-2019-0076>.
27. Lignos, D. and Krawinkler, H., 2008. Sideway collapse of deteriorating structural system under seismic excitations. PhD Dissertation, Stanford University.
28. NIST-GCR-17-917-46v2., 2017. Guidelines for nonlinear structural analysis for design of buildings: Part Iia-Steel moment frames. Applied Technology Council.
29. Baker, J.W., Lin, T., Shahi, S.K. and Jayaram, N., 2011. New ground motion selection procedures and selected motions for the PEER transportation research program. Pacific Earthquake Engineering Research Center Berkeley, CA, PEER 2011/03.



ب) ساختمان ۸ طبقه؛
دوره تناوب (ثانیه)



الف) ساختمان ۹ طبقه؛
دوره تناوب (ثانیه)



دوره تناوب (ثانیه)

ج) ساختمان ۴ طبقه.

شکل ۱۴. طیف شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده به طیف هدف.

جدول ۴. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های زلزله: مجموعه‌ی ۱A. # [۲۹]

ردیف	نام زلزله	ایستگاه	سال	بزرگای (M_w)	فاصله (کیلومتر)
۱	Mammoth Lakes-01	Long Valley Dam (Upr L. Abut)	۱۹۸۰	۶/۱	۱۵/۵۲
۲	Chi-Chi, Taiwan	CHY036	۱۹۹۹	۷/۶	۴۴/۷۴
۳	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass - FF	۱۹۹۲	۷/۰	۲۴/۵۵
۴	Imperial Valley-06	Delta	۱۹۷۹	۶/۵	۳۵/۱۷
۵	Kocaeli, Turkey	Yarimca	۱۹۹۹	۷/۵	۲۵/۰۷
۶	Imperial Valley-06	Calipatria Fire Station	۱۹۷۹	۶/۵	۵۸/۰۰
۷	Chi-Chi, Taiwan	CHY034	۱۹۹۹	۷/۶	۴۶/۸۲
۸	Chi-Chi, Taiwan	NST	۱۹۹۹	۷/۶	۸۹/۲۰
۹	Kocaeli, Turkey	Duzce	۱۹۹۹	۷/۵	۹۹/۵۲
۱۰	Trinidad	Rio Dell Overpass, E Ground	۱۹۸۰	۷/۲	۷۸/۲۲
۱۱	Spitak, Armenia	Gukasian	۱۹۸۸	۶/۸	۳۶/۶۸
۱۲	Loma Prieta	Gilroy Array #4	۱۹۸۹	۶/۹	۳۶/۷۹
۱۳	Chi-Chi, Taiwan	TCU060	۱۹۹۹	۷/۶	۴۶/۰۷
۱۴	Victoria, Mexico	Chihuahua	۱۹۸۰	۶/۳	۳۸/۲۹
۱۵	Loma Prieta	Fremont - Emerson Court	۱۹۸۹	۶/۹	۵۷/۸۶
۱۶	Chalfant Valley-02	Zack Brothers Ranch	۱۹۸۶	۶/۲	۱۷/۴۷
۱۷	Chi-Chi, Taiwan	TCU118	۱۹۹۹	۷/۶	۴۴/۴۹
۱۸	Denali, Alaska	TAPS Pump Station #10	۲۰۰۲	۷/۹	۸۴/۸۹
۱۹	Imperial Valley-06	El Centro Array #4	۱۹۷۹	۶/۵	۲۸/۹۰
۲۰	Big Bear-01	San Bernardino - E & Hospitality	۱۹۹۲	۶/۵	۴۷/۳۳
۲۱	Landers	Yermo Fire Station	۱۹۹۲	۷/۳	۸۶/۲۸
۲۲	Northridge-01	Sylmar - Converter Sta	۱۹۹۴	۶/۷	۲۱/۸۷
۲۳	San Fernando	LA - Hollywood Stor FF	۱۹۷۱	۶/۶	۴۱/۵۷
۲۴	N. Palm Springs	Morongo Valley	۱۹۸۶	۶/۱	۱۲/۶۶
۲۵	Loma Prieta	Hollister - South & Pine	۱۹۸۹	۶/۹	۵۱/۳۱
۲۶	Chi-Chi, Taiwan	TCU055	۱۹۹۹	۷/۶	۳۶/۷۴
۲۷	Chi-Chi, Taiwan	CHY025	۱۹۹۹	۷/۶	۳۳/۱۳
۲۸	Imperial Valley-06	Brawley Airport	۱۹۷۹	۶/۵	۴۴/۲۹
۲۹	Chi-Chi, Taiwan	CHY088	۱۹۹۹	۷/۶	۶۹/۲۴
۳۰	Duzce, Turkey	Duzce	۱۹۹۹	۷/۱	۱۴/۰۹
۳۱	Chi-Chi, Taiwan	TCU061	۱۹۹۹	۷/۶	۴۲/۸۱
۳۲	Loma Prieta	Saratoga - Aloha Ave	۱۹۸۹	۶/۹	۳۲/۳۵
۳۳	Imperial Valley-02	El Centro Array #9	۱۹۴۰	۶/۹	۱۵/۶۹
۳۴	Chi-Chi, Taiwan-03	TCU123	۱۹۹۹	۶/۲	۳۹/۶۴
۳۵	Northridge-01	Jensen Filter Plant	۱۹۹۴	۶/۷	۲۱/۷۸
۳۶	Chi-Chi, Taiwan-03	CHY104	۱۹۹۹	۶/۲	۴۲/۹۵
۳۷	Loma Prieta	Salinas - John & Work	۱۹۸۹	۶/۹	۴۹/۵۸
۳۸	Loma Prieta	Coyote Lake Dam (Downst)	۱۹۸۹	۶/۹	۳۵/۴۹
۳۹	Chi-Chi, Taiwan	CHY008	۱۹۹۹	۷/۶	۶۹/۷۳
۴۰	Chi-Chi, Taiwan-06	TCU141	۱۹۹۹	۶/۳	۵۷/۹۷

جدول ۵. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های زلزله: مجموعه‌ی ۲-#. [۲۹]

ردیف	نام زلزله	ایستگاه	سال	بزرگای (M_w)	فاصله (کیلومتر)
۱	San Fernando	Lake Hughes #4	۱۹۷۱	۶/۶	۲۷/۴۶
۲	Loma Prieta	Gilroy Array #6	۱۹۸۹	۶/۹	۳۹/۵۴
۳	Kocaeli, Turkey	Izmit	۱۹۹۹	۷/۵	۱۶/۸۶
۴	Northridge-01	LA - Wonderland Ave	۱۹۹۴	۶/۷	۲۵/۸۲
۵	Imperial Valley-06	Cerro Prieto	۱۹۷۹	۶/۵	۲۶/۷۴
۶	Hector Mine	Hector	۱۹۹۹	۷/۱	۳۰/۳۸
۷	San Fernando	Pasadena - Old Seismo Lab	۱۹۷۱	۶/۶	۴۱/۲۷
۸	Duzce, Turkey	Lamont 531	۱۹۹۹	۷/۱	۳۱/۰۷
۹	Hector Mine	Heart Bar State Park	۱۹۹۹	۷/۱	۷۰/۶۷
۱۰	Chi-Chi, Taiwan	TCU138	۱۹۹۹	۷/۶	۲۵/۵۰
۱۱	Chi-Chi, Taiwan-06	TCU129	۱۹۹۹	۶/۳	۳۶/۸۱
۱۲	Coyote Lake	Gilroy Array #6	۱۹۷۹	۵/۷	۹/۱۲
۱۳	Taiwan SMART1(45)	SMART1 E02	۱۹۸۶	۷/۳	۷۲/۹۱
۱۴	Irpinia, Italy-01	Bagnoli Irpinio	۱۹۸۰	۶/۹	۲۴/۵۶
۱۵	Loma Prieta	San Jose - Santa Teresa Hills	۱۹۸۹	۶/۹	۲۶/۶۶
۱۶	Irpinia, Italy-01	Bisaccia	۱۹۸۰	۶/۹	۲۵/۱۳
۱۷	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	۱۹۹۹	۷/۶	۷۷/۹۱
۱۸	Kocaeli, Turkey	Gebze	۱۹۹۹	۷/۵	۴۹/۶۸
۱۹	Northridge-01	Pacoima Dam (downstr)	۱۹۹۴	۶/۷	۲۶/۸۵
۲۰	Denali, Alaska	Carlo (temp)	۲۰۰۲	۷/۹	۶۸/۳۹
۲۱	Helena, Montana-01	Carroll College	۱۹۳۵	۶/۰	۸/۷۱
۲۲	Northridge-01	Vasquez Rocks Park	۱۹۹۴	۶/۷	۴۱/۹۰
۲۳	Chi-Chi, Taiwan	WNT	۱۹۹۹	۷/۶	۱۶/۲۷
۲۴	Loma Prieta	Golden Gate Bridge	۱۹۸۹	۶/۹	۱۰۱/۷۰
۲۵	Loma Prieta	UCSC	۱۹۸۹	۶/۹	۲۴/۰۵
۲۶	Victoria, Mexico	Cerro Prieto	۱۹۸۰	۶/۹	۳۵/۴۸
۲۷	Northridge-01	Santa Susana Ground	۱۹۹۴	۶/۷	۲۲/۸۳
۲۸	Loma Prieta	Gilroy - Gavilan Coll.	۱۹۸۹	۶/۹	۳۳/۸۴
۲۹	Duzce, Turkey	Mudurnu	۱۹۹۹	۷/۱	۴۳/۸۳
۳۰	Northridge-01	Burbank - Howard Rd.	۱۹۹۴	۶/۷	۲۹/۰۵
۳۱	Chi-Chi, Taiwan-03	TCU138	۱۹۹۹	۶/۲	۲۹/۷۹
۳۲	Chi-Chi, Taiwan-06	TCU138	۱۹۹۹	۶/۳	۴۵/۴۸
۳۳	Loma Prieta	UCSC Lick Observatory	۱۹۸۹	۶/۹	۲۳/۹۳
۳۴	Loma Prieta	Gilroy Array #1	۱۹۸۹	۶/۹	۳۳/۵۵
۳۵	Northridge-01	LA Dam	۱۹۹۴	۶/۷	۲۱/۱۰
۳۶	Northridge-01	LA 00	۱۹۹۴	۶/۷	۲۲/۶۷
۳۷	Sitka, Alaska	Sitka Observatory	۱۹۷۲	۷/۷	۴۵/۴۰
۳۸	Northridge-01	LA - Chalon Rd	۱۹۹۴	۶/۷	۲۲/۹۹
۳۹	Loma Prieta	Belmont - Envirotech	۱۹۸۹	۶/۹	۶۶/۸۸
۴۰	Chi-Chi, Taiwan	TCU129	۱۹۹۹	۷/۶	۱۶/۲۶