مهندسی عمران شریف
دوره‌ی ۲-۲۷، شماره‌ی ۴، ص. ۱۰۳-۱۰۹

تحلیل آسیب‌پذیری لرزه‌یی ساختمان‌های بنایی با استفاده از طیف ظرفیت در روش تحلیل حدی جنبشی

سیدروح‌اله باشانجاتی (کارشناس ارشد)
پژوهشکده‌ی ساختمان و مسکن
پیمان هممامی (استادیار)
دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی

در میان روش‌های متعددی که برای تحلیل آسیب‌پذیری لرزه‌یی ساختمان‌های بنایی ارائه شده، روش «تحلیل حدی جنبشی» ازجمله روش‌های مناسب برای این تحلیل و نیز تهیه‌ی طرح بهسازی لرزه‌یی ساختمان‌های بنایی ــ به‌ویژه ساختمان‌های تاریخی ــ است. در این نوشتار ضمن معرفی روش تحلیل حدی با استفاده از طیف ظرفیت (غیرخطی)، آسیب‌پذیری لرزه‌یی نمونه‌یی از ساختمان‌های بنایی و قدیمیِ کشور تحلیل شده است. با استفاده از این روش، آسیب‌پذیری ساختمان در رخداد زلزله با ۱۰ درصد احتمال وقوع در ۵۰ سال در مقابل بیست‌ویک سازوکار خرابی ناشی از رفتار درون‌صفحه و برون‌صفحه‌ی دیوارها و واژگونی جان‌پناه‌ها براساس آیین‌نامه‌ی ایتالیایی O.P.C.M ۳۴۳۱ ارزیابی شده است. سپس نتایج حاصله با دو ضابطه‌ی طراحی موجود در آیین‌نامه‌ی زلزله‌ی کشور، شامل ضابطه‌ی کمینه سطح مقطع دیوار نسبی و ضابطه‌ی کنترل واژگونی دیوار مقایسه شده است.

واژگان کلیدی: آسیب‌پذیری لرزه‌یی، بنایی، تحلیل حدی جنبشی، طیف ظرفیت.

pashanejati@gmail.com
homami@tmu.ac.ir

۱. مقدمه

کشور ما از نقاط لرزه‌خیز جهان به‌شمار می‌رود، به‌نحوی که این پدیده تاکنون جان هزاران نفر از هموطنان‌مان را گرفته و سبب ویرانی بناهای مسکونی و تاریخی شده است. زلزله‌های ۱۳۵۷ طبس، ۱۳۶۹ منجیل و ۱۳۸۲ بم ازجمله‌ی این حوادث است که صدمات جبران ناپذیری بر پیکره‌ی انسانی و میراث فرهنگی کشور وارد کرده است.

تجربیات حاصل از این وقایع نشان داده است که بهترین روش کاهش خطرپذیری لرزه‌یی، ایمن سازی و بهسازی لرزه‌یی بناهای پیرامونی است. برای این منظور با استفاده از آیین‌نامه‌های موجود مطالعات تحلیلی صورت گرفته و طرح بهسازی بنا ارائه می‌شود.

یکی از ملزومات انجام مطالعات و طرح بهسازی، به‌کارگیری روش تحلیل مناسب است. تاکنون روش‌های متعددی برای طراحی یا بررسی تحلیلی سازه‌های بنایی ارائه شده است. روش تحلیل ارتجاعی که ساده‌ترین روش بررسی این‌گونه سازه‌هاست، در قرون نوزدهم و بیستم میلادی به‌طور گسترده‌یی به‌کار گرفته شد و روش‌های طراحی خطی نیز بر مبنای آن گسترش یافتند. با پیشرفت مباحث نظری درباره‌ی رفتار غیرارتجاعی مصالح و امکانات رایانه‌یی، استفاده از روش‌های تحلیل غیرخطی مورد توجه قرار گرفت. با این که نظریه‌ی غیرارتجاعی که تحلیل حدی نیز از آن بهره‌مند است کم‌تر از روش‌های خطی مورد توجه بوده است، اما در پاره‌یی از مسائل استفاده از آن منطقی‌تر و بعضاً ضروری است. به‌عنوان نمونه، نتایج روش‌های تحلیل خطیِ رفتار سازه‌های بنایی در رخداد زلزله‌های شدید، به‌علت بروز ناگهانی ترک‌خوردگی، در برخی موارد قابل اطمینان نیست. به‌همین علت در سال‌های اخیر نظریه‌های شکست، ترک‌خوردگی و انواع شاخص‌های خسارت مورد توجه قرارگرفته است.

در حال حاضر می‌توان گستره‌یی از روش‌ها و مدل‌های بسیار ساده تا مدل‌های بسیار پیچیده را به‌منظور بررسی آسیب‌پذیری سازه‌های بنایی به‌کار بست. بدیهی است مدل‌های دقیق می‌توانند اطلاعات کامل‌تری را تأمین کنند اما استفاده از آن‌ها مستلزم بهره‌مندی از ابزارهای تحلیلی خاص و نیز زمان کافی برای تهیه‌ی مدل‌های کامل است. همچنین برای استفاده از چنین روش‌هایی ضروری است با مطالعات گسترده، اطلاعات جامعی درمورد مشخصات مصالح، شرایط مرزی و سایر جزئیات تهیه شود که به‌دلایل مختلف تأمین این اطلاعات با دقت کافی و در همه‌ی موارد میسر نیست.

روش اجزاء محدود از جمله روش‌های دقیقی است که در دهه‌های اخیر به‌صورت گسترده‌تری در تحلیل ساختمان‌های تاریخی و بنایی استفاده شده است. در این روش معمولاً مدل‌سازی محیط پیوسته به‌صورت مجزا و با مصالحی همگن در نظر گرفته می‌شود. برخی از محققین از روش مدل‌سازی ساختمان‌های مصالح

تاریخ: دریافت ۱۳۸۸/۸/۱۹، اصلاحیه ۱۳۸۸/۱۲/۲۴، پذیرش ۱۳۸۹/۳/۸.

الف) شکست مناره و واژگونی سردر؛ ب) خرابی خارج از صفحه و داخل صفحه دیوار.

شکل ۱. نمونه‌یی از سازوکارهای خرابی ساختمان‌ها در زلزله‌ی بم.[۸]

بنایی با المان‌های مجزا[۱و۲] و عده‌یی دیگر از روش مصالح همگن[۳] استفاده کرده‌اند.

در مواردی که ابهامات متعددی در شناخت اندام‌های باربر ساختمان و اتصالات آن‌ها وجود دارد، یا هنگامی که مشخصات مکانیکی مصالح، رفتار دینامیکی و شرایط مرزی سازه با روش‌های متعارف قابل شناسایی نیست، استفاده از مدل‌های ساده‌شده می‌تواند به‌نحو بهتری نیاز مهندسین را برطرف سازد. به‌عبارت دیگر وقتی سازه چنان پیچیده است که شناخت کامل آن برای مدل‌سازی دقیق ممکن نیست ــ یا دشوار است ــ و نیز نرم‌افزارهای تحلیلی برای حل معادلات حاکم بر رفتار سازه با مشکلات عددی مواجه می‌شوند، مدل‌های ساده کاراتر به نظر می‌آیند.

مطالعه‌ی رفتار واقعی سازه‌های بنایی در رخداد زلزله‌های شدید نشان می‌دهد که در بسیاری از موارد سازوکارهای خرابی موضعی باعث خرابی و تلفات جانی می‌شوند. این خرابی‌های موضعی مانع به‌هم پیوستگی سازه و رفتار یک‌پارچه‌ی اعضای آن‌ها می‌شوند و فرضیات تحلیل معمول مبتنی بر رفتار پیوسته را بر هم می‌زنند. شکل ۱ نمونه‌هایی از خرابی‌های موضعی را در زلزله‌ی بم نشان می‌دهد. غلبه بر مشکلات مدل‌سازی و تحلیل این‌گونه رفتارها، نیازمند استفاده از روشی متفاوت با نگرشی است که در برگیرنده‌ی این ناپیوستگی‌ها باشد. بنابراین برای تحلیل ساختمان‌های بنایی ــ به‌ویژه بناهای تاریخی پیچیده یا بناهای مجتمع و مجاور هم که مرز سازه‌یی مشخصی بین آن‌ها وجود ندارد ــ می‌توان از روش‌هایی مانند تحلیل حدی بهره جست، زیرا تحلیل حدی با فرضیات ساده امکان محاسبه‌ی ظرفیت باربری سازه در حد نهایی را برای یک الگوی معین رفتاری مشخص می‌کند.

روش تحلیل حدی جنبشی که در دو حالت خطی و غیرخطی قابل انجام است، از زیرمجموعه‌های روش‌های حدی است که بررسی سازوکارهای خرابی موضعی را ممکن می‌سازد و به‌دلیل نزدیک بودن به رفتار واقعی سازه‌ها در رخداد زلزله و سهولت در مدل‌سازی، یکی از مناسب‌ترین و قدرت‌مندترین روش‌ها در تحلیل سازه‌های بنایی به حساب می‌آید. این روش با در نظرگرفتن بلوک‌های صلب دو بعدی و سه‌بعدی بزرگ یا کوچک ــ روش ماکروبلوک و میکروبلوک ــ انجام می‌پذیرد.

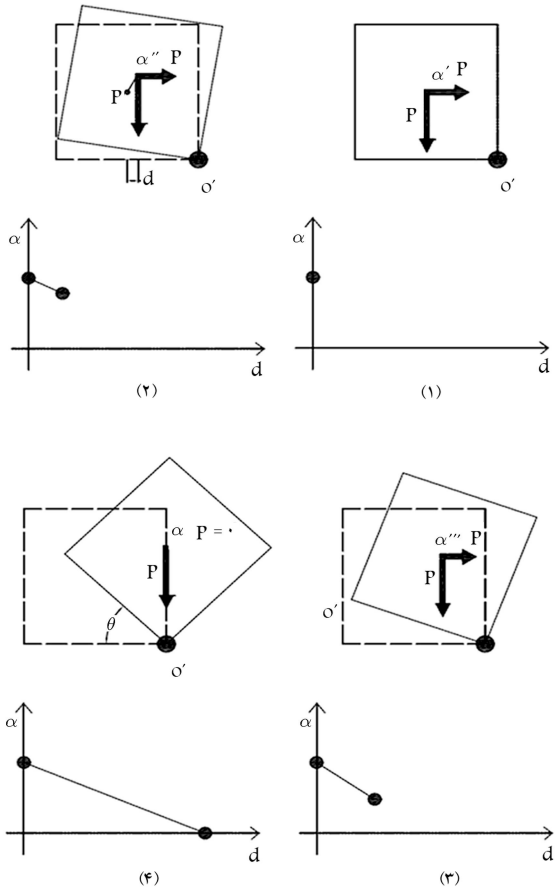
با استفاده از این روش تحلیلی مطالعات متعددی برای بررسی سازه‌های بنایی صورت گرفته است. در سال ۱۷۴۸ یک گنبد ترک‌خورده با تقسیم به چند پوسته‌ی متصل به‌هم مورد بررسی قرار گرفت.[۴] اساس روش مورد استفاده در این مطالعه برپایه‌ی روش به‌کارگرفته شده در قرن هفدهم است که به روش تحلیل حدی امروزی نزدیک بوده است. نظریه‌ی امروزی تحلیل حدی در سال ۱۹۳۶ تا ۱۹۵۰ پایه‌ریزی شده است.[۵] مقایسه‌ی نتایج حاصل از روش تحلیل حدی و تحلیل غیرخطی مصالح و هندسی، نشان‌گر دقت بالای تحلیل حدی در تخمین ظرفیت نهایی یک قوس آجری بوده است.[۶] کارآیی روش تحلیل حدی باعث شده است که دستورالعمل ORDINANCE P.C.M ۳۴۳۱ درکشور ایتالیا برمبنای این روش تهیه و مورد استفاده قرار گیرد.[۷]

در این نوشتار به‌منظور نمایش کارآیی روش تحلیل حدی جنبشی غیرخطی در ارزیابی آسیب‌پذیری ساختمان‌های بنایی، ضمن مرور مراحل انجام چنین تحلیلی، آسیب‌پذیری لرزه‌یی یک ساختمان نمونه براساس ORDINANCE P.C.M۳۴۳۱ کشور ایتالیا بررسی، و نتایج حاصل از آن با دستورالعمل‌های متداول درکشور مقایسه شده است.

۲. تحلیل ساده‌شده‌ی جنبشی حدی

سازوکارهای خرابی در هر سازه به پیکربندی، شرایط مرزی، رفتار مصالح، کیفیت ساخت و نوع بارگذاری مربوط می‌شود. به‌عنوان مثال، برای خرابی یک قوس آجری تحت بار قائم یا افقی تشکیل چهار مفصل خمیری ضروری است و تغییر شکل سازه بعد از تشکیل مفاصل خمیری با حرکت سه قطعه‌ی صلب نسبت به یکدیگر رخ می‌دهد. یافتن محل مفاصل در قوس‌ها با روش خط رانش کار آسانی است؛ به‌عبارت دیگر تشخیص بلوک‌های صلب در سازه‌ی قوس به‌راحتی ممکن است اما برای سازه‌های پیچیده‌تر این کار چندان ساده نیست.[۹] در این حالت‌ها با توجه به اطلاعات حاصل از زلزله‌های سابق، و با بررسی رفتار لرزه‌یی آن نوع سازه، بلوک‌های صلبی که به‌صورت یک‌پارچه رفتار می‌کنند شناسایی می‌شوند. با جداشدن این بلوک‌ها و حرکت آن‌ها نسبت به یکدیگر انواع سازوکارهای خرابی به دست می‌آیند.

توضیحات ارائه شده نشان می‌دهد که گام مهم این روش، تهیه‌ی بانک اطلاعاتی سازوکارهای خرابی است. در همه‌ی این سازوکارها شتاب محرک متناظر با ناپایداری براساس مقایسه‌ی لنگرهای مقاوم و محرک در هنگام رخداد زلزله تعیین می‌شود. در روش خطی شتاب محرکی که سبب رخداد اولین حرکت بلوک صلب می‌شود به‌عنوان ناپایداری در نظر گرفته می‌شود، اما در روش غیرخطی ناپایداری پس از عبور امتداد نیروهای مرکز ثقل از مرکز دوران ایجاد می‌شود. بدیهی است در روش غیرخطی هرچه سازه به ناپایداری نزدیک‌تر می‌شود از لنگر مقاوم کاسته می‌شود و پایداری سازه در برابر شتاب کم‌تری حفظ خواهد شد. این تغییرات به‌صورت خطی در نظر گرفته می‌شود[۷] و بیان‌گر ظرفیت سازه در برابر رخداد زلزله با شتاب‌های محرک متفاوت است (شکل ۲).



شکل ۲. نحوه بررسی سازوکار خرابی در روش حدی غیر خطی.[۱۰]

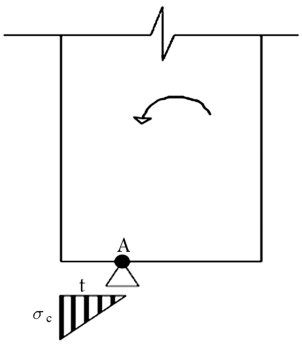
در این حالت از تلاقی طیف ظرفیت و طیف تقاضا (که در بخش بعد به‌صورت مفصل‌تر توضیح داده می‌شود)، نقطه‌ی عملکرد سازه محاسبه می‌شود.

در روش تحلیل حدی جنبشی طیف ظرفیت (غیرخطی) سازوکاری ایمن است که براساس رابطه ۱ تقاضای جابه‌جایی کم‌تر از ظرفیت نهایی جابه‌جایی در آن سازوکار باشد.[۷]

$$\Delta_d(T_S) \le d_u^* \qquad (۱)$$

$$\begin{aligned} &T_S < ۱/۵T_۱ \quad \Delta_d(T_s) = a_g S \frac{T_S^۲}{۴\pi^۲}\left(\frac{۳(۱+\frac{Z}{H})}{۱+(۱-\frac{T_S}{T_۱})^۲} - ۰/۵\right) \\ &۱/۵T_۱ \le T_S < T_D \quad \Delta_d(T_S) = a_g S \frac{۱/۵T_۱ T_S}{۴\pi^۲}\left(۱/۹ + ۲/۴\frac{Z}{H}\right) \\ &T_D \le T_S \qquad \Delta_d(T_S) = a_g S \frac{۱/۵T_۱ T_b}{۴\pi^۲}\left(۱/۹ + ۲/۴\frac{Z}{H}\right) \end{aligned} \qquad (۲)$$

در روابط فوق $\Delta_d(T_S)$ تغییر مکان تقاضا و d_u^* تغییر مکان ظرفیت برابر کمینه دو تغییر مکان است که یکی ۴۰درصد جابه‌جایی نهایی است که در آن ضریب ایمنی جانبی بار زلزله ($\alpha_۰$) برابر صفر شود و دیگری جابه‌جایی است که سبب ناپایداری موضعی شود (مانند لغزش تیراز روی دیوار)، a_g شتاب مبنای طرح برای احتمال ۱۰ درصد در ۵۰ سال، S ضریب نوع خاک، $T_۱$ زمان تناوب اصلی سازه، T_D پارامتر نوع طیف براساس استاندارد ایتالیا، Z ارتفاع مرکز ثقل سازه از روی فونداسیون، H



شکل ۳. در نظرگرفتن مقاومت فشاری در محاسبه نقطه دوران دیوار.[۱۰]

ارتفاع سازه از روی فونداسیون و T_S سکانت زمان تناوب (رابطه ۳) است.[۷] سایر روابط محاسبه‌ی پارامترهای رابطه‌ی ۲ در فرمول‌های ۳ تا ۹ ارائه شده است:[۷]

$$T_S = ۲\pi\sqrt{\frac{d_S^*}{a_S^*}} \qquad (۳)$$

$$d_S^* = ۰/۴ d_u^* \qquad (۴)$$

$$a_S^* = a_۰^*(۱ - \frac{d_S^*}{d_۰^*}) \qquad (۵)$$

$$a_۰^* = \frac{\alpha_۰ \sum_{i=۱}^{n+m} P_i}{M^*} = \frac{\alpha_۰ g}{e^*} \qquad (۶)$$

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=۱}^{n+m} P_i \delta_{X,i}\right)^۲}{g \sum_{i=۱}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^۲} \qquad (۷)$$

$$d^* = d_K \frac{\sum_{i=۱}^{n+m} P_i \delta_{X,i}}{\delta_{X,k} \sum_{i=۱}^{n+m} P_i} \qquad (۸)$$

$$a^* = a_۰^*(۱ - \frac{d^*}{d_۰^*}) \qquad (۹)$$

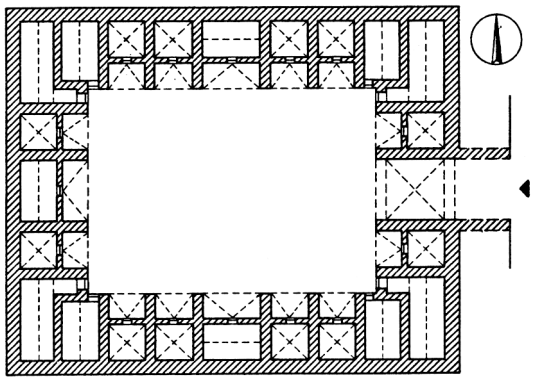
در روابط فوق $d_۰^*$ براساس رابطه‌ی ۸ به‌ازای $d_{K,۰}$ (فاصله‌ی افقی مرکز جرم سازه و محل دوران در هنگام ناپایداری نهایی)، $a_۰^*$ شتاب طیفی معادل ضریب ایمنی جانبی سازوکار، d^* جابه‌جایی طیفی لرزه‌یی، a^* شتاب طیفی لرزه‌یی، $\delta_{X,i}$ تغییر مکان نسبی جانبی محل اعمال بار iام، M^* جرم مؤثر سازوکار جنبشی[۱]، e^* جزء خرد جرم مؤثر سازه[۲]، P_i نیروی iام مؤثر برسازه، $n+m$ تعداد بارهای وارده بر سازه، $a_۰$ ضریب ایمنی سازه در برابر نیروی جانبی، d_S^* جابه‌جایی طیفی مجاز ظرفیت و a_S^* شتاب طیفی نظیر جابه‌جایی d_S^* (رابطه‌ی ۹) است.[۷] شایان ذکر است که در این نظریه طیف تقاضا به‌صورت خطی در نظرگرفته می‌شود و فرمول هندسی آن مطابق رابطه‌ی ۹ است. در این روش ضریب ایمنی رفتار خارج از صفحه از دوران دیوار حول کنج دیوار محاسبه می‌شود. می‌توان این ضریب را با جابه‌جایی نقطه‌ی دوران به‌میزان t ازکنج دیوار و با در نظرگرفتن مقاومت فشاری مصالح مصرفی (شکل ۳) محاسبه کرد.

۳. مطالعه‌ی موردی

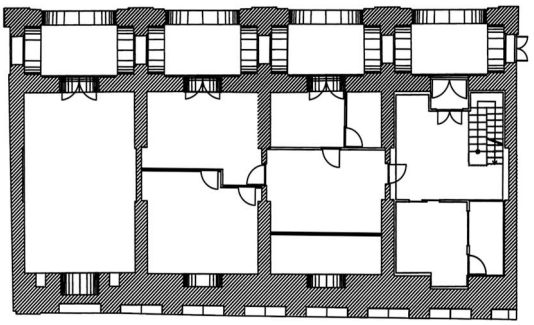
بسیاری از سازه‌های بنایی قدیمی در کشور دارای دیوارهای ضخیم باربرند که اگرچه ممکن است ضوابط درصد دیوار نسبی را برآورده کنند اما به‌دلیل ضعف در یک‌پارچگی عملکرد دچار شکست‌های موضعی می‌شوند. در شکل ۴ و ۵ دو نمونه از این نوع ساختمان‌ها که متعلق به دو دوره‌ی متفاوت تاریخی درکشور هستند، نشان

داده شده است. عمده‌ی ساختمان‌های قدیمی دارای کلاف‌های افقی و قائم نیستند، اما در برخی ساختمان‌های دهه‌ی ۵۰ به بعد از سقف تیرچه بلوک و کلاف افقی بتنی در تراز بام استفاده شده است. در این مطالعه توانایی این روش درخصوص تحلیل ساختمان‌های بنایی کلاف‌دار با مطالعه‌ی موردی ساختمان شکل ۵ نشان داده می‌شود. ساختمان مذکور دارای یک طبقه‌ی زیرزمین و یک طبقه‌ی همکف است (شکل ۶)، و سیستم باربر جانبی آن دیوارهای باربر، سقف آن تیرچه بلوک و دارای کلاف افقی در تراز سقف‌هاست.

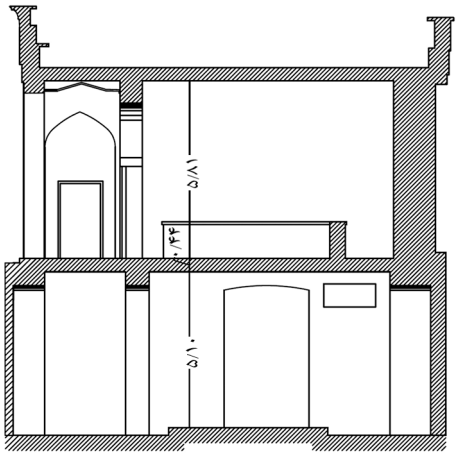
دیوارها از نوع آجرفشاری با ملات ماسه سیمان و به وزن ۱۸۵۰ کیلوگرم بر



شکل ۴. پلان کاروانسرای میراسماعیل واقع در بازار اصفهان، دوره ساخت: صفویه، ابعادبه متر.[۱۳]



شکل ۵. پلان همکف ساختمان مطالعه شده در مشهد، دوره ساخت: دهه‌ی ۶۰، ابعادبه متر.



شکل ۶. یکی از مقاطع عرضی ساختمان مورد مطالعه، ابعاد به متر.

مترمکعب، و وزن سقف نیز برابر با ۹۲۵ کیلوگرم بر متر مربع برآورد شده است. بار زنده برای بام معادل ۱۵۰ و برای کف در طبقه‌ی همکف ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظرگرفته شد. توزیع بار روی دیوارها با توجه به نوع کاربری ساختمان در ترکیب بار مرده به‌اضافه‌ی ۲۰ درصد بار زنده (DL+۰/۲LL) برای محاسبه‌ی بار لرزه‌یی محاسبه شد.[۱۴]

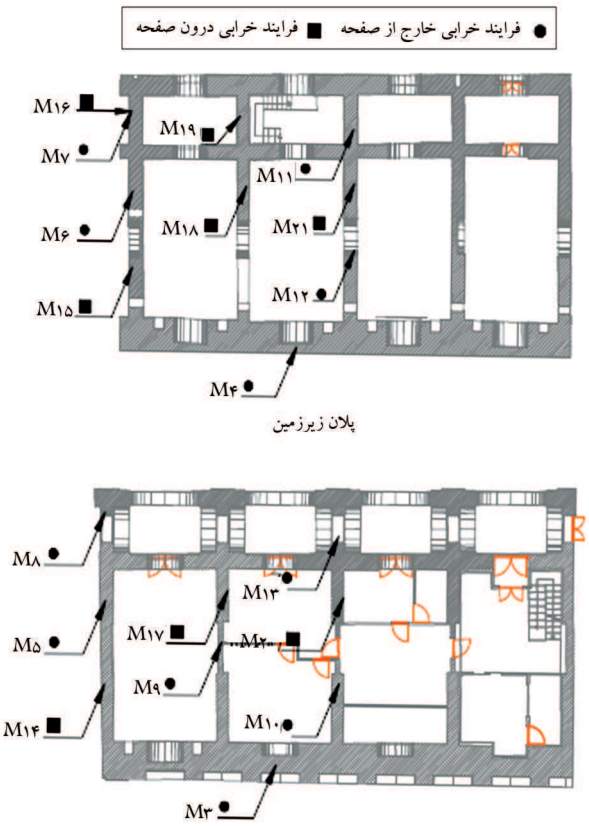
سطح اطلاعات براساس آیین‌نامه‌ی ایتالیا برابر کمینه در نظر گرفته شد که در این حالت می‌توان از مشخصات مکانیکی مصالح، بدون انجام آزمایش و براساس بررسی مطالعات مشابه و مدارک فنی موجود برای مدل‌سازی بهره جست. در این حالت ضریب اطلاعات براساس O.P.C.M۳۴۳۱ برابر ۱/۳۵ است. این بدان‌معناست که تغییر مکان نهایی محاسبه‌شده باید به‌میزان ۳۵ درصد کاهش یابد.[۷] با این توضیحات مقاومت فشاری واحد آجرکاری بدون انجام آزمایش و براساس بررسی مطالعات مشابه موجود برابر Mpa ۱ در نظر گرفته شد.

شتاب طرح زلزله در شهر مشهد برابر ۰/۳۵ شتاب ثقل برای زلزله‌یی با احتمال وقوع ۱۰ درصد در ۵۰ سال براساس مطالعه‌ی تحلیل خطر انجام‌شده توسط پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله برای مهندسان مشاور آستان قدس رضوی در نظرگرفته شده است.

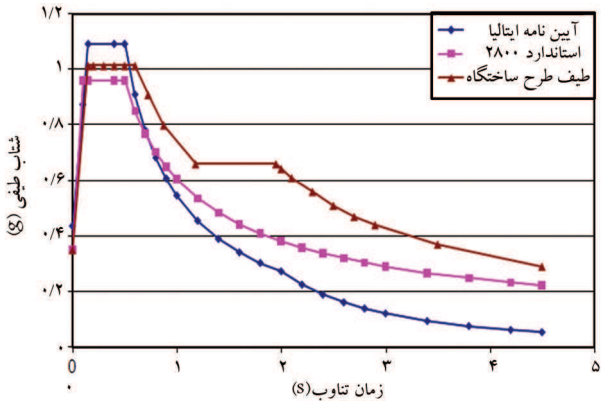
براساس گزارشات مکانیک خاک، خاک ساختگاه از نوع ۳ مطابق با ویرایش سوم آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ در نظرگرفته شده است.[۱۴] این خاک معادل خاک نوع C استاندارد ایتالیایی با ضریب خاک S=۱/۲۵ است.[۷] یادآور می‌شود که تعریف پارامتر S در آیین‌نامه‌ی ایتالیایی با آیین‌نامه‌ی ایران تفاوت دارد. پارامتر S در آیین‌نامه‌ی ایتالیا نشان‌گر مقدار طیف بازتاب به‌ازای پریود صفر است که این ضریب در خاک نوع ۳ براساس استاندارد ایتالیا برابر ۱/۲۵ است، ولی در آیین‌نامه‌ی ایران این مقدار برابر ۱ است. به‌همین منظور ضریب S محتاطانه برابر ۱/۲۵ در نظرگرفته شد.

۱.۳. ارزیابی آسیب‌پذیری با روش ساده‌شده‌ی تحلیل حدی جنبشی طیف ظرفیت

پس از برداشت وضع موجود و مشخص‌شدن هندسه و تعیین پارامترهای لازم، اقدام به شناسایی سازوکارهای خرابی شده است که تعداد آن‌ها به ۲۱ عدد رسید. این سازوکارها در دو دسته‌ی کلی شامل واژگونی خارج از صفحه‌ی دیوارها و بروز ترک قطری در رفتار درون صفحه‌ی آن‌ها در نظرگرفته شد. از این مرحله به بعد، سازوکارهای مذکور به‌عنوان نماینده‌ی رفتارکل ساختمان تلقی شده و بررسی‌های بعدی در مورد آن‌ها انجام شده است. شایان ذکر است که به‌دلیل عدم وجود کلاف‌بندی قائم بین دیوارها و مشاهدات عینی، دیوارهای متعامد بدون اتصال مقاوم در برابر حرکت زلزله در نظرگرفته شده‌اند. همچنین به‌دلیل صلبیت سقف تیرچه بلوک و با قبول استحکام کلاف‌بندی تراز بام و همچنین ارزیابی کیفی درمورد پی بنا و اطمینان از استحکام آن، سازوکارهای خرابی فقط برای دیوارها در نظرگرفته شده‌اند. به‌طور عام، ممکن است سازوکار خرابی موضعی در سقف یا در سایر اجزای ساختمان نیز قابل تصور باشد. بدین‌ترتیب تعداد دو سازوکار درخصوص واژگونی جان‌پناه‌های بنا، یازده سازوکار برای مود خرابی خارج از صفحه و هشت مورد نیز برای سازوکار خرابی درون‌صفحه‌ی دیوارها در نظرگرفته شد. این تعداد سازوکار به‌گونه‌یی انتخاب شد که ضمن پوشش رفتارکل بنا، از تحلیل تکراری دیوارهای مشابه پرهیز شود. موقعیت سازوکارهای انتخاب‌شده در شکل ۷ نشان داده شده است.



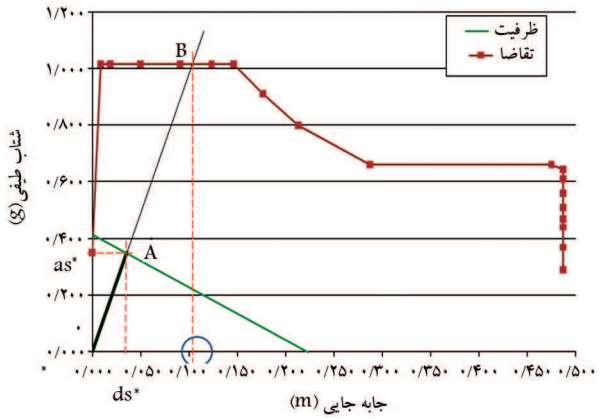
شکل ۷. محل و نوع سازوکارهای خرابی مطالعه شده.



شکل ۸. مقایسه طیف آیین‌نامه‌ی ایتالیا، استاندارد ۲۸۰۰ و طیف طرح ساختگاه.

به‌منظور دست‌یابی به نتیجه دقیق‌تر، از طیف طرح ساختگاه پروژه (به‌دلیل بالاتر بودن مقادیر آن نسبت به طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰) استفاده شد. این طیف توسط پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله برای مهندسان مشاور آستان قدس رضوی ارائه شده است. این در حالی است که استفاده از طیف طرح استاندارد ایتالیا به‌دلیل عدم همخوانی با نوع لرزه‌خیزی کشورمان منطقی نیست. تفاوت این سه طیف طرح که هر سه متعلق به خاک نوع ۳ هستند، در شکل ۸ قابل مشاهده است.

با توجه به توضیحات ارائه شده، و نیز با ترسیم طیف شتاب ـ جابه‌جایی نیاز می‌توان جابه‌جایی تقاضا را محاسبه کرد. در شکل ۹ طیف عملکرد سازوکار شماره ۲ مربوط به واژگونی جان‌پناه جنوبی بنا نشان داده شده است. چنان که ملاحظه



شکل ۹. طیف عملکرد سازوکار شماره ۲ مربوط به واژگونی جان‌پناه‌جنوبی.

می‌شود جابه‌جایی نهایی که با علامت دایره مشخص شده جابه‌جایی نظیر نقطه‌ی B است که از تقاطع خط OA و نمودار تقاضا به دست آمده است.

نتیجه‌ی بررسی ۲۱ سازوکار مطالعه‌شده در این ساختمان نشان داد که تعداد ۱۲ سازوکار در مقابل رخداد زلزله با احتمال ۱۰ درصد وقوع در ۵۰ سال ضریب ایمنی کافی ندارند و ساختمان دچار ناپایداری موضعی می‌شود. به‌طور متوسط سازوکارهای واژگونی جان‌پناه‌ها ۴۳٫۰ درصد و مودهای خرابی خارج از صفحه ۱۹٫۷ درصد کمبود ظرفیت دارند؛ همچنین ۲۵ درصد سازوکارهای خرابی داخل صفحه نیازمند بهسازی هستند. این در حالی است که درصد دیوار نسبی ساختمان از حد تعیین شده در استاندارد ۲۸۰۰ به‌مراتب بیشتر است و عدم وجود کلاف قائم از دلایل اصلی رخداد سازوکارهای درون‌صفحه است؛ عدم وجود کلاف‌های قائم و یک‌پارچگی بنا سبب رخداد سازوکارهای واژگونی جان‌پناه‌ها و سازوکارهای خارج از صفحه می‌شود. به‌هر حال نتایج ارائه‌شده نشان‌گر کارایی روش تحلیل حدی در تخمین همه‌ی حالات ممکن است. درصد دیوار نسبی در جهات مختلف و در طبقات مختلف درجدول ۱ ارائه شده است.

همچنین مقایسه‌ی ایمنی دیوارهای مطالعه‌شده در رفتار خارج از صفحه با استفاده از روش تحلیل حدی جنبشی غیرخطی و ضوابط دستورالعمل بهسازی لرزه‌یی ساختمان‌های بنایی موجود[۱۱] نشان می‌دهد که سازوکارهای شماره‌ی ۴، ۵، ۱۰، ۱۱، ۱۲، ۱۳، ۱۷ و ۲۰ ــ که براساس جدول ۲ نیازمند بهسازی هستند ــ براساس جدول ۳ ضابطه‌ی ایمنی را تأمین می‌کنند. علت این موضوع اعمال شرایط مرزی عدم وجود اتصال مقاوم در برابر زلزله‌ی دیوارهای متعامد در بررسی رفتار خارج از صفحه در تحلیل حدی جنبشی است، حال آن که در نشریه‌ی ۳۷۶ ضوابط با فرض وجود کلاف‌های قائم داده شده است. بنابراین با توجه به نتایج حاصله و توجه به این مطلب که سازوکارهای خارج از صفحه خرابی گسترده‌تر بنا و افزایش تلفات جانی بیشتر نسبت به سازوکارهای درون‌صفحه را به‌همراه دارد، مطالعه‌ی دقیق‌تر رفتار خارج از صفحه اهمیت بیشتری پیدا می‌کند. به‌همین دلیل سازوکارهای خارج از صفحه در مقابل نوع داخل صفحه تحت عنوان سازوکارهای

جدول ۱. درصد دیوارنسبی موجود و مقایسه آن با آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰.

	جهت طولی	جهت عرضی	کمینه آیین‌نامه‌ی
زیرزمین	۱۳٫۸	۱۱٫۰۷	۸
همکف	۱۴٫۸	۱۰٫۰۸	۶

جدول ۲. بررسی ایمنی سازوکارهای خرابی قبل از بهسازی با روش تحلیل حدی جنبشیِ طیف ظرفیت.

سازوکار	تغییر مکان ظرفیت قبل از بهسازی	تغییر مکان تقاضا		نیاز به بهسازی
		طیف طرح ساختگاه	طیف طرح کد ایتالیا	
M۱	۰٫۰۴	۰٫۰۸	۰٫۱۳	دارد
M۲	۰٫۰۷	۰٫۱۱	۰٫۱۶	دارد
M۳	۰٫۰۴	۰٫۳۲	۰٫۲۵	دارد
M۴	۰٫۰۴	۰٫۱۶	۰٫۱۰	دارد
M۵	۰٫۱۳	۰٫۱۸	۰٫۱۸	دارد
M۶	۰٫۱۴	۰٫۱۳	۰٫۰۹	ندارد
M۷	۰٫۱۶	۰٫۰۹	۰٫۰۵	ندارد
M۸	۰٫۱۲	۰٫۱۱	۰٫۱۲	ندارد
M۹	۰٫۰۶	۰٫۲۷	۰٫۲۵	دارد
M۱۰	۰٫۰۹	۰٫۱۱	۰٫۱۱	دارد
M۱۱	۰٫۱۴	۰٫۱۶	۰٫۱۷	دارد
M۱۲	۰٫۱۳	۰٫۱۴	۰٫۰۹	دارد
M۱۳	۰٫۱۳	۰٫۱۸	۰٫۱۸	دارد
M۱۴	۰٫۳۱	۰٫۲۱	۰٫۲۱	ندارد
M۱۵	۰٫۱۹	۰٫۱۸	۰٫۱۲	ندارد
M۱۶	۰٫۱۸	۰٫۱۴	۰٫۰۸	ندارد
M۱۷	۰٫۲۰	۰٫۲۶	۰٫۲۴	دارد
M۱۸	۰٫۱۹	۰٫۱۸	۰٫۱۲	ندارد
M۱۹	۰٫۱۹	۰٫۱۷	۰٫۰۹	ندارد
M۲۰	۰٫۱۹	۰٫۲۳	۰٫۲۳	دارد
M۲۱	۰٫۲۰	۰٫۱۹	۰٫۱۱	ندارد

جدول ۳. بررسی ایمنی رفتار خارج از صفحه براساس نشریه ۳۷۶.

دیوار	h	t	h/t	حداکثر مجاز[۱۱]
M۳	۵٫۳۶	۰٫۴۲	۱۲٫۸	۱۰
M۴	۴٫۴۹	۰٫۴۲	۱۰٫۷	۱۵
M۵	۶٫۲	۰٫۷	۸٫۹	۱۰
M۶	۵٫۵۹	۰٫۸۳	۶٫۷	۱۵
M۷	۳٫۹۸	۰٫۸۵	۴٫۷	۱۵
M۸	۳٫۷۳	۰٫۶۲	۶	۱۰
M۹	۶٫۲۰	۰٫۲۷	۲۳٫۰۰	۱۰
M۱۰	۳٫۷۴	۰٫۶۲	۶٫۰۰	۱۰
M۱۱	۵٫۷۳	۰٫۸۳	۶٫۹۰	۱۵
M۱۲	۵٫۷۳	۰٫۸۰	۷٫۲۰	۱۵
M۱۳	۶٫۲۵	۰٫۶۶	۹٫۵۰	۱۰

اولیه در مقابل سازوکارهای ثانویه نام گرفته‌اند.[۱۵] شایان ذکر است که روش مورد استفاده در این مقاله برگرفته از آیین‌نامه‌ی رایج کشور ایتالیا[۷] است و صحت نتایج آن به اعتبار آیین‌نامه‌ی مذکور متکی است. همچنین دقت قابل قبول نتایج روش تحلیل حدی ساده‌شده در تحقیقات مختلف[۱۶و۱۷] نیز نشان داده شده است، اما تحقیقات آزمایشگاهی بر روی ساختمان‌های با مصالح بومی قابل توصیه است و زمینه‌ی استفاده‌ی گسترده‌تر از روش فوق را در کشور فراهم می‌کند.

۴. نتیجه‌گیری

۱. به‌دلیل سهولت و سرعت انجام مطالعات و نیز توجه به وقوع خرابی‌های موضعی، روش تحلیل حدی جنبشی با استفاده از طیف ظرفیت یک روش کاربردی درخصوص تحلیل آسیب‌پذیری لرزه‌یی ساختمان‌های بنایی و به‌ویژه بناهای تاریخی به‌شمار می‌آید.

۲. بررسی ۲۱ سازوکار خرابی ساختمان مورد مطالعه حاکی از آن است که به‌طور متوسط سازوکارهای واژگونی جان‌پناه‌ها ۴۳ درصد و سازوکارهای خرابی خارج از صفحه ۱۹٫۷ درصد کمبود ظرفیت لرزه‌یی دارند و تنها ۲۵ درصد سازوکارهای خرابی داخل صفحه نیازمند بهسازی‌اند.

۳. عدم وجود کلاف قائم از دلایل اصلی رخداد سازوکارهای درون صفحه است؛ این در حالی است که درصد دیوار نسبی ساختمان از حد تعیین شده در استاندارد ۲۸۰۰ به‌مراتب بیشتر است.

۴. عدم وجود اتصال مناسب دیوارهای متعامد به یکدیگر ــ علی‌رغم تأمین ضابطه نسبت ضخامت به ارتفاع براساس نشریه ۳۷۶ ــ رخداد سازوکارهای خارج از صفحه را تسهیل می‌کند. لذا استفاده از تحلیل حدی جنبشی به‌منظور بررسی دقیق‌تر سازوکارهای خارج از صفحه قویاً پیشنهاد می‌شود.

علایم

T_1: زمان تناوب اصلی سازه

H: ارتفاع سازه از روی فونداسیون

Z: ارتفاع مرکز ثقل سازه از روی فونداسیون

a_0 یا C: ضریب ایمنی سازه در برابر نیروی جانبی

M^*: جرم موثر مکانیزم جنبشی

e^*: جزء خرد جرم موثرسازه

P_i: نیروهای موثر بر سازه

$n+m$: تعداد بارهای وارده به سازه

$\Delta_d(T_S)$: جابجایی تقاضا

d^*: جابجایی طیفی

a^*: شتاب طیفی لرزه‌یی

d_u^*: جابجایی ظرفیت طیفی

a_g: شتاب طراحی معادل ۱۰ درصد در ۵۰ سال

a_0^*: شتاب طیفی معادل ضریب ایمنی جانبی مکانیزم

$\delta_{X,i}$: تغییر مکان نسبی جانبی محل اعمال بار iام

d_k: جابجایی نظیر نقطه k

پانوشت

1. participating mass
2. fraction of participating mass

منابع

1. Lemos, J. "Discrete element modelling of the seismic behaviour of stone masonry arches", *In G. Pande, J. Middleton, and B. Kralj (Eds.), Computer Methods in Structural Masonry,* **4**, pp. 220-227 (1997).
2. Sincraian, G., *Seismic Behaviour of Block Masonry Structures: A Discrete Element Method Approach,* PhD thesis, Universidade T′ecnica de Lisboa and Instituto Superior T′ecnico, (2001).
3. Lourenco, P. and Rots, J. "A multi-surface interface model for the analysis of masonry structures", *J. Engrg. Mech.,* **123**(7), pp. 660-668 (1997).
4. Heyman, J. "The safety of masonry arches", *Int. J. Mech. Sci.,* **11**, pp. 363-385 (1969).
5. Nielsen, M., *Limit Analysis and Concrete Plasticity,* (Second ed.), CRC (1999).
6. Lourenco, P.B. "Analysis of historical constructions: From thrust-lines to advanced simulations", *Proceeding of P.B. Lourenşo P. Roca, (eds) Historical Constructions,* Guimarães, University of Minho (2001).
7. O.P.C.M. 3274, 20/03/2003, Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica & O.P.C.M. 3431/05 09/05/2005, Ulteriori modifiche ed integrazioni all′OPCM 3274/03 [in Italian].
8. آرشیو عکس پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، (www.iiees.ac.ir).
9. Lourenco, P.B. "Computations on historic masonry structures", *Progress in Structural Engineering and Materials,* **4**, pp. 301-319 (2002).
10. Class lectures of Advanced Master in structural analysis of monuments and historical buildings, University of Minho, Guimaraes, Portugal (2008).
11. دستورالعمل بهسازی لرزه‌یی ساختمان‌های بنایی غیرمسلح موجود، نشریه ۳۷۶، چاپ اول، انتشارات سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور (۱۳۸۶).
12. Orduña, A., *Seismic Assessment of Ancient Masonry Structures by Rigid Blocks Limit Analysis*, Ph. D. thesis, University of Minho, Department of Civil Engineering Guimarães Portugal (2003).
13. کیانی، محمدیوسف و کلایس، ولفرام، فهرست کاروانسراهای ایران، جلد دوم، چاپ اول، انتشارات سازمان میراث فرهنگی کشور (۱۳۶۸).
14. آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله استاندارد، استاندارد ۸۴-۲۸۰۰ ویرایش سوم، کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، انتشارات مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن (۱۳۸۴).
15. Giuffrè, A., *Safety and Maintenance of the Historical Centers,* The Ortigia case. Bari, Laterza (1993).
16. Pashanejati, S.R., *Seismic Assessment of Strengthening Methods of Masonry Construction by Simplified Kinematic Limit Analysis,* Msc Thesis, Technical Univ. of Catalonia(UPC), School of Civil Engineering, Barcelona, Spain (2008).
17. Cuzzilla, R., *Application of Capacity Spectrum Method to Medieval Constructions,* Msc Thesis, Technical Univ. of Catalonia (UPC), School of Civil Engineering, Barcelona, Spain (2008).